Capítulo 155
Calha plana

Capítulo 155- Calha plana

155.1 Introdução

Em instalações prediais pluviais de telhados industriais existem calhas planas conforme Figura (155.1) com declividade nula e surge o problema de como dimensioná-las. Geralmente são as calhas de platibanda conforme Figura (155.2) cuja largura varia de 0,40m até 1,20m para a devida manutenção. Muitas vezes se consegue uma pequena declividade como 0,5% (0,005m/m) e algumas vezes não temos esta possibilidade.

Em pequenos empreendimentos já vimos canal que recebe águas pluviais e que não possui nenhuma declividade, sendo feito praticamente em nível.

Isto cria problemas, pois, normalmente usamos a fórmula de Manning para calcular a vazão, mas como a declividade S=0 como entrar na equação de Manning?.

$$V= (1/n)\ R^{2/3}\ S^{0,5}$$

Sendo:
V= velocidade média (m/s)
R= raio hidráulico (m)
S= declividade (m/m)

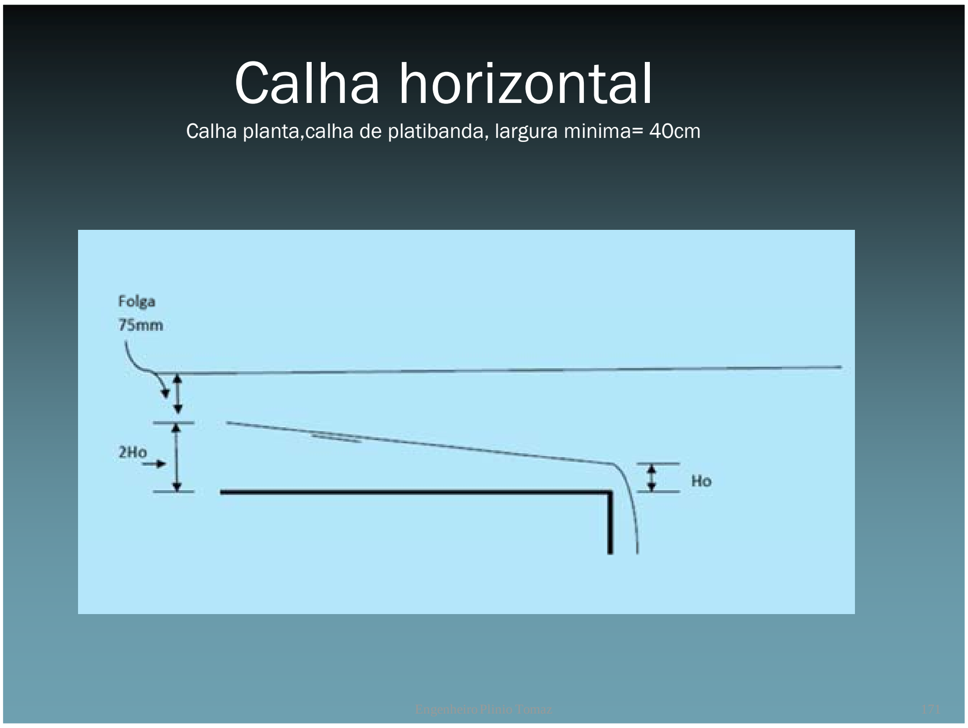


Figura 155.1- Calha horizontal

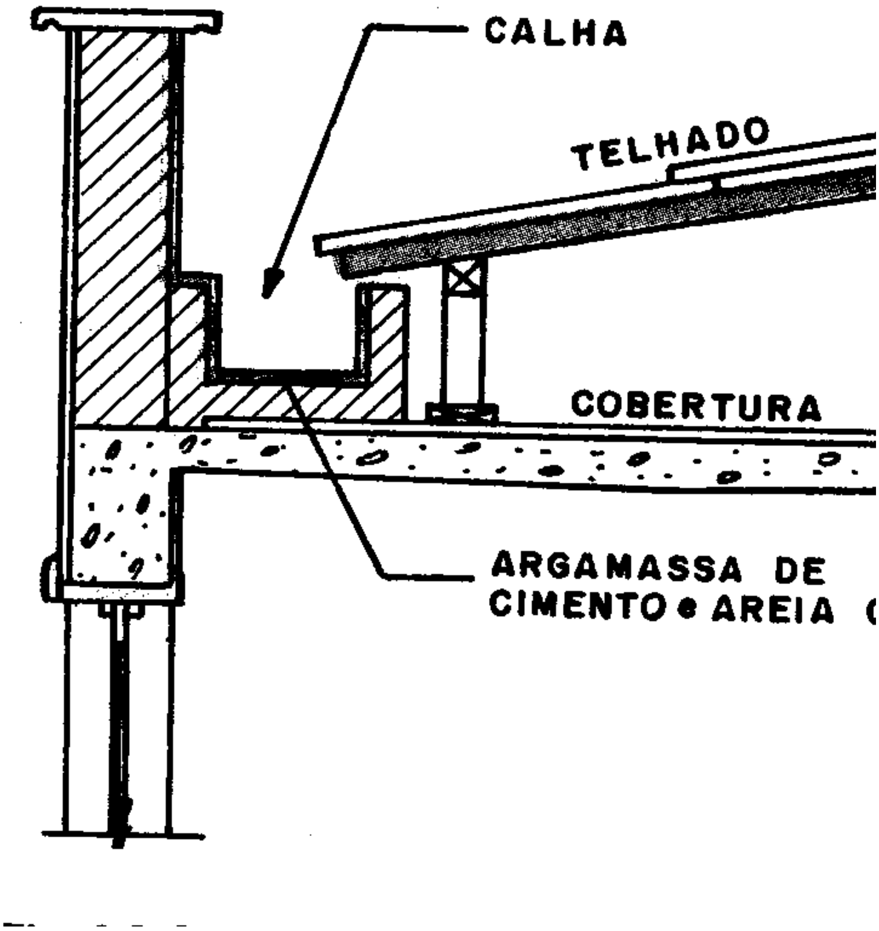


Figura 155.2- Calha de platibanda

Estes são casos que podem ser resolvidos com o *Movimento Gradualmente Variado* (MGV) que está detalhado no capítulo 69.

Para resolver tais problemas usamos o *Direct Step Method*.

155.2 Altura crítica

Para canal de seção retangular é muito conhecida a equação:

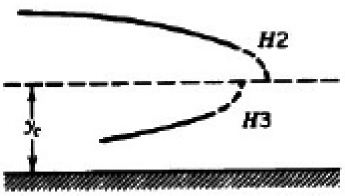
$$yc = (Q^2/b^2.g)^{(1/3)}$$

155.3 Curva de remanso

Conforme notas de aula do curso PGD 2301 Hidráulica 1 da EPUSP quando o canal é horizontal temos duas opções conforme Figura (155.3):

- Curva H2
- Curva H3

Observar que as curvas dependem da altura crítica yc, pois, quando y> yc teremos a curva H2. Estes nomes H2, H3 e outros que se usam em movimento gradualmente variado foram criados por Ven Te Chow e são usados em todo o mundo.

Perfis de Superfície	Curva	Profundidade	Escoamento	Declividade de Superfície
	$H2$	$y > y_c$	Subcrítico	Negativa
	$H3$	$y < y_c$	Supercrítico	Positiva

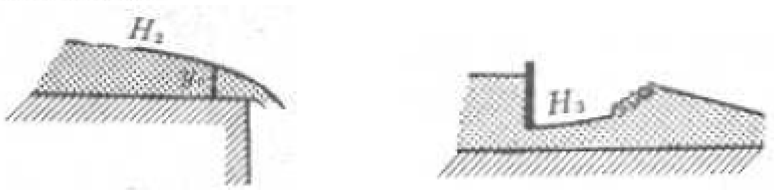


Figura 155.3- Tipos de curvas

155.4 *Direct step method*

Consideremos um trecho de um canal dx ou ΔX com declividade So conforme Figura (155.4).

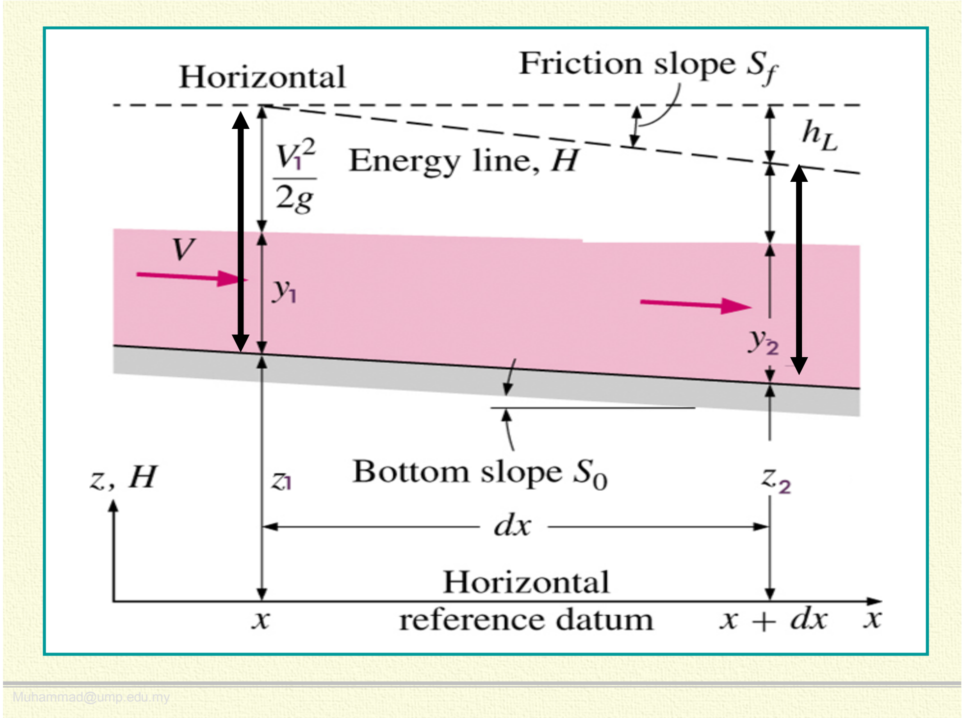


Figura 155.4- Esquema

Vamos aplicar o Teorema de Bernouilli nas seções 1 e 2 e podemos escrever:

$$Y_1 + V^2/ 2g + Z_1 = Y_2 + V^2/ 2g + Z_2 + H_L$$

A energia $E= y + V^2/2g$

Portanto:

$E_1= Y_1 + V_1^2/2g$ $\qquad$ $E_2= Y_2 + V_2^2/2g$

$E_1 + So.\ \Delta x= E_2 + Sf\ .\Delta\ x$

Tirando o valor de Δx temos:

$$\Delta x\ (So - Sf) = E_2 - E_1$$

$$\Delta x= (E_2 - E_1) / (So - Sf)$$

Usaremos a média de Sf1 com Sf_2.

$$Sf = (Sf_1 + Sf_2)/2$$

O valor de Sf pode ser obtido pela fórmula de Manning explicitando o valor de Sf.

$$Sf= n^2 \times V^2 / R^{(4/3)}$$

Uma recomendação feita por Chaudhry, 1993 é que se calcula a profundidade normal y_n e quando vamos usar os cálculos até um valor 10% a mais, isto é, $y_n = 1,10 \times y_n$.

Nota: o coeficiente de Coriolis denominado "α" é suposto sempre: α=1.

Exemplo 155.1 CHAUDHRY
Vamos calcular a altura normal yn, a altura crítica yc, número de Froude bem como a declividade crítica de um canal trapezoidal onde foi erguida a jusante uma comporta com 5m de altura. A vazão $Q=30m^3/s$, declividade 2H: 1V, isto é, z=2, α =1, n=0,013. Achar também a curva de remanso.

Usaremos a equação de Manning e a fórmula aproximada de French para o yc.

Os valores achados foram:

y_n= 1,10m

y_c=0,93m

F= 0,75

Tabela 155.1- Cálculo do yn, yc e número de Froude

B	Z	Profundidade normal Tentativa	Phi	Altura crítica Fórmula de French	T superficie
Base (m)	**Talude**	**y n (m)**	**(para yc)**	**yc aproximado (m)**	**(m)**
10	2	1,00	91,74	0,93	14,00
10	2	1,05	91,74	0,93	14,20
10	2	1,08	91,74	0,93	14,32
10	2	1,09	91,74	0,93	14,36
10	2	1,10	91,74	0,93	14,38

Tabela 155.2- Continuação-Cálculo do yn, yc e número de Froude

F= V/ (g x A/T) ^{0,5}	Área molhada	Perimetro molhado		Veloc.	Vazão Q calculada
Froude	Area (m^2)	P (m)	R=A/P (m)	V (m/s)	Q (m^3/s)
0,74	12,0	14,47	0,83	2,15	25,76
0,75	12,7	14,70	0,86	2,21	28,05
0,75	13,1	14,83	0,89	2,24	29,46
0,75	13,3	14,87	0,89	2,25	29,94
0,75	13,3	14,90	0,90	2,26	30,18

A declividade crítica é aquela para a altura crítica e velocidade critica. Aplicando a fórmula de Manning teremos:

$V= (1/n)\ R^{(2/3)} \times S^{0,5}$

$Q= A \times V$

$Q= Ax\ (1/n)\ R^{(2/3)} \times Sc^{0,5}$

$R= (0,93 \times 10)/ (10 + 2 \times 0,93)=0,78m$

$30= (0,93 \times 10) \times (1/0,013) \times 0,78^{(2/3)} \times Sc^{0,5}$

$30= 607,19 \times Sc\ 0,5$

$Sc= (30/607,19)\ 2 =0,00244m/m$

Portanto, a declividade crítica é 0,00244m/m

155.5 Calha plana

Em uma calha de platibanda plana a mesma é lançada em um coletor vertical e temos que calcular a altura crítica yc.

A regra prática é adotar 2.yc como a altura máxima, só que não é especificada a distância horizontal para atingir tal altura. Geralmente este comprimento não passa de aproximadamente 34m.

Exemplo 155.2

Consideremos um telhado de uma indústria em que vai ser feita uma canaleta de concreto com n=0,015 para recolher as águas pluviais e que esta canaleta tem 0,40m de largura e declividade nula, isto é, S=0 para uma vazão de Q=0,01925m^3/s. O comprimento da calha tem 20,00m até o coletor vertical. Pergunta-se qual a altura da água na calha a 20m ?

Usamos então o *Direct Step Method*.

A altura critica calculada é yc=0,06m, pois, as águas da calha caem em queda livre no coletor vertical. Teremos um perfil denominado H2 conforme Figura (155.3).

Tabela 155.3- Cálculos preliminares

Calha plana	
Dados:	
Declividade So (m/m)=	0
Vazão (m3/s)=	**0,01925**
Base do canal (m)=Bo=	**0,4**
Coeficiente equivalente de Manning n=	**0,015**
Alfa=	**1**
Talude zH: 1 V= z=	**1**
Profundidade a jusante (m)=	**0,057**
yc (m)=	0,060
vc (m/s)=	0,77
Profundidade normal adotada (m)=yn=	**0**
Adotar yn= 1,1 x yn	**0,00**
Sc (m/m)=	**0,007999**
Canal de declividade nula= curva tipo H=horizontal	curva tipo H2

Tabela 155.4- Direct Step Method para a calha plana

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11
y	A (m2)	R (m)	V (m/s)	Sf	Sf`	So- Sf´	E	Delta E	Δx	x2
0,060	0,0	0,05	0,70	6,14E-03	0	0	0,08479	0,00000	0,0	0,0
0,070	0,0	0,06	0,59	3,65E-03	0,004890487	-0,004890487	0,08745	0,00266	-0,5	-1
0,080	0,0	0,06	0,50	2,32E-03	0,002981343	-0,002981343	0,09281	0,00536	-1,8	-2
0,090	0,0	0,07	0,44	1,55E-03	0,001933377	-0,001933377	0,09971	0,00690	-3,6	-6
0,100	0,1	0,07	0,39	1,08E-03	0,001314522	-0,001314522	0,10755	0,00784	-6,0	-12
0,110	0,1	0,08	0,34	7,76E-04	0,000927825	-0,000927825	0,11600	0,00845	-9,1	-21
0,120	0,1	0,08	0,31	5,74E-04	0,00067506	-0,00067506	0,12485	0,00885	-13,1	-34

Observamos na Tabela (155.4) que adotando:

ymax = 2. yc= 2 x 0,06=0,12m

Isto acontecerá 34m a montante do coletor vertical e como temos somente 20m a altura máxima chegar a 0,11m.

155.6 Fórmula da onda cinemática 1971

A equação da onda cinemática feita por Ragam, 1971 e Fleming, 1975 *in* Wanielista,1997, deve ser usada para a estimativa do tempo de concentração quando existe a velocidade da onda (velocidade não muda com a distância mas muda no ponto).

A fórmula é feita somente para o cálculo de escoamento superficial. Isto deve ser entendido quando a chuva corre sobre um gramado, uma floresta, um asfalto ou concreto. Está incluso o impacto das gotas de água, os obstáculos dos escoamentos como os lixos, vegetação e pedras e transporte de sedimentos.

O comprimento máximo do escoamento superficial deve ser de 30m a 90m (McCuen, 1998, p.45). Na prática é usada a fórmula para comprimentos um pouco abaixo de 30m e um pouco acima de 90m sem problemas.

$$t = \frac{6{,}99 \cdot (n \cdot L / S^{0{,}5})^{0{,}60}}{i^{0{,}4}} \qquad \textbf{(Equação 155.1)}$$

Sendo:
t= tempo de escoamento superficial (min);
n= coeficiente de Manning para escoamento superficial;
L= é o comprimento (m) do ponto mais distante, medido paralelamente a declividade até o ponto a ser alcançado;
S= declividade (m/m);
i= intensidade de chuva (mm/h);

O grande inconveniente é que temos uma equação e duas incógnitas. Uma incógnita é o tempo " t " do escoamento superficial e outra a intensidade de chuva " I ".

O cálculo na prática deve ser feito por ***tentativas*** que é a maneira mais simples, usando um gráfico IDF (intensidade-duração-frequência) ou a equação das chuvas. Deve ser arbitrado um valor do tempo de escoamento "t " , calcular o valor de " I " e achar novamente o valor de " t " e conferir com o valor inicial, até que as diferenças atinjam uma precisão adequada.

Exemplo 155.3: aplicação do tempo de escoamento superficial.

Considere um telhado com rugosidade n=0,015 com 15m de comprimento, e declividade de 0,10m/m. Queremos determinar o valor do tempo e da intensidade de chuva para tempo de retorno de 25anos.

Sendo n=0,015 L=15m S=0,10m/m

$$t = \frac{6{,}99 \times (\, n \times L / S^{\,0{,}5})^{\,0{,}60}}{i^{\,0{,}4}}$$

substituindo teremos:

$$t = \frac{6{,}977 \times (\, 0{,}015 \times 15 / 0{,}1^{\,0{,}5})^{\,0{,}60}}{i^{\,0{,}4}}$$

$$t = 5{,}65 / \; i^{\,0{,}4} \qquad \text{(Equação 155.2)}$$

Portanto, temos uma equação e duas incógnitas. A solução é introduzir mais uma equação, ou seja, a equação da intensidade da chuva. Tomamos então a equação da chuva de Paulo Sampaio Wilken para São Paulo com as unidades em mm/h:

$$I = \frac{1747{,}9 \times T^{0{,}181}}{(\, t + 15)^{0{,}89}} \qquad \text{(mm/h)}$$

Como é fornecido o período de retorno T=25 anos, teremos para a intensidade da chuva.

$$I = \frac{1747{,}9 \times 25^{0{,}181}}{(\, t + 15)^{0{,}89}} = \frac{3130}{(\, t + 15)^{0{,}89}} \qquad \text{(Equação 155.3)}$$

A resolução das Equações (155.1) e (155.2) é feita por tentativas.

Arbitra-se um valor de ‘t’ e calcula-se o valor de “i “ e em seguida recalcula-se o valor de “t”através da Equação (155.1).

Usa-se o valor do resultado da Equação (155.2) até que os valores praticamente coincidam.

Arbitrando um valor de t=1min na Equação (155.3) achamos:

$$I = \frac{3130}{(t+15)^{0,89}} = \frac{3130}{(1+15)^{0,89}} = 265,5$$

Com o valor de I=265,5 entra-se na Equação (155.2):

$$t = 5,65 / i^{0,4} = 5,65 / 265,5^{0,4} = 0,61min$$

Como o valor arbitrado foi de 1min e achamos 0,61min, recalculamos

tudo novamente, usamos t=0,61min.

$$i = \frac{3130}{(t+15)^{0,89}} = \frac{3130}{(0,61+15)^{0,89}} = 272,2mm/h$$

$$t = 5,65 / i^{0,4} = 5,65 / 272,2^{0,4} = \mathbf{0,60min}$$

Portanto, que o tempo de concentração é de 0,6min.

155.7 Tempo de concentração

Vamos supor duas rampas A e B com comprimento L_1 e L_2, declividade S_1 e S_2 e largura W.

Segundo Akan, 1993 o tempo de concentração Tc é dado pela equação:

$$\mathbf{Tc = (L.n/S^{0,5})^{0,6} / (C.i)^{0,4}}$$

Sendo:
Tc= Tempo de concentração (s)
L= comprimento (m)
n= coeficiente de rugosidade de Manning
S= declividade (m/m)
C= coeficiente de runoff
i= intensidade de chuva (m/s)

Exemplo 155.4

Achar o tempo de concentração para a subbacia A e B conforme dados da Tabela (155.6) para o municipio de São Paulo. Calcular a vazão de pico e a altura do canal de concreto horizontal com 6,00m de largura.

$$I = \frac{1747{,}9 \times T^{0{,}181}}{(t + 15)^{0{,}89}} \quad \text{(mm/h)}$$

Como é fornecido o período de retorno T=25 anos, teremos para a intensidade da chuva.

$$I = \frac{1747{,}9 \times 25^{0{,}181}}{(t + 15)^{0{,}89}} = \frac{3130}{(t + 15)^{0{,}89}} \qquad \text{(Equação 155.3)}$$

Como podemos ver o valor da intensidade I depende do tempo de concentração tc.

Tabela 155.6- Calculos das subbacias A e B que caem no canal horizontal

	A	B
Comprimento do talude (m)	200	500
Largura do talude (m)	700	700
Area da bacia (há)=	14	35
Declividade da area (m/m)=	0,05	0,01
Rugosidade de Manning n=	0,018	0,023
Area impermeavel (%)	60	80
Coeficiente de Runoff	0,59	0,77
Periodo de retorno (anos)	25	25
tc (min)=	5,5	19,3
Intensidade de chuva (mm/h)=	199,58	126,23
Intensidade de chuva (m/sd)=	5,5E-05	3,5E-05
tc calculado (s)=	329,78	1158,44
tc calculado (min)=	5,50	19,31
Q=CIA/360=	4,58	9,45
Qmaximo (m3/s)=	14,03	

Achamos dois tempos de concentração. Para a rampa A tc= 5,5min e para a rampa B tc=19,3min.

Aplicando o Método Racional para cada bacia obtemos dois picos de vazão, sendo de 4,58 m^3/s e outro de 9,45 m^3/s.

Tabela 155.7- Hidrograma das bacias A e B e soma dos hidrogramas usando o método Racional com tb=2,67tc

Tempo (min)	Bacia B (m^3/s)	Bacia A (m^3/s)	A+B (m^3/s)
0	0,00	0,00	0,00
1	0,49	0,83	1,32
2	0,98	1,67	2,64
3	1,47	2,50	3,97
4	1,96	3,33	5,29
5	2,45	4,16	6,61
6	2,94	4,33	7,27
7	3,43	3,83	7,26
8	3,92	3,33	7,25
9	4,41	2,83	7,24
10	4,90	2,34	7,23
11	5,39	1,84	7,22
12	5,88	1,34	7,21
13	6,37	0,84	7,21
14	6,85	0,34	7,20
15	7,34	0,00	7,34
16	7,83		7,83
17	8,32		8,32
18	8,81		8,81
19	9,30		9,30
20	9,24		9,24
21	8,95		8,95
22	8,66		8,66
23	8,37		8,37
24	8,07		8,07
25	7,78		7,78
26	7,49		7,49
27	7,19		7,19
28	6,90		6,90
29	6,61		6,61
30	6,31		6,31
31	6,02		6,02
32	5,73		5,73

33	5,43		5,43
34	5,14		5,14
35	4,85		4,85
36	4,55		4,55
37	4,26		4,26
38	3,97		3,97
39	3,67		3,67
40	3,38		3,38
41	3,09		3,09
42	2,79		2,79
43	2,50		2,50
44	2,21		2,21
45	1,91		1,91
46	1,62		1,62
47	1,33		1,33
48	1,04		1,04
49	0,74		0,74
50	0,45		0,45
51	0,16		0,16
52	0,00		0,00

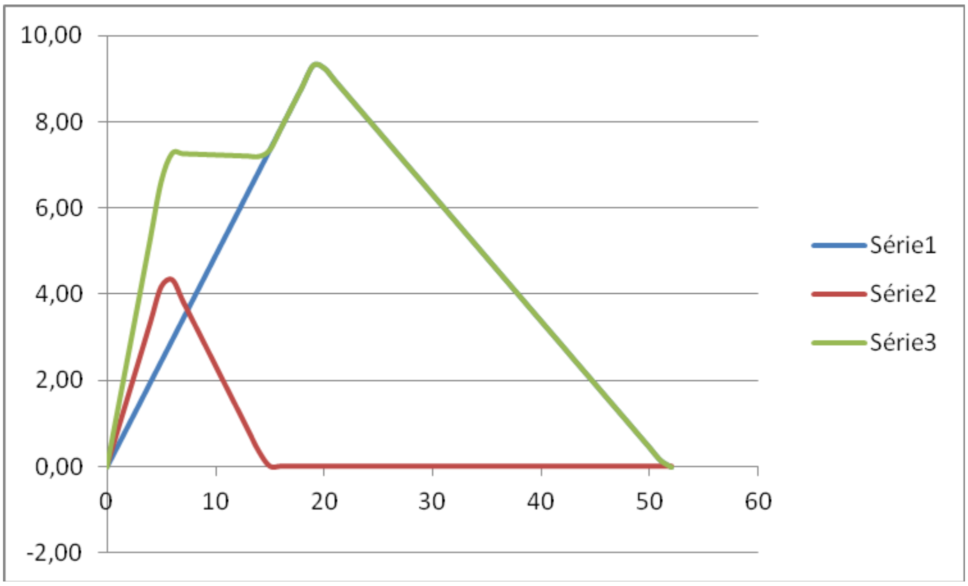


Figura 155.5- Soma dos hidrogramas A e B

Supondo que as bacias A e B se encontre em um ponto a montante a vazão de pico será 9,30m^3/s que é praticamente o hidrograma B conforme Figura (155.5).

Fazendo o *Direct Step Method* com Q=9,3m^3/s e largura do canal de concreto com 6,00m teremos.

Tabela 155.8- *Direct step Method*

Calha plana	
Dados:	
Declividade So (m/m)=	0
Vazão (m3/s)=	**9,3**
Base do canal (m)=Bo=	**6**
Coeficiente equivalente de Manning n=	**0,015**
Alfa=	**1**
Talude zH: 1 V= z=	**1**
Profundidade a jusante (m)=	**0,057**
yc (m)=	0,600
vc (m/s)=	2,43
Profundidade normal adotada (m)=yn=	**0**
Adotar yn= 1,1 x yn	**0,00**
Sc (m/m)=	**0,003337**
Canal de declividade nula= curva tipo H=horizontal	curva tipo H2

Tabela 155.9- *Direct step Method*

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11
y	**A (m2)**	**R (m)**	**V (m/s)**	**Sf**	**Sf`**	**So- Sf ´**	**E**	**ΔE**	**Δx**	**x2**
0,600	**4,0**	**0,51**	2,35	3,00E-03	0	0	0,88111	0,00000	0,0	0,0
0,620	**4,1**	**0,53**	2,27	2,69E-03	0,002847756	-0,002847756	0,88168	0,00057	-0,2	0
0,640	**4,2**	**0,54**	2,19	2,42E-03	0,002556465	-0,002556465	0,88410	0,00242	-0,9	-1
0,660	**4,4**	**0,56**	2,12	2,18E-03	0,002302621	-0,002302621	0,88816	0,00405	-1,8	-3
0,680	**4,5**	**0,57**	2,05	1,98E-03	0,002080474	-0,002080474	0,89365	0,00549	-2,6	-6
0,700	**4,7**	**0,59**	1,98	1,79E-03	0,00188529	-0,00188529	0,90041	0,00676	-3,6	-9
0,720	**4,8**	**0,60**	1,92	1,63E-03	0,001713155	-0,001713155	0,90831	0,00789	-4,6	-14
0,740	**5,0**	**0,62**	1,86	1,49E-03	0,001560811	-0,001560811	0,91721	0,00890	-5,7	-19
0,760	**5,1**	**0,63**	1,81	1,36E-03	0,001425531	-0,001425531	0,92701	0,00980	-6,9	-26
0,780	**5,3**	**0,64**	1,76	1,25E-03	0,001305025	-0,001305025	0,93762	0,01061	-8,1	-34
0,800	**5,4**	**0,66**	1,71	1,15E-03	0,001197359	-0,001197359	0,94896	0,01134	-9,5	-44
0,820	**5,6**	**0,67**	1,66	1,06E-03	0,00110089	-0,00110089	0,96095	0,01199	-10,9	-55
0,840	**5,7**	**0,69**	1,62	9,73E-04	0,001014222	-0,001014222	0,97354	0,01258	-12,4	-67
0,860	**5,9**	**0,70**	1,58	8,99E-04	0,000936159	-0,000936159	0,98665	0,01312	-14,0	-81
0,880	**6,1**	**0,71**	1,54	8,32E-04	0,000865674	-0,000865674	1,00026	0,01361	-15,7	-97
0,900	**6,2**	**0,73**	1,50	7,72E-04	0,000801884	-0,000801884	1,01431	0,01405	-17,5	-114
0,920	**6,4**	**0,74**	1,46	7,16E-04	0,000744024	-0,000744024	1,02876	0,01445	-19,4	-134
0,940	**6,5**	**0,75**	1,43	6,66E-04	0,000691432	-0,000691432	1,04358	0,01482	-21,4	-155
0,960	**6,7**	**0,77**	1,39	6,21E-04	0,00064353	-0,00064353	1,05874	0,01516	-23,6	-179
0,980	**6,8**	**0,78**	1,36	5,79E-04	0,000599816	-0,000599816	1,07421	0,01547	-25,8	-205
1,000	**7,0**	**0,79**	1,33	5,41E-04	0,000559849	-0,000559849	1,08996	0,01575	-28,1	-233
1,020	**7,2**	**0,81**	1,30	5,06E-04	0,000523242	-0,000523242	1,10598	0,01601	-30,6	-263
1,040	**7,3**	**0,82**	1,27	4,74E-04	0,000489655	-0,000489655	1,12223	0,01626	-33,2	-297
1,060	**7,5**	**0,83**	1,24	4,44E-04	0,000458788	-0,000458788	1,13871	0,01648	-35,9	-333
1,080	**7,6**	**0,84**	1,22	4,17E-04	0,000430377	-0,000430377	1,15540	0,01668	-38,8	-371
1,100	**7,8**	**0,86**	1,19	3,92E-04	0,000404185	-0,000404185	1,17227	0,01687	-41,7	-413
1,120	**8,0**	**0,87**	1,17	3,68E-04	0,000380004	-0,000380004	1,18932	0,01705	-44,9	-458
1,140	**8,1**	**0,88**	1,14	3,47E-04	0,000357647	-0,000357647	1,20654	0,01721	-48,1	-506
1,160	**8,3**	**0,89**	1,12	3,27E-04	0,00033695	-0,00033695	1,22390	0,01737	-51,5	-558
1,180	**8,5**	**0,91**	1,10	3,09E-04	0,000317763	-0,000317763	1,24141	0,01751	-55,1	-613
1,200	**8,6**	**0,92**	1,08	2,91E-04	0,000299953	-0,000299953	1,25905	0,01764	-58,8	-672
1,220	**8,8**	**0,93**	1,06	2,75E-04	0,000283402	-0,000283402	1,27682	0,01776	-62,7	-734

Portanto, aos 700m a velocidade V=1,07m/s e tempo de trânsito será 10,9min.

A altura da água no lançamento será 0,60m e na parte mais a montante a 700m será de 1,21m.

Poderemos deixar uma folga de 0,50m e, portanto o canal terá de altura:

Altura=1,21m + 0,50= 1,71m
Largura= 6,00m
Paredes verticais
Comprimento= 700m

155.8 Bibliografia e livros consultados

-AKAN, OSMAN A. *Urban Stormwater hydrology*. Editora Techonomic, 1993, 268 páginas.