

وزارة الجامعات والبحث العلمي
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT: GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etude Comparative Des Modèles
Pluie Débit Pour Le dimensionnement
Des Réseaux D'Assainissement

Proposé par : M^{er}

Etudié par : M^{elle}

Dirigé par : M^{er}

M. Cherrared

S. Mohabeddine M. Cherrared

PROMOTION: SEPT: 1992

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

سَبِّحَانَكَ

لَا أَعْلَمُ لَنَا إِلَّا مَا عَلَّمْتَنَا
إِنَّكَ أَنْتَ الْعَلِيمُ الْحَكِيمُ

صَدَقَ اللَّهُ الْعَظِيمُ

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE HYDRAULIQUE



TITRE: ÉTUDE COMPARATIVE DES MODELES PLUIE-DEBIT
UTILISÉS POUR LE DIMENSIONNEMENT D'UN RÉSEAU
D'ASSAINISSEMENT.

PAR: MELLE MOHABEDDINE SAMIA

ملخص:

الهدف من هذا العمل الذي أقدمه هو مقارنة نموذج مطر تدفق باستعمال الطريقة الناقطة وطريقة كالو، من أجل تحديد أبعاد شبكة تصريف المياه لمنطقتي عين النعجة والبيدة اللتان تمثلان بحينة من المناطق المتوسطة المساحة.

RESUME

Mon travail consiste à comparer les modeles pluies-debits (methode rationnelle et methode de Caquot) pour le dimensionnement d'un reseau d'assainissement et cela pour les deux sites de taille moyenne:

-Site de AIN-NAADJA et -site de BLIDA.

SUMMARY

The object of my work is to compare models rain-debit ^{discharge} using two methods rationel and Caquot for dimensionning of cleansing system for two sites AIN-NAADJA and BLIDA witch posses average size.

DEDICACES

A ma mere et mon pere
A mes soeurs et a mon frere
A mes amis (es)
A Leila

Samia

remerciements

Je tiens à remercier Monsieur le Docteur M .CHERRARED pour avoir dirigé ce travail, et pour les conseils dont il m'a fait part.

Que Monsieur Docteur N.DECHEMI ,(president de l'unité de recherche GESTOP, E.N.P. mon enseignant qui a bien voulu presider le jury, ainsi que les membres de jury Monsieur MERABTEN enseignant à l'E.N.P, Monsieur CHAMBAZ enseignant à l'E.N.P, trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier Monsieur le Docteur N. DECHEMI Pour L'aide qu'il m'a apportée au cours de ce travail, ainsi qu'a Monsieur MEHDI pour son aide precieuse.

Je remercie tous les professeurs qui ont contribue a ma formation.

Que tous les camarades de ma promotion, trouvent ici l'expression de ma profonde amitie.

Enfin, que M^{elle} D. SOUAG et Mr A. NAMOUCHI . trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude pour l'aide qu'ils m'ont apportés.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
I- RECUEIL DES DONNEES NECESSAIRES	3
I-1 Données Pluviométriques	3
-Méthode d'ajustement	4
I-2 Les données de site	10
a- Présentation des sites retenus	10
b- Définition du modèle structural	11
b-1 Ossatures des réseaux	11
b-2 Bassins versants élémentaires	11
c- Les modèles structurals de calcul	11
c-1 Caractéristiques des sous bassins versants	14
c-2 Caractéristiques des conduites	14
II- REALISATION DES TESTS	17
II-1- Présentation des modèles testés	17
II-1-1- La méthode rationnelle	17
a- Principe	17
b- Hypothèses de la méthode	17
c- La procédure d'application de calcul Rationnelle	18
II-1-2- La méthode superficielle de Caquot	22
a- Principe	22
b- Caractéristiques	22
c- Effet de capacité du réseau	22
d- Limite d'application du modèle de Caquot	27
II-2- Calcul de débits de pointe	28
II-2-1- Exemple de calcul par la méthode Rationnelle	28
II-2-2- Exemple de calcul par la méthode de Caquot	34

III- INTERPRETATION DES RESULTATS	41
III-1- Approche noeud par noeud	42
III-2- Approche graphique	46
III-2-1-Variation du seuil d'influence sur le dimensionnement du reseau	46
a- Méthode de determination du debit limite	47
b- Variation du rapport N_i/N_i	52
III-2-2-Variation graphique des écarts entre les debit de pointe	54
III-3- Lois d'ajustement des couples (Q_p, S)	55
IV- CONCLUSION	63

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

Introduction.

Nous envisageons dans le cadre de cette investigation de procéder à une étude comparative de modèle pluie-débit destinés à dimensionner les réseaux d'assainissement d'eau pluviale. Il s'agit d'étudier l'impact du choix d'un tel modèle sur la valeur du débit de pointe à évaluer, donc sur le choix des dimensions et par conséquent sur le coût.

A cet effet plusieurs modèles existent ; du plus global (type réservoir) au plus détaillé (la méthode de l'onde cinématique) par exemple qui est basée sur les équations de Barré+ Saint-Venant simplifiées).

Il nous est impossible de tester tous les modèles existants dans le cadre d'un projet de fin d'étude, d'autant plus que l'intérêt de ce travail réside dans la considération des applications spécifiques aux bureaux d'étude dans notre pays, c'est pourquoi nous nous sommes limités au test des deux modèles les plus utilisés en Algérie, à savoir :

- La méthode Rationnelle, et
- La méthode de Caquot (méthode superficielle)

Les tests ont été effectués sur deux bassins versants urbains de moyenne superficies: Ain Naadja et Blida, en considérant trois périodes de retour différentes 5, 10 et 20 ans.

pour cela nous avons procédé en trois étapes (figure 1)

- recueil de données nécessaires aux tests : cette étape consiste à recueillir les données pluviométriques et les traiter (éventuellement) et à définir le modèle structural de calcul (ossature du réseau, bassins versants élémentaires, caractéristiques hydrologiques et géométriques). (chapitre I)
- Calcul de débits de pointe par les deux méthodes rationnelle et superficielle. (chapitre II)
- interprétation des résultats. (chapitre III)

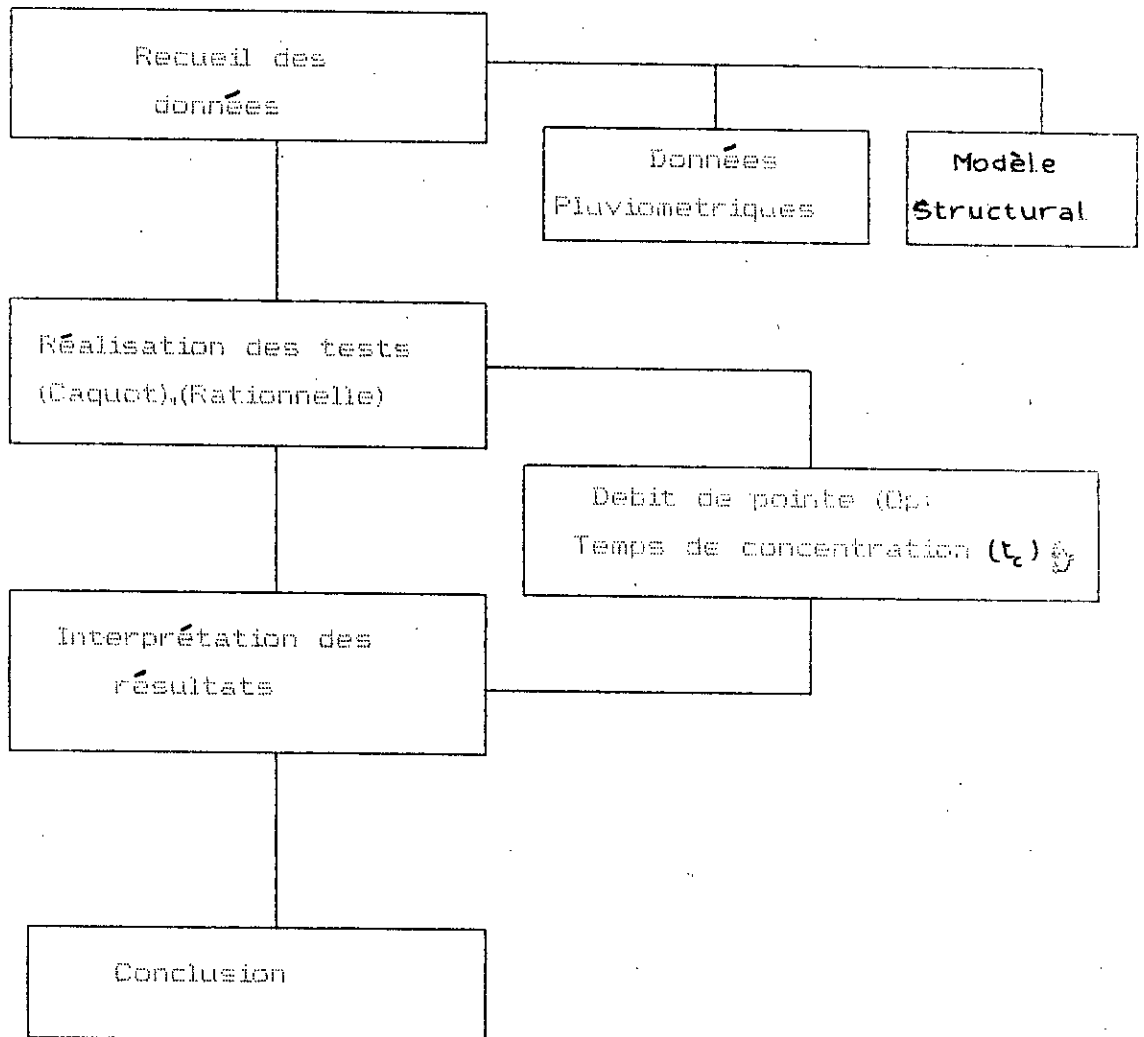


figure 1: Organigramme général de l'étude

CHAPITRE
(I)

I- Recueil des données
nécessaires

I-1- Données pluviométriques

Ces données nous ont été communiquées par l'O.N.M (organisme national de la météorologie) sous forme de courbe Hauteur-Durée Fréquence (H D F). Chaque courbe représente la variation de la hauteur pluviométrique (H) en fonction du temps (t) pour une période de retour donnée (T) : $H(T)=f(T,t)$.

Et comme nous nous intéressons aux courbes Intensité-Durée-Fréquence (I D F) nous avons procédé par une transformation des données de la forme HDF a la forme IDF (figure-2)

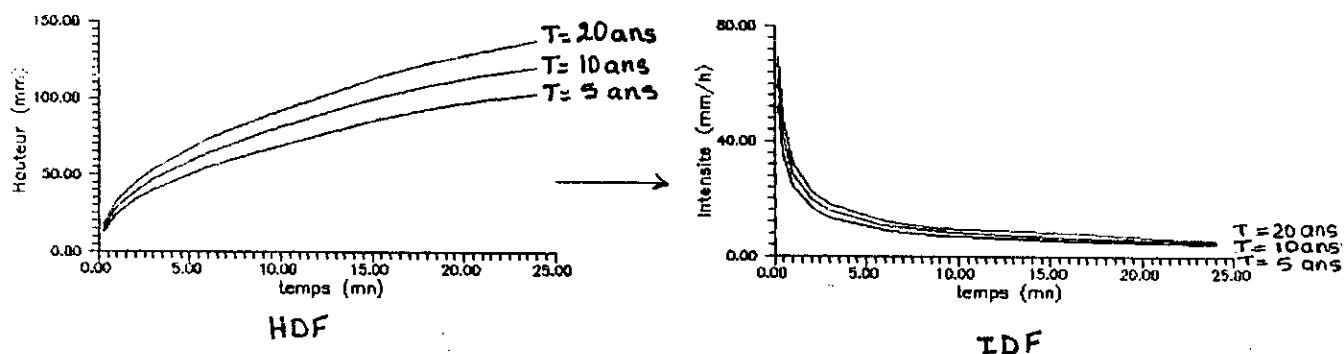


figure 2

Les fonctions mathématiques (de forme $i(T)=a(T) t^{b(T)}$) généralement ces courbes n'étant pas disponibles, nous avons procédé par un ajustement de couples de valeurs $(i(T), t(T))$ lues directement sur le graphe, pour déterminer les lois d'intensité correspondantes, de type Montana $i(T)=a(T) t^{b(T)}$.

-Méthode d'ajustement

A partir des courbes $i=f(t)$ (donc $H=f(t)$ puisque $i=H/t$) nous avons dressé, pour chaque période de retour considérée 5, 10 et 20 ans, le tableau de valeurs suivant:

Temps t (h)	T=5 ANS		T=10 ANS		T=20 ANS	
	H(mm)	i(mm/h)	H(mm)	i(mm/h)	H(mm)	i(mm/h)
0.24	13.0	52.00	15.3	61.20	17.4	69.20
0.50	17.8	35.60	20.9	41.80	23.8	47.60
1.00	24.4	24.40	28.6	28.60	32.6	32.60
2.00	33.5	16.75	39.2	19.60	44.7	22.35
3.00	40.2	13.40	47.1	15.70	53.6	17.87
6.00	55.0	9.17	64.4	10.73	73.5	12.25
9.00	66.0	7.33	77.5	8.61	87.5	9.72
12.00	75.3	6.27	88.2	7.35	100.6	8.38
15.00	85.5	5.70	99.5	6.63	113.0	7.53
18.00	93.0	5.17	108.5	6.03	123.0	6.83
21.00	99.0	4.70	115.5	5.50	131.0	6.24
24.00	103.1	4.29	120.8	5.03	137.7	5.74

Tableau 1: Valeurs de hauteurs et d'intensité en fonction du temps

La loi d'ajustement donc de type $i=at^b$ qui peut s'écrire aussi:

$$\ln i = \ln a + b \ln t$$

En posant

$$\left. \begin{array}{l} Y = \ln i \\ X = \ln t \\ A = \ln a \end{array} \right\}$$

d'où la relation linéaire: $Y = bX + A$

Pour déterminer les paramètres A et b, nous utilisons la méthode numérique de corrélation des moindres carrées dont la procédure aboutit à l'égalité matricielle suivante (voir Annexe 1):

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^m X_i^0 \\ \sum_{i=1}^m X_i^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^m Y_i \\ \sum_{i=1}^m X_i Y_i \end{bmatrix} \quad (1)$$

Avec m = Nombre de couple (X_i, Y_i) (de valeurs i, t)
 Dans notre cas m=12 Pour T=20,10,5 Ans .

a-Cas de T= 20 ans

Les valeurs des couples (X_i, Y_i) sont données par le tableau 2 suivant:

i	t(mn)	$Y_i = \ln i$	$X_i = \ln t$	$X_i Y_i$
69.20	15	4.24	2.70	11.480
47.10	30	3.86	3.40	13.124
32.60	60	3.48	4.09	14.250
22.35	120	3.11	4.79	14.900
17.87	180	2.88	5.19	14.960
12.25	360	2.50	5.89	14.730
9.72	540	2.27	6.29	14.280
8.38	720	2.13	6.58	14.015
7.53	900	2.02	6.80	13.740
6.83	1080	1.92	6.98	13.410
6.24	1260	1.83	7.14	13.070
5.74	1440	1.75	7.27	12.720

Tableau 2 : serie de valeurs X_i, Y_i pour T=20ans .

D'où on peut calculer les termes suivants:

$$\sum_{i=1}^m Y_i = 32.00$$

$$\sum_{i=1}^m X_i = 67.12$$

$$\sum_{i=1}^m X_i Y_i = 164.68$$

$$\sum_{i=1}^m X_i^2 = 401.80$$

Après résolution du système d'équations (1) on a :

$$b = -0.55$$

$$\text{et } A = 5.75$$

$$\text{D'où } a = 314.19$$

La loi d'ajustement pour $T=20$ ans est :

$$i(\text{mm/mn}) = 314.19 t^{-0.55} \quad \text{avec } i(\text{en mm/mn}) \text{ et } t(\text{en mn})$$

$$i(\text{mm/h}) = 5.24 t^{-0.55} \quad \text{avec } i(\text{en mm/h}) \text{ et } t(\text{en mn})$$

b-Cas de T=10ans

Les valeurs des couples (X_i, Y_i) sont données par le tableau 3 suivant:

i	t(mn)	$Y_i = \ln$	$X_i = \ln t$	$X_i Y_i$
61.20	15	4.11	2.70	11.11
41.80	30	3.73	3.40	12.69
28.60	60	3.35	4.09	13.70
19.60	120	2.98	4.79	14.26
15.70	180	2.75	5.19	14.29
10.73	360	2.37	5.89	13.98
8.61	540	2.15	6.29	13.54
7.35	720	2.00	6.58	13.13
6.63	900	1.89	6.80	12.86
6.03	1080	1.80	6.98	12.54
5.50	1260	1.71	7.14	12.17
5.03	1440	1.62	7.27	11.78

Tableau 3: serie de valeurs X_i, Y_i pour T=10ans.

$$\sum_{i=1}^n Y_i = 30.46$$

$$\sum_{i=1}^n X_i = 67.12$$

$$\sum_{i=1}^n X_i Y_i = 156.06$$

$$\sum_{i=1}^n X_i^2 = 401.80$$

Après résolution du système d'équations (1) on a :

$$b = -0.55$$

$$\text{et } A = 5.75$$

$$\text{D'où } a = 314.19$$

La loi d'ajustement pour T=10 Ans

$$i(\text{mm/mn}) = 274.24 t^{-0.55}$$

avec i (en mm/mn) et t (en mn)

$$i(\text{mm/h}) = 4.57 t^{-0.55}$$

avec i (en mm/h) et t (en mn)

C-Cas de T=5 ans

Les valeurs des couples (X_i, Y_i) sont données par le tableau 4 suivant

i	t (mm)	$Y_i = \ln$	$X_i = \ln t$	$X_i Y_i$
52.00	15	3.95	2.70	10.66
35.60	30	3.57	3.40	12.14
24.40	60	3.19	4.09	13.05
16.75	120	2.82	4.79	13.51
13.40	180	2.59	5.19	13.44
9.17	360	2.22	5.89	13.07
7.33	540	2.00	6.29	12.58
6.27	720	1.84	6.58	12.11
5.70	900	1.74	6.80	11.83
5.17	1080	1.64	6.98	11.45
4.70	1260	1.55	7.14	10.07
4.29	1440	1.46	7.87	10.61

Tableau 4: série de valeurs X_i, Y_i pour T=5ans

$$\sum_{i=1}^n Y_i = 28.57$$

$$\sum_{i=1}^n X_i = 67.12$$

$$\sum_{i=1}^n X_i Y_i = 144.52$$

$$\sum_{i=1}^n X_i^2 = 401.80$$

Le résultat de la résolution du système (1) est :

$$b = -0.56$$

$$\text{et } A = 5.32$$

$$\text{D'où } a = 244.69$$

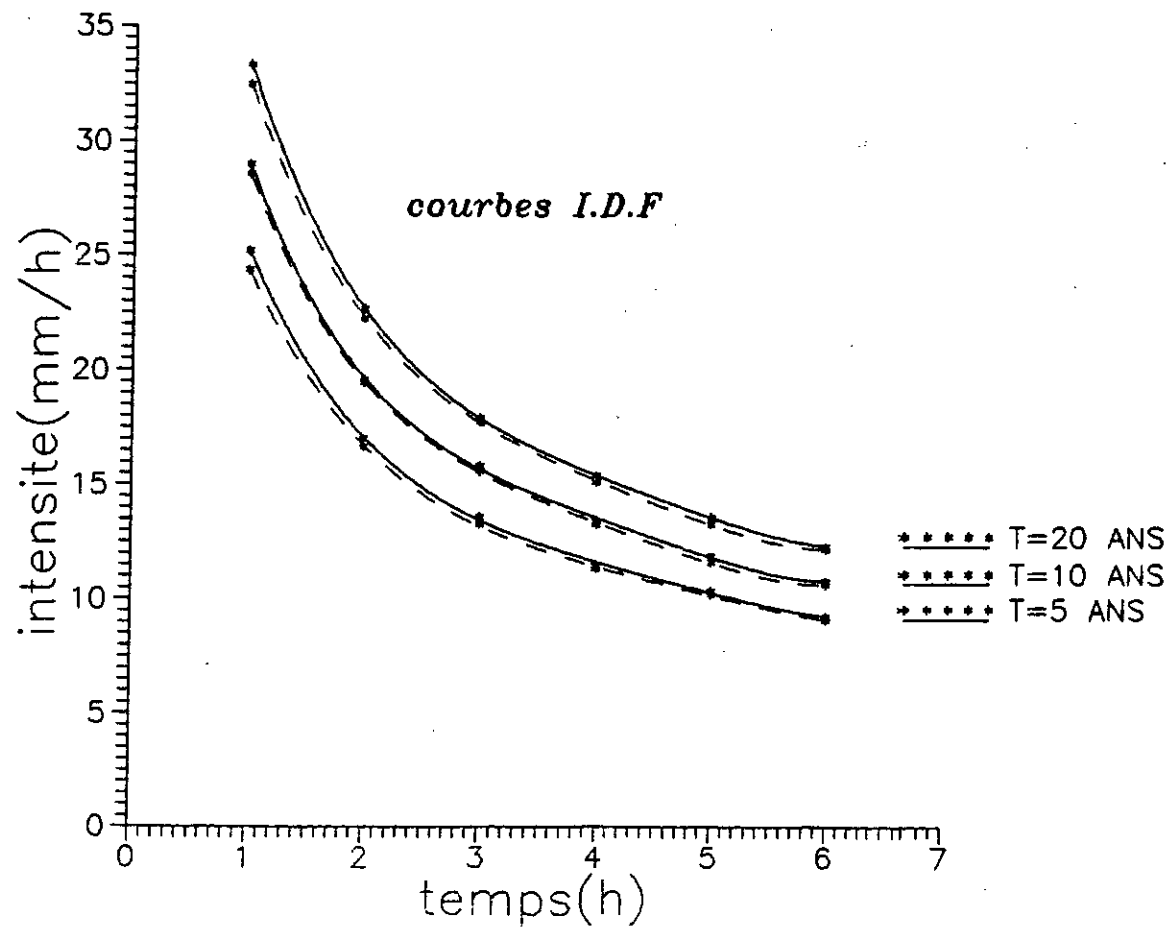
La loi d'ajustement pour T=5 Ans est :

$$i(\text{mm/mn}) = 244.69 t^{-0.56}$$

$$i(\text{mm/h}) = 4.0 t^{-0.56}$$

avec i (en mm/mn) et t (en mn)

avec i (en mm/h) et t (en mn)



(figure 3)

La figure 3 montre bien que les lois ainsi définies (courbe en pointillée) représente la variation réelle de l'intensité en fonction du temps (courbe en continue).

I-2- Les données de site:

a- Présentation des sites retenus

Présentation des sites Ain-Naadja et Blida

- Surface totale .
- Occupation du sol .
- Pente moyenne .
- Longueur totale du réseau .

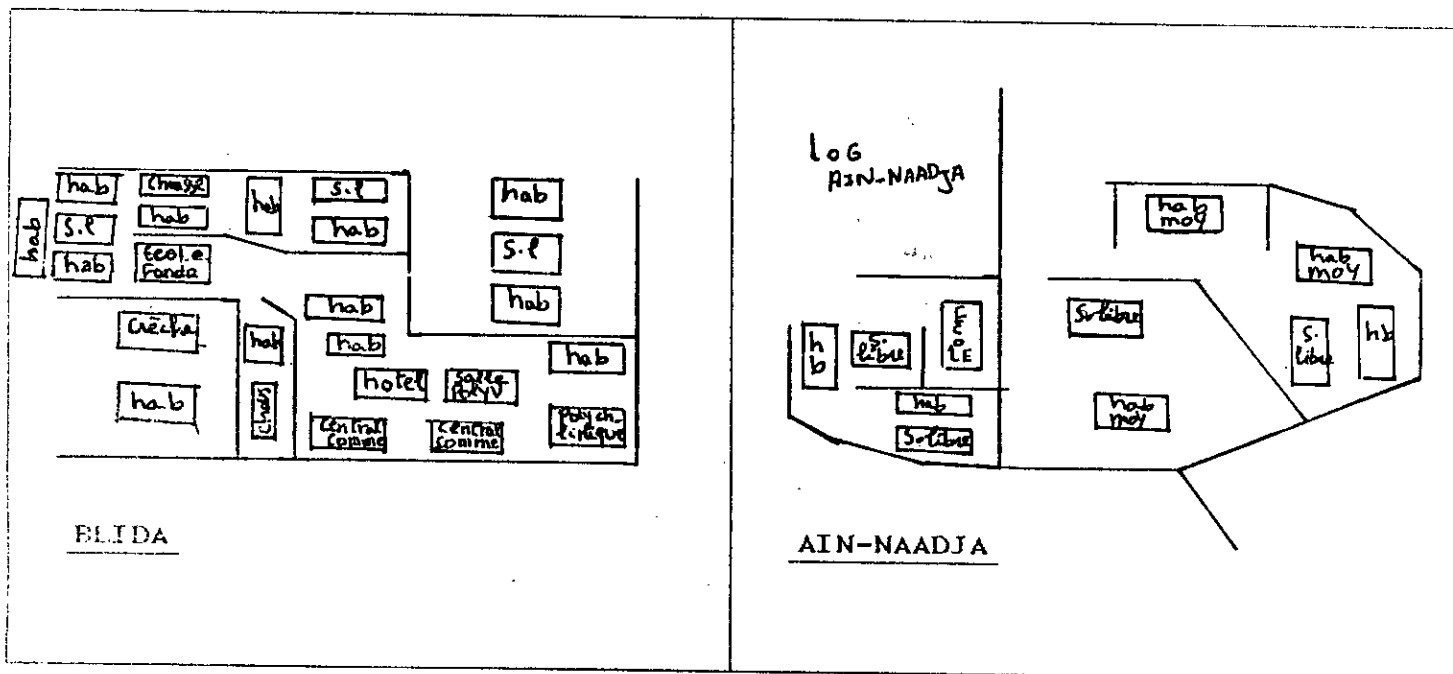


Figure 4: Présentation Schématique des Sites Urbains retenus Pour l'étude

b-Définition du modèle structural

Cette phase de l'étude consiste à définir l'ossature des réseaux (Noeuds et Troncons de Conduites) et à délimiter les bassins versants élémentaires d'apport d'eau pluviale que nous associons aux différents noeuds selon la répartition des écoulements.

b-1 Ossatures des réseaux

L'ossature de chaque réseau est définie sur la base de son tracé en plan sur le plan de masse la procédure consiste à définir des troncons de conduites homogènes délimités par des noeuds. Un troncon de conduite homogène est caractérisé par un diamètre et une pente constante, par un sens d'écoulement unique, et par un écoulement relativement uniforme sans variation brusque de débits (par de points de jonction ni de points de bifurcation intermédiaires). De plus un troncon de conduite doit avoir une longueur limitée (au tour de 150 à 200 m maximum) pour éviter de variations importantes de hauteur d'eau entre l'amont et l'aval.

Un noeud constitue une extrémité d'un troncon de conduite, il peut être un regard, un point de jonction ou de bifurcation de deux ou plusieurs conduites ou un ouvrage particulier quelconque (station de refoulement, bassin de stockage, etc..).

b-2- bassins versants élémentaires

La délimitation des bassins versants élémentaires se fait selon le sens prévisible de l'écoulement de l'eau pluvial sur le sol et la toiture, et la pente du terrain. Chaque sous-bassin doit ruisseler ses eaux vers un même noeud qui constituera son exutoire dans le modèle structural retenu. le débit arrivant à ce noeud sera évacué par la conduite située en aval de celui-ci.

C- Les modèles structurals de calcul

Les modèles structurals retenus pour les calculs des débits pour les deux sites Ain-Naadja et Blida, sont représentées respectivement par les figures 5 et 6.

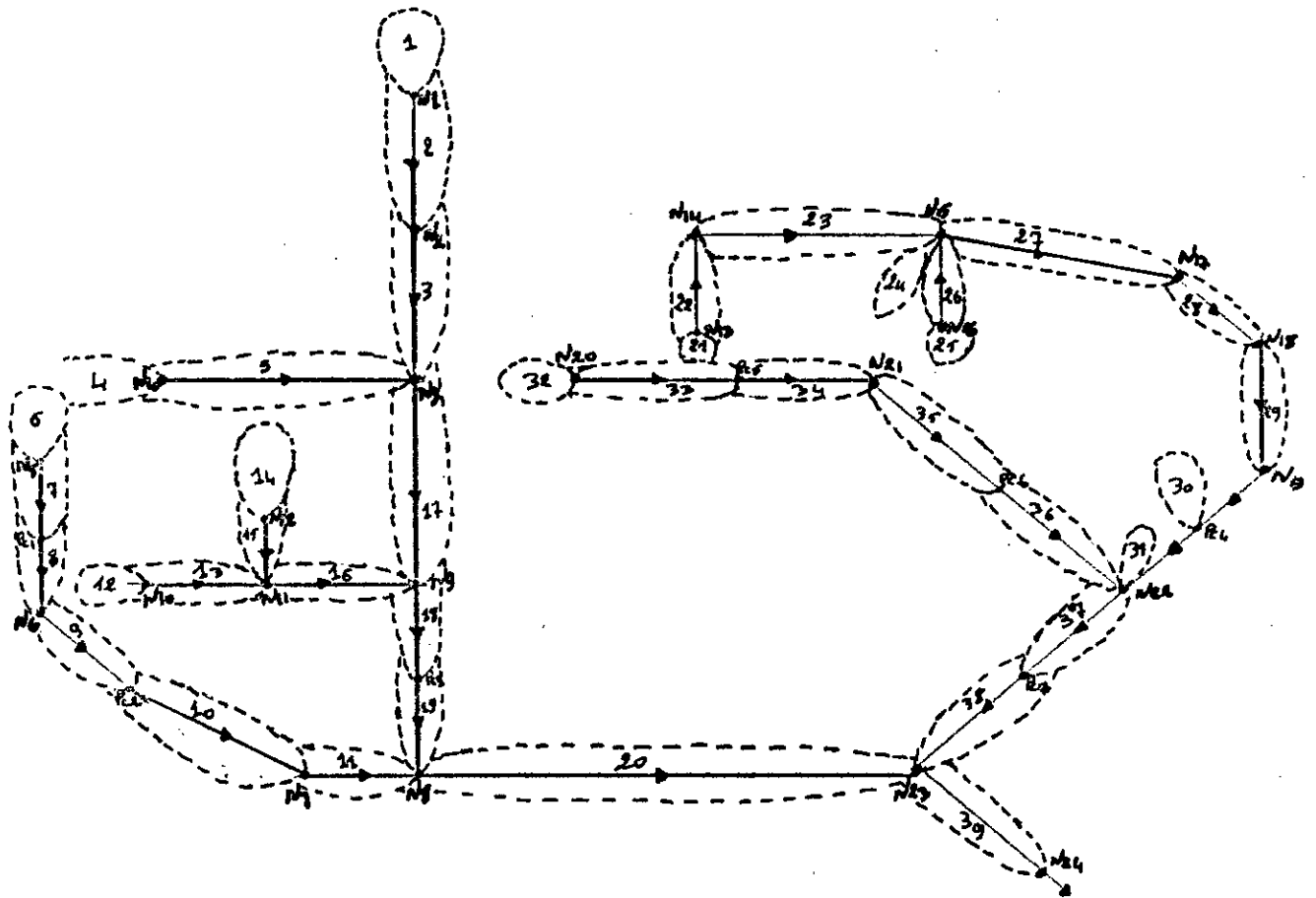


figure 2- Modele structural de calcul- AIN-NAADJA

- noeud
- troncon de conduite
- ▶— sens de l'ecoulement
- (dashed) sous bassin versant

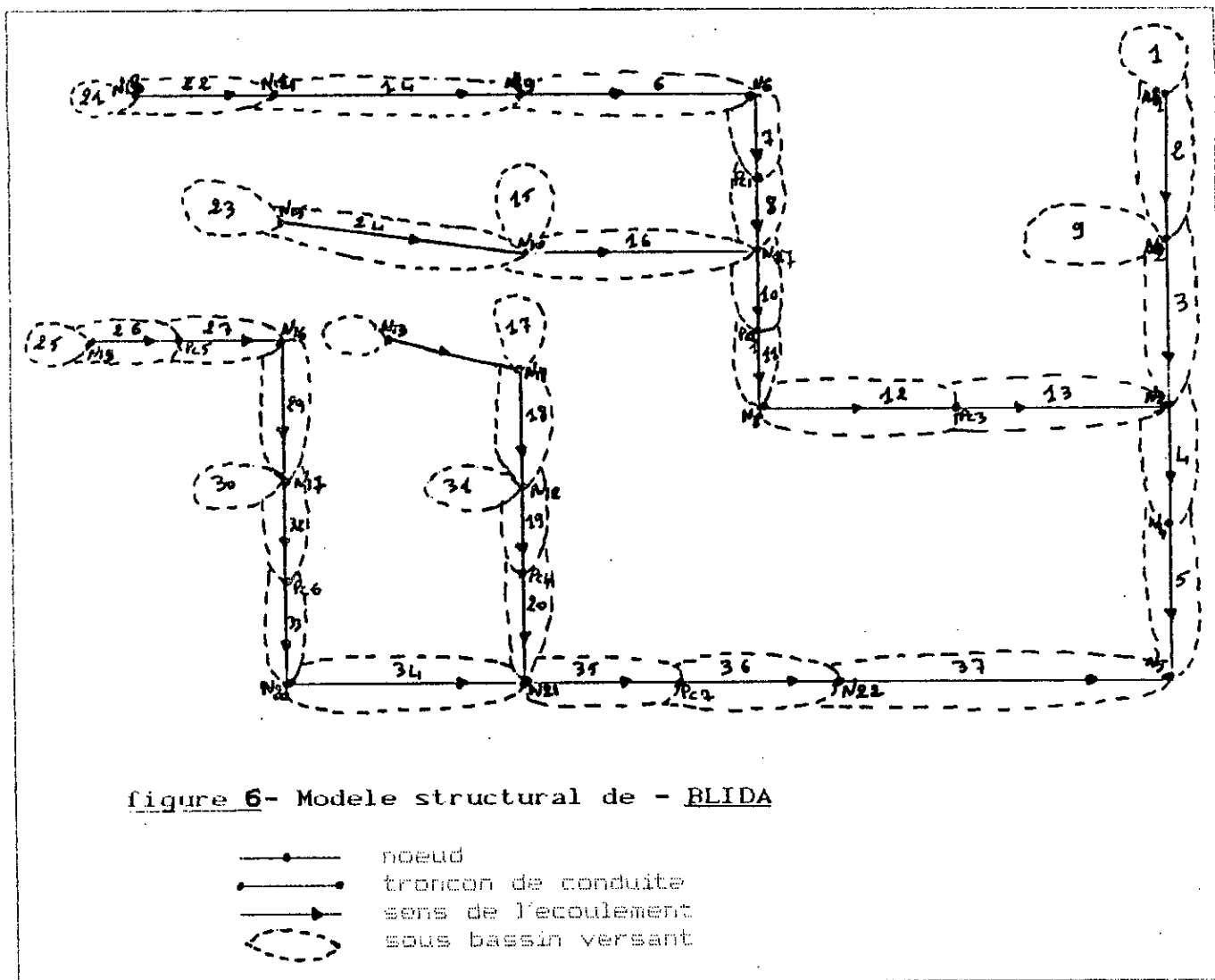


figure 6- Modele structural de - BLIDA

- ——— noeud
- troncon de conduite
- ▶ sens de l'ecoulement
- (dashed) sous bassin versant

Les caractéristiques des bassins versants élémentaires et de conduites (nécessaire à l'application des deux méthodes retenues ; rationnelle et superficielle de Caquot-(voir. ch II) sont présentées pour les deux modèles structuraux respectivement dans les tableaux 5 et 6 .

C-1- Caractéristiques des sous-bassins versants

Pour chaque sous-bassin versant on détermine les paramètres suivants:

S: Surface (en ha) représentée par les chaussées , trottoirs, toitures, surface libre, ...etc. Elle est mesurée directement sur le plan après découpage

I: pente hydraulique , c'est à dire le long du plus long parcours de l'eau . Elle est mesurée à partir de la différence de cote entre les points extrêmes amont et aval du bassin.

L: Longueur (en m) le long du plus long parcours de l'eau. Elle est mesurée directement sur le plan

C: Coefficient de ruissellement pondéré.

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

C_i : Coefficient de ruissellement d'une zone homogène i

A_i : Surface de la zone homogène i

$i=1, n$, n : Nombre de zones homogènes pour un sous-bassin versant donné .

C-2 caractéristiques des conduites

Pour chaque tronçon de conduite , nous déterminons les deux paramètres suivants:

I: Pente de la conduite déduite de la différence de cote amont et aval.

L: Longueur de la conduite, mesurée directement sur le plan en tenant compte de la pente.

Tableau 5: Caractéristiques du site de Aïn-Naâdja.

N	SBV	Bassins Versants					Conduites		
		S(ha)	C	L1(m)	I1(mm)	Te(mm)	CDS	I (%)	L(m)
N1	1	0.130	0.90	40.00	0.200	0.62	-	-	-
N2	2	0.110	0.90	98.20	0.037	2.37	N1-N2	1.00	88.00
N3	3	0.203	0.83	105.00	0.065	2.01	N2-N3	1.20	92.00
N4	4	0.046	0.90	42.84	0.023	1.50	-	-	-
N3	5	0.124	0.90	128.80	0.022	3.57	N4-N3	0.50	119.20
N5	6	0.026	0.90	33.15	0.030	1.11	-	-	-
PC1	7	0.090	0.78	42.20	0.090	1.34	N5-PC1	0.53	31.50
N6	8	0.150	0.82	68.85	0.020	2.29	PC1-N6	2.30	43.35
PC2	9	0.173	0.79	68.86	0.040	1.75	N6-PC2	3.23	63.25
N7	10	0.263	0.77	81.60	0.049	1.85	PC2-N7	3.50	63.25
N8	11	0.124	0.84	93.50	0.060	1.90	N7-N8	3.82	68.00
N10	12	0.044	0.90	40.80	0.024	1.42	-	-	-
N11	13	0.086	0.90	76.88	0.011	3.13	N10-N11	0.90	58.00
N12	14	0.078	0.90	33.15	0.030	1.11	-	-	-
N11	15	0.446	0.79	84.66	0.011	3.38	N12-N11	2.25	40.00
N9	16	0.400	0.82	79.56	0.020	2.55	N11-N9	1.35	33.70
N9	17	0.154	0.90	104.60	0.019	3.22	N3-N9	3.00	84.00
PC3	18	0.240	0.88	81.60	0.060	1.70	N9-PC3	4.50	45.10
N8	19	0.181	0.82	81.60	0.040	2.00	PC3-N8	4.60	45.10
N23	20	0.050	0.90	49.00	0.050	1.24	N8-N23	3.00	34.00
N13	21	0.057	0.90	37.23	0.060	1.29	-	-	-
N14	22	0.260	0.84	88.30	0.095	1.52	N13-N14	3.75	67.40
N15	23	0.177	0.79	90.80	0.038	2.21	N14-N15	5.55	79.00
N15	24	0.040	0.70	40.70	0.130	0.74	-	-	-
N16	25	0.194	0.78	80.00	0.043	0.91	-	-	-
N15	26	0.182	0.80	50.00	0.130	0.87	N16-N15	7.00	44.30
N17	27	0.340	0.73	139.43	0.078	2.33	N15-N17	5.30	70.00
N18	28	0.202	0.78	84.15	0.090	1.50	N17-N18	5.00	69.00
N19	29	0.135	0.90	106.40	0.037	2.52	N18-N19	2.30	86.00
PC4	-	-	-	-	-	-	N19-PC4	4.20	68.75
PC4	30	0.656	0.75	130.00	0.057	2.49	-	-	-
N22	-	-	-	-	-	-	PC4-N22	4.50	68.75
N22	31	0.123	0.70	130.00	0.076	2.23	-	-	-
N20	32	0.039	0.90	33.15	0.040	1.00	-	-	-
PC5	33	0.052	0.90	46.10	0.050	1.18	N20-PC5	4.35	41.00
N21	34	0.079	0.90	46.10	0.090	0.94	PC5-N20	6.75	41.00
PC6	35	0.399	0.76	76.30	0.033	2.04	N20-PC6	0.55	61.00
N22	36	0.630	0.80	130.70	0.023	3.55	PC6-N22	1.50	61.00
PC7	37	0.090	0.80	47.60	0.020	1.72	N22-PC7	4.08	42.50
N23	38	0.240	0.87	47.60	0.070	1.06	PC7-N23	4.44	42.50
N24	39	0.031	0.90	39.20	0.076	0.89	N23-N24	0.75	30.00

tableau 6: Caractéristiques du site de Blida.

N	SBV	Bassins Versants					Conduites		
		S(ha)	C	L1 (m)	I1 (m/m)	Te(mn)	CDS	I (%)	L(m)
N1	1	0.2950	0.800	91.50	0.0039	5.34	-	-	-
N2	2	0.3240	0.750	75.50	0.0088	3.37	N1-N2	1.0	55.00
N3	3	0.5700	0.755	126.50	0.0049	6.28	N2-N3	1.0	102.00
N4	4	0.6790	0.830	161.00	0.0020	10.67	N3-N4	0.8	29.00
N5	5	0.3470	0.820	65.00	0.0057	3.55	N4-N5	0.8	65.00
N6	6	0.0630	0.900	87.65	0.0129	3.26	N5-N6	0.5	83.05
PC1	7	0.2750	0.740	86.00	0.0025	6.04	N6-PC1	1.0	52.25
N7	8	0.3700	0.810	87.50	0.0014	7.66	PC1-N7	1.0	27.50
N9	9	0.4000	0.790	99.50	0.0150	3.40	-	-	-
PC2	10	0.3756	0.800	64.00	0.0049	3.71	N7-PC2	1.0	50.25
N8	11	0.3876	0.790	77.50	0.0005	10.97	PC2-N8	1.0	50.25
PC3	12	0.2317	0.890	90.50	0.0120	3.44	N8-PC3	1.0	45.25
N3	13	0.4130	0.720	46.25	0.0095	2.24	PC3-N3	1.0	45.25
N9	14	0.2740	0.840	221.75	0.0131	6.62	N11-N9	0.5	92.50
N10	15	0.4000	0.830	86.00	0.0040	5.04	-	-	-
N7	16	0.1062	0.900	80.00	0.0080	3.65	N10-N7	1.0	80.00
N14	17	0.1175	0.770	62.50	0.0100	2.77	-	-	-
N12	-	-	-	-	-	-	N13-N12	0.5	19.00
N19	18	0.0630	0.900	56.70	0.0050	3.36	N12-N19	0.5	48.50
PC4	19	0.6256	0.850	210.50	0.0037	10.36	N19-PC4	0.5	54.00
N22	20	0.2050	0.840	60.00	0.0009	6.79	PC4-N22	0.9	54.00
N18	21	0.1000	0.900	63.00	0.0140	2.45	-	-	-
N14	22	0.0570	0.900	82.00	0.0137	3.03	N19-N15	0.5	77.00
N15	23	0.6820	0.820	125.00	0.0069	5.45	-	-	-
N10	24	0.4440	0.840	86.00	0.0077	3.92	N15-N10	1.3	55.75
N29	25	0.6850	0.760	179.00	0.0120	5.81	-	-	-
PC5	26	0.3250	0.820	140.00	0.0140	4.53	N29-PC5	1.0	59.00
N16	27	0.4100	0.880	61.50	0.0130	2.47	PC5-N16	2.0	59.00
N13	28	0.2660	0.820	76.50	0.0010	3.24	-	-	-
N17	29	0.2520	0.820	72.00	0.0070	3.55	N16-N17	3.0	70.00
N17	30	0.0575	0.900	74.00	0.0100	3.16	-	-	-
N18	31	0.5930	0.800	172.00	0.0095	6.16	-	-	-
PC6	32	0.1685	0.750	59.00	0.0035	3.97	N17-PC6	0.5	54.00
N20	33	0.4400	0.850	108.50	0.0017	8.39	PC6-N20	0.5	54.00
N21	34	0.1060	0.900	98.00	0.0010	9.50	N20-N21	0.9	90.00
PC7	35	0.1835	0.900	70.00	0.0020	5.62	N21-PC7	0.8	33.75
N29	36	0.4560	0.800	58.70	0.0040	3.75	PC7-N29	0.8	33.75
N5	37	0.3120	0.760	103.25	0.0052	5.25	N29-N5	1.8	97.50

CHAPITRE

(II)

II- REALISATION DES TESTS:

II-1- Presentation des modeles testés:

II-1-1- La méthode rationnelle:

La méthode rationnelle est la plus ancienne et la plus utilisée.

a- Principe:

La méthode rationnelle consiste d'une part à estimer les débits à l'aval de sous-bassins versants élémentaires à partir du découpage du bassin Versant en surfaces, d'autre part à mesurer de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau.

La méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

L'évolution du débit mesuré à l'exutoire

$$Q_{max} = I A_{eff}$$

Avec $A_{eff} = C A$ d'où $Q_{max} = 0.002778 C.A.I$

I: Intensité constante sur une surface A du bassin versant (sur $\Delta T = t_c$).

C: Coefficient de ruissellement $C = \sum C_i A_i / A$

L'intensité i correspondait à une pluie nette évaluée à partir de l'existence d'un ruissellement

$$P_{nette} = P_{brute} - (r + e + i_s + s)$$

Avec r: Interception par la végétation qu'on néglige en général.

e: évaporation pendant la chute de pluie.

i_s : Infiltration dans le sol.

s: stockage dans les dépressions superficielles du terrain.

- La pluie efficace sera donc équivalente à la hauteur de la lame d'eau recue par le bassin pendant la seule durée de la pluie nette.

$$P_{eff} = P_{nette} \sum \Delta t$$

b- Hypothèses de la méthode :

- L'intensité de l'averse (en mm/h) est uniforme dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.

- Le débit de pointe Q_p (en m^3/s) de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction de précipitation iA .

- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i.

-Enfin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre .

Dans le cas où l'intensité i n'est pas uniforme on tient compte de la répartition de la pluie qui diminue lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre par un coefficient K de répartition.

$$Q_{max} = K C A i$$

Le coefficient correctif de la répartition spatiale de l'averse (K) est déterminé par la loi de fruhlinng:

* Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur $(l) \ll 1/2$ de la longueur (L) .

$$K = 1 - 0.006 \sqrt{D}$$

* Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$K = 1 - 0.005 \sqrt{2D}$$

D : étant la distance du milieu du bassin à l'épicentre de la pluie.

C- La procédure d'application de calcul rationnel:

1^{ère} Etape:

.Délimiter l'aire générale du bassin afin d'y tracer le schéma d'ossature. En suite, définir les sous-bassin d'apport.

.Représenter schématiquement et/ou dans un tableau les sous-bassins et leurs caractéristiques représentatives (surfaces, longueurs, pentes et les valeurs moyennes pondérées du coefficient de ruissellement) ainsi que les numéros des différents repères.

.calculer les temps d'entrées aux réseaux de chaque sous-bassin versant.

2^{ème} étape. Norme et Calcul

-Le calcul du temps de concentration a l'amont du noeud considéré est:

Temps d'entrée dans un bassins versant:

Ce temps d'entrée sera determine par la formule de Kirpich:

$$t_e = 0.0195 L_1^{0.77} I_1^{-0.385} \quad (1)$$

Avec: t_e : temps d'entrée dans le reseau (mn).
 L_1 : longueur du plus long parcours de ruissellement (m)
 I_1 : pente le long de L_1 (m/m).

Temps de parcours dans le réseau:

Pour le cacul du temps de parcours dans une conduite, on a tendance, pour simplifier, à considérer comme représentative la vitesse d'écoulement à pleine section. En fait, ce n'est pas très juste car, les risques de perturbations par turbulences peuvent entrainer des conséquences, notamment en matière de pertes de charge, et par suite des fluctuations de vitesse. Dans ces conditions, la lecture du nomogramme des rapports débit-vitesse-hauteur de remplissage s'impose et l'on calculera V en fonction du rapport $r_q = Q_p / Q_{ps}$ (Q_p étant le débit de pointe et Q_{ps} le débit à pleine section), le rapport r_v s'appliquant à la vitesse V_{ps} calculée a pleine section (voir abaque), ANNEXE 3

d'où:

$$t_1 = L / (60 r_v V_{ps}) \quad (2)$$

dans laquelle:

t_1 : temps de parcours dans le réseau en minutes;

L : longueur de la conduite en mètres;

r_v : rapport lu sur le nomogramme en correspondance du rapport r_q des débits.

V_{ps} : vitesse d'écoulement à pleine section en m/s.

ainsi, a l'amont d'un noeud, le temps de concentration t_c est le suivant:

$$t_c = t_1 + t_2 \quad (3)$$

On procédera ensuite au calcul proprement dit étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires préalables ont été effectués en 1^{ère} étape.

La procédure est alors la suivante :

1-Calculer le débit de pointe l'exutoire en recourant à la formule originale améliorée par la notion d'abattement spatial exprimée par A.Caquot :

$$i_c = A^{-\varepsilon}$$

d'où :

$$\begin{aligned} Q_p &= K_1 \cdot C \cdot i_c^{(b-\varepsilon)} = K_1 \cdot C \cdot i_c^{0.95} \\ &= 0.002778 \cdot C \cdot a_t c^{-b} \cdot 60 \cdot A^{0.95} \\ &= 0.167 \cdot C \cdot a_t c^{-b} \cdot A^{0.95} \end{aligned} \quad (4)$$

2-Calculer la valeur du diamètre approximatif :

$$D = \left[\frac{n}{K_3} \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (5)$$

dans laquelle :

n : Coefficient de Manning = 0.012 pour les tuyaux en ciment lisse ou en métal, 0.013 pour les tuyaux en béton ordinaire, 0.014 pour les canaux en béton, 0.025 pour la tôle ondulée, 0.0225 pour les canaux en terre, 0.40 pour les canaux rugueux avec pierres, 0.035 pour les fossés avec lit de pierre ;

K_3 : constante d'homogénéité tenant compte des unités de mesure = 0.03117 dans notre système et 0.04632 dans le système anglo-saxon ;

Q_p : débit de pointe ou de projet ;

I : pente hydraulique de l'ouvrage évaluée en pourcentage et comme constante entre les extrémités d'un même tronçon.

3-Fixer le diamètre commercial Φ ;

4-Calculer les caractéristiques à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{K}{n} \phi^{5/2} I \quad (6)$$

$$V_{ps} = \frac{4Q_{ps}}{\pi D^2} \quad (7)$$

5-Effectuer le rapport $r_q = Q_p/Q_{ps}$ et lire sur le nomogramme (voir annexe 3) les valeurs de r_v et r_H .

6-Evaluer la vitesse effective ainsi que la hauteur de remplissage dans la conduite :

$$V = V_{ps} \cdot r_v \quad (8)$$

$$H = \bar{H} \cdot r_H \quad (9)$$

7-Verifier les compatibilités avec les normes fixées; s'il y avait discordance, apporter les corrections nécessaires et procéder aux itérations de calcul jusqu'à obtention de résultats satisfaisants.

8-Calculer enfin le temps de concentration t_c .

$$t_c(\text{aval}) = t_c(\text{amont}) + t_i.$$

9-Passer ensuite au noeud suivant.

(10)

II-1-2- La méthode superficielle de Caquot

La méthode de Caquot est une variante de la méthode rationnelle dont le principe est le suivant:

a-Principe:

- Elle fait intervenir tous les mécanismes de l'écoulement .
- Comme les intensités d'orages se manifestent généralement vers le début de la précipitation, la capacité en débit à assurer par le réseau doit s'établir après utilisation de sa capacité et de celle du bassin.

b-caractéristiques:

- Elle permet de calculer Q_{max} au divers points caractéristiques des tronçons.
- c'est un modèle déterministe qui prend en compte l'effet de capacité du réseau, ce qui est important du point de vue des investissements.
- Le modèle ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux.

c- Effet de capacité du réseau:

On évalue la capacité des voies d'écoulement à travers le réseau à partir du temps moyen t_1 nécessaire au parcours de l'eau dans les canalisations, et le débit max q (en m^3/s) du réseau au point considéré, cette capacité s'ajoutera à la capacité du bassin versant qui est égale à q_{t_1} au point considéré.

D'où la capacité totale pour le calcul d'un réseau se composera de quatre éléments essentiels:

- qt_1 pour les voies d'écoulement du réseau.
- V_2 Pour l'ensemble des capacités en dérivation sur les voies d'écoulement, telles que regards, chambres de visite, etc...
- qt_2 Pour les voies d'écoulement des surfaces de réception au réseau, canalisations des immeubles et des cours, t_2 étant le temps moyen nécessaire au parcours de l'eau dans ces canalisations et caniveaux.

-V₂ pour les capacites en derivation sur ces voies d'écoulement des surfaces de reception.

V₁ et V₂ sont les volumes des eaux retardees qui ne parviendront au reseau qu'apres la manifestation de la pointe de debit.

$$\frac{1}{6} \alpha H A C = q (\beta + \delta) t_c \quad (*)$$

Dans le quel:

$\alpha = A^{-e}$, coefficient de distribution spatiale de l'averse, la valeur de A etant exprimee en hectares;

H: hauteur de pluie a l'epicentre de l'averse, en millimetres;

C: coefficient volumetrique de ruissellement;

$q \cdot \beta \cdot t_c$ = volume écoulé en m³ pendant le temps de concentration t_c .

$q \cdot \delta \cdot t_c$ = volume stocke dans le reseau et le bassin versant depuis le debut de l'averse et jusqu'à l'instant t_c où le reseau atteint sa capacite maximale.

$\beta + \delta$ = effet de capacite totale (correspondant a l'écoulement et au stockage);

$\beta + \delta = 1.1$, correspond a un amortissement volumetrique de 10 % pour les bassins urbains de petite taille .

q = debit maximal en m³ par second au point considere.

On essayera de donner la definition correspondant a chacun des termes definis dans l'equation. (v)

a- Temps de concentration:

La valeur du temps de concentration n'est en fait que la somme des valeurs elementaires t₁ et t₂.

$$t_c = t_1 + t_2$$

t₁: le temps de parcours de l'eau dans le bassin versant.

t₂: le temps de parcours de l'eau dans le reseau.

A Caquot avait exprime le temps de concentration sous cette forme ajustee:

$$t_c = t_1 + t_2 = 0.93 I^{-0.363} A^{0.366} Q_p^{-0.20}$$

Avec: I = la pente du reseau (en m/m).

Q_p = le debit maximal (en m³/s) .

Avec l'expérience on a adopté dans l'instruction de 1977 à la formule suivante:

$$t_c = u I^c A^d Q_p^f$$

$$u = 0.28 M^{0.84} = 0.28 L A^{-0.42}$$

L: longueur en hm du parcours de l'eau dans les caniveaux et le réseau .

I: pente moyenne hydraulique du réseau sur le parcours de l'eau, avec comme exposant: $c = -0.41$;

A: surface représentant la somme des surfaces élémentaires d'influence au point de calcul avec comme exposant: $d = 0.507$;

Q_p : débit corrigé au point de calcul avec comme exposant:

$$f = -0.287$$

$$t_c = 0.28 L^{0.84} I^{-0.41} A^{0.507} Q_p^{-0.287}$$

L'expression t_c pourrait avantageusement être modifiée pour des plus récentes expériences comme suit :

$$t_c = 0.423 L^{0.69} I^{-0.41} A^{0.18} Q_p^{-0.354}$$

Formule générale :

Dans la formule de Caquot , $q = Q_p$ et $\alpha = A$

Le bilan volumétrique devient sous la forme :

$$Q_p = \frac{1}{6(B + \theta)} c \frac{H}{t_c} A^{1-\varepsilon}$$

En admettant que $\frac{H}{t_c} = i(t_c, T)$ est une intensité moyenne (en mm/mm) de durée t_c

En posant $i(t_c, T) = a(T) \cdot t_c^{b(T)}$

Et en remplaçant $t_c = M I^c A^d Q_p^f$

$$Q_p = \left[\frac{a(T) \mu}{6(B + \theta)} t_c^{b(T)} \right] \frac{1}{c} \frac{1}{4 - b(T) f} I \frac{1}{4 - b(T) c} A \frac{b(T) d}{1 - b(T) c}$$

μ, θ, c sont des paramètres spécifiques à la région étudiée

a, b , sont des paramètres de la loi d'ajustement de Mantana ($i = at^b$)

Formule superficielle d'utilisation .

$$Q_{p(T)} = K I^a C^b A^c$$

K, a, b, c sont des coefficients spécifiques du site considéré .

Cette formule n'est valable que pour un allongement moyen du bassin égale a 2 .

$$\text{all} = m = \frac{L}{\sqrt{A}} = 2.$$

L: valeur en hectomètres du plus long cheminement hydraulique.

A: surface du bassin en hectares.

Dans le cas ou $m \neq 2$ alors on doit corriger le débit par un facteur correctif (β) prenant en compte la forme du bassins versant.

$$Q_{p\text{corr}} = \beta \cdot Q_{p(M=2)}$$

$$\beta = \left[\frac{m}{2} \right]^{\frac{0.84b(T)}{1-b(T)F}}$$

Pour les données récentes : $\beta = \left[\frac{m}{2} \right]^{0.7b(T)}$

Définition de la pente moyenne

L'évaluation de la pente moyenne sur la base de pente élémentaire mesurée sur chaque tronçon du réseau.

Pour un bassin versant urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique L constitue de tronçons successifs L_j et de pente sensiblement constante I_j

Assemblage de pentes en serie:

$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum L_j / I_j} \right]^2$$

Lorsqu'il s'agit d'un assemblage de tronçons homogènes, indépendants les uns des autres, au même noeud, il y a alors assemblage en parallèle :

$$I_{\text{moyeq}} = \left[\frac{\sum L_i Q_{P_i}}{\sum Q_{P_i}} \right]$$

Definition du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement au taux d'imperméabilisation du bassin

$$C = \frac{\Sigma A_{imp}}{\Sigma A_T}$$

Avec ΣA_{imp} : correspond à la surface imperméabilisée

ΣA_T : correspond à la surface totale du bassin considéré

Definition de la surface

Avant toute délimitation des bassins élémentaires, il faut bien esquisser l'ossature du réseau en se basant sur les deux principes suivants:

-Aux extrémités amont de l'ossature, il conviendra de bien étudier la potentialité.

* Pour un réseau en système unitaire la potentialité est quasi nulle.

* Pour un réseau en système séparatif en fonction de la position des premières bouches d'égouts sachant qu'une bouche de type classique est en principe capable de 40 l/s.

Le point caractéristique se situera approximativement à:

-55% de l'origine du tronçon, s'il s'agit d'un tronçon ne recevant aucun apport en tête.

-50% de l'origine amont du tronçon s'il s'agit d'un tronçon courant sur le développement du parcours de l'eau.

Limite d'application du modèle de Caquot:

-Le réseau n'est pas en charge pour les débits maximaux.

-L'application des formules superficielles, suppose que les bassins sont homogènes. Ceci veut dire que les caractéristiques de leur relief et de leur aptitude de ruissellement ne prennent pas en considération les termes qui décrivent la répartition des pentes et de l'imperméabilisation sur le bassin.

-La limite en surface propose l'inéquation suivante:

$$\Sigma A \leq 200 \text{ ha}$$

-En ce qui concerne le coefficient de ruissellement C, en zone urbaine c'est un seuil qui correspond à la limite inférieure de l'imperméabilisation observée sur les bassins versants ne dépassant pas 20% de la surface totale.

Sachant que des surfaces urbaines peuvent atteindre 100% de la surface offerte, notons que le coefficient de ruissellement évolue dans l'intervalle suivant [20%,100%].

-Pour les pentes, les valeurs limites sont imposées dans l'intervalle suivant: [0.2% ,5%].

II.2-Calcul de débits de pointe

II.2.1-Exemple de calcul par la méthode rationnelle

Nous considérons les tronçons (N1-N2), (N2-N3), (N4-N3) et (N3-N9).

Pour calculer le débit de pointe à chaque noeud, la méthode rationnelle exige les étapes suivantes.

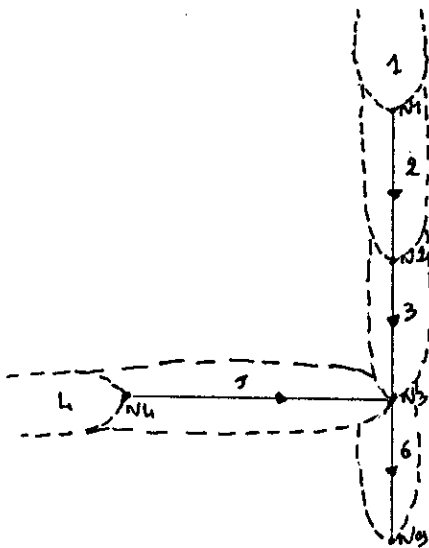
1^{ere} Etape :

Préparation du catalogue des données.

Dans cette étape :

-Nous présentons le schéma de l'ossature du réseau et le positionnement des points caractéristiques .

-Récapitulation des données essentielles sous forme d'un tableau :



Schema de l'ossature

tableau n°7

Nd	SBV	Bassins versants					Conduites		
		S(ha)	C	L (m)	I	tc	conduite	I(%)	L (m)
N1	1	0.130	0.90	40.00	0.200	0.62	-	-	-
N2	2	0.110	0.90	98.20	0.037	2.37	N1-N2	1.0	88
N3	3	0.203	0.83	105.00	0.065	2.01	N2-N3	1.2	92
N4	4	0.046	0.90	42.84	0.063	1.50	-	-	-
N3	5	0.124	0.90	128.80	0.022	3.57	N4-N3	0.5	119.2
N9	6	0.154	0.90	79.56	0.020	2.55	N3-N9	3.0	33.7

2^{me} étape :

Normes et calculs :

* Normes :

- Limitation de la vitesse d'écoulement : $0.60 \text{ m/s} \leq v \leq 3.00 \text{ m/s}$
- Diamètre minimum : $\phi \geq 0.30$ Pour un système séparatif (E.P)
- Coefficient de Manning $n=0.012$ tuyaux ciment lisse
- Profondeur de mise en oeuvre : $P_{min} = 2.00 + e + \phi$ (en m)
avec e : Epaisseur du tuyau .
- Les périodes de retour choisies : T=5 ans, T=10 ans, T=20 ans

Maintenant on passe au calcul.

Calcul du réseau

Pour T=5 ans

Noeud 1 : Conduite 1-2

$T_c=0.62$ $S=0.13\text{ha}$ $I=1\%$
 $L=88 \text{ m}$ $C=0.9$

En appliquant les formules (4), (5) on a :

$$Q_p = 0.113 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0.3 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé est $\phi = 0.3 \text{ m}$

Puis en appliquant les formules (6), (7), (8), (9), (2), (3) on a :

$$Q_{ps} = 0.105 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.48 \text{ m/s} < V_{\text{max}}$$

Le rapport de Q_p et Q_{ps} est :

$$r_q = 1.07$$

$$\text{on a } r_H = 0.9$$

$$r_v = 1.1$$

$$V = 1.63 \text{ m/s}$$

$$H = 0.27 \text{ m}$$

$$t_A = 0.9 \text{ mn}$$

$$t_C = 1.52 \text{ mn}$$

Noeud 2 : Conduite 2-3

$$S = 0.24 \text{ ha} \quad L = 92 \text{ m} \quad I = 1\%$$

$$t_C = 2.37 \text{ mn} \quad C = 0.9$$

$$t_C = \text{Max}(1.52, 2.37) = 2.37 \text{ mn}$$

Les mêmes calculs que pour le noeud 1 sont faits; et on a :

$$Q_p = 0.096$$

$$D = 0.28 \text{ m}$$

Diamètre normalisé $\phi = 0.3 \text{ m}$

$$Q_{ps} = 0.105 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.625 \text{ m/s}$$

$$r_q = 0.83$$

$$\text{On a : } r_H = 0.67$$

$$r_V = 1.11$$

$$V = 1.8 \text{ m/s} < V_{\text{max}}$$

$$H = 0.201 \text{ m/s}$$

$$t_1 = 0.85 \text{ mn}$$

$$t_c = 3.92 \text{ mn}$$

1- Noeud 3 :

$$S = 0.443 \text{ ha} \quad C = 0.87$$

$$t_c = 2.01$$

$$t_c = \text{Max}(2.01, 3.22) = 3.22 \text{ mn}$$

$$Q_p = 0.139 \text{ m}^3/\text{s}$$

Noeud 4 :

$$S = 0.046 \text{ ha} \quad L = 119.2 \quad I = 0.5\%$$

$$t_c = 1.5 \text{ mn} \quad C = 0.9$$

$$Q_p = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0.2 \text{ m}$$

Diamètre normalisé $\phi = 0.3 \text{ m}$

$$Q_{ps} = 0.074 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.05 \text{ m/s}$$

$$r_q = 0.35$$

$$\text{On a : } r_H = 0.40$$

$$r_V = 0.91$$

$$V = 0.95 \text{ m/s}$$

$$H = 0.096 \text{ m/s}$$

$$t_A = 0.08 \text{ mn}$$

$$t_C = 3.58 \text{ mn}$$

2-Noeud 3 :

$$S = 0.17 \text{ ha} \quad C = 0.9$$

$$t_C = 3.57 \text{ mn}$$

$$t_C = \text{Max}(3.57, 3.58) = 3.58 \text{ mn}$$

$$Q_P'' = 0.055 \text{ m}^3/\text{s}$$

Noeud 3

$$Q_P = Q_P' + Q_P''$$

$$Q_P = 0.194 \text{ m}^3/\text{s}$$

Noeud 3 Equivalent

$$S = 0.613 \text{ ha} \quad C = 0.9$$

$$t_C = 2.01 \text{ mn} \quad L = 33.7 \text{ m}$$

$$t_C = \text{Max}(3.58, 2.01) = 3.58 \text{ mn}$$

$$Q_P = 0.181 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0.299 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé $\phi = 0.3 \text{ m}$

$$Q_{ps} = 0.182 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2.57 \text{ m/s}$$

$$r_q = 0.99$$

$$\text{On a: } r_H = 0.72$$

$$r_V = 1.13$$

$$V^* = 2.9 \text{ m/s} < V_{\text{max}}$$

$$t_A = 0.48 \text{ mn}$$

$$t_C = 4.06 \text{ mn}$$

Pour le noeud 3 : Comme le débit de sortie est plus petit que la somme des débits entrants et en tous cas supérieur au plus fort débit entrant, il y a donc assemblage d'hydrogrammes décalés dans le temps. La valeur de la résultante de cet assemblage est donc valide, d'où: $Q_p = 0.181 \text{ m}^3/\text{s}$

Exemple de calcul par la méthode de Caquot :

Nous avons appliqué la formule suivante :

$$Q_p = \left(\frac{a \cdot 0.52^b}{6.6} \right)^{\frac{1}{1+0.287b}} \cdot I^{\frac{-0.41b}{1+0.287b}} \cdot C^{\frac{1}{1+0.287b}} \cdot S^{\frac{0.507b+0.95}{1+0.287b}}$$

Avec

- Q_p : Le débit de pointe en (m³/s)
- I : La pente en (m/m)
- C : Coefficient de ruissellement
- S : Surface du bassin versant en (ha)
- a, b : Paramètres d'ajustement

Cette formulation n'est pas la formulation d'origine de M. Caquot, elle a été adoptée après calage sur un certain nombre de bassins urbains, nous avons vérifié sur des petits bassins peu urbanisés qu'elle peut s'appliquer pour de tels bassins

* Les valeurs de a et b pour la période de retour T=5 ans

a=4 et b=-0.56

* La formule du débit pour T=5 ans :

$$Q_p = 0.85 \cdot I^{0.27} \cdot C^{1.19} \cdot S^{0.793}$$

* L'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{S}}$ L en (hm) S en (ha)

* Le coefficient correcteur $B = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84b(F)-1-b(F) \cdot r}{1-b(F) \cdot r}}$ Q_{pc} = Q_{pb} · B

* Le temps de concentration $t_c = 0.28 \cdot L^{0.84} \cdot I^{0.41} \cdot S^{0.087} \cdot Q_p^{-0.287}$

* La pente I

$$I \text{ en serie } \left[\frac{\frac{\sum L_i}{\sum L_c}}{\sqrt{K}} \right]^2$$

$$I \text{ en parallèle } \left[\frac{\sum I_c Q_c}{\sum Q_c} \right]$$

* Le coefficient de ruissellement
Le cas pour T=5 ans

$$C = \frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$$

Noeud 2 Conduite N1-N2

$$I = 1.74\%$$

$$L = 128 \text{ m}$$

$$C = 0.9$$

$$S = 0.24 \text{ ha}$$

$$M = 2.61 \quad B = 0.86$$

$$Q_{pb} = 0.081 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pc} = Q_{pb} \cdot B = 0.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_c = 3.44 \text{ mn}$$

Noeud 3 Conduite N2-N3

$$I = 1.48\%$$

$$L = 220 \text{ m}$$

$$C = 0.87$$

$$S = 0.443 \text{ ha}$$

$$M = 3.3 \quad B = 0.78$$

$$Q_{pb} = 0.115 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{bc} = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_c = 5.4 \text{ mn}$$

Noeud 3 conduite N4-N3

$$I = 0.68 \%$$

$$L = 162.04 \text{ m}$$

$$C = 0.9$$

$$S = 0.17 \text{ ha}$$

$$M = 3.93$$

$$B = 0.685$$

$$Q_{pb} = 0.047 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pc} = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_c = 7.5 \text{ mn}$$

Noeud 3

$$Q_p = 0.122 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_c = 5.4 \text{ mn}$$

qui correspond au plus fort debit

Noeud 3 equivalent

$$I = 1.27 \%$$

$$L = 220 \text{ m}$$

$$C = 0.88$$

$$S = 0.613 \text{ ha}$$

$$M = 2.81$$

$$B = 0.83$$

$$Q_{pb} = 0.152 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pc} = 0.126 > 0.122$$

Le debit de pointe pour le noeud 3

$$Q_p = 0.122 \text{ m}^3/\text{s} \quad t = 5.4 \text{ mn.}$$

Les débits de pointe ont été calculés au droit de tous les noeuds - pour les deux reseaux - et pour chaque période de retour (5 , 10 et 20 ans). les résultats sont présentés dans les tableaux suivants. 8 et 9

Tableau 8: Résultats des tests -Méthode rationnelle
et Méthode de Caquot

N	Periode De Retour T=5 ANS				Periode De Retour T=10 ANS				Periode De Retour T=20 ANS			
	Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle	
	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)
N1			0.113	0.62			0.110	0.62			0.147	0.62
N2	0.070	3.44	0.096	2.37	0.076	3.36	0.100	2.37	0.095	3.15	0.126	2.37
N4			0.026	1.50			0.026	1.50			0.034	1.50
N3	0.126	5.65	0.181	3.58	0.140	5.48	0.195	3.57	0.176	5.13	0.246	3.57
N10			0.025	1.42			0.026	1.42			0.033	1.42
N12			0.050	1.11			0.050	1.11			0.066	1.11
N11	0.249	1.43	0.185	3.38	0.262	1.41	0.199	3.38	0.322	1.33	0.245	3.38
N9	0.487	2.03	0.450	4.06	0.523	2.00	0.491	4.07	0.654	1.88	0.606	4.00
PC3	0.628	2.30	0.490	4.31	0.658	2.27	0.540	4.32	0.823	2.13	0.661	4.23
N5			0.018	1.11			0.018	1.11			0.023	1.11
Pc1	0.036	2.68	0.050	1.74	0.038	2.64	0.054	1.73	0.048	2.47	0.068	1.67
N6	0.071	3.27	0.097	2.29	0.077	3.20	0.102	2.29	0.096	3.00	0.128	2.29
PC2	0.100	4.09	0.141	2.68	0.110	3.98	0.149	2.68	0.136	3.74	0.187	2.66
N7	0.142	4.70	0.203	3.03	0.158	4.56	0.217	3.03	0.197	4.28	0.270	3.00
N8	0.768	2.73	0.688	4.56	0.826	2.69	0.752	4.57	1.034	2.52	0.926	4.46
N13			0.034	1.29			0.035	1.29			0.045	1.29

suite du tableau 8:

N	Periode De Retour T=5 ANS				Periode De Retour T=10 ANS				Periode De Retour T=20 ANS			
	Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle	
	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)
N14	0.116	1.98	0.136	1.83	0.121	1.96	0.141	1.83	0.151	1.84	0.181	1.80
N16			0.076	1.91			0.079	1.91			0.100	1.91
N15	0.283	2.23	0.312	2.28	0.298	2.20	0.328	3.27	0.372	2.06	0.418	3.22
N17	0.373	2.77	0.376	2.68	0.393	2.73	0.398	2.68	0.492	2.56	0.507	2.58
N18	0.369	3.47	0.400	3.09	0.394	3.40	0.430	3.09	0.492	3.19	0.541	2.97
N19	0.305	4.88	0.402	3.63	0.340	4.73	0.436	3.62	0.426	4.44	0.548	3.46
PC4	0.410	5.01	0.510	4.08	0.450	4.88	0.557	4.06	0.560	4.58	0.698	3.87
N20			0.028	1.00			0.028	1.00			0.028	1.00
PC5	0.042	1.61	0.022	1.51	0.043	1.60	0.022	1.51	0.054	1.50	0.029	1.46
N21	0.068	2.01	0.077	1.96	0.070	1.99	0.080	1.96	0.088	1.87	0.103	1.88
PC6	0.128	4.09	0.177	2.77	0.140	3.99	0.188	2.78	0.175	3.74	0.243	2.60
N22	0.582	5.78	0.753	4.48	0.655	5.58	0.828	4.43	0.818	5.24	1.035	4.22
PC7	0.570	6.20	0.749	4.72	0.645	5.98	0.826	4.67	0.806	5.61	1.029	4.45
N23	1.391	2.98	1.387	4.96	1.524	2.92	1.535	4.91	1.905	2.74	1.904	4.69
N24	1.690	2.89	1.361	5.13	1.790	2.84	1.509	5.08	2.240	2.67	1.870	4.85

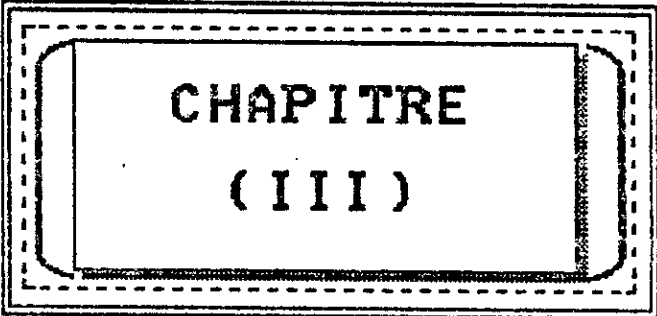
tableau 9: résultats des tests - Méthode rationnelle
et Méthode de Caquot

N	Periode De Retour T=5 ANS				Periode De Retour T=10 ANS				Periode De Retour T=20 ANS			
	Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle	
	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)
N1			0.065	5.34			0.072	5.34			0.087	5.34
N2	0.178	4.22	0.196	5.92	0.198	4.12	0.218	5.91	0.247	3.80	0.262	5.90
N18			0.041	2.45			0.054	2.45			0.043	2.45
N14	0.033	6.30	0.050	3.65	0.038	6.00	0.054	3.63	0.047	5.70	0.067	3.59
N10	0.068	9.12	0.090	6.62	0.078	8.22	0.100	6.62	0.078	8.76	0.120	6.62
N6	0.064	12.06	0.094	7.68	0.076	11.88	0.106	7.65	0.095	11.16	0.126	7.62
PC1	0.091	12.96	0.131	8.20	0.104	12.48	0.149	8.17	0.130	11.70	0.177	8.09
N15			0.147	5.45			0.163	5.45			0.196	5.45
N10	0.297	5.16	0.307	5.89	0.330	5.04	0.342	5.88	0.413	4.68	0.410	5.86
N7	0.274	7.46	0.440	8.45	0.332	7.06	0.500	8.41	0.415	6.62	0.594	8.14
PC2	0.303	8.34	0.482	8.78	0.363	7.92	0.550	8.73	0.454	7.44	0.650	8.63
N8	0.331	9.18	0.490	10.37	0.403	8.70	0.564	10.37	0.504	8.16	0.657	10.37
PC3	0.346	10.02	0.515	10.67	0.422	9.48	0.594	10.65	0.527	8.88	0.691	10.65
N3	0.630	10.74	0.738	10.97	0.743	10.14	0.853	10.94	0.930	9.48	0.992	10.94
N4	0.785	9.84	0.813	11.16	0.906	9.42	0.940	11.12	1.133	8.82	1.093	11.11

suite du tableau 9

N	Periode De Retour T=5 ANS				Periode De Retour T=10 ANS				Periode De Retour T=20 ANS			
	Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle		Methode De Caquot		Methode Rationnelle	
	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)	Q ₃ (m/s)	Tc (mn)
N19			0.136	5.81			0.147	5.81			0.176	5.81
PC5	0.171	6.00	0.187	6.34	0.192	5.82	0.209	6.33	0.240	5.46	0.250	6.31
N16	0.170	7.20	0.260	6.70	0.200	6.84	0.292	6.69	0.250	6.42	0.349	6.65
N17	0.269	7.32	0.304	7.11	0.306	7.02	0.342	7.10	0.383	6.60	0.408	7.03
PC6	0.259	8.94	0.315	7.65	0.294	8.64	0.357	3.59	0.373	8.04	0.425	7.51
N20	0.300	10.14	0.369	8.39	0.344	9.78	0.420	8.39	0.430	9.18	0.494	8.39
N13			0.080	3.24			0.086	3.24			0.107	3.24
N12	0.099	3.30	0.107	3.50	0.107	3.24	0.115	3.48	0.133	3.06	0.142	3.47
N18	0.203	4.94	0.200	6.16	0.225	4.80	0.223	6.16	0.276	4.59	0.267	6.16
PC4	0.290	6.18	0.240	10.36	0.325	6.00	0.276	10.36	0.406	5.64	0.322	10.36
N21	0.576	7.26	0.573	10.79	0.667	7.02	0.661	10.78	0.834	6.54	0.769	10.77
PC7	0.784	6.36	0.590	11.03	0.784	6.18	0.680	11.00	0.980	5.76	0.792	10.98
N22	0.744	6.90	0.638	11.27	0.843	6.66	0.740	11.22	1.053	6.24	0.860	11.20
N5	1.303	9.36	1.495	11.83	1.714	8.64	1.736	11.77	2.142	8.10	2.016	11.71

Avec N: les noeuds
tc: temps de concentration
Q: débit



**CHAPITRE
(III)**

III INTERPRETATION DES RESULTATS:

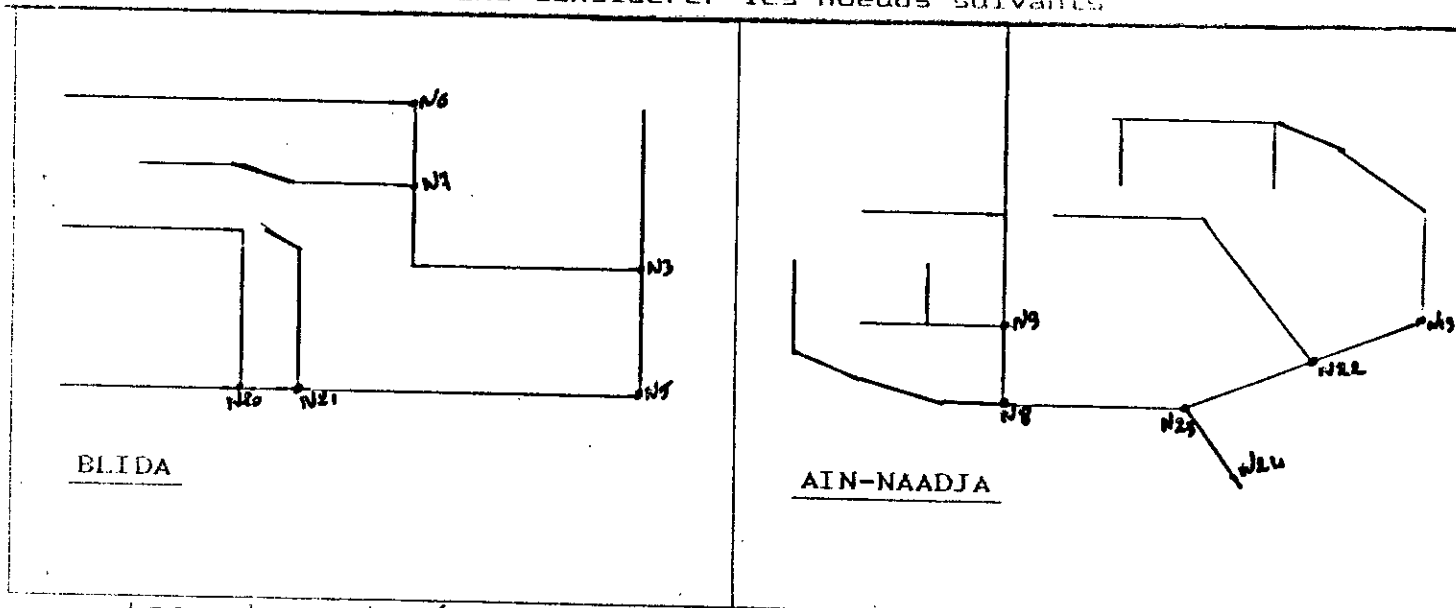
Les tests que nous avons fait ont permis d'évaluer les débits de pointe et les temps de concentration au différents noeuds des réseaux. Cette dernière étape de l'étude consiste à dépouiller ces résultats et à en tirer les observations et conclusions possibles.

pour cela nous avons procédé par l'étude de ces résultats à deux niveaux:

- étude comparative noeud par noeud
- étude comparative graphique

1-Approche noeud par noeud:

Pour cela nous avons considéré les noeuds suivants.



Les valeurs des écarts entre les débits de pointe obtenus par les deux méthodes (tableau 10) nous permettent de tirer les observations suivantes.

-en général la méthode rationnelle a tendance à surestimer les débits de pointe en particulier en aval du réseau. Ce résultat est prévisible puisque la méthode de Caquot-qui découle de la méthode rationnelle -prend en compte , contrairement à cette dernière, de la capacité de stockage du bassin drainé (bassin versant + conduites) ce qui tend à accroître le temps de concentration , donc réduire le débit de pointe.

-Ces écarts peuvent atteindre 50% voir 70% en aval du réseau. ces différences peuvent s'expliquer par l'application de la méthode d'équivalence dans la méthode de Caquot pour calculer les débits de pointe et les temps de concentration. De plus l'état de stockage est d'autant plus important qu'on est en aval du réseau.

-Au niveau de certains noeuds (situés souvent en amont), la méthode de Caquot donne des valeurs de Q_p légèrement supérieures a celles obtenues par la deuxième méthode (Noeud N21 pour Blida; Noeuds NS et N24 pour Ain-naadja). Il est difficile d'expliquer ces écarts. On peut penser que la pente hydraulique, qui intervient directement dans l'évaluation de t_c , est le facteur principal d'influence dans la méthode de Caquot.

tableau n° 40

Site	Nœud	Surface amont drainée	Période de retour = 5 Ans				Ecart $\frac{(1)-(2)}{2}$ (%)
			Méthode rationnelle (1)		Méthode de Coquet (2)		
			t_c (mn)	Q (m ³ /s)	t_c (mn)	Q (m ³ /s)	
BLIDA	N3	5.765	10.97	0.738	10.74	0.690	-17.14
	N6	0.494	5.97	0.738			
	N7	2.770	8.45	0.147	7.46	0.274	+60.50
	N20	2.340	8.39	0.369	10.14	0.300	-23.00
	N21	4.314	10.79	0.573	7.26	0.576	0.52
	N5	12.057	11.83	1.495	9.36	1.303	-11.73
AIN NAA- DJA	N9	1.821	4.06	0.450	2.03	0.487	7.60
	N8	3.068	4.56	0.688	2.73	0.768	10.42
	N19	1.587	3.63	0.402	4.88	0.305	-31.80
	N22	3.566	4.48	0.753	5.78	0.582	-20.98
	N23	7.014	4.96	1.387	2.98	1.391	0.20
	N24	7.045	5.13	1.361	2.89	1.690	19.47

Suite du tableau 10

Site	Noeud	Surface amont drainée	Periode de retour = 10 Ans				Ecart (1)-(2) Z (%)
			Methode rationnelle (1)		Methode de Caquot (2)		
			t_c (mn)	Q (m/s)	t_c (mn)	Q (m/s)	
BLIDA	N3	5.765	10.94	0.859	10.14	0.748	-14.80
	N6	0.494	5.45	0.163			
	N4	2.770	8.41	0.500	7.06	0.332	-50.60
	N20	2.340	8.39	0.420	9.78	0.344	-72.09
	N21	4.314	10.78	0.661	7.02	0.667	0.90
	N5	12.057	11.77	1.736	8.64	1.714	-1.28
AIN NAA- DJA	N9	1.821	4.07	0.491	2.00	0.523	6.12
	N8	3.068	4.57	0.752	2.69	0.826	8.06
	N19	1.587	3.62	0.436	4.73	0.340	-28.23
	N22	3.566	4.43	0.828	5.58	0.655	-26.41
	N23	7.014	4.91	1.535	2.92	1.524	-0.72
	N24	7.045	5.08	1.509	2.84	1.790	15.70

Suite du tableau 10

Site	Nœud	Surface amont drainée	Période de retour = 20 Ans				Ecarte (1)-(2) Z (%)
			Méthode rationnelle (1)		Méthode de Caquot (2)		
			t_c (mn)	Q (m/s)	t_c (mn)	Q (m/s)	
BLIDA	N3	5.765	10.94	0.992	9.48	0.930	-6.67
	N6	0.494	5.45	0.196			
	N8	2.770	8.14	0.594	6.62	0.415	-43.13
	N21	2.340	8.39	0.494	9.18	0.430	-14.88
	N22	4.314	10.77	0.769	6.54	0.834	7.79
	N5	12.057	11.71	2.016	8.10	2.142	5.88
AIN NAA- DJA	N9	1.821	4.00	0.606	1.88	0.654	7.34
	N8	3.068	4.46	0.926	2.52	1.034	10.44
	N19	1.587	3.46	0.548	4.44	0.426	-28.64
	N22	3.566	4.22	1.035	5.24	0.818	-26.53
	N23	7.014	4.69	1.904	2.74	1.905	0.05
	N24	7.045	4.85	1.877	2.67	2.240	16.52

2-Approche graphique :

Pour cette étude nous avons étudié la variation du débit de pointe en fonction des deux paramètres les plus influents : le temps de concentration et la surface drainée. Donc nous avons tracé la courbe $Q_p=f(t_c)$ (figure 7) et $Q_p=f(S)$ (figure 8) pour chaque site et pour chaque période de retour .

avec Q_p : Débit de pointe (aux noeuds, en m/s);
 t_c : Temps de concentration (en mm);
 S : Surface drainée (en ha).

Pour l'étude de ces courbes, trois approches ont été exploitées:

-Etude d'impact sur le seuil d'influence sur le dimensionnement du réseau.

-Etude graphique de la variation des écarts entre les débits de pointe .

-Recherche de lois mathématiques d'ajustement de couples de valeurs (Q_p, S).

2-1-Variation du seuil d'influence sur le dimensionnement du réseau :

Le 1^{er} type d'interprétations qu'on peut faire concerne l'impact du choix de la période de retour et de la méthode sur le seuil caractérisant un dimensionnement minimal ($\phi = \phi_{min}$) . Pour cela nous allons définir la valeur du débit limité - pour chaque site et pour chaque méthode - à partir duquel $\phi > \phi_{min}$.

Puis étudier la variation du rapport $N1/Nt$
 avec $N1$: Nombre de tronçons de conduites dont le diamètre est égal
 au diamètre minimum
 Nt : Nombre total de tronçons de conduites (égal 29 pour
 Bida et 31 pour Ain Naadja)

a-Méthode de détermination du débit limite :

$$D = \left[\frac{0.385 \sqrt{I}}{Q_p} \right]^{3/8}$$

$$I_{moy} = \frac{\sum I \cdot Q_i}{\sum Q_i}$$

$$Q_{limite} = \frac{0.385}{Q_{min} \cdot \sqrt{I}}$$

$$Q_{min} = 0.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour Bida :

La méthode rationnelle I = Imoy = 1.01%

$$Q_{lim} = 0.105 \text{ m}^3/\text{s}$$

La méthode de Cagnot I = Imoy = 0.86%

$$Q_{lim} = 0.097 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour Ain-Naadja :

La méthode rationnelle I = 3.2%

$$Q_{lim} = 0.187 \text{ m}^3/\text{s}$$

La méthode de Cagnot I = 3.29%

$$Q_{lim} = 0.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

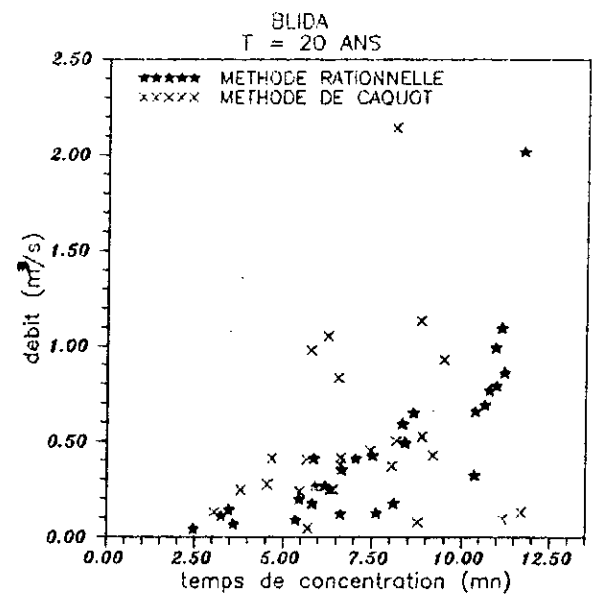
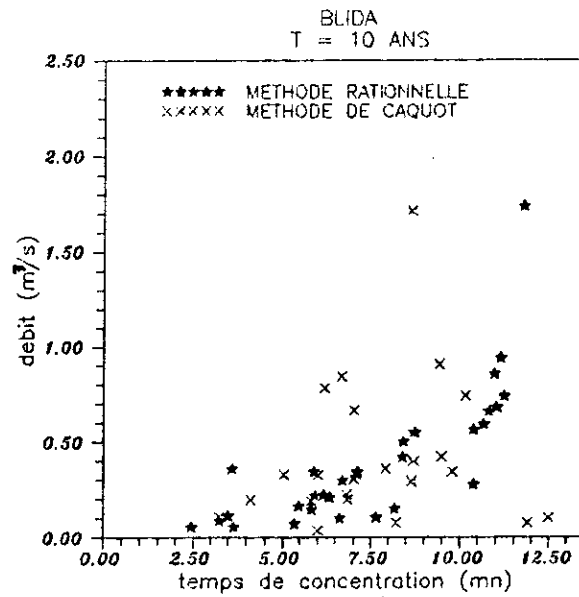
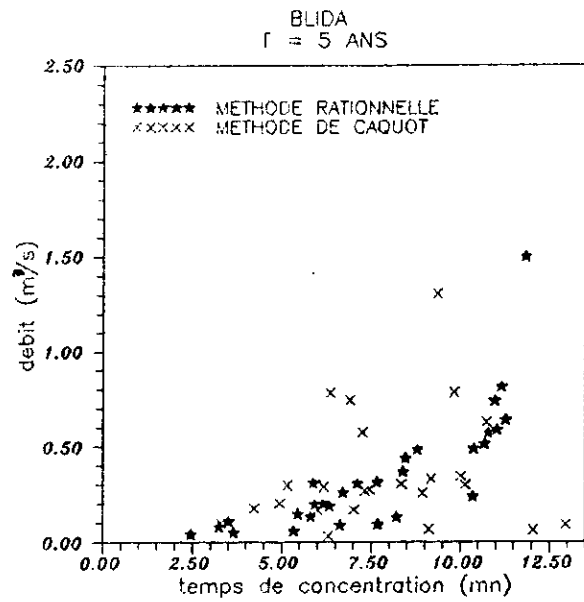


fig. 7 A

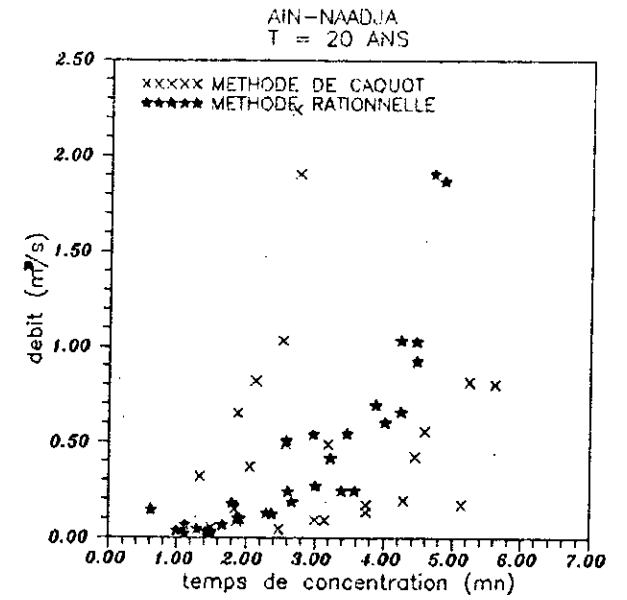
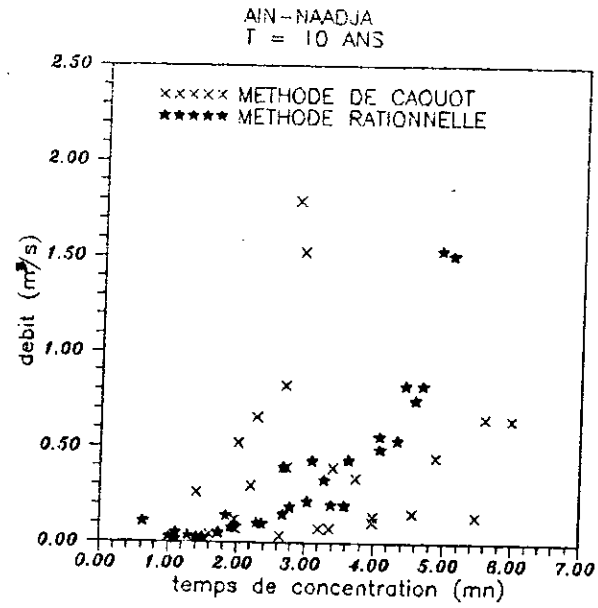
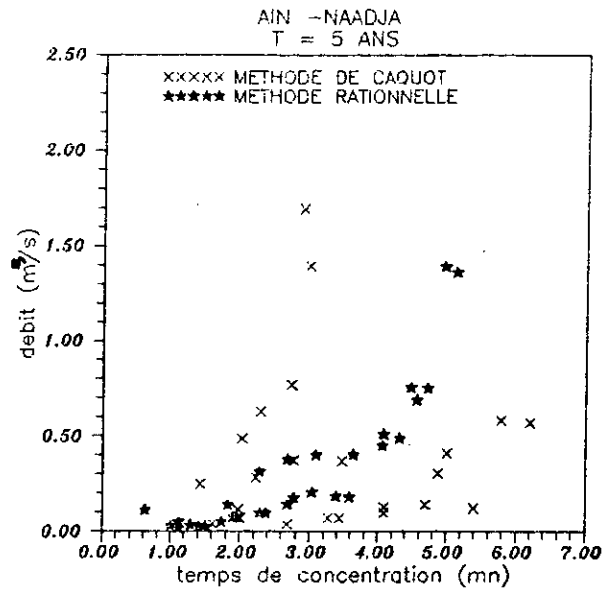


fig: 7 B

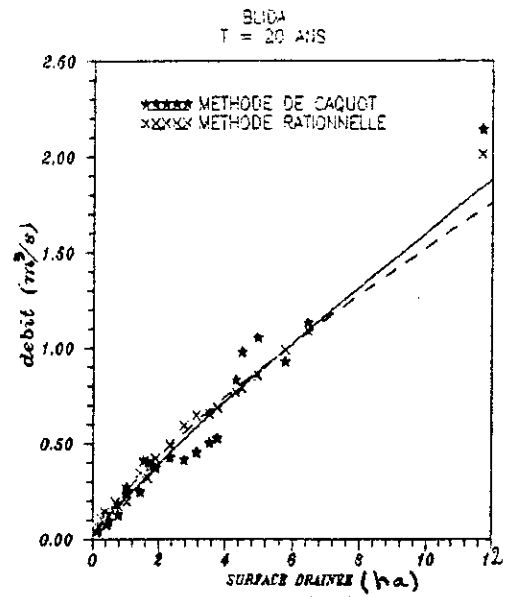
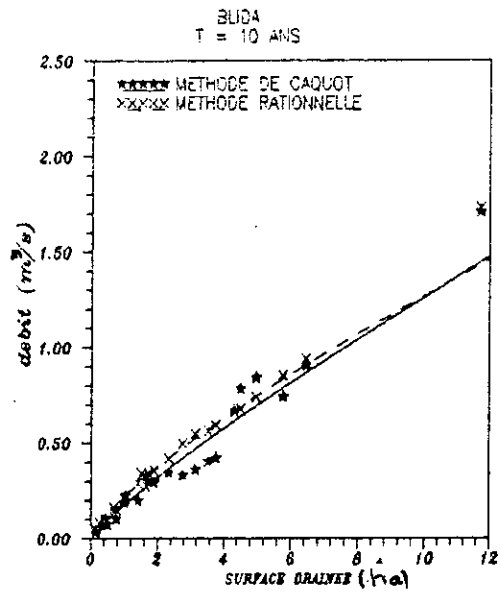
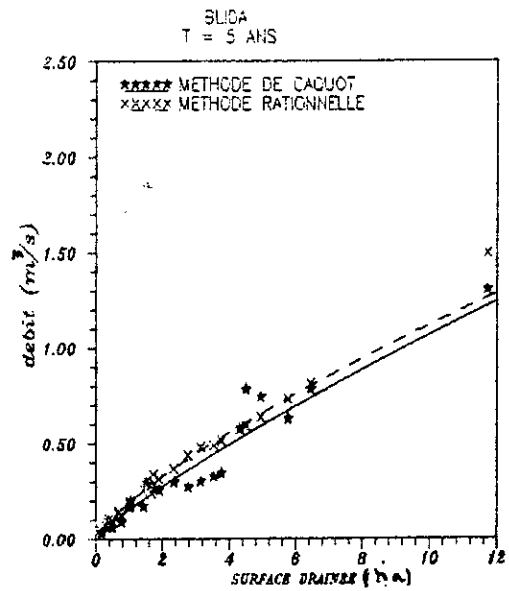


fig: 8 A

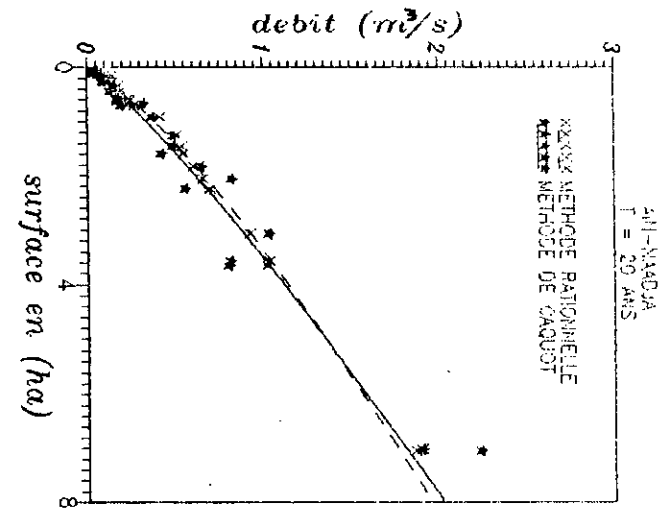
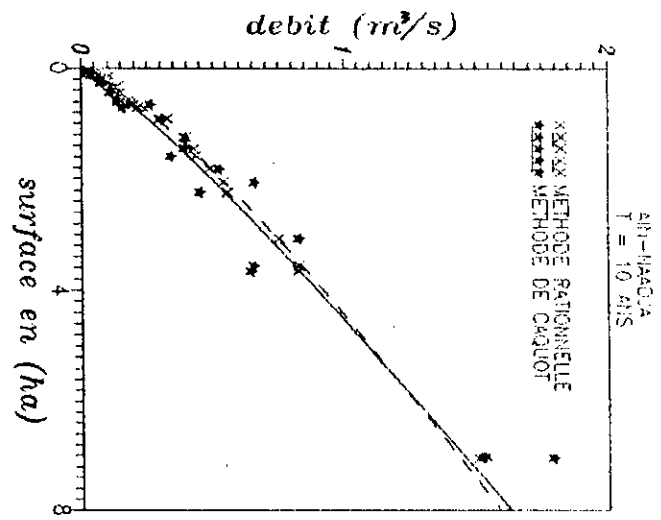
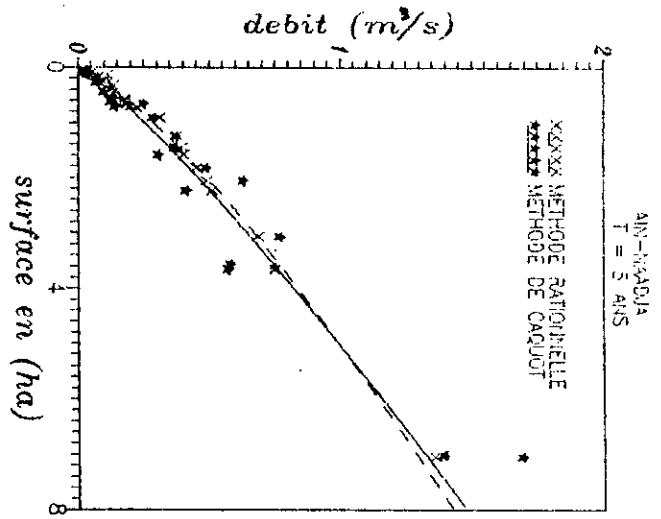


Fig. 8 B

b-Variation du rapport Ni/Nt :

La démarche consiste à tracer une droite d'équation $Q_p = Q_{limite}$ sur chaque graphe $Q_p = f(t_c)$ et $Q_p = f(S)$.

Puis dénombrer le nombre de points situés au dessous de cette droite (Ni). La variation de ce rapport est présentée dans le tableau suivant:

t	Méthode rationnelle						Méthode de Caquot					
	T = 5 ans		T = 10 ans		T = 20ans		T = 5 ans		T = 10 ans		T = 20ans	
	Ni	Ni/Nt	Ni	Ni/Nt	Ni	Ni/Nt	Ni	Ni/Nt	Ni	Ni/Nt	Ni	Ni/Nt
Bli- da	6	20.69	6	20.69	3	10.34	4	13.79	3	10.34	3	10.34
Ain- Naâd -ja	18	58.06	15	48.39	15	48.39	10	32.25	10	32.25	9	29.03

Tableau :étude de l'influence du choix de la méthode et de la période de retour sur le dimensionnement des réseaux .étude par rapport au diamètre minimum

Sur ce tableau nous observons que :

-Le pourcentage de conduite à diamètre minimum est plus important pour la méthode rationnelle que pour celle de Caquot . Cette conclusion rejoint celle faite sur la variation graphique des écarts (Caquot > Rationnelle en amont).

- Pour $T = 10$ ans, cette différence atteint 100% pour BLIDA (pour têtes de réseaux) et 50% pour AIN-NAADJA (Nj plus important).

Ceci confirme encore une fois que la méthode de Caquot exploite mieux la capacité de stockage du réseau. Donc on peut penser logiquement que le suivant pouvant être engendré en amont du réseau par cette méthode, peut être largement compensé en aval (puisque rationnelle > Caquot en aval).

-L'influence de la période de retour sur le seuil est en général sans grande importance (sauf pour BLIDA -méthode rationnelle entre $T = 10$ et 20 ans)

III-2 etude graphique de la variation des écarts entre les debits de pointe.

Nous avons tracé les variations $Q_p = f(S)$ et $Q_p = f(tc)$, (voir fig 7,8)

en utilisant les deux méthodes simultanément pour chaque période de retour et chaque site, nous avons cependant relevé les constatations suivantes.

-Dans le cas de la variation $Q_p = f(s)$, la différence entre les deux courbes est relativement négligeable, cela provient du fait que la taille des bassins versant utilisés n'est pas très important.

-Dans le cas de la variation $Q_p = f(tc)$, nous avons un nuage de points qui sont déterminés par les deux méthodes, car dans ce cas précis, il s'agit d'une sommation des temps de concentration (voir chap II) d'où l'écart entre les débits de pointe devient insignifiant.

III-3: Lois d'ajustement des couples (Qp, S)

En étudiant l'influence de la surface drainée sur le débit de pointe nous avons constaté les couples de valeurs (Q, S) sont caractérisés par une variation parabolique de forme $Y=a.X^b$. (Voir fig 1)

Les ajustements que nous avons effectués (tableau 41) montrent l'uniformité de ces variations. En effet tous les coefficients de détermination (r^2) sont supérieurs 0.9.

En définitif les résultats trouvés nous permettent de tirer les conclusions suivantes:

-La variation du diamètre Q en fonction de S est parabolique de forme $Q = a.X^b$, quelque soit le site et quelque soit la période de retour.

-La fonction $Q = a.X^b$ tend à devenir linéaire (puisque b tend vers 1) lorsque la période de retour augmente.

-Le paramètre b semble ne pas ou très peu varier quelque soit le site et la période de retour; cependant nous avons noté une légère variation d'une méthode à l'autre.

On a: $b=0.76 - 0.78$ Pour la méthode rationnelle
et $b=0.81 - 0.87$ Pour la méthode de Caquot

Avec un rapport $\frac{b(R)}{b(C)} = 0.9$ Quelque soit le site et la période de retour.

-Le paramètre a semble le plus influencé par le site, la période de retour et le choix de la méthode, cette influence est caractérisée par:

* a (Caquot) < a (rationnelle) ce qui confirme encore une fois le fait que la méthode rationnelle surestime les débits de pointe en général.

Dans Ce Contexte, nous avons trouvé que le rapport:

$$\frac{a \text{ (rainnelle)}}{a \text{ (Caquot)}} = 1.1 \div 1.2 \text{ quelque soit le site et la période de}$$

retour.

* En raisonnant par site, nous avons constaté que $a(b) < a(A-N)$ (De même d'ailleurs pour b mais avec des écarts beaucoup moindres).

Ce constat peut s'expliquer par le fait que Ain-Nadja présente une pente moyenne plus importante que celle de Blida (voir Ch III-2-1-a p) ce qui est d'ailleurs logique puisque le débit de pointe est normalement en fonction de la surface, de la pente et du coefficient de ruissellement. À noter que l'influence de ce dernier n'apparaît pas dans nos résultats puisque celle-ci est réalisée par le fait qu'on ait pris des bassins versants homogènes de même occupation de sol en général (Chaussées, trottoirs, toitures et les surfaces libres).

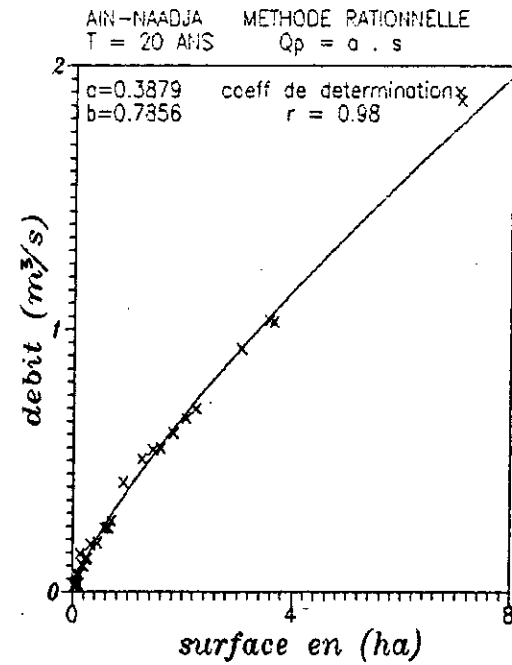
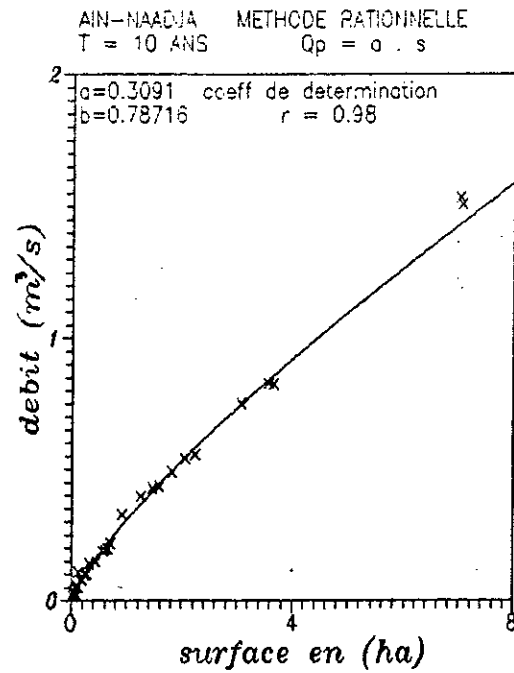
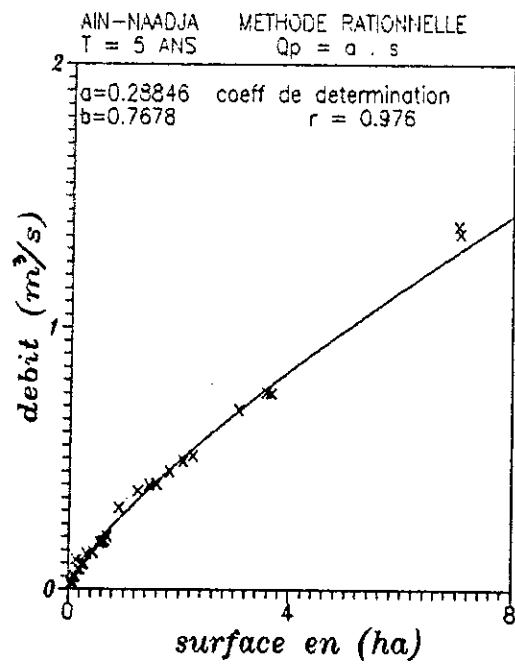


fig-9-1

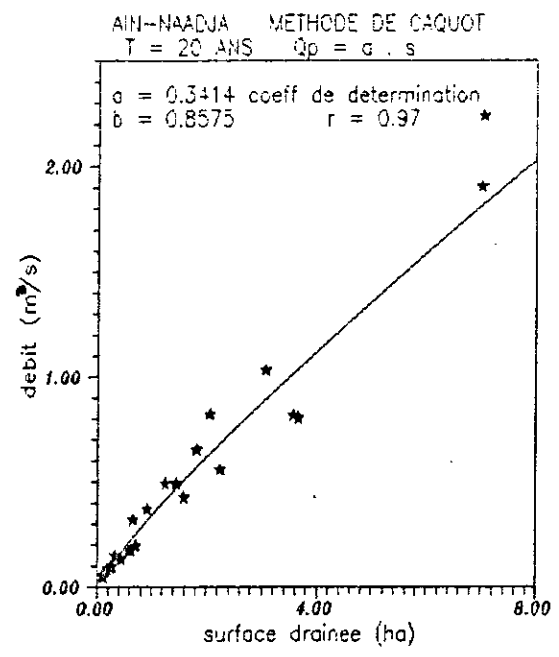
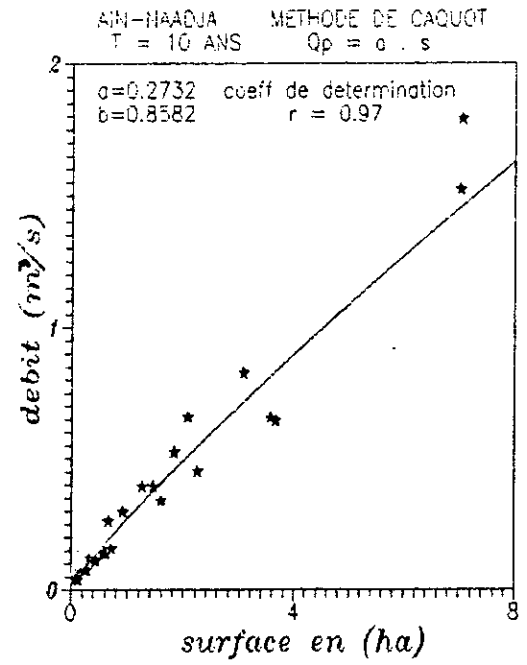
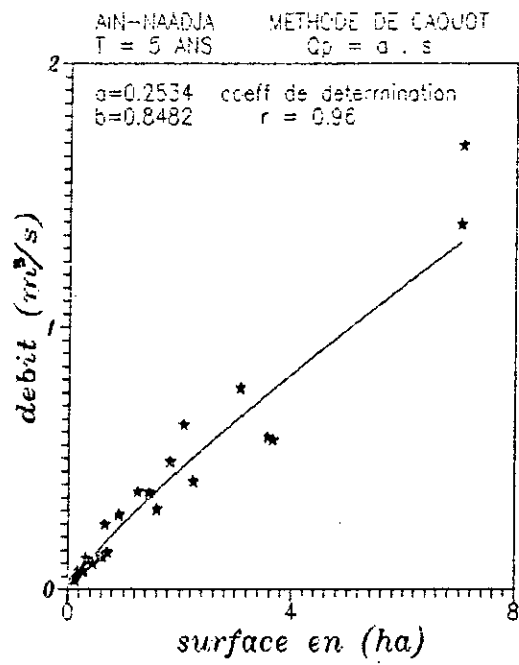


fig. 9.2

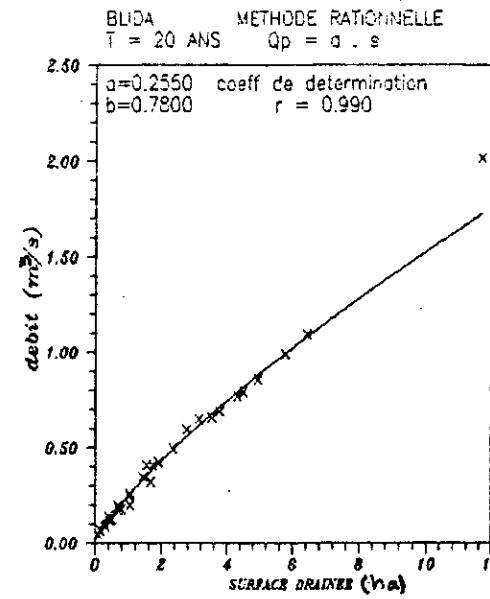
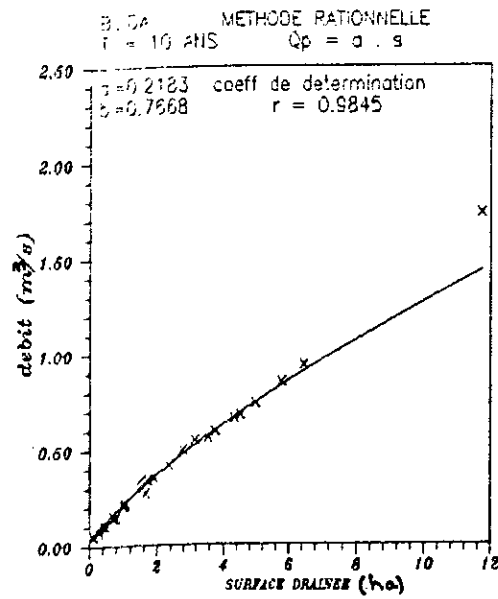
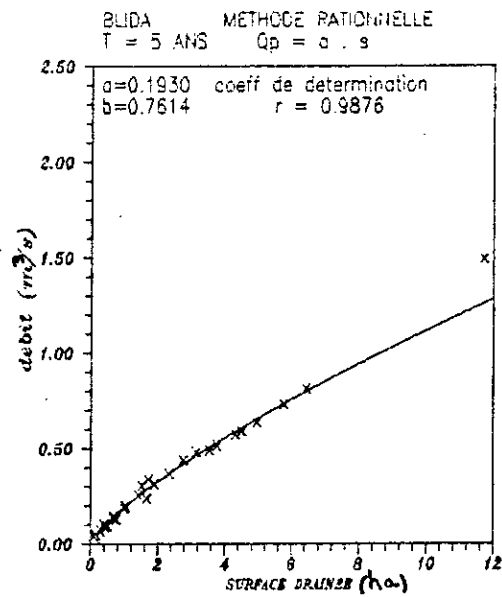


Fig: 9.3

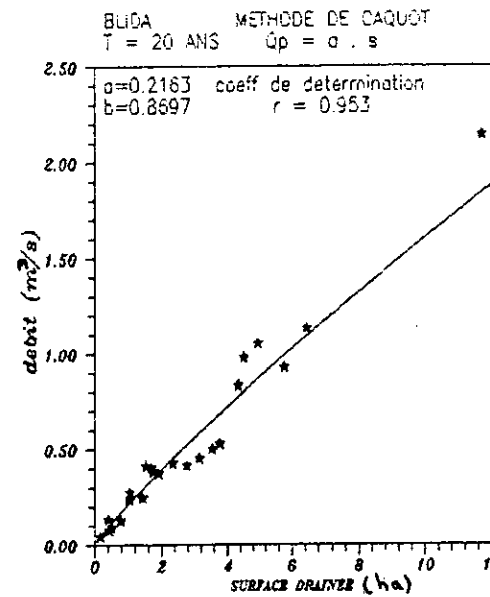
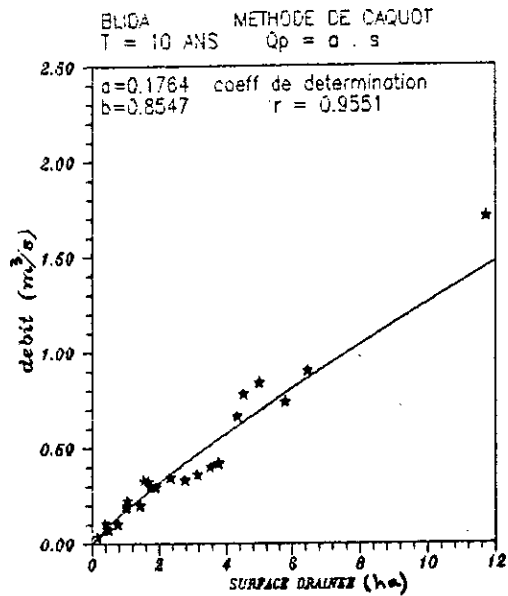
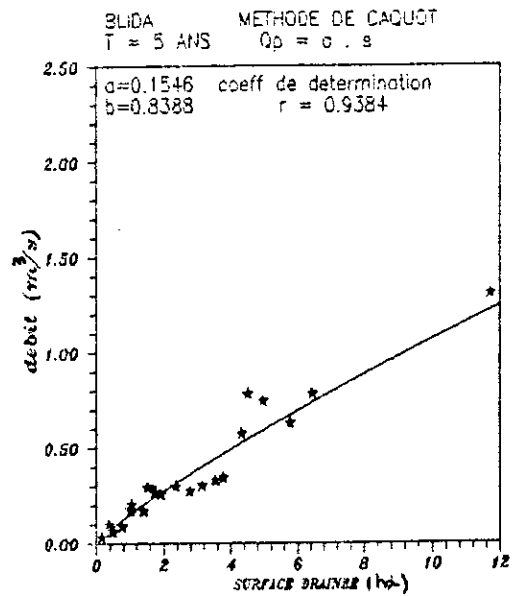


Fig: 9-4

Tableau N° 21

SITE	PÉRIODE DE RETOUR (ans)	METHODES M: RATIONNELLE M: CAQUOT	LOI D'AJUSTEMENT	COEFFICIENT DE DETERMINATION (R^2)
BLIDA	5	RATIONNELLE	$Q_p = 0.1930 S^{0.7614}$	0.9876
		CAQUOT	$Q_p = 0.1546 S^{0.8388}$	0.9384
	10	RATIONNELLE	$Q_p = 0.2183 S^{0.7668}$	0.9845
		CAQUOT	$Q_p = 0.1764 S^{0.8547}$	0.9551
	20	RATIONNELLE	$Q_p = 0.2550 S^{0.7801}$	0.9903
		CAQUOT	$Q_p = 0.2163 S^{0.8697}$	0.9510
AIN-NAADJÂ	5	RATIONNELLE	$Q_p = 0.2885 S^{0.7678}$	0.9764
		CAQUOT	$Q_p = 0.2534 S^{0.8482}$	0.9591
	10	RATIONNELLE	$Q_p = 0.3091 S^{0.7872}$	0.9789
		CAQUOT	$Q_p = 0.2732 S^{0.8582}$	0.9682
	20	RATIONNELLE	$Q_p = 0.3879 S^{0.7856}$	0.9783
		CAQUOT	$Q_p = 0.3414 S^{0.8575}$	0.9683

CONCLUSION

En conclusion de l'étude que nous avons entreprise tout au long de notre travail nous pouvons considérer les points essentiels suivants:

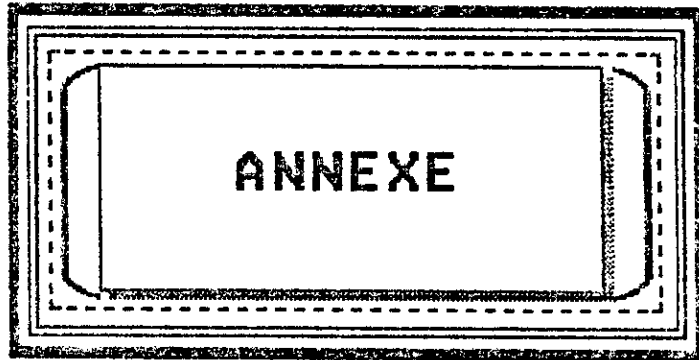
-La méthode de CAQUOT s'avère plus fiable que la méthode RATIONNELLE ceci provient du fait que la méthode de CAQUOT tient compte de l'effet de stockage des surfaces drainées ce qui entrainera un débit moins important d'où un plus faible diamètre .Et par conséquent un gain appréciable ce qui rejoint de plus près la théorie.(voir chap II).

Les lois d'ajustement obtenues sont spécifiques à chaque site.En effet celles-ci diffèrent d'un site à l'autre , d'une période de retour à l'autre et d'une méthode à l'autre d'où la difficulté d'entirer des conclusions générales.Il est dangereux de généraliser l'application de ces lois ; ceci risque d'aboutir à des résultats grossiers qui peuvent en estimer ou surestimer les débits de pointe .Ce qui entrainerait des risques de disfonctionnement (inondation) si on sousestime les debits,ou des risques de dépenses importantes unitilessi on surestime les débits.

Avant de cloturer cette conclusion , nous tenons à recommander à ceux qui veulent compléter cette recherche de traiter les deux cas suivants.

- faire une étude similaire pour des bassins versants plus importants , à fin de mieux voir l'écart des résultats obtenus par l'utilisation des deux méthodes (Caquot et rationnelle)

- éliminer l'influence de la pente sur les lois d'ajustements en considérant des bassins versant relativement plats à pente constante ou légèrement différentes , ce qui a pour effet de mettre en évidence d'autre paramètres d'influence des lois d'ajustement.



ANNEXE 1

METHODE DES MOINDRES CARRES POUR LES MODELES LINEAIRES

(Formulation indicielle)

On propose le modèle linéaire (en terme des coefficients inconnus $j, j=1, m$).

$$Y_i^* = C_1 f_1(x_i) + C_2 f_2(x_i) + \dots + C_m f_m(x_i) \quad i=1, n \quad (1)$$

Où $X_i \in \mathbb{R}^r$ ou \mathbb{R}^r Selon les cas (A) et (B)

^{1er} cas

Etant donné une fonction réelle $Y=g(x)$ définie sur $X \in [a, b]$ de \mathbb{R} et connue en un ensemble de points X , nous voulons approximer $g(x)$ une fonction simple.

Le type de modèle le plus commun dérivée de la classe de fonctions de la forme :

$$Y^* = C_1 f_1(x) + C_2 f_2(x) + \dots + C_m f_m(x) \quad (A)$$

Où les fonctions $(f(x))$ constituent un sous-espace vectoriel de dimension m .

Les paramètres (C_1, C_2, \dots, C_m) apparaissent sous forme linéaire on dira que le modèle (A) est linéaire (en terme des C)

^{2eme} cas

La variable X de la formule (A) peut être vectorielle et que les fonctions $f_j(x)$ peuvent être des fonctions de variables différentes (Température, pression, concentration, fréquence ...)

Ainsi le modèle pourrait s'écrire :

$$Y^* = \sum_{j=1}^m C_j f_j(x_1, x_2, \dots, x_r)$$

Où même si Y^* n'est connue qu'en n points discrets

$$Y_i^* = \sum_{j=1}^m C_j f_j(x_{1i}, x_{2i}, \dots, x_{ri})$$

que l'on notera :

$$Y_i^* = \sum_{j=1}^m C_j f_j(x_i) \quad i=1, n \quad \text{ou } x_i \in \mathbb{R}^r$$

L'erreur commise au point i en approximant la valeur mesurée Y_i par Y_i^* s'écrit :

$$e_i = Y_i - Y_i^* \quad i=1, n \quad (2)$$

Combinant les relations (1) et (2) on a :

$$e_i = Y_i - \sum_{j=1}^m C_j f_j(x_i) \quad i=1, n \quad (3)$$

Ce système de n équations à $(n+m)$ inconnues admet une infinité de solutions.

Parmi toutes ces solutions, nous définissons la meilleure, comme celle qui rend minimale la quantité scalaire :

$$Z = \sum_{i=1}^n e_i^2 w_i \quad (4)$$

où les $w_i \geq 0$ sont définis dans la relation :

$$\|Y - Y^*\|_{ww} = \sum_{i=1}^n (Y_i - Y_i^*)^2 w_i \quad (5)$$

$$\text{où } w_i \geq 0, \quad i = 1, n$$

On cherche à minimiser Z en réglant la valeur des paramètres C . Autrement dit, on cherche à définir le minimum de la fonction Z dans l'espace $[C_1, C_2, \dots, C_m]$ des paramètres.

Une condition nécessaire pour que Z soit minimale dans l'espace de ces paramètres est que :

$$\frac{\delta Z}{\delta C_k} = 0 \quad k=1, m$$

Ce qui peut s'écrire, d'après la relation (4)

$$\frac{\delta}{\delta C_k} \sum_{i=1}^n (w_i (e_i)^2) = 0 \quad k=1, m \quad (6)$$

En permutant les opérations de sommation et de dérivation partielle, puis en dérivant, on obtient :

$$2 \sum_{i=1}^n w_i e_i \frac{\delta e_i}{\delta C_k} = 0 \quad k=1, m \quad (8)$$

En dérivant ma relation (3), on obtient :

$$\frac{\delta e_i}{\delta C_k} = -f_k(x_i) \quad i=1, n \quad k=1, m \quad (7)$$

Remplaçons dans la relation (6) e_i par son expression dans la relation (3) et $\delta e_i / \delta C_k$ par son expression dans la relation (7).

On obtient :

$$\sum_{i=1}^n w_i [Y_i - \sum_{j=1}^m C_j f_j(x_i)] f_k(x_i) = 0 \quad k=1, m \quad (9)$$

Les quantités a et b des relations (10) et (11) sont entièrement déterminées car on connaît les couples (X, Y) et le modèle que l'on propose, c'est à dire les fonctions $f(X, Y)$. Dans le système linéaire (13), il ne reste donc à déterminer que les m inconnues $[c_1, c_2, \dots, c_m]$.

$$(13) \quad \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{m1} & a_{m2} & \dots & a_{mm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ \dots \\ c_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \dots \\ b_m \end{bmatrix}$$

ou, sous forme développée:

$$(14) \quad \sum_{k=1}^m a_{kj} c_k = b_j \quad k=1, m$$

Le système (9) s'écrit alors :

$$(15) \quad a_{kj} = \sum_{i=1}^n f_j(x_i) D_j f_k(x_i) w_i \quad j=1, m \quad k=1, m$$

$$(16) \quad b_k = \sum_{i=1}^n w_i Y_i f_k(x_i) \quad k=1, m$$

Définissant :

$$(17) \quad \sum_{i=1}^n w_i f_j(x_i) D_j f_k(x_i) = a_{kj} \quad k=1, m$$

Soit

ANNEXE 2

Definitions de quelques termes utilisés:

- Réseau d'assainissement
- Bassin versant
- Point de jonction
- Point de bifurcation
- Intensité
- Tronçon
- Période de retour
- Temps de concentration

*Réseau d'assainissement: doit répondre à trois catégories de préoccupations, à savoir :

- Assurer la protection contre les inondations;
- Permettre la protection de la sante publique
- Presenter au mieux le milieu recepneur (lac, mer, sol,...)

donc, son rôle est d'assurer l'évacuation (transfert, collecte, traitement, rejets).

*Tronçon : limité par un noeud d'origine i et un noeud d'extrmité j , représente une portion de collecteur ayant les mêmes caractéristiques.

*Bassin versant : C'est une surface de ruissellement tel que le réseau qui la draine possède un seul exutoire .

*Point de jonction : C'est le point de rencontre des conduites.

*Point de bifurcation : C'est le point où les conduites divergent

*Intensite : Elle est définie par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée.

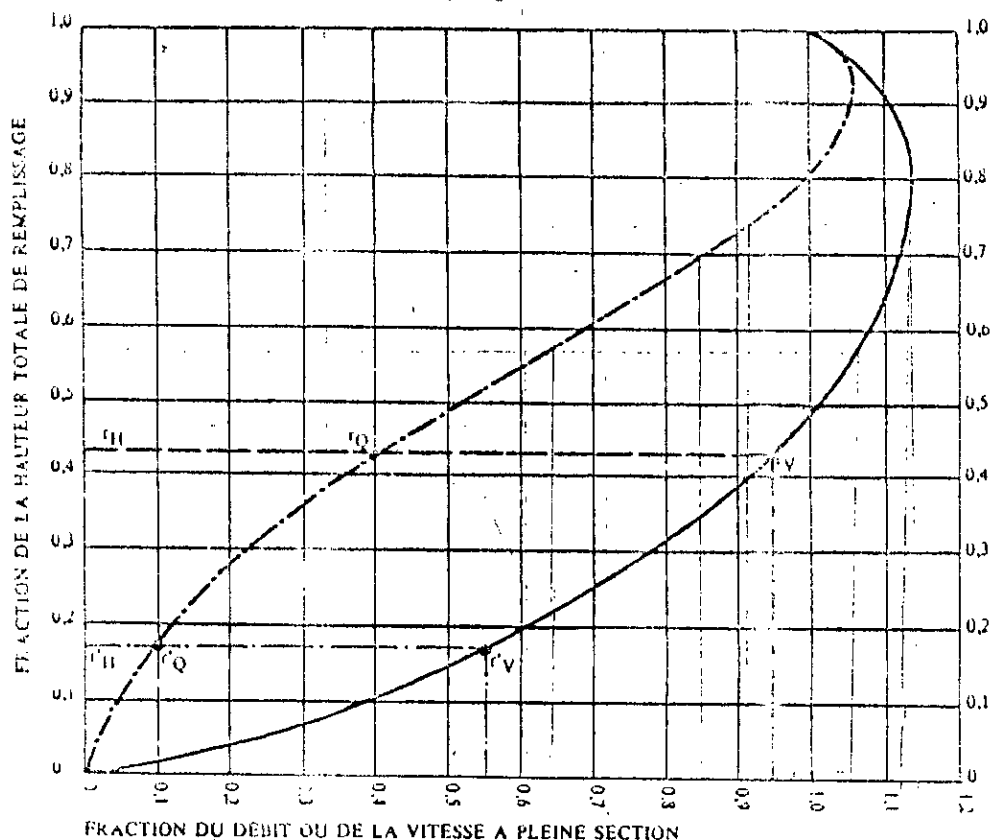
Période de retour (T) : $T = 1/f$ avec f étant la probabilité .
Un événement pluvieux de période retour T a une probabilité non nulle de se produire plus d'une fois dans cet intervalle de temps, ou de ne pas se produire du tout.

*Temps de concentration : Temps que mettra une goutte d'eau, la plus éloignée hydrauliquement, pour parvenir à l'exutoire considéré.

ABaque Ab. 5

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{pg}/10$, on obtient $r_V = 0,55$ et $r_H = 0,17$ (autocurage).

Rem. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Figure 71 — Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques en fonction du remplissage des ouvrages circulaires.

REFERENCE-BIBLIOGRAPHIQUE

1- R. BOURRIER

Les réseaux d'assainissement

Calculs , applications, perspectives

2- C. COSTE

Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural

Tome 1 et TOME 2

C E P Edition (Editio du Moniteur) , Paris , 1987

3- H. GUERREE

Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales

4- Département du Génie civil et urbanisme de L'I.N.S.A de Lyon

Sciences et techniques de l'assainissement

5- Rapport de synthèse. Mrs 1984

Etude diagnostic des réseaux d'assainissement

6- M. BOUMAHRET

Méthodes numériques appliquées avec nombreux problèmes résolus
en fortran 77

Technique et documentaion-Lavoisier , 1989

Seconde édition

7- GUERRÉE , GUMELLA , BALETTE

Pratique de l'assainissement des agglomération urbaines et
rurales.

Edition Yvelles 1970

8- J. HIRTZ

REVUE

Evolutions récentes dans la conception et la réalisation
des réseaux d'assainissement

T. S. M. JUIN 1984