

DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO PLUVIAL: APLICACION NUMERICA

Agustin Felipe Breña Puyol¹

Resumen – El diseño de las redes de alcantarillado requiere de metodologías eficientes y precisas, ya que uno de los problemas que ocurren frecuentemente en las zonas urbanas son las inundaciones periódicas, por la poca capacidad de los colectores para desalojar los escurrimientos producidos por las tormentas pluviales. Ahora bien, en la Hidrología Urbana se ha desarrollado un espectro amplio de métodos lluvia-escurrimiento para diseñar redes de alcantarillado, sin embargo previo análisis de la información disponible se optó por el método hidrológico del Road Research Laboratory (RRL) para llevar a cabo el diseño de una red de alcantarillado pluvial, ubicada en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. En la aplicación numérica se utilizan en forma conjunta los conceptos teóricos del método del RRL y los resultados de la regionalización de lluvias máximas en la cuenca de análisis.

Abstract – The design of sewer networks requires of efficient and accurate methodologies, since one of the problems that occur frequently in the urban zones are the periodic floods, by the small capacity of the collectors to drain the runoff generated by the rainfall storms. Now, in Urban Hydrology there is a wide spectrum of developed rainfall-runoff methods to design sewer networks, nevertheless after the analysis of the available information the hydrologic method of the Road Research Laboratory (RRL) was chosen to carry out the design of a network of stormwater sewage, located in the Metropolitan Zone of Mexico City. Likewise, in the numerical application the theoretical concepts of the RRL method and the results from the regionalization of maximum rainfall in the studied basin are being used in joint form.

Palabras clave: Redes de alcantarillado, plano de isócronas, método lluvia-escurrimiento.

Keywords: Networks of sewer system, isochrones map, method rainfall-runoff.

¹ Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa – Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica – Av. San Rafael Atlixco No. 186, Col. Vicentina, 09340 México, D. F. – Tel: (+55) 58 04 4646, Fax: (+55) 58 044900 – E-mail: bpaf@xanum.uam.mx

INTRODUCCIÓN

En general, el proceso para diseñar redes de alcantarillado pluvial comprende las etapas de recopilación de los datos topográficos y de la geometría de la red, la estimación de la lluvia de diseño y su transformación en la avenida de diseño a través de un método que transforme la lluvia en escurrimiento y finalmente con este resultado se calcula el diámetro de los colectores de los tramos que integran la red de alcantarillado.

Por su parte, a lo largo del tiempo se ha desarrollado un espectro amplio de métodos que permiten transformar la lluvia en escurrimiento en zonas urbanas, estructurados con diferentes concepciones teóricas y formulaciones matemáticas. Además, su aplicación depende de la cantidad y calidad de la información disponible y se han agrupado en métodos directos o empíricos, métodos hidrológicos y métodos hidráulicos.

Previo análisis de la cantidad y calidad de la información que se tiene disponible en los núcleos urbanos sobre las características de las redes de alcantarillado y de los datos requeridos para aplicar en forma precisa los métodos lluvia-escurrimiento, se eligió el método hidrológico del Road Research Laboratory (RRL) para llevar a cabo el diseño de una red de alcantarillado pluvial, ubicada en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.

La concepción teórica del método hidrológico del RRL, desarrollado para analizar los escurrimientos en zonas urbanas, estipula que el gasto de diseño depende únicamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje, es decir no toma en cuenta las superficies permeables e impermeables que no están conectadas al sistema de drenaje. También, en su estructura teórica contempla 5 aspectos relacionados con los datos fisiográficos, el plano de isócronas, el hidrograma virtual de entrada, la regulación en el sistema de drenaje, el tránsito del hidrograma virtual de entrada y el gasto de diseño.

En fin, el diseño de redes de alcantarillado pluvial con el método hidrológico del RRL ha tenido aplicaciones abundantes en diversas cuencas urbanas del orbe con resultados precisos y ha sido seleccionado por varios organismos como el criterio más adecuado para diseñar colectores urbanos. Tales motivos fueron determinantes para seleccionar el método del RRL para diseñar una red de alcantarillado pluvial.

METODO DEL ROAD RESEARCH LABORATORY (RRL)

Terstriep y Stall (1969) desarrollan el método hidrológico del Road Research Laboratory (RR) con la hipótesis de que el gasto de diseño depende solamente de aquellas superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje. Asimismo, en su concepción teórica intervienen 5 conceptos de tipo fisiográfico e hidrológico, describiendo a continuación sus características más sobresalientes y señalando las interrelaciones que ocurren entre sí.

Datos fisiográficos

Se construye un plano que indique las características fisiográficas, el sistema de drenaje y sus correspondientes superficies impermeables conectadas. Al mismo tiempo, se delimita la cuenca de superficies impermeables, anotando longitud, pendiente y rugosidad estimada para las subcuencas que se conectan al drenaje. Con relación al sistema de drenaje, se anota longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad de cada tramo.

Plano de isócronas

Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca, hasta el punto de interés y con sus resultados se construye un plano de isócronas (líneas de igual tiempo de traslado). En esta secuencia de cálculo se utilizan las ecuaciones que permiten estimar el tiempo de traslado sobre las superficies naturales y a través de los colectores.

Hidrograma virtual de entrada

Con el soporte del plano de isócronas se calculan las áreas entre isócronas consecutivas y se designan como $A_1, A_2, \dots, A_n$, de tal forma que A_1 es el área comprendida entre la isócrona más cercana al punto de interés; A_2 es el área comprendida entre la isócrona anterior y la inmediata y así sucesivamente y con sus resultados se construye un plano auxiliar que asocie los tiempos de traslado y las áreas impermeables que están contribuyendo al escurrimiento. Por otra parte, se define un hietograma de lluvia para cada intervalo de tiempo Δt igual a la separación entre isócronas y los valores de lluvia en cada intervalo se designan como $P_1, P_2, \dots, P_n$. En la fase final, con los dos resultados anteriores se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} q_1 &= 0 \\ q_2 &= (A_1 P_1)(1/\Delta t) \\ q_3 &= (A_1 P_2 + A_2 P_1)(1/\Delta t) \\ &\vdots \\ q_j &= (A_1 P_{j+1} + A_2 P_{j+2} + \dots + A_{j-1} P_1)(1/\Delta t) \end{aligned} \tag{1}$$

Regulación en el sistema de drenaje

La regulación del hidrograma virtual de entrada en el sistema de drenaje se define a través de la relación que asocia el volumen de almacenamiento (V) y el gasto de descarga (Q). Para calcular la curva V - Q , a partir del método analítico, se eligen varias relaciones que oscilen entre 0 y 1 del tirante (y) en función del diámetro (d), y para tales valores se calcula el área de la sección que ocupa el tirante (y), con el auxilio de las tablas de elementos geométricos para conductos de sección circular de algún Manual de Hidráulica (Chow, 1982). Posteriormente, se calcula el volumen almacenado multiplicando el valor del área por la longitud del tramo (i) y al sumar los volúmenes de todos los tramos, se obtiene la magnitud del almacenamiento (V) en el sistema de drenaje. Finalmente, el gasto de descarga (Q) se calcula con la ecuación de continuidad y al graficar los valores de los gastos de descarga (Q) y volúmenes de almacenamiento (V), se obtiene la curva que asocia ambas variables.

Tránsito del hidrograma virtual de entrada y gasto de diseño

Con la técnica del tránsito de avenidas en cauces, se procede a desarrollar una metodología que permita llevar a cabo el tránsito del hidrograma virtual de entrada (q) a lo largo de colectores circulares realizando las modificaciones y adecuaciones pertinentes. El gasto que se utiliza para diseñar los tramos de colectores, será el valor máximo del hidrograma de descarga (Q).

APLICACION NUMERICA

Diseñar la red de alcantarillado pluvial con el Método del Road Research Laboratory (RRL) señalada en la figura 1, la cual está constituida por una serie de colectores cabecera paralelos que aportan a una red principal. Posteriormente, los gastos que son conducidos por los colectores son descargados en un canal que se utiliza para desalojar las aguas residuales y pluviales de las zonas urbanas ubicadas en sus inmediaciones.

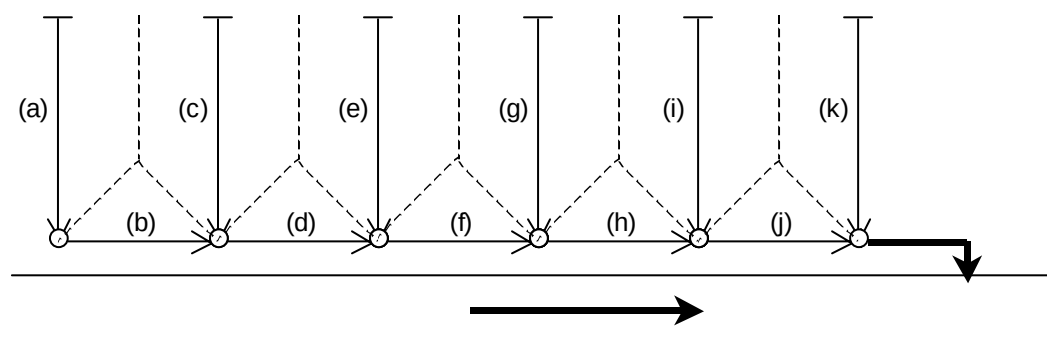


Figura 1. Red de alcantarillado pluvial

a) Datos fisiográficos

Ubicación de la zona urbana:	Zona Metropolitana Ciudad de México
Coordenadas del centroe:	19° 30' Latitud N y 99° 00' Longitud O
Longitudes y áreas de los tramos:	Ver la tabla 1
Tormenta de diseño:	Método regional de lluvias máximas
Periodo de retorno:	3 años
Coefficiente de escurrimiento:	0.65
Pendiente de los colectores:	0.002
Tiempo de entrada de los colectores:	10 minutos
Distribución temporal de la lluvia de diseño:	Ver figura 2

Tabla 1. Áreas y longitudes de la red de alcantarillado

Tramo	Longitud, en m	Área, en ha
(a)	200	1.500
(b)	125	0.825
(c)	200	3.150
(d)	135	0.815
(e)	200	3.350
(f)	150	0.750
(g)	200	3.050
(h)	120	0.800
(i)	200	3.275
(j)	140	0.925
(k)	200	1.550

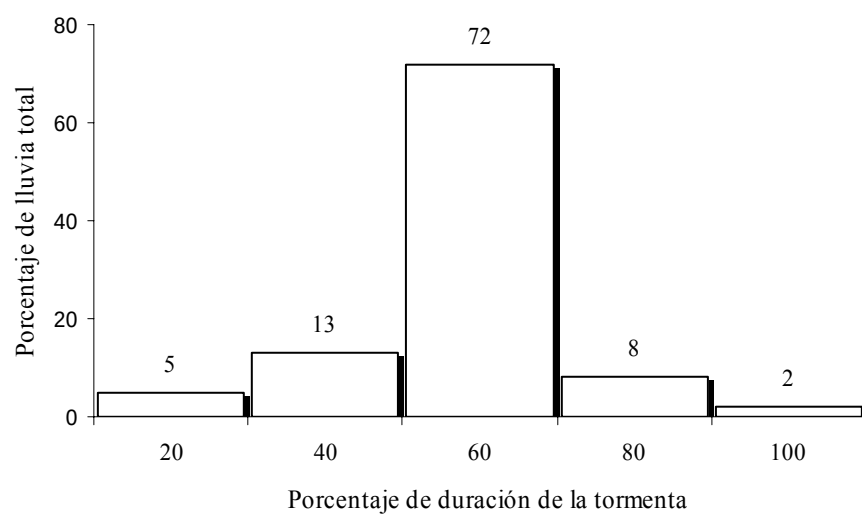


Figura 2. Hietograma de la lluvia de diseño para 5 intervalos

b) Lluvia efectiva

Se ubican las coordenadas geográficas del centroide de la cuenca urbana en la figura 3 y se obtiene la lluvia total asociada a una $d = 30$ min y un $T_r = 5$ años:

$$P_{30 \text{ min}, 5 \text{ años}} = 21 \text{ mm}$$

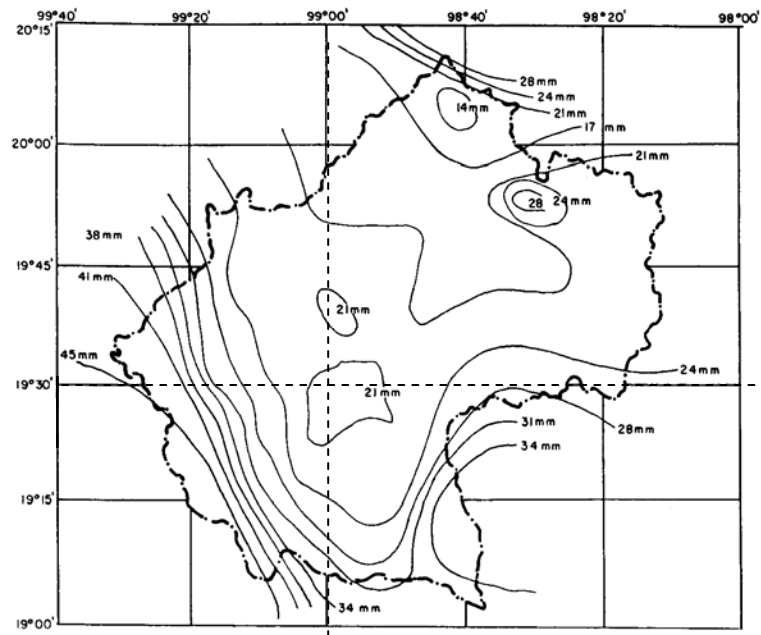


Figura 3. Plano de isoyetas para $d=30$ min y $T_r=5$ años, para la Cuenca del Valle de México

Para pasar al periodo de retorno $T_r=3$ años, se aplica el factor de ajuste por periodo de retorno definido por:

$$F_3 = 0.583 + 0.26 \ln(T_r) = 0.583 + 0.26 \ln(3) = 0.8686$$

La lluvia asociada a un $T_r = 3$ años y una $d = 30$ min es igual a:

$$P_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 21(0.8686) = 18.24 \text{ mm}$$

La lluvia efectiva es igual al producto de la lluvia total por el coeficiente de escurrimiento C :

$$Pe_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 18.24(0.65) = 11.86 \text{ mm}$$

c) Regulación en el sistema de drenaje

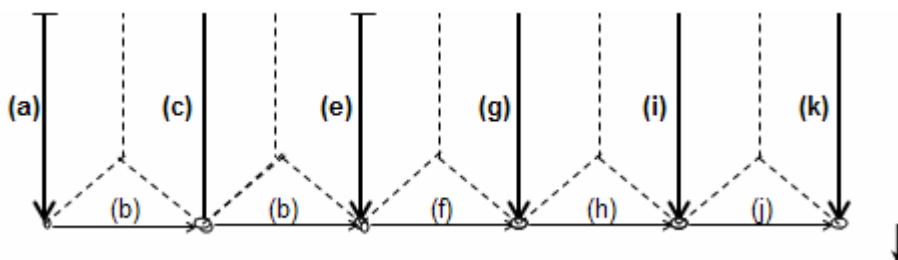
Se define a través de la curva volumen de almacenamiento (V)-gasto de descarga (Q) de cada uno de los tramos de tubería y para el caso específico de los tramos de cabecera, que tienen una longitud de 200 m, se diseñan con un diámetro de 30 cm y una pendiente de 0.002. La tabla 2 sintetiza el proceso descrito en el método del RRL.

Tabla 2. Valores estimados del volumen de almacenamiento (V) y gastos de descarga (Q) de los tramos de cabecera

y/d_0	A, en m^2	R_H , en m	v, en m/s	Q, en m^3/s	V, en m^3
0	0	0	0	0	0.0
1/4	0.014	0.044	0.429	0.006	2.8
2/4	0.035	0.075	0.612	0.022	7.1
3/4	0.057	0.091	0.694	0.039	11.4
1	0.071	0.075	0.612	0.043	14.1

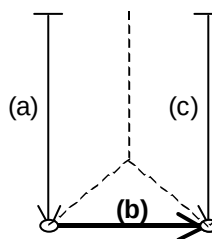
d) Diseño de los tramos

1. Tramos (a), (c), (e), (g), (i) y (k)



Los tramos (a), (c), (e), (g), (i) y (k) como todos los de cabecera, se consideran con área de aportación nula, es decir no tienen aportaciones aguas arriba, y se diseñan con el diámetro mínimo de 30 cm y una pendiente de 0.002.

2. Tramo (b)



• Curva de isócronas

El tramo (b) recibe del tramo (a) un área de 1.5 ha en un tiempo de 10 minutos (tiempo de traslado) y la figura 4 indica el comportamiento de la curva de isócronas. Dicha curva se ha determinado para cinco intervalos constantes, ya que deben coincidir con los incrementos del hietograma de la lluvia de diseño y para este tramo, el incremento de área para cada uno de los intervalos de 2 minutos será de 0.300 ha.

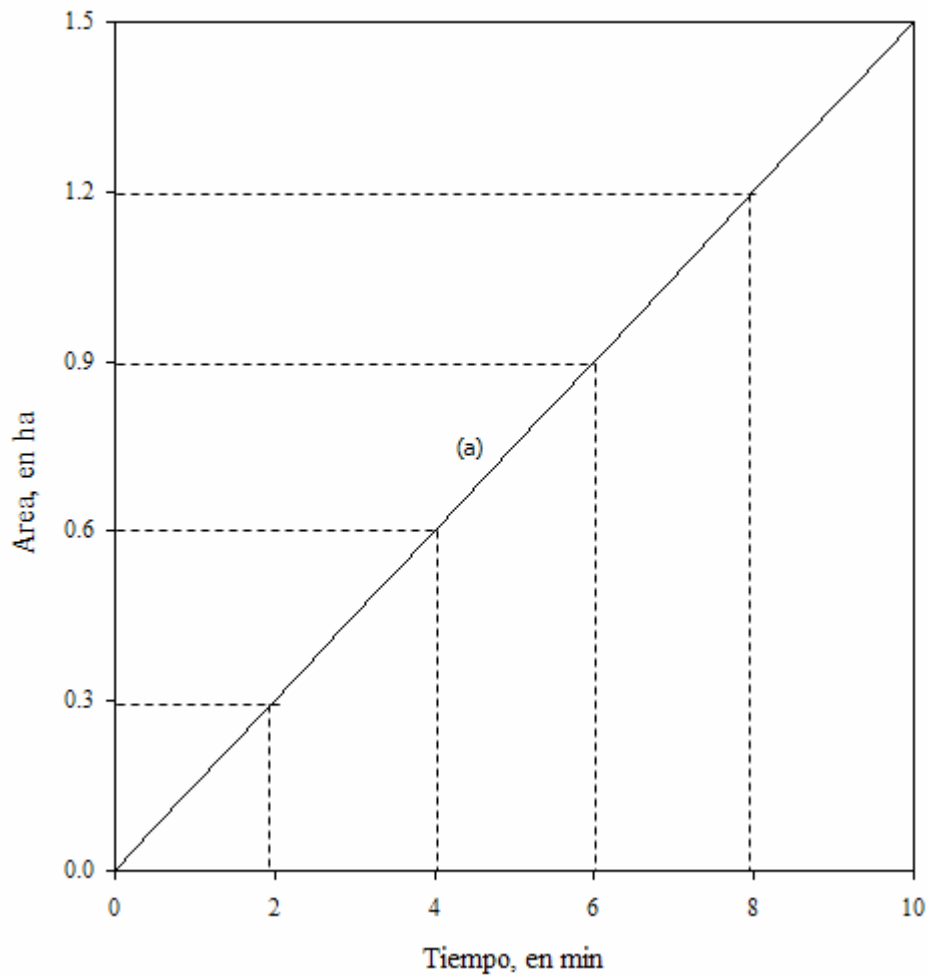


Figura 4. Tiempo de traslado-área impermeable para el tramo (b)

• Lluvia efectiva

La altura de lluvia efectiva para el tiempo de concentración (traslado) de 10 minutos, según el método de regionalización de lluvias máximas es igual a:

$$Pe_{3 \text{ años}, 10 \text{ min}} = (Pe_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}}) (F_1) = 11.86 \left[0.27 + 2.11(0.166) - 1.52(0.166)^2 + 0.37(0.166)^3 \right]$$

$$Pe_{3 \text{ años}, 10 \text{ min}} = 11.86 (0.581) = 6.9 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se obtiene al multiplicar la lluvia efectiva y la duración de la tormenta por los porcentajes de cada intervalo definidos por la figura 2. La tabla 3 indica los valores de la lluvia de diseño para los 5 intervalos del tramo (b).

Tabla 3. Valores de la lluvia de diseño para el tramo (b)

Lluvia efectiva P_e , en mm	Porcentaje lluvia de diseño	Lluvia de diseño P_i , en mm
6.90	0.05	0.34
6.90	0.13	0.90
6.90	0.72	4.97
6.90	0.08	0.55
6.90	0.02	0.14
Total	1.00	6.90

- Hidrograma virtual de entrada**

Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con el sistema de ecuaciones (1) y sus resultados se encuentran sintetizados en la tabla 4.

Tabla 4. Hidrograma virtual de entrada del tramo (b)

		Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2 min, en ha					
t, en min	P, en mm	A ₁ 0.300	A ₂ 0.300	A ₃ 0.300	A ₄ 0.300	A ₅ 0.300	q, en m ³ /s
0	0	0					0.0000
2	0.34	0.102	0				0.0085
4	0.90	0.270	0.102	0			0.0310
6	4.97	1.491	0.270	0.102	0		0.1553
8	0.55	0.165	1.491	0.270	0.102	0	0.1690
10	0.14	0.042	0.165	1.491	0.270	0.102	0.1725
12	0	0	0.042	0.165	1.491	0.270	0.1640
14			0	0.042	0.165	1.491	0.1415
16				0	0.042	0.165	0.0173
18					0	0.042	0.0035
20						0	0.0000

- Tránsito del hidrograma virtual de entrada**

Utilizando la técnica del tránsito de avenidas en cauces, se procede a desarrollar una metodología que permita llevar a cabo el tránsito del hidrograma virtual de entrada (q) a lo

largo de colector correspondiente al tramo (b). Aplicando la ecuación de continuidad y agrupando los términos de las variables que intervienen se llega a la expresión:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2 - Q_1) + V_1 = Q_2 \frac{\Delta t}{2} + V_2 \quad (2)$$

donde q_1 y q_2 son los gastos del hidrograma virtual de entrada en los tiempos 1 y 2; Q_1 y Q_2 son los gastos de descarga en los tiempos 1 y 2; y V_1 y V_2 son los volúmenes almacenados en los tiempos 1 y 2; y Δt es el incremento de tiempo.

Ahora bien, para resolver la ecuación (2) por aproximaciones sucesivas es necesario determinar una curva que asocie el gasto de descarga Q contra $(Q\Delta t/2 + V)$ y la tabla 5 señala los datos estimados para el tramo (b).

Tabla 5. Valores del gasto de descarga (Q) y $(Q\Delta t/2 + V)$

$Q\Delta t/2 + V$, en m^3	Q , en m^3
0	0
3.464	0.006
9.250	0.022
15.160	0.039
18.500	0.043

Sin embargo, en esta aplicación se ha desarrollado un proceso numérico para calcular el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, ajustando a los datos de la tabla 5 diferentes curvas y previo análisis de sensibilidad se elige aquella que proporcione el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. La curva de mejor ajuste para el tramo (b) esta definida por la expresión:

$$y = 5E - 05x^2 + 0.0018x - 0.0003 \quad (3)$$

donde $y = Q$; y $x = Q\Delta t/2 + V$

La tabla 6 sintetiza los cálculos realizados al efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtual de entrada y de salida que se obtuvieron para el colector (b).

Tabla 6. Tránsito del hidrograma virtual de entrada del tramo (b)

j	t, en min	q, en m ³ /s	x (Q _j Δt/2 + V _j), en m ³	y Q _j , en m ³ /s	V _j , en m ³
1	2	0.0085	0.5100	0.0006	0.4721
2	4	0.0310	2.8043	0.0051	2.4958
3	6	0.1553	13.3624	0.0327	11.4016
4	8	0.1690	28.8958	0.0935	23.2881
5	10	0.1725	38.1705	0.1413	29.6951
6	12	0.1640	41.4097	0.1600	31.8112
7	14	0.1415	40.5426	0.1549	31.2509
8	16	0.0173	31.4842	0.1059	25.1281
9	18	0.0035	20.0171	0.0558	16.6712
10	20	0.0000	13.5353	0.0332	11.5419

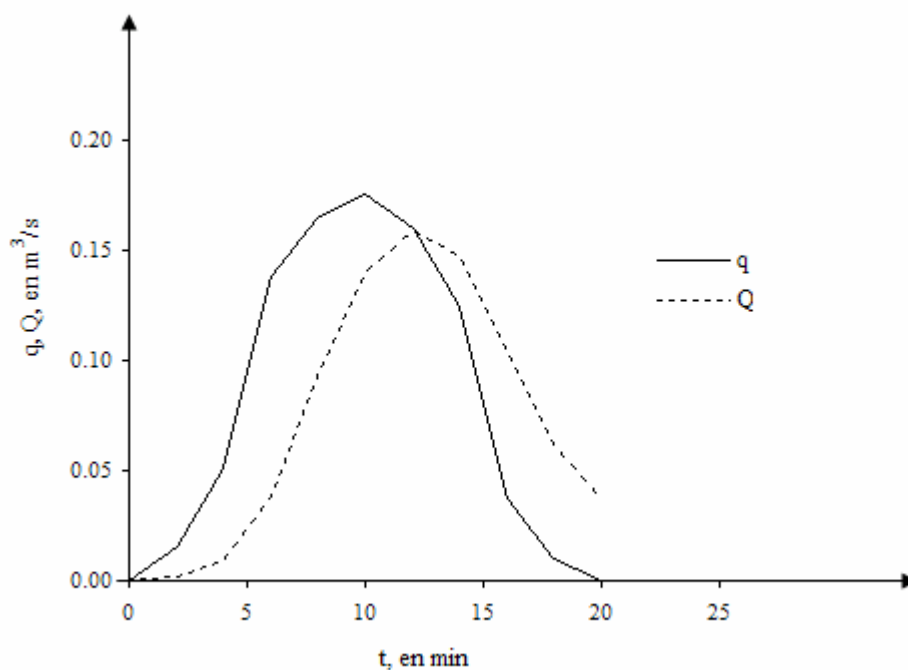


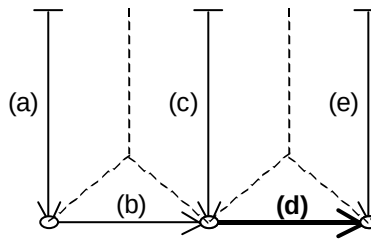
Figura 5. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido para el tramo (b)

Se concluye que el gasto de diseño del tramo (b) será de 0.1600 m³/s y si se considera un coeficiente de fricción de $n = 0.013$ el diámetro del colector (b) resulta ser de:

$$D = \left[\frac{3.21 \text{ n Q}}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{(3.21)(0.013)(0.1600)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 0.49 \text{ m}$$

El gasto de diseño obtenido para el tramo (b) equivalente a 0.16 m³/s, puede drenarse con un diámetro D = 0.49 m; sin embargo comercialmente de diámetro será de D_b = 0.61 m

3. Tramo (d)



El tramo (d) recibe en forma simultánea la aportación de las áreas de los tramos (b) y (c), en un tiempo de 10 min y la del tramo (a), que comienza a ingresar con un tiempo de retraso de 2.1 min.

• Tiempo de retraso

El tiempo de retraso es igual al tiempo de traslado a través del tramo (b) y se determina con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (4)$$

donde t_t es el tiempo de traslado a través del tramo, en h; l es la longitud del tramo (b), en m; y v es la velocidad media, en m/s. La velocidad media se define con Manning, suponiendo que el flujo es uniforme y es igual a 0.982 m/s. En consecuencia, el tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{125}{0.982} = 127.29 \text{ s} = 127.29 / 60 = 2.1 \text{ min}$$

• Curva de isócronas

La figura 6 indica el comportamiento de la curva de isócronas obtenida con el proceso del RRL para el tramo (d) de la red de alcantarillado

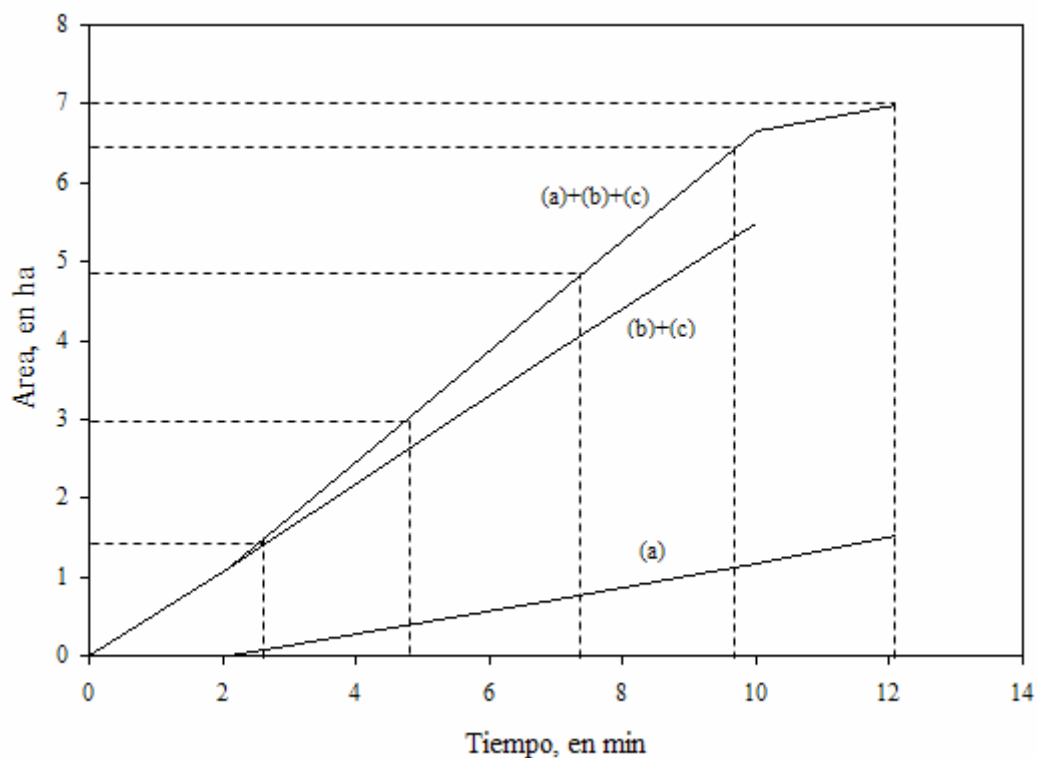


Figura 6. Tiempo de traslado-área impermeable para el tramo (d)

- **Hidrograma virtual de entrada y tránsito**

Las tablas 7 y 8 presentan para el tramo (d) los resultados al estimar el hidrograma virtual de entrada y su tránsito correspondiente.

Tabla 7. Hidrograma virtual de entrada del tramo (d)

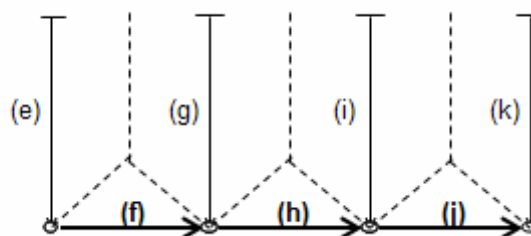
		Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2.42 min, en ha					
t, en min	P, mm	A ₁ 1.400	A ₂ 1.600	A ₃ 1.750	A ₄ 1.650	A ₅ 0.575	q, m ³ /s
0	0	0					0.0000
2.42	0.38	0.532	0				0.0366
4.84	0.98	1.372	0.608	0			0.1364
7.26	5.44	7.616	1.568	0.665	0		0.6783
9.68	0.60	0.840	8.704	1.715	0.627	0	0.8186
12.10	0.15	0.210	0.960	9.520	1.617	0.219	0.8626
14.52	0	0	0.240	1.050	8.976	0.564	0.7458
16.94			0	0.263	0.990	3.128	0.3017
19.36				0	0.248	0.345	0.0408
21.78					0	0.086	0.0059
24.20						0	0.0000

Tabla 8. Tránsito del hidrograma virtual de entrada del tramo (d)

j	t, en min	q, en m ³ /s	x (Q _j Δt/2 + V _j), en m ³	y Q _j , en m ³ /s	V _j , en m ³
1	2.42	0.0366	2.6600	0.0028	2.4586
2	4.84	0.1364	14.8173	0.0502	11.1748
3	7.26	0.6783	66.6773	0.2521	48.3726
4	9.68	0.8186	138.7430	0.5322	100.1089
5	12.10	0.8626	183.5323	0.7058	132.2899
6	14.52	0.7458	197.8225	0.7612	142.5617
7	16.94	0.3017	163.3509	0.6276	117.7871
8	19.36	0.0408	97.0883	0.3704	70.1984
9	21.78	0.0059	46.7022	0.1744	34.0418
10	24.20	0.0000	21.8126	0.0774	16.1908

El gasto de diseño obtenido para el tramo (d) es de 0.7612 m³/s, puede drenarse con un diámetro D = 0.88 m; sin embargo comercialmente de diámetro será de D_d = 0.91 m

4. Tramos (f), (h) y (j)



Aplicando el procedimiento del método hidrológico desarrollado por el Road Research Laboratory (RRL) se calcularon los gastos de diseño de los tramos (f), (h) y (j) y sus diámetros correspondientes. La tabla 9 presenta un resumen general de los resultados obtenidos para cada uno de los tramos que integran la red de alcantarillado pluvial.

CONCLUSIONES

El método del Road Research Laboratory (RRL) ha tenido una aplicación fecunda en el diseño y revisión de las redes de alcantarillado pluvial en las grandes ciudades con resultados satisfactorios y varios organismos encargados de proporcionar el servicio de drenaje urbano, lo han seleccionado como un método idóneo y eficaz para llevar a cabo tales acciones.

Por su parte, en este ejemplo numérico sobre el diseño de una red de alcantarillado pluvial, se realizó con el propósito de aclarar los conceptos teóricos del método del RRL y de utilizar el método de regionalización de lluvias máximas, ya que permite obtener diseños homogéneos de redes de alcantarillado en una cuenca urbana, en contraposición con aquellos métodos que recomiendan utilizar lluvias de diseño de tipo puntual.

Finalmente, las redes de alcantarillado pluvial de las ciudades urbanas presentan problemas graves para desalojar los volúmenes producidos por las lluvias, debido a diseños inconsistentes y heterogéneos, y la metodología descrita en este artículo es una opción viable para diseñar redes de alcantarillado que reduzcan los riesgos de inundación.

Tabla 9. Resumen del diseño hidrológico de la red de alcantarillado pluvial

Tramo	P_e , mm (1)	t_c , min (2)	ΣA , ha (3)	Q_D , m ³ /s (4)	D_t , m (5)	D_c , m (6)	v , m/s (7)	t_t , min (8)
a	6.90	10.0	1.500	0.1600	0.49	0.30	0.982	2.1
b						0.61		
c						0.30		
d	7.52	12.1	5.475	0.7612	0.88	0.91	1.282	1.7
e						0.30		
f						1.07		
g	8.03	13.7	9.640	1.1461	0.96	0.30	1.428	1.7
h						1.07		
i						0.30		
j	8.87	16.7	17.515	1.7282	1.14	1.22	1.559	1.5
k						0.30		

(1) Lluvia efectiva, en mm

(2) Tiempo de concentración, en min

(3) Área total de aportación, en ha

(4) Gasto de diseño, en m³/s

(5) Diámetro teórico, en m

(6) Diámetro comercial, en m

(7) Velocidad a tubo lleno, en m/s

(8) Tiempo de traslado, en min

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Terstriep, M. and Stall, J. (1969), “Urban runoff by Road Research Laboratory”, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol 105, pp 1809-1834.

Ven, T. C. (1982), “Hidráulica de los Canales Abiertos”, Editorial Diana, S. A., México.

