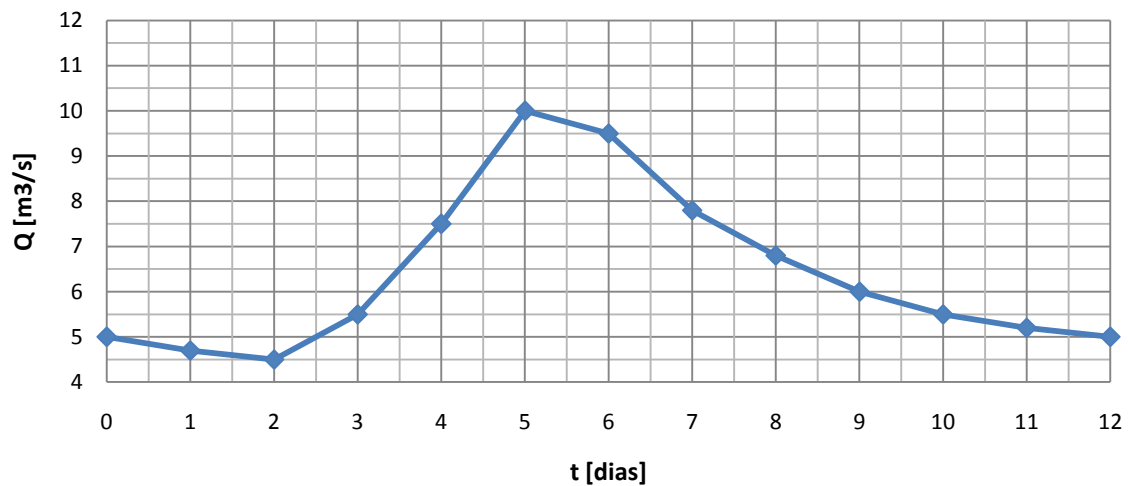


Auxiliar Control 2

Pregunta 1: Hidrograma de escorrentia

Para una cuenca de 1460 km^2 se registró una crecida producto de una tormenta que se muestra en la Figura 1.

Figura 1: Hidrograma de escorrentia total



t [días]	Q [m³/s]
0	5
1	4.7
2	4.5
3	5.5
4	7.5
5	10
6	9.5
7	7.8
8	6.8
9	6
10	5.5
11	5.2
12	5

De acuerdo al hidrograma de escorrentia total presentado, determine el volumen de escorrentia directa utilizando los métodos de línea recta, flujo base fijo y pendiente variable.

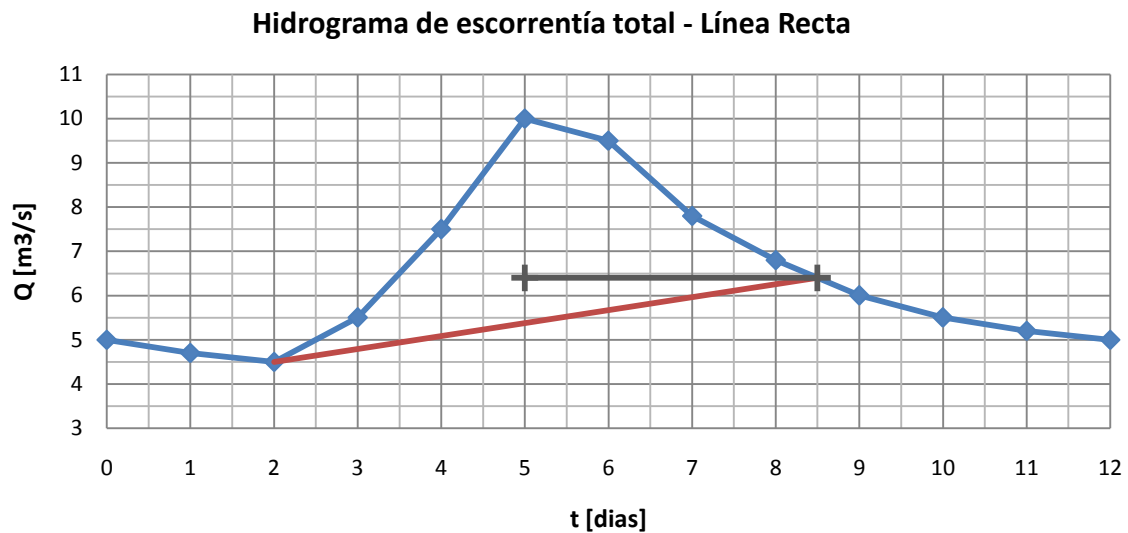
Solución Pregunta 1

Para determinar el punto D que delimita el término de la curva de recesión en un hidrograma y el comienzo de la curva de agotamiento, utilizo la fórmula (método de Linsley):

$$N = \frac{A^{0.2}}{1.21}$$

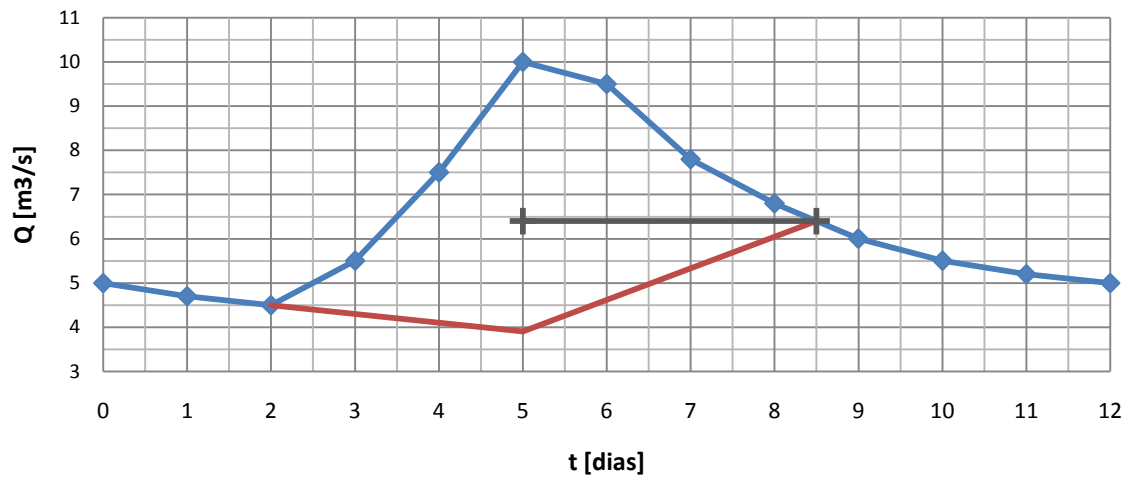
Donde N está en días a partir del tiempo al caudal peak y A en km². Reemplazando los datos obtengo N=3.5. De este modo puedo calcular el volumen de escorrentía directa con las áreas entre el hidrograma y la curva de flujo base utilizando los tres métodos:

Línea Recta



El volumen de escorrentía total para el periodo de crecida es de 4254530.8 m³. Luego la línea recta entrega un flujo base igual a 3060167.4 m³, por lo cual VED = 1194363.4 m³.

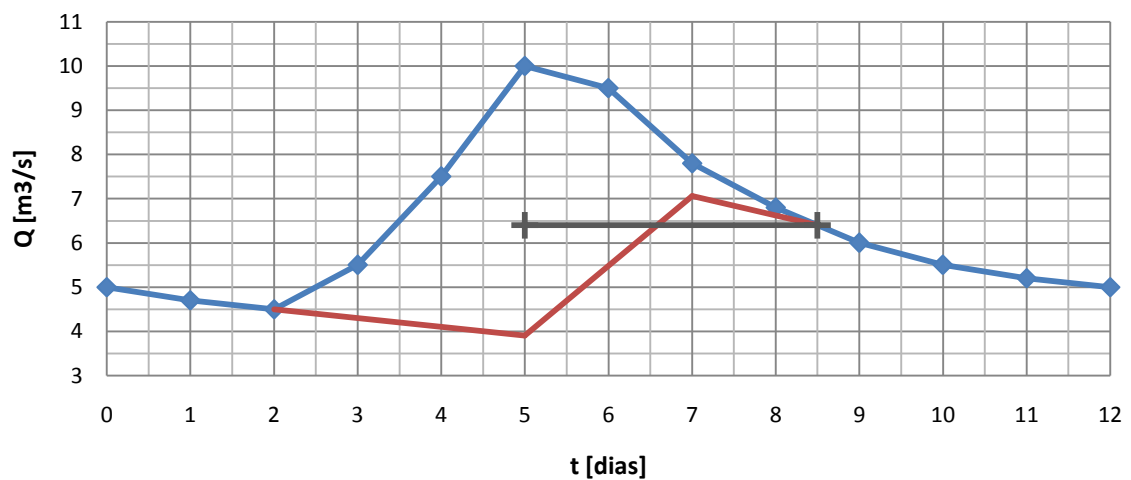
Hidrograma de escorrentía total - Flujo Base Fijo



El volumen bajo la curva de flujo base es de 2645477.9 m^3 , por lo tanto, $\text{VED} = 1609053 \text{ m}^3$.

Pendiente Variable:

Hidrograma de escorrentía total - Pendiente Variable



En este caso el volumen de flujo base alcanza los 2988588.4 m^3 , por tanto, $\text{VED} = 1265942.4 \text{ m}^3$.

Problema 2: Hidrograma Unitario Sintético

En una cuenca ubicada en la VI región del país, cuyos datos geomorfológicos se indican, no existen información fluviométrica medida. Se pide estimar el hidrograma que se generaría con una lluvia de intensidad efectiva constante durante el tiempo de concentración de la cuenca.

Datos:

Intensidad de la lluvia efectiva [mm/hr]: 3

Longitud del Cauce Principal [km]: 10

Longitud al centro de Gravedad [km]: 7

Pendiente de la Cuenca: 0,248

Desnivel Máximo [m]: 680

Altura Media sobre. Punto. Salida [m]: 300

Área [km²]: 50

Solución Pregunta 3

En primer lugar, se estima el tiempo de concentración de la cuenca con la fórmula de California:

$$tc = 0.95 \cdot \left(\frac{L^3}{H_{max}} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración [hr]

L : Longitud del cauce principal (Km)

H_{max} : Desnivel máximo de la cuenca (m)

Evaluando se obtiene $t_c=1.1$ hr

Dado que no existe ningún tipo de control fluvigráfico, es imposible determinar un HU real y por lo tanto es necesario recurrir al HU sintético, cuyas expresiones de cálculo se presentan a continuación:

$$t_p \equiv C_t \left(\frac{L_C L_G}{\sqrt{S}} \right)^{n_t} \quad \text{y } L_G \text{ en km.}$$

$$q_p = C_p t_p^{n_p} \quad (l/s/Km^2)$$

$$T_B = C_B t_p^{n_B} \quad (hrs)$$

$$t_u \equiv \frac{t_p}{5.5}$$

Para La VI Región se tienen los parámetros que se indican a continuación:

	C_t	n_t	C_p	n_p	C_b	n_b
Zona 1	0.324	0.421	140.014	-0.784	5.043	0.8442

Evaluando se obtiene:

t_p [hrs]	2.6
q_p [l/s/km ²]	66.2
T_b [hrs]	11.29

Previo a cualquier cálculo es necesario adoptar el tiempo unitario:

$$t_u = t_p / 5,5 = 2,6 / 5,5 = 0,47 \text{ hr}$$

Cuando el valor obtenido de t_u no es un valor conveniente, puede ser modificado a t_u' deseado.

$$t_p' = t_p + 0.25 * (t_u' - t_u)$$

Ahora, conocidos los parámetros t_p' y q_p' es necesario determinar el hidrograma unitario, para lo cual se recurre al hidrograma unitario adimensional SCS

t/t_p	q/q_p
0	0
0.3	0.2
0.5	0.4
0.6	0.6
0.75	0.8
1	1
1.3	0.8
1.5	0.6
1.8	0.4
2.3	0.2
2.7	0.1

Multiplicando por tp' y qp' se obtiene:

t [hrs]	q [l/s/km ² /mm]
0.00	0.00
0.78	13.20
1.31	26.40
1.57	39.60
1.96	52.80
2.61	66.00
3.39	52.80
3.92	39.60
4.70	26.40
6.00	13.20
7.05	6.60

Para comprobar si es unitario, se debe verificar que la precipitación, es decir el volumen de escorrentía directa dividido por el área pluvial, sea igual a 1 [mm]. En caso de no ser así, se corrige el HUS por el factor $1/P_{pof}$.

	HUS	HUS*A	Volumen
t [hrs]	q [l/s/km ² /mm]	q [m ³ /s/mm]	[m ³ /mm]
0.00	0.00	0.00	
0.78	13.20	0.66	930.2
1.31	26.40	1.32	1860.3
1.57	39.60	1.98	1550.3
1.96	52.80	2.64	3255.6
2.61	66.00	3.30	6976.2
3.39	52.80	2.64	8371.5
3.92	39.60	1.98	4340.8
4.70	26.40	1.32	4650.8
6.00	13.20	0.66	4650.8
7.05	6.60	0.33	1860.3
7.58	0.00	0.00	316.6
		Volumen [m ³]	38446.8
		Área [m ²]	50000000
		Lluvia [m]	0.00076894
		Lluvia [mm]	0.7689

Dado que la lluvia efectiva es 0.7689 mm, se corrige HUS multiplicándolo por 1/0.7689, obteniéndose el siguiente resultado:

	HUS cor	HUS cor*A	Volumen
t [hrs]	q [l/s/km ² /mm]	q [m ³ /s/mm]	[m ³ /mm]
0.00	0.0	0.00	
0.78	17.2	0.86	1209.7
1.31	34.3	1.72	2419.4
1.57	51.5	2.57	2016.1
1.96	68.7	3.43	4233.9
2.61	85.8	4.29	9072.6
3.39	68.7	3.43	10887.1
3.92	51.5	2.57	5645.2
4.70	34.3	1.72	6048.4
6.00	17.2	0.86	6048.4
7.05	8.6	0.43	2419.4
7.58	0.0	0.00	411.7
		Volumen [m3]	50000.0
		Área [m2]	50000000
		Lluvia [m]	0.001
		Lluvia [mm]	1.0000

Interpolando el hidrograma unitario a intervalos de duración $t_u = 0,5$ hr, se tiene:

	HUS discretizado
t [hrs]	q [l/s/km ² /mm]
0.0	0.00
0.5	10.96
1.0	24.30
1.5	47.16
2.0	69.78
2.5	82.94
3.0	77.28
3.5	65.14
4.0	49.63
4.5	38.67
5.0	30.36
5.5	23.78
6.0	17.19
6.5	13.08
7.0	8.97
7.5	0.00

Duración de la Tormenta

Por enunciado se sabe que la duración de la tormenta es igual 1,1 hr (tiempo de concentración de la cuenca) y dado que el t_u es 0,5 hr, se ha adoptado una duración total igual a 1 hr (dos pulsos de precipitación efectiva).

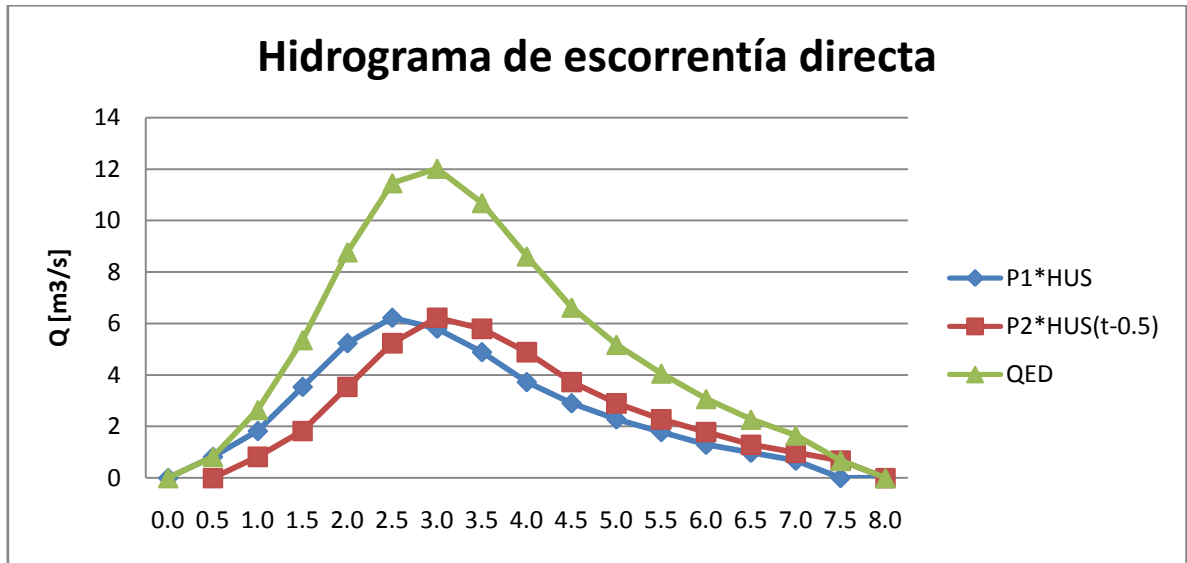
El monto de precipitación en cada intervalo es:

$$P_{ef} = i_{ef} \cdot t = 3 \text{ mm/hr} \cdot 0,5 \text{ hr} = 1,5 \text{ mm}.$$

Cálculo Hidrograma de Escorrentía Directa

	HUS discretizado	P1*HUS	P2*HUS(t-0.5)		QED	Volumen
t [hrs]	q [l/s/km ² /mm]	1.5*HUS(t) [l/s/km ²]	1.5*HUS(t-0.5) [l/s/km ²]	Suma [l/s/km ²]	Suma*A [m ³ /s]	[m ³]
0.0	0.00	0.00		0.00	0.00	
0.5	10.96	16.44	0.00	16.44	0.82	739.9
1.0	24.30	36.45	16.44	52.90	2.64	3120.2
1.5	47.16	70.74	36.45	107.19	5.36	7203.7
2.0	69.78	104.67	70.74	175.41	8.77	12716.8
2.5	82.94	124.40	104.67	229.08	11.45	18201.7
3.0	77.28	115.92	124.40	240.32	12.02	21122.9
3.5	65.14	97.72	115.92	213.64	10.68	20428.1
4.0	49.63	74.45	97.72	172.17	8.61	17361.2
4.5	38.67	58.01	74.45	132.46	6.62	13708.3
5.0	30.36	45.54	58.01	103.55	5.18	10620.3
5.5	23.78	35.67	45.54	81.21	4.06	8314.2
6.0	17.19	25.79	35.67	61.46	3.07	6420.2
6.5	13.08	19.62	25.79	45.41	2.27	4808.9
7.0	8.97	13.45	19.62	33.07	1.65	3531.6
7.5	0.00	0.00	13.45	13.45	0.67	2093.8
8.0	0.00		0.00	0.00	0.00	605.4
VED [m ³]						150997.2
A [m ²]						50000000.0
Pp _{ef} [m]						0.00301994
Pp _{ef} [mm]						3.02

Como Pp_{ef} aprox es 3 mm, se tiene que el cálculo está correcto.



Por {ultimo, a estos resultados han de sumársele el flujo base para entregar el Hidrograma de Escorrentía Total.

Problema 3 (P3Examen 2009/1)

Una cuenca ubicada en la VIII región, cercana a localidad de Chillán, de régimen netamente pluvial, cuenta con dos estaciones limnigráficas de control definidas por los puntos A y B, las cuales han operado en buenas condiciones durante los últimos 30 años.

El puente ubicado aguas arriba del punto B fue construido el año 2000 y durante la tormenta ocurrida en julio de 2007 (ver Tabla 1.1, crecida registrada en estación A) el puente carretero vio interrumpida su operación debido a la falla de una de sus cepas. El MOP, mandante de la obra, ha iniciado un proceso judicial contra la empresa constructora aduciendo que la falla del puente se debió a una mala ejecución de la construcción del puente, por otra parte, la empresa constructora aduce que la falla se debió a que durante la crecida de julio de 2007 se superó el caudal de diseño, $T = 200$ años. En base a los conocimientos adquiridos en el curso se le solicita **dar una opinión fundamentada desde el punto de vista hidrológico**. Para ello, considere, al menos, los siguientes aspectos:

- Determine el caudal de diseño del puente. ($Q=392.77 \text{ m}^3/\text{s}$)
- Establezca una metodología para estimar el aporte de la cuenca intermedia.
- A partir del hidrograma registrado en A (ver tabla 1.1) determine el caudal que se habría registrado en B durante la tormenta. Considere que la estación C registró una precipitación diaria de 80 mm.

Antecedentes disponibles.

- A partir de los registros hidrológicos disponibles para el periodo 1976/77 a 2005/06 se efectuó un análisis de frecuencia de la serie de caudales máximos instantáneos, determinándose que la distribución de mejor ajuste corresponde a la distribución Pearson tipo III (ver estadígrafos en Tabla 1.2).

- Se dispone de registros de crecidas ocurridas en los años 1986 y 1991 (ver figuras 1.2 y 1.3), adicionalmente se dispone de información de terreno que indica que el tramo entre A y B es asimilable a una sección ancha rectangular.

-Índice $\phi=0.3 \text{ mm/hr}$.

Tabla 1.1: Crecida registrada en A. Julio 2007

t [hrs]	$Q_A (\text{m}^3/\text{s})$
0	30
1	33
2	45
3	60
4	75
5	90
6	100
7	115
8	80
9	70
10	60
11	40
12	32
13	30
14	30

Figura N° 1.2: Hidrogramas observados Junio 1986

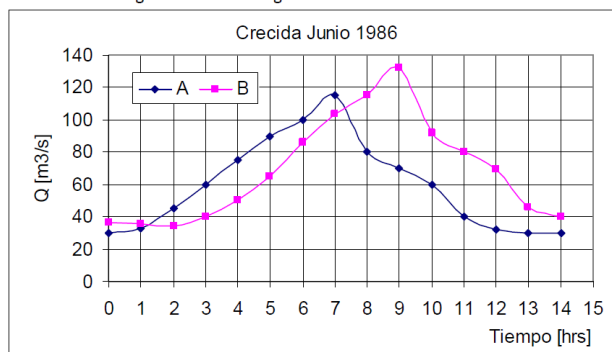


Figura N° 1.3 Hidrogramas observados Julio 1991

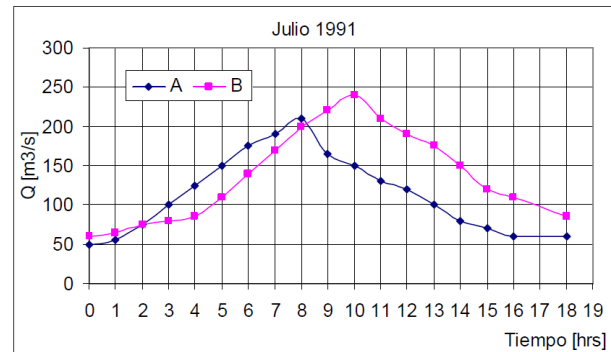


Tabla 1.2: Estadígrafos Series de Caudales Máximos Instantáneos.

Punto de Control	A [km^2]	m [m^3/s]	s [m^3/s]	C_s
A	170	116,8	62	0,82
B	200	140	74,6	0,87

Solución P2

- c) Utilizando la información de las crecidas de A y B históricas, puedo estimar que el valor de k es el tiempo entre Q peaks, es decir, $k = 2$ horas. Si considero además un valor $x=0.3$ (ese valor se debiese estimar, pero lo asumo así). Puedo calcular los parámetros C_1 , C_2 y C_3 para hacer rastreo entre el hidrograma a la entrada del río hasta antes de la confluencia. Considero además variaciones $\Delta t = 2$ horas.

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2kx}{2k(1-x) + \Delta t} = 0.16708$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2kx}{2k(1-x) + \Delta t} = 0.66583$$

$$C_3 = \frac{2k(1-x) - \Delta t}{2k(1-x) + \Delta t} = 0.16708$$

(Chequear que $C_i > 0$ y que $\sum C_i = 1$)

Luego con la ecuación de rastreo de crecidas:

$$Q(t + dt) = C_1 \cdot I(t + dt) + C_2 I(t) + C_3 \cdot Q(t)$$

De este modo, considernado $Q(0)=I(0)=30 \text{ m}^3/\text{s}$, tengo:

$t \text{ [hr]}$	$I \text{ [m}^3/\text{s]}$	$QB \text{ [m}^3/\text{s]}$
0	30	30
2	45	32.5
4	75	47.9
6	100	74.7
8	80	92.4
10	60	78.7
12	32	58.5
14	30	36.1

A esto hay que sumarle el aporte de escorrentía debido a una lluvia de 80 mm con una duración de 24 horas. Utilizando el índice ϕ , la precipitación efectiva sería:

$$P_{\text{pef}} = P_p - \phi \cdot t = 80 \text{ mm} - 0.3 \text{ mm/hr} \cdot 24 \text{ hr} = 72.8 \text{ mm}$$

Dado que no conocemos parámetros geomorfológicos para hacer HUS, y no queremos hacer rastreo entre tramos por un tema de tiempo, suponemos que esta P_{pef} aporta un flujo constante al hidrograma antes de la confluencia.

Si el área de la cuenca intermedia es de 30 km^2 (diferencia de áreas), el volumen generado es 2.184 Mm^3 , lo cual en una duración de 24 horas, entrega un caudal $Q=25.28 \text{ m}^3/\text{s}$. De este modo, sumando directamente, la escorrentía en B sería aproximadamente:

t [hr]	QB [m ³ /s]
0	55.28
2	57.78
4	73.19
6	99.93
8	117.72
10	104.02
12	83.73
14	61.35

Lo cual entrega un Q máximo igual a 117.72 m³/s.

Como este valor es mucho menor al caudal de diseño (probablemente quede fuera del intervalo de confianza), se concluye que el puente fue mal diseñado (o construido).