

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

Prop.- D. KENNETH D. PILCHER

M E M O R I A

ANEXO III: RED DE ALCANTARILLADO

I N D I C E

- 1.- SELECCION DE PUNTOS DE VERTIDO
- 2.- DEPURACION
- 3.- ELECCION DEL SISTEMA DE EVACUACION
- 4.- ECCURRENTIA
- 5.- CAUDALES DE CALCULO (AGUAS NEGRAS Y AGUAS PLUVIALES)
- 6.- RED DE ALCANTARILLADO
- 7.- TIPOS (DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES).
- 8.- POZOS DE REGISTRO
- 9.- CAMARAS DE DESBURSA
- 10.- TABORILLES

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

PROPUESTA DEL INGENIERO DON KENNETH D. PILCHER

MEMORIA

ANEXO III. RED DE ALCANFARILLADO

1. EVACUACION DE AGUAS DE VERTIDOS.

La evacuación de las aguas, tanto de lluvias como residuales, de las cuencas que vierten a la urbanización, se o realiza mediante una red de alcantarillado, que se proyectará adaptándose a la ordenación urbanística acordada.

La gran superficie del centro obliga a seleccionar distintos puntos de vertidos, dependiendo de la configuración topográfica de la misma.

Se prevén tres puntos de vertidos de aguas residuales al mar, mediante emisores submarinos, uno en la travesía lateral de los tranvías, otro en la punta cruz de piedras y el tercero en la zona del muelle.

2. CONCLUSIONES.

Los criterios de implantación, de acuerdo con las normas vigentes, se han defendido en el futuro urbanismo, previendo el estudio económico correspondiente.

El vertido se hará en el mar, a suficien-
te distancia y profundidad para conse-
guir la dilución necesaria, y previa diloga-
ción de los elementos sólidos, a fin es-
tablecer a menos de 1 um. la dimensión máxi-
ma de los sólidos sólidos contenidos en
el agua residual.

En las instalaciones de evacuación,
elegidos el llamado sistema unitario, que
consiste en una sola canalización total-
mente a su exterior, es decir, la instalación
de los sanitarios, se concluyen en un
único punto de salida que los
conduce al exterior.

El sistema unitario es el más sencillo
de instalar, tanto en el interior de la
edificación, por ejemplo, en el caso de
un baño, al ser tan sencillo de instalar
como en el exterior, ya que se puede
instalar en cualquier punto del terreno.
Este sistema, de hecho, es el más
eficaz de instalar en caso de las
instalaciones de evacuación, ya que se
evita cualquier emisión de olores
hacia los aguas residuales.

Las fuertes pendientes del terreno
obligan a adoptar sistemas de drenaje fuer-
tes con el saneamiento, que eviten la
estabilidad de que se produzcan vertidos
insuficientes, al funcionar el saneamiento con

lo con aguas residuales, independientemente del terreno que se consigue con las descargas periódicas de las cámaras de descarga. De esta forma queda descartado un posible inconveniente de formación de olores, que tiene el sistema unitario.

4. ESCORRENTÍA.-

El coeficiente de escorrentía depende de la naturaleza del terreno, de la superficie edificada, de la vegetación, pendiente, etc. y, en menor cuantía, de otros factores, tales como viento, temperatura, etc.

Para la superficie que comprende este Centro, se supone en lo que sigue un coeficiente medio de escorrentía de 0,60, obtenido por comparación con proyectos de otros polígonos de la zona, de análogas características.

5. CANTIDAD DE AGUAS.-

5.1. AGUAS NEGRAS

Evidentemente no se desaguará más cantidad de agua que la que se suministra, si se prescinde de las pequeñas filtraciones que existen.

Se estima que el agua suministrada diariamente se desagua en un periodo de tiempo de diez horas. Como la dotación de agua potable es de 250 litros por habitante y día, el caudal de aguas negras de la urbanización, que tendrá 12.178 habitantes, será:

$$\frac{250 \times 12.178}{36.000} = 84,57 \text{ l/seg.}$$

En el Cuadro nº 1 se refleja la determinación de los caudales unitarios de aguas negras que, por las consideraciones anteriores, se determinan para cada cuenca. Estos caudales unitarios se obtienen de dividir el total de aguas negras entre la longitud receptora.

5.1. AGUAS PLUVIALES

De los datos del Servicio Meteorológico Nacional se deduce que la precipitación máxima diaria P , en la zona, se halla aproximadamente en los 120 litros por metro cuadrado.

Tomando este valor como punto de partida, se determina el caudal de cálculo correspondiente a aguas pluviales siguiendo el procedimiento expuesto en el Manual del Instituto Eduardo Torroja "Datos para el dimensionamiento de aljibes, avenamientos y desagües."

A falta de mayor información, la experiencia demuestra que es lícito extrapolar la fórmula $I_m = 9,25 I_h t^{0,55}$. Tomándolo a la intensidad media $i_{24} = \frac{P}{24}$ en 24 horas, se obtiene que la intensidad máxima I_h responde a la fórmula:

$$I_h = \frac{P \times 1,440^{0,55}}{24 \times 9,25} \approx \frac{1}{4} P$$

Es decir, que, en primera aproximación, cabe aceptar que la cuarta parte del total P de las precipitaciones recogidas en un día, ocurre en sesenta minutos consecutivos.

Como consecuencia, la máxima intensidad horaria en este caso será:

$$I_h = \frac{P}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ l/h}$$

El intervalo de lluvia que se acostumbra a considerar, para el cálculo de los desagües de una urbanización como la que se proyecta, es de 20 minutos, por ser el que proporciona mayor caudal de cálculo y, por consiguiente, mayor seguridad a la instalación.

La relación entre los aguaceros de una hora de duración y otros intervalos, se ha comprobado que en España se adapta a la fórmula indicada anteriormente:

$$I_m = 9,25 I_h t^{-0,55}$$

que proporciona la familia de curvas que se representan en el Gráfico nº 1, que se adjunta.

Entrando con la curva correspondiente a $I_h = 30$, calculado anteriormente, para el

intervalo de 20 minutos se obtiene una intensidad media de 55 l/hora y m².

La determinación del caudal de cada cuenca se hace por la fórmula de Mc. Math, aplicable a aeropuertos, polígonos urbanizados, etc., con intervalo de tiempo de lluvia de 20 minutos, perfectamente aplicable a nuestro caso.

La fórmula de Mc. Math tiene la forma siguiente:

$$Q = 1,33 I_m e S \sqrt{\frac{J}{S}}$$

siendo:

Q = caudal en litros/segundo

I_m = intensidad de lluvia en mm/h correspondiente a 20 minutos.

S = superficie de la cuenca en hectáreas

J = pendiente en %

e = coeficiente de escorrentía.

En nuestro caso, los datos fijos para cada cuenca son:

$$I_m = 55 \text{ mm/h}$$

$$e = 0,60$$

En el Cuadro nº 2 se han calculado los caudales totales de aguas pluviales para cada cuenca.

6. RED DE ALCANTARILLADO.-

El trazado de las alcantarillas, en las calles y aparcamientos, se lleva por debajo de las aceras.

La profundidad mínima es de 1,50 m. para permitir el desagüe de los sótanos.

En cuanto a los límites de diámetros, secciones, velocidades y pendientes, se ajustará a lo fijado en la Instrucción Española.

7. TUBOS.-

Como material para tubería escogemos el hormigón, por resultar más económico que el fibrocemento. Por otra parte, vibrando y comprimiendo los tubos, conseguimos una mayor compacidad de la masa, una mayor resistencia y una gran lisura.

Los tubos serán de enchufe y cordón e irán colocados sobre solera de hormigón. Sus diámetros oscilarán entre 30 y 80 centímetros. Con diámetros menores de 30 cm. resultaría difícil hacer posteriormente los ramales secundarios a través de las parcelas. Por otra parte, los tubos de más de 80 cm. de diámetro resultan difíciles de colocar.

7.1 DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

Se adoptan tubos de hormigón vibrado y comprimido con sección circular de 30, 40, 50, 60 y 80 cm. de diámetro.

Para el tanteo aproximado, partimos de los caudales en el extremo final de cada tramo.

Al no poderse fijar exactamente todas las acometidas que en el futuro se realizarán a la red, así como el caudal real de cada una de ellas, se parte de la hipótesis de un reparto proporcional del caudal de cada ciencia por la tubería receptora. El margen con que se ha realizado este estudio a través permite absorber la variabilidad de tales acometidas.

Para los cálculos nos hemos basado en las fórmulas de Kutter simplificadas, que son las que reconoce la Instrucción Española.

$$V_1 = \frac{149 \sqrt{R}}{C,35 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{Ri}$$

$$V_1 = V_0 \times 10 \times \sqrt{I}$$

$$Q_c = Q_0 \times 10 \times \sqrt{I}$$

siendo:

R = radio hidráulico de la sección en metros.

I = pendiente

V₁ = velocidad del agua a sección llena para la pendiente I, en metros por segundo.

Q_c = caudal de cálculo correspondiente a la pendiente I, en m³/seg.

V_o = velocidad del agua a sección llena para la pendiente 0,01, en m/seg.

Q_o = caudal correspondiente a la pendiente 0,01, en m³/seg.

Fijando una pendiente I , en consonancia con la rasante de la calle, y con Q_c , caudal de cálculo, obtenemos Q_o , caudal para una pendiente 0,01, que nos permite en el Cuadro nº 5, obtener la sección adecuada de diámetro D , siempre por exceso.

Una vez fijada la sección, comprobamos en el Cuadro nº 6 si las velocidades a conducto lleno están comprendidas dentro de los límites 0,5 y 4 m/seg., límites establecidos para evitar sedimentos y erosiones.

Hallamos los caudales Q_R y la velocidad V_R a sección llena, partiendo de la pendiente I y el diámetro obtenido, mediante las fórmulas:

$$Q_R = Q_o \times 10 \sqrt{I}$$

$$V_R = V_o \times 10 \sqrt{I}$$

En función de los caudales a sección llena y de los de cálculo, se halla el caudal relativo y a continuación en el abaco nº 2 la velocidad para el caudal de cálculo.

8. POZOS DE REGISTRO.-

En general, la separación entre pozos de registro es inferior a 50 m.

Se han situado pozos de registro en todos los cambios de alineación o de rasante y en todos los entronques, a donde se ha procurado desaguar también los inbornales, las cunetas revestidas y el drenaje de las calles, donde lo hubiera.

Los pozos de registro serán los de la Instrucción Española, sustituyendo la tasa de horadación por la de fundición, que dé mejores resultados.

9. CÁMARA DE DESCARGA.-

De acuerdo con la citada Instrucción se instalan cámaras de descarga de 600 litros de capacidad, en origen de alcantarillado. Llevan cámara de alojamiento de sifón totalmente visitable y se emplazan bajo acera o zona verde. Producen un caudal de 20 litros por segundo.

10. IMBORNALES.-

Se instalarán de tipo de calzada, más eficaces que los de bordillo, especialmente con pendientes de cierta importancia como es nuestro caso. Tiene además una conservación más sencilla.

Los inbornales desaguan directamente a los pozos de registro.

CUADRO N° 1

DETERMINACION DE LOS CAUDALES TOTALES
DE AGUAS NEGRAS

CALLE	n° de habitantes	aguas negras por día m ³ .	caudal total l/seg.
(1)	300	50,000	1,39
(2)	472	118,000	3,25
(3)	500	125,000	3,47
(4)	550	140,000	3,89
(5)	376	94,000	2,61
(6)	73	18,250	0,51
(7)	16	4,000	0,11
(8)	11	2,750	0,08
(9)	500	125,000	3,47
(10)	135	38,750	1,08
(11)	293	73,250	2,03
(12)	250	70,000	1,94
(13)	616	154,000	4,28
(14)	217	54,250	1,51
(15)	139	34,750	0,97
(16)	254	71,000	1,97
(17)	500	125,000	3,47
(18)	358	222,000	6,17
(19)	716	179,000	4,97
(20)	400	100,000	2,74
(21)	385	96,250	2,67
(22)	365	91,250	2,53

(sigue Cuadro nº 1)

(23)	1,253	313,250	3,70
(24)	1,240	312,000	3,61
(25)	739	154,750	5,31
(26)	476	119,000	3,31
(27)	324	101,000	3,54
<hr/>			
TOTAL	4,178	3.014,500	34,57
<hr/>			

CUADRO Nº 2

DETERMINACION DE LOS CAUDALES TOTALES
DE AGUA PLUVIALES

CUENCA	Superficie (Has)	Pendiente %	$\sqrt[5]{\frac{J}{S}}$	Caudal total l/seg.
(1)	2,000	40	1,82	160
(2)	1,372	50	2,04	123
(4)	3,813	50	1,78	220
(5)	1,875	50	1,92	158
(6)	4,448	40	1,56	304
(11)	3,400	60	2,72	48
(13)	1,593	40	1,90	133
(15)	2,732	60	2,44	78
(17)	1,772	60	2,02	157
(18)	2,992	50	1,76	231
(19)	2,424	50	1,85	197
(20)	1,944	40	1,85	158
(21)	1,292	40	1,99	113
(22)	1,220	40	2,02	108
(23)	4,236	60	1,71	313
(24)	4,180	60	1,72	316
(25)	2,580	50	1,84	202
(26)	1,536	50	2,02	136
(27)	1,676	50	1,97	145
TOTAL	41,005			3.305

CUADRO N° 3

DETERMINACION DE LOS CAUDALES UNITARIOS DE AGUAS NEGRAS

CUENCA.	Caudal total l/seg.	Longitud receptora ml.	Caudal unitario l/seg.
(1)	1,39	490	0,003
(2)	3,28	300	0,011
(3)	3,47	240	0,014
(4)	3,89	635	0,006
(5)	2,61	540	0,005
(6)	0,51	380	0,001
(7)	0,11	70	0,002
(8)	0,08	235	0,000
(9)	3,47	160	0,022
(10)	1,08	130	0,008
(11)	2,03	260	0,008
(12)	1,94	140	0,014
(13)	4,28	385	0,011
(14)	1,51	50	0,030
(15)	0,97	65	0,015
(16)	1,97	170	0,012
(17)	3,47	235	0,015
(18)	5,17	600	0,001
(19)	4,97	510	0,001
(20)	2,75	140	0,020
(21)	2,67	240	0,001
(22)	2,53	240	0,001
(23)	5,70	640	0,001

(sigue Cuadro nº 3)

(24)	8,61	780	0,001
(25)	5,13	450	0,001
(26)	3,31	240	0,001
(27)	3,64	210	0,002

CUADRO Nº 4

DETERMINACION DE CAUDALES UNITARIOS DE AGUAS FLOVIALES

CUENCA	Caudal total l/seg.	Longitud receptora ml.	Caudal unitario l/seg.
(1)	160	490	0,327
(2)	123	300	0,410
(4)	220	635	0,346
(5)	156	540	0,293
(6)	304	380	0,800
(10)	46	130	0,369
(13)	133	385	0,345
(16)	78	170	0,459
(17)	157	235	0,668
(18)	231	600	0,385
(19)	197	510	0,386
(20)	158	140	1,129
(21)	113	240	0,471
(22)	108	240	0,450
(23)	313	640	0,497
(24)	316	730	0,433
(25)	202	450	0,449
(26)	136	240	0,567
(27)	145	210	0,690

RAMAL 2-1-7	50	17,00	37,60	30
(4)	50	17,00	37,60	30
27-26	50	17,00	37,60	30
(4)	50	17,00	37,60	30
28-25	50	17,00	37,60	30
(4)	50	17,00	37,60	30
29-24	40	17,00	37,60	30
(4)	40	17,00	37,60	30
24-23	50	17,00	37,60	30
(4)	50	17,00	37,60	30
	<u>240</u>	<u>17,00</u>	<u>104,00</u>	
RAMAL B-1-1	50	2,00	34,90	30
(5)	50	2,00	34,90	30
18-18	50	2,00	34,90	30
(5)	50	2,00	34,90	30
17-16	40	2,00	49,80	30
(5)	40	2,00	49,80	30
15-15	40	2,00	51,72	30
(5)	40	2,00	51,72	30
15-14	50	2,00	73,64	30
(5)	50	2,00	73,64	30
	<u>230</u>	<u>2,00</u>	<u>50,54</u>	
RAMAL B-1	40	2,00	34,08	30
(4)	40	2,00	34,08	30
34-34	40	2,00	48,16	30
(4)	40	2,00	48,16	30
33-32	40	2,00	62,24	30
(4)	40	2,00	62,24	30
32-31	40	2,00	76,32	30
(4)	40	2,00	76,32	30
31-30	40	2,00	90,40	30
(4)	40	2,00	90,40	30
30-29	30	2,00	100,96	40
(4)	30	2,00	100,96	40
29-28	30	2,00	111,52	40
(4)	30	2,00	111,52	40
28-27	15	2,00	116,80	40
(4)	15	2,00	116,80	40
27-26	30	2,00	127,36	40
(4)	30	2,00	127,36	40
26-25	40	2,00	141,44	40
(4)	40	2,00	141,44	40
25-24	30	2,00	152,00	40
(4)	30	2,00	152,00	40
24-23	20	2,00	159,04	40
(4)	20	2,00	159,04	40
23-22	40	2,00	275,44	40
(5)	40	2,00	275,44	40
22-21	40	2,00	287,36	40
(5)	40	2,00	287,36	40
21-20	20	2,00	293,32	40
(5)	20	2,00	293,32	40
20-19	30	2,00	202,26	50
(5)	30	2,00	202,26	50
19-18	40	2,00	314,18	50
(5)	40	2,00	314,18	50
15-17	40	2,00	326,10	50
(5)	40	2,00	326,10	50
17-16	40	2,00	338,02	50
(5)	40	2,00	338,02	50
16-15	40	2,00	349,94	50
(5)	40	2,00	349,94	50
15-14	20	2,00	355,90	50
(5)	20	2,00	355,90	50
	<u>25</u>	<u>2,00</u>	<u>444,44</u>	<u>60</u>
14-13	25	2,00	444,44	60
(5)	25	2,00	444,44	60
	<u>730</u>	<u>6,51</u>	<u>437,93</u>	

846,09
846,09
846,09
846,09
846,09
846,65
847,35
848,05
848,75
849,45
849,45
849,45

829,90

19,55

1.795

RAMAL C-1

20,60
21,97
22,47
22,47

20,00

0,60
0,37
1,50
2,47

40
25
50
50
165

03-14
14-13
13-12
12-11

ALCANTARILLA C

34,24
41,56
48,48
57,37
64,49
75,17
82,29
89,41
96,53
103,65
110,77
125,01
133,90
142,79
148,91
157,03
157,03
167,03
167,03
175,87

20,00
13,80
6,90
6,90
8,62
6,90
10,35
8,90
6,90
6,90
6,90
6,90
6,90
13,80
8,62
0,62
6,90
6,90

0,44
0,22
0,22
0,27
0,22
0,33
0,22
0,22
0,22
0,22
0,22
0,44
0,27
0,27
0,22
0,22

40
20
20
25
20
30
20
20
20
20
20
40
25
25
20
20
30
30
40
40

00-34
34-33
33-32
32-31
31-30
30-29
29-28
28-27
27-26
26-25
25-24
24-23
23-22
22-21
21-20
20-19
19-18
18-17
17-16
16-15

(16)

E. POBLACION KNAPPE
DOCTOR ARQUITECTO

MEMORIA
ANEXO III

(16)	1-14	20	0,24	3,16	1,9, 29	6	40
(16)	1-13	30	0,36	10,77	199,42	6	40
(16)	1-12	40	0,48	15,36	217,46	6	40
(16)	1-11	40	0,48	15,36	237,10	6	40
(17)	1-10	40	0,47	2,97	226,99	6	50
(17)	1-9	20	0,60	26,72	350,55	1	50
(17)	9-8	30	0,30	19,36	321,98	1	50
(17)	8-7	30	0,45	13,64	341,93	1	50
(17)	7-6	20	0,45	4,74	355,19	1	50
(17)	6-5	20	0,30	13,36	360,85	1	50
(17)	5-4	30	0,45	4,74	339,34	1	50
(17)	4-3	20	0,30	13,36	420,07	1	50
(17)	3-2	25	0,37	16,70	420,07	1	50
(17)	2-1	40			420,07	1	50
	1-LD	45			420,07	1	50
		<u>975</u>	<u>12,25</u>	<u>407,82</u>			

(19)	UD-26	40	0,64	20,00	35,48	6	30
(17)	26-25	40	0,64	15,44	50,96	6	30
(17)	25-24	40	0,64	15,44	66,44	6	30
(17)	24-23	30	0,08	11,56	78,00	6	30
(17)	23-22	30	0,08	11,56	89,66	6	30
(17)	22-21	50	0,60	17,30	100,01	6	30
(17)	21-20	50	0,60	17,30	120,36	6	30
(17)	2-19	40	0,64	15,44	135,14	6	30
(17)	17-16	40	0,64	17,44	150,12	6	30
(17)	16-17	40	0,64	10,44	174,80	6	30
(17)	17-16	40	0,64	13,44	190,42	6	30
(17)	16-15	40	0,64	13,44	200,76	6	30
(17)	15-14	30	0,30	11,56	217,37	6	30
(17)	14-13	40	0,30	11,56	217,37	6	30
		<u>500</u>	<u>1,51</u>	<u>216,76</u>			

(20)	UD-23	50	1,10	50,16	78,55	2	30
(20)	23-22	40	0,40	1,16	101,79	2	30
(20)	22-21	50	0,10	30,83	170,34	2	40
(17)	21-20	40	0,40	10,44	190,78	2	40
(17)	2-20	50	0,40	10,44	217,06	2	40

KABAL D-1

ALVAREZ AVILA O

CLASIFICACION Nº 6

CAUDALES Y VELOCIDADES A SECCION LLERA

$$V_l = \frac{100 \sqrt{R}}{C,35 + R} \sqrt{RI}$$

$$V_l = V_c \times 10 \times \sqrt{I}$$

$$Q_c = Q_0 \times 10 \times \sqrt{I}$$

TUBULARES

V_c en m/seg.

Q_0 en l/seg.

Ø 30	1,20	85
Ø 40	1,50	195
Ø 50	1,78	349
Ø 60	2,04	576
Ø 80	2,51	1.620

en las fórmulas:

R = radio hidráulico de la sección

I = pendiente

V_l = velocidad del agua correspondiente a la pendiente I.

Q_c = caudal correspondiente a la pendiente I

V_c y Q_0 = velocidad y caudales correspondientes a la pendiente 0,01.

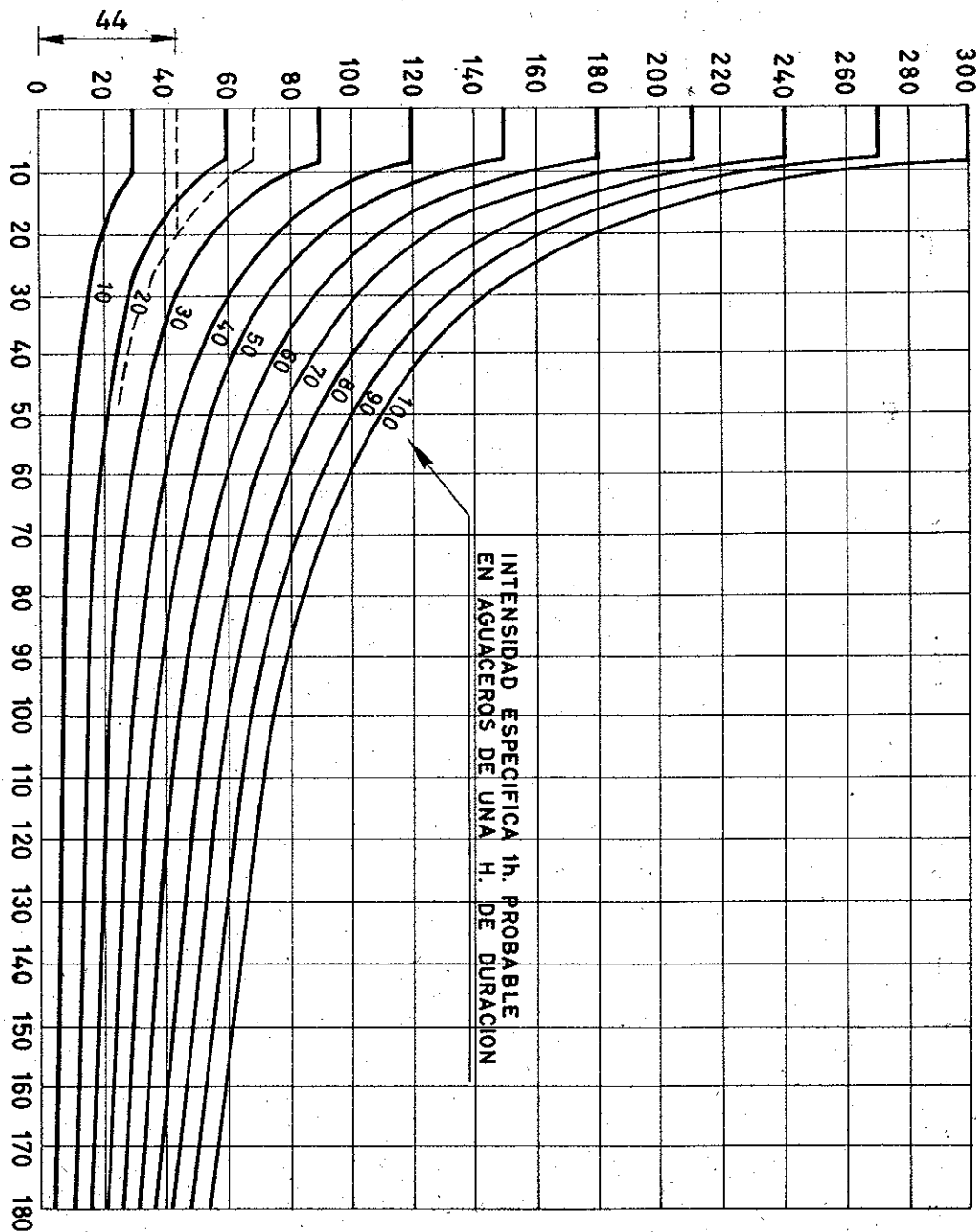
Madrid, Diciembre de 1968

Conforme,

EL ARQUITECTO

LA PROPIEDAD,

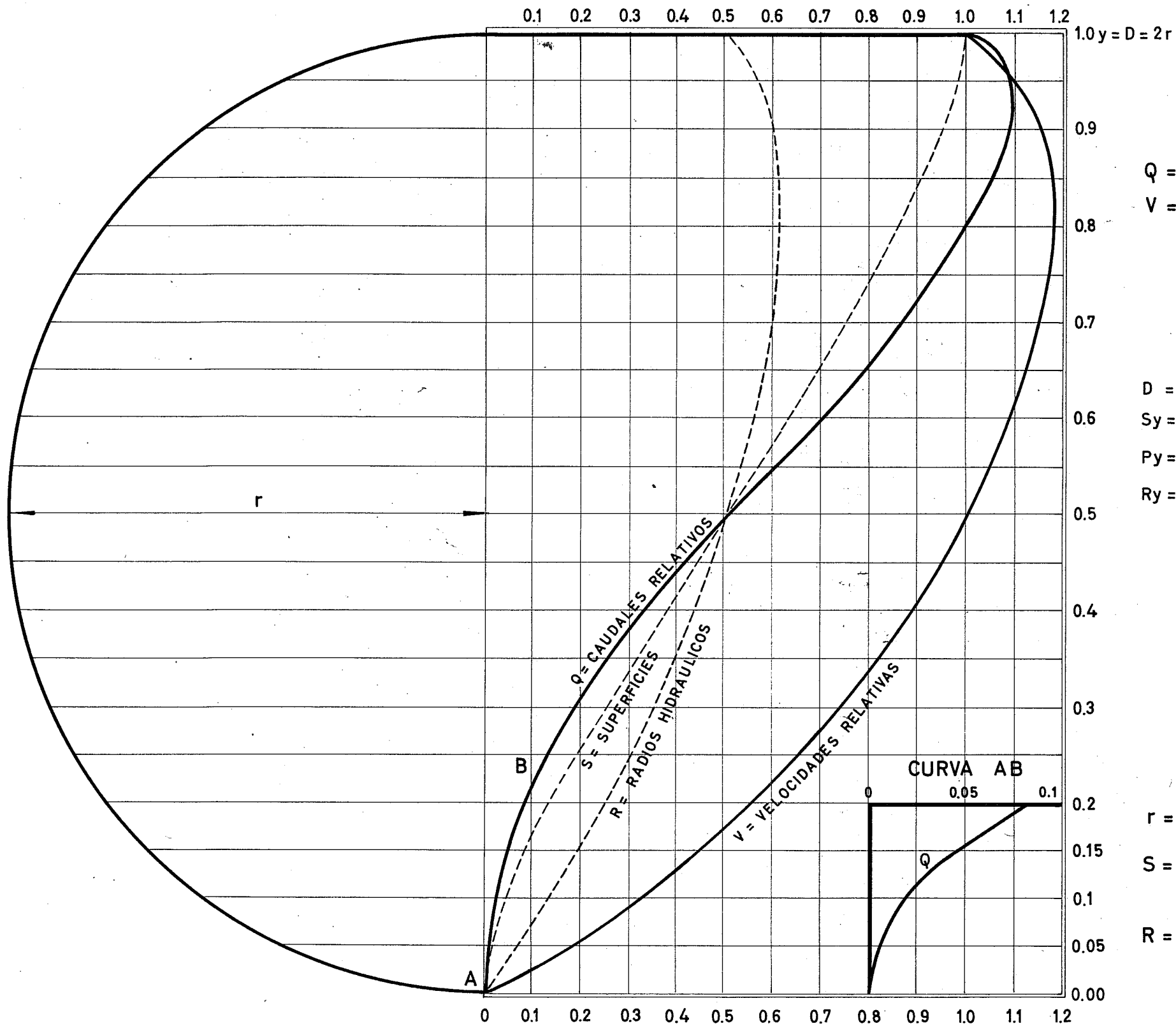
INTENSIDAD MEDIA 1_m OBSERVADA DURANTE
EL INTERVALO A_t EN mm./hora.



ABACO N° 1

CAUDALES Y VELOCIDADES PARA DISTINTOS CALADOS REFERIDOS A LA SECCION LLENA.

1.- SECCION CIRCULAR



Q = CAUDALES RELATIVOS
V = VELOCIDADES RELATIVAS

D = 2 r
S_y = 3.1416 r²
P_y = 6.283 r
R_y = 0.50 r

r = RADIO DE LA SECCION
S = SUPERFICIES PARA LOS DISTINTOS CALADOS.
R = RADIOS HIDRAULICOS RESPECTIVOS (PARA r=1)