

PROYECTO DE PLAN DE ORDENACION URBANA
"COSTA TAURITOS". GRAN CANARIA

Prop.- D. KENNETH D. PILCHER

M E M O R I A

ANEXO II: RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

I N D I C E

- 1.- GENERALIDADES
- 2.- SISTEMA ADOPTADO
- 3.- PRESIONES Y TIMBRAJE
- 4.- DESCRIPCION DE LA RED
- 5.- MATERIAL ADOPTADO
- 6.- EMPLAZAMIENTO DE LAS TUBERIAS
- 7.- DOTACION CONSIDERADA Y CAUDAL DE CAL
CULO PREVISTO.
- 8.- CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION -
(1ª Fase).
- 9.- CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION -
(2ª Fase).
- 10.- CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION -
(3ª Fase)
- 11.- CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION -
(4ª y 5ª Fase).
- 12.- CAPACIDAD NECESARIA DE LOS DEPOSITOS
DE REGULACION.
- 13.- TIPO ACONSEJABLE DE DEPOSITOS.

PROYECTO DE PLAN DE ORDENACION URBANA "COSTA TAURITOS". GRAN CANARIA

Prop.- DON KENNETH D. PILCHER

MEMORIA

ANEXO II: RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

1. GENERALIDADES.-

El proyecto de ordenación de esta zona residencial distingue varias fases perfectamente diferenciadas, criterio al que nos ajustaremos para establecer la red de Abastecimiento de Agua, con funcionamiento independiente en cada una de las fases.

El suministro de agua proviene de unos pozos situados al norte de las vías de penetración de cada una de las fases. Mediante la instalación de sendos casetes de bombas junto a los pozos, conseguiremos la elevación del agua hasta los depósitos, desde donde se distribuye a la red según el plano correspondiente.

Se ha tenido muy presente la ubicación de los depósitos, de manera que cada uno de ellos, mediante arterias de suministro independientes, puede abastecer varias fases. Con este criterio selectivo de posibles emplazamientos se ha conseguido resolver el problema con un óptimo resultado económico.

2. SISTEMA ADOPTADO.-

El sistema circulatorio de la red - proyectada responde al tipo "ramificado" que, según diversos autores (Lázaro Urrea, Baz Maroto, etc.), es el más adecuado y - económico para poblaciones alargadas y de escasa densidad, como sucede en nuestro - caso.

3. PRESIONES Y TIMBRAJE.-

Dadas las especiales características topográficas del terreno, tendremos en la red presiones estáticas elevadas, así - como una gran gama de presiones en servicio, que van desde los 30 a los 100 metros.

Estas cargas sirven de base para establecer el timbraje de las condiciones y - piezas accesorias, siendo nuestro criterio que deben emplearse materiales de fibrocemento de 15 atmósferas de servicio y 15 - atmósferas de prueba.

4. DESCRIPCION DE LA RED.- 1ª Fase

El agua es extraída del pozo correspondiente por un grupo motobomba que, asimismo, la eleva por la tubería de impulsión de fibrocemento, hasta el depósito regulador situado en la cota + 86.

Desde el depósito, cuyas características se describirán más adelante, parte una tubería de 200 mm. de diámetro, que deja - en la cota + 46. (Tramo C - 1).

El tramo 1-2, también de 200 mm. de diámetro, llega hasta la cota + 15 y los tramos 2-3 y 3-4, de 150 y 125 mm. de diámetro respectivamente, completan el trazado de la arteria principal. De los nudos 1, 2 y 3 parten los ramales 1-5, 2-6 y 3-7 respectivamente, con diámetros de 100 mm.

La red secundaria de riego, se proyecta con diámetros de 80 mm. y las bocas de riego inferidas en serie directamente a ellos, son de 60 mm. de diámetro.

Se ha procurado que todas las calles tengan un ramal con bocas de riego, que se han espaciado a 50 m. aproximadamente.

Asimismo se han proyectado hidrantes en los puntos estratégicos de la urbanización habiendo hecho intervenir en los cálculos que los ramales que tengan hidrantes man de poder suministrar un caudal suplementario de 5 L/seg en el momento de máximo consumo, para poder atender la demanda de caudal que se produciría en dichos puntos, en caso de incendio.

Cuando un ramal tiene varios hidrantes, solo hemos considerado uno en los cálculos, pues no es previsible que se produzcan varios incendios simultáneamente, ya que ello daría lugar a un superdimensionamiento de la red.

Las bocas de riego injertadas en tuberías generales, (de diámetros iguales ó mayores de 100 mm.) se proyectan con un diámetro de 80 mm.

En la planta general adjunta pueden observarse estos detalles.

2ª FASE

Se abastece del mismo depósito de la Fase 1, pero con una arteria independiente. - Consta de un único ramal, 0-1, que arranca en la cota + 86 (cota del depósito en su nivel más bajo) y termina en la cota + 20. Su longitud es de 640 m. El diámetro es de 125 mm. y la velocidad del agua, de 1,05 m/seg, que se encuentra entre los límites aceptables de 0,70-1,50 m/seg. Al igual que en la Fase anterior, se proyectan dos ramales dedicados a la instalación de bocas de riego é hidrantes, que aseguran la disponibilidad de agua en cualquier punto de la urbanización. Los ramales de riego son de 80 mm. de diámetro y las bocas directamente injertadas en ellos, de $\varnothing$ 60 mm.

3ª FASE

Se abastece de un depósito independiente, situado en la cota + 95, cuya situación relativa puede apreciarse en la planta general de Abastecimiento de Agua.

Consta de una arteria principal 0-1-2-3-4, cuyos diámetros y velocidad de circulación del agua son:

- Tramo 0-1 $\varnothing$ 150 y 1,35 m/seg.
- Tramo 1-2 $\varnothing$ 125 y 0,95 m/seg.
- Tramo 2-3 $\varnothing$ 125 y 1,50 m/seg.
- Tramo 3-4 $\varnothing$ 100 y 1,15 m/seg.

Los restantes ramales que integran la red, junto con sus características, son:

- Ramal 1-5 $\varnothing$ 100 y 1,05 m/seg.
- Ramal 2-6 $\varnothing$ 100 y 0,85 m/seg.
- Ramal 3-7 $\varnothing$ 100 y 0,85 m/seg.

Existe también un ramal de riego de $\varnothing$ 80 mm., cuya situación puede verse en Planta General 6 en el esquema adjunto para el cálculo.

4ª y 5ª FASES

Está alimentada por un depósito situado a la cota + 165 del que parte una arteria maestra 0-1-2-3-4-5 cuyos diámetros y velocidades pueden examinarse en los cuadros de cálculo adjuntos y son:

- Tramo 0-1 $\varnothing$ 300 y 1 m/seg.
- Tramo 1-2 $\varnothing$ 250 y 1,15 m/seg.
- Tramo 2-3 $\varnothing$ 200 y 1,50 m/seg.
- Tramo 3-4 $\varnothing$ 150 y 1,35 m/seg.
- Tramo 4-5 $\varnothing$ 125 y 0,95 m/seg.

Los restantes ramales que integran la red junto con sus características, son:

- Ramal 1-6 $\varnothing$ 125 y 1,10 m/seg.
- Ramal 2-8 $\varnothing$ 100 y 0,90 m/seg.
- Ramal 6-11 $\varnothing$ 100 y 0,90 m/seg.
- Ramal 6-7 $\varnothing$ 100 y 1,20 m/seg.
- Ramal 3-9 $\varnothing$ 125 y 0,85 m/seg.
- Ramal 4-10 $\varnothing$ 100 y 1,20 m/seg.

5. MATERIAL ADOPTADO.-

Dadas las presiones que se prevén, -- como puede observarse en los cuadros de cálculo I y II, la facilidad de montaje y desmontaje y el buen resultado conseguido por la experiencia, recomendamos el fibrocemento para las tuberías de la red.

Concurrerán como circunstancias favorables a esta elección, una mínima pérdida de carga ($C = 140$ en la fórmula de Hazen Williams), así como la ausencia de formación de incrustaciones que, en las tuberías metálicas de pequeño diámetro, llegan a reducir considerablemente la capacidad hidráulica de los conductos, haciéndolos, a veces, totalmente inservibles.

6. EMPLAZAMIENTO DE LAS TUBERÍAS.-

Se ha procurado que el trazado en planta discorra, siempre que sea posible, bajo las aceras. Asimismo, se ha procurado reducir al mínimo el número de cruces transversales de calzadas, por el entorpecimiento de tráfico que causan cuando hay que locali-

zar una avería en la red.

Los frenos que no discurren bajo las aceras, se han llevado por zonas exentas de edificaciones ó por espacios libres.

Las tuberías deben colocarse, siempre, que sea posible, a una profundidad comprendida entre 1,50 y 2,00 metros.

7. DOTACION CONSIDERADA Y CAUDAL DE CALCULO PREVISTO. Se ha determinado la dotación media - por habitante y día variando de consumos generalmente admitidos y habida cuenta que la Urbanización que estamos tiene un carácter eminentemente residencial, con presencia de hoteles, residencias, centros de recreo, etc, que por atraer gran cantidad de población flotante producen un fuerte incremento en el consumo, que estimamos en un 20% del total.

La dotación media adoptada para el uso de viviendas es de 20 l/hab/día propugnada por diversos autores (Lázaro Urre, Baz, Urgita) y se descompone como sigue:

- Consumo doméstico ----- 50 l/hab/día.
- Servicio industrial diseminado en sectores industriales (artesanía) ----- 30 l/hab/día.
- Limpieza, riego, jardines. 15 l/hab/día.
- Alcantarillado (cámaras de descarga) ----- 15 l/hab/día.

ANEXO II

- 9 -

- Fuentes públicas y ordenamientos ----- 15 l/hab/día.

- Pérdidas ----- 45 l/hab/día.

T O T A L ----- 200 l/hab/día.
=====

- Dotación media de viviendas ----- 200 l/hab/día.

- Incremento 20% por hoteles, recreos, etc. ----- 40 l/hab/día.

- Margen de seguridad, por exceso ----- 10 l/hab/día.

T O T A L ----- 250 l/hab/día.
=====

De estos cálculos podemos deducir el caudal que nos queda disponible para que estén funcionando simultáneamente las bocas de riego é hidrantes en los horas de máximo consumo suponiendo una población total de unos 12.500 habitantes (lo que nos da un nuevo margen):

- Caudal disponible para bocas de riego:
 $12.200 (12+15) = 305.000$ litros/día.

Reduciendo a caudal máximo instantáneo el volumen anterior:

$$\frac{305.000}{12 \times 60 \times 60} = 9 \text{ litros /seg.}$$

Cada boca de riego, tiene normalmente asignado un caudal de 3 á 3,5 l/seg; por lo tanto, pueden estar funcionando simultáneamente tres bocas de riego en el momento mas desfavorable en que se produzca el consumo máximo.

ANEXO II

Teniendo en cuenta que en los próximos 10 ó 15 años pueda producirse un incremento de los consumos como consecuencia de nuevas necesidades domésticas o de servicio y éste aumento de los consumos puede equipararse a efectos de cálculo a un aumento de la población del 50% y calculando el caudal instantáneo máximo en la hipótesis usual de suponer que el consumo medio diario se reparte únicamente en 10 horas, obtenemos las siguientes cifras para cada una de las tres Fases:

	<u>1ª Fase</u>	<u>2ª Fase</u>	<u>3ª Fase</u>	<u>4ª y 5ª Fases</u>
Nº habitantes ----	2.000	1.200	2.500	7.000
50% aumento -----	1.000	600	1.250	3.500
Total, aprox. ----	3.000	1.800	3.750	10.500
Caudal instantáneo	30 l/seg	13 l/seg	27 l/seg	63 l/seg.

Los caudales instantáneos han sido calculados con la fórmula:

$$Q = \frac{N \times D}{60 \times 60 \times 10} \quad \text{en la que:}$$

Q = Caudal instantáneo, en l/seg.

N = Número de habitantes

D = Dotación considerada en l/hab/día.

8. CALCULO DE LA RED DE
DISTRIBUCION (1ª FASE)

Los datos de partida para los cálculos que siguen, son:

1ª) Dotación ----- 250 l/hab/día.

2ª) Nº de habitantes ----- 3.000

3ª) Caudal instantáneo máximo ----- 30 l/seg.

4ª) La presión necesaria será la que se precise para abastecer los pisos más altos de las edificaciones, contando además con unas pérdidas de 5 m. para que, aún estando abierto algún grifo del piso inferior, empalmado sobre la misma tubería de distribución, puedan abastecerse en el piso superior.

Si preveemos una altura de 3 m. en las plantas bajas y 3,25 m. en los pisos de las edificaciones corrientes, necesitaremos una presión de: $5 + 4 + 4 + 3,25 = 22$ m. para un edificio de 5 plantas, como caso muy desfavorable.

Además, preveemos una presión mínima de 13 m. para el riego de las calles y jardines y para las bocas de incendio (hidrantes), a fin de poder utilizar mangueras directamente enchufadas a la red de distribución.

De todo lo anteriormente expuesto, concluimos exigiendo a nuestra red de distribución una presión mínima de 35 me-

metros (3,5 atmósferas) en cualquier punto de la red. La presión máxima la limitamos a 8 atmósferas, como es lo usual, aunque hemos procurado no rebasar el límite de 7 atmósferas, pues las presiones elevadas también tienen sus inconvenientes, como son: mayores pérdidas a través de las juntas, daños más elevados en caso de averías, etc.

5ª) No se han tenido en cuenta en los cálculos, los ramales destinados a riego, - pues el consumo de las bocas ya está incluido en el estudio de la dotación.

6ª) La elección de los diámetros se ha hecho en base de que la velocidad resultante para la vena líquida se encuentre - siempre comprendida entre 0,70 y 1,50 m/seg, como puede verse en los cuadros de cálculo siguientes, en los que, partiendo de la pérdida de carga y del caudal, calculamos los diámetros por la fórmula de Darcy. Ahora bien, como las velocidades han de estar comprendidas entre 0,70 y 1,50 m/seg, no estaremos en completa libertad para fijar los diámetros con la pendiente hallada; por eso, hemos de escoger un diámetro que, transportando el caudal calculado, lo haga a una velocidad admisible.

Los canales que contienen uno ó más hidrantes han entrado en los cuartos de -
cálculo con un incremento de 5 l/seg en
su caudal. Con ésto, podemos siempre ex-
traer de la red ese caudal, en caso de
incendio, sin que sufran meras el abaste-
cimiento, normal de las edificaciones.

89) La longitud de la red es de:

$L = 3,440 \text{ m.}$ sin contar los canales de
riego.

90) El caudal por metro lineal de tubería -

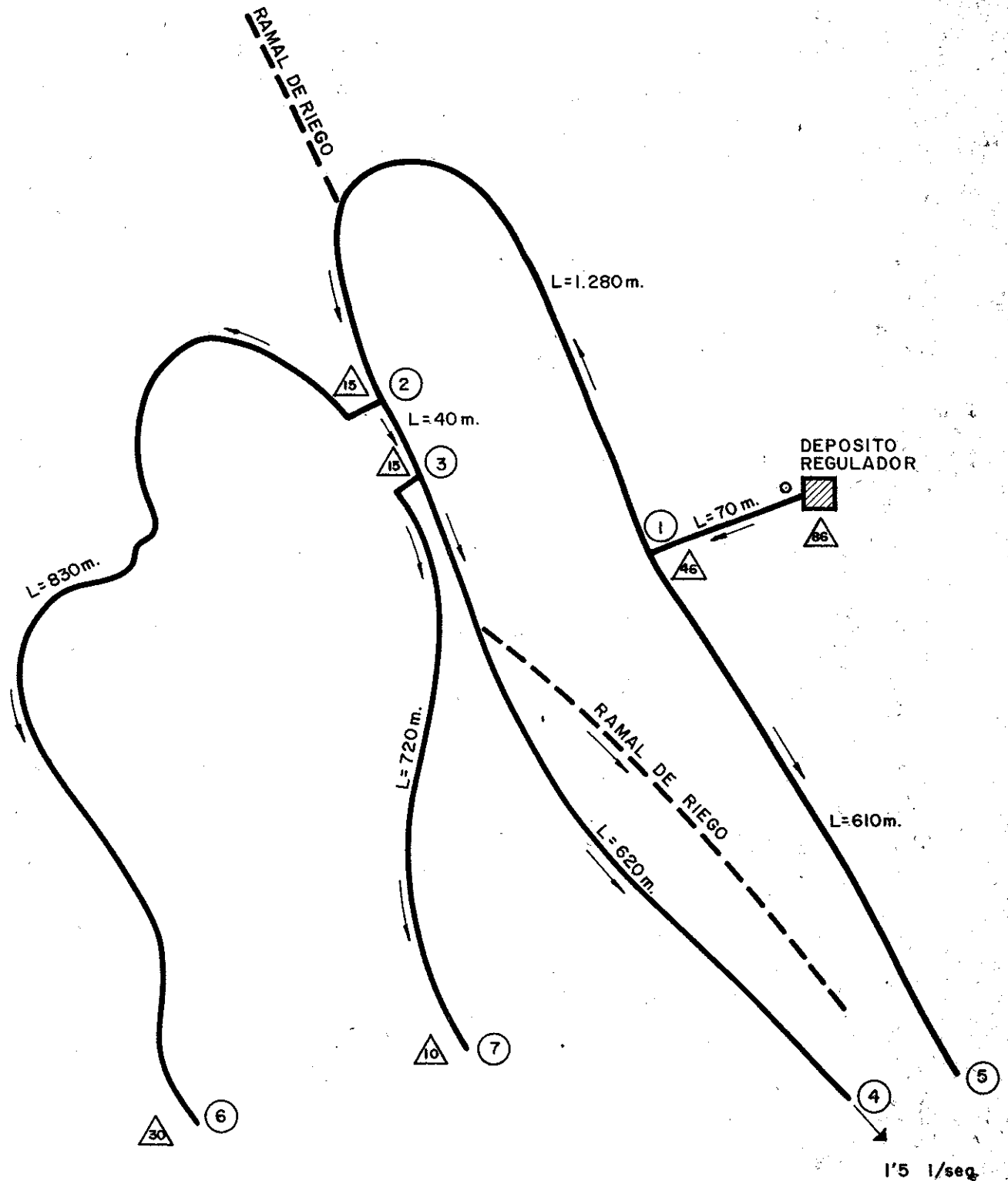
es:

$$q = \frac{30}{L} = \frac{30}{3,440} = 8,71 \text{ l/seg/ml.}$$

Con estas datos elaboramos los planos
I y II que siguen, quedando así la tubería
y el dimensionamiento de la red.

Los cálculos de carga reales se han he-
cho de acuerdo a la fórmula de la hidráulica.

ESQUEMA DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 1ª FASE



△ 46 COTA DEL PUNTO

⑥ NUMERO DEL NUDO

L=270 LONGITUD DEL RAMAL

— RAMAL DE ABASTECIMIENTO Y RIEGO

--- RAMAL DE RIEGO

→ SENTIDO CIRCULACION DEL AGUA

OBTENCION DE LOS CAUDALES DE CALCULO

[illegible]

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-2-3-4

[illegible]

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-2-6

[illegible]

13.

[illegible]

19

[illegible]

9. CALCULO DE LA RED DE
DISTRIBUCION (2ª FASE)

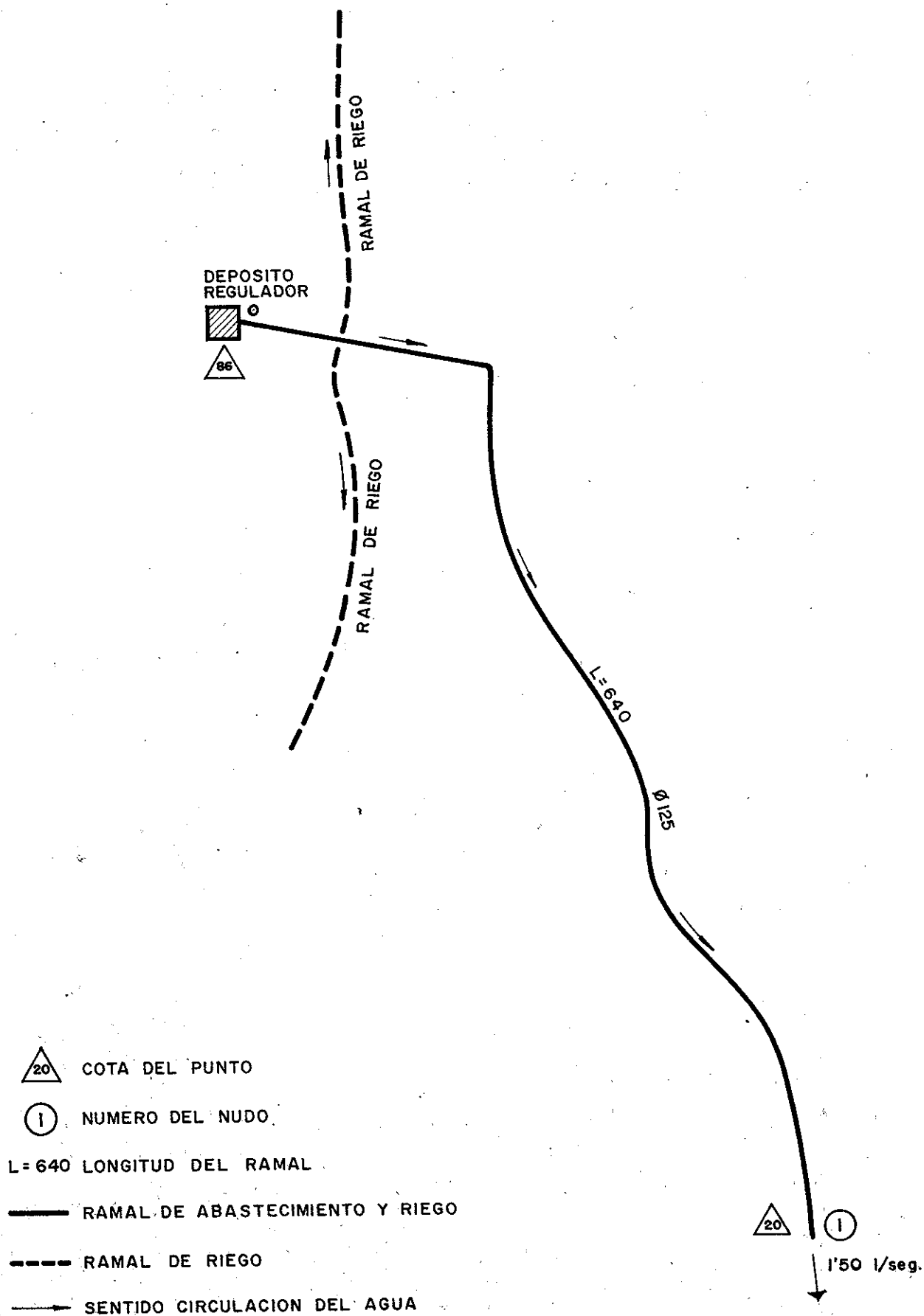
Los datos de partida para los cálculos que siguen, son:

- 1º) Dotación ----- 250 l/hab/día
- 2º) Nº de habitantes ----- 1.800
- 3º) Caudal instantáneo máximo 13 l/seg.
- 4º) Idem, 1ª Fase
- 5º) Idem, 1ª Fase
- 6º) Idem, 1ª Fase
- 7º) Idem, 1ª Fase
- 8º) La longitud de toda la red es de 640 metros, sin contar los ramales de riego.
- 9º) El caudal por metro lineal de tubería es:

$$Q' = \frac{13}{L} = \frac{13}{640} = 0,02 \text{ l/seg/ml.}$$

Con estos datos elaboramos los cuadros I y II que siguen, quedando así justificado el dimensionamiento de la red. - Las pérdidas de carga reales se han obtenido según la fórmula de BAZIN-SCIMONI.

ESQUEMA DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 2ª FASE



OBTENCION DE LOS CAUDALES DE CALCULO

[illegible]

CUADRO II-2

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1

[illegible]

10. CALCULO DE LA RED DE
DISTRIBUCION (3ª FASE)

Los datos de partida para los cálculos
que siguen, son:

1ª) Dotación ----- 250 l/hab/día

2ª) Nº de habitantes ----- 3.750

3ª) Caudal instantáneo máxi-
mo ----- 27 l/seg.

4ª) Idem, 1ª Fase

5ª) Idem, 1ª Fase

6ª) Idem, 1ª Fase

7ª) Idem, 1ª Fase

8ª) La longitud de toda la red es de 2.605
metros, sin contar los ramales de riego.

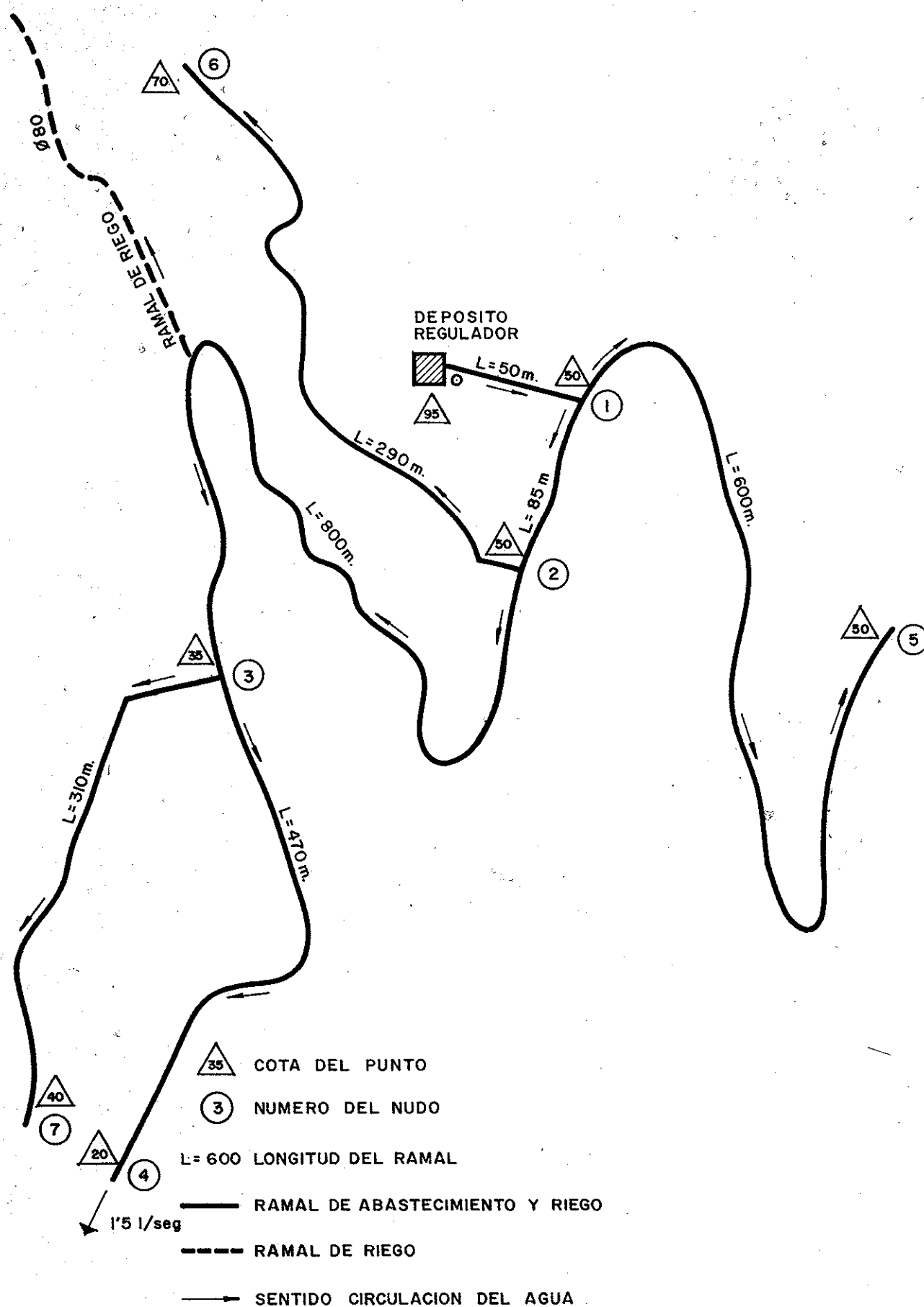
9ª) El caudal por metro lineal de tubería,

es:

$$Q' = \frac{27}{L} = \frac{27}{2605} = 0,01 \text{ l/seg/mt.}$$

Con estos datos elaboramos los cuadros
I y II que siguen, quedando así justificado
el dimensionamiento de la red. Las pérdidas
de carga reales se han obtenido según la
fórmula de D'ARCY-WEISBACH.

ESQUEMA DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
3ª FASE



OBTENCION DE LOS CAUDALES DE CALCULO

[illegible]

CUADRO II-2

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-2-3-4

TRAMOS	L. LONGITUDES m.	Q CAUDAL l/s	NIVEL PIE ZOMETRICO		h. DES NIVEL DISPONIBLE m.	PERDIDA DE CARGA ADMISIBLE EN EL TRAMO POR METRO $i = \frac{h}{L}$	D. DIAMETRO m. m.	V VELOCIDAD m/s	PERDIDA DE CARGA REAL		NIVEL PIE - ZOMETRICO RESULTANTE AL FINAL DEL TRAMO.	COTA DEL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO	PRESION SOBRE EL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO m.
			DISPONIBLE AL PRINCIPIO DEL TRAMO	NECESARIO AL FINAL DEL TRAMO					UNITARIA m. m.	REAL EN EL TRAMO m.			
0-1	50	18'00	95'00	85'00	10'00	0'200	150	1'05	0'0066	0'12	94'88	50'00	44'88
1-2	85	11'32	94'88	85'00	9'88	0'110	125	0'95	0'0068	0'54	94'34	50'00	44'34
2-3	800	18'30	94'34	70'00	24'34	0'030	125	1'50	0'0170	13'60	80'74	35'00	45'74
3-4	470	8'85	80'74	55'00	25'74	0'059	100	1'15	0'0133	6'25	74'49	20'00	54'49

CUADRO II-b

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-2-3-7

[illegible]

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO

[illegible]

11. CALCULO DE LA RED DE
DISTRIBUCION (4ª y 5ª FASE)

Los datos de partida para los cálcu-

los que siguen, son:

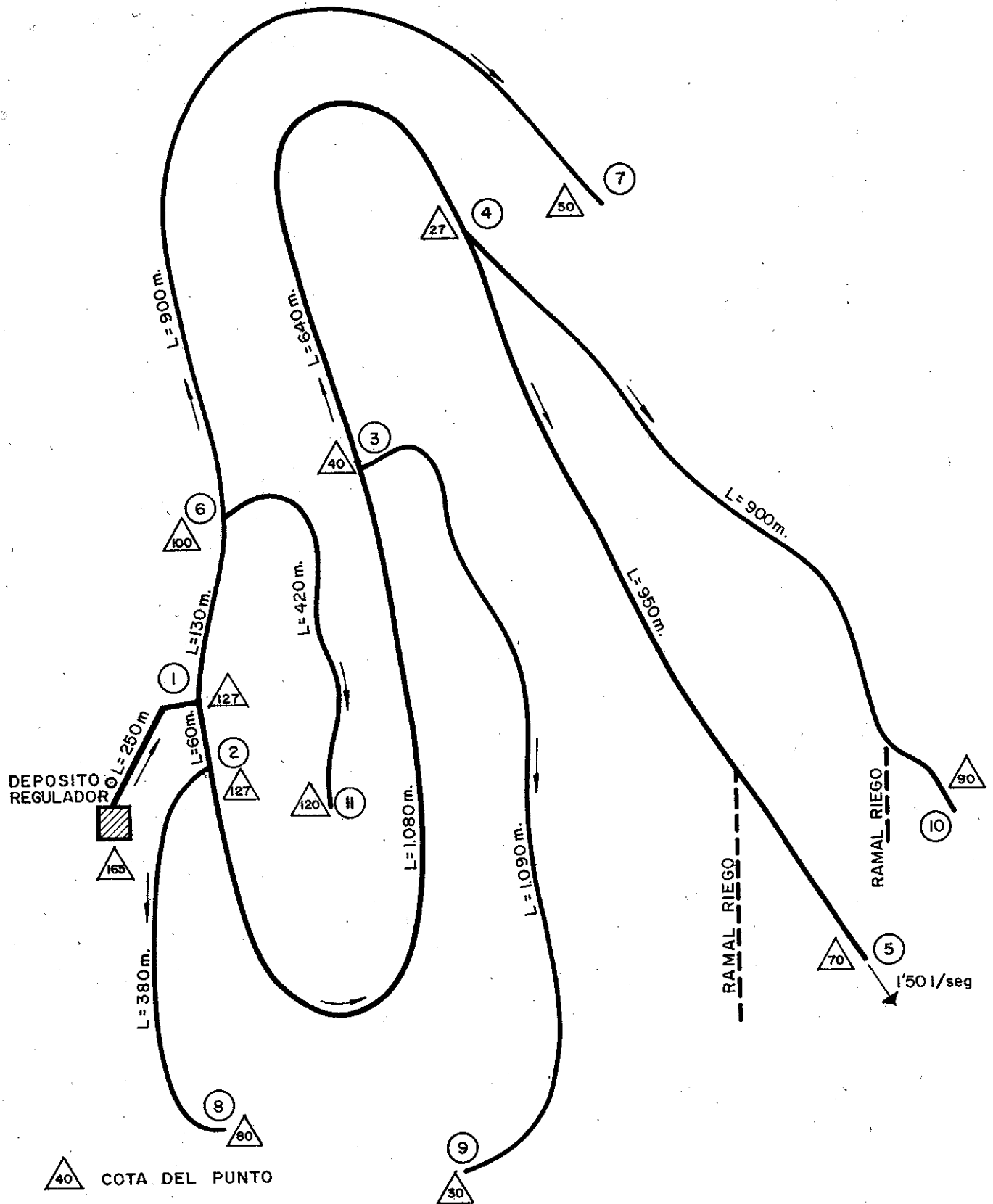
- 1ª) Dotación ----- 250 l/hab/día
- 2ª) Nº de habitantes ----- 10.500
- 3ª) Caudal instantáneo máxi-
mo ----- 63 l/seg.
- 4ª) Idem, 1ª Fase
- 5ª) Idem, 1ª Fase
- 6ª) Idem, 1ª Fase
- 7ª) Idem, 1ª Fase
- 8ª) La longitud de toda la red es de
- 9ª) Caudal por metro lineal de tubería, -

es:

$$q' = \frac{63}{6800} = \frac{Q}{L} = 0,01 \text{ l/seg/ml.}$$

Con estos datos elaboramos los cua-
dros I y II que siguen, quedando así jus-
tificado el dimensionamiento de la red. -
Las pérdidas de carga reales se han obte-
nido según la fórmula de BAZIN-SCIMMEL.

ESQUEMA DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA 4ª y 5ª FASES



△ 40 COTA DEL PUNTO

③ NUMERO DEL NUDO

L= 950 LONGITUD DEL RAMAL

— RAMAL DE ABASTECIMIENTO Y RIEGO

--- RAMAL DE RIEGO

→ SENTIDO CIRCULACION DEL AGUA

4^a y 5^a Fases

CUADRO II - a.

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-2-3-4-5

TRAMOS	L. LONGITUDES m.	Q. CAUDAL l/s	NIVEL PIEZOMETRICO		h. DES NIVEL DISPONIBLE m.	PERDIDA DE CARGA ADMISIBLE EN EL TRAMO EN METROS $i = \frac{h}{L}$	D. DIAMETRO m. m.	V. VELOCIDAD m./s	PERDIDA DE CARGA REAL		NIVEL PIE - ZOMETRICO RESULTANTE AL FINAL DEL TRAMO.	COTA DEL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO	PRESION SOBRE EL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO m.
			DISPONIBLE AL PRINCIPIO DEL TRAMO	NECESARIO AL FINAL DEL TRAMO					UNITARIA m. m.	REAL EN EL TRAMO m.			
0-1	250	69'75	165'00	162'00	3'00	0'0100	300	1'00	0'0026	0'65	164'35	127'00	37'35
1-2	60	52'50	164'35	162'00	2'35	0'0400	250	1'10	0'0040	0'24	164'11	127'00	37'11
2-3	1.080	47'70	164'11	75'00	89'11	0'0900	200	1'50	0'0096	10'37	153'74	40'00	113'74
3-4	640	23'20	153'74	62'00	91'74	0'1400	150	1'35	0'0110	7'04	146'70	27'00	119'70
4-5	950	11'25	146'70	105'00	41'70	0'0480	125	0'95	0'0068	6'46	140'24	70'00	70'24

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-2-3-4-10

TRAMOS	L LONGITUDES m	Q CAUDAL l/s	NIVEL PIE ZOMETRICO		h DES NIVEL DISPONIBLE m	PERDIDA DE CARGA ADMISIBLE EN EL TRAMO POR METRO $i = \frac{h}{L}$	D. DIAMETRO m	V. VELOCIDAD m/s	PERDIDA DE CARGA REAL		NIVEL PIE - ZOMETRICO RESULTANTE AL FINAL DEL TRAMO	COTA DEL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO	PRESION SOBRE EL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO m
			DISPONIBLE AL PRINCIPIO DEL TRAMO	NECESARIO AL FINAL DEL TRAMO					UNITARIA m. m.	REAL EN EL TRAMO m.			
0-1	250	69'75	165'00	162'00	3'00	0'0'00	300	1'00	0'0026	0'65	164'35	127'00	37'35
1-2	60	52'50	164'35	162'00	2'35	0'0'400	250	1'10	0'0040	0'24	164'11	127'00	37'11
2-3	1,080	47'70	164'11	75'00	89'11	0'0'900	200	1'50	0'0096	10'37	153'74	40'00	113'74
3-4	640	23'20	153'74	62'00	91'74	0'1'400	150	1'35	0'0110	7'04	146'70	27'00	119'70
4-10	900	9'50	146'70	125'00	21'70	0'0'250	100	1'20	0'0140	13'05	133'65	90'00	43'65

4^a y 5^a Fases

CUADRO II-C

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-2-3-9

TRAMOS	L. LONGITUDES m.	Q. CAUDAL l/s	NIVEL PIE ZOMETRICO		h. DES NIVEL DISPONIBLE m.	PERDIDA DE CARGA ADMISIBLE EN EL TRAMO POR METRO $i = \frac{h}{L}$	D. DIAMETRO m. m.	V. VELOCIDAD m./s	PERDIDA DE CARGA REAL		NIVEL PIE - ZOMETRICO RESULTANTE AL FINAL DEL TRAMO.	COTA DEL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO	PRESION SOBRE EL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO m.
			DISPONIBLE AL PRINCIPIO DEL TRAMO	NECESARIO AL FINAL DEL TRAMO					UNITARIA m. m.	REAL EN EL TRAMO m.			
0-1	250	69'75	165'00	162'00	3'00	0'0100	300	1'00	0'0026	0'65	164'35	121'00	37'35
1-2	60	52'50	164'35	162'00	2'35	0'0400	250	1'10	0'0040	0'24	164'11	122'00	37'11
2-3	1.080	47'70	164'11	75'00	89'11	0'0900	200	1'50	0'0096	10'37	153'74	40'00	113'74
3-9	1.090	10'45	153'74	65'00	88'74	0'0800	125	0'85	0'0055	6'00	147'74	30'00	117'74

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO - 0-1-2-8

[illegible]

CUADRO II-e

DETERMINACION DE LOS DIAMETROS Y DE LAS PRESIONES RESULTANTES EN EL ITINERARIO 0-1-6-7
0-1-6-11

TRAMOS	L. LONGITUDES m.	Q. CAUDAL l/s	NIVEL PIEZOMETRICO		h. DES NIVEL DISPONIBLE m.	PERDIDA DE CARGA ADMISIBLE EN EL TRAMO POR METRO $i = \frac{h}{L}$	D. DIAMETRO m. m.	V. VELOCIDAD m/s	PERDIDA DE CARGA REAL		NIVEL PIE - ZOMETRICO RESULTANTE AL FINAL DEL TRAMO.	COTA DEL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO	PRESION SOBRE EL TERRENO AL FINAL DEL TRAMO m.
			DISPONIBLE AL PRINCIPIO DEL TRAMO	NECESARIO AL FINAL DEL TRAMO					UNITARIA m. m.	REAL EN EL TRAMO m.			
0-1	250	6975	165'00	162'00	3'00	0'0100	300	1'00	0'0026	0'65	164'35	127'00	37'35
1-6	130	13'85	164'35	135'00	29'35	0'2300	125	1'10	0'0091	1'18	163'17	100'00	63'17
6-7	900	9'50	163'17	85'00	78'17	0'0850	100	1'20	0'0145	13'05	150'12	50'00	100'12
6-11	420	740	163'17	155'00	8'17	0'0200	100	0'90	0'0081	3'40	159'77	120'00	39'77

12. CAPACIDAD NECESARIA DE LOS
DEPOSITOS DE REGULACION.-

Los depósitos de regulación, cuya situación en la urbanización puede examinarse en la planta adjunta, de abastecimiento de agua, sirven para compensar las inevitables diferencias entre las cantidades de agua captada y consumida; por lo tanto, su capacidad mínima será la del caudal fluctuante.

En instalaciones pequeñas, como la que nos ocupa, es aconsejable prever una capacidad, para los depósitos, aproximadamente igual al máximo consumo diario. Solamente así, en caso de averías de las bombas, podrá suministrarse agua a la población durante 24 horas, mientras se repara la avería.

Con tales supuestos, teniendo en cuenta el número probable de usuarios en cada fase de la urbanización y asignando a cada uno de éstos un consumo de 250 litros diarios obtenemos las siguientes capacidades:

Depósito nº 1.- Abastece a las Fases 1ª y 2ª mediante distintas arterias de suministro. El número máximo probable de consumidores es 4.800. Luego:
 $4.800 \times 250 = 1.200.000 \text{ Lit.} = 1.200 \text{ m}^3.$

Prevedemos, además, un suplemento de - capacidad de 300 m³. de reserva para el - servicio de incendios, con lo que la capacidad total debe ser 1.500 m³.

Depósito nº 2.- Abastece exclusivamente a la 3ª Fase.

Número máximo probable de consumidores : 3.750

Luego: $3.750 \times 250 = 937.500 \text{ L.} = 937,5 \text{ m}^3.$

Reserva para incendios: 300 m³.

Capacidad mínima necesaria: 1.237,5 m³.

Depósito nº 3.- Abastece conjuntamente a la 4ª y 5ª Fases mediante una única arteria de suministro de 300 mm. de diámetro.

Número máximo probable de consumidores : 10.500

Luego: $10.500 \times 250 = 2.625.000 \text{ L.} = 2.625 \text{ m}^3.$

Reserva para incendios: 300 m³.

Capacidad mínima necesaria: 2.925 m³.

13. TIPO A CONSEJABLE
DE DEPOSITOS.-

La gran variedad topográfica del terreno que nos ocupa, permite desechar inmediatamente la solución de depósitos -- elevados, cuya misión fundamental es alcanzar la cota suficiente para que la línea piezométrica de la distribución vaya siempre más alta que las edificaciones a que sirve.

Nos inclinamos, por tanto, por la solución de depósitos semienterrados que, a nuestro juicio, van a proporcionarnos las siguientes ventajas:

- 1º) Más facilidad de encofrado y desencofrado durante su ejecución.
- 2º) Temperatura constante del agua almacenada, al estar sometida a unas variaciones térmicas muchísimo menores que en un depósito elevado.
- 3º) Frescura del agua almacenada; cualidad deseable para un clima tan templado como el de Gran Canaria.
- 4º) Posibilidad de modulación y ampliaciones sucesiva, si fuese necesario. Creemos que ésta es la ventaja más importante y la que, en definitiva, aleja cualquier duda acerca del tipo de depósito a elegir. Vamos, por ello, a hacer un comentario más detallado.

Si observamos las capacidades necesarias de los tres depósitos a construir, decididas anteriormente, y que resultaron ser de: 1500, 1237,50 y 2925 m³., podríamos pensar en construir los depósitos con capacidades redondeadas de: 1.500, 1.500 y 3.000 m³ respectivamente. Este hecho permitiría proyectar un único tipo de depósito, de planta rectangular, y de dimensiones 20x15x5 metros. Elegido este módulo; (bastante usual) podríamos construir el depósito de la 1ª y 2ª fases con un solo módulo; el de la tercera fase, también con un solo módulo y el de las fases 4ª y 5ª, con dos módulos comunicados entre sí mediante una canalización de fondo.

Creemos que esta ventaja debe tenerse en cuenta en el futuro proyecto de abastecimiento de agua, en las posibilidades que reportará, no sólo en el diseño y cálculo de dicho proyecto, sino en la construcción definitiva de los depósitos, que resultaría singularmente económica al poder reutilizar encofrados, normalizar piezas especiales, facilitar los replanteos, etc. etc.

Madrid, Diciembre 1968

Conforme
LA PROPIEDAD,

EL ARQUITECTO