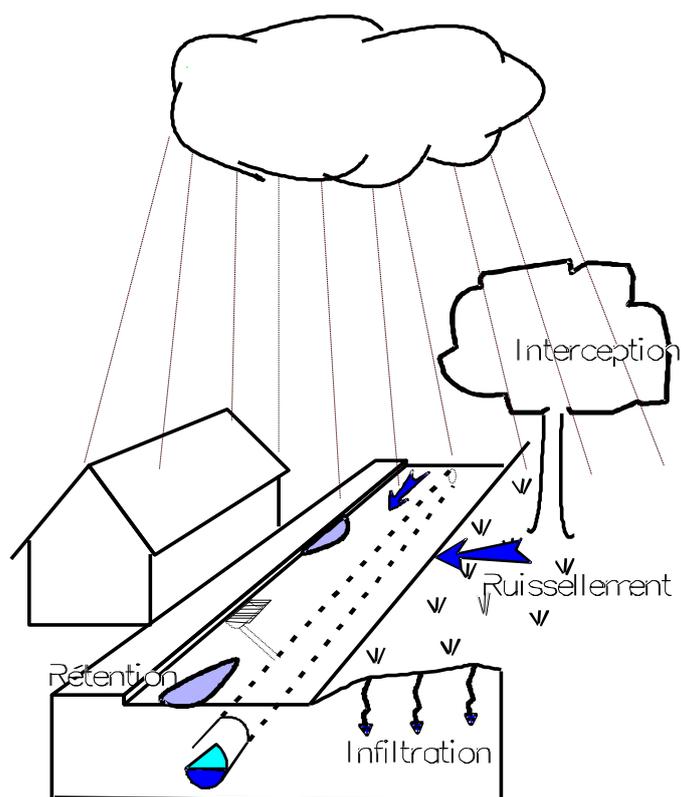


Exercice de calcul d'un réseau d'eaux pluviales

Énoncé du problème



CALCUL D'UN RESEAU PLUVIAL EN SYSTEME SEPARATIF PAR LA METHODE SUPERFICIELLE

Un tel calcul nécessite :

- des études préliminaires,
- une étude d'avant projet,
- une étude de projet.

En effet, le calcul des canalisations doit s'effectuer en fonction des débits calculés d'après les pentes des radiers des collecteurs. Il y a donc lieu de procéder en deux étapes :

- l'avant projet étant établi en fonction des pentes du terrain naturel selon le tracé des collecteurs,
- le projet reprenant le calcul d'après les pentes du radier des canalisations définies.

1 - Études préliminaires

Après avoir retenu la région de pluviométrie homogène, on effectue un relevé topographique en courbes de niveau afin de pouvoir définir les limites du bassin versant intéressant les collecteurs à étudier.

Le tracé futur des collecteurs est piqueté et nivelé en repérant les points de changement de pentes.

La (ou les) période de retour est déterminée.

Études des diverses contraintes :

profondeur minimale du radier des collecteurs en fonction des caves, de la nappe phréatique ou du rocher...

L'exemple proposé :

Il se situe dans une zone où les paramètres pluviométriques de Montana pour une pluie de période de retour 10 ans sont les suivants :

$$a = 5,9 \text{ et } b = -0,59$$

C'est un bassin versant urbanisé, d'une surface totale inférieure à 200 ha.

Les tracés des collecteurs principaux ont été piquetés, nivelés jusqu'aux limites du bassin versant.

Comme il s'agit d'un réseau pluvial séparatif, les eaux de ruissellement peuvent, sur un certain parcours, être maintenues en surface dans des caniveaux. Cette longueur a été prise dans le cas présent égale à 50 m, ce qui conduit à fixer la tête des collecteurs en A et F, de telle sorte que : $XA = YF = 50 \text{ m}$

La profondeur maximale du radier est fixée à **2 m**, étant admis qu'un banc rocheux se situe à 2,30 m de profondeur.

La hauteur de recouvrement à respecter a été uniformément prise à **1 m**, l'épaisseur des tuyaux étant prise uniformément égale à **0,10 m**.

La pente minimale de la canalisation a été fixée à **0,003 m/m**.

L'autocurage :

- vitesse de l'eau égale à 0,60 m/s pour un débit égal au 1/10 du débit à pleine section.

- vitesse de l'eau égale à 0,30 m/s pour un débit égal au 1/100 du débit à pleine section.

En pratique, il faut avoir une vitesse pleine section V_{PS} supérieure à 1 m/s pour vérifier l'autocurage.

2 - Etude de l'avant projet

2.1 - Notations

A (ha) : surface d'un bassin élémentaire ou d'un assemblage de bassins

C : coefficient de ruissellement d'un bassin ou d'un assemblage de bassins

L (m) : longueur d'un bassin selon le tracé de la canalisation qui le dessert

I (m/m) : pente motrice d'après la pente du terrain

i (m/m) : pente géométrique de la canalisation

Q (m³/s) : débit d'un bassin ou d'un assemblage

M : coefficient d'allongement d'un bassin ou d'un assemblage de bassins

m : coefficient correcteur d'un bassin ou d'un assemblage de bassins

2.2 - Détermination des bassins élémentaires

Chaque tronçon devra être calculé en fonction du débit transité au point caractéristique qui est situé au 5/9 du tronçon à partir du nœud amont pour les tronçons de tête et au milieu pour les autres tronçons.

Chaque tronçon aura une longueur raisonnable, au maximum de **250 à 300 m**. En effet, chaque tronçon se calcule à partir du débit en son point caractéristique : la partie amont est donc excédentaire, alors que l'aval est sous estimé : il y a donc bien lieu de ne pas prévoir de tronçons trop longs.

Dans l'exemple proposé, il est prévu les tronçons :

AB avec point caractéristique A_c au 5/9 à partir de A

BC avec point caractéristique B_c au milieu

CD avec point caractéristique C_c au milieu

FB avec point caractéristique F_c au 5/9 à partir de F

Sur ces bases, les 4 bassins versants élémentaires sont définis sur le plan ci-joint.

Les côtes des points A, A_c , B_c , C_c et F_c , points qui n'avaient aucune raison d'être nivelés a priori, ont été calculées par simple interpolation.

II.3 - Caractéristiques de chaque bassin élémentaire

(cf. joint ci après).

Bassin n° 1 : Coefficient de ruissellement $C = 0,4$
 $x A_1 = 50 \text{ m}$ $A_1 a_1 = 12 \text{ m}$ $a_1 a_2 = 40 \text{ m}$ $a_2 A_c = 24 \text{ m}$

Bassin n° 2 : Coefficient de ruissellement $C = 0,4$
 $Y F = 50 \text{ m}$ $F F_c = 52 \text{ m}$

Bassin n° 3 : Coefficient de ruissellement $C = 0,5$
 $A_c B = 60 \text{ m}$ $B B_c = 60 \text{ m}$

Bassin n° 4 : Coefficient de ruissellement $C = 0,6$
 $B_c C_1 = 54 \text{ m}$ $C_1 C = 6 \text{ m}$ $C C_c = 40 \text{ m}$

TRAME DE REPRISE DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES :

Bassin N°

Coefficient de Ruissellement :

Calcul de la surface :

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
		ΣLk		$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		

$I =$

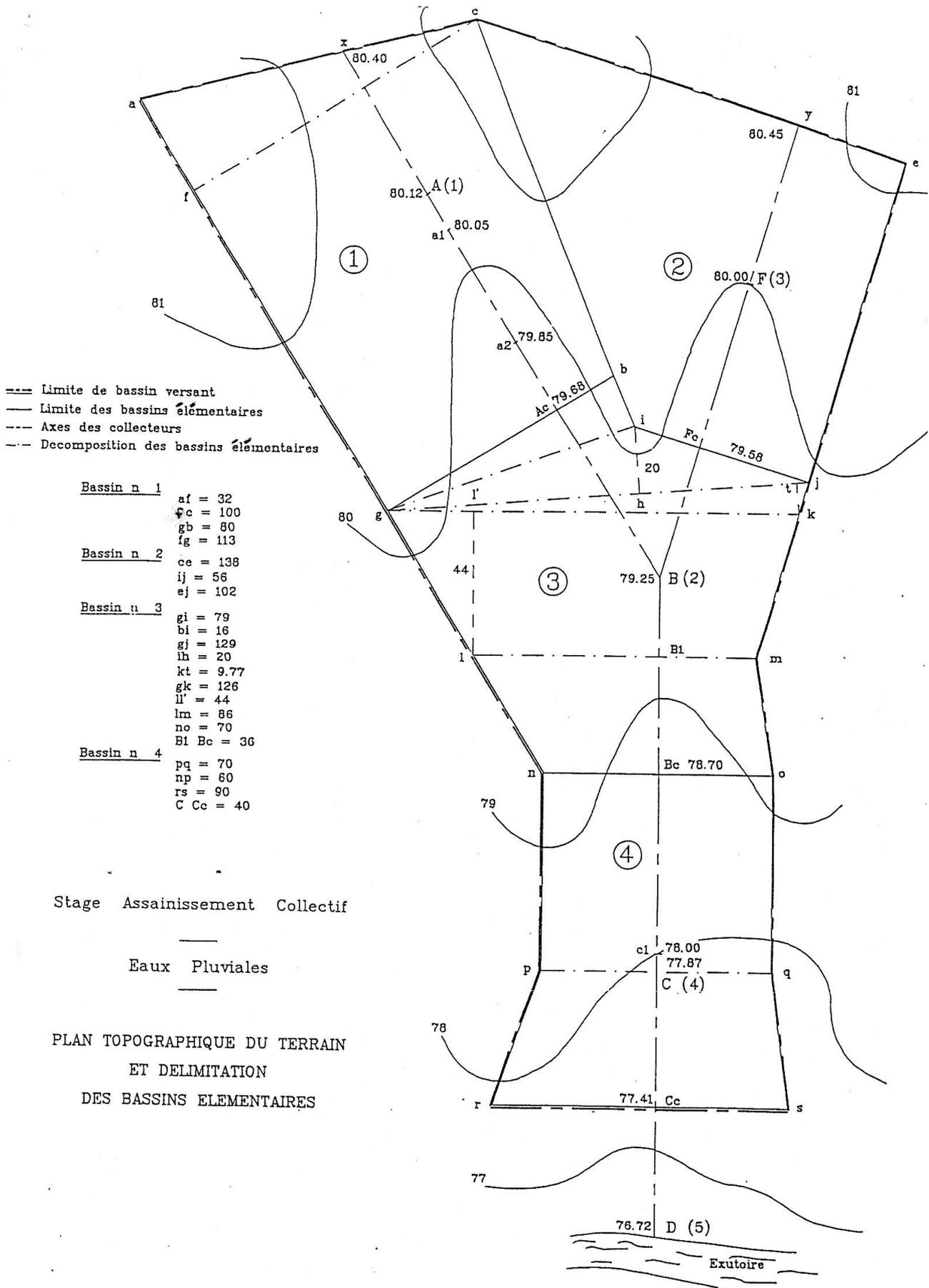
$Q \text{ brut} =$

$M = \frac{\quad}{\sqrt{\quad}} =$ d'où $m =$

Q corrigé =

$\mu =$

$T_c =$

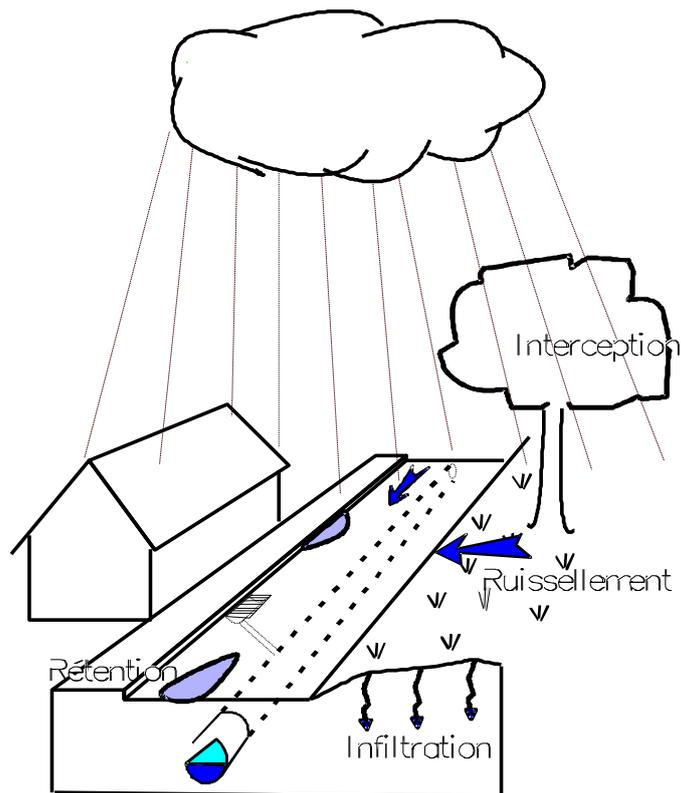


Stage Assainissement Collectif

Eaux Pluviales

PLAN TOPOGRAPHIQUE DU TERRAIN
 ET DELIMITATION
 DES BASSINS ELEMENTAIRES

Exercice de calcul d'un
réseau d'eaux pluviales
Corrigé du problème



CALCUL D'UN RESEAU PLUVIAL EN SYSTEME SEPARATIF PAR LA METHODE SUPERFICIELLE DE CAQUOT

A) DONNEES DE BASE

L'exemple proposé se situe dans une zone où les paramètres pluviométriques de Montana pour une pluie de période de retour 10 ans sont les suivants :

$$a = 5,9 \text{ et } b = - 0,59$$

C'est un bassin urbanisé d'une surface totale inférieure à 200 ha.

Il s'agit d'un réseau pluvial strict.

La période de retour est de 10 ans.

La profondeur maximale du radier est fixée à 2,00 m étant admis qu'un banc rocheux se situe à 2,30 m.

L'épaisseur des tuyaux étant prise, pour l'exercice, à 0,10 m.

La pente minimum de la canalisation est fixée à 0,003 m/m.

Autocurage : vitesse de l'eau égale à 0,60 m/s pour un débit égal au 1/10 du débit à pleine section, soit en pratique pour les canalisations circulaires une vitesse pleine section de plus d'un mètre par seconde.

B) CALCULS PHASE AVANT-PROJET

1 . Calcul de la formule superficielle de Caquot

$$Q_P = \left(\frac{a \cdot \mu^b}{6(\beta + \delta)} \right)^{\frac{1}{1-b \cdot f}} \cdot I^{\frac{b \cdot c}{1-b \cdot f}} \cdot C^{\frac{1}{1-b \cdot f}} \cdot A^{\frac{b \cdot d + 1 - \varepsilon}{1-b \cdot f}}$$

Avec :

QP : Débit en m³/s

I : Pente moyenne du cheminement hydraulique en m/m

C : Coefficient de ruissellement > 0,20

A : Superficie du bassin versant en ha

$\mu = 0,5$

$\beta + \delta = 1,1$

$\varepsilon = 0,05$

$c = -0,41$

$d = 0,507$

$f = -0,287$

$a = 5,90$

$b = -0,59$

Il vient :

$$Q_p = 1,430 \cdot I^{0,291} \cdot C^{1,204} \cdot A^{0,784}$$

2 . Calcul des bassins élémentaires

RELEVÉ DES COTES TN SUR LES TRONCONS
 CALCUL DES SURFACES DES BASSINS
 CALCUL DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT
 LONGUEUR DES TRONCONS

TABLEAU DE DONNEES DE BASE

N° d'ordre	NUMERO TRONCON		LONG TRONCON	COTES TN		Caractéristiques. du B.V. élémentaires		
	Amont	Aval		Amont	Aval	AIRE	COEFF RUISS	PENTE MOY.
1	A	B	136	80,12	79,25	1,18	0,40	
2	F	B	94	80,00	79,25	0,99	0,40	
3	B	C	120	79,25	77,87	1,00	0,50	
4	C	D	80	77,87	76,72	0,74	0,60	

Dans l'exemple proposé, il est prévu les tronçons :

AB avec point caractéristique Ac au 5/9 à partir de A

BC avec point caractéristique Bc au milieu

CD avec point caractéristique Cc au milieu

Antenne FB avec point caractéristique Fc au 5/9 à partir de F

Sur ces bases, les 4 bassins versants élémentaires sont définis sur le plan joint.

Distance entre les différents tronçons du réseau :

Bassin n° 1

x A₁ = 50 m

A₁ a₁ = 12 m

a₁ a₂ = 40 m

a₂ Ac = 24 m

Bassin n° 2

y F₃ = 50 m

F₃ F_c = 52 m

Bassin n° 3

Ac B₂ = 60 m

B₂ Bc = 60 m

Bassin n° 4

B_c c₁ = 54 m

c₁ C₄ = 6 m

C₄ C_c = 40 m

Bassin N°1**Coefficient de Ruissellement : 0,40****Calcul de la surface : 11770 m² soit 1,17 ha**

$$\text{Triangle ACF} = \frac{100 \times 32}{2} = 1600$$

$$\text{Trapèze FCBG} = \frac{100+80}{2} \times 113 = 10170$$

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
80,40	80,12	0,28	50	0,0056	0,075	668,15
	80,05	0,07	12	0,0058	0,076	157,12
	79,85	0,20	40	0,0050	0,071	565,69
	79,68	0,17	24	0,0071	0,084	285,16
ΣLk			126	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		1676,12

$$I = \left(\frac{126}{1676,12} \right)^2 = 0,0057 \text{ m.p.m}$$

$$Q \text{ brut} = 0,119 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{126}{\sqrt{11770}} = 1,16 \text{ d'où } m = 1,38$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,165 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,28 \times M^{0,8} = 0,317$$

$$Tc = \mu \times I^{-0,41} \times A^{0,507} \times Q_{\text{brut}}^{-0,287} = 5,3 \text{ min}$$

Bassin N° 2**Coefficient de Ruissellement : 0,40****Calcul de la surface : 9894 m² soit 0,99 ha**

$$\text{Trapèze ceji} = \frac{138+56}{2} \times 102 = 9894$$

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
80,45	80,00	0,45	50	0,009	0,095	527,05
	79,58	0,42	52	0,0081	0,0899	578,60
ΣLk			102	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		1105,65

$$I = \left(\frac{102}{1105,65} \right)^2 = 0,0085 \text{ m.p.m}$$

$$Q \text{ brut} = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{102}{\sqrt{9894}} = 1,03 \text{ d'où } m = 1,49$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,175 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,286$$

$$Tc = 3,7 \text{ min}$$

Bassin N°3**Calcul de la surface : 10024 m² soit 1,002 ha****Coefficient de ruissellement : 0,50**

Triangle gbi = $\frac{79 \times 16}{2} = 632$

Triangle gij = $\frac{20 \times 129}{2} = 1290$

Triangle gjk = $\frac{129 \times 9,77}{2} = 630$

Trapèze gkml = $\frac{126+86}{2} \times 44 = 4664$

Trapèze lmon = $\frac{86+70}{2} \times 36 = 2808$

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	lk	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
79,68	79,25	0,43	60	0,0072	0,085	708,75
	78,70	0,55	60	0,0092	0,096	626,68
ΣLk			120	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		1335,43

$I = \left(\frac{120}{1335,43}\right)^2 = 0,0081 \text{ m.p.m}$

Q brut = 0,153 m³/s

$M = \frac{120}{\sqrt{10024}} = 1,20 \text{ d'où } m = 1,36$

Q corrigé = 0,207 m³/s

$\mu = 0,326$

Tc = 4 min

Bassin N°4**Calcul de la surface : 7400 m² soit 0,74 ha****Coefficient de Ruissellement : 0,60**

Rectangle noqp = 70 x 60 = 4200

Trapèze pqsr = $\frac{70+90}{2} \times 40 = 3200$

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	lk	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
78,70	78,00	0,70	54	0,013	0,114	474,30
	77,87	0,13	6	0,0217	0,147	40,76
	77,41	0,46	40	0,0115	0,107	373,00
ΣLk			100	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		888,05

$I = \left(\frac{100}{888,10}\right)^2 = 0,0127 \text{ m.p.m}$

Q brut = 0,171 m³/s

$M = \frac{100}{\sqrt{7400}} = 1,16 \text{ d'où } m = 1,38$

Q corrigé = 0,237 m³/s

$\mu = 0,318$

Tc = 2,7 min

3 . Assemblage des bassins

3.1. – assemblage en parallèle des bassins 1 et 2 : B1-2

Surface : $A_{1,2} = A_1 + A_2 = 1,18 + 0,99 = 2,17$ ha

Coefficient de ruissellement : $C_{1,2} = 0,4$ (les deux bassins ont le même C)

Pente équivalente : $I_{1,2} = \frac{I_1 \times Q_1 + I_2 \times Q_2}{Q_1 + Q_2} = \frac{0,0057 \times 0,165 + 0,0085 \times 0,175}{0,165 + 0,175} = 0,0071$ m.p.m

Débit brut équivalent : $Q_{1,2} = 1,430 \times 0,0071^{0,291} \times 0,4^{1,204} \times 2,170^{0,784} = \mathbf{0,206 \text{ m}^3/\text{s}}$

Allongement équivalent : $M_{1,2} = \frac{L(Tc \text{ max})}{\sqrt{A_1 + A_2}} = \frac{L_1}{\sqrt{A_1 + A_2}} = \frac{126}{\sqrt{21700}} = 0,856$

Coefficient correcteur m : $m = 1,66$

Débit réel : $Q_{1,2} = Q \text{ brut} \times m = 0,206 \times 1,66 = \mathbf{0,342 \text{ m}^3/\text{s}}$

S'agissant d'un assemblage en parallèle, il y a lieu de comparer cette valeur du débit réel à celle résultant de la somme des deux débits des bassins élémentaires et d'adopter la plus faible des deux.

$Q_1 + Q_2 = 0,165 + 0,175 = 0,340 \text{ m}^3/\text{s} < 0,342$

On prend : $Q_{1,2} = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$

3.2. – Assemblage en série de B1.2 et B3 = B1.3

Surface

$A_{1,3} = A_{1,2} + A_3 = 2,17 + 1,002 = 3,172$ ha

Coefficient de ruissellement

$C_{1,3} = \frac{C_{1,2} \times A_{1,2} + C_3 \times A_3}{A_{1,2} + A_3} = \frac{0,4 \times 2,170 + 0,5 \times 1,002}{3,172} = 0,43$

Pente équivalente

La valeur $I_{1,3}$ à prendre en compte est calculée suivant le parcours ayant le plus fort temps de concentration. Dans la mesure où le temps de concentration du bassin N°1 présente un temps de concentration plus important, le cheminement hydraulique déjà calculé pour le bassin N°3 est correct pour le calcul de l'assemblage.

$$I_{1,3} = \left(\frac{L_{1,2} + L_3}{\frac{L_{1,2}}{\sqrt{I_{1,2}}} + \frac{L_3}{\sqrt{I_3}}} \right)^2 = \left(\frac{126 + 120}{\frac{126}{\sqrt{0,0071}} + \frac{120}{\sqrt{0,0081}}} \right)^2 = 0,0076 \text{ m/m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1.3} = 1,430 \times 0,0076^{0,291} \times 0,43^{1,204} \times 3,172^{0,784} = \mathbf{0,310}$
 m^3/s

Allongement et coefficient correcteur : $M_{1.3} = \frac{246}{\sqrt{31720}} = 1,38$

$m_{1.3} = 1,25$

Débit réel équivalent

$$\boxed{Q_{1.3} = 0,310 \times 1,25 = 0,386 \text{ m}^3/\text{s}}$$

3.3 – assemblage en série des bassins B1.3 et B4 = B1.4

Surface : $A_{1.4} = A_{1.3} + A_4 = 3,172 + 0,740 = 3,912$ ha

Coefficient de ruissellement : $C_{1.4} = \frac{C_{1.3} \times A_{1.3} + C_4 \times A_4}{A_{1.3} + A_4} =$

$$\frac{0,43 \times 3,172 + 0,6 \times 0,740}{3,912} = 0,46$$

Pente équivalente : $L_{1.4} = 246 + 100 = 346$ m

$I_{1.4} = 0,0087$ mpm

Débit brut équivalent : $Q_{1.4} = 1,430 \times 0,0087^{0,291} \times 0,46^{1,204} \times 3,912^{0,784} = \mathbf{0,414}$
 m^3/s

Allongement et coefficient correcteur : $M_{1.4} = \frac{346}{\sqrt{39120}} = 1,75$

$m_{1.4} = 1,08$

Débit réel

$$\boxed{Q_{1.4} = 0,414 \times 1,08 = 0,448 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Pour info, $Tc_{1.4} = 8$ minutes

Récapitulatif des assemblages

Assemblage	A (ha)	C	I (mpm)	Q brut (m ³ /s)	m	Q réel (m ³ /s)	Remarques	Q max (m ³ /s)	Tronçons d'application
B ₁	1,17	0,40	0,0057	0,119	1,38	0,165		0,165	AB
B ₂	0,98	0,40	0,0085	0,117	1,49	0,175		0,175	FB
B _{1.2}	2,170	0,40	0,0071	0,206	1,66	0,342	On adopte Q1+Q2	0,340	
B _{1.3}	3,172	0,43	0,0076	0,310	1,25	0,386		0,386	BC
B _{1.4}	3,912	0,46	0,0087	0,414	1,08	0,448		0,448	CD

4 . Diamètres et profils en long provisoires

Lorsque l'on trace les profils en long, on raisonne toujours de l'aval vers l'amont.

- Tronçon CD

$$Q_{1.4} = 0,448 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } I = \left(\frac{77,87-76,72}{L} \right) = \left(\frac{77,87-76,72}{80} \right) = 0,0144 \text{ m.p.m}$$

L'abaque de calcul des réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif précise que ce débit, pour cette pente, pourrait être évacué par un $\varnothing 600$.

En adoptant en C le recouvrement minimum de 1 m, la cote du radier sera de :

$$\text{En D : } 76,72 - (1,00 + 0,10 + 0,60) = 75,02 \text{ m}$$

$$\text{En C : } 75,02 + (0,0144 \times 80) = 76,17 \text{ m}$$

$$\text{ou, } 77,87 - (1,00 + 0,10 + 0,60) = 76,17 \text{ m}$$

- Tronçon BC

$$Q_{1.3} = 0,386 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } I = \left(\frac{79,25-77,87}{L} \right) = \left(\frac{79,25-77,87}{120} \right) = 0,0115 \text{ m.p.m}$$

L'abaque --- > $\varnothing 600$

Cote radier : en C = 76,17 m

$$\text{en B : } 76,17 + (0,0115 \times 120) = 77,55 \text{ m}$$

$$\text{ou, } 79,25 - (1,00 + 0,10 + 0,60) = 77,55 \text{ m}$$

- Tronçon AB

$$Q_1 = 0,165 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } I = \left(\frac{80,12-79,25}{L} \right) = \left(\frac{80,12-79,25}{136} \right) = 0,0064 \text{ m.p.m}$$

L'abaque ---- > $\varnothing 500$

On considère que l'on cale le réseau par rapport à la génératrice inférieure de la canalisation

Cote radier : en B : 77,55 m

$$\text{en A : } 77,55 + (0,0064 \times 136) = 78,42 \text{ m}$$

- Tronçon FB

$$Q_2 = 0,175 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } I = \left(\frac{80,00-79,25}{94} \right) = 0,008 \text{ m.p.m}$$

L'abaque ---- > $\varnothing 500$

On considère que l'on cale le réseau par rapport à la génératrice inférieure de la canalisation.

Cote radier : en B : 77,55 m

$$\text{en F : } 77,55 + (0,008 \times 94) = 78,30 \text{ m}$$

Remarque : en adoptant la formule de Manning-Strickler avec $K = 70$, on aboutit à des diamètres de canalisations identiques.

5 . Conclusion

En conclusion, les principaux résultats acquis dans l'avant projet sont consignés dans le tableau suivant :

Tronçons	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Pente du radier (m.p.m)	Cotes	
				Du sol	Du radier
A B	Ø 500	136	0,0064	80,12 79,25	78,42 77,55
B C	Ø 600	120	0,0115	79,25 77,87	77,55 76,17
C D	Ø 600	80	0,0144	77,87 76,72	76,17 75,02
F B	Ø 500	94	0,0080	80,00 79,25	78,30 77,55

C) CALCULS PHASE PROJET

1 . Calcul des bassins élémentaires

1.1. – Notations complémentaires

Les notations complémentaires suivantes seront adoptées pour l'étude du projet définitif :

- L (m) = longueur du tronçon de canalisation étudiée
- V (m/s) = vitesse de l'eau dans la canalisation pour le débit Q
- H (mm) = hauteur de l'eau pour le débit Q
- P (m.p.m) = pente hydraulique, c'est-à-dire pente motrice d'après la pente de la canalisation.
- $Q_{p.s}$ (m³/s) = débit à pleine section
- $V_{p.s}$ (mm) = vitesse pour le débit à pleine section
- $H_{p.s}$ (mm) = hauteur de l'eau pour le débit à pleine section
- r Q = rapport des débits Q/Q p.s
- r V = rapport des vitesses V/V p.s
- r H = rapport des hauteurs H/H p.s

1.2. – Détermination des bassins élémentaires

Il s'agit à ce niveau de reprendre l'ensemble des calculs en utilisant les pentes réelles de canalisations sur le parcours hydraulique. Ces calculs permettent de vérifier si ces nouvelles pentes modifient notablement les débits annoncés lors la première phase de calcul et influent le choix des diamètres de canalisations déjà retenus.

1.2.1. – Bassin N°1

Coefficient de Ruissellement : 0,40

Surface : 1,177 ha

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	lk	\sqrt{lk}	$\frac{Lk}{\sqrt{lk}}$
amont	aval					
80,40	80,12 canalisation	0,28	50 76	0,0056 0,0064	0,075 0,080	668,15 950
ΣLk			126	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{lk}}$		1618,15

$$I = \left(\frac{126}{1618,15} \right)^2 = 0,0061 \text{ m.p.m}$$

$$M = \frac{126}{\sqrt{11770}} = 1,16 \text{ d'où } m = 1,38$$

$$\mu = 0,317$$

$$Q \text{ brut} = 0,122 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,169 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tc = 5,1 \text{ min}$$

1.2.2. – Bassin 2

Coefficient de Ruissellement : 0,40

Surface : 0,9894 ha

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	lk	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
80,45	80,00 canalisation	0,45	50	0,009	0,095	527,05
			52	0,0080	0,089	581,38
ΣLk			102	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		1108,43

$$I = \left(\frac{102}{1108,43} \right)^2 = 0,0085 \text{ m.p.m}$$

$$Q \text{ brut} = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{102}{\sqrt{9894}} = 1,03 \text{ d'où } m = 1,49$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,175 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,286$$

$$Tc = 3,7 \text{ min}$$

1.2.3. – Bassin 3

Coefficient de Ruissellement : 0,50

Surface : 1,0024 ha

Calcul de la pente : (parcours depuis le bassin 1 d'après les Tc)

Cotes du terrain		Δ	Lk	lk	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
	canalisation		60	0,0064	0,080	750,00
	canalisation		60	0,0115	0,107	559,50
ΣLk			120	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		1309,50

$$I = \left(\frac{120}{1309,50} \right)^2 = 0,0084 \text{ m.p.m}$$

$$Q \text{ brut} = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{120}{\sqrt{10024}} = 1,20 \text{ d'où } m = 1,36$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,210 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,326$$

$$Tc = 4 \text{ min}$$

1.2.4. – Bassin 4

Coefficient de Ruissellement : 0,60

Surface : 0,74 ha

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
	canalisation		60	0,0115	0,107	559,50
	canalisation		40	0,0144	0,120	333,33
		ΣLk	100	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		892,83

$$I = \left(\frac{100}{892,83} \right)^2 = 0,0125 \text{ m.p.m}$$

$$Q \text{ brut} = 0,171 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{100}{\sqrt{7400}} = 1,16 \text{ d'où } m = 1,38$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,236 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,318$$

$$T_c = 2,7 \text{ min}$$

2 . Assemblage des bassins

2.1. – Bassins 1 et 2 en parallèle : B_{1,2}

Surface : $A_{1,2} = A_1 + A_2 = 1,18 + 0,99 = 2,17 \text{ ha}$

Coefficient de ruissellement : $C_{1,2} = 0,4$ (les deux bassins ont le même C)

Pente équivalente :

$$I_{1,2} = \frac{I_1 \times Q_1 + I_2 \times Q_2}{Q_1 + Q_2} = \frac{0,0061 \times 0,169 + 0,0085 \times 0,175}{0,169 + 0,175} = 0,0073 \text{ m.p.m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1,2} = 1,430 \times 0,0073^{0,291} \times 0,4^{1,204} \times 2,170^{0,784} = 0,207 \text{ m}^3/\text{s}$

Allongement équivalent : $M_{1,2} = \frac{L(T_c \text{ max})}{\sqrt{A_1 + A_2}} = \frac{126}{\sqrt{21700}} = 0,86$

Coefficient correcteur m : $m = 1,66$

Débit réel : $Q_{1,2} = Q \text{ brut} \times m = 0,207 \times 1,66 = 0,344 \text{ m}^3/\text{s}$

S'agissant d'un assemblage en parallèle, il y a lieu de comparer cette valeur du débit réel à celle résultant de la somme des deux débits des bassins élémentaires et d'adopter la plus faible des deux.

$$Q_1 + Q_2 = 0,169 + 0,175 = 0,343 \text{ m}^3/\text{s} < 0,344$$

On prend $Q_{1,2} = 0,343 \text{ m}^3/\text{s}$

2.2. – Bassin B1.2 en série avec B3 = B1.3

Surface : $A_{1.3} = A_{1.2} + A_3 = 2,17 + 1,002 = 3,172$ ha

Coefficient de ruissellement ; $C_{1.4} = \frac{C_{1.2} \times A_{1.2} + C_3 \times A_3}{A_{1.2} + A_3} =$

$$\frac{0,40 \times 2,170 + 0,5 \times 1,002}{3,172} = 0,43$$

Pente équivalente : La valeur $I_{1.3}$ à prendre en compte est calculée suivant le parcours du plus fort temps de concentration (bassin N°1). Le cheminement hydraulique à prendre en compte s'élève à :

$$L_1 + L_3 = 126 + 120 = 246 \text{ m}$$

$$I_{1.3} = \left(\frac{L_{1.2} + L_3}{\frac{L_{1.2}}{\sqrt{I_{1.2}}} + \frac{L_3}{\sqrt{I_3}}} \right)^2 = \left(\frac{126 + 120}{\frac{126}{\sqrt{0,0073}} + \frac{120}{\sqrt{0,0084}}} \right)^2 = 0,0078 \text{ m/m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1.3} = 1,430 \times 0,0078^{0,291} \times 0,43^{1,204} \times 3,172^{0,784} = \mathbf{0,312}$ m³/s

Allongement et coefficient correcteur : $M_{1.3} = \frac{246}{\sqrt{31720}} = 1,38$

Coefficient correcteur m : $m_{1.3} = 1,25$

Débit réel équivalent : **$Q_{1.3} = 0,312 \times 1,25 = 0,389$ m³/s**

2.3 – Bassin B1.3 et B4 en série B1.4

Surface : $A_{1.4} = A_{1.3} + A_4 = 3,172 + 0,740 = 3,912$ ha

Coefficient de ruissellement : $C_{1.4} = \frac{C_{1.3} \times A_{1.3} + C_4 \times A_4}{A_{1.3} + A_4} =$

$$\frac{0,43 \times 3,172 + 0,6 \times 0,740}{3,912} = 0,46$$

Pente équivalente :

$$L_{1.4} = 246 + 100 = 346 \text{ m}$$

$$I_{1.4} = 0,0088 \text{ m.p.m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1.4} = 1,430 \times 0,0088^{0,291} \times 0,46^{1,204} \times 3,912^{0,784} = \mathbf{0,416}$ m³/s

Allongement et coefficient correcteur : $M_{1.4} = \frac{346}{\sqrt{39120}} = 1,75$

Coefficient correcteur m : $m_{1.4} = 1,08$

Débit réel équivalent : **$Q_{1.4} = 0,416 \times 1,08 = 0,451$ m³/s**

Récapitulatif des assemblages

Le tableau suivant mentionne les débits transités par chaque tronçon de canalisation en tenant compte de la pente hydraulique P de la canalisation ainsi que du \varnothing prévu dans l'avant projet :

Tronçon	Débit m ³ /s	Pente hydraulique P en m/m	\varnothing prévu en mm
A B	0,169	0,0064	500
B C	0,381	0,0115	600
C D	0,451	0,0144	600
F B	0,175	0,0080	500

3 . Diamètres et profils en long définitifs

Tronçons	Diamètre mm	Q m ³ /s	Pente m.p m	Pleine section (utilisation de l'abaque Ab 4a)	
				Q ps	V ps
A B	\varnothing 500	0,169	0,0064	0,198	1,01
B C	\varnothing 600	0,381	0,0115	0,438	1,55
C D	\varnothing 600	0,451	0,0144	0,491	1,74
F B	\varnothing 500	0,175	0,0080	0,222	1,13

En définitive le réseau défini ci-dessus peut être considéré comme acceptable.

Les conditions d'autocurage sont vérifiées car pour l'ensemble des tronçons la condition pratique mentionnée dans le guide la ville et son assainissement $V_{PS} > 1$ m/s est vérifiée.

Cependant, si l'on examine plus attentivement les vitesses pour les débits au 10^{ème} du débit à pleine section, le tronçon A-B présente une vitesse de 0,55 m/s au lieu de 0,6 m/s.

Il est donc possible d'améliorer le réseau car le tronçon A-B est limite dans le respect de la vitesse d'autocurage (0,55 m/s au lieu de 0,6 m/s).

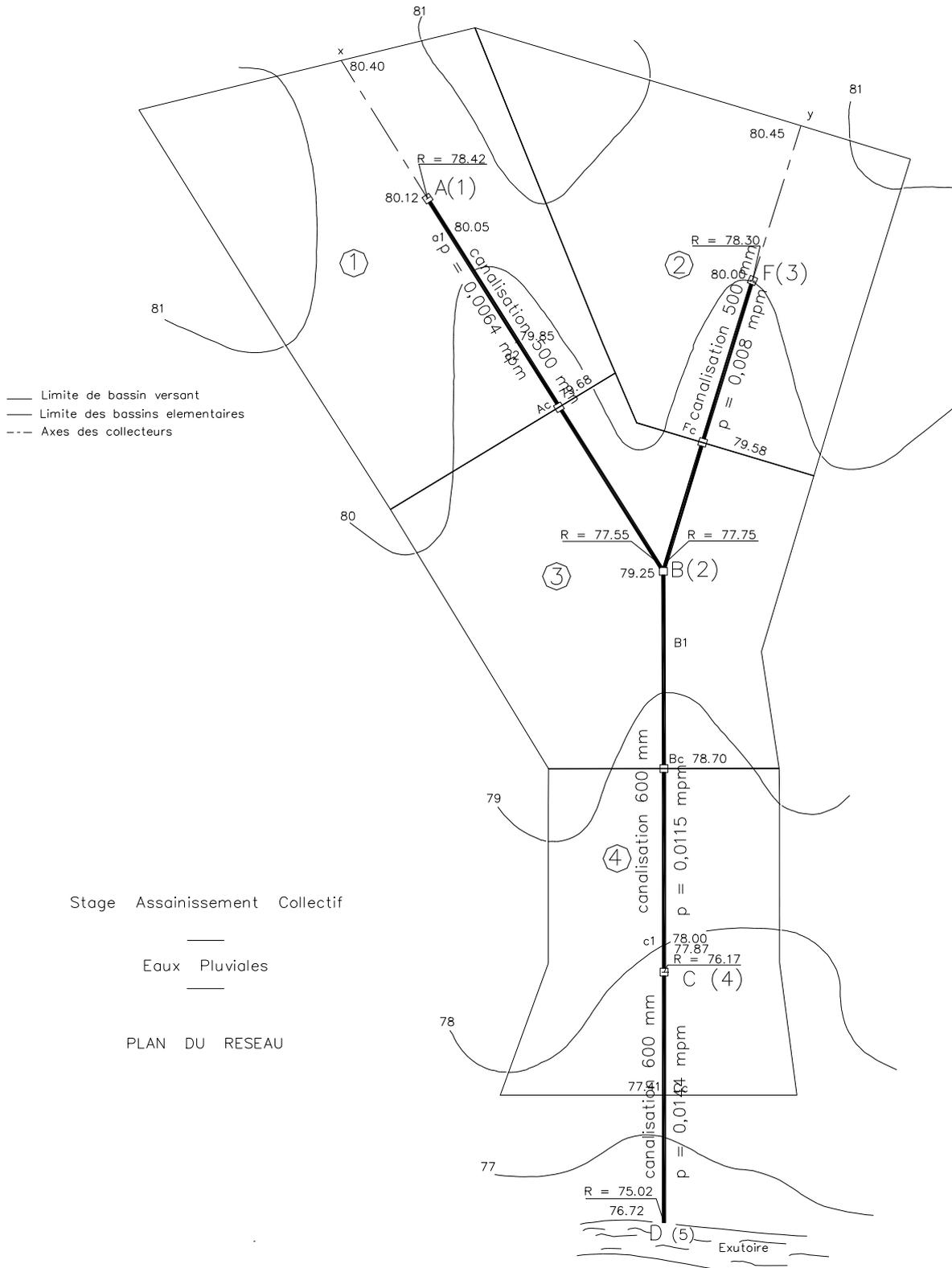
En définitive, le respect strict de toutes les conditions demanderaient de donner un peu plus de pente au tronçon A-B pour respecter la vitesse d'autocurage (pente A-B : 0,007 m.p.m).

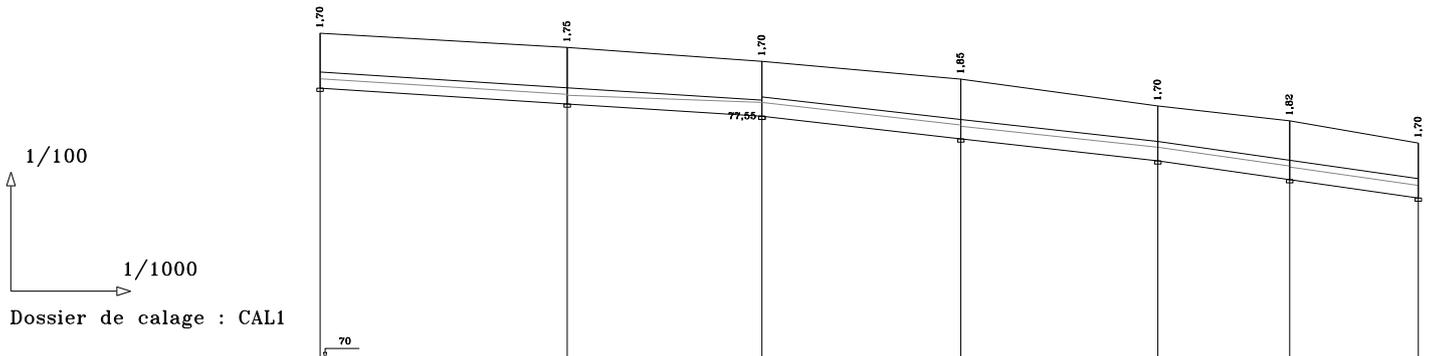
Ce changement de pente aura pour conséquence d'approfondir légèrement l'ensemble du réseau.

Il faudrait alors reprendre l'ensemble des calculs avec ces nouvelles pentes et faire une dernière vérification tout en respectant les conditions suivantes :

- recouvrement minimum de 1 m
- pente des canalisations $> 0,0030$ m/m
- vitesse pour $Q_{ps}/10 > 0,60$ m/s

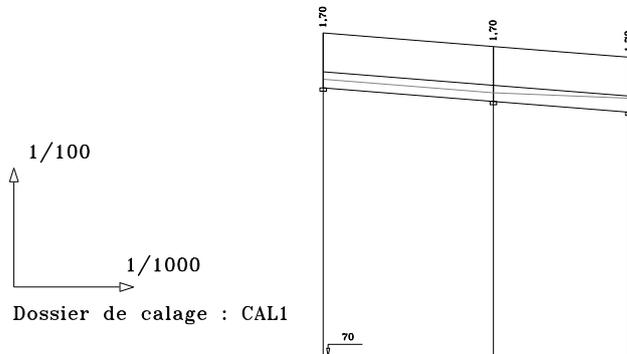
Plan du réseau





Dossier de calage : CAL1

NUMEROS DES REGARDS	EPA 1	EPA 2	EPA 3	EPA 4	EPA 5	EPA 6	EPA 7
DISTANCES ENTRE REGARDS		75,90	59,80	61,10	60,50	40,50	39,50
DISTANCES CUMULEES	0,00	75,90	135,70	196,80	257,30	297,80	337,30
COTES DU TERRAIN	76,71	78,83	77,88	77,88	76,58	76,81	75,41
COTES DU RADIER	76,46	77,83	76,25	76,20	76,17	77,41	76,72
COTES LIGNE PIEZO	80,12	77,83	76,25	76,20	77,87	77,41	76,72
DIAMETRES ET PENTES		135A05 • 500 • 65	135A05 • 500 • 64	135A06 • 600 • 115	135A06 • 600 • 112	135A06 • 600 • 143	135A06 • 600 • 144



Dossier de calage : CAL1

NUMEROS DES REGARDS	EPB 1	EPB 2	EPA 3
DISTANCES ENTRE REGARDS		52,28	41,60
DISTANCES CUMULEES	0,00	52,28	93,88
COTES DU TERRAIN	78,57	78,15	77,88
COTES DU RADIER	78,30	77,88	76,68
COTES LIGNE PIEZO	80,00	77,88	76,55
DIAMETRES ET PENTES	135A05 • 500 • 80	135A05 • 500 • 79	