

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL**



**ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TECNICA Y ECONOMICA**  
**DEL PLAN MAESTRO DE AGUA POTABLE DE LA**  
**CIUDAD DE SONSONATE - REPUBLICA DE**  
**EL SALVADOR-CENTRO AMERICA**

**T E S I S**

Para optar el Título Profesional de  
**INGENIERO SANITARIO**

**ROSARIO ELIANA NUNEZ GIRALDO**

Promoción 1988 - I

Lima — Perú  
Agosto 1990

## AGRADECIMIENTO

Mi sincero agradecimiento al Ingº David Arriz P., por su asesoramiento y orientación.

## DEDICACION

A mis queridos padres, por su constante apoyo  
y paciencia.

A mi querida hermana, para que esta tesis sig-  
nifique tanto, como lo  
es para mí.

A mi querido esposo, por su gran colaboración  
y palabras de aliento.

## INDICE

<u>Capítulo</u>	<u>Título</u>	
1.0	INTRODUCCION	1
1.1	Objetivos	1
2.0	UBICACION Y CARACTERISTICAS DE LA CIUDAD	3
2.1	Ubicación	3
2.2	Breve reseña histórica	5
2.3	Area	6
2.4	Características topográficas	7
2.5	Clima	8
2.6	Aspecto urbano	10
3.0	SITUACION ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	21
3.1	Captaciones	21
3.2	Líneas de conducción	33
3.3	Almacenamiento	38
3.4	Equipos de bombeo	48
3.5	Red de distribución	55
3.6	Tratamiento	68
3.7	Conexiones domiciliarias	70
4.0	ESTUDIOS, EVALUACIONES Y CALCULOS PREVIOS PARA EL PLAN MAESTRO DE AGUA POTABLE	74
4.1	Estudio de fuentes actuales y potenciales	74
4.2	Catastro de usuarios	90

Capítulo	Título	
4.3	Análisis de pérdidas: fugas y desperdicios	91
4.4	Estudio de población y demanda actual y futura	99
4.5	Definición de parámetros de diseño	107
4.6	Evaluación hidrogeológica en la zona del proyecto	132
4.7	Investigación de precios de elementos básicos para la evaluación de alternativas	135
5.0	ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS Y SELECCION DE LA MAS CONVENIENTE	143
5.1	Planteamiento de alternativas	144
5.2	Costos de inversión y operación de los componentes de cada alternativa	217
5.3	Comparación de alternativas y selcción de la más conveniente	219

#### ANEXOS

A.	Análisis físico-químico y bacteriológico de las fuentes actuales y potenciales	223
B.	Fotografías	232
C.	Presupuestos de inversión y reinversión	245
	Costos de operación y mantenimiento	285
D.	Precios unitarios de los componentes	303
E.	Planos	402

## RELACION DE CUADROS

<u>Cuadro</u>	<u>Título</u>	<u>Pág.</u>
2.6-1	Número de viviendas en Sonsonate	13
2.6-2	Número de viviendas en distrito de San Antonio del Monte	13
2.6-3	Infraestructura física y personal médico y paramédico en el sector salud en el AMSO (1989)	15
2.6-4	Número de casos y tasas de morbilidad de las diez principales enfermedades en El Salvador	16
2.6-5	Número de alumnos y docentes de educación Primaria (urbana y rural)	17
2.6-6	Número de colegios de educación Primaria en 1989	19
3.1-1	Estadística de producción de las captaciones	25
3.5-1	Redes matrices y de relleno en Sonsonate, Sonzacate y San Antonio del Monte	60
3.5-2	Presiones en red de distribución	63
3.5-3	Inventario de válvulas y grifos contra incendio en Sonsonate, Sonzacate y San Antonio del Monte	66

<u>Cuadro</u>	<u>Título</u>	<u>Pág.</u>
3.7-1	Número de conexiones por diámetro y tipo de conexión a Junio de 1989	71
3.7-2	Conexiones domiciliarias de agua potable	72
4.1-1	Rendimiento de manantiales actuales y potenciales	77
4.1-2	Caudales máximos - río Sensunapán	82
4.1-3	Caudales mínimos - río Sensunapán	83
4.1-4	Caudales máximos - río Ceniza	84
4.1-5	Caudales mínimos - río Ceniza	85
4.1-6	Análisis físico-químico del agua - río Sensunapán	86
4.1-7	Análisis físico-químico del agua - río Ceniza	87
4.1-8	Análisis bacteriológico de fuentes actuales y potenciales	88
4.1-9	Análisis físico-químico de fuentes actuales y potenciales	89
4.2-1	Número de usuarios existentes por tipo de conexión	92
4.3-1	Producción de agua potable	93
4.3-3	Consumos de agua potable	93
4.3-2	Consumo por conexión domiciliaria sin medidor	95
4.3-4	Pérdidas de agua potable	98

<u>Cuadro</u>	<u>Título</u>	<u>Pág.</u>
4.3-5	Fugas y desperdicios de agua potable	98
4.4-1	Proyección de población del AMSO	102
4.4-2	Densidad por tipo de vivienda	105
4.4-3	Proyección de la población y demanda de agua	106
4.5-1	Dotaciones y caudales de diseño	110
4.5-2	Volumen de consumo acumulado en San Antonio del Monte	112
4.5-3	Caudales horarios del consumo en San Antonio del Monte	114
4.6-1	Resumen de inventarios y caracterís- ticas técnicas de los pozos	136
5.1.1-1	Patrones de uso del suelo - 1980 según Plan de Desarrollo Urbano	147
5.1.1-2	Areas urbanas futuras proyectadas siguiendo patrones de desarrollo	148
5.1.1-3	Areas urbanas proyectas reajustadas	149
5.1.1-4	Periodos óptimos de diseño	151
5.1.2-1	Población y caudal máximo diario	153
5.1.2-2	Déficit de producción por quinquenio	153
5.1.3-0	Análisis de alternativas	155
5.1.3-1	Zonas de presión	156
5.1.3-2	Caudales máximos diarios alternativas "A-1" y "A-2"-1a.Etapa	160



<u>Cuadro</u>	<u>Título</u>	<u>Pág.</u>
5.1.3-3	Volúmenes de almacenamiento alternativas "A-1" y "A-2"-1a.Etapa	162
5.1.3-4	Caudales máximos diarios alternativas "A-1" y "A-2"-2a.Etapa	167
5.1.3-5	Volúmenes de almacenamiento alternativas "A-1"y "A-2"-2a.Etapa	170
5.1.3-6	Caudales máximos diarios alternativas "A-1" y "A-2"-3a.Etapa	173
5.1.3-7	Volúmenes de almacenamiento alternativas "A-1" y "A-2"-3a.Etapa	177
5.1.3-8	Caudales máximos diarios alternativa "A-3" - 1a. Etapa	195
5.1.3-9	Altura dinámica total (HDT) y potencia de motor alternativa "A-3" 1a. Etapa	196
5.1.3-10	Volumen de almacenamiento alternativa "A-3" - 1a. Etapa	198
5.1.3-11	Caudales máximos diarios alternativa "A-3" - 2a. Etapa	203
5.1.3-12	Número de pozos proyectados y horas de bombeo - alternativa "A-3"	204
5.1.3-13	Altura dinámica total (HDT) y potencia del motor alternativa "A-3" 2a. Etapa	205

<u>Cuadro</u>	<u>Título</u>	<u>Pág.</u>
5.1.3-14	Volúmenes de almacenamiento alternativa "A-3" - 2a. Etapa	208
5.1.3-15	Caudales máximos diarios alternativa "A-3" - 3a. Etapa	212
5.1.3-16	Altura dinámica total (HDT) y potencia del motor alternativa "A-3" 3a. Etapa	213
5.1.3-17	Volúmenes de almacenamiento alternativa "A-3" - 3a. Etapa	216
5.2-1	Porcentaje sobre la inversión, para el cálculo del costo de mantenimiento	218
5.2-2	Resumen costos de alternativa "A-1"	220
5.2-3	Resumen costos de alternativa "A-2"	221
5.2-4	Resumen costos de alternativa "A-3"	222

## RELACION DE FIGURAS

<u>Figura</u>	<u>Título</u>	<u>Pág.</u>
2.1-1	El Salvador-departamento de Sonsonate ciudad de Sonsonate - ubicación	4
2.4-1	Area Metropolitana de Sonsonate (AMSO)	9
3.0-1	Sistema de agua potable del AMSO	22
3.1-1	Ubicación de captaciones actuales	24
3.1.1-1	Captación Santa Lucía	27
3.1.2-1	Captación San Antonio	30
3.3.1-1	Reservorio de cabecera de 2200 m3	41
3.3.2-1	Reservorio flotante de 210 m3	42
3.3.3-1	Reservorio de San Genaro de 150 m3	44
3.3.4-1	Reservorio flotante de 125 m3	46
3.3.5-1	Reservorio de cabecera de 50 m3	49
3.4.1-1	Estación de bombeo Atonal	52
3.4.1-2	Estación de bombeo Atonal	53
3.5-1	Puntos de medición de presiones	62
3.5-2	Areas de ampliación de redes de agua potable	65
4.1-1	Fuentes actuales y potenciales	80
4.1-2	Ubicación de estaciones hidrométricas en los ríos Sensunapán y Ceniza	81
4.3-1	Ubicación de medidores instalados en el estudio de campo	97

<u>Figura</u>	<u>Título</u>	<u>Pág.</u>
4.4-1	Análisis comparativo de proyecciones de población	100
4.5-1	Diagrama de masa-San Antonio del Monte	113
4.5-2	Variaciones horarias de consumo en San Antonio del Monte	118
4.6-1	Plano geológico	134
4.6-2	Plano hidrogeológico	137
4.6-3	Diagrama de análisis de agua	138
4.6-4	Diagrama de potabilidad del agua	139
5.1.3-1	Alternativa "A-1" - 1a. Etapa	159
5.1.3-2	Alternativa "A-1" - 2a. Etapa	166
5.1.3-3	Alternativa "A-1" - 3a. Etapa	172
5.1.3-4	Alternativa "A-2" - 1a. Etapa	180
5.1.3-5	Alternativa "A-2" - 2a. Etapa	184
5.1.3-6	Alternativa "A-2" - 3a. Etapa	188
5.1.3-7	Alternativa "A-3" - 1a. Etapa	193
5.1.3-8	Alternativa "A-3" - 2a. Etapa	201
5.1.3-9	Alternativa "A-3" - 3a. Etapa	210

## 1.0

## INTRODUCCION

La presente tesis de grado trata del Estudio de Factibilidad Técnico-Económica del Plan Maestro de Agua Potable para la ciudad de Sonsonate, analiza en forma ordenada la situación actual de los servicios y la necesidad de su mejoramiento y ampliación. Considera las alternativas posibles, bajo un concepto socio-económico, en el que el usuario juega un rol primordial, en cuanto a su aceptación y capacidad de pago.

### 1.1 Objetivos

- a) Del Estudio de Factibilidad: tratan de aplicar principios, lineamientos y normas de diseño de Ingeniería Sanitaria a la realidad socio-económica de la población y ámbito del proyecto. Con los estudios técnicos y análisis económicos realizados, se formulan los planteamientos de desarrollo de los servicios hasta el período de diseño, considerado de 30 años (1990-2020).
- b) Del diagnóstico o estado de situación: realizar investigaciones y recabar información sobre el estado conservación, operación y mantenimiento, así como las posibilidades de recursos hídricos para futuras ampliaciones.

Las finalidades básicas son las siguientes:

Asegurar la información necesaria para el estudio de alternativas.

- . Determinar la fuente o fuentes factibles para satisfacer la demanda futura.
- . Conocer el comportamiento hidráulico y las condiciones físicas de las redes de agua potable.
- . Recopilar y analizar información de la producción y el consumo, para posibilitar la estimación de fugas y desperdicios.
- . Identificar las zonas de servicio.
- . Compatibilizar la cobertura de servicios con los programas de desarrollo y renovación urbana verificando la realidad in situ.
- . Tomar muestras de las fuentes de abastecimiento, para determinar su calidad físico-química y bacteriológica.

## 2.0 UBICACION Y CARACTERISTICAS DE LA CIUDAD

Se refiere a la presentación de las características de mayor importancia de la ciudad relacionadas con el Estudio de Factibilidad Técnico-Económico.

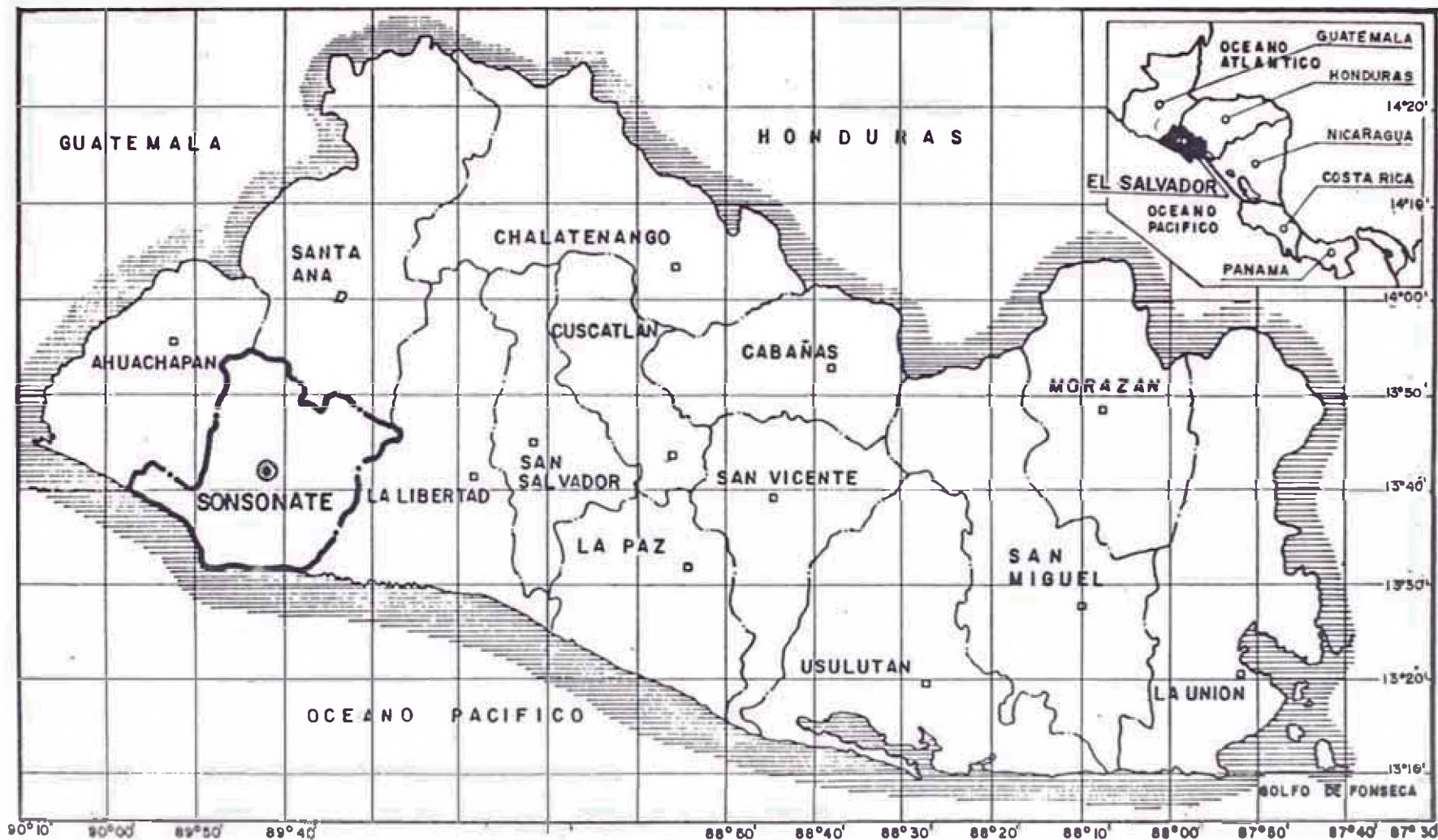
### 2.1 Ubicación

La ciudad de Sonsonate, es la cuarta ciudad más importante de la república de El Salvador en Centro América, desde el punto de vista poblacional. Es capital del departamento del mismo nombre. Está ubicada en la parte Sur-Occidental del país, a orillas del río Sensunapán entre los 13°43'20" de latitud Norte y 89°43'45" de longitud respecto del meridiano de Greenwich y a 64 Km. por vía terrestre de la capital del país, San Salvador. En la figura 2.1-1 se muestra la ubicación de la ciudad de Sonsonate.

Para los efectos del Estudio de Factibilidad del Plan Maestro de Agua Potable, al Area Metropolitana de Sonsonate (AMSO), comprende las áreas urbanas de los distritos de Sonzacate, Sonsonate y San Antonio del Monte. Debido a la cercanía entre ellos y a las condiciones similares de su desarrollo, les ha considerado como

Fig. 2.1-1

El Salvador - departamento de Sonsonate - Ciudad de Sonsonate - ubicación





una sola unidad urbana.

## **2.2 Breve reseña histórica**

La ciudad de Sonsonate fue fundada en 1552 por Don Antonio Domínguez con autorización del funcionario real Don Gonzalo de Alvarado y fue llamada Villa del Espíritu Santo de Sonsonate. Surgió esta villa en la provincia de los Izalcos. La comunidad indígena de los Izalcos según refiere el cronista Fray Juan de Torquemada, es por lo menos de los albores de la segunda mitad del siglo XI de la era cristiana y se llamaba Tecpan-Izalco.

En 1550, Tecpan-Izalco tenía una población de 4,500 habitantes y era el núcleo indígena más densamente poblado del territorio salvadoreño.

En el año 1553 por intereses de poderosos mercaderes, la Villa del Espíritu Santo fue ubicada en otro sitio cercano y se hizo un nuevo trazo de la urbe denominándose desde entonces Villa de la Santísima Trinidad, más conocida luego como Villa de Sonsonate.

El 15 de setiembre de 1821 se independizó Sonsonate del gobierno español quedando incorporada al estado de Guatemala.

A partir del 22 de diciembre de 1823 por su proximidad al estado de El Salvador y por otras causas, Sonsonate quedó anexado a este estado.

La Constitución Política del 12 de junio de 1824, creó el departamento de Sonsonate con capital en la ciudad de este nombre.

La "Estadística" de 1,853 de fecha 31 de octubre de 1853 asigna a la ciudad de Sonsonate una población de 4,472 habitantes.

Por Decreto Legislativo del 21 de marzo de 1901, se anexaron como barrios de la ciudad de Sonsonate, los pueblos de Sonzacate, Nahulingo y San Antonio del Monte, pero se le segregaron por Decreto Legislativo del 21 de abril de 1904.

### 2.3 Area

La extensión del área ocupada por el AMSO es de 570 Has. aproximadamente. Asumiendo que las proporciones de ocupación por tipo de actividad no ha tenido significativa variación desde junio del año 1980, en el que se hizo el último censo de uso del suelo, podemos decir que

de dicha área, el 70% corresponde a vivienda, 14% a uso institucional, 6% a uso industrial, 6% a uso comercial, 3.4% a uso recreativo y 0.6% a uso de transporte, comunicaciones y servicios públicos.

#### **2.4 Características topográficas**

El AMSO se extiende entre el río San Antonio de los Milagros por el Occidente y el río Quequeishquillo por el Oriente. Por el Norte alcanza la cota 285 m.s.n.m. y por el Sur la cota 200 m.n.s.m.. Por el área discurren además los ríos Sensunapán y Ceniza, siendo el río Sensunapán el de mayor importancia en la zona.

El AMSO presenta en el sentido Norte-Sur una pendiente promedio en su relieve de 2%. Hacia el límite Occidental del área el relieve adquiere una topografía más accidentada por la presencia de la quebrada Julupe y otras más pequeñas. La longitud promedio del AMSO se presenta en el sentido Norte-Sur y mide aproximadamente 4 Km. y el ancho promedio se presenta en el sentido Este-Oeste y mide aproximadamente 3.25 Km.

Las zonas más altas se presentan hacia el Norte y Nor-Oeste de la ciudad, donde se encuentran el Destacamento Militar N° 6 que alcanza una cota de 337 m.n.s.m.; la

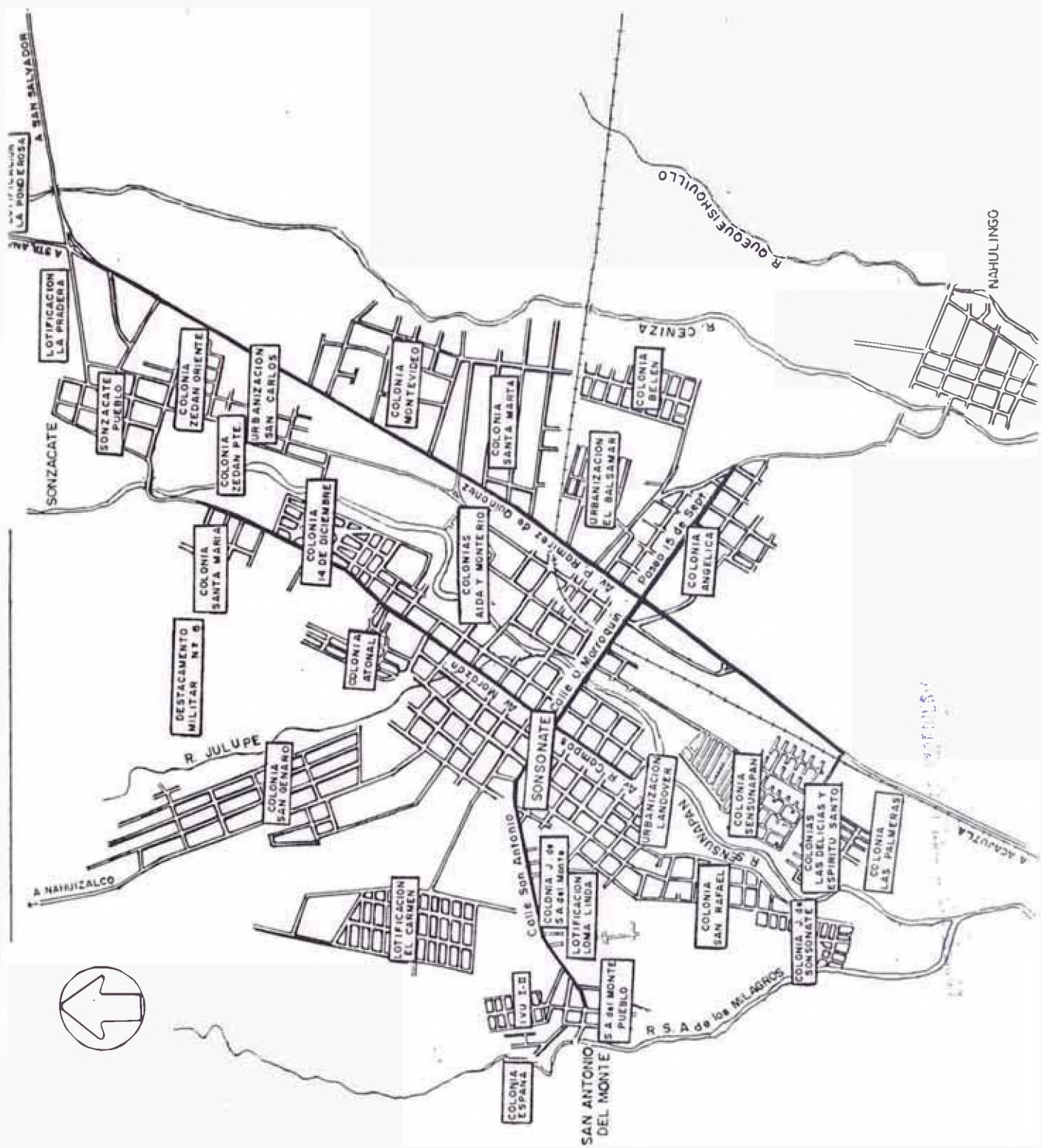
colonia San Genaro que alcanza una cota de 320 m.s.n.m. y la lotificación El Carmen que alcanza una cota de 300 m.s.n.m.. Las zonas medias se encuentran hacia el Nor-Este de la ciudad y están ubicadas entre las cotas 285 m.s.n.m. y 235 m.s.n.m., vale decir entre el distrito de Sonzacate inclusive y las calles 5ta. calle Poniente y 9na. calle Oriente del Distrito de Sonsonate.

Las zonas bajas se ubican a partir de la cota 235 m.s.n.m. hasta la cota 200 m.s.n.m.; en ésta última se ubican las colonias Jardines de Sonsonate y la lotificación Las Palmeras (ver figura 2.4-1, el AMSO con sus distritos y colonias).

## 2.5 Clima

En El Salvador, desde el punto de vista meteorológico, hay dos estaciones y dos transiciones durante el curso del año, la estación seca se presenta de noviembre a abril, la transición seca-lluviosa de abril a mayo, la estación lluviosa de mayo a octubre y la transición lluviosa-seca de octubre a noviembre.

En el AMSO el clima es caluroso, con temperaturas promedio al año de 24.2 °C, siendo el promedio máximo de 32.4 °C y el promedio mínimo de 19.8 °C.



La precipitación normal al año alcanza a 1,759 mm. y al mes durante la estación lluviosa alcanza 343 mm.. La máxima precipitación anual alcanzó 2,822 mm. en 1961, siendo el mes más lluvioso en 1989, setiembre con 939 mm.

## 2.6 Aspecto Urbano

En el AMSO, el centro del distrito Sonsonate presenta mayor movimiento urbano porque en esta área se ubican principalmente las zonas comerciales de primer orden, concentrando los centros de trabajo y de transacciones. En la periferia del distrito, sobre todo hacia el Occidente, Sur y Oriente, se han extendido las zonas residenciales que cuentan sólo con comercios locales.

El distrito de Sonzacate presenta predominantemente zonas de viviendas y pequeños comercios locales.

El distrito de San Antonio del Monte presenta poco movimiento urbano porque está destinado mayormente a viviendas.

La industria en el AMSO, por su pequeña escala, no influye en el aspecto urbano, salvo la compañía Azucarera Central Izalco que ofrece viviendas a sus trabajadores

dentro del área de su propiedad industrial.

Las calles en el AMSO son en su mayoría pavimentadas, distinguiéndose dos tipos de pavimentos, el de asfalto y el de adoquín. La conservación es buena en el centro de la ciudad, disminuyendo a regular y mala en las zonas periféricas. La mayoría de las nuevas lotificaciones son habilitadas y ocupadas con sus calles sin pavimentar.

El AMSO presenta dos avenidas principales, la Av. Oidor Pedro Ramírez de Quiñonez y la Av. Morazán, ambas se extienden de Nor-Este a Sur-Oeste. La primera une directamente la vía que va a San Salvador con la vía que va al puerto de Acajutla soportando un tránsito pesado intenso; esta asfaltada y presenta un estado de conservación bueno. La segunda une la parte alta con la parte baja de la ciudad pasando por el parque Central Rafael Campos, que es la plaza pública principal de Sonsonate, se halla también asfaltada en buen estado de conservación.

Otra calle importante es la calle Obispo Marroquín, la cual a partir de su intersección con la Av. Oidor Pedro Ramírez se denomina Paseo 15 de setiembre. Esta calle se extiende de Nor-Oeste a Sur-Este, une el centro de la

ciudad con el terminal de buses y soporta intenso tránsito, porque es la salida principal para tomar las rutas hacia San Salvador, Santa Ana y Acajutla. Se halla asfaltada, en buen estado de conservación.

El AMSO presenta en su área central, la zona consolidada y de mayor antigüedad, donde se ubican viviendas del tipo unifamiliar y también la mayor proporción de mesones. Mesón es una parcela donde se ubican un determinado número de habitaciones en las cuales habitan diferentes familias, compartiendo los servicios de agua potable y alcantarillado. En esta zona se ubican también las zonas comerciales de mayor extensión y la mayoría de las instituciones públicas.

En las zonas periféricas se han desarrollado las áreas de expansión urbana conformadas por colonias y lotificación donde se ubican viviendas en su mayoría unifamiliares.

Las viviendas están construidas en su mayoría con ladrillo y adobe en forma mixta y son de uno o dos pisos, los techos son a dos aguas con drenaje de lluvia.

En los cuadros 2.6-1 y 2.6-2 se muestra el número de viviendas existentes en los distritos de Sonsonate y San



Cuadro 2.6 - 1

Número de viviendas en Sonsonate.

TIPO DE VIVIENDA	N U M E R O
Particular	9,349
Colectivos	260
Público	189
Comerciales	275
Industriales	180
<b>TOTAL</b>	<b>10,261</b>

Fuente: Información de Unidad de Salud de Sonsonate.

Cuadro 2.6 - 2

Número de viviendas en distrito de San Antonio del Monte

TIPO DE VIVIENDA	N U M E R O
Urbanas	2,500
Rurales	2,640
Industriales	2
<b>TOTAL</b>	<b>5,142</b>

Fuente: Información de la Alcaldía de San Antonio del Monte.

Antonio del Monte, respectivamente.

La población actual del AMSO se estima en 71,158 habitantes, según estudios del Plan de Desarrollo Urbano de Sonsonate, realizado para el Ministerio de Obras Públicas.

Respecto a los servicios de salud pública, en el AMSO, se cuenta con un Hospital General equipado con 241 camas, 3 unidades de salud y 3 clínicas particulares, además con el Hospital del Instituto Salvadoreño del Seguro Social equipado con 70 camas.

En estos centros de salud atienden un total de 187 médicos y 204 de personal paramédico (ver cuadro 2.6-3).

Las enfermedades de origen hídrico a nivel nacional se muestran en el cuadro 2.6-4. No se pudo obtener mayor información en cuanto a mortalidad y morbilidad, por la escasez de estadísticas.

En lo que respecta a educación, asistieron a clases en 1989 un total de 26,117 alumnos y 530 docentes, incluyendo tanto el área urbana como rural de los distritos del AMSO, distribuidos en 65 colegios, tanto estatales como rurales. En el cuadro 2.6-5 se muestra la estadís-

Cuadro 2.6-3

Infraestructura física y personal médico y paramédico en el sector salud en  
el ANSO(1989)

DISTRITO	* INFRAESTRUCTURA FISICA				PERSONAL					
					MEDICO			PARAMEDICO		
	No. Hosp.	No. Hosp. I.S.S.S	No. Unid. de salud	Clínicas	Hosp. Gral.	I.S.S.S	U. de salud	Hosp. Gral.	I.S.S.S	U. de salud
Sonsonate	1	1	1	3	147	33	3	104	63	19
Hahulingo	-	-	1	-	-	-	1	-	-	2
Izalco	-	-	1	-	-	-	3	-	-	16
Sub-Total	1	1	3	3	147	33	7	10	63	37
<b>Total</b>	8				187			204		

Fuente : Información del Hospital San Juan de Dios, I.S.S.S y Unidad de salud de Sonsonate.

\* Los distritos de Sonzacate y San Antonio del Monte no cuentan con estructura físicas de salud.

Cuadro 2.6-4 -- Número de casos y tasas de morbilidad de las diez principales enfermedades en El Salvador

CAUSAS	1980		1981		1982		1983		1984		1985		1986		1987		1988	
	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>	Nº Casos	Tasa <sup>(*)</sup>
Parasitismo Intestinal	117,086	2,597.1	158,712	3,468.4	121,301	2,567.7	121,301	2,567.7	137,731	2,881.7	117,739	2,424.8	134,085	2,798.8	152,740	3,095.7	162,504	3,229.7
Influenza o Gripe	94,383	2,091.9	104,277	2,273.5	83,770	1,773.2	83,770	1,773.2	108,908	2,111.3	101,708	2,094.7	115,819	2,393.3	132,382	2,681.5	151,833	3,017.7
Enfermedad diarreica	139,382	3,098.8	159,245	3,472.8	116,798	2,472.4	116,798	2,472.4	116,978	2,447.3	106,759	2,198.7	133,183	2,771.3	128,191	2,436.8	159,833	3,177.7
Paludismo	95,835	2,125.8	93,187	2,031.7	65,487	1,384.5	65,487	1,384.5	66,844	1,398.5	43,474	895.3	24,239	504.4	12,761	258.6	18,691	212.5
Disenteria amebiana sin mención absceso hepático	12,441	275.9	14,438	314.6	7,687	162.7	7,687	162.7	14,936	312.5	12,411	255.6	26,932	568.4	11,728	237.7	16,778	333.5
Varicela	2,518	55.8	--	--	4,304	91.1	4,304	91.1	5,721	119.7	5,255	108.2	5,522	384.9	5,618	113.7	6,848	128.2
Fiebre tifoidea y paratifoidea	--	--	--	--	--	--	--	--	5,465	114.3	3,322	68.4	4,797	99.8	5,555	112.6	--	--
Escabiosis	--	--	--	--	--	--	--	--	8,588	179.5	5,135	105.7	4,465	92.9	4,524	91.7	14,734	292.8
Infección gonococcica aguda del aparato genitourinario	5,289	117.3	5,735	125.8	5,984	126.7	5,984	126.7	5,675	118.7	4,391	90.4	4,348	90.3	4,139	83.9	6,512	129.4
Sífilis	5,841	129.6	5,202	113.4	4,858	85.7	4,858	85.7	--	--	3,798	78.8	--	--	3,818	61.2	--	--

(\*) Tasa por 100,000 habitantes.

Fuente Anuario del Ministerio de Salud.

Según el boletín SITUACION DE SALUD 1985-1988 del Ministerio de Salud, la cobertura de servicios de acueductos y alcantarillado, son parte de las altas tasas de enfermedades de transmisión hídrica en El Salvador que están por el orden de 3,731 casos por 100,000 habitantes.

Cuadro 2.6-5

## Número de alumnos y docentes de educación Primaria (Urbana y Rural)

DISTRITO	ALUMNOS POR AÑO						DOCENTES POR AÑO					
	84	85	86	87	88	89	84	85	86	87	88	89
Sonsonate	11664	9713	10597	12094	16150	20591	345	359	374	389	405	521
Sonzacate	2219	2009	3000	2708	1821	1978	33	34	35	36	37	39
San Antonio del Monte	3086	1844	1179	2750	1005	2095	29	30	31	32	34	35
Nohulingo	2213	2764	2098	2127	1433	1453	29	30	31	32	34	35
<b>TOTALES</b>	<b>19182</b>	<b>16330</b>	<b>16874</b>	<b>19679</b>	<b>20409</b>	<b>26117</b>	<b>436</b>	<b>453</b>	<b>471</b>	<b>489</b>	<b>510</b>	<b>530</b>

Fuente: Información de la regional de Educación Básica de Sonsonate.

tica de los últimos seis años en cuanto a alumnos y docentes y en el cuadro 2.6-6 el número de colegios primarios en 1989.

En el AMSO existe desde junio de 1987 una compañía de Bomberos Voluntarios que cuenta con 2 unidades móviles para el combate de siniestros, una de 800 glns. y otra de 300 glns., están equipadas con mangueras de 2 1/2" de diámetro, pero no cuentan con motobomba. A la fecha han atendido emergencias con frecuencia de 4 al mes, consistiendo generalmente en accidentes de tránsito e incendio de vehículos.

En el AMSO, los distritos de Sonsonate, Sonzacate y San Antonio del Monte, cuentan con servicios de agua potable y alcantarillado de aguas negras a cargo de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado, ANDA. El abastecimiento de agua en la actualidad está restringido, porque la demanda supera en gran medida a la producción. La gran mayoría de la población tiene agua sólo por horas y no se puede atender a las nuevas lotificaciones.

El AMSO como una unidad urbanizada, presta los servicios propios de una ciudad a una población que se dedica básicamente a la agricultura y al comercio y que se

**Cuadro 2.6-6** Número de colegios de Educación Primaria en 1989

DISTRITO	No. DE COLEGIOS PRIMARIOS		
	Estatad		Privado
	Urbano	Rural	
Sonsonate	20	17	14
Sonzacate	3	1	-
San Antonio del monte	2	4	-
Nahulingo	2	2	-
Sub-total	27	24	14
Total	65		

Fuente : Información de la Regional de Educación Básica de Sonsonate.

encuentra en una etapa de expansión rápida si nos atenemos a lo observado en los estudios del Plan de Desarrollo Urbano de Sonsonate, en el cual se señala que entre los años 1950 y 1971, la población se duplicó y que entre los años 1971 y 1980, creció en un 32.6%. Por tanto los servicios, para que no funcionen como freno al crecimiento de la zona, deben desarrollarse paralelamente previendo las necesidades futuras que tal crecimiento demanda.



### 3.0 SITUACION ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

El sistema de agua potable en Sonsonate, se encuentra actualmente en un estado de estancamiento, debido a que no se ha incrementado la producción de agua, siendo las fuentes actuales insuficientes para satisfacer la demanda de la población.

Los tres reservorios de regulación existentes (de un total de cinco) diseñados para funcionar como flotantes, no funcionan como tal, por la mala ubicación con respecto a la red de distribución.

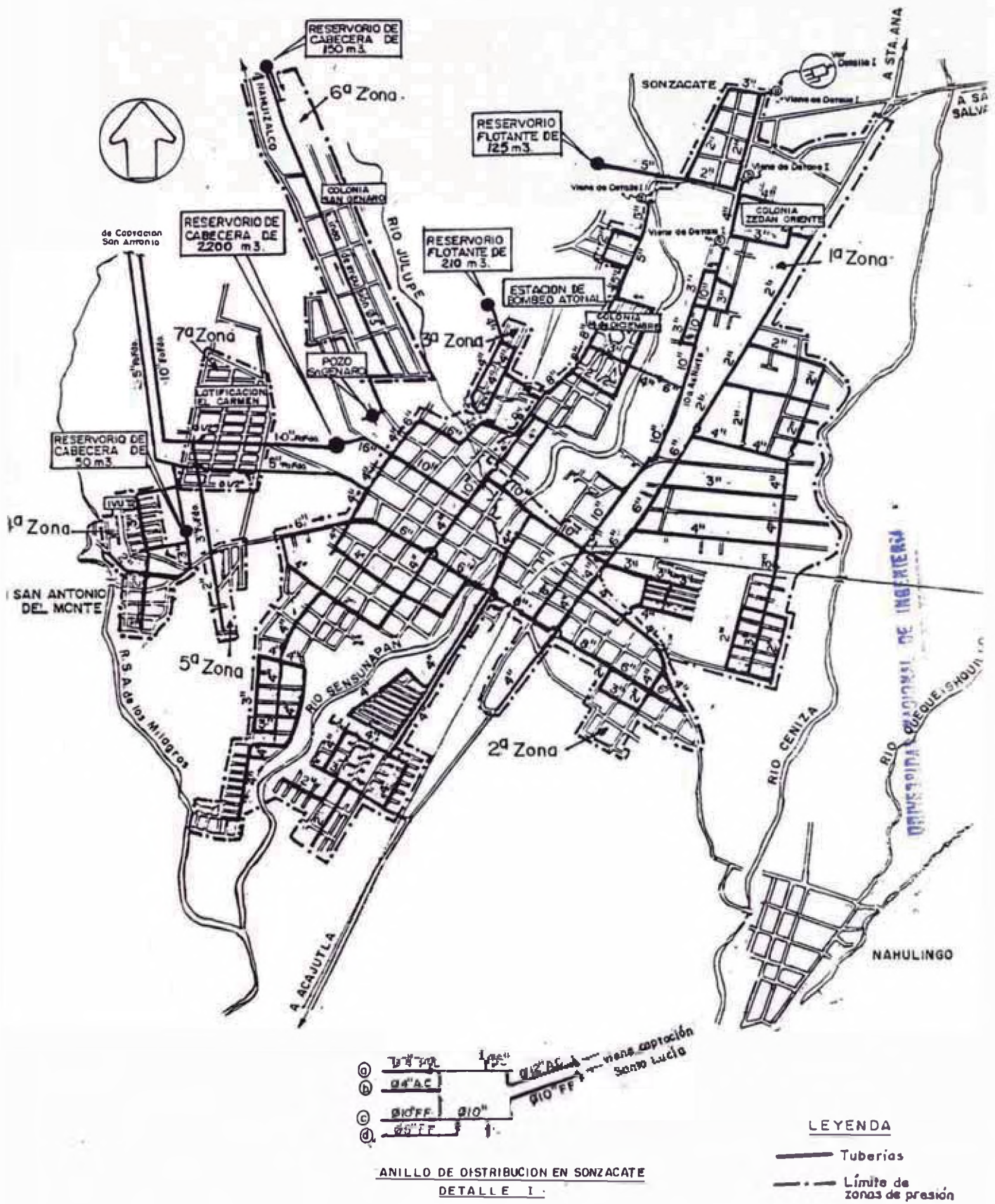
Las redes de distribución han crecido en forma desordenada, sin basarse en un proyecto hidráulico que lo haga operable, en cuanto a distribuir bien los caudales y tener presiones buenas (entre 10 y 50 m.c.a.).

A continuación se hace la descripción detallada del sistema actual, y en la figura 3.0-1 se muestra dicho sistema.

#### 3.1 Captaciones

El AMSO tiene como fuente de abastecimiento las aguas subterráneas existentes en la zona, las cuales son aprovechadas mediante captación de manantiales, que sirven a

Fig. 3.0 - 1 Sistema de agua potable del AMSO



la mayor parte de la población y de pozos tubulares, contruidos para servir a pequeñas zonas, que aunque ubicadas dentro del AMSO tienen el servicio de agua potable administrado por los propios pobladores, en forma independiente de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANDA).

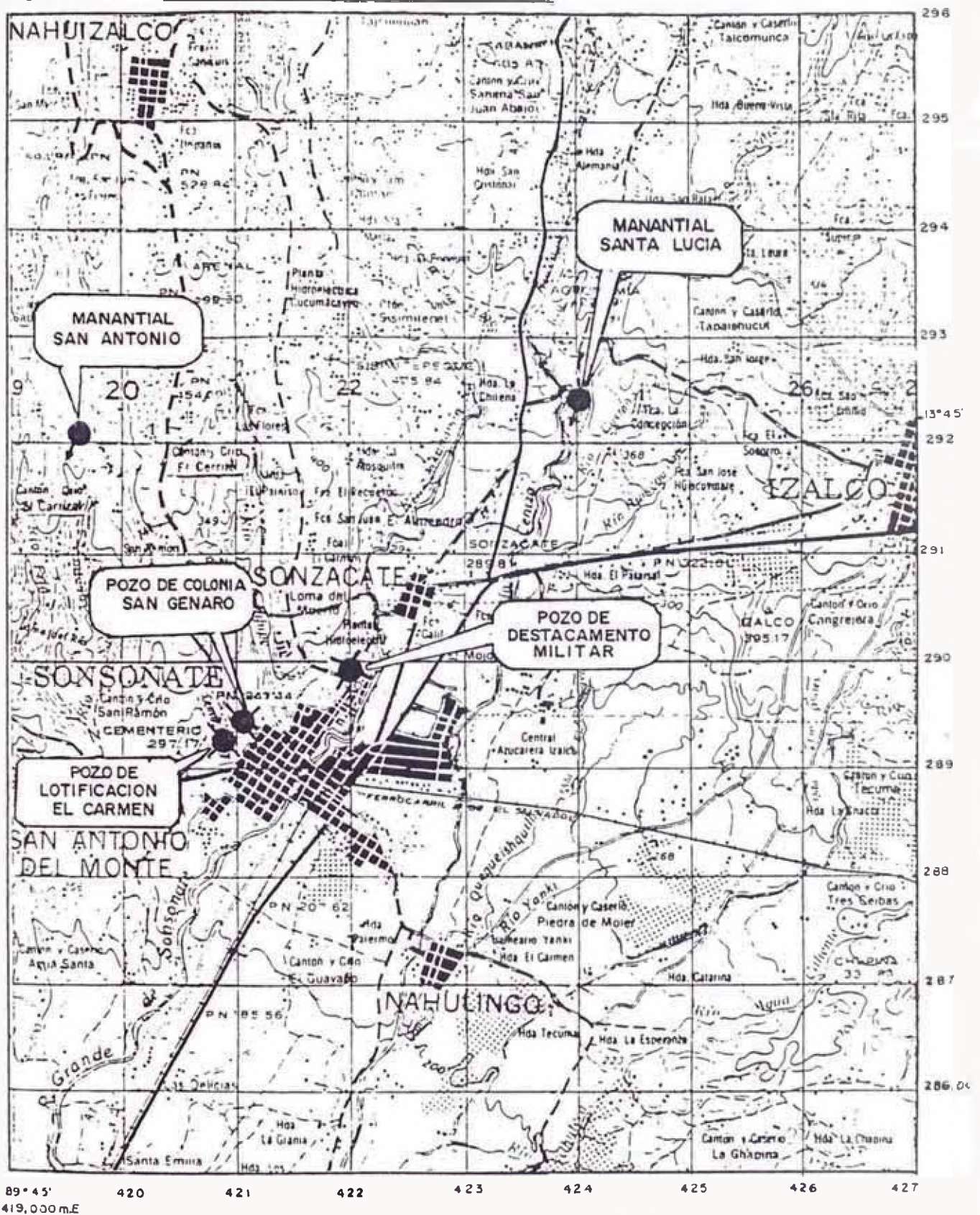
Se describen a continuación cinco captaciones, que corresponden a 2 manantiales y 3 pozos profundos. En la figura 3.1-1 se muestra la ubicación de las captaciones, y en el cuadro 3.1-1 se aprecian las estadísticas de producción.

### **3.1.1 Captación del manantial Santa Lucía**

La captación del manantial de ladera Santa Lucía, ubicada a 4 Km. al Nor-Este de la ciudad de Sonsonate, en la margen izquierda del río Ceniza, distrito de Izalco, es una de las principales captaciones existentes. Según el aforo realizado en los estudios de campo, el 2 de julio de 1989, su producción es de 96 l/s.

Esta captación sirve al distrito de Sonzacate y a la parte alta del distrito de Sonsonate, además abastece mediante una cisterna con su equipo doble de bombeo y un

Fig. 3.1-1 Ubicación de captaciones actuales



89° 45' 419,000 m.E

Cuadro 3.1-1 Estadística de producción de las captaciones

FECHA DE AFORO	CAUDALES EN l/s		AFORADO POR
	Manantial Santa Lucia	Manantial San Antonio	
13-01-82	76	79	ANDA
13-01-84	76	79	ANDA
21-06-89	-	56	*
01-07-89	-	57	*
02-07-89	96	56	*

MAG : Ministerio de Agricultura y Ganadería

ANDA: Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado

\* Aforados durante el trabajo de campo.

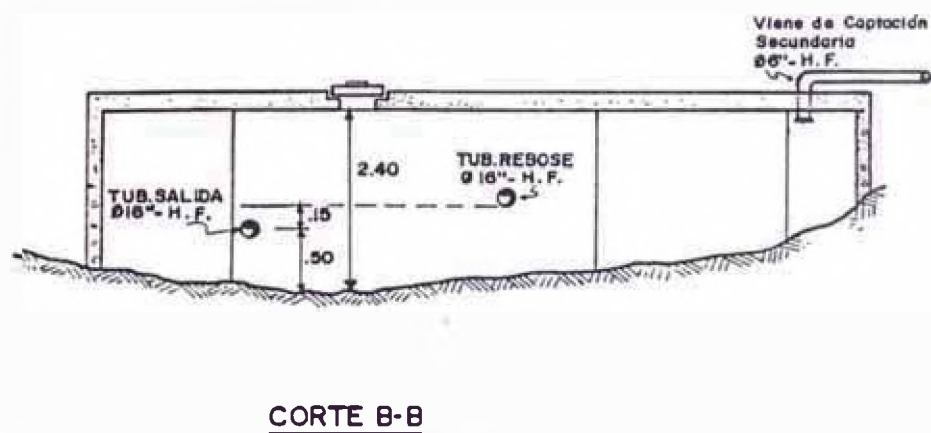
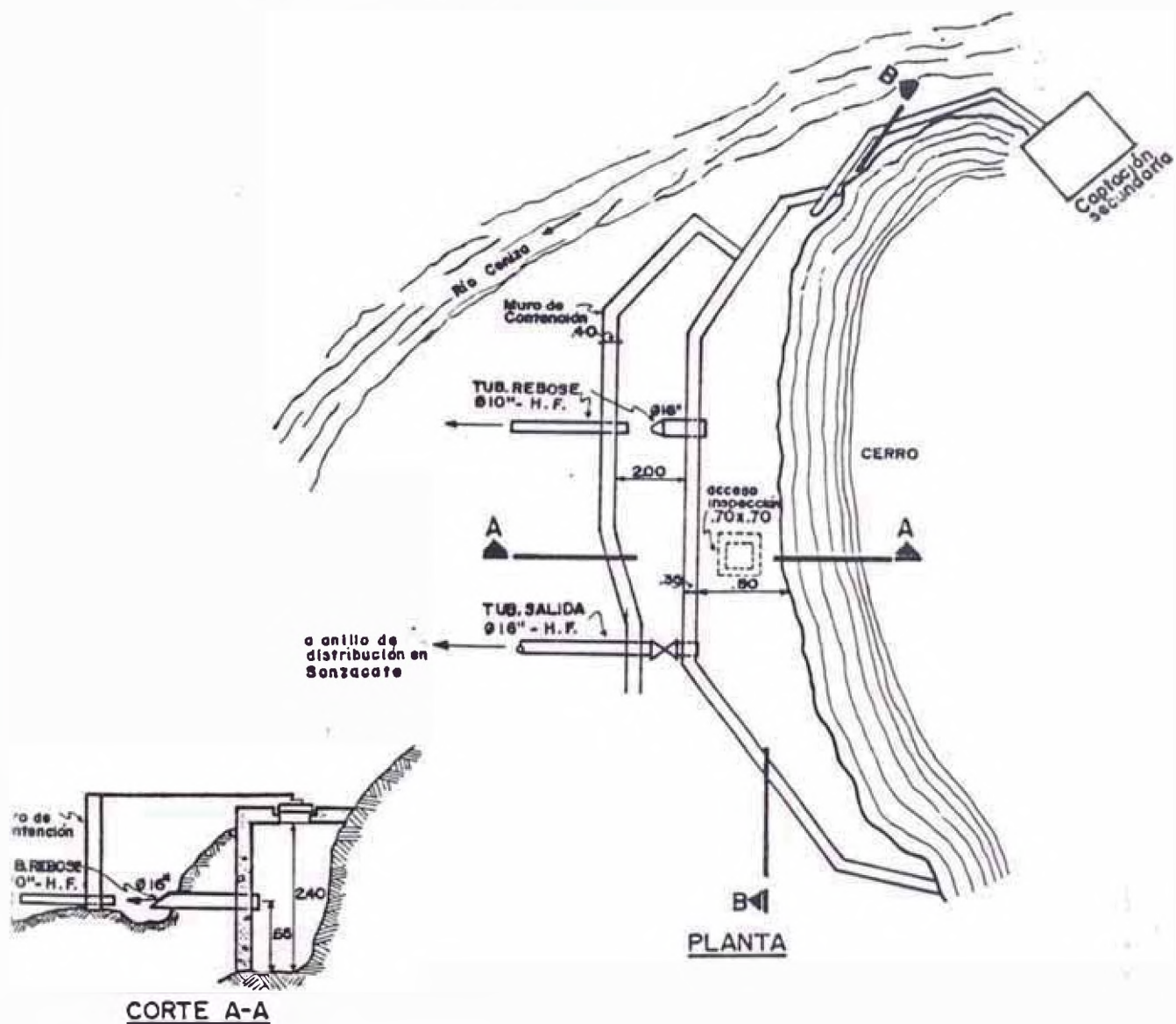
reservorio de 210 m<sup>3</sup> de capacidad, a la colonia Atonal.

Consiste en una cámara enterrada de concreto de sección horizontal irregular, debido a que se aprovechó como parte de la estructura, el cerro donde se produce el afloramiento. Tiene un largo y ancho máximos de 17.55 m. y 0.70 m. respectivamente y una altura de 2.38 m. sobre el terreno. La entrada a la cámara está protegida con una tapa metálica de 0.70 m. x 0.70 m.. Esta captación se encuentra en buen estado de conservación y funciona normalmente.

De la captación, se inicia la línea de conducción con tubería de fierro fundido de 16" de diámetro, no contando con canastilla de salida; la válvula de compuerta colocada en la línea adyacente a la captación no cuenta con caja de protección y se encuentra enterrada. No posee tubería de ventilación.

En la figura 3.1.1-1 se muestra esta captación.

Fig. 3.1.1-1 Captación Santa Lucía



### 3.1.2 Captación del manantial San Antonio

La captación del manantial de fondo, San Antonio, se ubica a 4 Km. al Nor-Oeste de la ciudad de Sonsonate, sobre la margen derecha del río San Antonio de los Milagros, distrito de San Antonio del Monte; es otra de las captaciones principales existentes, siendo el caudal aforado los días 21 de junio y 2 de julio de 1989, de 56 l/s.

Esta captación sirve al distrito de San Antonio del Monte y a la parte baja de la ciudad de Sonsonate,

Consiste en una cámara semienterrada, construida de concreto hasta 1 m. a partir del fondo, y de ladrillo de arcilla desde ahí hasta el techo. La parte externa está revestida con piedra, su sección horizontal es rectangular de 5.80 m. x 6.45 m. con una altura interior máxima de 3.60 m.

De la captación salen dos líneas de conducción de 5" y 10" de diámetro. ambos de fierro fundido, que cuentan con sus respectivas válvulas de compuerta, en la parte externa de la cámara, además de dos tuberías de rebose en forma de sifón, de 10" de diámetro cada una, de fierro fundido, que descargan el excedente hacia el río San



Antonio de los Milagros.

Entre el nivel de salida de las líneas de conducción y las de rebose, apenas existen 0.20 de diferencia.

La cámara tiene en una de sus paredes un acceso de 0.80 m. x 0.80 m., que está protegido por una puerta metálica; no cuenta con ventilación. Las dos tuberías de salida de agua no tienen canastilla.

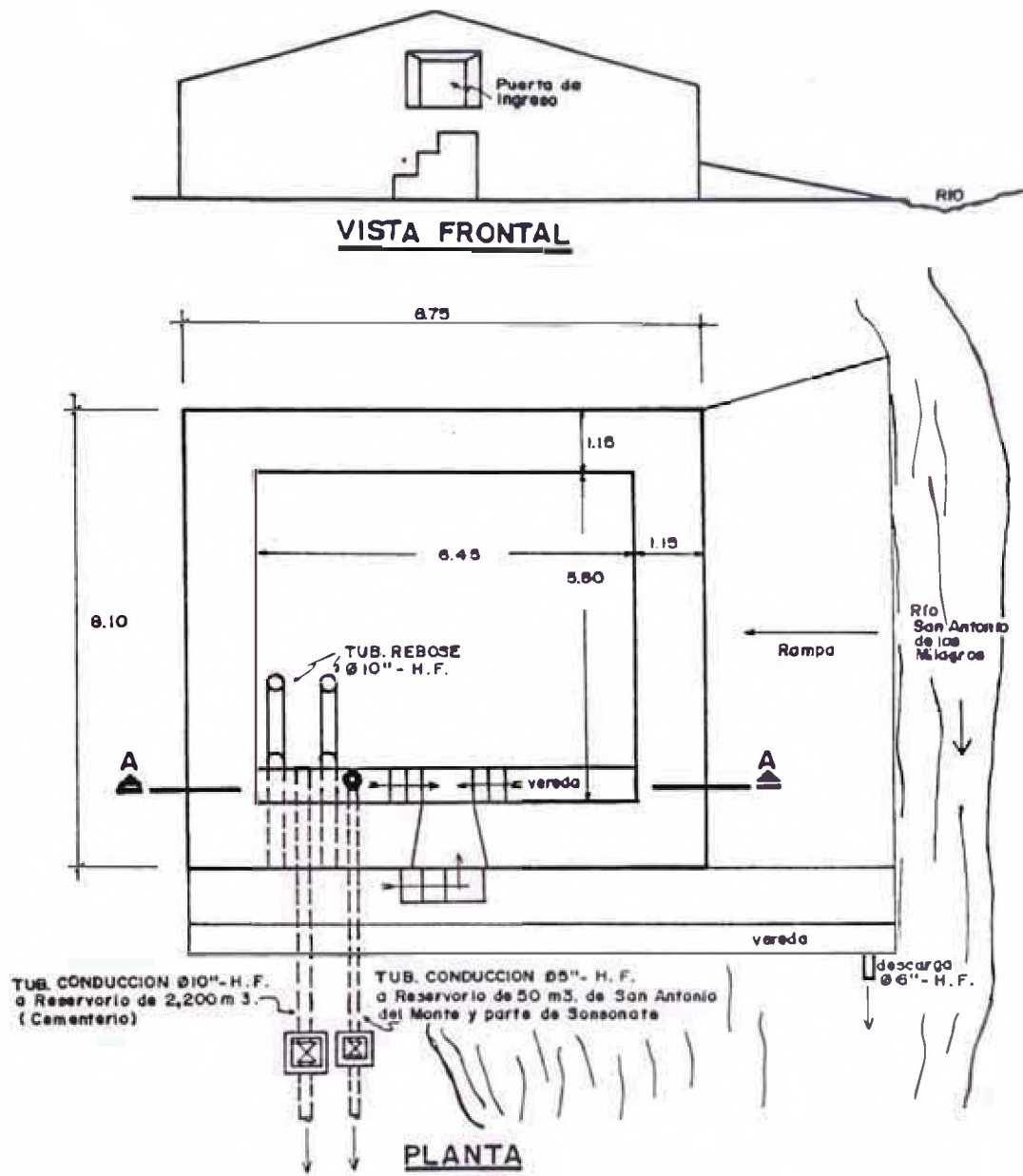
Las válvulas en el inicio de las conducciones están protegidas con cajas de concreto (en la figura 3.1.2-1 se muestra la captación de San Antonio). La captación se encuentra en buen estado de conservación y su funcionamiento es normal.

### **3.1.3 Pozo de la colonia San Genaro**

El pozo tubular que sirve a la colonia San Genaro esta ubicado en la 7ma. calle Poniente en la salida al distrito Nahuizalco, en una pequeña área libre a 150 m. antes de llegar a la colonia.

El rendimiento de este pozo que se encuentra equipado es de 5 l/s, siendo su profundidad de 55 m. y su diámetro de 6". El nivel estático se encuentra a 23 m. de profun-

Fig. 3.1.2-1 Captación San Antonio



didad.

El pozo esta equipado con una electrobomba del tipo sumergible y se encuentra en funcionamiento; no está protegido contra el ingreso de materias extrañas. Adyacentemente se ubica la caseta que alberga el árbol de descarga y los tableros eléctricos y de control; el pozo y la caseta están rodeados por un cerco de malla metálica.

La caseta está construida por muros de concreto de 0.10 m. de espesor y tiene una sección horizontal de 3.0 m. x 3.00 m. y una altura de 2.50 m., siendo su estado de conservación bueno.

El árbol de descarga es con tubería de fierro galvanizado de 3" de diámetro y cuenta con una válvula check y una de compuerta, siendo su estado de conservación bueno. Los tableros de control y eléctricos se encuentran funcionando normalmente.

#### **3.1.4 Pozo de la lotificación El Carmen**

El pozo tubular que dará servicio a la lotificación El Carmen está ubicado en una área rústica a unos 100 m.

aproximadamente al Norte de esta lotificación, en la jurisdicción del distrito de San Antonio del Monte. Este pozo ha sido construido con una profundidad de 100 m. y diámetro de 6", aún no se encuentra equipado y tampoco se conoce su rendimiento por no haberse realizado el aforo.

Ha sido construido por la lotificadora sin la autorización de ANDA.

### **3.1.5 Pozo del Destacamento Militar No. 6**

El pozo que sirve al Destacamento Militar No. 6 está ubicado en la prolongación hacia el Oeste de la 25a. Calle Oriente dentro del área del destacamento, adyacente al Instituto Nacional Tomás Jefferson.

El pozo está equipado con una bomba sumergible, tableros de control y se encuentra funcionando. No se pudo obtener las características técnicas del pozo, ni registros de caudales de explotación del mismo.

## 3.2 Líneas de conducción

Corresponde a dos líneas de gravedad y a una línea de impulsión (ver figura 3.0-1).

### 3.2.1 Conducción desde la captación Santa Lucía

La línea de conducción, que consta de dos tramos, se encuentra en buen estado de conservación y funcionamiento; en su inicio tiene una válvula de compuerta de 16" de diámetro que funciona correctamente, pero no tiene cámara de protección.

En un primer tramo de 473 m. la línea es de fierro fundido de 16" de diámetro, encontrándose una primera parte enterrada para luego continuar a la vista. En este tramo se encuentra un orificio de 3/4" de diámetro en la parte lateral del tubo que sirve para abastecer de agua a los habitantes de los alrededores.

Se observa que esta tubería de 16", funciona parcialmente llena con un tirante igual a un 1/2 del diámetro aproximadamente.

La línea en su primer tramo de 16" atraviesa el río Ceniza mediante un puente colgante, cambiando a tubería

de acero rolado, notándose que algunas bridas de unión presentan fugas.

La línea y el puente en este cruce se encuentran en buen estado de conservación. en este primer tramo se han presentado en algunas ocasiones, fracturas por impactos externos.

El empalme entre el primer tramo de 16" y el segundo de 12" y de 10" de diámetro es una caja de concreto completamente sellada. Se observó en la tubería de fierro fundido de 10", junto a la caja de concreto, otro orificio que actúa como pileta, similar al anterior, del cual se abastecen de agua los habitantes de los alrededores de la colonia La Ponderosa. Este orificio constituye un elemento de desperdicio.

En un segundo y último tramo la línea de conducción está conformada por dos tuberías en paralelo; una de fierro fundido de 10" de diámetro y la otra de asbesto cemento de 12" de diámetro.

Este segundo tramo tiene 1,950 m. de longitud total, y termina junto a la antigua caseta de bombeo de Sonzacate que se encuentra fuera de servicio.

Es estado de conservación de estas ramales en paralelo, es bueno, con la observación de que la de fierro fundido es más antigua, y por consiguiente tiene un coeficiente de flujo hidráulico más desfavorable tanto por la edad como por el material de la tubería, en tanto que el ramal de asbesto cemento de más reciente instalación tiene un coeficiente de flujo hidráulico "C" de Hazen y Williams de alrededor de 120.

La conducción que viene de la captación Santa Lucía abastece a la parte alta de Sonsonate entre las cotas 235 m.s.n.m. y 285 m.s.n.m.. Al llegar a su término las dos líneas de 12" y 10", se juntan en un pequeño anillo rectangular del cual nacen cuatro ramales que abastecen a cuatro sub-partes de la parte alta, en forma independiente (ver figura 3.0-1). Una de las sub-partes corresponde al distrito de Sonzacate. Además, del anillo salen dos derivaciones de 6" cada una, actualmente con tapón, que se instalaron para abastecer a expansiones futuras.

### **3.2.2 Conducción desde la captación San Antonio**

La conducción está compuesta por dos tuberías paralelas de fierro fundido de 10" y 5" de diámetro. Ambas tuberías están enterradas y tienen una longitud aproximada

de 4Km., siendo la más antigua la de 5", con 40 años de instalada aproximadamente.

Ambas tuberías están en buen estado y su funcionamiento aceptable, salvo que por su antigüedad tienden a disminuir el valor original del coeficiente "C" de flujo.

Estas líneas abastecen a la parte baja de Sonsonate comprendida entre la cota 235 m.s.n.m. y 200 m.s.n.m.. La de 10" alimenta primero a un reservorio de 2,200 m<sup>3</sup> de capacidad que funciona de cabecera. Antes de su empalme al reservorio se deriva un ramal de 3" de diámetro de fierro galvanizado que se encuentra en buen estado de conservación y funcionamiento, el cual alimenta directamente en forma independiente a la lotificación Loma Linda durante 4 horas al día de 6:00 a.m. a 10:00 a.m..

También desde esta línea se alimenta, con un ramal de 1/2" de diámetro, a una pileta pública ubicada en la parte alta de la lotificación El Carmen durante las 24 horas del día.

El ramal de 5" de diámetro, abastece directamente a la red de distribución de la parte baja de Sonsonate, comprendida entre las mismas cotas indicadas anteriormente:



235 m.s.n.m. y 200 m.s.n.m..

Antes de empalmar a la red de distribución, del ramal de 5" se deriva una línea de fierro fundido de 3" de diámetro, que alimenta durante las 24 horas del día a un reservorio de 50 m<sup>3</sup> de capacidad, que sirve en forma independiente a la parte urbana del distrito de San Antonio del Monte comprendida en el pueblo mismo de San Antonio, la colonia España y la colonia IVU I (Instituto de Vivienda Urbana).

La tubería de 3" de fierro fundido se encuentra en buen estado y funcionando normalmente, salvo el deterioro propio de la capacidad de transporte de agua, derivado de la antigüedad de la tubería.

También de la línea de 5", se alimenta durante las 24 horas mediante un ramal de 1/2" a una pileta pública ubicada en la parte baja de la lotificación El Carmen actualmente sin servicio de agua potable.

Desde la línea de conducción de 5" se ha derivado últimamente un ramal de PVC de 4" de diámetro que abatecerá próximamente a la colonia IVU II en el distrito de San Antonio del Monte, en forma restringida de 7:00 a.m. a 10:00 a.m..

### **3.2.3 Impulsión desde el pozo San Genaro**

Es una línea de impulsión de fierro galvanizado de 3" de diámetro que transporta el agua bombeada desde el pozo tubular de la colonia San Genaro hasta el reservorio; es una línea directa de 1,400 m. de longitud. Esta línea sirve en forma independiente a la colonia San Genaro. Se encuentra en buen estado de conservación y su funcionamiento es normal.

### **3.3 Almacenamiento**

Existen cinco reservorios del tipo apoyado, tres de los cuales funcionan de cabecera y los otros dos como flotantes.

#### **3.3.1. Reservorio de 2,200 m<sup>3</sup>**

Este reservorio fue construido en el año 1962, es de concreto armado, de sección circular, de tipo apoyado. Está ubicado en el distrito de Sonsonate, entre las prolongaciones de la 1a. y 2a. calles Poniente, adyacente al Cementerio General.

La cota de fondo según es de 277 m.s.n.m.. Tiene 21.50 m. de diámetro interior y 6.10 m. de altura de piso a

techo y un volumen útil de 2,200 m<sup>3</sup>.

El techo es de losa armada, apoyado en columnas. Las tuberías del reservorio son de fierro fundido, la de ingreso y by pass son de 10" de diámetro, la salida de 16" y las tuberías de limpieza, rebose y ventilación son de 6"; las válvulas están alojadas en cajas de concreto. La tubería de salida está protegida con una canastilla. En el techo se ubican dos ingresos de 0.70 m. x 0.70 m. cada uno y cuentan con escalines de fierro y tapa de protección.

El reservorio se encuentra en buen estado de conservación y funcionamiento.

El reservorio es alimentado con el agua proveniente del manantial San Antonio. El caudal de ingreso según aforo realizado el 29 de junio de 1989 es de 56.40 l/s.

El reservorio es llenado entre las 5:30 p.m. y las 5:30 a.m. para lo cual se cierra la válvula de salida hacia la ciudad, el reservorio se vacía en 3 1/2 horas. La limpieza y desinfección del reservorio se realiza una vez al año.

En la figura 3.3.1-1 se muestra el reservorio de 2,200 m<sup>3</sup>

### **3.3.2 Reservorio Atonal de 210 m<sup>3</sup>**

Este reservorio es de concreto armado, de sección circular de tipo apoyado, diseñado como flotante. La cota de fondo es de 274.90 m.s.n.m..

Está ubicado en la urbanización Atonal, distrito de Sonsonate. El diámetro interior mide 10.00 m. y la altura de piso a techo 2.70 m.

Las tuberías del reservorio son de fierro fundido, la de ingreso y salida, limpieza, rebose y ventilación son de 4" de diámetro. Las válvulas están alojadas en cajas de concreto. En el techo se encuentra el ingreso de 0.70 m. x 0.70 m. y cuenta con escalines de fierro y tapa de protección.

El reservorio se encuentra en buen estado, pero el funcionamiento falla porque no se logra que funcione como flotante, debido que aún en lo que se supone horas de mínimo consumo, la demanda absorve la producción.

La figura 3.3.2-1 muestra el reservorio de 210 m<sup>3</sup>.

Fig. 3.3.1-1 Reservorio de cabecera de 2,200m<sup>3</sup>

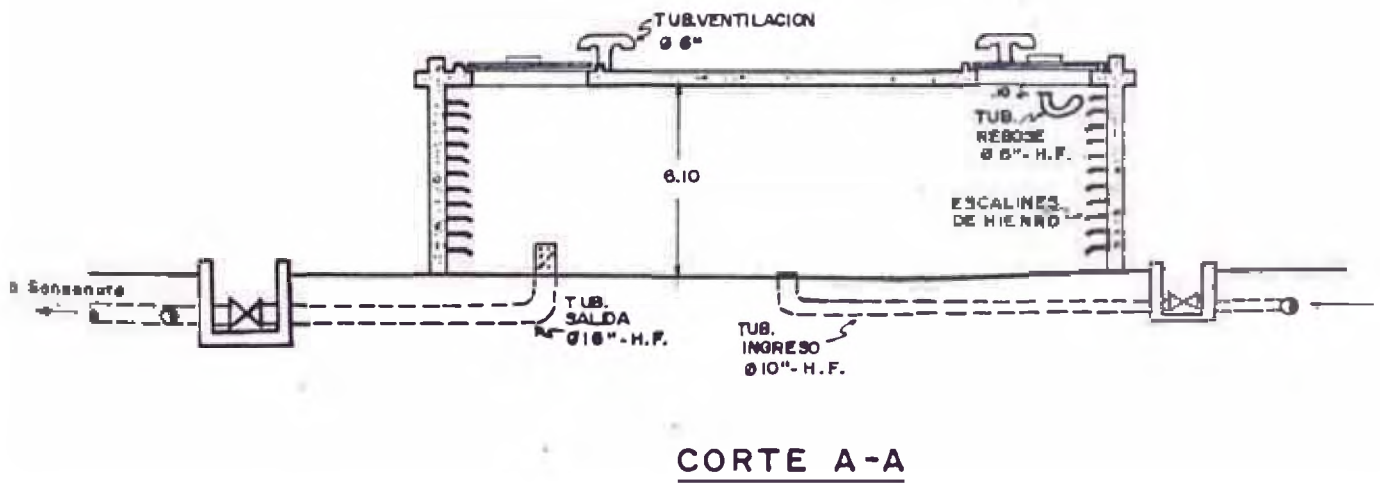
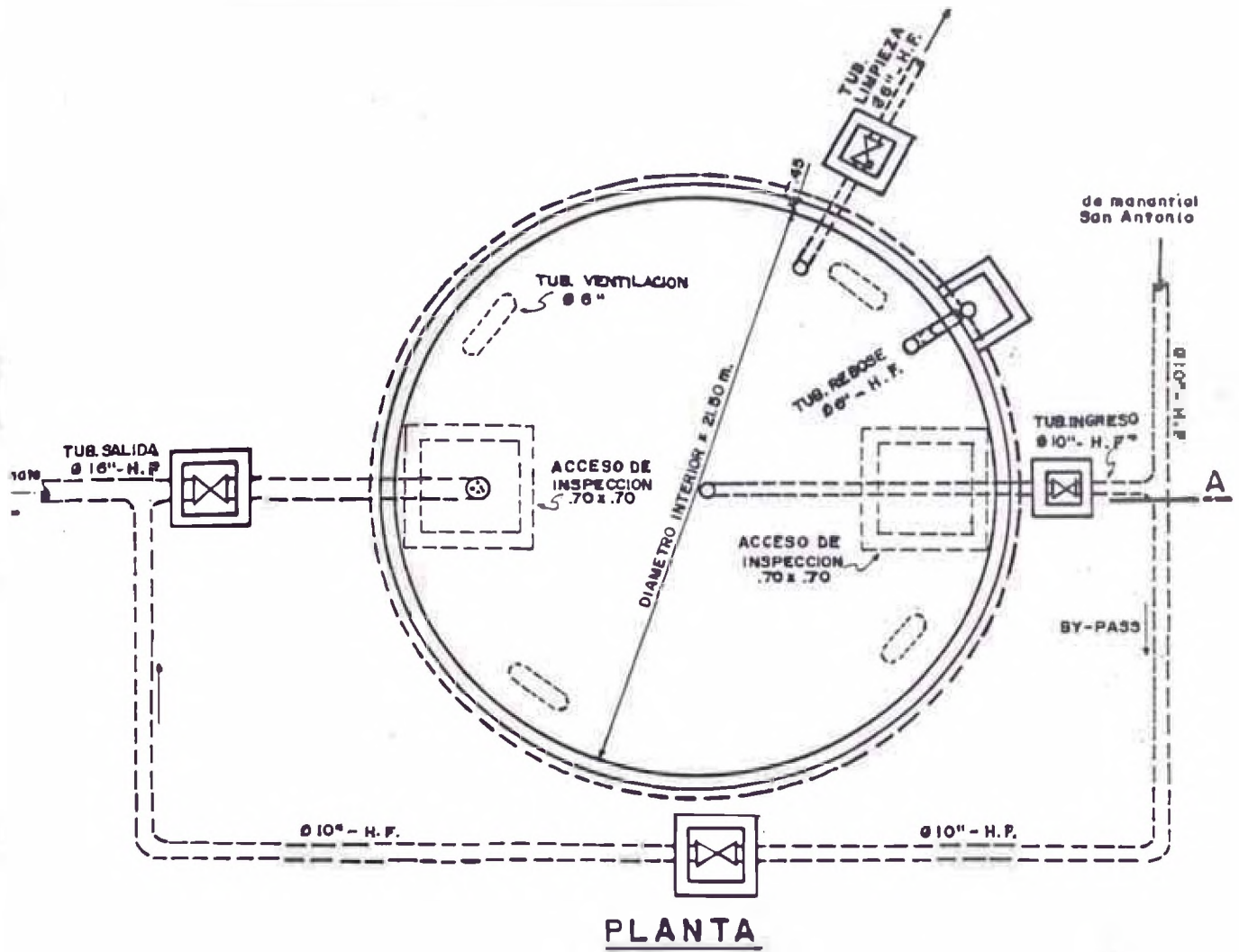
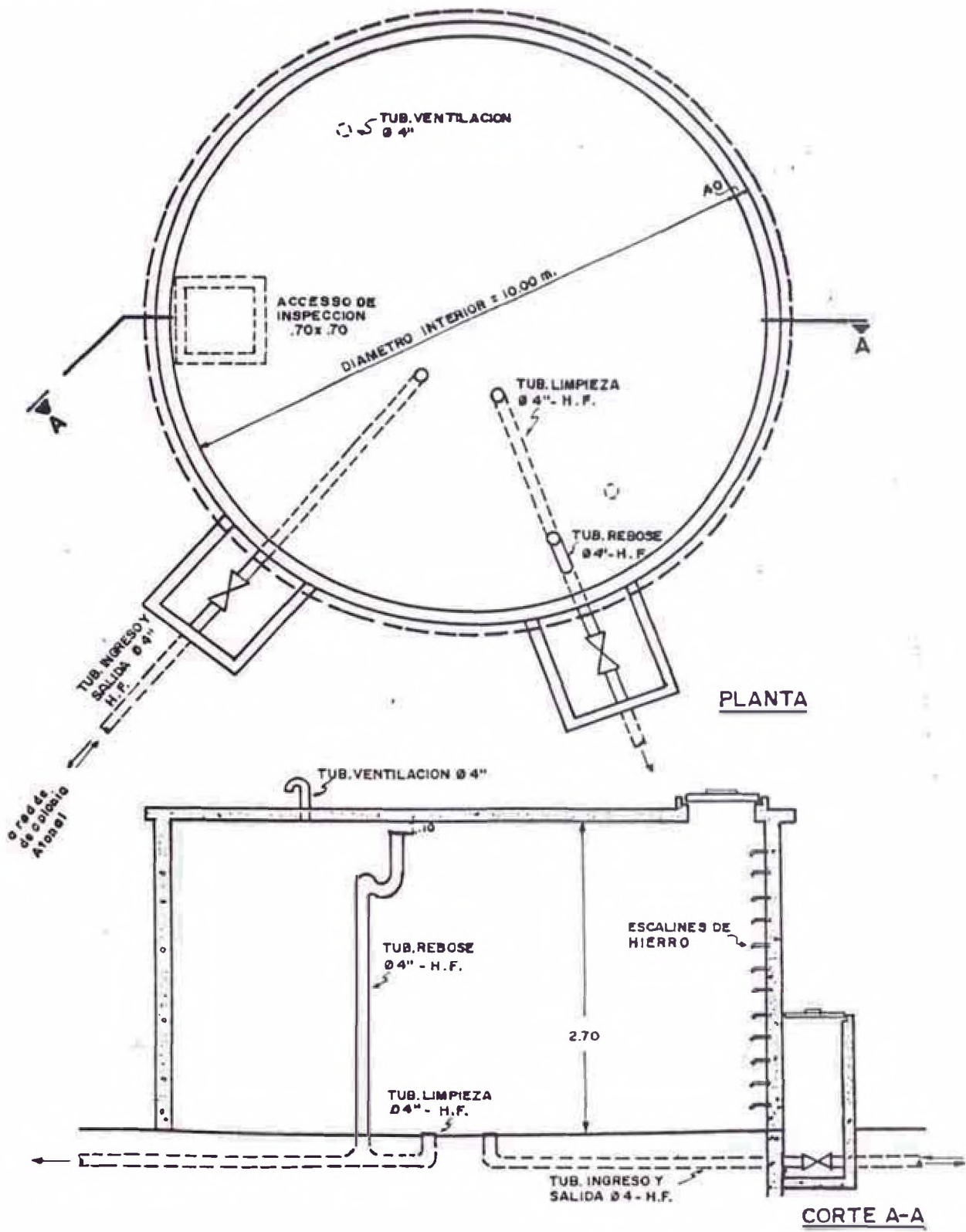


Fig. 3.3.2-1 Reservorio flotante de 210 m<sup>3</sup>



### 3.3.3 Reservorio San Genaro de 150 m<sup>3</sup>

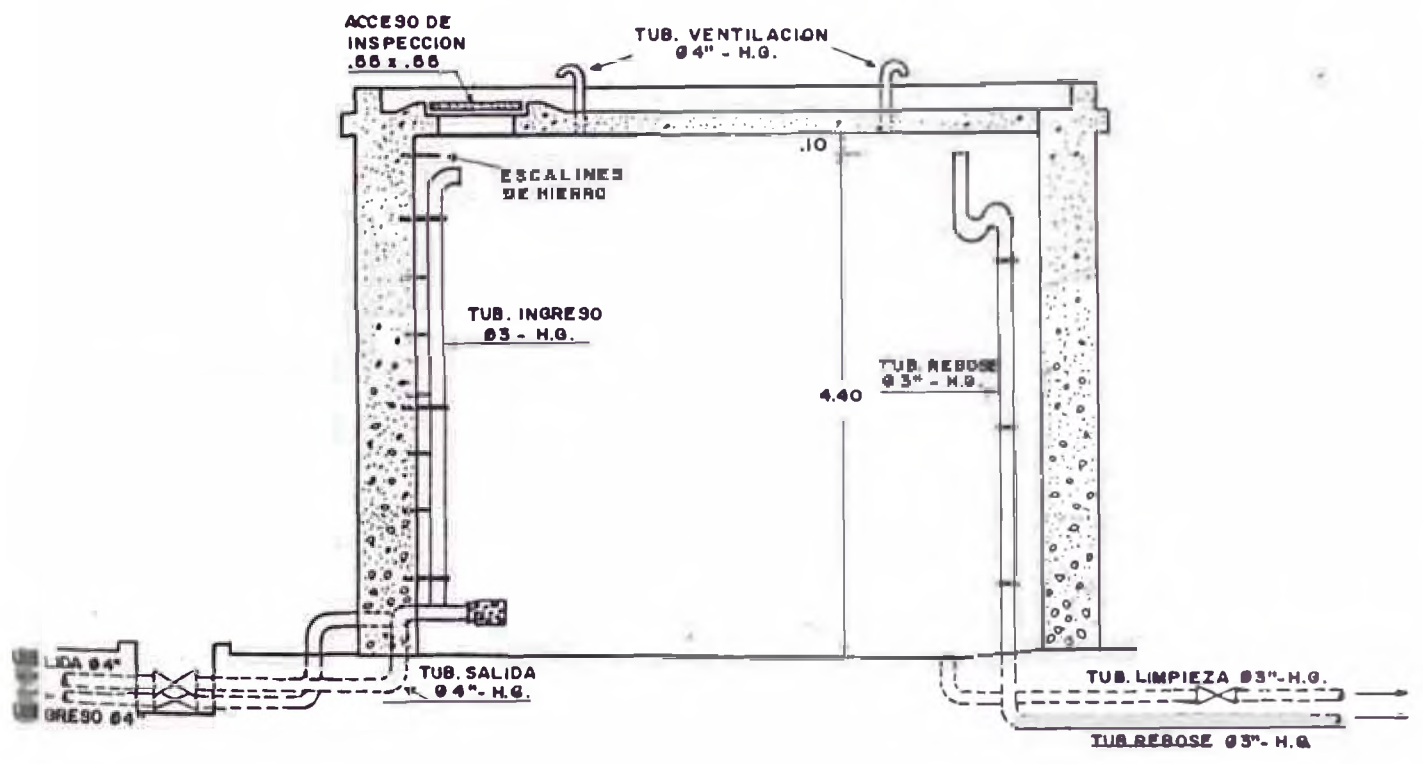
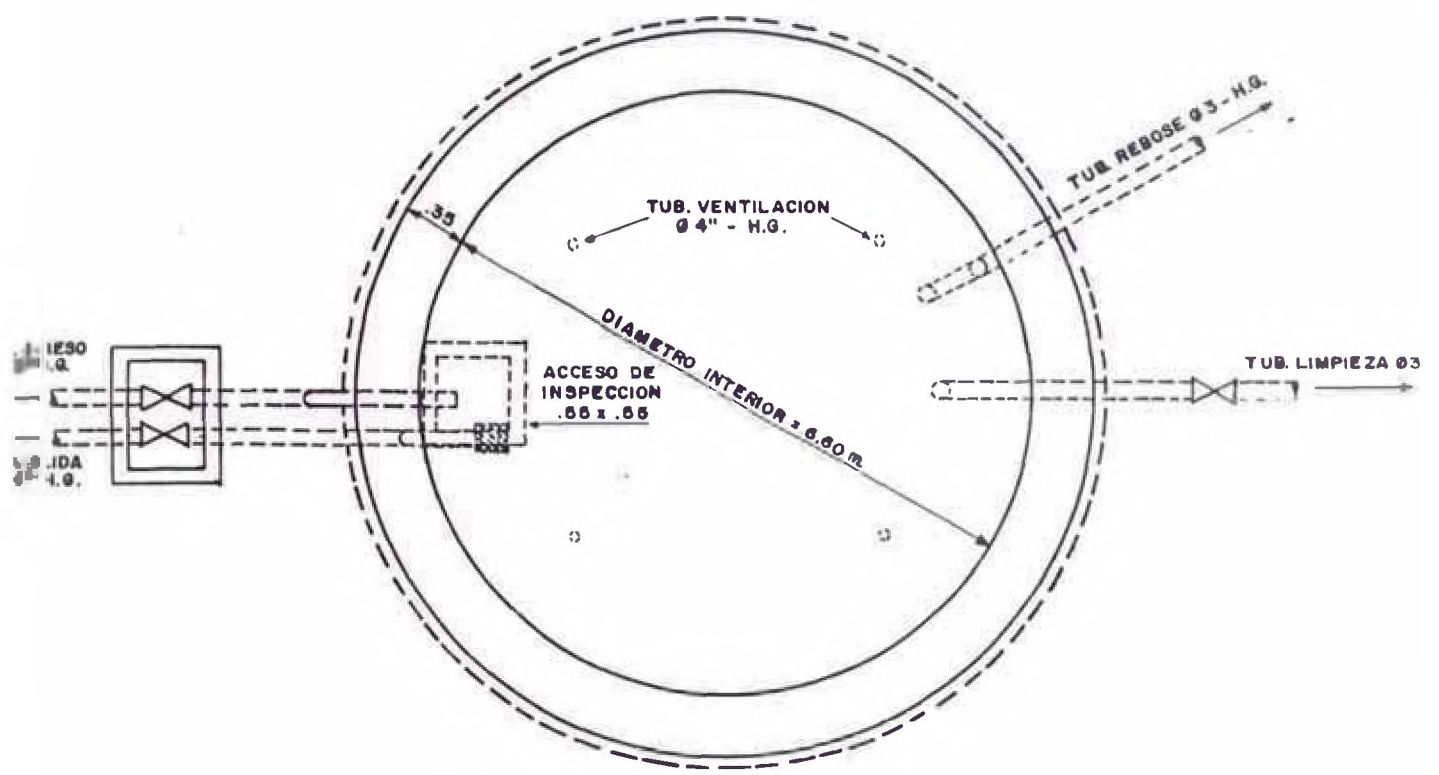
Este reservorio es de concreto armado, de sección circular del tipo apoyado, diseñado para funcionar de cabecera. Está ubicado en la colonia San Genaro distrito de Sonsonate. El diámetro interior mide 6.60 m. y la altura de piso a techo 4.50 m., siendo su volumen útil de 150 m<sup>3</sup>.

Las tuberías de ingreso, limpieaa y rebose son de fierro galvanizado de 3" de diámetro, las de ventilación y salida también son de fierro galvanizado de 4" de diámetro. Las válvulas están alojadas en cajas de concreto. En el techo se encuentra el ingreso de 0.70 m. x 0.70 m. y cuenta con escalines de fierro y tapa de protección. El reservorio se encuentra en buen estado y su funcionamiento es normal.

El reservorio se alimenta mediante el bombeo del pozo tubular de San Genaro al reservorio a través de una línea de impulsión de 3" de diámetro.

La figura 3.3.3-1 muestra el reservorio de 150 m<sup>3</sup>.

Fig. 3.3.3-1 Reservorio de San Genaro de 150 m<sup>3</sup>





### 3.3.4 Reservorio Sonzacate de 125 m<sup>3</sup>

El reservorio de Sonzacate es de concreto armado, de sección circular del tipo apoyado, diseñado como flotante.

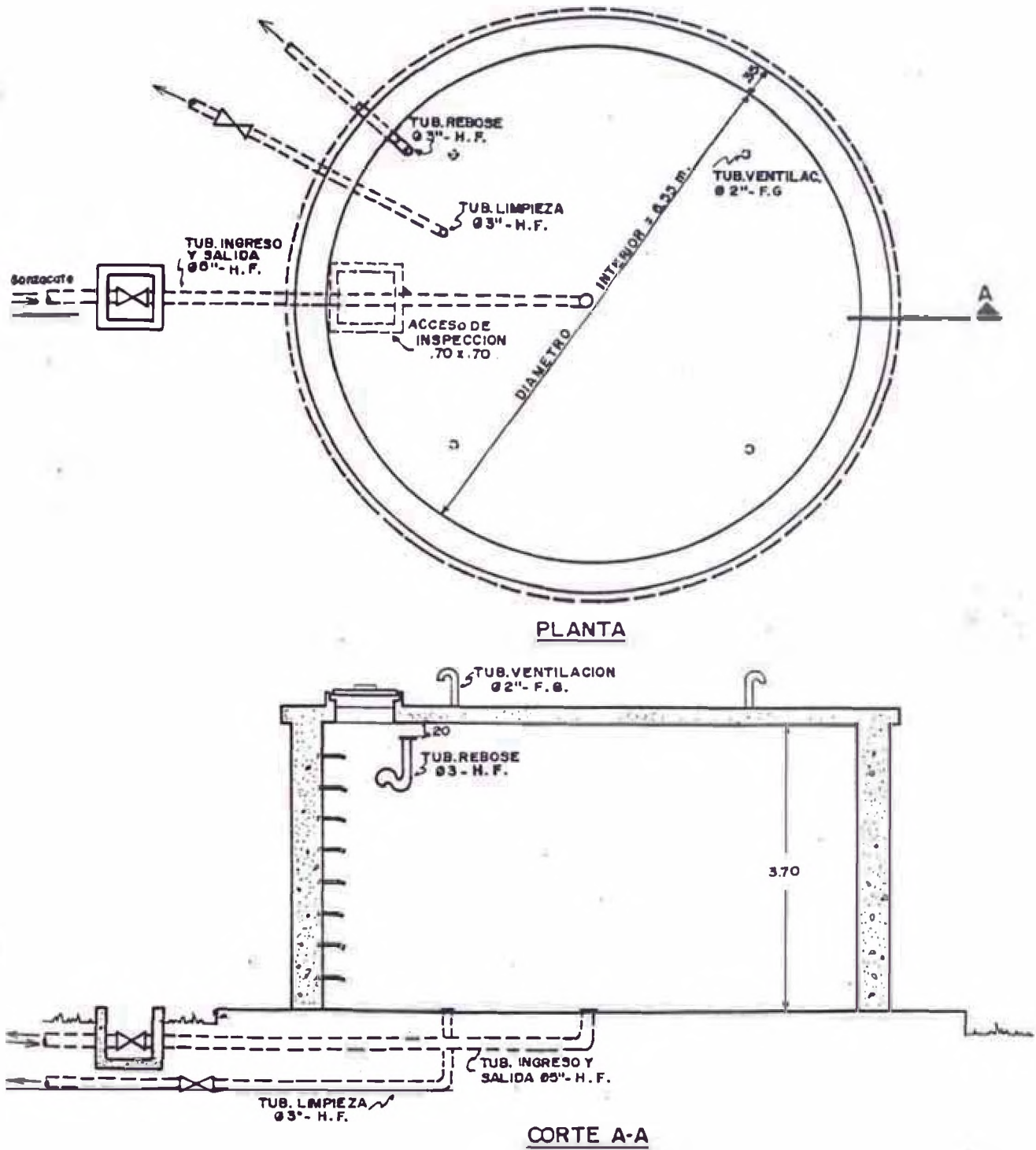
Está ubicado en el distrito de Sonzacate en la prolongación de la 5a. calle Poniente. El diámetro interior mide 6.55 m. y la altura de piso a techo 3.70 m., siendo su volumen útil de 125 m<sup>3</sup>.

La tubería de ingreso y salida es de fierro fundido de 5" de diámetro, las de rebose y limpieza son de fierro fundido de 3" de diámetro y la de ventilación de fierro galvanizado de 2" de diámetro. La válvula de la tubería de ingreso y salida está alojada en una caja de protección. En el techo se encuentra el acceso de 0.70 m. x 0.70 m. y cuenta con escalines de fierro y tapa de protección.

El reservorio se encuentra en buen estado de conservación pero el funcionamiento falla, porque no se logra que actúe como flotante.

La figura 3.3.4-1 muestra el reservorio de 125 m<sup>3</sup>.

Fig. 3.3.4-1 Reservorio flotante de 125m<sup>3</sup>



### 3.3.5 Reservorio de SAN Antonio del Monte de 50 m<sup>3</sup>

Este reservorio es de concreto armado, de sección circular, del tipo apoyado, construido en 1961 y diseñado para funcionar de cabecera. Está ubicado aproximadamente en la intersección de la prolongación de 2a. Av. Sur con el pasaje No. 3 Oriente de la colonia IVU I, distrito de San Antonio del Monte.

El diámetro interior mide 4 m. y la altura de piso a techo 4.10 m., siendo su volumen útil de 50 m<sup>3</sup>.

Las tuberías de ingreso, salida, rebose y limpieza son de fierro fundido de 3" de diámetro y la ventilación de 2". La válvula de la tubería de ingreso está alojada en una caja de concreto y las de la tubería de salida y limpieza no tienen caja.

En el techo se encuentra el acceso de 0.70 m. x 0.70 m. y cuenta con escalines de fierro y tapa de protección.

El reservorio se encuentra en buen estado de conservación y su funcionamiento es normal.

La alimentación de agua es mediante una derivación, con tubería de 3" de diámetro, de la línea de conducción de

5" que conduce las aguas del manantial San Antonio. El caudal que está ingresando al reservorio es de 6.30 l/s. según aforo realizado durante los estudios de campo.

En este reservorio se efectuaron aforos del consumo cada 1/2 hora por ser el único reservorio con servicio regular durante las 24 horas del día, pudiendo obtenerse información importante para definir parámetros de diseño. Los aforos que se realizaron durante los días 27 y 28 de junio de 1989, se muestran en el cuadro 4.5-3.

La figura 3.3.5-1 muestra el reservorio de 50 m<sup>3</sup>.

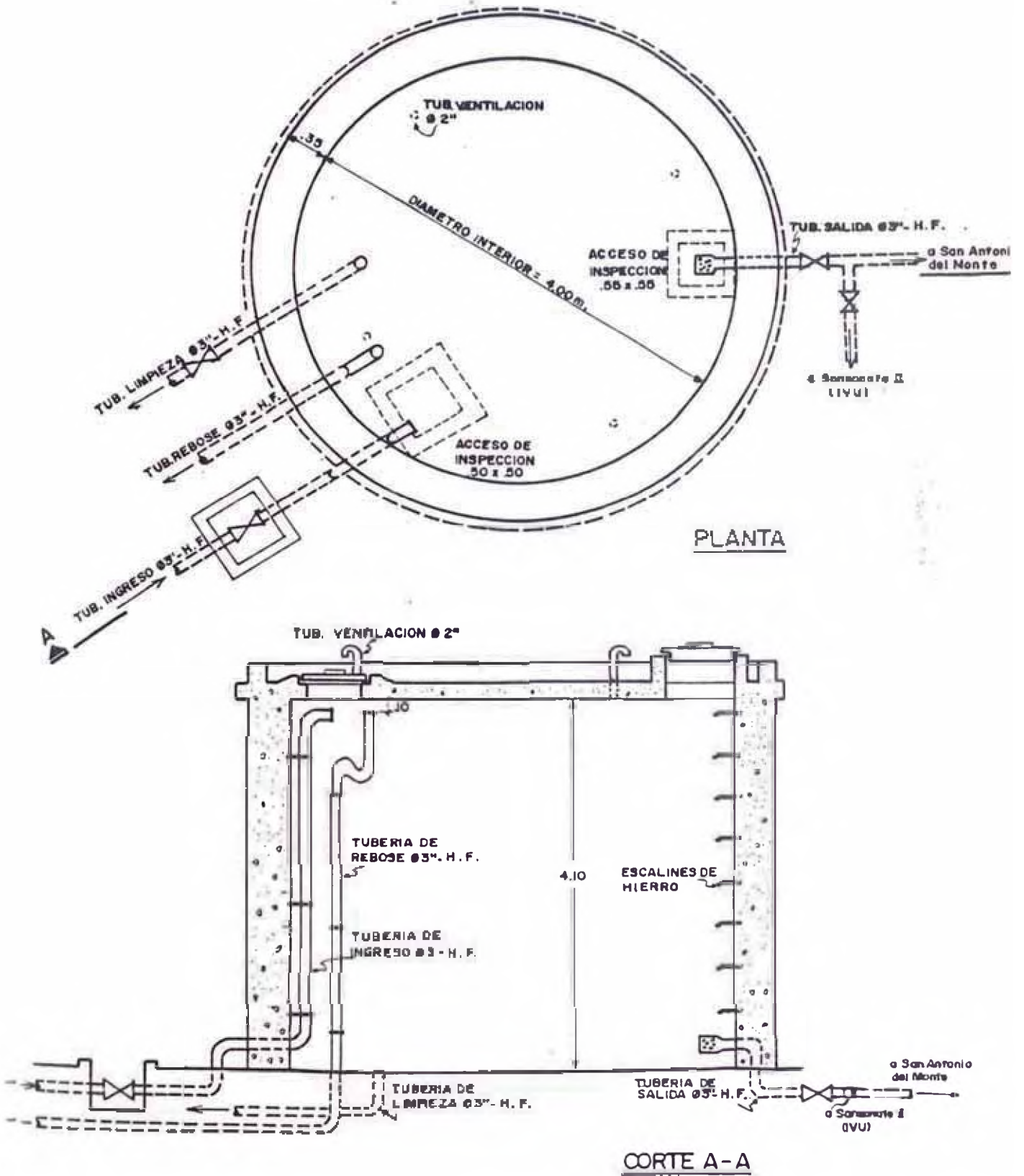
### **3.4 Equipos de bombeo**

Corresponde a un equipo compuesto de bombas centrífugas y a dos más, compuestos de bombas sumergibles para pozo profundo.

#### **3.4.1 Equipo de bombeo de la colonia Atonal**

Este equipo sirve a la colonia Atonal, bombeando desde una cisterna enterrada, directamente a la red de distribución de dicha colonia, que funciona independientemente. De dicha red nace un ramal que debería alimentar el reservorio del Atonal, de 210 m<sup>3</sup>.

Fig. 3.3.5-1 Reservorio de cabecera de 50 m<sup>3</sup>



Pero el agua bombeada no logra ingresar al reservorio en ningún momento. La cisterna enterrada se alimenta con ramal de 4", que nace de la red de distribución de la parte alta de Sonsonate, la cual es abastecida por la captación del manantial Santa Lucía.

El equipo está compuesto por dos electrobombas centrífugas marca Berkeley, con motor de 7.5 HP cada una, modelo B2 TPM.

El caudal de bombeo con las dos electrobombas funcionando, es de 11.1 l/s. y la presión en la salida es de 46 lb/pulg<sup>2</sup>. El caudal de una electrobomba funcionando sólo es de 8.2 l/s. con una presión en la salida de 32.5 lb/pulg<sup>2</sup> y de la otra funcionando sola es de 9.4 l/s con una presión en la salida de 36.5 lb/pulg<sup>2</sup>, luego hay un problema de desperdicio de energía por insuficiencia de diámetro.

Normalmente funcionan las dos electrobombas durante 10 horas continuas de 4:00 a.m. a 2:00 p.m.

El estado de conservación de los equipos es bueno, el funcionamiento del sistema es ineficiente.

El árbol de descarga de los equipos esta conformado por

tubería de fierro galvanizado de 3" de diámetro con sus respectivas válvulas check y de compuerta por cada equipo y una válvula check adicional en la salida común a la red. El árbol de descarga se encuentra en buen estado de conservación y su funcionamiento es normal.

El equipo y el árbol de descarga están alojados en un ambiente construido en ladrillo de 3.85 m. x 2.80 m. de altura y su estado de conservación es bueno. Las figuras 3.4.1-1 y 3.4.1-2 muestran la estación de bombeo Atonal.

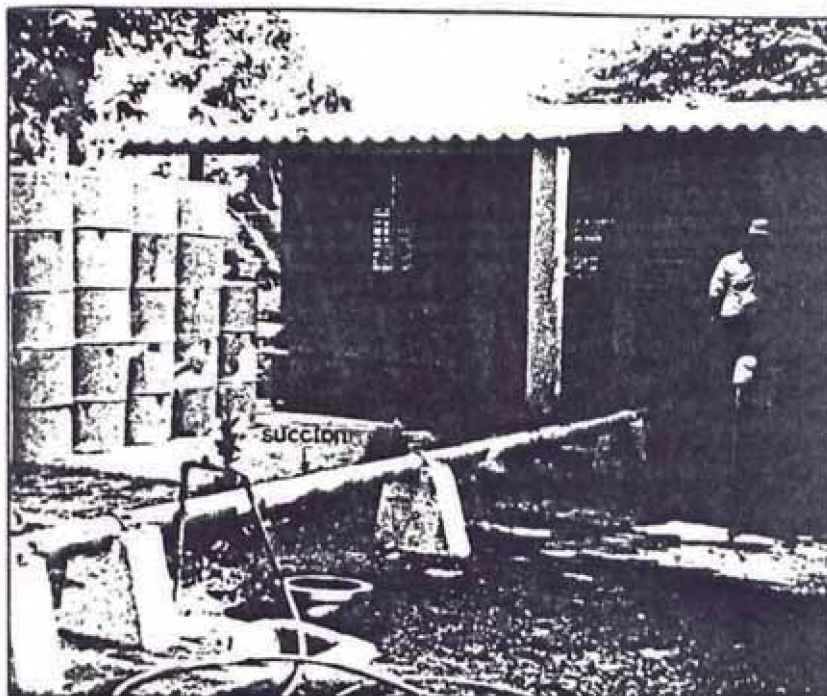
#### **3.4.2 Equipo de bombeo de la colonia San Genaro**

Este equipo sirve a la colonia San Genaro, bombeando directamente desde el pozo tubular hasta el reservorio de 150 m<sup>3</sup>.

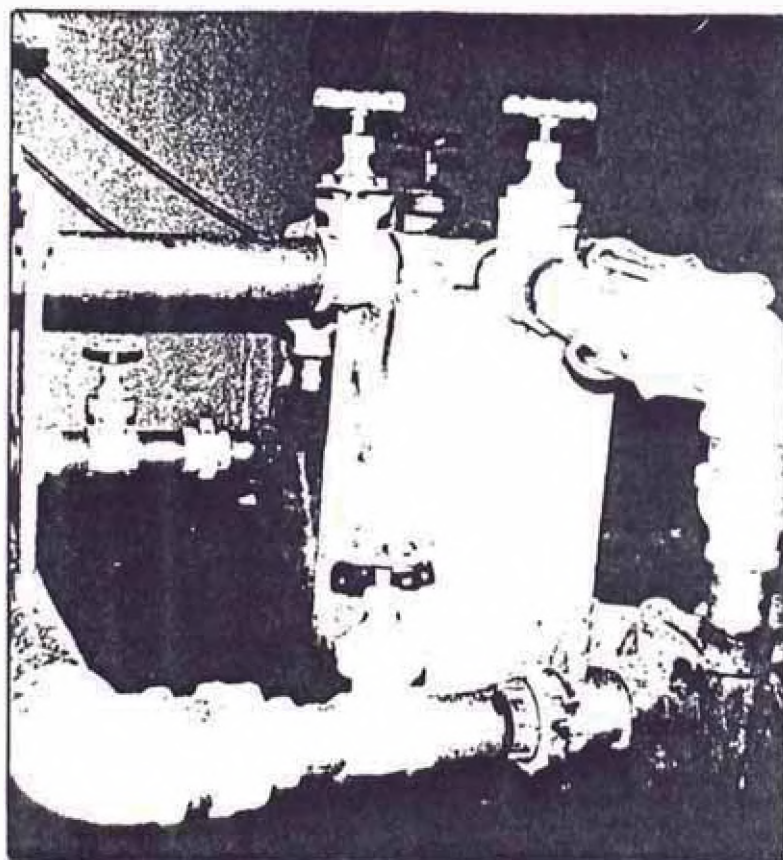
El equipo está compuesto por una electrobomba del tipo sumergible, bombeando un caudal de 5 l/s, el motor y la bomba se encuentran en el interior del pozo, por lo que no se pudo obtener información sobre la marca, modelo y potencia del equipo.

El árbol de descarga del equipo está compuesto por tube-

Fig. 3.4.1-1 Estación de bombeo Atonal



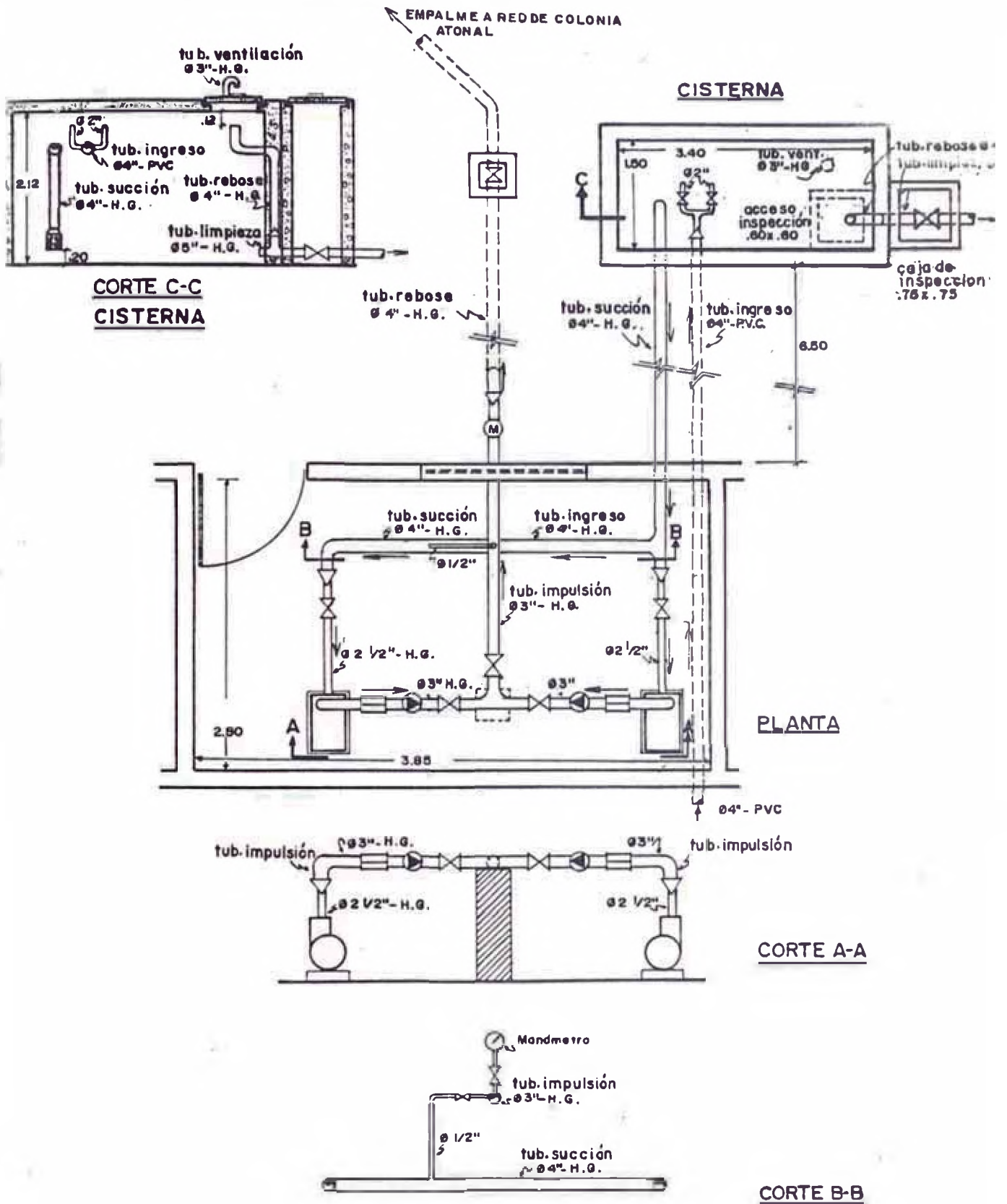
Tuberías de succión  
e impulsión



Instalaciones  
electromecánicas



Fig. 3.4.1-2 Estación de bombeo Atonal



ría de fierro galvanizado de 3" de diámetro, con sus respectivas válvulas check y de compuerta, encontrándose alojado en una caseta construída con muros de concreto de 0.10 m. de espesor de 3.00 m. x 3.00 m. y 2.50 m. de altura.

El pozo se encuentra ubicado a un lado fuera de la caseta, sin protección adecuada para evitar el ingreso de materiales extraños en el pozo.

El equipo de bombeo funciona normalmente y el estado de conservación del árbol de descarga y de la caseta es aceptable.

Todo el sistema de agua potable de la colonia San Genaro está administrado por los mismos pobladores.

### **3.4.3 Equipo de bombeo del Destacamento Militar No.6**

Este equipo está a cargo del Destacamento Militar No. 6, no habiéndose contado con las facilidades para obtener información sobre el mismo.

En la visita realizada se observó que la electrobomba es de tipo sumergible, encontrándose la bomba y motor den-

tro del pozo. El árbol de descarga está conformado por tubería de 4" de diámetro, con sus respectivas válvulas check y de compuerta.

El pozo y el árbol de descarga están ubicados dentro de una caseta construída de ladrillo.

La electrobomba funciona normalmente, pero el árbol de descarga presenta excesivas fugas por sus uniones, siendo el estado de las tuberías y válvulas aceptable. La caseta se encuentra igualmente en un estado de conservación aceptable.

### **3.5 Red de distribución**

En el AMSO se distinguen 7 zonas de presión, siendo las más extensas las 2 que cubren la ciudad misma de Sonsonate.

La red de distribución, que corresponde a la primera zona de presión servida directamente por el manantial Santa Lucía mediante la línea de conducción conformada por dos tuberías en paralelo de 12" y 10" de diámetro, está situada entre las cotas topográficas 285 m.n.s.m. y 235 m.s.n.m..

El abastecimiento a esta zona de presión se efectúa las 24 horas del día, sin embargo, durante las horas de mayor demanda, se presenta en las partes altas un servicio deficiente, llegando a ser nula la presión en las tuberías de esta parte de la red.

La red de distribución de esta zona, está subdividida en cuatro partes, alimentadas independientemente por cuatro ramales, que parten de la línea de conducción. Dos de estos ramales son de 4" de diámetro, uno de 5" y otro de 10" de diámetro. A fin de mejorar las presiones de servicio, se opera la red regulando la abertura de ciertas válvulas, abasteciendo por horas, alternadamente, a cada parte de esta zona de presión.

La red de esta zona está constituida por tuberías de 10", 8", 6", 4", 3", 2 1/2" y 2" de diámetro.

Cuenta con un reservorio flotante que no funciona como tal al no ingresar ningún caudal.

La red que corresponde a la segunda zona de presión servida por el reservorio de 2,200 m<sup>3</sup>, y en forma directa por el manantial San Antonio, mediante la línea de conducción de 5" de diámetro, está situada entre las cotas topográficas 235 m.s.n.m. y 200 m.s.n.m.

El funcionamiento de esta zona de presión es irregular; la válvula de la tubería de salida del reservorio, es cerrada todos los días, entre las 5:30 p.m. y 5:30 a.m., a fin de que se llene el reservorio y pueda atender luego la demanda de la población. Abierta la válvula a las 5:30 a.m., el reservorio se vacía a las 9:00 a.m. y permanece así hasta que se vuelve a cerrar la válvula a las 5:30 p.m.

La línea de conducción de 5", que sirve a esta zona, lo hace durante las 24 horas del día. La red está compuesta por tuberías de 10", 8", 6", 4", 3", 2 1/2" y 2" de diámetro.

La primera y segunda zona de presión están independizadas mediante válvulas que permanecen cerradas.

La tercera zona de presión, que corresponde a la red de distribución de la colonia Atonal, funciona por bombeo y está situada entre la cota topográfica 275 m.s.n.m y 250 m.s.n.m..

El abastecimiento a esta zona de presión es de 4:00 a.m. a 2:00 p.m., que corresponde a las horas de funcionamiento del equipo de bombeo. El reservorio de tipo flotante de 210 m<sup>3</sup> de capacidad, construido para servir

a esta zona, no funciona, al no ingresar agua a él en ningún momento. Durante las horas de bombeo la red presta un buen servicio de distribución, las tuberías que constituyen esta red son de 4", 3" y 2" de diámetro.

La cuarta zona de presión, corresponde a la red de distribución del distrito de San Antonio del Monte, la cual es servida por el reservorio de 50 m<sup>3</sup>, y está situada entre las cotas topográficas 235 m.s.n.m. y 210 m.s.n.-m..

El funcionamiento de esta zona de presión, es el más regular de todo el AMSO, la red distribuye el agua a la población durante las 24 horas del día y el abastecimiento es regulado por el reservorio, el cual almacena durante las horas de mínimo consumo y se vacía durante el máximo consumo. La red está compuesta por tuberías de 3", 2" y 1 1/2" de diámetro.

La quinta zona de presión, corresponde a la red de distribución de la lotificación Loma Linda, la cual es servida directamente del manantial San Antonio, mediante un ramal de 3" de fierro galvanizado, que nace de la línea de conducción de 10" de fierro fundido y termina en la red de distribución. La zona de presión se sitúa entre las cotas topográficas 260 m.s.n.m. y 250

m.s.n.m..

El abastecimiento a esta zona de presión, sólo se produce durante 4 horas al día entre las 6:00 a.m. y las 10:00 a.m.. Está compuesta por tuberías de 2" de diámetro.

La sexta zona de presión, corresponde a la red distribución de la Colonia San Genaro, la cual se ubica entre las cotas topográficas 320 m.s.n.m. y 255 m.s.n.m..

El funcionamiento de esta red es regular durante las 24 horas del día, la alimentación se produce a través de un reservorio de 150 m<sup>3</sup>, el cual se llena mediante el bombeo del pozo existente que sirve en forma exclusiva a esta colonia. Los diámetros de las tuberías de la red son de 4", 3" y 2" de diámetro.

La red de distribución de la séptima zona de presión aún no funciona, porque el pozo que lo abastecerá, que corresponde a la lotificación El Carmen, aún no está equipado. Las tuberías son de 4" y 2" de diámetro.

En el cuadro 3.5-1 se muestra el metrado de las redes matrices y de relleno del AMSO.

Cuadro 3.5-1

Redes matrices y de relleno. en Sonsonate, Sonzacate  
y San Antonio del Monte

DIAMETRO (PULG)	LONGITUD POR MATERIAL (m)				Total por Diámetro (m)	% por Diámetro
	PVC	AC	FoGdo	FoFdo		
1	2960	---	---	---	2960	3.89
1 1/2	3,150	---	160	---	3,310	4.35
2	17,645	1,580	5,150	2755	27,130	35.66
2 1/2	960	---	1,430	---	2390	3.14
3	1,760	1,545	1,320	4,195	8,820	11.59
4	3,410	740	860	18,570	23,580	31.00
6	---	460	---	2,865	3,325	4.37
8	---	---	---	1,960	1,960	2.58
10	---	---	---	2,600	2,600	3.42
Total por material (m)	29,885	4,325	8,920	32,945	76,075	100
% por material	39.28	5.69	11.72	43.31	100	---

PVC : Policloruro vinilo

AC : Asbesto cemento

FoGdo : Fierro galvanizado

FoFdo : Fierro fundido



A fin de comprobar el comportamiento de las redes de distribución, se ha efectuado un programa de medición de presiones en diferentes puntos de la red. Se escogieron 21 puntos de medición, tanto en las zonas abastecidas por el manantial Santa Lucía, como en las abastecidas por el manantial San Antonio.

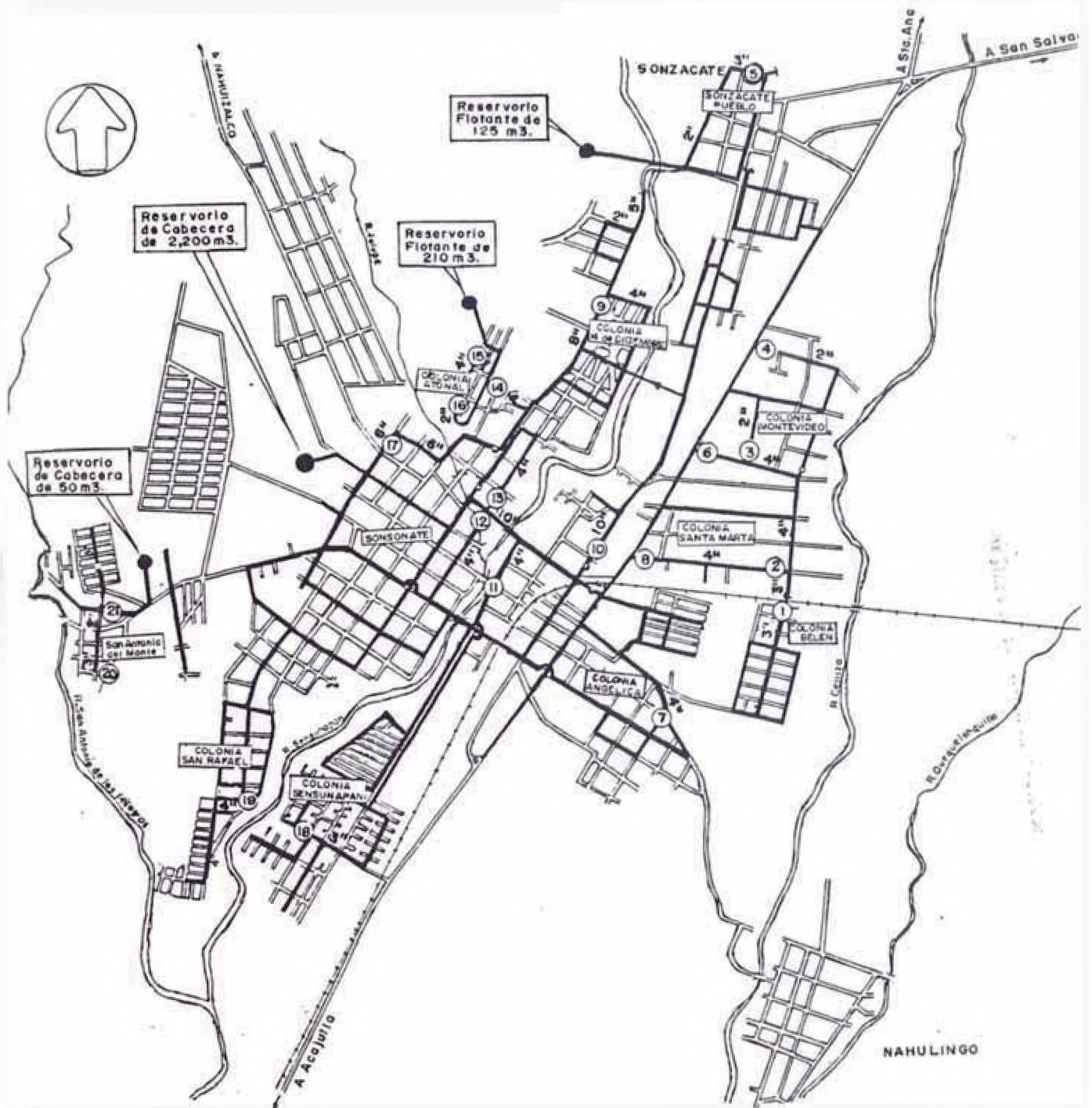
Las horas escogidas para la medición corresponden a las de máximo consumo de la población, teniendo en cuenta las horas durante las cuales se cuenta con abastecimiento de agua en la red. La operación se efectuó en la conexión domiciliaria, retirando el medidor e insertando el manómetro.

En la figura 3.5-1 se muestran los puntos donde se efectuaron las mediciones de presión y en el cuadro 3.5-2 se aprecian los resultados de dichas mediciones.

La red de distribución del AMSO, se ha desarrollado sin un plan preconcebido de ampliación, dando lugar a una estructura deficiente para el reparto de los caudales hacia las áreas de consumo.

Presenta la ausencia de matrices en zonas que las requieren, ya sea formando anillos o en otra configuración, como se observa en las colonias Santa Martha,

g. 3.5-1 Puntos de medición de presiones



Cuadro ' 3.5 -2

Presiones en red de distribución

PUNTO	UBICACION	LUGAR	HORA DE MEDICION	PRESIONES P. S. I
1	28 Av. Norte y pasaje No. 5	Colonia Belen	7:00	0.00
2	Av. Centro America y la calle Oriente	Colonia Sta. Martha	7:00	0.00
3	Pasaje Alfredo Espino 5a. calle Oriente	Colonia Montevideo	6:10	7.00
4	Av. Pedro Ramirez y 4a. calle Oriente	Colonia Montevideo	5:50	7.00
5	Av. el Angel y 4a. calle Poniente	Sonzacate	6:10	0.00
6	Av. Pedro Ramirez y 5a. calle Oriente	Colonia Sta. Martha	6:30	7.00
7	24 Av. Sur y Paseo 15 de Septiembre	Colonia Angelica	6:30	10.50
8	Av. Pedro Ramirez y la calle Oriente	Colonia Sta. Martha	6:45	10.50
9	Av. Morazan y 29a. calle Oriente	Colonia 14 de Diciembre	6:15	35.00
10	18a. Av. Norte y la calle Oriente	Colonia Aida	6:45	10.50
11	6a. Av. Norte y 3a. calle Oriente	Sonsonate	7:15	7.00
12	Av. Fray Flaviano Mucio y 7a. calle Oriente	Sonsonate	6:00	17.50
13	Av. Fray Flaviano Mucio y 7a. calle Oriente	Sonsonate	6:15	35.00
14	Av. Tucun Uman y 15 Av. calle Poniente	Colonia Atonal	9:00	25.90
15	Av. Lempira y pasaje G	Colonia Atonal	9:15	11.20
16	Av. Lempira y pasaje Julupe	Colonia Atonal	9:30	10.50
17	5a. Av. Norte y 9a. calle Poniente	Sonsonate	6:45	42.00
18	Pasaje No. 3 y calle Acaxual	Colonia Sensunapan	5:50	7.00
19	3er. Av. Sur y pasaje No. 1	Colonia Jardines de Sonsonate	6:45	10.50
20	1a. Av. Sur y 5a. calle Oriente	San Antonio del Monte	6:15	49.00
21	1a. Av. norte y 1a. calle Norte	San Antonio del Monte	6:00	42.00

Belén, Montevideo, urbanización Balsamar y otras, en las cuales se han registrado presiones bajas o nulas durante las mediciones efectuadas en el campo.

Se ha extendido progresivamente la red de distribución para servir a las nuevas colonias, pero últimamente ANDA, ya no otorga factibilidad de servicio para los nuevos proyectos de lotificación, en vista del déficit de agua existente, que ha obligado a restringir el suministro de agua a la población.

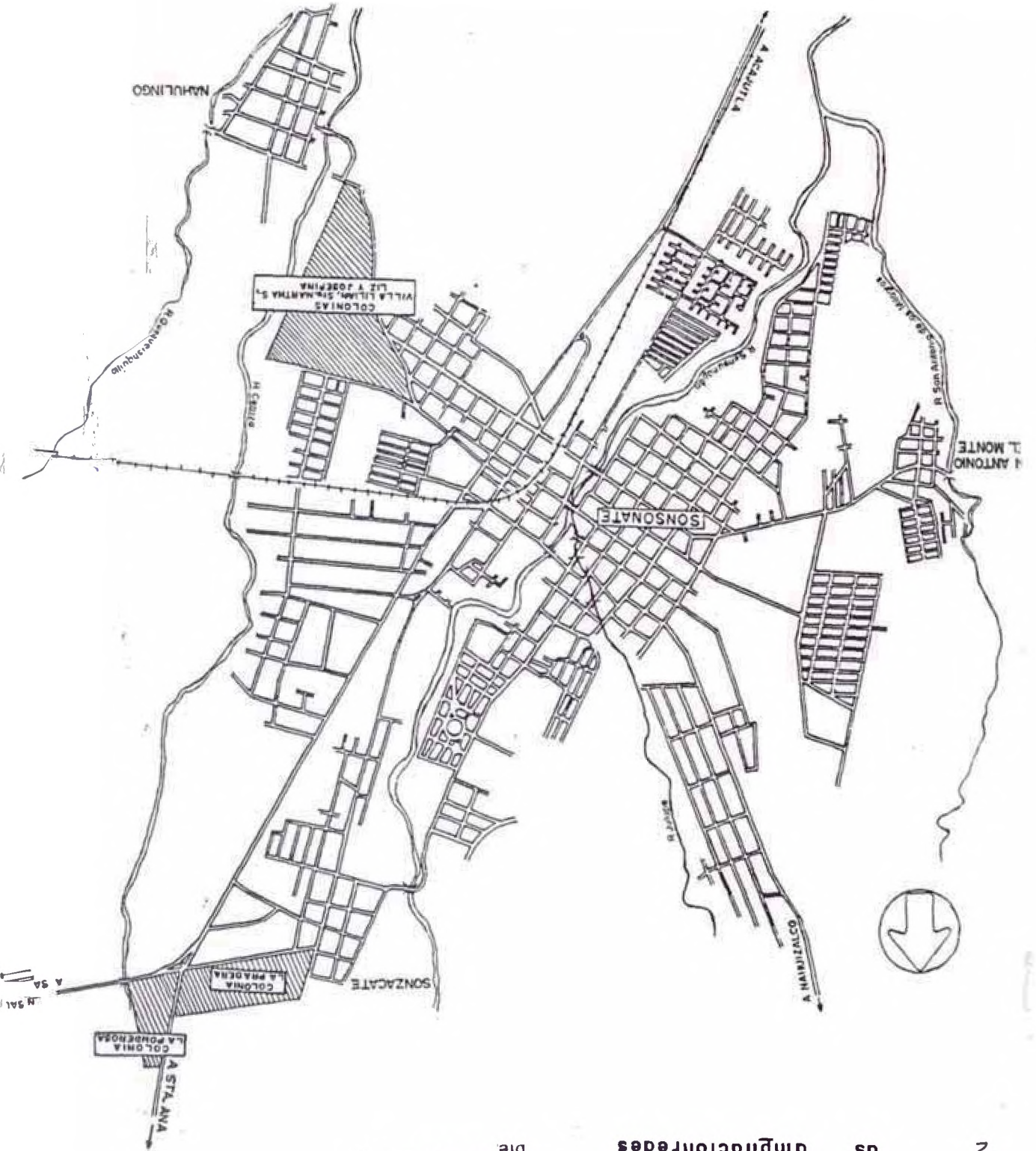
Actualmente el área servida por redes es de 526 Has., aproximadamente, que representa el 92.3% del área total del AMSO. El área no servida está compuesta por las colonias La Ponderosa, La Padrera, Villa Lilian, Santa Martha Sur y Liz y Josefina (ver figura 3.5-2).

El porcentaje, la población servida con conexión, alcanza al 84.7% de la población total. El resto se sirve de piletas públicas y mediante pozos excavados a mano.

Se ha efectuado el inventario de válvulas a fin de detectar el estado de los mismos. En el cuadro 3.5-3 se muestra el resultado de dicho inventario.

Las válvulas son del tipo compuerta, las instaladas en

3.5- 2  
Área de ampliación de de agua potable



L E Y E N

Áreas de ampliación

Cuadro 3.5-3

Inventario de válvulas y grifos contra incendios en SonsonateSonzoate y S.A Monte(\*)

Diámetro (pulgada)	NUMERO DE VALVULAS			% DE INCIDENCIA POR DIAMETRO	OBSERVACIONES
	FoFo	Bronce	Total		
1 1/2	37	—	37	8.85	-----
2	170	15	185	42.82	-----
2 1/2	7	--	7	1.62	-----
3	37	--	37	8.56	1 Válvula malograda
4	141	--	141	32.64	3 Válvulas malogradas
6	11	--	11	2.55	-----
8	5	--	5	1.16	-----
10	8	--	8	1.85	1 Válvula malograda
16	1	--	1	0.24	-----
TOTALES	417	15	432	100	-----

NOTA: Existen 32 grifos contra incendio, 2 en mal estado.

tuberías de fierro fundido, de asbesto, cemento y de PVC son de fierro fundido y las instalaciones en tuberías de fierro galvanizado son de bronce.

Los grifos contra incendio son de fierro fundido tipo poste de dos bocas, cada una de 2 1/2" de diámetro.

Se ha observado una inadecuada distribución de válvulas y grifos contra incendio en la red de distribución. Las válvulas, no pueden aislar circuitos de longitud aceptable, en caso de reparaciones, sobrepasan a veces los mil metros de longitud.

Los grifos contra incendios son insuficientes y algunas colonias nuevas no cuentan con ellas, como es el caso de las colonias Montevideo y Belén. San Antonio del Monte, tampoco cuenta con grifos contra incendio.

La red de distribución necesita ampliarse, tanto en lo que respecta a las tuberías de relleno como en las tuberías matrices, a fin de atender áreas que no cuentan con servicio de agua potable, como son entre otras, las colonias: Villa Lilian, Santa Martha Sur, Liz y Josefina, La Padrera y La Ponderosa.

Estas áreas representan una extensión de 44 Has. aproxi-

madamente.

### **3.6 Tratamiento**

El único tratamiento empleado es el de desinfección, mediante el empleo de compuestos clorados. Sólo se aplica este desinfectante en las aguas provenientes de los manantiales de Santa Lucía y San Antonio.

#### **3.6.1 Manantial Santa Lucía**

El agua proveniente del manantial Santa Lucía es tratada mediante la aplicación de una solución de hipoclorito de calcio.

La aplicación se realiza en la zona donde las líneas de conducción de 10" y 12" terminan, junto a la antigua caseta de bombeo, fuera de servicio, ubicada en Sonzacate (ver figura 3.0-1).

La inyección de la solución se efectúa a través de una electrobomba dosificadora marca PENWAL de 1/4 HP que se encuentra instalada en la antigua caseta de bombeo.

La dosificación empleada es de 9 lb/día y los puntos de aplicación son 3, uno en la tubería que va a la colonia



14 de Diciembre y el último sobre el que vca a la colonia Zedán.

La solución bombeada es distribuida entre los 3 puntos de aplicación indicados, mediante derivaciones por mangueras. No hay un control preciso de la cantidad de solución en cada una, si se tiene en cuenta que el caudal de agua a tratar es diferente en cada tubería donde se aplica.

### **3.6.2 Manantial San Antonio**

El agua proveniente del manantial San Antonio es tratada mediante la aplicación de una solución de hipoclorito de calcio, tanto en el reservorio de 2,200 m<sup>3</sup> que sirve a Sonsonate como en el reservorio de 50 m<sup>3</sup> que sirve a San Antonio del Monte.

El agua proveniente de este manantial abastece a la lotificación Loma Linda a través de una tubería de 3" de diámetro; deriva directamente de la línea de conducción de 10" de diámetro sin pasar por ningún reservorio, y no es tratada. Loma Linda es una lotificación de 5 Has. de extensión aproximadamente.

La concentración de cloro del hipoclorito de calcio usado es 65%.

En el reservorio de 2,200 m<sup>3</sup> la aplicación de la solución de hipoclorito de calcio es por gravedad, desde un recipiente que contiene la solución, ubicado en una caseta de madera sobre el techo del reservorio. La dosificación empleada es de 0.66 mg/lt. La solución pasa a través de una manguera ubicada en uno de los ingresos para registro del reservorio, y el caudal de la solución es controlado por una válvula de compuerta.

En el reservorio de 50 m<sup>3</sup> la aplicación del hipoclorito de calcio se realiza en la misma forma indicada para el reservorio de 2200 m<sup>3</sup>, siendo la dosificación de cloro de 0.81 mg/lt.

### **3.7 Conexiones domiciliarias**

Comprende las conexiones domiciliarias de los distritos de Sonsonate, Sonzacate y San Antonio del Monte.

En el cuadro 3.7-1 se muestra el número de conexiones clasificadas por diámetro y por tipo de usuario al mes de junio de 1989 y en el cuadro 3.7-2 se aprecia el número de conexiones con y sin medidor. El número de conexiones corresponde a las existentes al mes de di-

Cuadro 3.7-1

Número de conexiones por diámetro y tipo de conexión a Junio de 1989.

TIPO DE CONEXION	DIAMETRO DE ACOMETIDA									TOTAL
	1/2 "	5/8 "	3/4 "	1 "	1 1/4 "	1 1/2 "	2 "	2 1/2 "	4 "	
Domiciliar	7362	86	135	8	---	---	---	---	1	7,371
Comercio	555	15	45	11	3	---	2	---	---	609
Industria	29	2	10	3	---	---	1	---	---	45
Mesones	289	8	60	11	7	---	---	---	---	359
Gobierno Central	22	1	7	6	2	1	1	---	1	38
Instit. Autónomas	6	---	1	2	---	---	---	---	---	7
Municipalidades	7	---	2	2	2	1	1	2	---	16
Municip. Gratis	11	---	1	---	---	---	---	---	---	1
Condominios Hab.	---	---	---	---	---	---	---	---	1	1
Inst. Educativas	6	---	3	1	---	---	---	---	---	10
Inst. Asis. Social	2	---	---	---	---	---	---	---	---	2
TOTAL	8,289	112	264	44	14	2	5	2	3	8,459

Fuente: Información proporcionada por OJND

Cuadro 3.7 - 2

## Conexiones domiciliarias de agua potable

MES/AÑO	LOCALIDAD	CON MEDIDOR FUNCIONANDO	CON MEDIDOR PARADO	TOTAL CON MEDIDOR	SERVICIO DIRECTO (SIN MEDIDOR)	TOTAL DE CONEXIONES
	Sonsonate	4,199	1,953	6,152	508	6,660
Dic.1986	S.A Del Monte	210	85	295	83	378
	Sonzacate	487	349	836	71	907
	TOTAL	4,896	2,387	7,283	662	7,945
	Sonsonate	6,630	391	7,021	177	7,198
Dic. 1987	S.A Del Monte	199	90	289	95	384
	Sonzacate	550	226	776	151	927
	TOTAL	7,379	707	8,086	423	8,509
	Sonsonate	6,396	624	7,022	299	7,308
Dic. 1988	S.A Del Monte	196	94	290	99	389
	Sonzacate	539	233	772	171	943
	TOTAL	7,133	951	8,084	569	8,640
	Sonsonate	6,393	621	7,014	347	7,361
Abr. 1989	S.A Del Monte	187	102	289	101	390
	Sonzacate	536	227	763	192	955
	TOTAL	7,116	950	8,066	640	8,706

FUENTE : Respaldos de Facturación de ANDA

ciembre de 1986, 1987, 1988 y abril de 1989.

En la actualidad existen en la zona dos categorías tarifarias, la primera es la que se aplica al distrito de Sonsonate, en el cual se factura al usuario el 100% del precio del volumen que consume, la segunda categoría, es la que se aplica a los distrito de Sonzacate y San Antonio del Monte en las cuales se factura al usuario el 60% del precio del volumen que consume.

## 4.0 ESTUDIOS, EVALUACION Y CALCULOS PREVIOS PARA EL PLAN MAESTRO DE AGUA POTABLE

Comprenden las investigaciones y la obtención de los resultados necesarios para la ejecución de los estudios de ingeniería de agua potable.

### 4.1 Estudio de fuentes actuales y potenciales

La fuente explotada en la actualidad para el abastecimiento del AMSO, es el agua subterránea, siendo captada principalmente a través de manantiales y en mucho menor cantidad a través de pozos tubulares, esta fuente, de acuerdo con los estudios existentes sobre aguas subterráneas en el área del proyecto es segura en cuanto a rendimiento.

Dichos estudios de agua subterránea que son mencionados en el Plan de Desarrollo Urbano de Sonsonate denominado "Plan de Aprovechamiento de los Recursos Hídricos", incluye la región de Sonsonate. Dichos estudios abarcan una superficie de 1,100.8 Km<sup>2</sup> comprendida entre las cuencas de los ríos Ceniza y San Pedro, analizándose el valor de la escorrentía media para un período de 20 años.

El valor de escorrentía resultó ser de 123 mm. para la época lluviosa y de 23 mm. para la época seca. Considera seis meses para época lluviosa y seis meses para la época seca para un área de 874.5 Km<sup>2</sup>. Con estos parámetros el volumen de escorrentía para la época lluviosa resulta de  $645.38 \times 10^6 \text{ m}^3$  y para la época seca  $120.68 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

Los caudales de agua subterránea de escurrimiento cerca de la playa y hacia el mar, han sido divididos en tres sectores según su longitud, gradiente y transmisividad de los estratos, obteniendo un total para los tres sectores de  $39.53 \times 10^6 \text{ m}^3$  por año. Corresponde al sector comprendido entre el río Banderas y el río San Pedro  $11.29 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$ .

Menciona el estudio que sólo el 5.2% de estos caudales de agua subterránea es explotada mediante pozos, 34 tubulares y 396 excavados.

Se deduce de lo mencionado, que el caudal potencialmente explotable de esta fuente para uso en el servicio de acueductos del AMSO representa el 94.8% de  $11.29 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$ , que equivale a 339.4 l/s. En los estudios hidrogeológicos realizados en el área de Sonsonate se menciona como caudal potencialmente explotable de esta

fuelle, sólo 153.7 l/s debido a que el área del estudio en este caso, abarca únicamente el área entre la cuenca del río Sensunapán y el río Agua Caliente.

De acuerdo con los indicados estudios hidrogeológicos, en el área de Sonsonate uno de los acuíferos de mayor transmisividad conformado por lavas basálticas fracturadas, reduce su sección portante hacia el Nor-Este de Sonsonate, y al estar apoyado sobre la roca impermeable, se produce el afloramiento del agua hacia la superficie en forma de manantiales.

El manantial de las cataratas de Talcomunca, ubicada en la hacienda Alemania, cantón de Talcomunca, a 5 Km. de Sonsonate, sobre el río Ceniza, es una fuente potencial de abastecimiento al AMSO.

El manantial Pescadito de Oro corresponde a afloramientos del acuífero conformado por sedimentos aluvionales, cuando su espesor se reduce mucho por la posición de la roca impermeable. Parte de este manantial es captado en la actualidad para abastecer al distrito de Nahulingo, siendo también potencialmente explotable en mayor cantidad para abastecer al AMSO.

En el cuadro 4.1-1 se aprecia el rendimiento de los



Cuadro 4.1-1

Rendimiento de manantiales actuales y potenciales

FECHA DE AFORO	CAUDALES EN l/s.				AFORADO POR
	Manantial Santa Lucía	Manantial San Antonio	Manantial Pescadito de Oro	Cataratas Talcomunca	
13-01-82	76	79	--	--	ANDA
13-01-84	76	79	--	--	ANDA
21-06-89	--	56	--	--	ANDA
01-07-89	--	57	--	--	ANDA
02-07-89	.96	56	--	--	ANDA
22-07-89	--	--	396	--	ANDA
26-07-89	--	--	--	500	ANDA

NOTA: Los 5 últimos aforos fueron realizados durante los estudios de campo, mediante los siguientes métodos:

Santa Lucía           : por nivelación

San Antonio           : volumétricamente

Pescadito de Oro   : por vertedero

Talcomunca           : mediante molinetes por diferencia de caudales en río antes y después de cataratas Talcomunca.

manantiales en actual explotación y de los potenciales para abastecer al AMSO.

Las aguas superficiales presentes en la zona, constituyen también fuentes potenciales para ser aprovechadas en el abastecimiento de agua potable del AMSO.

Las aguas discurren a través de muchos cursos de agua afluentes de los cauces principales, siendo estos últimos el río Sensunapán y río Ceniza.

El río Sensunapán nace en las cercanías del cantón San José La Majada, a una altura de 1,000 m.s.n.m.. Tiene una longitud de recorrido de 34 Km. y un área de drenaje de 219.3 Km<sup>2</sup>. Su pendiente es fuerte, en su mayor parte corre por un cauce profundo con lecho permanente. Este río atraviesa la ciudad de Sonsonate en el sentido de Nor-Este a Sur-Oeste.

El río Ceniza tiene su origen en la finca Altamira a una altura de 1,300 m.s.n.m., su recorrido es de 42 Km. y su área de drenaje es de 429.0 Km<sup>2</sup>. Su pendiente es fuerte, en su mayor parte el cauce es profundo y su lecho permanente. Este río pasa bordeando la ciudad de Sonsonate por el lado Este.

La utilización del agua superficial como fuente de abastecimiento para el AMSO implica el tratamiento de estas aguas.

En la figura 4.1-1 se muestra la ubicación de las fuentes actuales y potenciales existentes para el abastecimiento del AMSO.

En la figura 4.1-2 se muestra las estaciones hidrométricas y en los cuadros 4.1-2, 4.1-3, 4.1-4 y 4.1-5 se indican los caudales aforados de los ríos Sensunapán y Ceniza y en los cuadros 4.1-6 y 4.1-7 se señalan los análisis físico-químico de estos ríos.

Se han tomado muestras de agua de los manantiales Santa Lucía y San Antonio y del pozo de la colonia San Genaro que corresponden a las fuentes actuales.

Se tomaron también muestras de agua de los manantiales Talcomunca y Pescadito de Oro y de los ríos Sensunapán y Ceniza, que corresponden a las fuentes potenciales.

En los cuadros 4.1-8 y 4.1-9 se muestran los resultados de los análisis bacteriológicos y físico-químico respectivamente, de las fuentes actuales y potenciales. En el anexo A se adjuntan los reportes del laboratorio.

Fig. 4.1-1 Fuentes actuales y potenciales

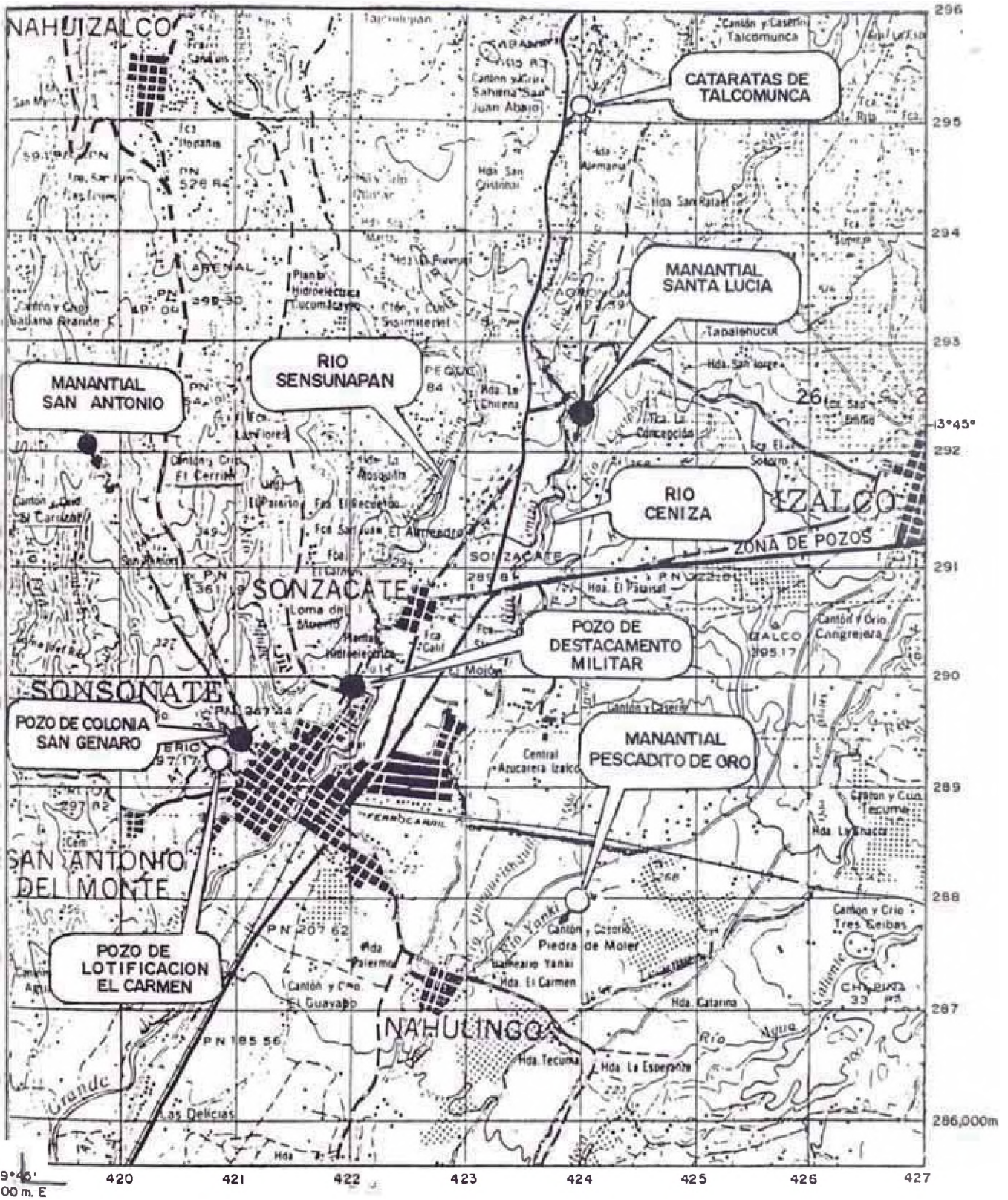
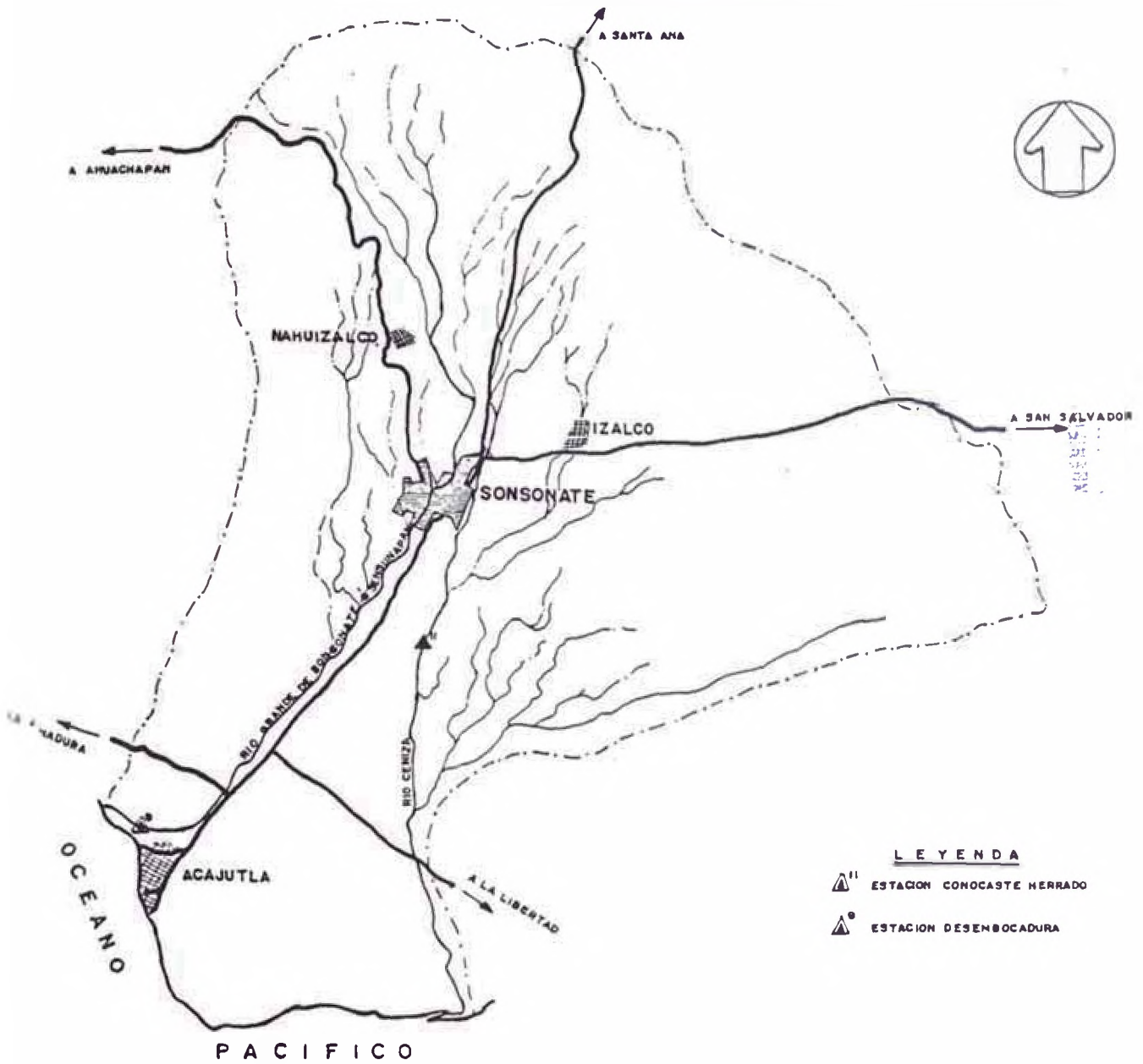


Fig. 4.1-2 Ubicación de estaciones hidrométricas en los ríos Sensunapán y Ceniza



Cuadro 4.1-2

## Caudales máximos - río Sensunapán

M E S	CAUDALES POR AÑO EN $\frac{3}{M^3/S}$																				
	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79
ENERO	-	2.40	2.30	--	0.50	3.70	6.2	1.70	1.69	0.86	-	3.79	2.74	3.43	2.50	2.89	4.46	3.57	1.44	1.69	2.82
FEBRERO	--	2.40	2.75	--	--	3.20	4.0	2.25	1.47	0.86	0.34	3.00	2.50	3.11	1.95	3.18	4.46	2.5	1.92	1.52	2.82
MARZO	--	2.70	3.30	--	--	8.0	4.0	2.10	2.70	11.0	0.34	3.79	6.98	3.11	3.62	59.7	4.46	2.5	1.59	3.84	29.17
ABRIL	--	36.56	6.80	--	27.0	28.8	7.8	17.0	11.50	2.4	1.96	6.36	6.63	8.74	14.4	4.12	16.29	10.5	14.29	4.45	35.18
MAYO	--	36.56	54.5	--	46.2	11.80	32.0	2.9	26.0	23.0	28.4	21.5	294	15.2	69.2	54.37	19.2	10.24	102.93	52.18	--
JUNIO	9.35	21.87	71.87	--	25.6	80.4	40.0	359.0	98.5	138.0	52.8	57.6	162	62.8	246	387.29	20.6	79.82	264.0	237.89	--
JULIO	9.68	59.0	58.80	--	39.8	70.4	21.0	170.0	17.0	58.0	31.4	95.4	67.9	17.3	263	77.32	59.0	56.42	113.54	65.49	--
AGOSTO	15.60	113.75	110.83	--	25.4	78.4	12.35	37.0	25.5	96.0	49.4	32.3	67.9	60.8	389	38.35	45.2	32.55	234.34	209.17	--
SEPT.	14.0	80.75	270.62	--	66.4	145.0	70.3	17.95	61.5	700	110	77.3	186	137	389	--	241.0	52.32	47.0	74.67	--
OCTUBRE	12.85	70.25	51.30	--	68.0	57.6	41.0	39.0	220.0	250	125	95.4	684	106	371	--	112.0	125.81	49.55	14.07	--
NOV.	5.10	30.36	58.80	--	14.20	9.8	3.30	9.6	3.5	43.5	10.9	--	26.7	7.83	11.0	4.78	152.0	4.22	14.98	5.80	--
DIC.	1.83	1.90	1.40	--	3.80	6.6	1.69	1.50	4.00	--	3.52	4.61	5.03	1.95	6.42	3.30	3.87	1.59	4.13	7.05	--
MAX/MES	15.60	113.75	270.62	--	68.00	145.0	70.30	359.0	220	700	125	95.4	684	137	389	387.29	241.0	125.81	264	237.87	35.18

Fuente : Anuarios hidrológicos del Ministerio de Agricultura y Ganadería Estación: Desembocadura

Cuadro 4.1-3

## Caudales mínimos - río Sensunapán

M E S	CAUDALES POR AÑO EN $m^3/s$																				
	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79
ENERO	--	1.05	1.90	--	0.40	2.30	2.55	1.15	0.86	0.44	-	1.84	1.95	1.91	0.99	1.01	0.79	1.61	0.75	0.48	0.75
FEBRERO	--	1.00	2.40	--	--	2.20	2.40	1.25	0.86	0.41	0.14	1.13	1.78	1.61	0.72	0.76	0.41	0.96	0.78	0.44	0.34
MARZO	--	1.10	2.30	--	--	2.20	2.10	0.86	0.93	0.38	0.19	1.06	1.48	1.53	0.08	0.79	1.65	0.80	0.67	0.51	0.21
ABRIL	--	0.95	1.80	--	5.55	2.20	2.10	1.08	1.08	0.39	0.31	0.93	0.69	1.47	1.76	0.47	1.08	0.93	0.57	0.62	0.40
MAYO	--	2.70	2.90	--	7.10	3.00	2.10	0.70	1.99	0.81	5.47	1.98	0.92	3.92	3.67	0.92	1.69	2.34	4.07	1.18	--
JUNIO	3.98	3.80	4.30	--	8.40	3.40	4.40	2.70	2.97	2.67	9.17	6.41	6.63	5.27	4.62	5.10	4.19	5.17	7.69	3.96	--
JULIO	4.07	4.70	8.10	--	6.57	4.50	4.20	6.60	2.25	1.89	8.15	5.76	6.20	4.93	5.25	6.99	4.62	4.67	4.53	5.26	--
AGOSTO	5.27	2.40	3.20	--	5.55	5.50	4.20	7.40	2.49	1.77	7.44	6.97	7.23	5.23	5.08	5.74	4.42	4.74	5.06	4.91	--
SEPT.	4.06	2.70	1.80	--	6.02	6.60	4.00	4.00	2.64	2.24	10.0	7.28	7.13	5.76	7.60	--	6.56	5.44	5.03	4.86	--
ÓCTUBRE	4.23	8.0	1.40	--	4.75	9.80	4.00	4.00	2.60	2.08	10.2	9.12	8.38	6.19	8.06	--	6.34	4.15	3.54	5.41	--
NOV.	1.49	3.15	1.00	--	3.26	4.50	1.35	2.10	0.25	1.15	2.27	3.82	3.29	1.66	4.07	1.44	2.37	0.87	1.35	1.83	--
DIC.	1.09	1.30	0.82	--	2.23	4.50	1.35	0.86	0.28	--	1.74	2.50	2.13	0.83	1.92	0.93	1.56	0.68	0.68	1.11	--
MIN/MES	1.09	0.95	0.82	--	0.40	2.20	1.35	0.70	0.25	0.38	0.14	0.93	0.69	0.83	0.08	0.47	0.41	0.68	0.57	0.44	0.21

Fuente : Anuarios hidrológicos del Ministerio de Agricultura y Ganadería

Estación: Desembocadura

Cuadro 4.1-4

Caudales máximos - río Ceniza

M E S	C A U D A L E S P O R A Ñ O E N m <sup>3</sup> / s									
	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79
E N E R O	-	2.13	1.03	0.75	1.50	22.00	0.96	0.59	0.75	0.84
F E B R E R O	-	1.85	1.03	0.63	1.20	2.52	0.74	0.44	0.49	0.59
M A R Z O	-	2.28	1.45	0.75	12.60	1.75	0.65	0.44	1.07	8.74
A B R I L	-	7.00	1.03	7.78	2.42	1.42	11.40	9.22	10.53	27.43
M A Y O	18.30	19.00	14.40	39.30	28.80	23.87	4.95	94.95	103.17	-
J U N I O	20.20	26.70	97.50	26.70	45.50	16.93	30.17	153.02	44.72	-
J U L I O	48.40	29.20	17.90	30.40	12.20	23.02	19.35	13.68	27.89	-
A G O S T O	19.80	37.60	48.20	24.40	23.60	16.93	11.79	39.76	20.77	-
S E P T I E N B R E	43.40	20.10	71.60	21.70	161.00	82.16	39.38	29.80	26.94	-
O C T U B R E	325.00	94.00	45.40	69.40	84.70	25.61	90.00	6.36	87.23	-
N O V I E N B R E	24.00	22.90	7.29	7.34	5.91	23.02	9.32	7.09	3.81	-
D I C I E N B R E	2.28	1.75	4.17	3.57	1.93	1.08	0.52	4.16	3.81	-
M A X I M O / A Ñ O	325.00	94.00	97.50	69.40	161.00	82.16	90.00	153.02	103.17	27.43

Fuente : Anuarios Hidrológicos del M.A.G.. Estación: Conocaste Herrado



Cuadro 4.1-5

Caudales mínimos - río Ceniza

M E S	C A U D A L E S P O R A Ñ O E N m <sup>3</sup> / s									
	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79
E N E R O	-	1.36	0.59	0.37	0.71	1.20	0.44	0.25	0.42	0.27
F E B R E R O	-	1.36	0.51	0.37	0.57	1.18	0.35	0.23	0.29	0.29
M A R Z O	-	1.40	0.73	0.43	0.59	0.94	0.36	0.25	0.26	0.37
A B R I L	-	1.17	0.72	0.45	0.74	1.02	0.39	0.30	0.40	0.55
M A Y O	1.12	0.64	1.10	1.89	0.98	0.89	0.42	1.86	0.39	-
J U N I O	3.67	3.43	3.07	2.62	4.13	2.13	2.29	4.23	2.99	-
J U L I O	3.09	3.29	1.93	2.48	3.17	2.69	1.94	2.91	3.12	-
A G O S T O	5.62	4.01	1.50	3.39	3.07	2.56	2.15	3.50	2.61	-
S E P T I E M B R E	6.41	4.60	2.77	4.95	3.46	3.53	2.26	2.93	2.90	-
O C T U B R E	6.66	5.34	3.10	5.34	2.58	2.95	1.11	1.15	3.15	-
N O V I E M B R E	1.87	1.22	0.57	1.45	1.14	0.92	0.35	0.62	0.37	-
D I C I E M B R E	1.48	0.55	0.49	1.04	1.32	0.67	0.31	0.51	0.37	-
M A X I M O / A Ñ O	1.12	0.55	0.49	0.37	0.57	0.67	0.31	0.23	0.26	0.27

Fuente : Anuarios Hidrológicos del M.A.G.. Estación : Conacaste Herrado

Cuadro 4.1-6

## Análisis físico-químico del agua - río Sensunapán

F E C H A	T °C	CONDUCT. mhosX10 <sup>5</sup>	PH	CONCENTRACION EN P.P.M.										
				CO <sub>3</sub>	HCO <sub>3</sub>	Cl	Ca	Mg	Na	K	B	ALC.	Dureza	Sólido Disuelto
19-12-72	26	28	7.9	0.00	193	--	8.82	3.40	12.8	2.50	0.30	158	36.0	224.0
12-12-73	25.6	34	8.0	12.0	153	27.7	20.8	10.7	11.0	4.75	0.75	145	96.0	228
19-4-74	--	34	7.9	5.10	133	54.6	24.0	5.0	31.0	7.0	0.35	119	80.0	188
11-12-75	26	34	7.95	12.5	216	35.5	22.5	13.6	15.0	5.0	0.00	198	112	228
23-11-76	27	34	7.6	0.00	158	20.5	24.1	4.9	14.0	4.5	0.10	130	112	212
27-4-77	28	40	6.6	0.00	198	28.4	24.9	17.5	14.0	14.5	2.10	162	134	318
03-02-78	29.5	31	8.1	12.90	130	27.3	28.1	11.2	22.5	9.4	0.35	129	116	130
15-02-79	25	29	7.72	0.00	163	28.4	20.8	12.6	20.9	5.9	0.20	134	104	256
07-10-80	26	23	7.5	0.00	150	14.2	18.4	10.7	23.0	5.1	2.46	123	90	212
10-02-81	28	29	7.5	0.00	182	22.7	20.8	11.7	28.1	5.9	1.02	149	100	252
11-10-82	26	29	7.5	24.9	94	7.1	24.0	1.6	16.8	57.5	0.0	174	68	192

Fuente Anuarios Hidrológicos del Ministerio de Agricultura y Ganadería

Estación: Desembocadura

Cuadro 4.1-7

## Análisis físico-químico del agua - río Ceniza

F E C H A	T °C	CONDUCT. mhosX10 <sup>5</sup>	PH	CONCENTRACION EN P.P.M.										
				CO <sub>3</sub>	HCO <sub>3</sub>	Cl	Ca	Mg	Na	K	B	ALC.	Dureza	Sólido Disuelto
19-12-72	25	98	8.20	11.7	157	--	23.2	21.4	42.8	6.4	0.38	148	146	528
11-11-74	29	89	8.20	37.5	254	71.8	61.2	67.2	58.8	15.8	0.45	278	428	472
18-11-75	24	88	8.10	12.8	268	47.7	24.1	37.4	47.8	12.8	0.48	248	214	464
30-11-76	28	84	7.80	8.8	356	47.7	37.7	38.4	54.8	12.8	--	292	252	495
9-03-77	30	97.8	8.20	29.9	383	49.7	42.5	48.1	65.8	16.8	0.85	292	384	632
03-02-78	29.5	31	8.10	12.9	138	27.3	28.1	11.2	22.5	9.4	0.35	129	116	138
15-02-79	32.8	74	8.10	34.8	298	53.2	48.1	39.4	66.8	13.3	0.68	296	262	532
20-10-80	28	58	7.98	5.8	218	35.5	27.3	26.3	43.9	13.3	--	282	176	245
26-02-81	26	78	7.95	8.8	362	68.3	38.5	68.8	43.8	9.4	--	297	246	298
10-10-82	28.9	78	8.10	39.7	194	24.8	31.7	32.5	54.8	69.6	--	313	211	528

Fuente : Anuarios Hidrológicos del M.A. Y G. Estación: Conacaste Herrado

Cuadro 4.1-8

Análisis bacteriológico de fuentes actuales y potenciales

LUGAR	FECHA	T °C	bacterias/100 ml	OBSERVACIONES
Manantial Sta. Lucía (1)	25-07-89	26	0	---
Manantial San Antonio (1)	25-07-89	27	0	---
Manantial Pescadito de Oro (1) y (2)	25-07-89	26	0	----
Cataratas Talcomunca (2)	26-07-89	25	100	Predominio Pseudomonas
Río Ceniza cerca Sta. Lucía (2)	26-07-89	25	640,000	Predominio Escherichia Coli (70%)
R. Sensunapán encima de Sonsacate (2)	26-07-89	25	730,000	Predominio Escherichia Coli (60%)
Pozo Colonia San Genaro (1)	28-07-89	27	1,000	Predominio Escherichia Coli (90%)
Pozo (1) Destacamento Militar No 6	28-07-89	27	10	Predominio Pseudomonas (100%)

(1) Fuentes actuales

(2) Fuentes potenciales

Cuadro 4.1-9 - Análisis físico-químico de fuentes actuales y potenciales.

DETERMINACION	UNIDAD	MANATIAL				POZO
		SANTA LUCIA (1)	SAN ANTONIO (1)	CATARATAS TALCOMUNCA (2)	PESCADITO DE ORO (1) Y (2)	SAN GENARO (1)
pH	-	6.95	7.02	6.99	6.48	6.60
Olor	-	Lig. Fetido	Normal	Fetido	Fetido	Fetido
Color Verdadero	-	0	0	0	0	0
Color Aparente	-	0	0	0	0	0
Temperatura	°C	-	-	-	-	-
Turbiedad	UNT	0.25	0.25	0.22	0.2	0.22
Sólidos Totales	mg/l	162	150	182	218	238
Sólidos Totales disueltos	mg/l	-	-	-	-	-
Calcio	mg/l	25.6	21.6	26.4	34.4	20.8
Magnesio	mg/l	8.8	11.2	13.6	17	11.7
Sodio	mg/l	-	-	-	-	-
Potasio	mg/l	-	-	-	-	-
Hierro Total	mg/l	0	0	0	0	0
Hierro Disuelto	mg/l	0	0	0	0	0
Manganeso Total	mg/l	0	0	0	0	0
Manganeso Disuelto	mg/l	0	0	0	0	0
Arsénico	mg/l	-	-	-	-	-
Boro	mg/l	-	-	-	-	-
Alcalinidad Total (CaCO <sub>3</sub> )	mg/l	76	88	80	110	98
Dureza Total (CaCO <sub>3</sub> )	mg/l	100	100	122	130	100
Bióxido de Carbono	mg/l	15	15	16	68	46
Conductibilidad	mhos/cm	0.235	0.225	0.250	0.325	0.295
Cloro Residual	mg/l	-	-	-	-	-
Indice Langelier	-	-	-	-	-	-
Dureza No Carbonatada (CaCO <sub>3</sub> )	mg/l	24	12	42	20	2
Dureza Carbonatada	mg/l	76	88	80	110	98
Carbonatos	mg/l	0	0	0	0	0
Bicarbonatos	mg/l	76	88	80	110	98
Hidróxidos	mg/l	0	0	0	0	0
Cloruros	mg/l	8	8	9	12	12
Sulfatos	mg/l	-	-	-	-	-
Nitratos (NO <sub>3</sub> )	mg/l	0.8	0.35	0.8	0.4	1.4
Sílice (SiO <sub>2</sub> )	mg/l	74.9	81.3	68.5	77	89.3
Fluoruros	mg/l	0.26	0.4	0.4	0.4	0.36

(1) FUENTES ACTUALES

(2) FUENTES POTENCIALES

En el anexo A se adjuntan los reportes de laboratorio.

## 4.2 Catastro de usuarios

Los usuarios o abonados están constituidos por las personas naturales, entidades, organismos, comercios e industrias que usufructúan los servicios que proporciona ANDA a través de los sistemas de acueductos y alcantarillados, los cuales conectan las tuberías interiores del local servido con las tuberías de la red pública.

El usuario está clasificado por ANDA, según la actividad que se realiza en el local servido, distinguiéndose los siguientes tipos de usuarios:

- . Domiciliar
- . Comercial
- . Industrial
- . Mesones
- . Gobierno central
- . Instituciones autónomas
- . Municipalidades
- . Municipalidades gratis
- . Areas marginales
- . Condominios habitacionales
- . Instituciones educativas
- . Instituciones de asistencia social
- . Llenaderos

En el cuadro 4.2-1 se aprecia el número de usuarios existentes en los meses de enero y diciembre de 1988 y junio de 1989 diferenciados por tipos. Cabe señalar que dentro de la clasificación de usuarios hay una modalidad suigeneris denominada Municipalidades gratis, en la cual se incluye las piletas públicas. En el campo se han contabilizado ocho piletas públicas bajo esta modalidad.

Además se ha detectado, un tipo de abastecimiento que consiste en dos perforaciones en la línea de aducción de 10" que viene del manantial Santa Lucía de aproximadamente 1/2", que sirven para un grupo de pobladores de la colonia "La Ponderosa"

#### **4.3 Análisis de pérdidas: fugas y desperdicios**

Se ha efectuado el análisis de pérdidas de agua en base a comparar el volumen de producción de las captaciones con el volumen de consumo medido por ANDA.

El volumen de producción ha sido determinado con el aforo realizado en las captaciones durante los estudios de campo (ver cuadro 4.3-1) y el volumen medido por ANDA ha sido hallado en el respaldo de facturación (ver cuadro 4.3-3), que registran los consumos de conexiones con

Cuadro 4.2-1

Número de usuarios existentes  
por tipo de conexión.

TIPO DE CONEXION	NUMERO DE USUARIOS POR MES		
	Enero 88	Diciembre 88	Junio 89
Domiciliar	7,215	7,308	7,371
Comercio	611	611	609
Industrial	44	44	45
Mesones	360	357	359
Gobierno central	38	38	38
Instituciones autónomas	6	7	7
Municipalidades	16	16	16
Municipalidades gratis	0	0	1
Condominio habitacional	1	1	1
Instituciones educativas	10	10	10
Inst.de asistencia social	2	2	2
<b>TOTALES</b>	<b>8,303</b>	<b>8,394</b>	<b>8,459</b>

Fuente: Información proporcionada por ANDA.



CUADRO 4.3 - 1

Producción de agua potable

PRODUCCION	l/s	$\text{m}^3$ / mes
Manantial San Antonio	56.0	147,168
Manantial Santa Lucía	96.0	252,288
Totales	152.0	399,456

Fuente : Aforos realizados en el estudio de campo.

Cuadro 4.3-3

Consumos de agua potable

CONSUMOS	$\text{m}^3$ / Mes
Consumo medido por ANDA (1)	280,644
Consumo no medido por ANDA (2) (conexiones directas)	34,816
Consumo de piletas públicas (3) (no medidas por ANDA)	1,620
TOTAL	317,080

(1) Fuente : Respaldo de facturación de ANDA - Abril 1989

(2) Fuente : Cuadro 4.3-2

(3) Fuente : Aforos realizados en el estudio de campo

B [SONSONATE

A. N. U. A.

REPORTE DE CONEXIONES, CONSUMOS Y VALORES FACTURADOS POR TIPO DE CONEXION - AÑO 1988  
CON ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO (INTERIOR SONSONATE)

TIPO DE CONEXION	PREMIAS SEMESTRE DEL AÑO						
	CONEXIONES		CONSUMO EN M <sup>3</sup> M <sup>2</sup>		VALORES		
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	
DOMICILIAR.....	3,784	3,370	3,234	3,238	3,239	3,214	
	188,771	178,531	168,170	137,793	173,198	168,347	
COMERCIO.....	116,422.35	108,721.20	12,878.25	20,812.21	101,186.28	80,122.82	
	471	448	473	471	470	467	
	30,140	29,049	28,530	22,844	28,510	24,531	
INDUSTRIA.....	30,001.01	28,404.14	27,602.33	12,831.33	22,202.37	23,022.82	
	25	25	25	25	25	25	
	1,345	1,344	1,040	897	1,344	1,344	
RETIROS.....	221.58	1,001.18	822.30	722.23	1,264.42	214.82	
	281	281	281	277	276	277	
	27,339	25,823	25,423	20,378	28,878	24,637	
SISTEMAS CENTRALES.....	13,024.79	13,078.14	12,216.12	10,024.12	13,103.24	12,233.10	
	1,823	1,803	3,540	2,435	2,140	3,282	
INSTAL. AUTONOMAS.....	2,113.13	2,101.14	2,622.84	1,788.18	2,224.86	2,422.12	
	4	4	4	4	4	4	
	493	403	317	294	408	343	
MUNICIPALIDADES.....	432.57	481.12	324.08	304.23	682.81	418.20	
	2,932	1,038	1,744	1,119	1,277	1,377	
MUNICIP. GRATES.....	1,222.51	642.10	1,102.31	622.32	840.63	840.63	
	0	0	0	0	0	0	
INDIA "REPARTICION".....	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	0	0	0	0	0	0	
COMUNIDADES RURALES.....	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	0	0	0	0	0	0	
INST. SUBSISTEMAS.....	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	0	0	0	0	0	0	
INST. SUBSISTEMAS.....	2,201	1,480	2,408	1,511	2,315	2,122	
INST. SUBSISTEMAS.....	1,480.27	1,112.13	1,414.30	1,142.08	1,243.38	1,400.63	
	320	153	327	213	254	252	
LENEREROS.....	250.00	116.23	243.23	112.23	122.00	182.00	
	0	0	0	0	0	0	
EXPLOT. PRIVADA.....	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	0	0	0	0	0	0	
INDUSTRIA ESPEC.....	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	0	0	0	0	0	0	
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TOTAL CONEXIONES.....	4,101	4,084	4,077	4,044	4,030	4,020	
TOTAL CONSUMO.....	234,244	240,494	231,534	187,330	234,499	267,328	
TOTAL VALORES.....	169,772.30	133,903.90	147,234.30	109,338.04	192,034.74	134,842.49	

Cuadro 4.3-2

Consumo por conexión domiciliaria sin medidor

Unidad Habitacional	Horas medidas	Consumo medido (m <sup>3</sup> )	Consumo mensual (m <sup>3</sup> )
Colonia Zedán	72	3.349	33.49
Reparto Palmeras	72	4.282	42.82
Colonia Angélica	72	9.740	97.40
Urb.Landover	72	4.393	43.93
San A. del Monte	72	5.436	54.36

Fuente : Colocación de medidores volantes durante los estudios de campo.

Consumo promedio = 54.40 m<sup>3</sup>/mes

Número de conexiones directas = 640

Consumo no medido por ANDA, conexiones directas = 640 x 54.40 = 34,816 m<sup>3</sup>/mes

medidores.

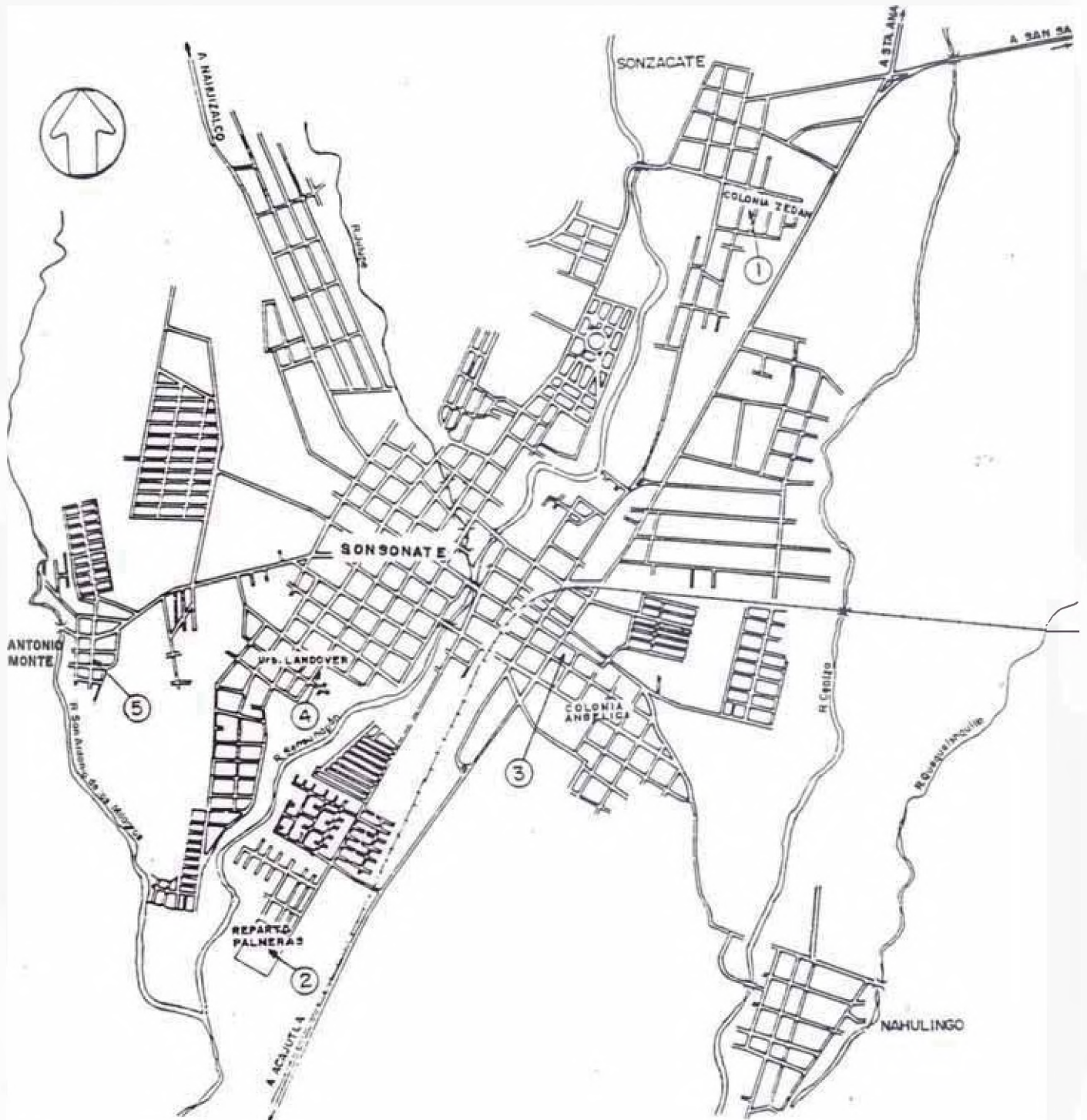
Asímismo, asumiendo que los volúmenes asignados a los servicios directos, sin medidor, no corresponden al real consumo de dicho servicio, se procedió, a instalar cinco medidores, en diferentes puntos de la ciudad (ver figura 4.3-1) sin conocimiento del usuario, los que registraron el consumo de los servicios en observación durante 72 horas (ver cuadro 4.3-2), permitiéndonos estimar consumos no medidos por ANDA y que suman  $34,816 \text{ m}^3/\text{mes}$ , correspondientes a 640 conexiones directas, así mismo se aforaron las piletas públicas, dando un consumo total de  $317,080 \text{ m}^3/\text{mes}$  (ver cuadro 4.3-3).

Las pérdidas resultan de  $118,812 \text{ m}^3/\text{mes}$  (ver cuadro 4.3-4) representando el 29.7% de la producción.

En cuanto a las fugas y desperdicios resultan de:

Producción-Consumo total = 399,456      317,080      82,376  
 $\text{m}^3/\text{mes}$  (ver cuadro 4.3-5) que representan el 20.6% de la producción.

Fig. 4.3-1 Ubicación de medidores instalados en el estudio de campo



Cuadro 4.3 - 4

Pérdidas de agua potable

PRODUCCION TOTAL	399,456 m <sup>3</sup> / Mes
CONSUMO MEDIDO POR ANDA	280,644 m <sup>3</sup> / Mes
VOLUMEN DE PERDIDAS	118,812 m <sup>3</sup> / Mes

Cuadro 4.3 - 5

Fugas y desperdicios de  
agua potable

Conducción total	399,456 m <sup>3</sup> / mes
Consumo total	317,080 m <sup>3</sup> / mes
Fuga de Acueductos	82,376 m <sup>3</sup> / mes

#### 4.4 Estudio de población y demanda actual y futura

Para proyectar la población futura se ha tenido en cuenta fundamentalmente los estudios demográficos del Plan de Desarrollo Urbano de Sonsonate, realizados para la Dirección de Urbanismo y Arquitectura (DUA) del Ministerio de Obras Públicas, en el año 1982.

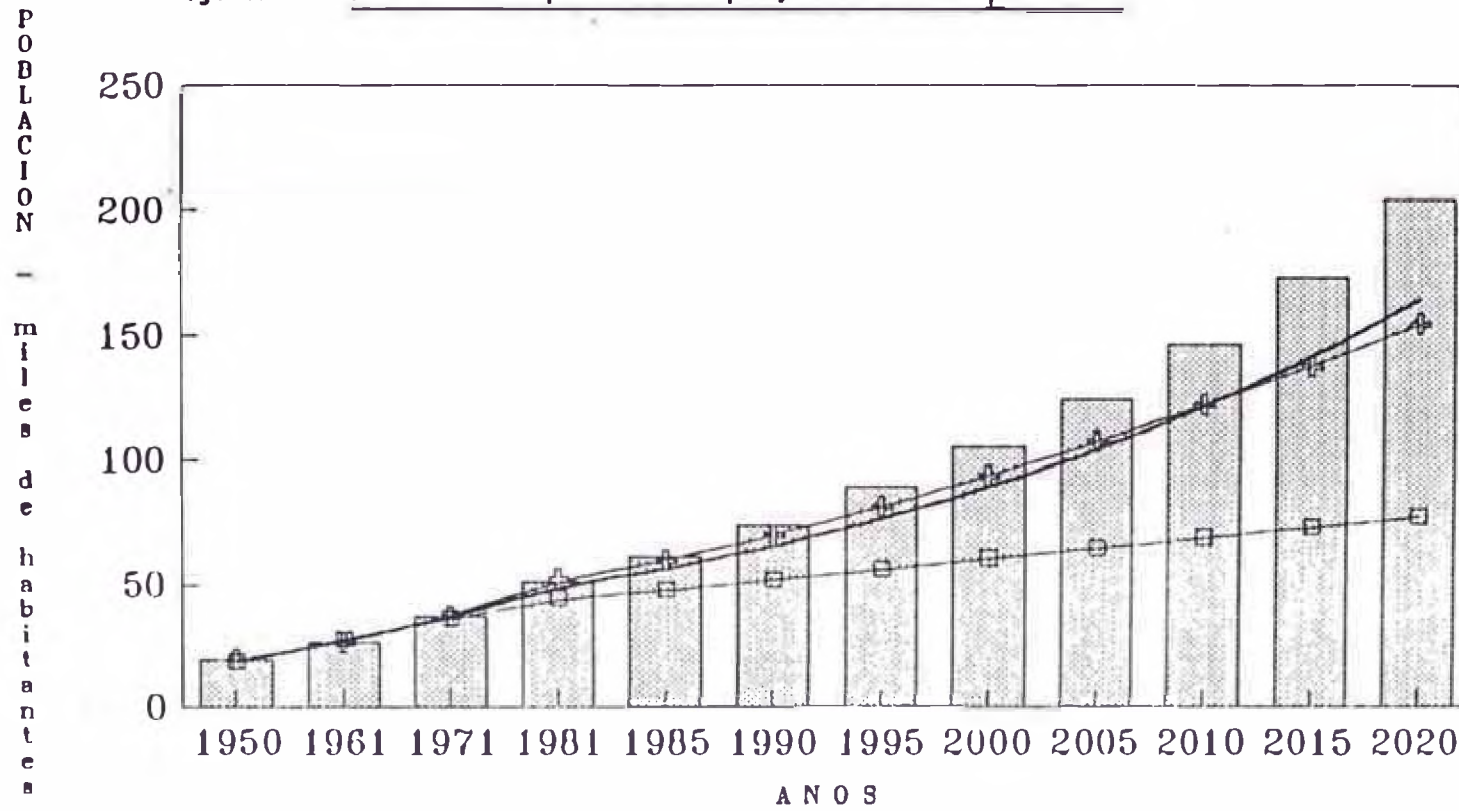
Se han efectuado a partir de los tres últimos censos de población realizados en los años 1950, 1961 y 1971, cuyas tasas de crecimiento geométrico fueron 2.8% y 3.5% respectivamente, proyecciones de la población mediante la aplicación de los métodos matemáticos como son: crecimiento aritmético, progresión geométrica y parábola de 2o. grado.

En la figura 4.4-1 se muestran las curvas de crecimiento de los métodos matemáticos y la proyección propuesta, la cual es de crecimiento geométrico.

La proyección propuesta es la misma del Plan de Desarrollo Urbano hasta el año 2000.

El Plan de Desarrollo Urbano adoptó para el período 1971-1980 una tasa de 3.2% y para los cuatro quinquenios siguientes hasta el año 2000, tasas de 3.6%, 3.8%, 3.8%

Fig. 4.4-1 Análisis comparativo de proyecciones de población



- Proy. Propuesta
- Proy. Aritmética
- Proy. Geométrica
- Proy. Parábola 2do. Grado

*Las proyecciones aritmética, geométrica y 2do grado están basadas en los censos de 1950, 1961 y 1971.*



y 3.36% respectivamente.

Se ha considerado que a partir del año 2000 el crecimiento de la población seguirá por encima de la tendencia marcada por los censos, motivada por el supuesto que se mantendrá el desarrollo urbano que se aprecia en Sonsonate.

En la figura 4.4-1 se aprecia el desarrollo poblacional propuesto a partir del año 2000 hasta el 2020, superior al de la tendencia de los censos pero con una tasa estable de 3.36%

En el cuadro 4.4-1 se muestran las poblaciones correspondientes a las proyecciones estudiadas.

Para el cálculo de la demanda actual se ha utilizado un registro de consumos que figura en el respaldo de facturación al mes más reciente que se pudo obtener durante los estudios de campo, que fue el mes de marzo de 1989.

De dicho registro se han promediado los consumos de conexiones correspondientes a domiciliarias con medidor funcionando, habiéndose obtenido un consumo de  $41.9 \text{ m}^3$  por conexión y por mes.

Cuadro 4.4-1 Proyección de Población del AMSO

AÑO	Δ T (años)	POBLACION CENSADA (hab)	PROYECCIONES DE POBLACION (hab)			
			Pf <sub>1</sub>	Pf <sub>2</sub>	Pf <sub>3</sub>	Pf <sub>4</sub>
1950	0	18,605	18,685	18,685	18,685	18,685
1961	11	25,209	25,209	27,677	26,142	25,209
1971	21	35,628	35,628	35,852	35,475	35,628
1981	31	-----	50,745	44,027	46,141	50,320
1985	35	-----	66,547	47,297	54,393	57,393
1990	40	-----	70,441	51,385	63,364	67,197
1995	45	-----	84,881	55,472	73,813	78,069
2000	50	-----	100,132	59,560	85,986	90,010
2005	55	-----	118,123	63,647	100,166	103,019
2010	60	-----	139,347	67,735	116,684	117,097
2015	65	-----	164,384	71,822	135,927	132,243
2020	70	-----	193,920	75,910	158,343	148,458

Proyección propuesta : Pf<sub>1</sub> = 35,628 (1+r)<sup>t</sup>

Proyección aritmética : Pf<sub>2</sub> = 18,605 + 817.49 t

Proyección geométrica : Pf<sub>3</sub> = 35,475 (1.031)<sup>t</sup>

Proyección parábola 2do. grado : Pf<sub>4</sub> = 21.37 t<sup>2</sup> + 350 t + 18,605

Para los consumos no medidos se ha utilizado el consumo promedio por conexión domiciliaria, hallado en los estudios de campo el cual es de  $54.40 \text{ m}^3$  por conexión y por mes (ver cuadro 4.3-2).

Del informe de facturación se ha obtenido que el 16.7% de conexiones, corresponden a los no medidos, por tanto haciendo el promedio ponderado de los consumos medidos y no medidos resulta:

$$\begin{array}{r}
 41.9 \text{ m}^3/\text{conex}/\text{mes} \times 0.833 = 34.90 \\
 54.4 \text{ m}^3/\text{conex}/\text{mes} \times 0.167 \quad \underline{9.08} \\
 \text{Promedio ponderado} \qquad \qquad \qquad 43.98 \\
 \text{Consumo} \qquad \qquad \qquad = 44.00 \text{ m}^3/\text{conex}/\text{mes}
 \end{array}$$

Para calcular el número de habitantes por conexión, se ha tomado en cuenta la información del Plan de Desarrollo Urbano sobre el número de mesones existentes en el año 1980, por el hecho de que la alta densidad de hab/-conexión, influye en el cálculo.

En dicho año sobre un total 7,253 unidades destinados a vivienda, 397 son mesones, lo que significa que el 5.5% de locales corresponde a éstos. Se estima que en la actualidad este porcentaje se ha reducido, por lo cual se está usando 4% para los presentes cálculos.

Asímismo, se ha tomado información de la encuesta piloto realizada en el campo, sobre la densidad de habitantes por tipo de vivienda. Después de procesada dicha información (ver cuadro 4.4-2) se ha obtenido que en promedio se estima 37.2 habitantes por mesón y 5.2 habitantes por vivienda unifamiliar.

Por tanto, ponderando las densidades por tipo de vivienda se obtiene:

5.2 hab/vivienda unifamiliar	x 0.96	= 4.99
37.2 hab/mesón	x 0.04	1.49
<b>Promedio ponderado</b>		<b>6.48 hab/conex.</b>

Siendo el consumo hallado de  $44.0 \text{ m}^3$  por conexión domiciliaria y por mes, se obtiene un consumo de 219 l/h/d.

En los mesones sólo existe una conexión que sirve a todas las familias que allí habitan.

En el cuadro 4.4-3 se muestran las proyecciones de la población, de la demanda actual y futura para un período de 30 años y por quinquenios.

Cuadro 4.4-2 Densidad por tipo de vivienda

UNIDAD HABITACIONAL	DENSIDAD POR TIPO DE VIVIENDA														
	Puerta a calle			Mesón			Pasaje			Solar			Apartamento		
	viv. encuest.	hab.	hab/viv	viv. encuest.	hab.	hab/viv	viv. encuest.	hab.	hab/viv	viv. encuest.	hab.	hab/viv	viv. encuest.	hab.	hab/viv
Sonsonate-Centro	38	164	4.3	13	500	38.5	--	--	--	1	4	4	3	57	19
C.14 de Diciembre	7	33	4.6	--	--	--	2	10	5.0	--	--	--	--	--	--
Colonia Atonal	6	27	4.5	--	--	--	4	21	5.3	--	--	--	--	--	--
Colonia Angélica	2	18	9.0	5	207	41.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--
C.Zedan Poniente	3	11	3.7	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
C.Santa Marta	1	6	6.0	4	127	31.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Urb.Balsamar	3	15	5.0	--	--	--	7	36	5.1	--	--	--	--	--	--
C.Montevideo	6	32	5.3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Villa Lilian	2	8	4.0	--	--	--	--	--	--	4	19	4.7	--	--	--
C.San Genaro	9	48	5.3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Colonia El Carmen	4	25	6.2	--	--	--	6	36	6.0	--	--	--	--	--	--
Urb.J.de Sonsonat	9	43	4.7	--	--	--	1	4	4.0	--	--	--	--	--	--
S.A.del Mon.-cent	8	46	5.7	--	--	--	2	9	4.5	--	--	--	--	--	--
Colonia Izalco	5	31	6.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
C.Sta. Elena	6	30	5.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Urb. Sensunapán	--	--	--	--	--	--	6	26	4.3	--	--	--	--	--	--
Dist. Nahulingo	10	43	4.3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
TOTAL: encuestados y habitantes y densidad promedio	119	580	5.2	22	834	37.2	28	142	4.9	5	23	4.4	3	57	19

Fuente : Según encuesta piloto realizada en Julio - 89

Cuadro 4.4-3 Proyección de la población y demanda de agua

ANO	POBLACION TOTAL (hab.)	POBLACION SERVIDA (hab.)	% P.S.	DOTACION (l/h/d)	CONSUMO PROMEDIO (Qp) (l/s)	Qmd = Qp x 1.2 (l/s)
1980	47,305	---	---	---	---	---
1985	58,457	---	---	---	---	---
1989	67,340	57,037	84.7	200	132.0	158.4
1990	70,441	63,397	90.0	210	154.1	184.9
1995	84,881	76,393	90.0	210	185.7	222.8
2000	100,132	90,119	90.0	220	229.5	275.4
2005	118,123	106,310	90.0	220	276.8	332.2
2010	139,347	125,411	90.0	225	326.6	391.9
2015	164,384	147,946	90.0	225	393.8	472.6
2020	193,920	174,527	90.0	230	464.6	557.5

#### 4.5 Definición de parámetros de diseño

Se considerará todos los aspectos referentes a las variables que intervienen en el diseño de los elementos constituyentes del Estudio de Factibilidad Técnico-Económica del Plan Maestro de Agua Potable de la ciudad de Sonsonate.

a) Parámetros para el diseño de ingeniería: se refiere a los siguientes parámetros:

a.1) Cálculo de población futura: el crecimiento poblacional para el período de diseño del proyecto ha sido calculado con una razón geométrica.

El Plan de Desarrollo Urbano de Sonsonate consideró el desarrollo poblacional basado en el crecimiento histórico.

De acuerdo con los censos de 1950, 1961, y 1971, la razón de crecimiento geométrico entre los períodos intercensales fue de 2.8% y 3.5% respectivamente.

El Plan de Desarrollo Urbano adoptó para el período 1971-1980 una tasa de 3.2% y luego para los cuatro quinquenios hasta el año 2000 adoptó respectivamente 3.6%,

3.8%, 3.8% y 3.36%.

Se ha estimado conveniente adoptar a partir del año 2000 hasta el año 2020 en que finaliza el período de diseño, una tasa de crecimiento de 3.36%.

a.2) Dotación per cápita en l/h/d: para la definición de la dotación de diseño se han tomado en cuenta los consumos a través de las conexiones, efectuadas durante el primer semestre de 1989.

Dichos consumos corresponden a conexiones con medidor funcionando y comprenden todos los tipos de usuarios: domiciliarios, comerciales, industriales y locales públicos, que cuentan con conexión de agua potable y alcantarillado, ver Reporte de Conexiones, Consumos y Valores Facturados (que se adjunta).

Esta información sobre los consumos ha sido proporcionada por ANDA con fecha 20-08-89, y en base a ella se han introducido ligeros ajustes en las dotaciones que se mencionan en el capítulo 4.4.

Con el promedio mensual del consumo y el número de conexiones (ver Reportes de Conexiones, Consumos y Valores Facturados) se ha hallado el consumo promedio por co-



nexión que es de  $37.58 \text{ m}^3/\text{mes}$ .

Considerando la densidad hallada de 6.48 hab/conexión (ver capítulo 4.4, resulta un consumo por habitante y por día de 193 litros.

Para obtener una dotación se debe agregar al consumo hallado un volumen por fugas en las redes, el cual se puede estimar en un 10%, si consideramos que en las Normas de Diseño de ANDA (1986) se especifica que el porcentaje de pérdidas para obtener la dotación es del orden del 15 al 25% y que dentro de las pérdidas se encuentran los desperdicios y las fugas.

Los desperdicios ya se encuentran dentro de los consumos medidos.

Por tanto, agregando el 10% al consumo por habitante, se obtiene la dotación de 212 l/hab/d.

En base a esta dotación, se adopta una dotación para el inicio del período de diseño de 220 l/hab/d y se plantea un incremento de la misma a través del tiempo en el supuesto que mejorará el estandar de vida de la población y que paralelamente aumentarán los niveles de consumo.

En el cuadro 4.5-1 se muestran las dotaciones adoptadas para el período de diseño del proyecto.

Cuadro 4.5-1 Dotaciones y Caudales de Diseño

AÑO	DOTACION (1/hab/d)	POBLACION TOTAL (hab)	POBLACION SERVIDA		DEMANDA PROMEDIO ANUAL Qp (l/s)	DEMANDA MAXIMA DIARIA Qmd= 1.2 Qp
			%	hab		
2000	220	100,132	90	90,119	229.5	275.4
2010	225	139,347	90	125,411	326.6	391.9
2020	230	193,920	90	174,527	464.6	557.5

a.3) Porcentaje de la población servida con conexiones domiciliarias: actualmente el porcentaje de población servida con conexiones domiciliarias de agua potable es 84.7%, se considera que con la ejecución del proyecto de mejoramiento del servicio, este porcentaje alcanzará el 90% y se mantendrá durante el período de diseño.

La ejecución del proyecto no logra alcanzar el 100% de cobertura como población servida, debido a que el crecimiento poblacional es continuo y la programación de las obras corresponde a una fecha inicial fija.

Asímismo es de esperarse que por razones económicas, existe siempre un grupo poblacional que postergue su

conexión al sistema de acueductos.

a.4) Volúmenes de regulación: con los caudales horarios, determinados en los aforos del reservorio San Antonio del Monte se ha hallado la curva masa del consumo correspondiente al sector que sirve dicho reservorio.

De la curva se obtiene que el volumen de regulación de la demanda horaria es el 14.26% del total del consumo promedio diario (ver cuadro 4.5-2 y figura 4.5-1).

Se considera que el porcentaje hallado es bajo, debido a que en la zona investigada, los caudales de agua aforados en el reservorio presentan una variación más uniforme que lo normal, lo que se puede confirmar observando que la relación entre el mínimo caudal y el promedio hallado en los aforos es de 52.2% (ver cuadro 4.5-3).

Por tanto, se estima conveniente adoptar para el cálculo del volumen de regulación, el porcentaje de 20%, que corresponde al especificado en las Normas Técnicas de ANDA.

a.5) Velocidades máximas y mínimas en las tuberías de aducción: las velocidades máximas en las líneas de aduc-

Cuadro 4.5 - 2 Volumen de consumo acumulado San Antonio del Norte

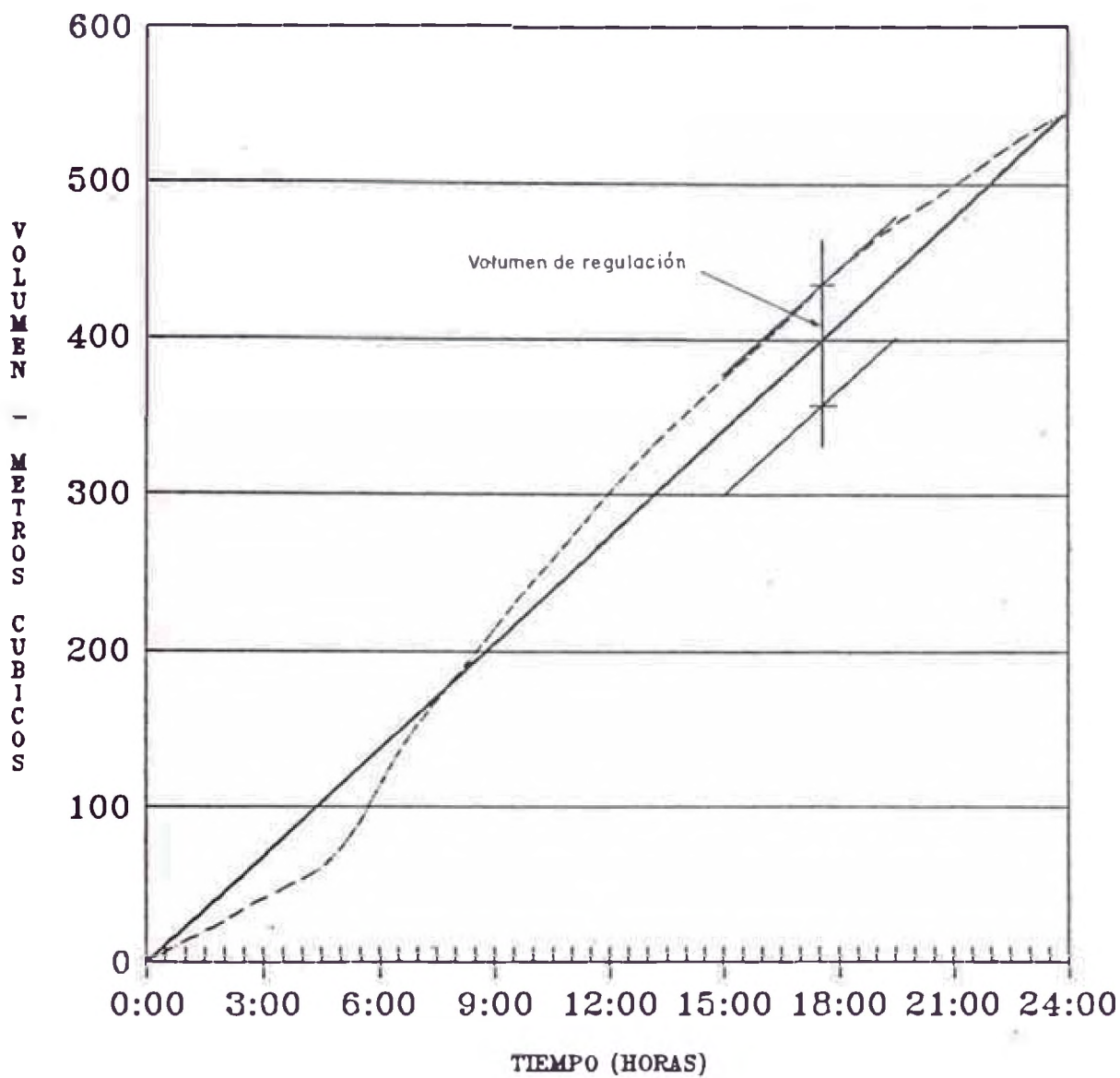
HORA	VOLUMEN ACUMULADO (m3)	HORA	VOLUMEN ACUMULADO (m3)	HORA	VOLUMEN ACUMULADO (m3)
0:00	0.00	8:00	183.94	16:00	397.55
0:30	6.68	8:30	198.92	16:30	409.03
1:00	14.22	9:00	214.40	17:00	421.07
1:30	20.14	9:30	230.38	17:30	434.09
2:00	26.57	10:00	244.60	18:00	445.07
2:30	35.24	10:30	256.70	18:30	455.51
3:00	41.53	11:00	272.79	19:00	465.39
3:30	47.81	11:30	286.88	19:30	475.13
4:00	54.09	12:00	301.73	20:00	483.05
4:30	60.37	12:30	314.69	20:30	490.61
5:00	72.77	13:00	328.41	21:00	498.91
5:30	89.14	13:30	340.25	21:30	506.84
6:00	113.44	14:00	351.97	22:00	516.02
6:30	134.69	14:30	363.19	22:30	524.45
7:00	153.20	15:00	375.01	23:00	532.26
7:30	166.68	15:30	386.33	23:30	539.69
				24:00	546.12

Volumen de almacenamiento : 77.91 m3

Volumen consumido : 546.12 m3

Porcentaje de regulación : 14.26 %

Fig. 4.5-1 Diagrama de masa-San Antonio del Monte



----- CONSUMO REAL      — CONSUMO PROMEDIO

VOLUMEN DE REGULACION: 77.91 m<sup>3</sup>  
 CONSUMO EN EL DIA: 546.12 m<sup>3</sup>  
 PORCENTAJE DE REGULACION 14.26 %

Cuadro 4.5-3 Caudales horarios del consumo en San Antoniodel Monte

HORA	CAU DAL (l/s)	HORA	CAU DAL (l/s)	HORA	CAU DAL (l/s)
0:00	3.53	8:00	8.48	16:00	6.23
0:30	3.71	8:30	8.32	16:30	6.38
1:00	4.19	9:00	8.60	17:00	6.69
1:30	3.29	9:30	8.88	17:30	7.23
2:00	3.57	10:00	7.90	18:00	6.10
2:30	4.82	10:30	7.83	18:30	5.80
3:00	3.49	11:00	7.83	19:00	5.49
3:30	3.49	11:30	7.83	19:30	5.41
4:00	3.49	12:00	8.25	20:00	4.40
4:30	3.49	12:30	7.20	20:30	4.20
5:00	6.89	13:00	7.62	21:00	4.61
5:30	9.09	13:30	6.58	21:30	4.41
6:00	13.50	14:00	6.51	22:00	5.10
6:30	11.81	14:30	6.23	22:30	4.68
7:00	10.28	15:00	6.57	23:00	4.34
7:30	8.60	15:30	6.29	23:30	4.13

Caudal máximo : 13.50 l/s

Caudal promedio : 6.32 l/s

Caudal mínimo : 3.29 l/s

Factor de máxima variación horaria : 2.14

ción no son mayores de 2 m/s y sólo en casos muy especiales se usó velocidades ligeramente mayores a la indicada.

La velocidad mínima en las líneas de aducción son de 0.40 m/s para agua limpia y de 0.60 m/s para agua que lleven materiales en suspensión.

a.6) Velocidades en las tuberías de los circuitos hidráulicos de las redes de agua potable: las velocidades resultantes en el diseño hidráulico de la red de distribución no son menores de 0.40 m/s ni mayores de 1.50 m/s.

a.7) Presiones máximas y mínimas en las redes de agua potable:

- . Presión máxima: 50 m. de columna de agua
- Presión mínima: 10 m. de columna de agua

a.8) Consumo del día máximo promedio anual: de acuerdo con los consumos mensuales registrados en los respaldos de facturación, el mes de mayor consumo corresponde a enero de 1988.

El promedio diario, del indicado mes de mayor consumo es

de 8,554.45 m<sup>3</sup>.

Comparando dicho promedio, con el promedio diario de todos los meses del año 1988 que es de 7,128.71 m<sup>3</sup>/día se obtiene un factor de relación de 1.20.

a.9) Consumo máximo horario del día promedio: el máximo horario se tomó con respecto al consumo promedio anual. Las Normas Técnicas de ANDA especifican, que el factor a adoptar, para calcular el máximo horario con respecto al consumo promedio anual, puede variar entre 1.8 y 2.4.

En los estudios de campo, se ha podido seleccionar un área, que cuenta con abastecimiento durante las 24 horas del día, regulado por un reservorio cuyo funcionamiento es normal, con el fin de analizar la variación horaria del consumo.

Dicha área corresponde a un sector del distrito de San Antonio del Monte.

Se hicieron aforos en el reservorio indicado, cada media hora, durante 24 horas, para calcular los caudales de consumo de la población. También se halló el caudal de ingreso promedio al reservorio, siendo éste de 6.30 l/s.



El máximo caudal de consumo aforado es de 13.5 l/s y ocurrió a las 6:00 a.m. (ver cuadro 4.5-3 y figura 4.5-2).

Con los resultados indicados se obtiene como factor para el máximo horario el valor de 2.14.

a.10) Diámetro mínimo de las tuberías de relleno de los circuitos hidráulicos de la red de distribución:

Diámetro mínimo: 3" (tres pulgadas).

a.11) Clase de la tubería (resistencia a la presión interna):

a.11.1 Líneas de aducción: se seleccionó la clase de tuberías según la presión máxima en las líneas, pero en ningún caso la tubería a utilizar es inferior a la de la clase 5 (50 m.c.a.).

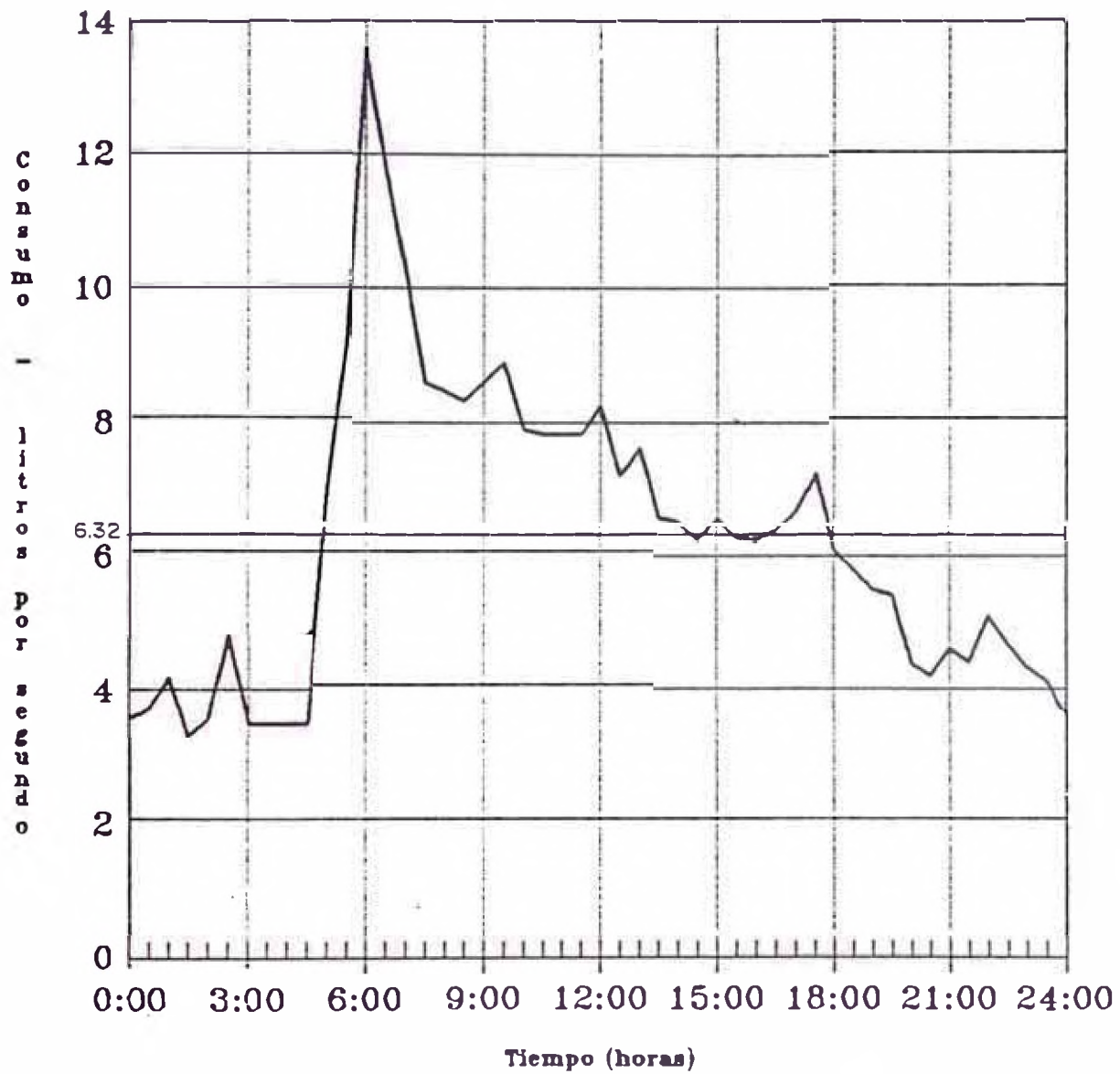
Líneas de impulsión: según la máxima altura de bombeo + 50% por protección contra golpe de ariete.

a.11.2 Redes de distribución:

. Matrices: según la carga estática > clase 5

Tuberías de relleno: según la carga estática.

Fig. 4.5-2 Variaciones horarias de consumo en San Antonio del Monte



— Consumo promedio

Factor de máxima variación horaria: 2.14

En ningún caso menos de clase 5.

a.12) Tipo de tuberías para acueductos, según los siguientes elementos del sistema:

a.12.1 Líneas de aducción:

- . Concreto armado o pretensado u otro similar o de mejor tipo de fabricación.
- . Fierro fundido, acero.
- . PVC (policloruro de vinilo)

a.12.2 Redes:

- . Tuberías matrices: PVC o fierro fundido
- . Tuberías de relleno: de PVC para 3", 4" y 6".

a.13) Valores del coeficiente hidráulico "C" de la fórmula de H&W:

	<u>Tipo de tubería</u>	C
a.13.1	Fierro fundido nueva	130
	Usada hasta 20 años	100
	Usada hasta 30 años	90
	Usada hasta 50 años	80
	> 50 años (excepcionalmente)	70
a.13.2	Asbesto cemento	130
a.13.3	PVC	140

a.13.4 Concreto armado

120

a.14) Capacidad de los reservorios de regulación: de acuerdo con las Normas Técnicas de ANDA, se adoptó los siguientes volúmenes:

a.14.1 Volumen de regulación: se adoptó los volúmenes de regulación de acuerdo a lo especificado en las Normas Técnicas de ANDA.

a.14.2 Volumen para combatir incendios: se adoptó un volumen equivalente a 12 l/s durante 5 horas, es decir  $220 \text{ m}^3$ .

a.14.3 Volumen por interrupciones: se considerará un volumen adicional por interrupción en el suministro de energía eléctrica o por interrupción en las líneas aductoras, equivalente a 3 horas del promedio diario anual de la demanda.

a.15) Desarrollo del cálculo de la red de distribución: para el cálculo de la red, entendiéndose como tal los nuevos circuitos, ya sean sólo o integrados en algunos casos con matrices existentes se consideró básicamente lo siguiente:

a.15.1 Determinación de las presiones en los nudos.

a.15.2 Determinación de las salidas (l/s) en los nudos.

a.15.3 Aplicar el concepto de población de saturación para las áreas antiguas de la ciudad en base a los estudios existentes de Desarrollo Urbano, o en su defecto asignar densidades de saturación para estas áreas.

a.15.4 Para el cálculo de las demandas de flujo en los nudos, se considera que toda la demanda de la población de influencia del ramal o ramales concurrentes al nudo, salen por éste.

a.15.5 Delimitación de zonas de presión, de manera de no sobrepasar los límites mínimo y máximo de 10 m. y 50 m., respectivamente.

b) Determinación del período y tamaño óptimo de diseño:

El tamaño inicial depende de las condiciones de diseño y del tiempo para el cual se proyecta la estructura.

La solución técnica que resulta óptima desde el punto de vista económico, es aquella que reduce al mínimo la suma

descontada de los costos de inversión y operación durante el período analizado.

La fórmula de costos es muy útil. Por ejemplo, al analista de inversiones tratará con frecuencia de escalonar las inversiones para reducir el costo del valor actual, y disminuir la carga financiera. Este método indicará en que forma disminuye el valor actual.

Otra aplicación de la fórmula, se vincula con la selección entre una solución técnica de costos de inversión inicialmente altos y gastos de operación bajos, contra la solución de bajos costos iniciales de inversión y gastos de operación altos.

Esta es la alternativa clásica, entre una fuente que se alimenta por gravedad, y el agua subterránea que implica costos de bombeo.

Otra aplicación clásica de la fórmula del costo mínimo, corresponde a la selección del diámetro económico en una línea de impulsión. Un diámetro mayor tendrá un costo inicial más alto, pero se ahorrará en la potencia de la bomba y por consiguiente se tendrán menores gastos de energía, un diámetro menor será todo lo contrario y además aumentará el golpe de ariete.

Al calcular las sumas del valor actual, es conveniente expresar todas las cuantías en dinero a valor constante, pues los efectos puramente inflacionarios carecen de efectos económicos y pueden confundir los cálculos.

Sin embargo, en economías altamente inflacionarias donde los costos y valor del capital aumentan rápidamente, es aconsejable calcular las sumas del valor actual en moneda estable, como por ejemplo el dólar norteamericano.

b.1) Tamaño óptimo: luego de determinar el año en que se hará la ampliación de la capacidad, es necesario determinar la magnitud del aumento. La decisión se complica por el hecho de que existen economías de escala en las obras de abastecimiento de agua y alcantarillado, en virtud de las cuales los costos medios disminuyen cuanto mayor es la escala.

Debido a la economía de escala, conviene planificar y construir las obras para un determinado número de años, en lugar de estar ampliando constantemente. Este último procedimiento sería económicamente óptimo si no hubieran economías de escala, ya que implicaría la existencia de una capacidad no utilizada (capacidad ociosa) mínima.

El límite superior de la construcción para el futuro se

deriva del hecho de que los costos de inversión se realizan en fecha temprana y, en consecuencia, tienen una fuerte ponderación.

Varios autores han coincidido en la teoría relativa a la determinación analítica de la magnitud óptima.

Los modelos más usados, parten de la hipótesis de que la demanda aumenta linealmente con el tiempo, esto es, en cantidades anuales constantes. Aunque esto no sea exactamente cierto, porque la demanda tiene tendencia a un crecimiento más bien geométrico moderado, puede aceptarse la hipótesis para facilitar el cálculo matemático.

La hipótesis del aumento lineal puede ser más ajustado a la realidad, en las situaciones en las cuales la expansión de la demanda, está controlada por una combinación de instalación de medidores, aumento tarifario y control de fugas.

Existen dos modelos para determinar el período óptimo de diseño:

- . Modelo de expansión sin déficit.
- . Modelo de expansión con déficit inicial.

En ambos modelos se llega a sus respectivas fórmulas,



donde las variables determinantes son el factor "a" de economía de escala y la tasa "r" de descuento.

Se presentan los cuadros 4.5-b.2.1 y 4.5-b.2.2, de valores de "a" para distintos valores de "r", en cada caso.

La teoría utilizada llega a la conclusión de que los costos de obra varían en relación al tamaño de las instalaciones de acuerdo a una curva exponencial que es la siguiente:

$$C = K \cdot T^a$$

C = Costo ; K = es una constante que indica el costo de un sistema para el cual el tamaño T de la obra es igual a 1, y "a" es el factor de economía de escala.

Este factor de economía de escala deberá ser determinado, para cada componente del sistema, de acuerdo a información estadística de costos del mercado en la República de El Salvador.

En su defecto, puede hacerse uso de las tablas, ya mencionadas aplicables a cualquier país, para calcular el período óptimo de diseño bajo un "a" escogido y una tasa de descuento "r" internacional, que puede ser 10% (0.1).

Una recomendación internacional para considerar el período óptimo de diseño es la siguiente:

Plantas de tratamiento	10 años
Líneas de aducción	10-12 años
Reservorios de regulación	12-15 años
Redes de distribución	15-17 años

b.2) Elasticidad de la demanda:

b.2.1 Modelo de expansión sin déficit: un incremento en la escala de demanda (elasticidad de la demanda) determina un decremento en los costos promedios.

$$K (XD)^a \quad (1)$$

$$1 - \exp(-rx)$$

K = Constante que indica el costo del sistema para el cual  $XD = 1$

a Una fracción llamada factor de economía de escala que indica el porcentaje de cambio de costos correspondiente al porcentaje de cambio en escala (tamaño).

r Tasa de interés (tasa de descuento anual continuo expresado en forma decimal).

X = Período de diseño.

$\exp(-rx)$ = Significa  $e^{-rx}$ , es la expectativa de descuento para el año X.

(XD)= Escala o elasticidad de la demanda, representa la ampliación en el tiempo X.

Para hallar el período óptimo de diseño ( $x^{op}$ ) esto es, el valor de X que minimiza el valor actual de los costos, la derivada de la ecuación (1) con respecto a X es igual a cero.

$$a = \frac{rx^{op}}{\exp(rx^{op})-1} \quad (2)$$

El período óptimo de diseño, no puede ser resuelto explícitamente de la ecuación (2), pero una aproximación usual, se puede desarrollar con la aplicación de la técnica de regresión lineal; resulta entonces:

$$2.6 (1-a)^{1.12} \quad (3)$$

Cuadro 4.5-b.2.1

Tasa de descuento r	Factor de escala : a				
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.05	25	19	14	9	4
0.10	12	9	7	4	2
0.15	8	6	5	3	1
0.20	6	5	3	2	1

Los períodos de diseños óptimos de esta tabla, no están ajustados a la realidad ya que presuponen que la construcción es instantánea, mientras que en la realidad la construcción puede tomar varios años. Sin embargo, la tabla constituye una guía para tener una referencia del período de diseño que puede ser reajustado de acuerdo a las condiciones de la obra, tasa de descuentos, etc.

Razones financieras pueden inducir a períodos de diseño más cortos que los que señala la tabla.

Otra situación que obliga al análisis ocurre cuando el crecimiento de la demanda no puede ser correctamente estimado; en general circunstancias específicas pueden obligar a acortar o alargar los períodos óp-

timos de diseño.

b.2.2 Modelo de expansión con déficit inicial:

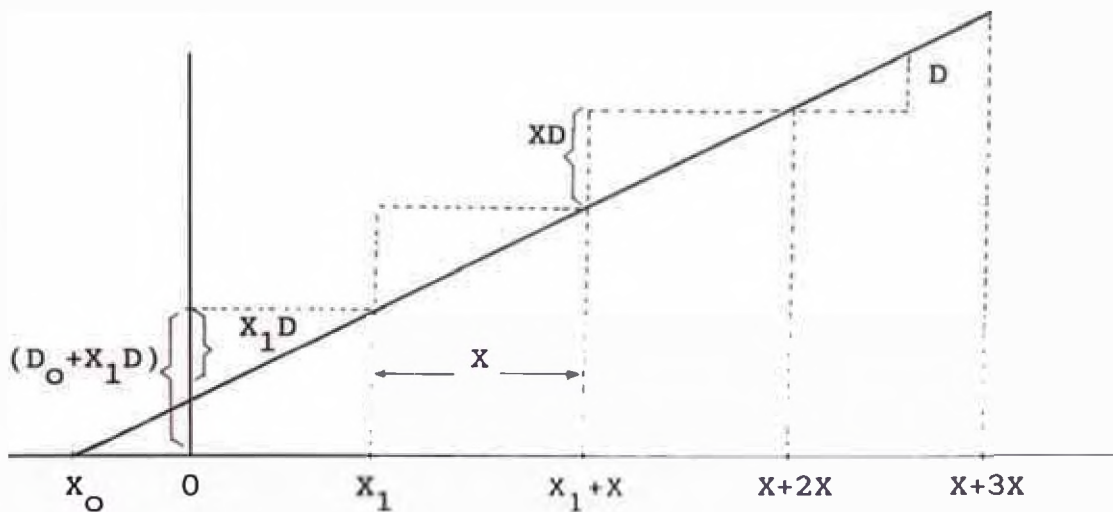
Caso, cuando la demanda excede a la capacidad del sistema, y debe ser satisfecha por un sistema enteramente nuevo, como pasar de piletas públicas a sistema por conexiones, de letrinas sanitarias a tanques sépticos, no correspondiendo el razonamiento al caso anterior aplicable a sistemas en expansión.

$$K (D_0 + X_1 D)^a + \exp(rx_1) \left[ \frac{K (XD)^a}{1 - \exp(-rx)} \right] \quad (4)$$

$D_0$  Razón de la demanda insatisfecha en el tiempo cero.

$X$  = Año desde cero en el cual se van a ejecutar futuras expansiones discontinuas.

El primer término representa el valor actual del costo que incluye la construcción inicial, más el valor actual del costo de las futuras ampliaciones.



El valor óptimo derivando (4), resulta:

$$D \cdot a \left[ K (D_0 + x_1^{op} D)^{a-1} \right] = \exp(-rx_1^{op}) \left[ \frac{r \cdot K (KD)^a}{1 - \exp(-rx)} \right] \quad (5)$$

La condición óptima dada en la ecuación (5) puede ser simplificada, reemplazando  $D_0$ , con  $x_0 D$  y eliminando  $K$  y  $D$  de ambos lados:

$$a (x_0 + x_1^{op})^{a-1} = \exp(-rx_1^{op}) \left[ \frac{rx^a}{1 - \exp(-rx)} \right] \quad (6)$$

Como en el caso anterior, para solución aproximada que no

desmerece la calidad de los resultados, tenemos:

$$x^{op} = x + (1-a)^{0.7} + \frac{x_0^{0.9}}{(x_0 + x)^{0.6}}$$

Siendo  $x_0 = \frac{D_0}{D}$ ; y  $x$  es obtenida de la ecuación (3).

$x_1^{op} > x^{op}$  debido a una expectativa inicial de demanda insatisfecha.

Optimo período de diseño con 10 años de déficit inicial de abastecimiento de la demanda

Cuadro 4.5-b.2.2

Tasa de descuento $r$	Factor de escala : $a$				
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.05	30	24	18	12	7
0.10	16	13	10	7	4
0.15	12	9	7	5	3
0.20	9	7	6	4	2

#### 4.6 Evaluación hidrogeológica en la zona del proyecto

Conforme al análisis efectuado en la información disponible en ANDA (ver capítulo 4.1) y de acuerdo a las investigaciones efectuadas en los estudios de campo, el agua subterránea constituye la fuente apropiada para atender las demandas actuales y futuras de la población de Sonsonate a través de la captación de filtraciones.

El abastecimiento actual se hace captando esta fuente, aprovechando los manantiales de San Antonio y Santa Lucía, que en conjunto rinden 152 l/s, siendo la calidad del agua apta para el consumo de la población.

Los manantiales de "Talcomunca" y "Pescadito de Oro", con rendimiento de 500 l/s y 396 l/s respectivamente, son fuentes potenciales para satisfacer conjuntamente con los manantiales anteriores, la demanda futura de la población del AMSO, que al final del período de diseño de 30 años, será de 585 l/s (ver cuadro 4.5-1).

Las condiciones hidrogeológicas se pueden resumir:

En la zona se ha distinguido 3 unidades geomorfológicas; la primera constituida por la formación El Bálsamo, el cual es de permeabilidad muy baja o nula y constituye el



basamento impermeable.

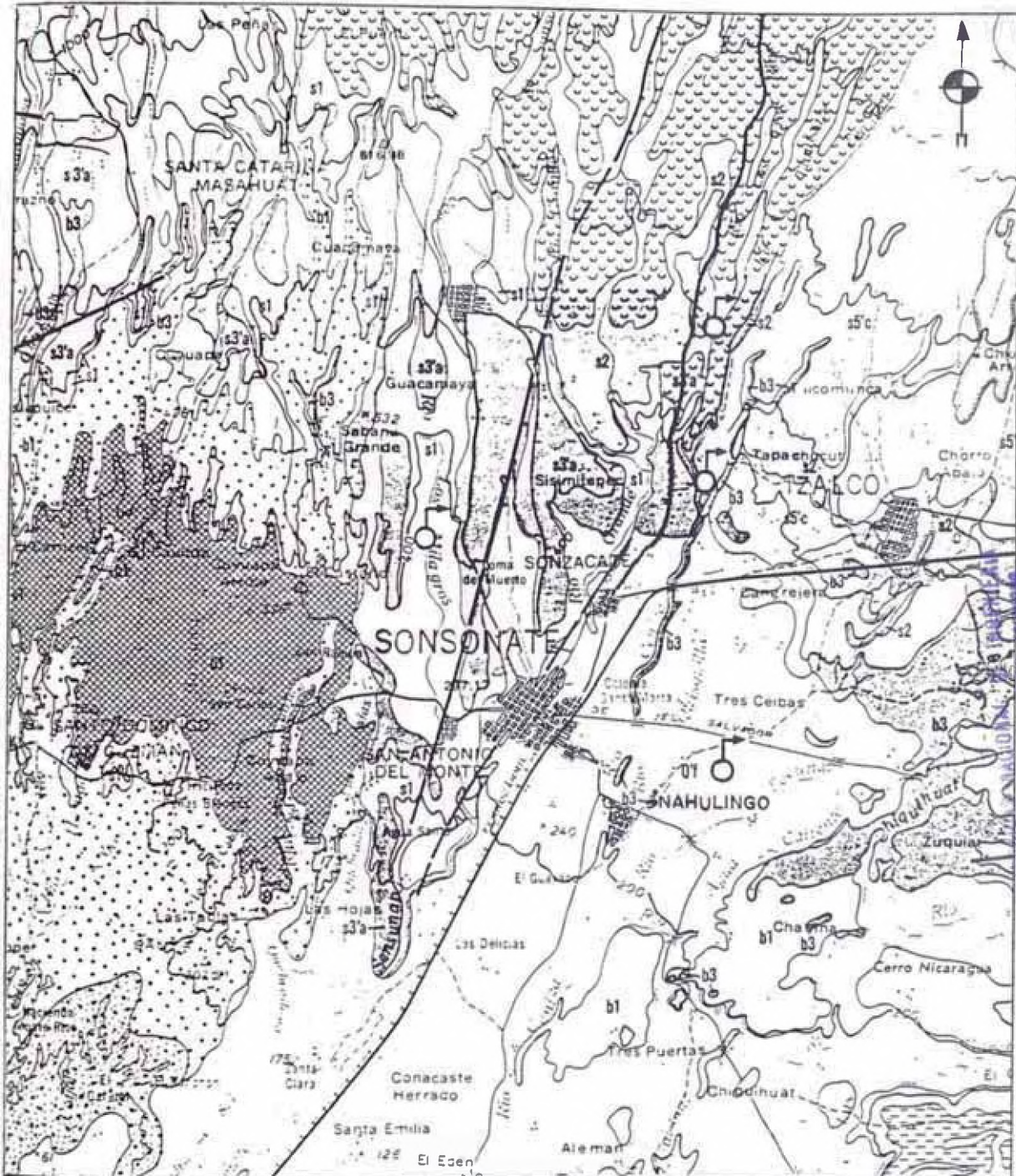
La segunda unidad es la formación San Salvador, cuyo miembro superior está compuesto por sedimentos aluviales de la planicie y constituye el principal acuífero. Las lavas basálticas muy fracturadas del tope de la formación poseen una alta permeabilidad aparente, y su interés hidrogeológico radica en que a través de ellas se mueven la recarga generada por la infiltración de lluvias de la parte topográfica más alta.

La profundidad a la que se encuentra el agua subterránea en esta zona determina que su interés como acuífero sea restringido.










Los piroclastos y tobas de la base de la formación San Salvador que afloran al Norte y Oeste de Sonsonate, constituye un acuífero secundario. Los sedimentos aluviales de la tercera unidad, lo constituyen la planicie de relativo espesor, cuyos materiales se encuentran saturados de agua, y está constituido por gravas oscuras y arcillas (ver figura 4.6-1).

En la zona evaluada existen 5 pozos tubulares, de los cuales sólo 3 son utilizados, uno ha sido abandonado y el otro se ha perforado recientemente y está en proceso

Fig. 4.6-1 Plano geológico



**LEYENDA**

- |   |  |   |   |
|---|--|---|---|
|  | Formación San Salvador<br>Depósito sedimentario del cuaternario          |  | Formación Balsamo<br>Epiclásitas volcánicas localmente efusivas-intermedias con Lapilli de pómez. |
|  | Cenizas volcánicas y tobas del Lapilli                                   |  | Falla con pico lado deprimido   |
|  | Piroclástitas ácidas volcánicas (tobas color café)                       |  | Falla supuesta  |
|  | Efusivas básicas, intermedias, piroclástita subordinadas.                |  | Manantiales   |
|  | Piroclástitas ácidas volcánicas, localmente efusivas básicas-intermedias |   |   |

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA  
 DEPARTAMENTO DE PROCEOSOS  
 BIBLIOTECA CENTRAL

de equipamiento para uso poblacional (ver cuadro 4.6-1).

El nivel de agua subterránea se encuentra entre 15.03 y 71.12 m. de profundidad con respecto a la superficie del suelo, y las curvas hidroisohipsa determinan un flujo de escurrimiento de dirección Norte a Sur, con una gradiente hidráulica de 1.6% (ver figura 4.6-2)

La transmisividad del acuífero, se ha calculado en el pozo 482 de la Cooperativa Lechera y arroja un valor de  $125 \text{ m}^3/\text{d}/\text{m}$ .

Las aguas subterráneas son clasificadas como bicarbonatadas cálcicas, tal como se muestra en la figura 4.6-3 y de acuerdo a su calidad son aguas aptas para el consumo humano. (ver figura 4.6-4).

#### **4.7 Investigación de precios de elementos básicos para la evaluación de alternativas**

a) Introducción: los costos de elementos básicos de materiales, equipos e insumos para la construcción de obras sanitarias, se han determinado de conformidad con los precios que rigen en la República de El Salvador.

Las fuentes de información de los precios de los mate-

Cuadro 4.6-1

Resumen de inventarios y características técnicas de los pozos

Pozo	Nombre del Pozo	Coordenadas		Altitud (m)	Profundidad (m)	Tipo de Pozo	Materiales	Estado	Módulo	Volumen Explotado (m³/año)
		Latitud	Long.							
409	Cnt. de Inyección 1	101.855	209.899	10.10	20.07	4"	Frankl. Sui.	20.07	20.07	157,680
401	Cnt. de Inyección 2	101.845	290.170	10.10	20.07	4"	Frankl. Sui.	20.07	20.07	---
402	Coop. Bombeo 1	101.640	288,205	10.10	30.07	4"	Frankl. Sui.	20.07	20.07	---
403	Coop. Bombeo 2	101.775	200,150	10.10	20.07	4"	Frankl. Sui.	20.07	20.07	---
404	Coop. Bombeo 3	101.700	200,165	10.10	20.07	2 1/2"	Sui.	20.07	20.07	100,144
4	Coop. Bombeo 4	101.825	209,895	10.10	22.07	0.59	14.74	239.13	239.13	70,840

Fig. 4.6-2 Plano hidrogeológico

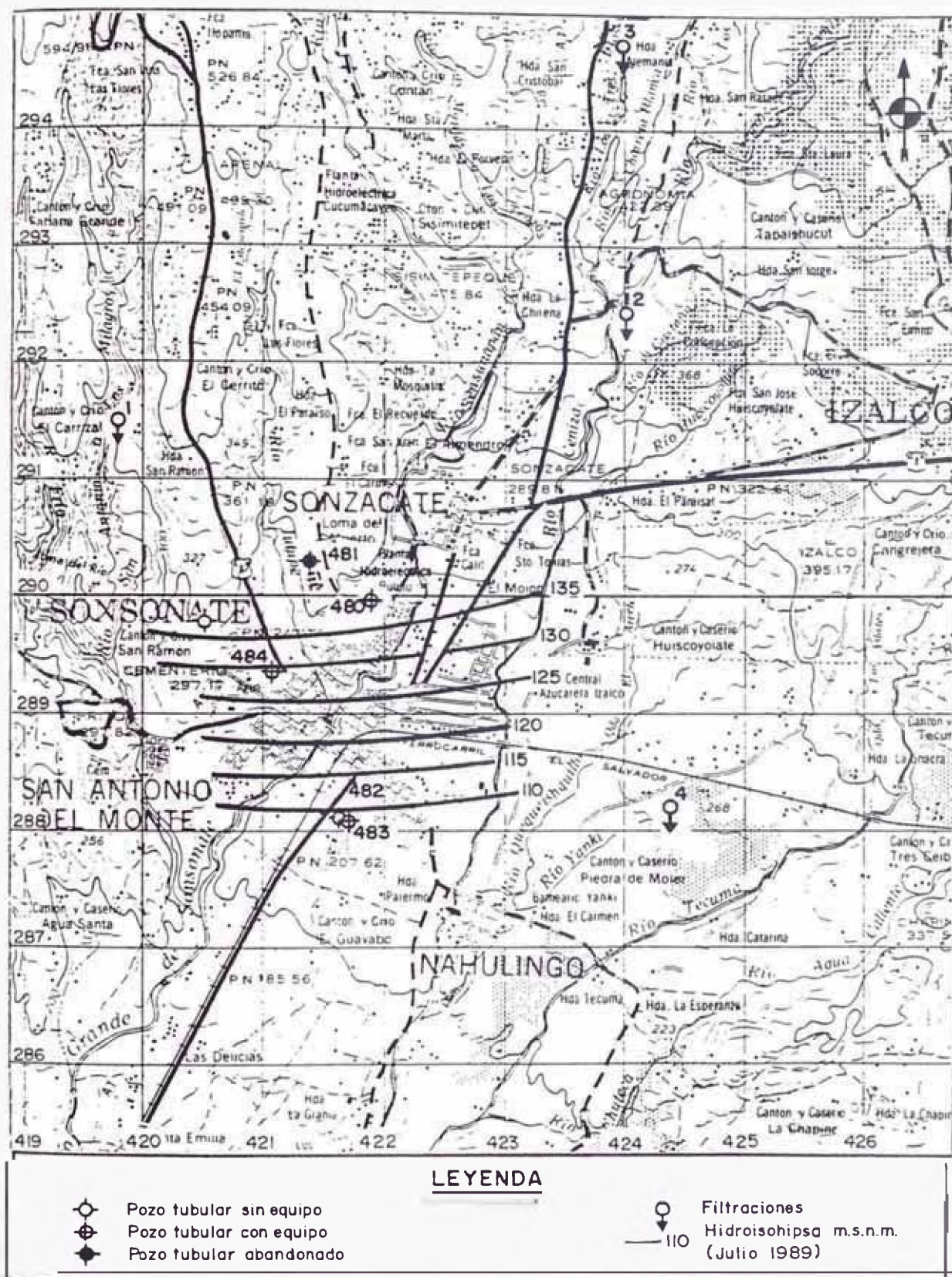


Fig. 4.6-3

Diagrama de análisis de agua

Tipo Schoeller

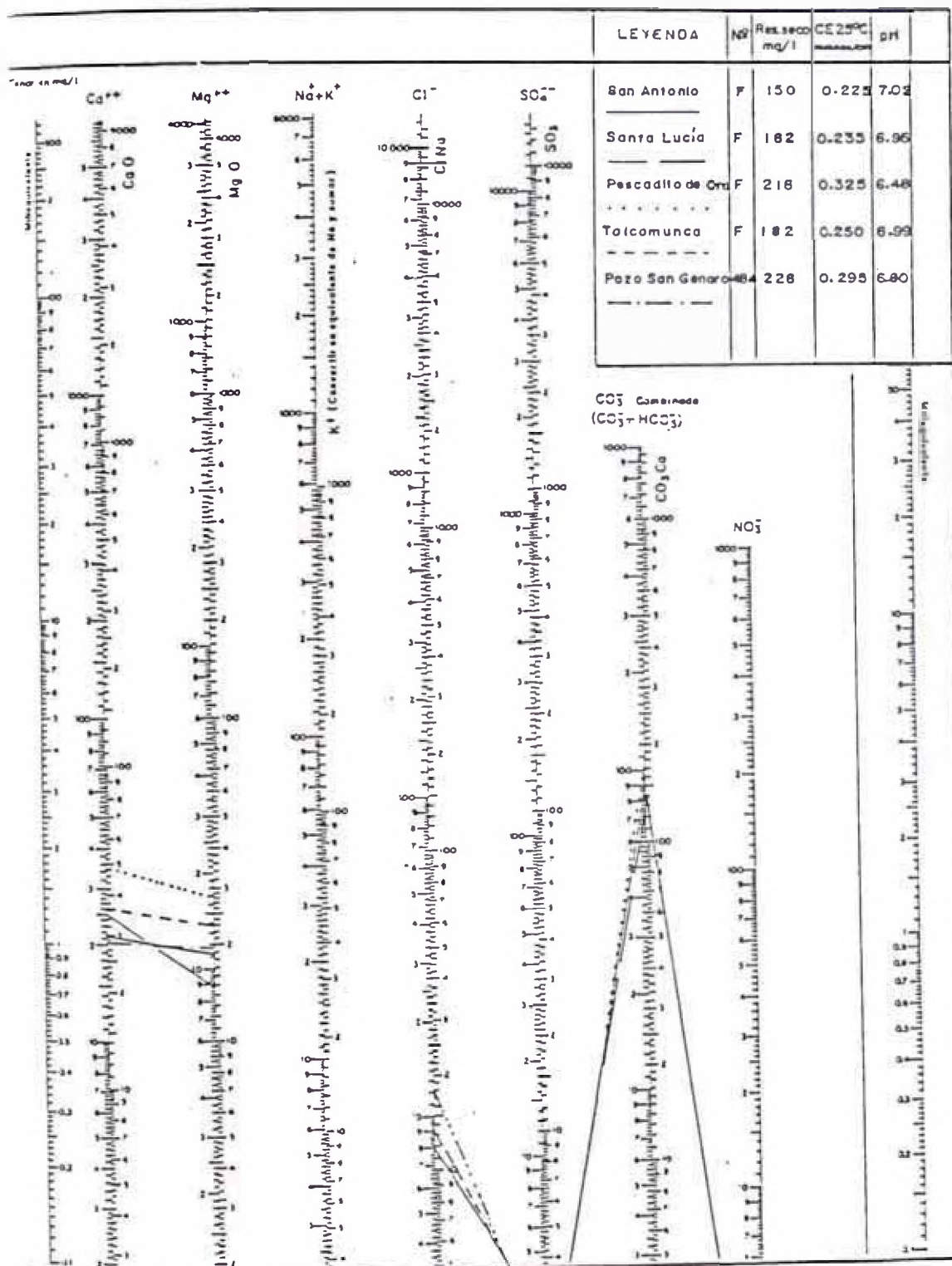
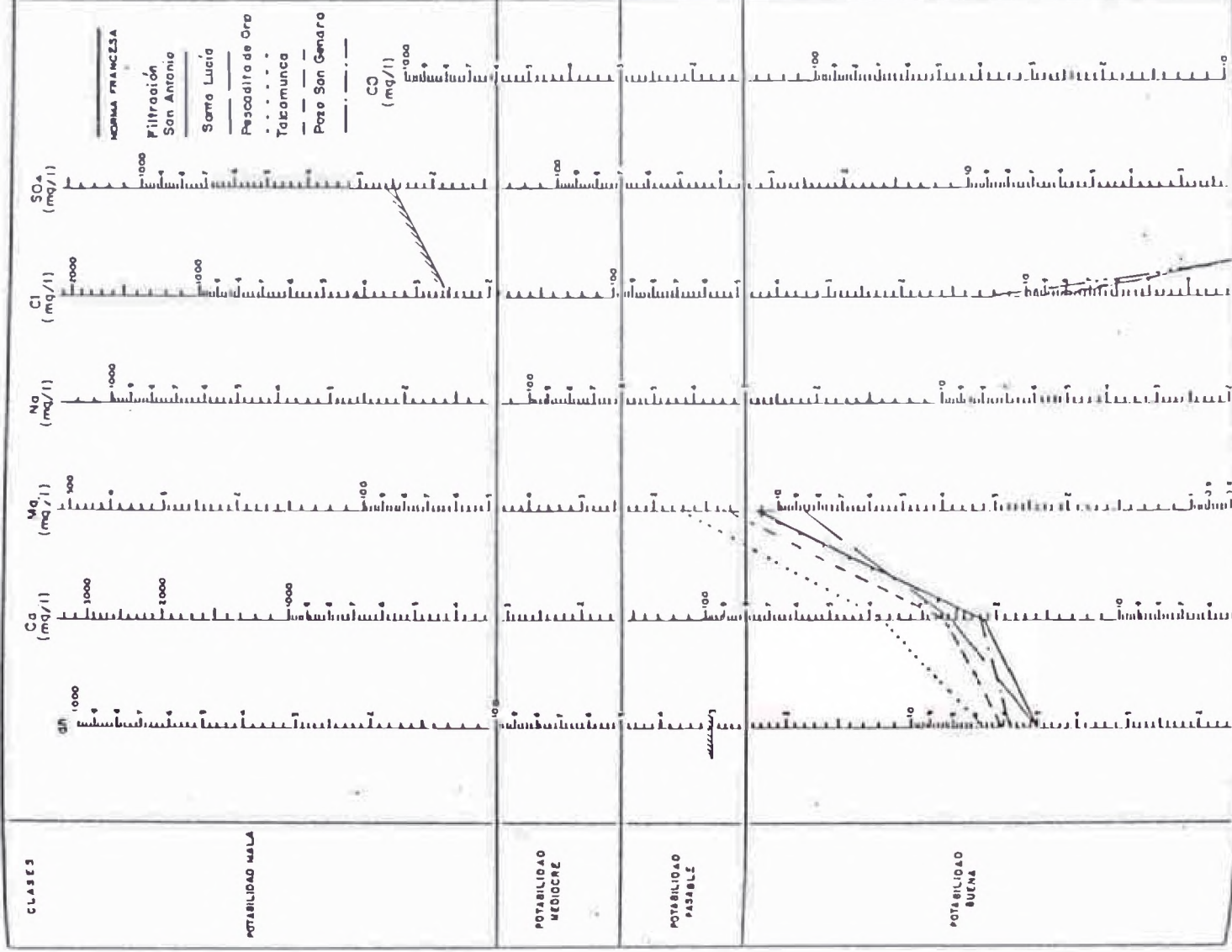


Fig. 4.6-4

Diagrama de potabilidad del agua



riales, que intervienen en el cálculo de los precios unitarios de las diferentes partidas han sido muy diversas y a fechas muy variables, mayormente dentro del año 1989 y principalmente al mes de julio.

Para poder hacer presupuestos coherentes, evitando que estos queden obsoletos al corto plazo, por inflación y devaluación, se han calculado y/o transferido los precios a dólares americanos (US\$).

Los objetivos básicos del análisis de costos son:

Valorización de los sistemas en funcionamiento.

Valorización de las diversas alternativas planteadas.

Selección de la(s) alternativas técnicas convenientes, para ampliaciones y/o mejoramiento de los servicios.

b) Datos básicos: se consideró los precios unitarios desagregados en componentes nacionales e importados, adicionalmente se agregará 40% sobre la suma de costos, como gastos generales y utilidades.

b.1) Componente nacional: comprende la mano de obra especializada y no especializada y materiales varios producidos en el país.



También considera el alquiler de los equipos de procedencia nacional y componente nacional de equipos de procedencia foránea y por último este rubro considera el transporte de equipos y materiales a los lugares de obra.

b.2) Componente importado: comprende materiales y alquiler de equipo de procedencia extranjera. En el alquiler de equipo no se considera los costos de operación; también se considera el componente indirecto foráneo de los equipos nacionales.

b.3) Dirección técnica, administración, prestaciones sociales, imprevistos y utilidades: se considera 40% adicional sobre la suma de los costos de los componentes locales e importados.

En todos los costos están incluidos los impuestos, tributos, aranceles, etc.

b.4) Fecha base para el cálculo: como todos los precios se calculan en US\$, los precios en colones se convirtieron a dólares según el cambio respectivo a la fecha, utilizándose la cotización del dólar oficial para los precios sujetos a control.

Los precios de tuberías de fierro fundido, policloruro

de vinilo (PVC), cemento, agregados, se han obtenido directamente de los fabricantes o comercializadores.

Para la mano de obra se han tomado los salarios de "Construcción Civil", dispuestos por el gobierno a julio de 1989 y datos e información de empresas constructoras.

b.5) Tipos de cambio utilizados en colones por dólar

Para materiales de construcción sujetos

a control de precios. \$ 5.00

Para maquinaria y equipos de construcción \$ 6.50

Tuberías de presión: PVC, cemento \$ 5.00

Tuberías f<sup>o</sup>f<sup>o</sup>, acero, concreto armado \$ 6.50

Transporte, combustible, cemento, agregados \$ 5.00

b.6) Precios unitarios: se ha considerado cuatro listados de los costos principales, que se han tomado para el cálculo de los precios unitarios, que corresponden a: personal, materiales, equipos y transporte.

El detalle de los precios unitarios se muestran en el anexo D.

## 5.0 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y SELECCION DE LA MAS CONVENIENTE

El presente capítulo y los siguientes tratan del estudio de alternativas correspondientes al estudio de factibilidad Técnico-Económica del Plan Maestro de Agua Potable para la ciudad de Sonsonate.

Se analiza en forma sistemática y ordenada, las posibilidades de utilización de recursos de agua subterránea y/o superficial para suplir los requerimientos actuales y futuros de agua potable de la población, bajo los conceptos básicos de calidad y seguridad del recurso y aplicación de los principios socio-económicos donde el usuario juega un rol primordial, en cuanto de su aceptación del servicio y capacidad de pago.

El estudio de alternativas es básicamente un análisis de selección de fuentes.

Se definirán los componentes de la alternativa en cada una de las tres etapas: fuente (superficial y/o subterránea), equipos de bombeo, líneas de aducción, almacenamiento (reservorios). Si la fuente es superficial se ha considerado tratamiento con sistema de filtros rápidos.

Las líneas de conducción, así como la ubicación de los reser-

varios constituyen variables dependientes de la fuente o fuentes según la alternativa.

Luego de definido y caracterizado el tamaño de las estructuras, se considera el análisis de costos:

a) Costos de inversión para cada estructura (costo al año cero: 1990).

b) Costos fijos: energía y operación año a año a valores constantes.

c) La selección se hace por comparación de equivalencia, fijándose el período de diseño y la tasa de interés (12%).

d) La comparación de equivalencia se ha efectuado por el método del valor actual neto (VAN), o valor actual de costos.

### **5.1 Planteamiento de alternativas**

Se refiere básicamente, al estudio de alternativas de utilización de fuentes, para el mejoramiento del abastecimiento de agua potable de Sonsonate y a la selección de la más conveniente.

### 5.1.1 Definición y dimensionamiento de los elementos constitutivos de cada alternativa por etapas

Para el estudio y análisis de las alternativas por etapas, se parte del concepto del período óptimo de diseño, moderadamente ajustado para adaptarlo a las etapas.

Se tomó en cuenta la proyección de la población futura definida en los estudios de población presentados en el capítulo 4.4.

Asimismo, se tomó en cuenta el porcentaje de población servida, adoptándose el 90% de la población total para todo el horizonte del proyecto.

Para determinar las áreas a servir en la primera etapa del proyecto (1990-2000), se ha tenido en cuenta el Plan de Desarrollo Urbano, el cual analiza y define las características de la ciudad con proyección al año 2000.

A partir del año 2000 no hay estudio ni documento oficial alguno, que defina y oriente el desarrollo de la ciudad.

En estas circunstancias, se asumió un esquema de crecimiento, siguiendo la tendencia y características del

## Plan de Desarrollo Urbano.

De acuerdo con este concepto se procedió a definir las áreas de expansión urbana para la 2da. y 3ra. Etapas del proyecto utilizando los patrones de crecimiento por tipo de uso del suelo, calculados en el Plan de Desarrollo Urbano, los cuales se resumen en el cuadro 5.1.1-1.

Para la demanda de espacio urbano para uso residencial se efectuó un reajuste del área, siguiendo el Plan de Desarrollo Urbano, en función de la densidad intermedia entre la dispersión y concentración de población, la cual corresponde a una densidad neta residencial de 280 Hab/Ha. (máximo 420, mínimo 140; urbanización tipo R2).

En el cuadro 5.1.1-2 se muestran las áreas de expansión urbana proyectadas por el Plan de Desarrollo Urbano para el año 2000 y las nuevas áreas requeridas para cada etapa siguiente.

En el cuadro 5.1.1-3 se ha efectuado un reajuste de estas áreas. El espacio urbano proyectado al año 2000 se ha incrementado en 120 Ha. debido al desarrollo de áreas pobladas en zonas no previstas en el Plan de Desarrollo, según se detectó en los estudios de campo.

Cuadro 5.1.1-1

Patrones de uso del suelo - 1980 según Plan de  
Desarrollo Urbano (1)

USO DEL SUELO	PATRONES DE USO		
	M2/hab (área bruta)	hab/estab.	M2/estab.(área bruta)
Vivienda	55.85	5	276.63
Comercio bienes	3.53	142	500.76
Comercio servicios	1.37	364	499.96
Industria	5.21	917	4774.52
Institución (2)	7.14	395	2821.15
TCSP (3)	0.50	3951	1965.85
Recreación (4)	4.08	860	3900.00

(1) Fuente: "Patrones de evaluación", diagnóstico

(2) Fuente: Se excluyen áreas externas como Destacamento Militar y terrenos de FENADEAL, que suman un total aproximado de 21.4 Has.

(3) Fuente: TCSP= Transporte, Comunicaciones y Servicios públicos

(4) Fuente: "Infraestructura y Equipamiento. Recreación Urbana de Sonsonate"

Cuadro 5.1.1-2

Áreas Urbanas futuras proyectadas  
siguiendo patrones de desarrollo

USO DEL SUELO	ESPACIO (Ha) 1980	ESPACIO (Ha) 2000	NUEVO ESPACIO URBANO (Ha)		
			2010	2020	TOTAL
Vivienda	286.83	618.25	254.07	353.57	607.64
Comercio- bienes	18.13	37.01	14.52	20.18	34.70
Comercio- servicios	7.05	14.40	5.65	7.85	13.50
Industria	26.73	54.90	21.00	29.60	50.61
Instituciones	58.08	96.44	29.34	40.63	69.96
TCSP	2.56	5.31	1.97	2.75	4.72
Recreación	14.70	49.43	18.72	25.74	44.46
<b>TOTAL</b>	<b>414.08</b>	<b>875.74</b>	<b>345.27</b>	<b>480.32</b>	<b>825.59</b>



Cuadro 5.1.1-3

Áreas Urbanas proyectadas reajustadas

USO DEL SUELO	ESPACIO (Ha) 1980	ESPACIO (Ha) 2000	NUEVO ESPACIO URBANO (Ha)		
			2010	2020	TOTAL
Vivienda	286.83	749.63	254.07	353.57	607.64
Comercio	25.18	62.57	20.17	28.03	48.20
Industria	26.73	54.91	21.00	29.60	50.61
Instituciones	58.08	67.5	29.34	40.63	69.96
ICSP	2.56	12.0	1.97	2.75	4.72
Recreación	14.70	185.8 *	18.72	25.74	44.46
TOTAL	414.08	1132.41	345.27	480.32	825.59
TOTAL (2)	----	996.04	329.53	458.60	788.13

(\*) Se consideró solamente 49.43 Ha para el cálculo de (2)

(2) Considerado para los cálculos posteriores

En definitiva, las áreas urbanas para cada etapa han quedado fijadas según se muestra en el mencionado cuadro y en el plano No. 1 (ver anexo E).

Respecto al consumo máximo diario ( $Q_{md}$ ) se ha considerado 1.2 del promedio diario anual. Con este caudal, se analiza la necesidad de producción, o sea la capacidad de la fuente.

Los demás elementos básicos, constitutivos de los sistemas de acueductos como son: aducción, reservorio y tratamiento, son analizados bajo el concepto del período óptimo de diseño reajustado (ver cuadro 5.1.1-4).

### **5.1.2 Alternativa de fuentes**

La fuente actual de recursos del sistema de acueductos de Sonsonate es el agua subterránea aprovechada mediante explotación de los manantiales Santa Lucía y San Antonio.

Como fuentes potenciales disponibles se tienen las aguas superficiales del río Sensunapán y las subterráneas más profundas factibles de ser explotadas mediante la perforación de pozos tubulares, que se ubican adyacente a la carretera a San Salvador, entre los distritos de

Cuadro 5.1.1-4 Periodos óptimos de diseño

TUBERIAS, ESTRUCTURAS Y EQUIPOS	FACTOR DE ECONOMÍA DE ESCALA (a)	(1) PERIODO OPTIMO DE DISEÑO (años)	(2) PERIODO OPTIMO DE DISEÑO AJUSTADO (años)
Plantas de tratamiento de agua	0.72	5.2	10
Líneas de aducción	0.47	10.6	10
Reservorios apoyados	0.68	6.0	10
Equipos de bombeo	0.49	10.2	10

$$(1) \text{ Período óptimo} = \frac{2.6 (1 - a)^{1.12}}{r}$$

r = tasa de descuento = 0.12

(2) Adoptados para los cálculos.

Sonzacate e Izalco.

Asimismo, hay fuentes potenciales disponibles tales como los manantiales "Cataratas Talcomunca" y "Pescadito de Oro", los cuales por su rendimiento, confiabilidad y calidad constituyen las principales fuentes que pueden ser aprovechadas.

Las fuentes de abastecimiento deben satisfacer la demanda del día de máximo consumo para las etapas del proyecto que son los que se muestran en el cuadro 5.1.2-1.

Cuadro 5.1.2-1 Población y caudal máximo diario

ETAPA	POBLACION SERVIDA (hab)	Qmd (1/s)
1990 - 2000	90,119	275.4
2000 - 2005	106,310	332.2
2005 - 2010	125,411	391.9
2010 - 2015	147,946	472.6
2015 - 2020	174,527	557.5

Las nuevas fuentes a captar deben satisfacer los déficit de caudal en cada etapa del proyecto que son:

Cuadro 5.1.2-2 Déficit de producción por quinquenio

ETAPA	Qmd (1/s)	PRODUCCION FUENTES EXISTENTES (1/s) *	DEFICIT (1/s)
1990 - 2000	275.4	119	156.4
2000 - 2005	332.2	119	213.2
2005 - 2010	391.9	119	272.9
2010 - 2015	472.6	119	353.6
2015 - 2020	557.5	119	438.5

\* Se ha considerado 90% de la producción mínima de los manantiales:

Santa Lucía : 65 1/s

San Antonio : 50 1/s

Pozo San Genaro: 4 1/s

-----  
119 1/s

### 5.1.3 Planteamiento de alternativas

Para el planteamiento de las alternativas se considera el horizonte del proyecto dividido en tres etapas de desarrollo:

1ra. Etapa:	1990 - 2000
2da. Etapa:	2000 - 2010
3ra. Etapa:	2010 2020

Las obras se ejecutarían dentro de los dos primeros años de cada etapa.

La base de planteamiento está constituida por las fuentes, principalmente el agua de manantiales, y los componentes principales como son: captaciones, aducciones y almacenamiento, no considerándose los componentes comunes a las alternativas (en el cuadro 5.1.3-0 se muestran los componentes analizados en cada alternativa).

La ciudad ha sido dividida en 7 zonas de presión, cuyas cotas topográficas y población servida se muestra en el cuadro 5.1.3.-1.

Cuadro 5.1.3-O Análisis de alternativas

ALTERNATIVAS	COMPONENTES POR ETAPAS		
	1a. (1990-2000)	2a. (2000-2010)	3a. (2010-2020)
<p>"A-1"</p> <p>- Manantiales</p> <p>- Valor Actual</p> <p>US \$</p> <p>1.8</p> <p>Millones</p>	<p>- Captación manantial cataratas de Talcomunca: Q = 272.9 l/s</p> <p>- Líneas de aducción: 7.98 Km.</p> <p>- Reservorios: 5,175 m<sup>3</sup></p>	<p>- Líneas de aducción: 7.42 Km.</p> <p>- Reservorios: 2,725 m<sup>3</sup></p>	<p>- Ampliación captación cataratas de Talcomunca: Q = 121.4 l/s</p> <p>- Captación manantial Pescadito de Oro: Q = 44.2 l/s</p> <p>- Líneas de aducción: 9.90 Km.</p> <p>- Reservorios: 4,335 m<sup>3</sup></p>
<p>"A-2"</p> <p>- Río-manantial</p> <p>- Valor Actual</p> <p>US \$</p> <p>2.93</p> <p>Millones</p>	<p>- Captación río Sensunapán Q = 286.6 l/s</p> <p>- Planta de tratamiento-filtros rápidos Q = 164.3 l/s</p> <p>- Líneas de aducción: 7.79 Km.</p> <p>- Reservorios: 5,175 m<sup>3</sup></p>	<p>- 1a. Ampliación planta de tratamiento Q = 122.3 l/s</p> <p>- Líneas de aducción: 7.3 Km.</p> <p>- Reservorios: 2,795 m<sup>3</sup></p>	<p>- Ampliación captación río Sensunapán Q = 127.5 l/s</p> <p>- Captación manantial Pescadito de Oro: Q = 44.2 l/s</p> <p>- 2a. Ampliación planta de tratamiento: Q = 127.5 l/s</p> <p>- Líneas de aducción: 9.98 Km.</p> <p>- Reservorios: 4,335 m<sup>3</sup></p>
<p>"A-3"</p> <p>- Pozos + manantial</p> <p>- Valor Actual</p> <p>US \$</p> <p>3.27</p> <p>Millones</p>	<p>- 5 Pozos (1 de reserva), rendimiento : 50 l/s c/u</p> <p>- Líneas de aducción: 6.45 Km.</p> <p>- Reservorios: 6,210 m<sup>3</sup></p>	<p>- 4 Pozos, rendimiento 50 l/s c/u</p> <p>- Líneas de aducción: 5.82 Km.</p> <p>- Reservorios: 3,380 m<sup>3</sup></p>	<p>- 4 Pozos, rendimiento 50 l/s c/u</p> <p>- Captación manantial Pescadito de Oro: Q = 44.2 l/s</p> <p>- Líneas de aducción: 6.76 Km.</p> <p>- Reservorios: 4,660 m<sup>3</sup></p>

Cuadro 5.1.3-1 Zonas de presión y población servida

ZONAS DE PRESION		POBLACION SERVIDA ( hab.)		
Nº	Cotas (m.s.n.m.)*	1ª. Etapa (1990 - 2000)	2ª. Etapa (2000 - 2010)	3ª. Etapa (2010 - 2020)
1ª.	350 - 380	3 8 5	3 8 5	7,615
2ª.	320 - 350	3,130	9,931	20,416
3ª.	290-320	9,644	19,027	20,922
4ª.	260-290	21,170	23,430	27,414
5ª.	230-260	26,373	36,527	45,759
6ª.	200-230	28,608	34,520	37,005
7ª.	170-200	809	1,591	15,396
TOTAL		90,119	125,411	174,527



Con estas premisas se plantean las alternativas:

a) Alternativa "A-1": considera la captación del manantial Cataratas de Talcomunca, que conjuntamente con las fuentes actuales abastecerán la ciudad hasta la 2da. Etapa del Proyecto (año 2010).

Para la 3ra. Etapa se adiciona la captación del manantial Pescadito de Oro, que abastecerá la zona más baja de Sonsonate (7ma. zona de presión).

Todos los manantiales se encuentran en cotas superiores a las áreas que sirven, por lo que las aducciones funcionarán por gravedad.

a.1. Alternativa "A-1" 1ra. Etapa: los componentes de la alternativa "A-1" para la 1ra. Etapa del proyecto son los siguientes:

- Estructura de captación en manantial Cataratas de Talcomunca.
- Línea de aducción por gravedad.
- Reservorios de almacenamiento.

Dichos componentes se muestran esquemáticamente en la figura 5.1.3-1 y en el plano No. 2 del Anexo E, el trazo y ubicación de estos componentes.

- Estructura de captación.

Se ha considerado 20 años como período óptimo de diseño de esta estructura, habiéndose proyectado captar 279.9 l/s, que corresponde al déficit de la demanda al año 2010 (ver cuadro 5.1.3-2). La captación se ubica en la cota 435 m.s.n.m.

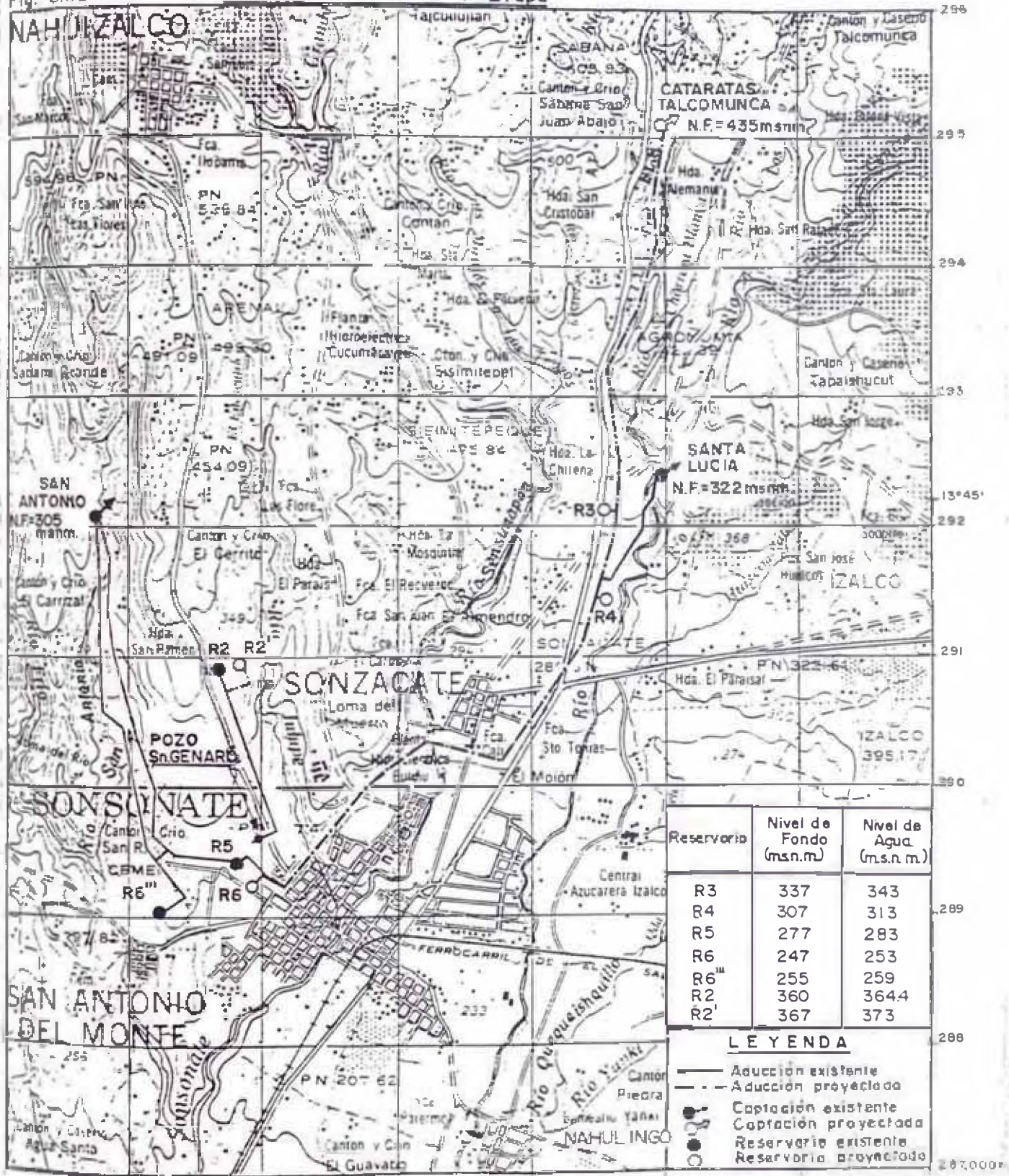
- Línea de aducción.

El período óptimo adoptado para diseñar las aducciones es de 10 años, en consecuencia se han proyectado las líneas de aducción hacia los reservorios para atender el déficit de la demanda al año 2000, que es de 156.4 l/s (ver cuadro 5.1.3-2).

En la 1ra. Etapa al año 2000 se consideran reservorios para 5 zonas de presión entre las cotas 350 m.s.n.m. y 200 m.s.n.m. que corresponden a la 2da., 3ra., 4ta., 5ta. y 6ta. zonas de presión (ver plano No. 2 - Anexo E).

Dentro del área de la ciudad que corresponde al año 2000, existen pequeñas áreas que corresponden a la

Fig. 5.1.3-1 Alternativa "A-1" - 1ª Etapa



Reservorio	Nivel de Fondo (m.s.n.m.)	Nivel de Agua (m.s.n.m.)
R3	337	343
R4	307	313
R5	277	283
R6	247	253
R6 <sup>III</sup>	255	259
R2	360	364.4
R2'	367	373

**LEYENDA**

- Aduccion existente
- - - Aduccion proyectada
- Captacion existente
- Captacion proyectada
- Reservorio existente
- Reservorio proyectado

39° 45' 119,000 m. E      420      421      422      423      424      425      426

Cuadro 5.1.3-2 Caudales máximos diarios alternativos  
"A-1" y "A-2" - 1a. Etapa (1990-2000)

ZONAS DE PRESION		POBLACION SERVIDA (hab)	Qmd (l/s)
Nº	Cotas (m.s.n.m.)		
1a.	350-380	385	1.2
2a.	320-350	3,130	9.6
3a.	290-320	9,644	29.5
4a.	260-290	21,170	64.7
5a.	230-260	26,373	80.5
6a.	200-230	28,608	87.4
7a.	170-200	809	2.5
TOTALES		90,119	275.4

Factor de variación diaria =  $K_1 = 1.2$

Dotación - 1a. Etapa = 220 l/h/d

1ra. y 7ma. zonas de presión que serán abastecidas a partir de las otras zonas. En el cuadro 5.1.3-2 se muestran las demandas de agua por zonas de presión para la 1ra. Etapa del proyecto.

Las líneas de aducción, proyectadas hacia los reservorios, serán de hierro dúctil, habiéndose considerado para el coeficiente "C" de las tuberías el valor de 110 que corresponde al que debería alcanzar este coeficiente después de 20 años de funcionamiento.

La 2da. zona de presión corresponde principalmente a la parte alta de la colonia San Genaro y prácticamente no requiere nueva aducción, sólo se considera complementar el volumen de almacenamiento existente, con  $293.8 \text{ m}^3$  (ver cuadro 5.1.3-3).

- La línea de conducción entre la captación y el reservorio de la 3ra. zona de presión será de 12" de diámetro, conducirá 156.4 l/s, con una velocidad de 2.20 m/s y tendrá una longitud de 3,340 m.

- La línea que alimenta el reservorio de la 4ta. zona de presión será de 170 m. de longitud de 12" de diámetro, y conducirá 120.1 l/s, con una velocidad de

Cuadro 5.1.3-3

## Volúmenes de almacenamiento - alternativas "A-1" y "A-2" - 1a. Etapa

ZONAS DE PRESION			VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO (m <sup>3</sup> )					
No	Cotas (m.s.n.m.)	Qp (l/s)	Regulación <sup>3</sup> (m)	Incendio <sup>3</sup> (m)	Reserva por averías en aducciones (m <sup>3</sup> )	Total requerido <sup>3</sup> (m)	Existente <sup>3</sup> (m)	Déficit (1)
1a.	350-380	1.0	-----	-----	-----	-----	-----	----- <sup>(2)</sup>
2a.	320-350	8.0	137.7	220.0	86.1	443.8	150.0	293.8
3a.	290-320	24.6	424.3	220.0	265.2	909.5	0	909.5
4a.	260-290	53.9	931.4	220.0	582.2	1733.7	0	1733.7
5a.	230-260	67.1	1160.4	220.0	725.2	2105.6	2105.6 <sup>(3)</sup>	0
6a.	200-230	72.8	1258.7	220.0	786.7	2265.4	50.0	2215.4
7a.	170-200	2.1	-----	-----	-----	-----	-----	----- <sup>(2)</sup>
TOTALES		239.5	3912.5	1100	2445.4	7458.0	2305.6	5152.4

(1) Se han proyectado reservorios para la 2a., 3a., 4a. y 6a. zonas de presión.

(2) La 1a. y 7a. zonas de presión se servirán de las zonas adyacentes debido a que presentan un desarrollo reducido.

(3) Corresponde a una parte del volumen del reservorio existente de 2200 m<sup>3</sup>.

1.70 m/s. Esta línea, antes de la derivación que alimenta al reservorio de la 4ta. zona recibirá también el aporte de 65 l/s provenientes de la captación existente en el manantial Santa Lucía.

- La línea que alimenta el reservorio de la 5ta. zona de presión conducirá 120.4 l/s, será de 3,780 m. de longitud, de los cuales 3,401 m. serán de 14" de diámetro y 379 m. de 12".

La velocidad de la tubería de 14" será de 1.25 m/s y en la de 12" será de 1.70 m/s.

- La línea que alimenta al reservorio de la 6ta. zona de presión será de 150 m. de longitud, de 10" de diámetro y conducirá un caudal de 89.9 l/s con una velocidad de 1.83 m/s.

El reservorio de la 5ta. zona de presión recibirá también el aporte de 50 l/s provenientes de la captación existente en el manantial San Antonio.

- Reservorios de almacenamiento.

Se ha adoptado 10 años como período óptimo de diseño de los reservorios.

En el cuadro 5.1.3-3 se muestran los volúmenes de almacenamiento requeridos por zonas de presión, para la 1ra. Etapa del proyecto (1990-2000).

Para esta etapa, se han proyectado reservorios para la 1ra., 3ra., 4ta. y 6ta. zonas de presión. La 5ta. zona de presión será servida por el reservorio existente de  $2,200 \text{ m}^3$  y la 2da. zona de presión será servida por dos reservorios, el existente de  $150 \text{ m}^3$  de capacidad y el proyectado de  $293.8 \text{ m}^3$ .

En los reservorios proyectados para cada etapa se incluye los volúmenes contra incendio y los de reserva para casos de averías en la aducción.

Los reservorios proyectados son de concreto armado, del tipo apoyado a nivel del suelo.

a.2. Alternativa "A-1" - 2da. Etapa: Los componentes de la alternativa "A-1" para la 2da. Etapa del proyecto son los siguientes:

- Líneas de aducción por gravedad.
  
- Reservorios de almacenamiento.



En la figura 5.1.3-2 se muestran estos componentes esquemáticamente y en el plano No. 2 del Anexo E sus trazos y ubicaciones.

- Líneas de aducción.

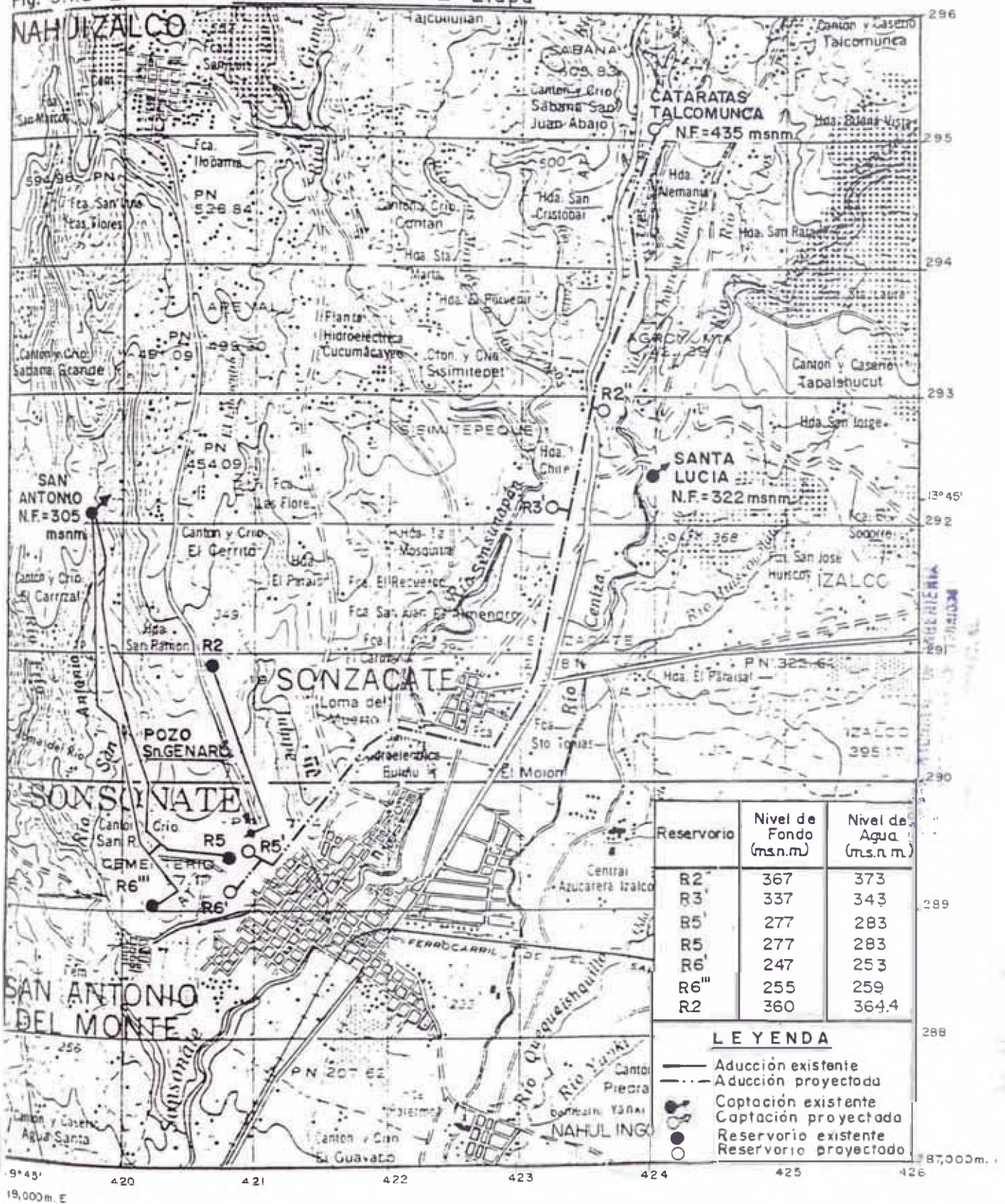
El período de diseño es de 10 años, por tanto se han proyectado las líneas de aducción hasta los reservorios para atender el déficit de la demanda al año 2010 con respecto al año 2000, que es de 116.5 l/s (ver cuadro 5.1.3-4).

En la 2da. Etapa al año 2010, se considera el almacenamiento complementario para regulación, reserva e incendio para las 5 zonas de presión entre las cotas 350 m.s.n.m. y 200 m.s.n.m. que corresponde a la 2da., 3ra., 4ta., 5ta. y 6ta. zonas de presión (ver plano No. 2 - Anexo E).

Dentro del área de la ciudad que corresponde al año 2010, existe una pequeña área que corresponde a la 7ma. zona de presión que será abastecida a partir de la 6ta. zona de presión.

En el cuadro 5.1.3-4 se muestran las demandas de agua por zonas de presión por la 2da. Etapa del proyecto.

Fig. 5.1.3-2 Alternativa "A-1" - 2ª Etapa



19,000 m. E

Cuadro 5.1.3-4 Caudales máximos diarios - alternativas "A-1" y "A-2"  
2a. Etapa (2000-2010)

ZONAS DE PRESION		INCREMENTO ENTRE 1a. y 2a. ETAPA (2000 a 2010 )		TOTALES 2a. ETAPA (2010)	
Nº	Cotas (m.s.n.m.)	Población servida (hab)	Qmd (l/s)	Población servida (hab)	Qmd (l/s)
1a.	350-380	--	--	385	1.2
2a.	320-350	6,801	21.5	9,931	31.0
3a.	290-320	9,383	30.0	19,027	59.5
4a.	260-290	2,260	8.5	23,430	73.2
5a.	230-260	10,154	33.6	36,527	114.1
6a.	200-230	5,912	20.5	34,520	107.9
7a.	170-200	782	2.4	1,591	5.0
TOTALES		35,292	116.5	125,411	391.9

Factor de variación diaria =  $K_1 = 1.2$

Dotación - 2a. Etapa = 225 l/h/d

Las líneas de aducción proyectadas hacia los reservorios serán de hierro dúctil, habiéndose considerado para el coeficiente "C" de las tuberías el valor de 110.

- La línea entre la captación y el reservorio de la 2da. zona de presión será de 12" de diámetro, conducirá 116.5 l/s con una velocidad de 1.65 m/s y tendrá una longitud de 2,550 m.

- La línea que alimenta al reservorio de la 3ra. zona de presión será de 670 m. de longitud, de 10" de diámetro y conducirá 95.0 l/s, con una velocidad de 1.94 m/s.

- La línea que alimenta al reservorio de la 5ta. zona de presión conducirá 56.5 l/s, será de 4,000 m. de longitud, de los cuales, 603 m. serán de 10" de diámetro y 3,397 m. de 8". La velocidad en la tubería de 10" será de 1.15 m/s y en la de 8" de 1.80 m/s.

En esta 2da. etapa se considera servir al incremento de población de la 4ta. zona de presión mediante el reservorio proyectado para la 3ra. zona, por ser pequeño dicho incremento (2,260 habitantes, ver cuadro 5.1.3-4).

El reservorio para la 3ra. zona se incrementará con el volumen correspondiente a la 4ta. zona y la alimentación a la pequeña área de esta zona se hará a través de válvulas reductoras de presión.

- La línea que alimenta al reservorio de la 6ta. zona de presión tendrá 200 m. de longitud, será de 6" de diámetro y conducirá 22.9 l/s con una velocidad de 1.30 m/s.

- Reservorios de almacenamiento. El período óptimo adoptado para el diseño de los reservorios es de 10 años. De acuerdo a ello, en el cuadro 5.1.3-5 se muestran los volúmenes de almacenamiento complementarios para regulación, reserva e incendio para cada zona de presión.

En esta etapa se han proyectado reservorios para la 2da., 3ra., 5ta. y 6ta. zonas de presión.

Los reservorios proyectados son de concreto armado del tipo apoyado a nivel del suelo.

a.3. Alternativa "A-1" - 3ra. Etapa: los componentes de la alternativa "A-1" para la 3da. etapa del pro-

ro 5.1.3-5 Volúmenes de almacenamiento - alternativas "A-1" y "A-2" - 2a. Etapa

ZONAS DE PRESION		VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO (m <sup>3</sup> )					
Cotas (m.s.n.m.)	Qmd (l/s)	Regulación	Incendio	Reserva por averías en aducciones	Total requerido	Existente	(1) Déficit
350-380	--	--	--	--	--	--	(2) --
320-350	17.9	309.3	220.0 <sup>(4)</sup>	193.3	722.6	--	722.6
290-320	25.0	432.0	--	270.0	702.0	--	702.0
260-290	7.1	122.7	--	--	122.7	--	(3) 122.7
230-260	28.0	483.8	--	302.4	786.2	94.4 <sup>(5)</sup>	691.8
200-230	17.1	295.5	--	184.7	480.2	--	480.2
170-200	2.0	--	--	--	--	--	(2) --
TOTALES		1,643.3	220.0	950.4	2,813.7	94.4	2,719.3

Corresponde a los déficit de volúmenes al año 2010 con respecto al 2000 y se han proyectado reservorios para la 2a., 3a., 5a. y 6a. zonas de presión.

La 7a. zona de presión se servirá de la zona adyacente debido a que representa un desarrollo educido. La 1a. zona no presenta desarrollo en esta etapa.

El déficit de volumen de la 4a. zona se incluye en el reservorio de la 3a. zona.

Se considera un nuevo volumen de incendio en esta zona debido a que no esta empalmada con la misma zona de la 1a. Etapa.

Corresponde a la parte del volumen del reservorio existente de 2200 m<sup>3</sup> no utilizada en la 1a. Etapa.

yecto son los siguientes:

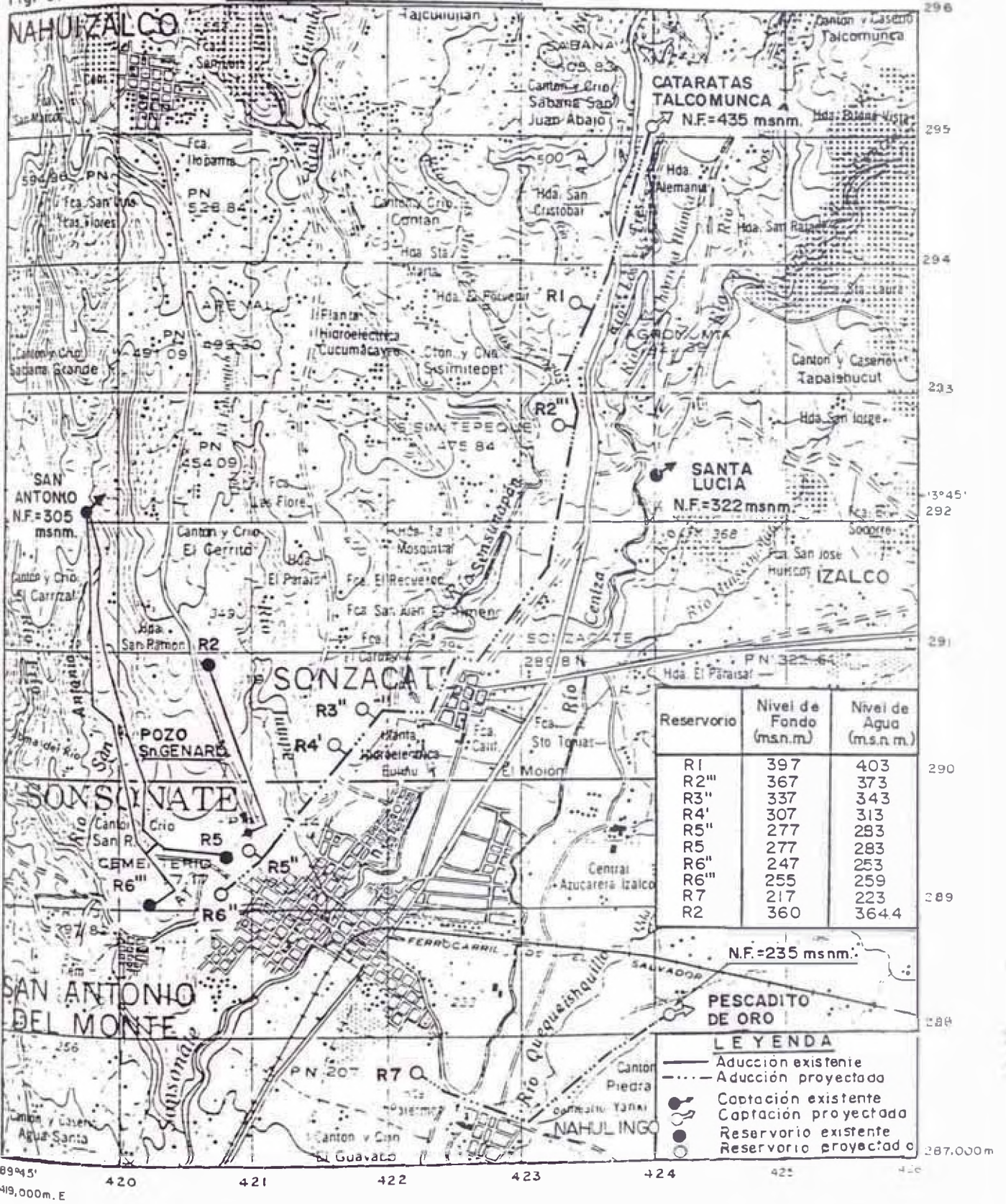
- Estructura de captación en el manantial Cataratas Talcomunca.
- Estructura de captación en el manantial Pescadito de Oro.
- Líneas de aducción.
- Reservorios de almacenamiento.

En la figura 5.1.3-3 se muestran estos componentes esquemáticamente y en el plano No. 2 del Anexo E, sus ubicaciones y trazos.

- Estructura de captación del manantial Talcomunca.  
Se ha proyectado la ampliación de la estructura de captación del manantial Talcomunca, diseñada en la 1ra. Etapa, a fin de captar el déficit de caudal al año 2020 con respecto al año 2010, de las 6 zonas de presión más altas de Sonsonate, que es de 121.4 l/s (ver cuadro 5.1.3-6).

El déficit de caudal al año 2020 de la 7ma. zona de presión será abastecido por el manantial Pescadito de

Fig. 5.1.3-3 Alternativa "A-1" - 3ª Etapa



89°45' 419,000m. E

420 421 422 423 424 425 426

296  
295  
294  
293  
292  
291  
290  
289  
288  
287,000m



Cuadro 5.1.3-6 Caudales máximos diarios - alternativas "A-1" y "A-2"3a. Etapa (2010-2020)

ZONAS DE PRESION		INCREMENTO ENTRE 2a. Y 3a. ETAPA (2000 a 2010 )		TOTALES 3a. ETAPA (2010)	
Nº	Cotas (m.s.n.m.)	Población servida (hab)	Qmd (l/s)	Población servida (hab)	Qmd (l/s)
1a.	350-380	7,230	23.2	7,615	24.3
2a.	320-350	10,485	34.1	20,416	65.2
3a.	290-320	1,895	7.4	20,922	66.8
4a.	260-290	3,984	14.4	27,414	87.6
5a.	230-260	9,232	32.0	45,759	146.2
6a.	200-230	2,485	10.3	37,005	118.2
7a.	170-200	13,805	44.2	15,396	49.2
TOTALES		49,116	165.6	174,527	557.5

\* Se captarán 121.4 l/s de manantial Talcomunca o Planta de tratamiento de agua y 44.2 l/s de manantial Pescadito de Oro

Factor de variación diaria =  $K_1 = 1.2$

Dotación - 3a. Etapa = 230 l/h/d

Oro.

- Estructura de captación en el manantial Pescadito de Oro. En esta 3ra. Etapa corresponde ejecutar la captación en el manantial Pescadito de Oro, a fin de atender el déficit de caudal al año 2020 con respecto al 2010 de la 7ma. zona de presión que es de 44.2 l/s (ver cuadro 5.1.3-6).

- Líneas de aducción. En esta última etapa del proyecto se han diseñado las líneas de aducción para atender el déficit de la demanda al año 2020 con respecto al año 2010.

La aducción que parte del manantial Talcomunca servirá a las zonas 1ra. hasta la 6ta. y su caudal corresponde al déficit de la demanda de estas zonas que es de 121.4 l/s.

La aducción que parte del manantial Pescadito de Oro servirá a la 7ma. zona de presión que corresponde a las cotas más bajas y el caudal a conducir es el déficit de la demanda de esta etapa que es de 44.2 l/s.

Las líneas de aducción proyectadas serán de hierro

dúctil, habiéndose considerado para el coeficiente "C" de las tuberías el valor de 110.

- La línea entre el manantial Talcomunca y el reservorio de la 1ra. zona de presión tendrá 1,970 m. de longitud, 12" de diámetro y 121.4 l/s con una velocidad de 1.71 m/s.

- La línea que alimenta al reservorio de la 2da. zona de presión tendrá una longitud de 775 m., será de 10" de diámetro y conducirá 98.2 l/s con una velocidad 2.00 l/s.

- La línea que alimenta al reservorio de la 3ra. zona de presión tendrá una longitud de 3,100 m., de los cuales 678 m. serán de 12" de diámetro y 2,422 m. de 10" y conducirá un caudal de 64.1 l/s. La velocidad en el tramo de 12" será de 0.91 m/s y en tramo de 10" de 1.31 m/s.

- La aducción que alimenta al reservorio de la 4ta. zona de presión tendrá una longitud de 300 m., será de 8" de diámetro y conducirá un caudal de 56.7 l/s con una velocidad de 1.80 m/s.

- La línea de aducción que alimenta al reservorio de

la 5ta. zona de presión tendrá una longitud de 1,450 m., será de 8" de diámetro y conducirá un caudal de 42.3 l/s con una velocidad de 1.34 m/s.

- La línea de aducción que alimenta al reservorio de la 6ta. zona de presión tendrá 200 m. de longitud, será de 4" de diámetro y conducirá un caudal de 10.3 l/s con una velocidad de 1.31 m/s.

- La línea de aducción entre el manantial Pescadito de Oro y el reservorio de la 7ma. zona de presión tendrá 2,100 m. de longitud, 10" de diámetro, con un caudal de 44.2 l/s, con una velocidad de 0.90 m/s.

- Reservorio de almacenamiento. En el cuadro 5.1.3-7 se muestran los volúmenes de almacenamiento complementarios de regulación, reserva e incendio para cada zona de presión y en el plano No. 2 (ver anexo E) su ubicación, así como la de las líneas de aducción.

En esta 3ra. etapa se han proyectado reservorios para las siete zonas de presión.

Los reservorios serán de concreto armado del tipo apoyado a nivel del suelo.

Cuadro 5.1.3-7 Volúmenes de almacenamiento - alternativas "A-1" y "A-2" - 3a. Etapa

ZONAS DE PRESION			VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO (m <sup>3</sup> )					
Hº	Cotas (m.s.n.m.)	Qmd (l/s)	Regulación	Incendio	Reserva por averías en aducciones	Total requerido	Existente	(1) Déficit
1a.	350-380	19.3	333.5	220.0	208.4	761.9	--	761.9
2a.	320-350	28.4	490.7	--	306.7	797.4	--	797.4
3a.	290-320	6.1	105.4	--	65.9	171.3	--	171.3
4a.	260-290	12.0	207.4	--	129.6	337.0	--	337.0
5a.	230-260	26.7	461.4	--	288.4	749.8	--	749.8
6a.	200-230	8.6	148.6	--	92.9	241.5	--	241.5
7a.	170-200	36.9	637.6	220.0	398.5	1,256.1	--	1,256.1
TOTALES			2,384.6	440.0 <sup>(2)</sup>	1,490.4	4,315.0	--	4,315.0

(1) Corresponde a los déficit de volúmenes al año 2020 con respecto al 2010 y se han proyectado reservorios en las siete zonas de presión.

(2) Se han considerado volúmenes contra incendio en las zonas que no lo tenían.

- b) Alternativa "A-2": consiste en captar y tratar las aguas superficiales del río Grande de Sonsonate, las cuales conjuntamente con las fuentes actuales, abastecerán la ciudad hasta la 2da. etapa del proyecto (1990-2010).

Para la 3ra. etapa (2010-2020) se adiciona la captación del manantial Pescadito de Oro que abastecerá la zona más baja de Sonsonate.

Todas las fuentes se encuentran en cotas superiores a las áreas que sirven, por lo que las aducciones funcionarán por gravedad.

b.1. Alternativa "A-2" - 1ra. Etapa: Los componentes de la alternativa "A-2" para la 1ra. etapa del proyecto son los siguientes:

- Captación.
- Línea de aducción a la planta de tratamiento.
- Planta de tratamiento.
- Líneas de aducción a los reservorios.

- Reservorios de almacenamiento.

En la figura 5.1.3-4 se muestran esquemáticamente estos componentes y en el plano No. 3 del Anexo E, sus trazos y ubicaciones.

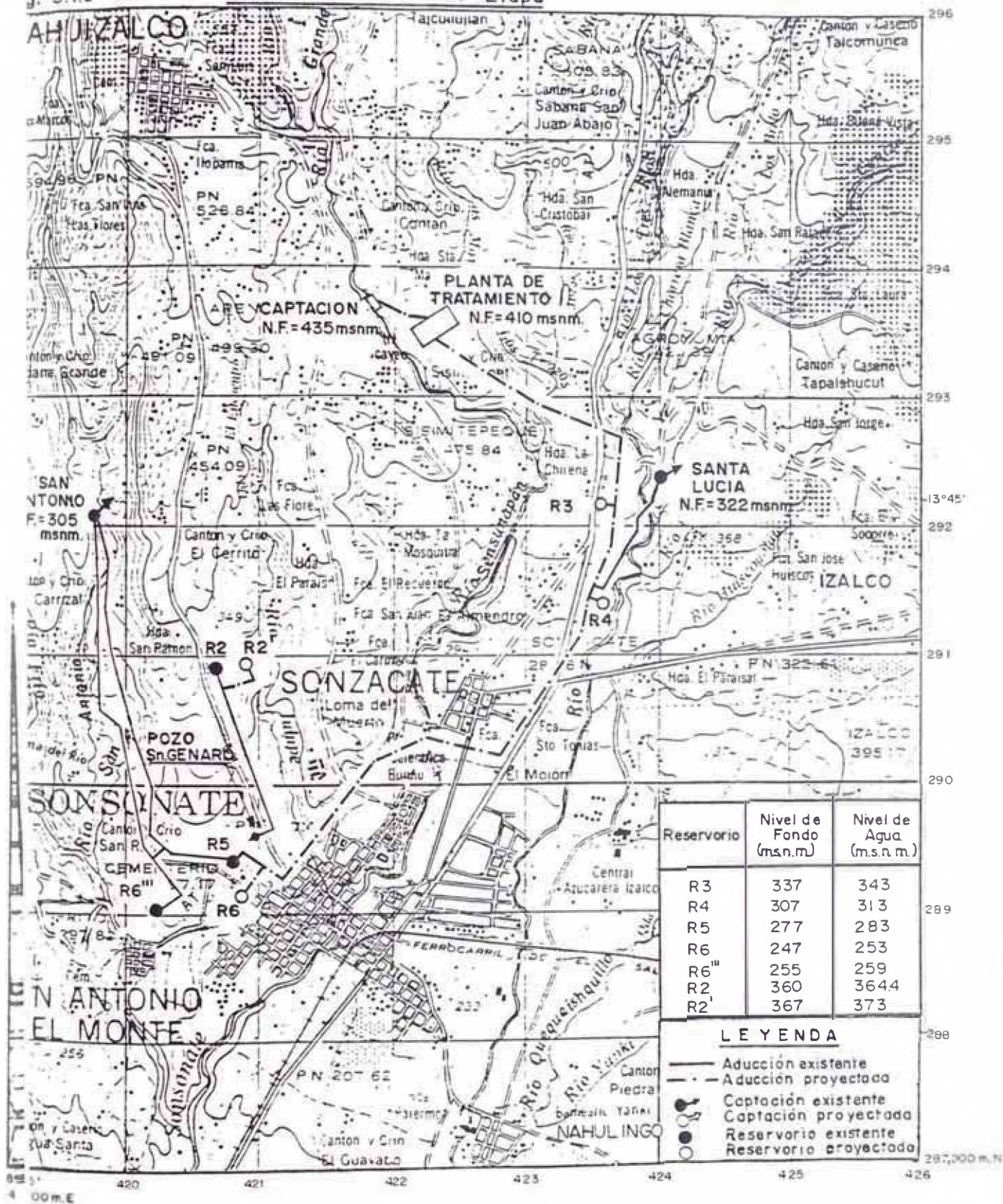
- Captación. El período óptimo de diseño de esta toma es de 20 años, por lo cual se ha proyectado para la Ira. etapa, una estructura que captará 272.9 l/s, que corresponde al déficit de la demanda al año 2010 (ver cuadro 5.1.2-2) más el 5% de este caudal para el lavado de filtros en la planta de tratamiento resultando un caudal de 286.6 l/s.

La captación se ubica en la margen izquierda del río, en la cota 435 m.s.n.m.

Se ha proyectado un barraje en la región transversal del río a fin de obtener un tirante que facilite la derivación del caudal requerido.

- Línea de aducción a la planta de tratamiento. El período óptimo de diseño de la línea es de 10 años, por lo cual se ha proyectado la conducción para atender el déficit de la demanda al año 2000 que es de 156.4 l/s (ver cuadro 5.1.2-2), más un 5% para aten-

j. 5.13-4 Alternativa "A-2" - 1ª Etapa





der el lavado de los filtros de la planta de tratamiento, resultando un caudal de 164.3 l/s.

La línea proyectada es de hierro dúctil, de 800 m. de longitud, de los cuales 478 m. serán de 16" de diámetro y 322 m. de 14".

El caudal que conducirá será de 164.3 l/s, siendo las velocidades de 1.31 m/s en la tubería de 16" y 1.71 m/s en la de 14". Se ha considerado para el coeficiente "C" de las tuberías el valor de 110.

- Planta de tratamiento. El período óptimo de diseño de la planta es de 10 años; en consecuencia, se ha proyectado una planta de filtros rápidos para el caudal 164.3 l/s, que incluye el déficit de la demanda al año 2000, que es de 156.4 l/s, más un 5% de este caudal, para el lavado de filtros.

- Líneas de aducción hasta los reservorios. Siendo el período óptimo de diseño de las líneas de aducción también de 10 años, se ha proyectado éstas hacia los reservorios para atender el déficit de caudal al año 2000, el cual es de 156.4 l/s (ver 5.1.2-2).

El número de reservorios proyectados para esta lra.

etapa, sus volúmenes y su ubicación, son los mismos que los proyectados en la alternativa "A-1" cuya fuente son los manantiales. Las líneas de aducción y los reservorios se muestran en el plano No. 3 (ver Anexo E).

La línea de aducción proyectada hasta los reservorios son las mismas que las proyectadas en la alternativa "A-1" (1ra. etapa), salvo la línea que va desde la planta de tratamiento hasta el primer reservorio proyectado en la zona más alta que corresponde a la 3ra. zona de presión.

La línea de aducción entre la planta y el reservorio de la 3ra. zona de presión será de hierro dúctil, tendrá 2,350 m. de longitud, 12" de diámetro y conducirá un caudal de 156.4 l/s a una velocidad de 2.20 m/s.

Se ha considerado para el coeficiente "C" de las tuberías el valor de 110.

- Reservorios de almacenamiento. Los reservorios proyectados en esta alternativa son los mismos que los proyectados en la alternativa "A-1" (1ra. etapa). En el cuadro 5.1.3-3, se muestran los volúmenes de

almacenamiento por regulación, reserva y de incendio por zona de presión para la 1ra. etapa del proyecto (1990-2000).

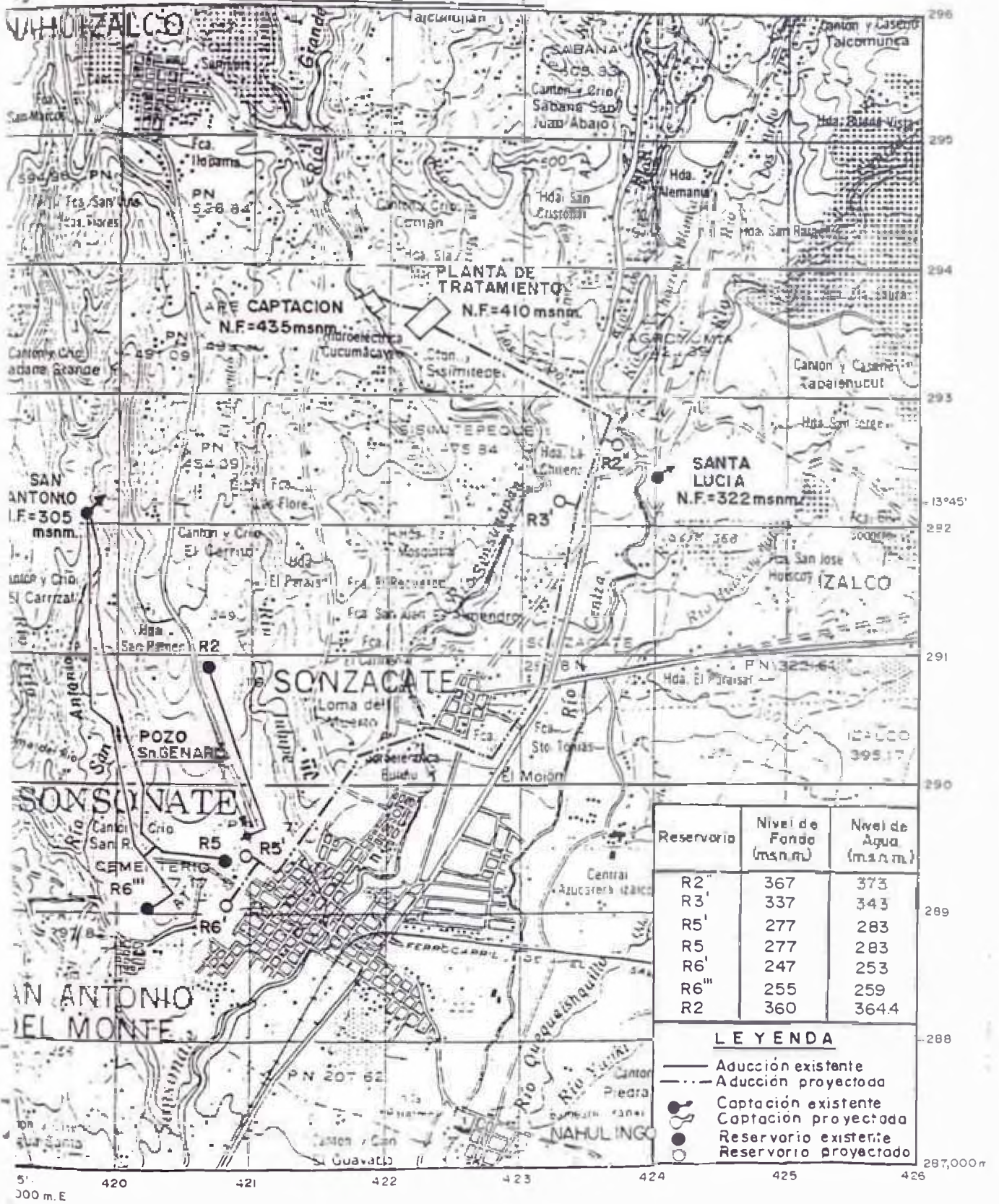
b.2. Alternativa "A-2" - 2da. Etapa: los componentes de la alternativa "A-2" para la 2da. etapa del proyecto son los siguientes:

- Línea de aducción a la planta de tratamiento.
- Ampliación de la planta de tratamiento.
- Líneas de aducción a los reservorios.
- Reservorios de almacenamiento.

En la figura 5.1.3-5 se muestran esquemáticamente estos componentes y en el plano No. 3 del Anexo E, sus trazos y ubicaciones.

- Línea de aducción a la planta de tratamiento. Se ha proyectado la línea de aducción para atender el déficit de la demanda al año 2010 con respecto al año 2000 que es de 116.5 l/s (ver cuadro 5.1.3-4) más un 5% para atender el lavado de los filtros rápidos de la planta de tratamiento, resultando un caudal de

Fig. 5.1.3-5 Alternativa "A-2"- 2ª Etapa



122.3 l/s.

La línea proyectada es de hierro dúctil, de 800 m. de longitud, de los cuales 634 m. serán de 14" de diámetro y 166 m. serán de 12". El caudal que conducirá será de 122.3 l/s, siendo las velocidades de 1.27 m/s en la tubería de 14" y 1.73 m/s en la de 12".

Se ha considerado el valor de 110 para el coeficiente "C" de las tuberías.

- Ampliación de la planta de tratamiento. En esta 2da. Etapa la planta de tratamiento será ampliada para atender el déficit de la demanda del año 2010 con respecto al año 2000 que es de 116.5 l/s más un 5% de este caudal para el lavado de los filtros.

Por tanto, la ampliación de la planta se ha proyectado para tratar un caudal de 122.3 l/s.

- Líneas de aducción hacia los reservorios. Las líneas de aducción hacia los reservorios han sido proyectadas para satisfacer el déficit de la demanda del año 2010 con respecto al año 2000 que es de 116.5 l/s (ver cuadro 5.1.3-3).

El número de reservorios proyectados para esta 2da. etapa, sus volúmenes y su ubicación, son los mismos que los proyectados en la alternativa "A-1". En el plano No. 3 (ver Anexo E) se muestran las líneas de conducción, planta de tratamiento y reservorios.

Asimismo, las líneas de conducción proyectadas hacia los reservorios son las mismas que las proyectadas en la alternativa "A-1" (2da. etapa), salvo la línea que va desde la planta de tratamiento hacia el primer reservorio proyectado en la zona más alta que corresponde a la 2da. zona de presión.

La línea de aducción entre la planta y el reservorio de la 2da. zona de presión será de hierro dúctil, tendrá 1,625 m. de longitud, 12" de diámetro y conducirá un caudal de 116.5 l/s a una velocidad de 1.65 m/s.

- Reservorios de almacenamiento. Los reservorios proyectados en esta alternativa son los mismos que los proyectados en la alternativa "A-1" (2da. etapa). En el cuadro 3.2.2-10 se muestran los volúmenes complementarios de regulación, reserva y de incendio requerido por cada una de las zonas de presión.

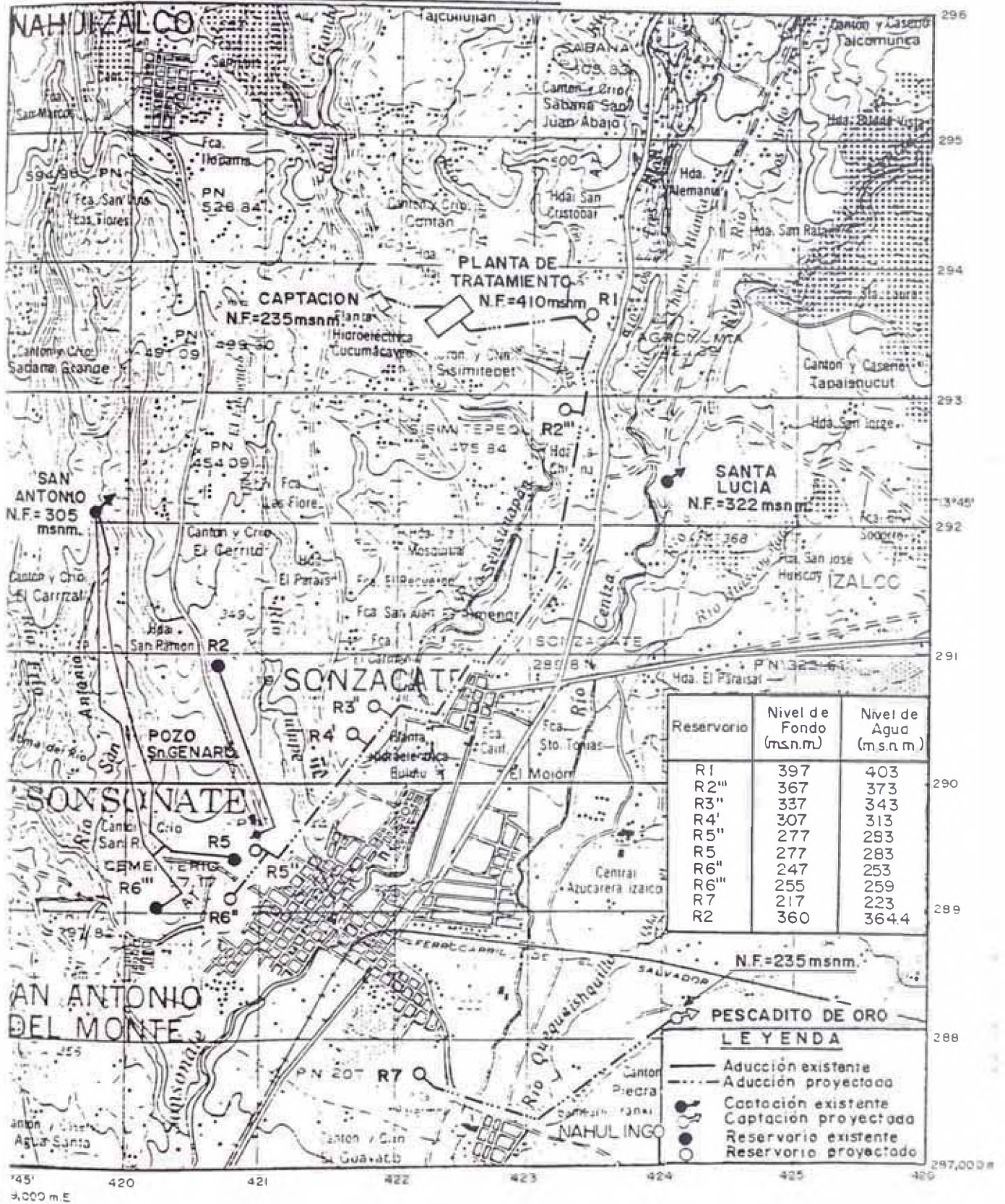
b.3. Alternativa "A-2" - 3ra. Etapa: los componentes de la alternativa "A-2" para la 3ra. etapa del proyecto son los siguientes:

- Ampliación de la toma proyectada en la 1ra. etapa en el río Grande de Sonsonate.
- Captación en el manantial Pescadito de Oro.
- Línea de aducción a la planta de tratamiento.
- Ampliación de la planta de tratamiento.
- Líneas de aducción a los reservorios.
- Reservorios de almacenamiento.

En la figura 5.1.3-6 se muestran esquemáticamente estos componentes y en el plano No. 3 del Anexo E, sus trazos y ubicaciones.

- Ampliación de la toma proyectada de la 1ra. Etapa.  
Se ha proyectado la ampliación de la estructura de captación en el río Grande de Sonsonate (o Sensunapan), diseñada en la 1ra. Etapa, a fin de captar el déficit de caudal al año 2020 con respecto al año

Fig. 5.1.3-6 Alternativa "A-2" - 3ª Etapa





2010, de las 6 zonas de presión más altas de Sonsonate, que es de 121.4 l/s (ver cuadro 5.1.3-6) más un 5% para atender el lavado de los filtros rápidos de la planta de tratamiento, resultando un caudal de 127.5 l/s.

El déficit de caudal al año 2020 de la 7ma. zona de presión será abastecido por el manantial Pescadito de Oro.

- Estructura de captación en el manantial Pescadito de Oro. En esta 3ra. etapa corresponde ejecutar la captación en el manantial Pescadito de Oro a fin de atender el déficit de caudal al año 2020 con respecto al 2010, de la 7ma. zona de presión que es de 44.2 l/s (ver cuadro 5.1.3-6).

- Línea de aducción a la planta de tratamiento. En esta 3ra. etapa se ha proyectado la línea de aducción para atender el déficit de la demanda al año 2020 con respecto al año 2010.

La aducción que parte de la captación del río Grande de Sonsonate servirá a las 6 zonas de presión más altas y su caudal corresponde al déficit de la demanda de estas zonas que es de 121.4 l/s, (ver cuadro

5.1.3-6) más un 5% para atender el lavado de los filtros rápidos de la planta de tratamiento, resultando un caudal de 127.5 l/s.

La línea proyectada es de hierro dúctil, tendrá 800 m. de longitud, 14" de diámetro y 127.5 l/s con una velocidad de 1.33 m/s. Se consideró el valor de 110 para el coeficiente "C" de la tubería.

- Ampliación de la planta de tratamiento: en esta 3a. Etapa del proyecto será ampliada el déficit de la demanda del año 2020 con respecto al año 2010, de las 6 zonas de presión más altas de Sonsonate que es de 121.4 l/s (ver cuadro 5.1.3-6) más un 5% para atender el lavado de los filtros rápidos de la planta, resultando un caudal de 127.5 l/s.

- Líneas de aducción a los reservorios: en esta última Etapa del proyecto se han diseñado las líneas de aducción a los reservorios para atender el déficit de la demanda del año 2020 con respecto al 2010.

El número de reservorios proyectados, sus volúmenes y su ubicación, son los mismos que los proyectados en la alternativa "A-1", de la 3a. Etapa. En el plano No.3 (ver Anexo E) se muestran los reservorios y

líneas de aducción.

Asimismo, las líneas de aducción proyectadas hasta los reservorios tanto la que viene del río Grande de Sonsonate como la que viene del manantial "Pescadito de Oro", son las mismas que las proyectadas en la alternativa "A-1" (3a. Etapa), salvo la línea que va desde la planta de tratamiento hacia el primer reservorio proyectado en la zona más alta que corresponde a la 1a. zona de presión.

La línea de aducción entre la planta y el reservorio de la 1ra. zona de presión será de hierro dúctil, tendrá 1,250 m. de longitud, 14" de diámetro y un caudal de 121.4 l/s con una velocidad de 1.26 m/s.

Se consideró el valor de 110 para el coeficiente "C" de la tubería.

- Reservorio de almacenamiento: los reservorios proyectados en esta alternativa son los mismos que los proyectados en la alternativa "A-1" (3ra. Etapa).

En el cuadro 5.1.3-7 se muestran los volúmenes complementarios de almacenamiento para regulación, reserva y contra incendio por zonas de presión.

c) Alternativa "A-3": consiste en el aprovechamiento del agua subterránea mediante la perforación de pozos tubulares en las fuentes actuales, abatecerán la ciudad hasta el fin de la 2da. Etapa (año 2010).

Para la 3ra. Etapa, se adicionará como fuente, la captación de 44.2 l/s del manantial "Pescadito de Oro", que abastecerá a la 7ma. zona de presión.

c.1) Alternativa "A-3" - la. Etapa: los componentes para la 1ra. Etapa de esta alternativa son las siguientes:

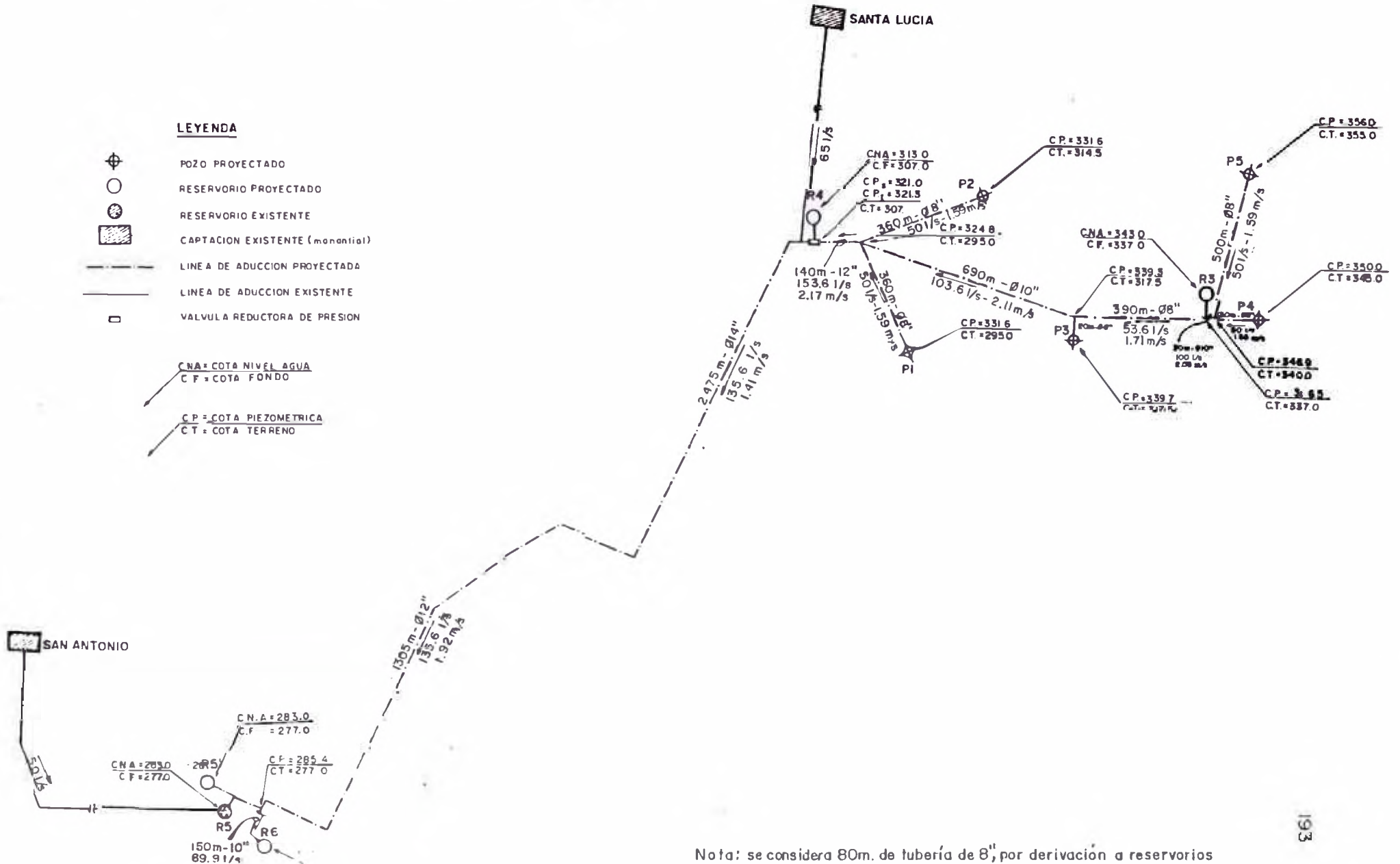
- Pozos equipados
- Líneas de aducción
- Reservorio de almacenamiento

En la figura 5.1.3-7 se muestra esquemáticamente estos componentes y en el plano No.4 del Anexo E, sus ubicaciones y trazos.

- Pozos equipados: para esta la. Etapa, por razones prácticas y de expectativas de financiamiento se ha considerado 10 años como período de diseño de los pozos equipados.

Fig. 5.1.3-7

Alternativa "A-3"- 1ª Etapa



Nota: se considera 80m. de tubería de 8", por derivación a reservorios

En consecuencia se ha proyectado 5 pozos (P1, P2, P3, P4 y P5), que incluye el pozo P5, como alterno, con un régimen esperado de 50 l/s cada uno, durante 18.77 horas de bombeo al día, para atender el déficit de la demanda al año 2000, que es de 156.4 l/s (caudal máximo diario). Ver cuadro 5.1.2-2

En el cuadro 5.1.3-8 se aprecia los caudales requeridos por zonas de presión.

El equipo de bombeo del pozo P1 es para un caudal de 50 l/s y una altura dinámica total de 180 m. El motor será de 200 HP.

En el cuadro 5.1.3-9 se muestra la altura dinámica y las potencias del motor.

El equipo de bombeo del pozo P2, es para un caudal de 50 l/s y una altura dinámica total de 160 m. El motor será de 178 HP.

El equipo de bombeo del pozo P3 es para un caudal de 50 l/s y una altura dinámica total de 165m. El motor será de 184 HP.

Los equipos de bombeo para los pozos P4 y P5 son para

Cuadro 5.1.3-B Caudales máximos diarios - alternativas "A-3" - 1a. Etapa

ZONAS DE PRESION		POBLACION SERVIDA (hab)	Qmd REQUERIDO (l/s)	Qmd ABASTECIDO POR : (l/s)		CAUDAL BOMBEO (l/s) <sup>(3)</sup>
Nº	Cotas (m.s.n.m.)			Gravedad <sup>(1)</sup>	Bombeo	
1a.	350-380	385	1.2	--	1.2	1.5
2a.	320-350	3,130	9.6	--	9.6 <sup>(2)</sup>	7.2 <sup>(4)</sup>
3a.	290-320	9,644	29.5	--	29.5	37.7
4a.	260-290	21,170	64.7	--	64.7	82.7
5a.	230-260	26,373	80.5	25.1	55.4	70.9
6a.	200-230	28,608	87.4	87.4	--	--
7a.	170-200	809	2.5	5.0	--	--
TOTALES		90,119	275.4	117.5	160.4	200.0

(1) Incluye fuentes existentes :

Manantial Santa Lucía = 65 l/s

Manantial San Antonio = 50 l/s

(2) Pozo San Genaro existentes = 5 l/s (caudal de bombeo)

(3) Déficit a ser abastecido por bombeo.

(4) Se resto San Genaro.

Cuadro 5.1.3-9

Altura dinámica total (HDT) y potencia de motor -alternativa "A-3"-1a. Etapa

POZO	COTA TERRENO (m.s.n.m.) (1)	PERDIDA DE CARGA TUB. POZO * (2)	PROFUNDIDAD NIVEL DINAMICO (m) (3)	COTA NIVEL DINAMICO (m.s.n.m.) (4)=(1)-(3)	COTA PIEZOMETRICA (m.s.n.m.) (5)	HDT (m) (6)=(5)+(2)-(4)	POTENCIA BOMBA (HP) (7)	POTENCIA MOTOR (8)=(7)x1.25
P1	295.0	8.8	134	161.0	331.6	180	160	200
P2	314.5	8.8	134	180.5	331.6	160	142	178
P3	317.5	8.8	134	183.5	339.7	165	147	184
P4	345.0	8.8	134	211.0	350.0	148	134	165
P5	355.0	8.8	134	221.0	356.0	144	128	160

\* Se ha considerado pozos de 150 m. de profundidad y bombas tipo sumergible con un  $Q = 50$  l/s y nivel de bombeo  $2/3$  de la napa de agua :  $2/3 (150-100) = 33.33$  m. = 34 m., diámetro de tubería de impulsión de 6",  
 $C = 110$ ,  $h_f = 8.8$



un caudal de 50 l/s cada uno y una altura dinámica total de 148 y 144 m. respectivamente. Los motores para ambos será de 165 y 160 HP, respectivamente.

- Líneas de aducción: se ha adoptado 10 años como período óptimo de diseño para las aducciones, proyectando las líneas desde los pozos, hasta los reservorios, para atender el déficit de la demanda de esta etapa, que es de 156.4 l/s (ver cuadro 5.1.2-2).

Para la 1ra. Etapa (1990-2000), se consideró reservorios para 5 zonas de presión entre las cotas 350 m.s.n.m. y 200 m.s.n.m., que corresponden a la 2a., 3ra., 4ta., 5ta. y 6ta. zona de presión (ver plano No.4 - Anexo E).

Dentro del área de la ciudad al año 2000, existen pequeñas áreas que corresponden a la 1a. y 7ma. zonas de presión que serán abastecidas a partir de las zonas adyacentes.

La 2da. zona de presión, corresponde principalmente a la parte alta de la colonia San Genaro y no requiere nueva aducción, sólo se considera complementar con  $363.5 \text{ m}^3$  el volumen de almacenamiento (ver cuadro 5.1.3-10).

Cuadro 5.1.3-10

## Volumen de almacenamiento-alternativa "A-3" - 1a. Etapa

ZONAS DE PRESION			VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO (m <sup>3</sup> )					
Ho	Cotas (m.s.n.m.)	Q prom. (l/s)	Regulación	Incendio	Reservas por averías en aducciones	Total Requerido	Existente	Déficit (1)
1a.	350-380	1.0	----	----	----	----	----	---- (2)
2a.	320-350	8.0	207.4	220	86.1	513.5	150	363.5
3a.	290-320	24.6	637.7	220	265.2	1122.9	----	1122.9
4a.	260-290	53.9	1397.1	220	582.2	2199.3	----	2199.3
5a.	230-260	<sup>(3)</sup> 67.1	1558.6	220	725.2	2503.8	2200	303.8
6a.	200-230	72.8	1258.0	220	786.7	2264.7	50	2214.7
7a.	170-200	2.1	----	----	---	----	----	---- (2)
TOTALES		229.5	5058.8	1100	2445.4	8604.2	2400	6204.2

(1) Se ha proyectado reservorio para 2a., 3a., 4a., 5a. y 6a. zonas de presión.

(2) La 1a. y 7a. zonas de presión se servirán de las zonas adyacentes debido a que presentan un desarrollo reducido.

(3) Corresponde a 20.9 l/s por gravedad y 46.2 l/s por bombeo.

Las líneas de aducción proyectadas desde los pozos hasta los reservorios, serán de hierro dúctil. Se considera el valor de 110 para el coeficiente "C" de las tuberías, que es el que debería alcanzar a los 20 años de funcionamiento.

- Reservorios de almacenamiento: se adoptó 10 años como período óptimo de diseño de los reservorios.

En el cuadro 5.1.3-10 se muestran los volúmenes de almacenamiento requeridos en la 1a. Etapa del proyecto (1990-2000), por zonas de presión.

Se consideró para las zonas a se abastecidad sólo por bombeo, el 30% del volumen que corresponde al consumo promedio diario (2a., 3a. y 4a. zonas).

El volumen de regulación de la 5a. zona de presión ha sido calculada, teniendo en cuenta que será abastecida tanto por gravedad, como parte por bombeo. Se consideró que el caudal promedio diario que llega por bombeo al R5 y R5' es de 46.2 l/s y por gravedad de 20.9 l/s.

La 6a. zona de presión será abastecida por gravedad y el volumen de regulación ha sido calculada, como el

20% del volumen dado por el consumo promedio diario.

Para esta etapa, se ha proyectado reservorios para la 2a., 3a., 4a., 5a. y 6a. zonas de presión; esta última servirá al 7a. zona.

La 5a. zona de presión será servida tanto por el reservorio existente de 2200 m<sup>3</sup> como por el proyectado (R5').

En los reservorios proyectados de cada etapa se incluyen los volúmenes contra incendio y los de reserva para caso de averías e interrupciones.

Los reservorios proyectados son de concreto armado, del tipo apoyado a nivel del suelo.

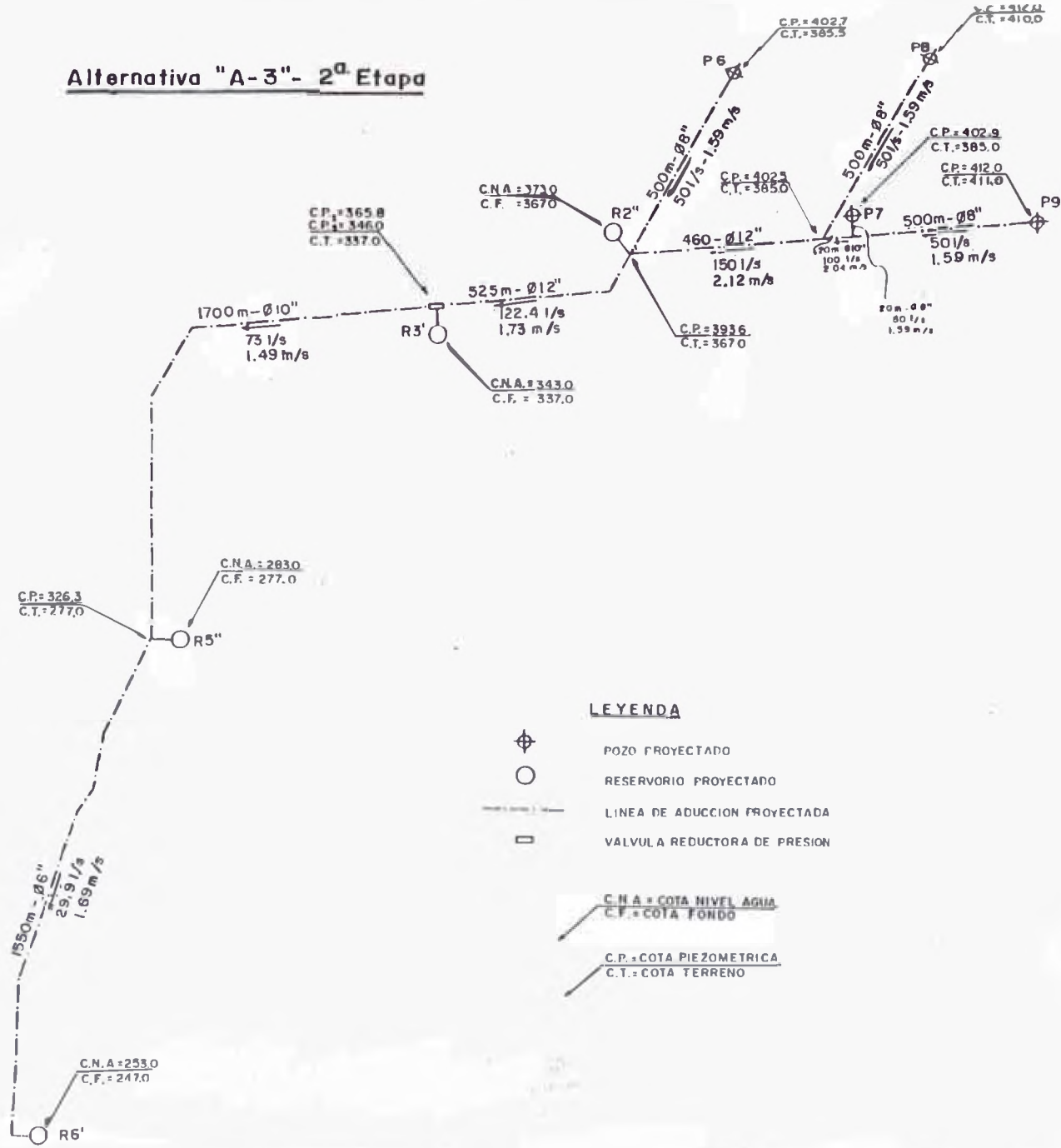
c.2) Alternativa "A-3" - 2a. Etapa: los componentes de esta alternativa para la 2a. etapa son:

- Pozos equipados
- Líneas de aducción
- Reservorios de almacenamiento

En la figura 5.1.3-8 se muestran esquemáticamente estos componentes y en el plano No.4 del Anexo E sus trazos y ubicaciones.

Fig. 5.1.3-8

Alternativa "A-3"- 2ª Etapa



- LEYENDA**
- ⊕ POZO PROYECTADO
  - RESERVORIO PROYECTADO
  - LINEA DE ADUCCION PROYECTADA
  - VALVULA REDUCTORA DE PRESION
  - C.N.A. = COTA NIVEL AGUA
  - C.F. = COTA FONDO
  - C.P. = COTA PIEZOMETRICA
  - C.T. = COTA TERRENO

- Pozos equipados: par esta 2a. etapa se ha considerado 5 años como período de diseño de los pozos equipados (se entiende período de diseño y no de vida útil). Se toma 5 años para evitar el problema de la capacidad ociosa.

Para atender el déficit de la demanda al año 2005, con respecto al año 2000 que es de 56.8 l/s (ver cuadro 5.1.3-11) se proyectó 2 pozos (pozo P6 y P7), con régimen esperado de explotación de 50 l/s.

Estos pozos en conjunto con los 4 pozos de la 1a. Etapa (sin considerar el pozo alternativo P5) y con un bombeo de 17.06 horas al día, cubrirán el requerimiento de la demanda por bombeo al año 2005 (ver cuadro 5.1.3-12).

Los equipos de bombeo tanto para el pozo P6 como para el pozo P7 son para un caudal de 50 l/s y alturas dinámicas total de 160 y 161 m. respectivamente. Los motores serán de 179 HP (ver cuadro 5.1.3-13)

Para cubrir el déficit de la demanda al año 2010 con respecto al 2005, que es de 59.7 l/s (ver cuadro 5.1.3-11), se ha proyectado los pozos P8 y P9 (alternativo el P8) con un régimen de explotación esperado

Cuadro 5.1.3-II

## Caudales máximos diarios alternativa "A-3"-2a. Etapa

ZONAS DE PRESION		TOTALES 1a. ETAPA (AÑO 2000)		POBLACION Y CAUDALES MAXIMOS DIARIOS						TOTAL Qmd REQUERIDO año 2010 (l/s)
No	Cotas (m.s.n.m.)	Población servida (hab)	* Qmd (l/s)	2000 - 2005			2005 - 2010			
				Población servida (hab)	Qmd requerido (l/s)	Qmd deficit (2005-2000) (l/s)	Población servida (hab)	Qmd requerido (l/s)	Qmd deficit (2010-2005)	
1a.	350-380	385	1.2	385	1.2	---	385	1.2	-----	-----
2a.	320-350	3130	9.6	6441	20.1	10.5	9931	31.0	10.9	21.5
3a.	290-320	9644	29.5	14141	44.2	14.7	19027	59.5	15.3	30.0
4a.	260-290	21170	64.7	21998	68.7	4.0	23430	73.2	4.6	8.5
5a.	230-260	26373	80.5	31025	97.0	16.5	36527	114.1	17.1	33.6
6a.	200-230	28608	87.4	31136	97.3	9.9	34520	107.9	10.5	20.5
7a.	170-200	809	2.5	1184	3.7	1.2	1591	5.0	1.3	2.4
TOTALES		90119	275.4	106310	332.2	56.8	125411	391.9	59.7	116.5

\* Satisfecho en la 1a. Etapa.

Cuadro 5.1.3-12 Número de pozos proyectados y horas de bombeo - alternativa "A-3"

AÑO	Qmd REQUERIDO (l/s)	Qmd FUENTES EXISTENTES (l/s)	Qmd (3) DEFICIT POR BOMBEO (l/s)	Nº POZOS PROYECTADOS (2)			Nº HORAS DE BOMBEO
				Total	Funcionando	Alternativo	
2000	275.4	119	156.4	5	4	1	18.77
2005	332.2	119	213.2	7	6	1	17.06
2010	391.9	119	272.9	9	7	2	18.70
2015	472.6	119	331.8 (1)	11	8	3	19.91
2020	557.5	119	394.3 (1)	13	10	3	19.00

(1) El Qmd que falta para cubrir el Qmd requerido sera cubierto con la captación "Pescadito de Oro".

(2) Los pozos tendrán un rendimiento de 50 l/s cada uno.

(3) = Qmd requerido - Qmd fuentes existentes



Cuadro 5.1.3-13

Altura dinámica total (HDT) y potencia de motor -alternativa "A-3"-2a. Etapa

POZO	COTA TERRENO (m.s.n.m.) (1)	PERDIDA DE CARGA TUB. POZO * (2)	PROFUNDIDAD NIVEL DINAMICO (m) (3)	COTA NIVEL DINAMICO (m.s.n.m.) (4)=(1)-(3)	COTA PIEZOMETRICA (m.s.n.m.) (5)	HDT (m) (6)=(5)+(2)-(4)	POTENCIA BOMBA (HP) (7)	POTENCIA MOTOR (8)=(7)x1.25
P6	385.5	8.8	134	251.5	402.7	160	143	179
P7	385.0	8.8	134	251.0	402.9	161	143	179
P8	410.0	8.8	134	276.0	411.6	145	129	162
P9	411.0	8.8	134	277.0	412.0	144	128	160

\* Se ha considerado pozos de 150 m. de profundidad y bombas tipo sumergible con un  $Q = 50$  l/s y nivel de bombeo  $2/3$  de la napa de agua :  $2/3 (150-100) = 34$  m., diámetro de tubería de impulsión de 6",  $C = 110$

$$h_f = 8.8 \text{ m.}$$

de 50 l/s (Estudios Hidrogeológicos ANDA-OPS/OMS, referencia Ing° Escobar).

Estos pozos en conjunto con los proyectados hasta el 2005 y con 18.7 horas de bombeo al día, cubrirán el déficit de la demanda por bombeo al año 2010 (ver cuadro 5.1.3-12).

Los equipos de bombeo para los pozos P8 y P9 son para un caudal de 50 l/s y alturas dinámicas total de 145 y 144 m. respectivamente. Los motores son de 162 y 160 HP respectivamente (ver cuadro 5.1.2-2).

- Líneas de aducción: se ha adoptado 10 años como período de diseño de las líneas de aducción, habiéndose proyectado las líneas desde los pozos hasta los reservorios, para satisfacer el déficit de la demanda al año 2010 con respecto al año 2000, que es de 116.5 l/s ( ver cuadro 5.1.2-2).

En esta etapa, se considera el almacenamiento complementario con respecto a la 1a. Etapa, para las 5 zonas de presión (2a., 3a., 4a., 5a. y 6a.) entre las cotas 350 m.s.n.m. y 200 m.s.n.m. (ver plano No.4 Anexo E).

Dentro del área de la ciudad al año 2010, existe una pequeña área que corresponde a la 7a. zona de presión que será abastecida a partir de la 6a. zona de presión.

La 1a. zona de presión no presenta desarrollo de áreas ocupadas en esta etapa.

Las líneas de aducción proyectadas que alimentarán a los reservorios, serán de hierro dúctil, considerando el coeficiente "C" de las tuberías de 110.

- Reservorios de almacenamiento: diseñados con un período óptimo de 10 años.

El cuadro 5.1.3-14 muestra los volúmenes de almacenamiento complementarios para regulación, reserva e incendio para cada zona de presión.

Se consideró el 30% del volumen del consumo promedio diario, como volumen de regulación por cada zona, ya que todos se abastecerán por bombeo.

Se ha proyectado un nuevo volumen contra incendio para la 2a. zona de presión porque el área de esta zona no está empalmada con el área de la 2a. zona

ZONAS DE PRESION			VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO (m <sup>3</sup> )					
No	COTAS (m. s. n. m.)	Q prom. (l/s)	Regulación	Incendio	Reserva por averías e interrupciones	Total requerido	Existente	Déficit (2)
1a.	350-380	---	---	---	---	---	---	(3) ---
2a.	320-350	17.9	464.0	220	193.3	877.0	---	877.0
3a.	290-320	25.0	648.0	---	270.0	918.0	---	648.0
4a.	260-290	7.1	184.0	---	---	184.0	---	(4) 184.0
5a.	230-260	28.0	725.8	---	302.4	1028.2	---	1028.2
6a.	200-230	17.1	443.2	---	184.7	627.9	---	627.9
7a.	170-200	2.0	---	---	---	---	---	(3) ---
TOTALES		97.1	2465.0	220	950.4	3635.1	---	3635.1

(1) Corresponde a los deficit de volumen al ano 2010 con respecto al 2000.

(2) Se han proyectado reservorios para 2a., 3a., 5a. y 6a. zonas de presión.

(3) La 1a. zona de presión no presenta desarrollo en esta etapa y la 7a. zona se servirá de la zona adyacente, debido a que presenta un desarrollo reducido.

(4) El déficit de volumen de la 4a. zona de presión se incluye en el reservorio de la 3a. zona.

(5) Se consideró un menor volumen de incendio en esta zona, debido a que no esta empalmada con la misma zona de 1a. Etapa.

desarrollada en la 1a. Etapa.

Para esta etapa, se ha considerado la construcción de los reservorios para la 2a. y 3a (servirá también a la 4a. zona), 5a. y 6a. (servirá también a la 4a. zona), 5a. y 6a. (servirá también a la 7a. zona) zonas de presión.

Los reservorios proyectados son de concreto armado del tipo apoyado, a nivel del suelo.

c.3) Alternativa "A-3" - 3a. Etapa: los componentes para la 3a. Etapa de esta alternativa son los siguientes:

Pozos equipados

Captación en el manantial "Pescadito de Oro"

Líneas de aducción

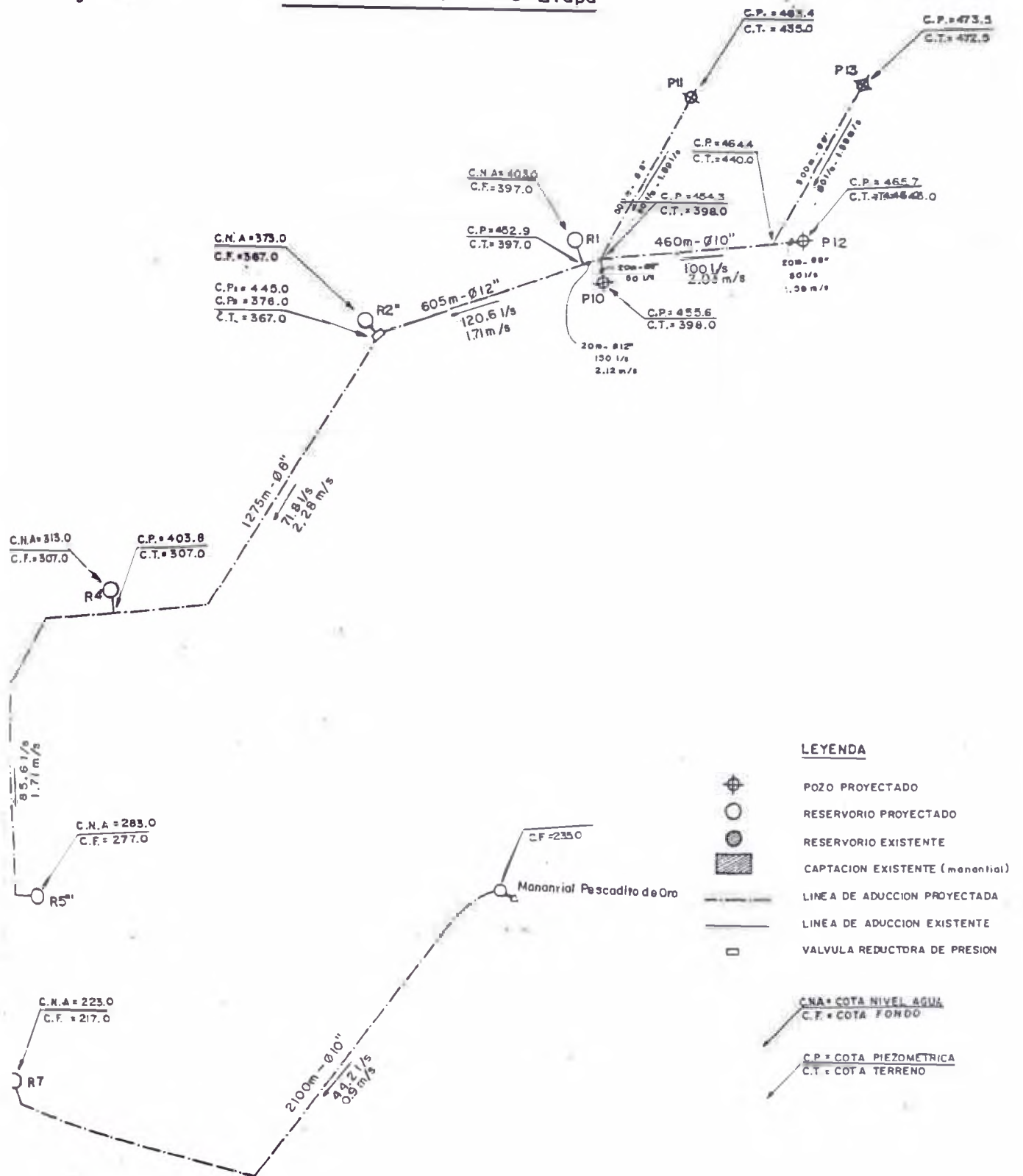
Reservorios de almacenamiento

En la figura 5.1.3-9 se muestran esquemáticamente estos componentes y en el plano No.4 del Anexo E sus trazos y ubicaciones.

- Pozos equipados: en esta etapa se consideró 5 años como período de diseño de los pozos equipados.

Fig. 5.1.3-9

Alternativa "A-3" - 3<sup>a</sup> Etapa



Para atender el déficit de la demanda por bombeo al año 2015 con respecto al año 2010, que es de 58.9 l/s (ver cuadro 5.1.3-15), se han proyectado los pozos P10 y P11 (pozo alternativo), con un régimen esperado de explotación de 50 l/s.

Estos pozos en conjunto con los proyectados hasta el año 2010 y con un bombeo de 19.91 horas al día, cubrirán el déficit por bombeo al año 2015 (ver cuadro 5.1.3-12).

El equipo de bombeo del pozo P10, es para un caudal de 50 l/s y una altura dinámica total de 201.0 m. El motor es de 224 HP (ver cuadro 5.1.3-16)

El equipo de bombeo del pozo P11, es para un caudal de 50 l/s y una altura dinámica total de 171 m. El motor es de 190 HP (ver cuadro 5.1.3-16)

El déficit de la demanda por bombeo al año 2020 con respecto al año 2015 que es de 62.5 l/s (ver cuadro 5.1.3-15) será cubierto con los pozos P12 y P13, con un régimen esperado de 50 l/s.

Estos pozos conjuntamente con los proyectados hasta el año 2015, trabajarán con 19.00 horas de bombeo al

Cuadro 5.1.3-15

## Caudales máximos diarios - alternativa "A-3"-3a. Etapa

ZONAS DE PRESION		TOTALES 2a. ETAPA (año 2010)		POBLACION Y CAUDALES MAXIMOS DIARIOS						TOTAL Qmd REQUERIDO año 2020 (l/s)
No	Cotas (m.s.n.m.)	Población servida (hab)	* Qmd (l/s)	2010 - 2015			2015 - 2020			
				Población servida (hab)	Qmd requerido (l/s)	Qmd deficit (l/s)	Población servida hab)	Qmd requerido (l/s)	Qmd deficit (l/s)	
1a.	350-380	385	1.2	3946	12.6	11.4	7615	24.3	11.7	23.2
2a.	320-350	9931	31.0	14969	47.8	16.8	20416	65.2	17.4	34.1
3a.	290-320	19027	59.5	19706	62.9	3.4	20922	66.8	3.9	7.4
4a.	260-290	23430	73.2	25079	80.1	6.9	27414	87.6	7.5	14.4
5a.	230-260	36527	114.1	40587	129.7	15.6	45759	146.2	16.5	32.0
6a.	200-230	34520	107.9	35280	112.7	4.8	37005	118.2	5.5	10.3
7a.	170-200	1591	5.0	8379	26.8	** 21.8	15396	49.2	** 22.4	44.2
TOTALES		125411	391.9	147946	472.6	80.7	174527	557.5	84.9	165.6

\* A satisfacer en la 2a. Etapa

\*\* A satisfacer en esta etapa por manantial Pescadito de Oro  
que al año 2000 es de 44.2 l/s



Cuadro 5.1.3-16

## Altura dinámica total (HDT) y potencia de motor - alternativa "A-3" 3a. Etapa

POZO	COTA TERRENO (m.s.n.m.) (1)	PERDIDA DE CARGA * TUB. POZO (2)	PROFUNDIDAD NIVEL DINAMICO (m) (3)	COTA NIVEL DINAMICO (m.s.n.m.) (4)=(1)-(3)	COTA PIEZOMETRICA (m.s.n.m.) (5)	HDTB (m) (6)=(5)+(2)-(4)	POTENCIA BOMBA (HP) (7)	POTENCIA MOTOR (8)=(7)x1.25
P10	398.0	8.8	134	264.0	455.6	201	179	224
P11	435.0	8.8	134	301.0	463.4	171	152	190
P12	445.0	8.8	134	311.0	465.7	164	146	183
P13	472.5	8.8	134	338.5	473.5	144	128	160

\* Se ha considerado pozos de 150 m. de profundidad y bombas tipo sumergible con un  $Q = 50$  l/s y nivel de bombeo de 2/3 de la napa de agua :  $2/3 (150-100) = 34$  m., diámetro de tubería de impulsión de 6",  $C = 110$ ,  $h = 8.8$  m.

dia, cubrirán el déficit de la demanda por bombeo al año 2020 (ver cuadro 5.1.3-12).

Los equipos de bombeo para los pozos P12 y P13, serán para un caudal de 50 l/s y una altura dinámica total de 164 y 144 m. respectivamente. Los motores serán total de 183 y 160 HP respectivamente (ver cuadro 5.1.3-16)

- Estructura de captación en el manantial "Pescadito de Oro": en esta 3a. Etapa, se ejecutará la captación del manantial "Pescadito de Oro", a fin de cubrir el déficit de la demanda de caudal de la 7a. zona de presión al año 2020, con respecto al año 2010 que es de 44.2 l/s (ver cuadro 5.1.3-15).

- Líneas de aducción: en esta última etapa las líneas de aducción fueron diseñadas, para atender el déficit de la demanda al año 2020 con respecto al 2010.

Las líneas de aducción de los pozos, servirán desde la 1a. hasta la 6a. zona de presión y cubrirán el déficit de la demanda de estas zonas que es de 121.4 l/s (ver plano No.4 - Anexo E).

La 3a. zona de presión presenta en esta etapa una

pequeña área aislada por lo cual no necesita línea de aducción ya que será servida por el reservorio de la 2a. zona de presión. Igualmente la 6a. zona, será servida del reservorio de la 5a. zona de presión.

La aducción de la captación proyectada en el manantial "Pescadito de Oro", servirá a la 7a. zona de presión, conducirá 44.2 l/s que es el déficit de la demanda de la 7a. zona de presión al año 2020 con respecto al 2010.

Las líneas de aducción proyectadas serán de hierro dúctil, considerando un coeficiente "C" en las tuberías de 110.

- Reservorios de almacenamiento: en el cuadro 5.1.3-17, se muestran los volúmenes de almacenamiento complementarios, de regulación, reserva e incendio para cada zona de presión.

En esta etapa se han proyectado reservorios para la 1a., 2a., 4a., 5a. y 7a. zona de presión. No se proyectó par la 6a. zona porque será alimentada por el reservorio de la 5a. zona.

Se ha considerado el 30% del volumen del consumo

Cuadro 5.1.3-17 (1) Volúmenes de almacenamiento - alternativa "A-3" - 3a. Etapa

ZONAS DE PRESION			VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO (m <sup>3</sup> )					
H <sup>o</sup>	Cotas (m. s. n. m.)	Qp (l/s)	Regulación	Incendio	Reserva por averías en aducción	Total requerido	Existente	(2) Déficit
1a.	350-380	19.3	500.3	220 <sup>(3)</sup>	208.4	928.7	--	928.7
2a.	320-350	28.4	736.2	--	306.7	1,042.9	--	1,042.9
3a.	290-320	6.1	--	--	--	--	--	--
4a.	260-290	12.0	311.1	--	129.6	440.7	--	440.7
5a.	230-260	26.7	692.1	--	288.4	980.5	--	980.5
6a.	200-230	8.6	--	--	--	--	--	--
7a.	170-200	36.9	637.6	220 <sup>(3)</sup>	398.5	1,256.1	--	1,256.1
TOTALES		138.0	2,877.3	440	1,331.6	4,648.9	--	4,648.9

(1) Corresponde a los déficit de volúmenes al año 2020 con respecto al 2010.

(2) Se ha proyectado reservorios en 1a., 2a., 4a., 5a. y 7a. zonas de presión.

(3) Se ha considerado volúmenes contra incendio en las zonas que no lo tenían.

promedio diario para los volúmenes de regulación a excepción de la 7a. zona que de alimentará por gravedad (20%).

El volumen contra incendio se consideró sólo en la 1a y 7a. zona, porque ya se proyectaron en las etapas anteriores, las reservas contra incendio de las otras zonas.

## 5.2 Costos de inversión y operación de los componentes de cada alternativa.

Para la evaluación de las alternativas se ha tomado en cuenta solamente los costos de los componentes, que son diferentes entre ellas, puesto que los comunes no tienen influencia en la determinación de la alternativa seleccionada.

Igualmente en cuanto a los costos de operación y mantenimiento se consideran solamente los incrementales atribuibles a las nuevas estructuras y equipos que han sido planteadas como inversión en cada alternativa.

Los precios unitarios de los diferentes componentes se muestran en el Anexo D y han sido expresados en US dólares a precios de setiembre de 1989.

Se han valorizado las estructuras y equipos correspondientes a pozos, captaciones de manantiales y de aguas superficiales, plantas de tratamiento, líneas de conducción (gravedad e impulsión) y reservorios.

Igualmente se ha tomado en cuenta los costos de operación, en cuanto a personal, energía, químicos y costos de mantenimiento.

Estos últimos expresados como un porcentaje de los costos de inversión de las diferentes estructuras y equipos (ver cuadro 5.2-1).

Cuadro 5.2-1 Porcentaje sobre la inversión, para el cálculo del costo de mantenimiento

COMPONENTE	% SOBRE LA INVERSION
<u>Acueductos</u>	
Pozos	2
Equipos	5
Captación Manantial	1
Captación río	1
Líneas de aducción	1
Reservorios de almacenamiento	1
Instalaciones eléctricas	2

En el Anexo C, se muestran los presupuestos de inversión y reinversión, y los costos de operación y mantenimiento

por cada etapa de las diferentes alternativas.

En los cuadros 5.2-2 al 5.2-4, se muestran los cuadros resumen, de los costos por alternativa por años, así como el valor presente.

### 5.3 Comparación de alternativas y selección de las más convenientes

Planteadas las alternativas y analizadas desde el punto de vista técnico, se ha efectuado la selección de la más conveniente, considerando en el análisis la comparación de los costos de cada alternativa.

Los costos han sido calculados aplicando el método del valor actual neto (VAN) o valor presente, habiéndose utilizado como tasa de descuento el 12%.

La alternativa "A-1" ha sido seleccionada como la más conveniente desde el punto de vista técnico-económico.

Esta alternativa considera como solución del abastecimiento de agua potable de Sonsonate, adicionar a las captaciones actuales, las captaciones de los manantiales, cataratas de Talcomunca y Pescadito de Oro.

Cuadro 5.2-2 Resumen costos de alternativa "A-1"

AÑO	C O S T O S   E N   M I L E S   D E   U S \$				VALOR PRESENTE
	INVERSIONES	REINVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	TOTAL	
1991	706.58	----	----	706.6	630.9
1992	706.58	----	----	706.6	563.3
1993	----	----	23.60	23.6	16.8
1994	----	----	23.60	23.6	15.0
1995	----	----	23.60	23.6	13.4
1996	----	----	23.60	23.6	12.0
1997	----	----	23.60	23.6	10.7
1998	----	----	23.60	23.6	9.5
1999	----	----	23.60	23.6	8.5
2000	849.62	----	23.60	873.2	281.2
2001	----	----	34.40	34.4	9.9
2002	----	1.50	34.40	35.9	9.2
2003	----	----	34.40	34.4	7.9
2004	----	----	34.40	34.4	7.0
2005	----	----	34.40	34.4	6.3
2006	----	----	34.40	34.4	5.6
2007	----	----	34.40	34.4	5.0
2008	----	----	34.40	34.4	4.5
2009	----	----	34.40	34.4	4.0
2010	1,239.30	1.50	34.40	1,275.2	132.2
2011	----	----	58.60	58.6	5.4
2012	----	1.50	58.60	60.1	5.0
2013	----	----	58.60	58.6	4.3
2014	----	----	58.60	58.6	3.9
2015	----	----	58.60	58.6	3.4
2016	----	----	58.60	58.6	3.1
2017	----	----	58.60	58.6	2.7
2018	----	----	58.60	58.6	2.5
2019	----	----	58.60	58.6	2.2
2020	----	----	58.60	58.6	2.0
				TOTAL :	1,787.2



Cuadro 5.2-3 Resumen costos de alternativa "A-2"

AÑO	COSTOS EN MILES DE US\$				VALOR PRESENTE
	INVERSIONES	REINVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	TOTAL	
1991	1,046.02	----	----	1,046.0	933.9
1992	1,046.02	----	----	1,046.0	833.9
1993	----	----	58.80	58.8	41.9
1994	----	----	60.10	60.1	38.2
1995	----	----	61.40	61.4	34.8
1996	----	----	62.70	62.7	31.8
1997	----	----	64.00	64.0	29.0
1998	----	----	65.30	65.3	26.4
1999	----	----	66.60	66.6	24.0
2000	1,456.71	----	68.10	1,524.8	490.9
2001	----	----	81.20	81.2	23.3
2002	----	36.54	82.80	119.3	30.6
2003	----	----	84.40	84.4	19.3
2004	----	----	86.10	86.1	17.6
2005	----	----	87.80	87.8	16.0
2006	----	----	89.50	89.5	14.6
2007	----	----	91.40	91.4	13.3
2008	----	----	93.20	93.2	12.1
2009	----	----	95.20	95.2	11.1
2010	1,918.01	31.64	97.20	2,046.9	212.2
2011	----	----	124.70	124.7	11.5
2012	----	36.54	126.20	162.7	13.4
2013	----	----	127.80	127.8	9.4
2014	----	----	129.50	129.5	8.5
2015	----	----	131.20	131.2	7.7
2016	----	----	133.00	133.0	7.0
2017	----	----	134.90	134.9	6.3
2018	----	----	136.90	136.9	5.7
2019	----	----	139.00	139.0	5.2
2020	----	----	141.20	141.2	4.7
				TOTAL	2,934.6

Cuadro 5.2-4 Resumen costos de alternativa "A-3"

AÑO	COSTOS EN MILES DE US\$				VALOR PRESENTE
	INVERSIONES	REINVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	TOTAL	
1991	1,010.48	----	----	1,010.5	982.2
1992	1,010.48	----	----	1,010.5	885.5
1993	----	----	97.20	97.2	69.2
1994	----	----	100.90	100.9	64.1
1995	----	----	104.90	104.9	59.5
1996	----	----	108.40	108.4	54.9
1997	----	----	112.20	112.2	50.8
1998	----	----	116.00	116.0	46.9
1999	----	----	120.00	120.0	43.3
2000	996.89	----	124.00	1,120.9	368.9
2001	----	----	161.00	161.0	46.3
2002	----	197.50	165.40	362.9	93.1
2003	----	----	169.90	169.9	38.9
2004	----	----	174.60	174.6	35.7
2005	398.06	----	179.50	569.6	184.1
2006	----	----	192.80	192.8	31.4
2007	----	----	197.90	197.9	28.8
2008	----	----	203.30	203.3	26.4
2009	----	----	208.80	208.8	24.2
2010	1,219.32	79.50	214.50	1,513.3	156.9
2011	----	----	267.90	267.9	24.8
2012	----	197.50	272.40	469.9	38.8
2013	----	----	277.10	277.1	28.4
2014	----	----	282.00	282.0	18.6
2015	487.26	74.06	287.10	768.4	45.2
2016	----	----	301.00	301.0	15.8
2017	----	----	306.70	306.7	14.4
2018	----	----	312.60	312.6	13.1
2019	----	----	318.70	318.7	11.9
2020	----	----	325.10	325.1	10.9
				TOTAL	3,257.2

El costo calculado de la alternativa seleccionada, para efectos de la comparación económica, resulta de US\$1'787,200.00 (ver cuadro 5.2-2).

Los cuadros 5.2-3 y 5.2-4 muestran los costos de las alternativas "A-2" y "A-3" respectivamente.