

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique
Département Hydraulique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Mémoire de fin d'étude
En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en
Hydraulique

Thème :

**ELABORATION DES
HYDROGRAMMES DE CRUE SUR
LE BASSIN VERSANT DE LA
SOUMMAM**

Proposé Par:
Mlle. S.Benmamar

Dirigé par :
Mr.A.Bermad
Mr.S.Benziada

Réalisé par:
Mr. Dj. Bennani

Année universitaire 2002/2003

REMERCIEMENTS

TOUT D'ABORD, DIEU MERCI

Il m'est agréable d'exprimer mes plus vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation et à la réalisation de ce modeste travail, en particulier :

- Mr. BERMAD. Mon promoteur pour son suivi et ses précieux conseils.
- Mr. BENZIADA. Mon promoteur aussi, pour sa précieuse aide et sa disponibilité.
- L'ensemble des enseignants du département hydraulique.
- L'ensemble des étudiants de ma promotion, sans oublier Ben Abderrahmane et Benmiloud
- A tout le personnel de du département Hydraulique
- Au personnel de la bibliothèque
- A ceux que j'ai pu oublier

Mr. BENNANI DJILLALI

يتمثل العمل التالي في دراسة الفيضانات في الحوض الهيدروغرافي الصومام واستخراج الهيدروغرام المكافئ لها , و محاولة تنبأ التدفقات الكبرى في المستقبل , و كذا تطبيق نموذج رياضي للتشابه الهيدرولوجي المسمى HEC-HMS الكلمات المفتاحية . الحوض الهيدروغرافي , الهجروولوجيا , الهيدروغرام , التدفق الاعظمى , النموجة الهجروولوجية , النموذج HEC-HMS .

Résumé :

Le présent travail consiste à étudier les crues sur le bassin versant de la Soummam et leurs hydrogrammes, ainsi d'estimer les débits maximaux qui peuvent survenir aux futures et d'appliquer un modèle mathématique de simulation hydrologique appelé HEC-HMS.

Mots clés : bassin versant, hydrologie, hydrogramme, débit max, modélisation hydrologique, modèle HEC-HMS.

Summary:

These present work consist to study the floods in the hydrographic basin of Soummam and their hydrograph , also to apply the mathematical model of hydrological simulation , called HEC-HMS .

Key words: basin slope, hydrology, hyrogram, flow maxima, hydrologic modelling, HEC-HMS model

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU BASSIN VERSANT DE LA SOUMMAM.....	1
Introduction.....	1
I-1. Situation géographique	1
I-2. Définitions du bassin versant.....	1
I-3. Hydrographie du bassin versant de la Soummam.....	2
I-4. Conditions climatiques	3
I-5. Condition du sol	3
I-6. Morphologie du bassin.....	3
I-7. Caractéristiques générales du bassin versant	4
I-7-1. Caractéristiques physiographiques	4
I-7-1.1. Paramètres géométriques	4
I-7-1.2. Les paramètres de forme	5
I-7-1.3. Paramètres du relief	6
I-7-2. Caractéristiques du réseau de drainage	12
Conclusion	15
CHAPITRE II : ETUDE DE LA CRUE DE DECEMBRE 1967.....	16
Introduction	16
II-1. Définitions et généralités.....	16
II-2. Genèse et propagation des crues.....	16
II-2.1. Crues d'averses.....	17
II-2.2. Crues de fonte de neige.....	18
II-2.3. Crues d'embâcle et de débâcle de glace.....	18
II-2.4. Propagation des crues.....	18

II-3. Historique des crues.....	19
II-4. Genèse de la crue du 12 décembre 67	25
II-5. Données disponibles	26
II-6. Obtention de la courbe des débits (hydrogramme de crue)	32
II-6.1 Définition d'un hydrogramme.....	32
II-6.2. Forme générale d'un hydrogramme.....	32
II-6.3. Hydrogramme de la crue du 12 décembre 1967.....	33
II-6.4. Analyse de l'hydrogramme de la crue de décembre 1967	33
II-6.4.1. Explication du problème.....	35
II-6.4.2. Hypothèses explicatifs de l'hydrogramme.....	35
II-7. Séparation des différentes composantes de l'hydrogramme (écoulements).....	39
II-7.1. méthode simplifiée	39
II-7.2. méthode approchée	40
II-7.2.1. L'écoulement souterrain et son hydrogramme.....	41
II-7.2.2. L'écoulement hypodermique et son hydrogramme	45
II-7.2.3. hydrogramme d'écoulement direct.....	47
II-8. Calcul des différents volumes des écoulements.....	49
1) volume de l'hydrogramme total	49
2) volume de l'hydrogramme d'écoulement direct.....	49
II-9. Calcul du coefficient de ruissellement	49
II-10. Volume d'eau à stocker.....	53
II-11. Répartition des débits	54
Conclusion	57
CHAPITRE III : PREVISION ET PREDEERMINATION DU DEBIT MAXIMUM DE CRUE	58
Introduction.....	58
III-1. La méthode de l'hydrogramme unitaire (de Snyder).....	58

III-1.1. But de la méthode.....	58
III-1.2. Principe de la méthode	58
III-1.3. Notions préliminaires	59
III-1.4. Détermination du temps de concentration.....	60
III-1.5. Détermination de lame ruisselée.....	61
III-1.6. Détermination de l'hydrogramme unitaire	62
III-1.7. Reconstruction des Hydrogrammes des crues pour différentes périodes Retour.....	65
III-2. Méthodes statistiques basées sur l'analyse des fréquences de crues	65
III-3 Calcul des débits maximaux par les formules empiriques.....	70
III-3.1 formule de GIANDOTTI.....	70
III-3.2. Formule de MALLET-GAUTTHIER.....	70
III-2.3. Formule de TURAZZA	70
III-3.4 formule de FULLER.....	71
Conclusion.....	72
CHAPITRE IV : LA MODELISATION HYDROLOGIQUE	73
IV-1. La notion de modèle.....	73
IV-1.1 Définition.....	73
IV-1.2. Les modèles à base physique.....	73
IV-1.3. Les modèles à base empirique.....	73
IV-1.4. Le calage et la validation.....	73
IV-2. Les modèles hydrologiques.....	74
IV-2.1. Les modèles probabilistes ou stochastiques.....	74
IV-2.2. les modèles déterministes.....	74
IV-2.2.1. Les modèles globaux.....	75
IV-2.2.2 Les modèles distribués ou spatialisés.....	75
IV-2.2.3. problématique des modèles déterministes.....	77
IV-3. Exemples du modèle hydrologique (HEC-HMS)	78
IV-4. Les sources d'erreurs	78
IV-5. Planification, analyse des besoins, scénarios et aide à la décision	79

CHAPITRE V : MODELISATION PAR LE LOGICIEL HEC-HME..... 81

Introduction.....	81
V-I. Modélisation de la crue de Décembre 1967.....	81
V-2.Création d'un nouveau modèle de bassin.....	82
V- 3. Modèles météorologiques.....	90
V-3.1. Les modèles de précipitations.....	91
V-3.2. Les modèles d'évapotranspiration	92
V-4. Spécifications de Contrôle	92
V-5. Réalisation de Simulations et Visualisation des Résultats.....	93
V-5.1. Créer et gérer une exécution.....	93
V-5.2. Configuration et options de la simulation.....	93
V-5.3. Visualisation des résultats	94
V-6. Le calage du modèle	94
V-6.1 La barre de menu	95
V-6.2. Création d'un calage du modèle.....	95
V-6.3. Résultats des essais	96
V-6.4. Astuces pour collecter les données relatives à la modélisation.....	96
V-6.5. Valeurs limites des différents paramètres introduits dans les modélisations.....	97
Conclusion.....	99

**CHAPITRE VI : AMENAGEMENT DU COURS D'EAU DE LA
 SOUMMAM 100**

Introduction.....	100
IV-1. Divers aménagements possibles sur la vallée de la Soummam	100
IV-1.1. Construction d'un barrage	100
IV-1.2. Recalibrage du cours d'eau	101
IV-1.2.1 Entretien des berges	101
IV-1.2.2 L'entretien fonds de la vallée.....	102

Conclusion102

Conclusion générale

Bibliographie

introduction générale

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

A la suite de nombreux dégâts occasionnés lors des crues d'hiver 2002, dans la vallée de la Soummam, située dans la partie Nord centrale de l'Algérie considérée comme une zone fortement arrosée . Le groupe de recherche du laboratoire LRS EAU de l'Ecole Nationale Polytechnique, dans le cadre d'un projet CNEPRU et communautaire WADI, a lancé un projet de recherche sur les régimes d'écoulements qui a engendré ces crues.

Ce travail de recherche entre dans le cadre de la détermination des différents débits maximaux pouvant arriver à l'exutoire pour des périodes de retour différents.

Donc l'objectif de notre étude sera avant tout descriptif du bassin versant dans sa globalité, sa topographie, son hydrographie, pour réaliser un diagnostic environnemental préalable, ensuite nous allons nous intéresser à la crue de Décembre 1967 comme référence à notre étude compte tenu de l'importance du point de vue débit maximum qu'elle présente.

En second lieu, nous allons essayer de rassembler un certain nombre de données nécessaires à l'utilisation du logiciel pluie-débit « HEC-HMS » développé par un organisme scientifique de l'armée américaine

Et nous allons essayer de faire une petite application sur ce logiciel pour mieux comprendre son fonctionnement .

CHAPTER I

Introduction

L'étude détaillée du bassin versant d'un cours d'eau est indispensable avant toute modélisation numérique ou étude d'impact environnemental. L'objet de ce chapitre est d'accéder à une connaissance générale des principales caractéristiques du bassin versant de la Soummam. Cette partie sera donc avant tout descriptive et qualitative. Dans un premier temps, nous allons décrire globalement le bassin versant, en le situant géographiquement, en étudiant sa topologie et sa nature géologique. Ensuite, nous allons chercher à étudier plus précisément le cours d'eau.

I- 1. Situation géographique :

Le bassin versant de la Soummam est situé dans la partie centrale au Nord de l'Algérie et il s'étend sur 9125 Km². Cette étendue est de forme irrégulièrement allongée suivant la direction de parallèles (35° 45' et 36° 45'). Figure (I-1).

Au Nord, ce bassin est délimité principalement par la chaîne montagneuse du Djurdjura, dont le sommet le plus élevé est de 2 308 m d'altitude, tandis que sa limite au sud située aux monts du Hodna, moins élevée que le Djurdjura (l'altitude maximale est de 1862 m). Vers l'Est et l'Ouest le bassin de la Soummam est ouvert, c'est dans cette partie du bassin que se situent les hauts plateaux de Sétif et de Bouira.

La plus grande longueur du bassin de la Soummam est d'environ 176 Km tandis que sa largeur, mesurée sur la ligne qui lie les crêtes des montagnes de Hadjar el Abiod et d'El ktef, est d'environ 118 Km.

I-2. Définitions du bassin versant

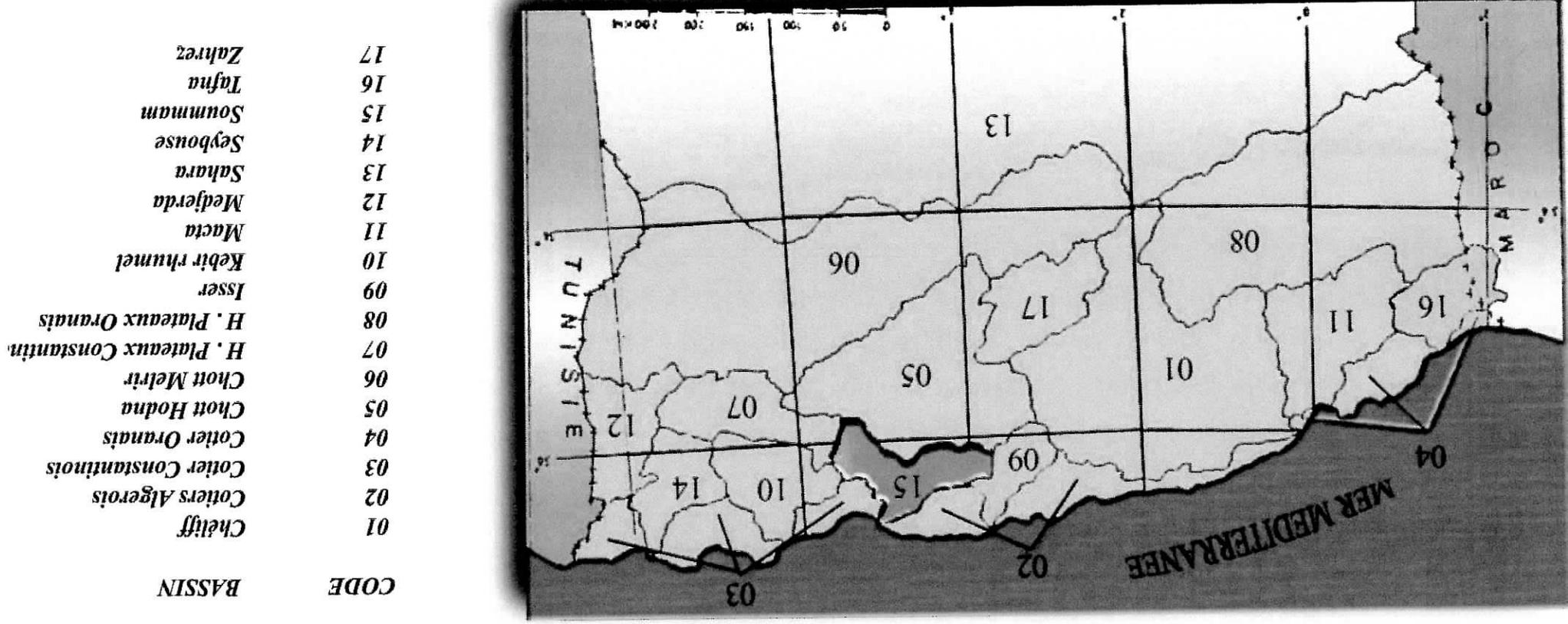
Le bassin versant est l'ensemble des territoires superficiels et souterrains qui se drainent vers le même exutoire.

On distingue habituellement:

- **Le bassin fonctionnel:** portion de l'espace géographique dont les eaux se drainent vers un même cours d'eau.

- **Le bassin topographique:** portion de l'espace géographique dont les pentes convergent vers un même cours d'eau. Il peut être identique au bassin fonctionnel ou différent selon la géologie ou la perméabilité du terrain.

FIGURE II.1 - LES GRANDS BASSINS VERSANTS D'ALGERIE



Toutefois, la délimitation topographique nécessaire à la détermination en surface du bassin versant naturel n'est pas suffisante. Lorsqu'un sol perméable recouvre un substratum imperméable, la division des eaux selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage effective des eaux souterraines (voir Figure I-2). Le bassin versant est alors différent du bassin versant délimité strictement par la topographie. Il est appelé dans ce cas **bassin versant réel**.

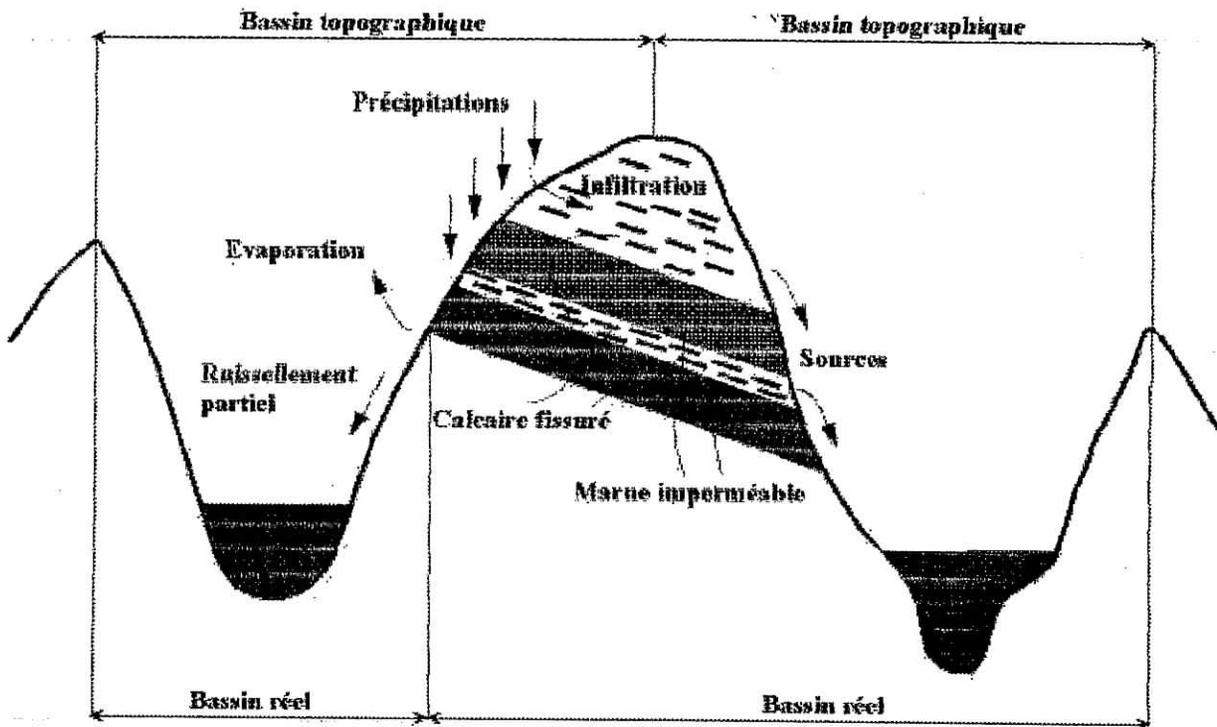


Figure I-2 - Distinction entre bassin versant réel et bassin versant topographique

I-3. Hydrographie du bassin versant de la Soummam :

Le bassin versant de la Soummam est très développé hydrographiquement par ses divers affluents (cours d'eau), ses eaux dont la majorité est drainé par l'Oued de Bou-Sellam et le Sahel qui en se joignant près d'Akbou forment l'Oued de la Soummam.

En ce qui concerne les eaux souterraines, dans la grande partie de bassin versant de la Soummam, elles sont confinées dans des couches profondes et ne peuvent remonter en surface que par des courants ascendants.

Le bassin versant de la Soummam, ayant pour exutoire la mer draine un cours d'eau d'une longueur de 150 Km, allant de Bou-Sellam à Oued Rhir.

I-4. Conditions climatiques :

- Les conditions climatiques dans le bassin versant de la Soummam ne sont pas uniformes, à Bejaia et dans la basse vallée de la Soummam, le climat est essentiellement méditerranéen, généralement humide avec de légers changements de température. Sur les plateaux de Sétif et de Bouira le climat est continental avec des hivers humides et des étés chauds.
- Les précipitations annuelles de la Soummam varient énormément entre environ 300 mm sur les plateaux de Sétif et 1000 mm près de la cote de Bejaia, elles atteignent approximativement 1500 mm sur les flancs Sud du massif du Djurdjura.
- Les étés sont secs, avec seulement 30% des précipitations annuelles pendant la période allant d'Avril à Septembre.

I-5. Condition du sol :

- Dans le bassin versant de la Soummam on trouve des types de sols anciens de formation paléo marécageuse qui sont caractérisés par des formations bien accentués.

I-6. Morphologie du bassin

Le bassin versant de la Soummam se compose de dix sous bassins, ces limites correspondent à celle des unités hydrologiques contrôlées par des stations hydrométriques. Pour cela, l'étude des caractéristiques physiques se fait pour chaque partie contrôlée par une station de jaugeage.

Il a une forme irrégulière, étiré dans la direction Est-Ouest et accède à la méditerrané par le golf de Béjaia.

Le bassin versant de la Soummam est limité par les chaînes du Djurdjura, à l'Est par les montagnes de la petite Kabylie et au Sud par les montagnes des Bibans et de Mansourah.

Son orographie est très prononcé, aux environs de Bouira jusqu'à Akbou, la chaîne de Djurdjura n'est à aucun endroit inférieure à 1500 m. C'est dans cette partie que se situe le plus haut sommet, D'Akbou en direction Nord-Est de la mer, la hauteur diminue graduellement

Nous constatons ainsi, la présence d'un système de barrières naturelles représentée par les reliefs. Des chaînes de montagnes qui se dressent face aux vents pluviaux du littoral, il est en effet un bassin assez bien arrosé.

I-7. Caractéristiques générales du bassin versant

I-7-1. Caractéristiques physiographiques

I-7-1.1. paramètres géométriques

Les bassins ont des propriétés géométriques variées qui dépendent du contexte géologique, géomorphologique et climatique de la région étudiée. Ceci inclut les héritages paléo-climatiques et tectoniques

- **Périmètre** : son calcul dépend de l'échelle de la carte et de la densité du réseau hydrométrique, il est mesuré à l'aide du curvimètre et n'est généralement pas utilisé directement, mais à travers des valeurs qui en dérive. Comme la longueur du rectangle équivalent « L ». Il est donné par la forme :

$$P= 2 (L+l)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent

l : largeur du rectangle équivalent

Le périmètre du bassin versant de la Soummam est de :

$$P= 554 \text{ Km}$$

- **La surface** : elle est mesurée à l'aide du planimètre à partir du tracé du bassin versant. Pour le bassin versant considéré on a :

$$S= 9125 \text{ Km}^2$$

La nature des surfaces des bassins a un rôle primordial sur le comportement hydrologique de ceux-ci. Les paramètres qui interviennent sont la pente, la lithologie, la pédologie et la couverture végétale. Ces paramètres influencent grandement la perméabilité et la rugosité de la surface, qui conditionnent à leur tour la vitesse du ruissellement

I-7-1.2. Les paramètres de forme :

L'étude de la forme des bassins est importante car elle permet de mieux comprendre le comportement hydrologique. Un bassin compact, de forme quasi-circulaire a une réponse hydrologique beaucoup plus rapide pour une même averse qu'un bassin allongé, parce que la plupart des points du bassin sont à peu près à la même distance de l'exutoire.

Comme il est difficile d'exprimer réellement la forme d'un bassin versant, on fait appel à deux indices qui sont : l'indice de **compacité** et le **rectangle équivalent**.

- **Indice de compacité ou de Gravelius (Kc).**

Il caractérise la forme du bassin versant, et renseigne sur la vitesse de concentration des débits et la puissance des crues ainsi que sur l'érosion. C'est le rapport entre le périmètre du bassin versant et la circonférence du cercle ayant la même superficie que le bassin versant. (Un bassin parfaitement rond aura une valeur de Kc égale à 1, et un bassin quelconque d'une forme allongée aura une valeur de Kc supérieure à 1 et un carré aurait une valeur de Kc égale à 1,12).

L'indice de Gravelius est donné par la formule :

$$Kc = \frac{P}{2(\pi S)^{0.5}} = 0.28 \frac{P}{S^{0.5}}$$

Avec :

S : surface du bassin versant
P : périmètre du bassin versant

Pour le bassin de la Soummam : **Kc=1.62**

Ce qui veut dire que notre bassin a une forme allongée

- **le rectangle équivalent :**

C'est une notion introduite pour pouvoir comparer deux bassins entre eux du point de vue de l'influence des caractéristiques et de la forme sur les écoulements.

Il se définit comme étant le rectangle de longueur « L » et de largeur « l », qui a le même indice de compacité (K_c) et même hypsométrie que le bassin versant étudié.

Les dimensions de ce rectangle se calculent à l'aide des relations suivantes :

$$* L = \frac{K_c(S)^{0.5}}{1.12} \left[1 + (1 - (1.12/k_c)^2)^{0.5} \right]$$

$$K_c \geq 1.12$$

$$* l = \frac{K_c(S)^{0.5}}{1.12} \left[1 - (1 - (1.12/k_c)^2)^{0.5} \right]$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

l : largeur du rectangle équivalent (Km)

on a : $L=238$ Km
 $l=38.34$ Km

I-7-1.3. Paramètres du relief:

La caractéristique fondamentale du relief de ce bassin versant se reflète dans sa plasticité bien accentuée. De nombreux cours d'eau et leurs affluents, le plus fréquemment aux pentes raides, ont creusé leur lits profondément dans la couche géologique peu solide,

Le relief est caractérisé par :

- **Courbe hypsométrique :**

Cette courbe met en relation les altitudes et les surfaces dans un bassin, sous forme de fréquences de superficies inférieures à un seuil donné. Dans un contexte d'évolution géomorphologique selon le modèle de Davis (figure I-3), cette courbe permet de se renseigner sur le niveau de maturité d'un cours d'eau. Elle est obtenue par le cumul de l'histogramme des altitudes (tableau I-1, figure I-4).

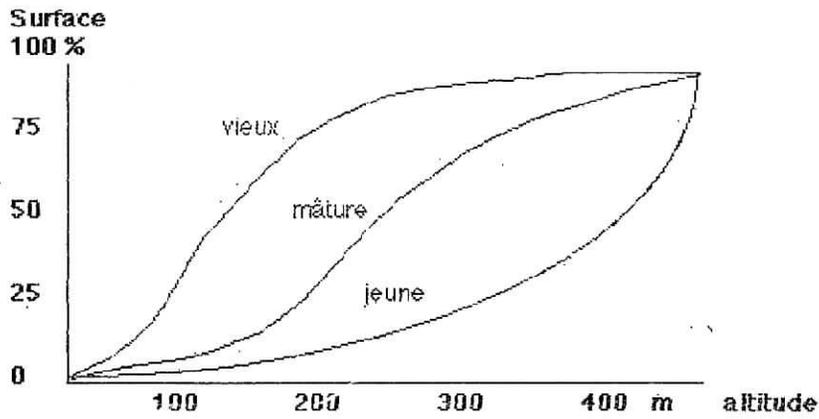


Figure I-3. Courbes hypsométriques de divers bassins.

Tableau I-1. Répartition hypsométrique du bassin versant de la Soummam

Classe des altitudes	Si (Cm ²)	Hi (m)	Si * Hi	Sc. (%)	Sc. (Km)
2 -200	15	100	1500	100	
200 -400	29	300	8700	95.85	9125
400 -600	57	500	28500	87.91	8746.31
600 -800	73	700	55100	72.30	8021.78
800 -1000	125	900	112500	52.30	6597.37
1000-1200	44	1100	48400	18.06	4772.37
1200-1400	11	1300	14300	6.01	1653.46
1400-1600	7	1500	10500	3.00	548.41
1600-1800	2	1700	3400	1.09	273.75
1800-2000	0	1900	0	0.548	99.46
2000-2200	0	2100	0	0.548	50.00
2200-2400	2	2300	4600	0.548	50.00
somme	265		287500		50.00

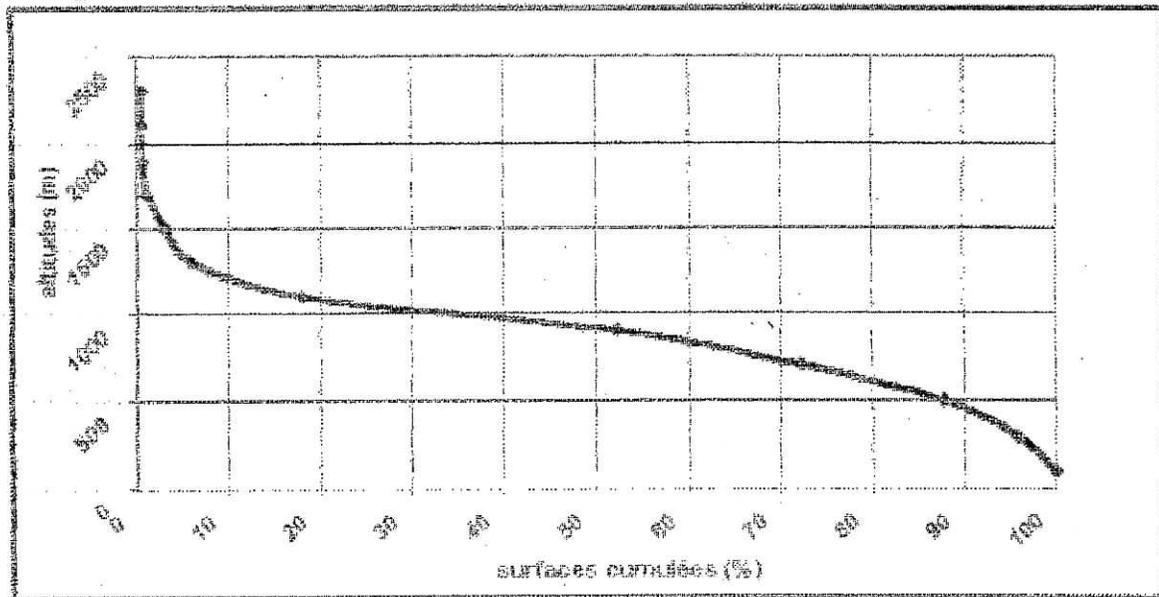


Figure I-4. Courbe hypsométrique du bassin versant de la Soummam

En conclusion et selon le modèle de Davis, la forme de la courbe hypsométrique du bassin versant de la Soummam est en S ; c'est un bassin mature,

- Altitudes caractéristiques :
 - Altitudes minimale et maximale :

Les altitudes minimale et maximale du bassin versant de la Soummam sont lues directement à partir de la carte. L'altitude minimale est celle qui correspond à l'exutoire près de la mer, tandis que l'altitude maximale se trouve sur les monts de Djurdjura tel que :

$$H_{\min} = 2 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 2308 \text{ m}$$

- Altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle est définie comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum H_i}{\sum S_i}$$

Tel que :

Hmoy : altitude moyenne du bassin versant

Si : aire comprise entre deux courbes de niveaux

Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux

On obtient : Hmoy = 787.67 m

➤ **Altitude médiane :**

Elle correspond à l'altitude lue à 50 % de la surface totale sur la courbe hypsométrique, elle se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin considéré représente une pente régulière.

Hm = 900 m

On remarque que l'altitude médiane est supérieure à l'altitude moyenne, ce qui veut dire que le bassin présente une légère dissymétrie vers les altitudes élevées

• **Indice de pente globale (Ig) :**

Il est d'application simple et il est donné par la relation :

$$I_g = D / L$$

Avec : D : dénivelée

L : longueur du rectangle équivalent

D est déterminé à partir de la courbe hypsométrique tel que :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} = 1300 - 300 = 1000 \text{ m}$$

H (5 et 95 %) sont les altitudes entre lesquelles s'inscrit 95 % de la surface du bassin versant.

D'où: **Ig = 4.16 m / Km soit 0.42 %**

• **Indice de pente moyenne (Sr.)**

La pente moyenne Sr entre deux courbes de niveau peut se calculer comme suit:

$$S_r = \frac{dZ}{l}$$

Où dZ est l'équidistance des courbes de niveau

l est la distance moyenne entre ces deux courbes sur la carte.

Cette distance peut être obtenue en divisant la surface dA comprise entre les deux courbes de niveau par la longueur moyenne L de ces courbes, comme le montre la figure I-5

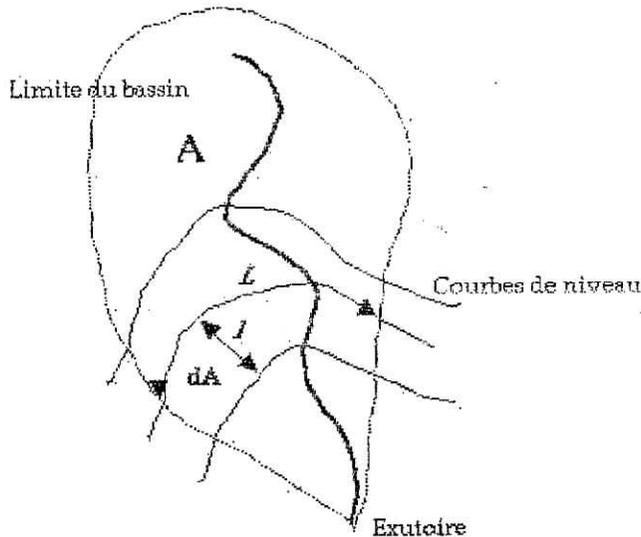


Figure I-5 courbes de niveaux

La pente moyenne du bassin est un facteur très important pour comprendre son comportement hydrologique. Plus la pente est forte et plus le bassin réagira rapidement aux averses.

En répétant l'opération sur l'ensemble du bassin, on obtient:

$$S = \frac{\sum L}{A}$$

Où L est la longueur cumulée des courbes de niveau du bassin et A la superficie du bassin

Ces deux indices permettent la comparaison et la classification entre les bassins dont ils caractérisent les pentes.

- **Profil en long et en travers :**

Le profil en long est une caractéristique importante des bassins. Il est habituellement mesuré le long du cours d'eau principal. Sa pente diminue souvent de l'amont vers l'aval, à la manière d'une exponentielle. Dans la géomorphologie davisienne classique (américaine), la forme de ce profil indiquait le stade d'évolution d'une région (jeune, mûre, vieille). Il reflète plutôt les stades de l'évolution géomorphologique de la région, qui est plus

complexe. Les phases de soulèvement tectonique et les différents types d'érosion qui se succèdent l'histoire géologique, laissent des traces dans ce profil, sous la forme de seuils plus ou moins marqués. Les vallées ayant subi des phases glaciaires dans le sens de l'écoulement du cours d'eau sont marquées par des successions d'ombilics (parfois occupés par des lacs) et de verrous où la pente est plus forte.

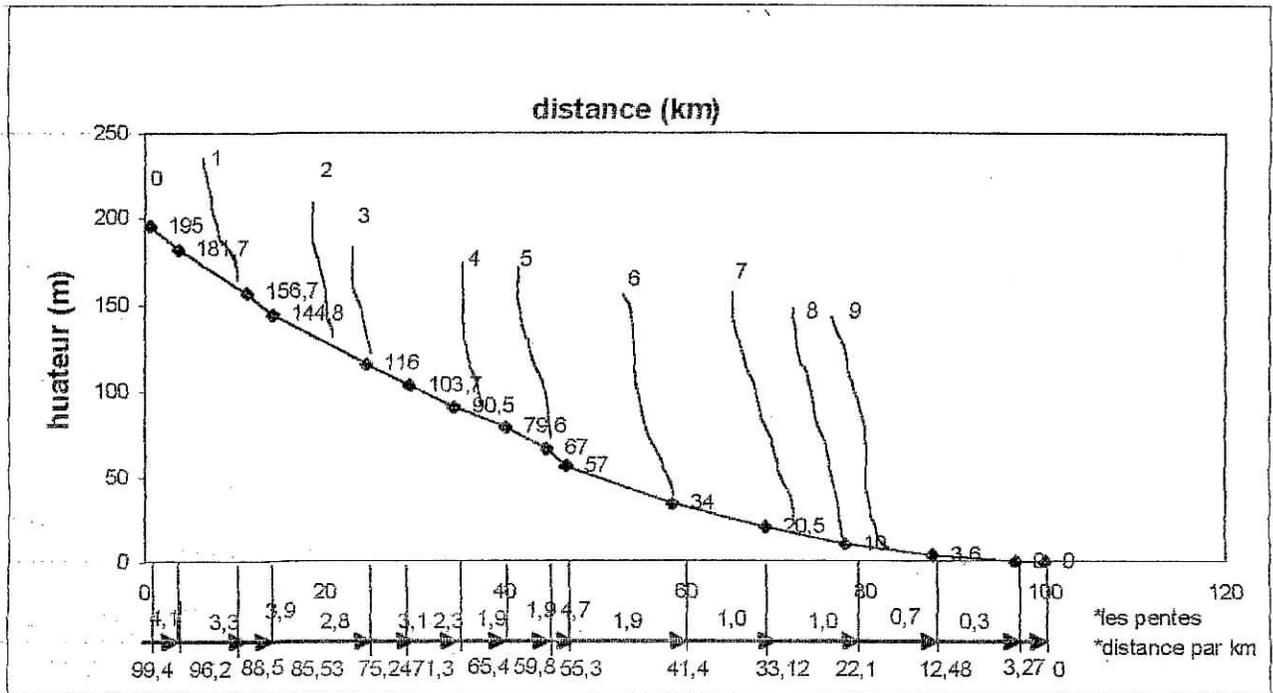


figure I-6 Profil en long de la Soummam entre Bou Sellam et la mer

- 0 - Oued Sahel
- 1 - Oued Bou-Sellam
- 2 - Oued Sedouk
- 3 - Oued Amoukran
- 4 - Oued Imoula
- 5 - Oued roumila
- 6 - Oued oumassine
- 7 - Oued El Ksour
- 8 - Oued Amizour
- 9 - Oued Rhir

Ainsi, Le profil en travers dépend souvent de l'évolution récente (quaternaire) de la région. Les terrasses sont des témoins de périodes d'accumulation alors que les talus sont des témoins de périodes de soulèvements et d'entailles. Ce profils permet aussi de déterminer les lits mineurs, les lits majeurs et les zones inondables.

I-7-2. Caractéristiques du réseau de drainage :

Le réseau de drainage est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporels qui participe à l'écoulement.

- **Classification du chevelu hydrographique (ordre du bassin):**

On définit habituellement l'ordre d'un cours d'eau à partir d'une carte topographique. Il y a trois méthodes pour définir ces ordres : la méthode de Strahler (figure I-7), la méthode de Horton et la méthode de Gravelius.

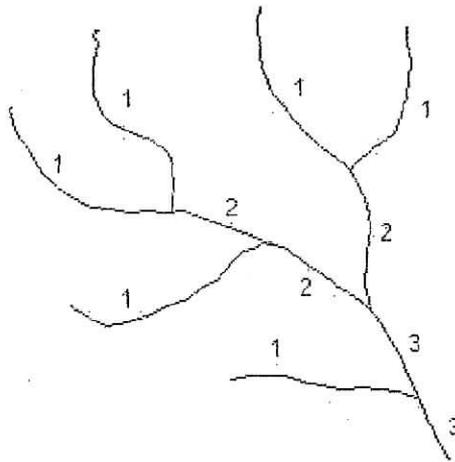


Figure I-7 définition des ordres selon la méthode de Strahler.

Dans la méthode de Strahler, les cours d'eau du premier ordre sont à l'amont. Deux cours d'eau du premier ordre qui confluent, donnent un cours d'eau du 2ème ordre. Deux cours d'eau du deuxième ordre qui confluent donnent un cours d'eau du troisième ordre, et ainsi de suite. Si un cours d'eau d'un ordre donné rencontre un cours d'eau d'un ordre inférieur, il ne change pas d'ordre. La méthode de Gravelius numérote les ordres dans le sens contraire de Strahler, c'est à dire de l'aval vers l'amont. Celle de Horton fonctionne comme celle de Strahler, sauf qu'elle attribue l'ordre le plus élevé au cours d'eau principal depuis sa source.

Le chevelu hydrographique du bassin versant étudié est d'ordre 6

- **Longueurs des affluents :**

Des relations similaires existent pour les longueurs. La longueur des segments augmente quand l'ordre augmente. Si L_u est la longueur d'un segment d'ordre u ,

$$\text{on a: } R_i = \frac{\overline{L_u}}{L_{u-1}}$$

Où R_i est le rapport des longueurs $\overline{L_u} = \frac{\sum L_u}{N_u}$

$\overline{L_u}$ Est la moyenne des longueurs des segments d'ordre u .

Les longueurs des cours d'eau du bassin versant de la Soummam sont :

Tableau I-2 - Longueurs des cours d'eau.

Ordres des cours d'eau	1	2	3	4	5	6	Somme
Longueurs Km	3432.50	1154.69	568.04	239.42	198.57	101.88	5695.098

- **Densité de drainage :**

Elle est définie pour un bassin de surface « S » comme la somme des longueurs totales cumulées des rivières de l'ordre « i » sur la surface drainée.

Elle est donnée par :

$$Dp = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A}$$

Avec, L_i : longueur total cumulée des cours d'eau d'ordre i (déterminée au curvimètre sur la carte du chevelu hydrographique), [Km]

Dp : densité de drainage [Km / Km²]

i : n° le plus élevé

S : surface du bassin versant (Km²).

La densité de drainage sera donc : $Dp = 0.62 \text{ Km} / \text{Km}^2$

La densité de drainage est un indicateur révélateur de la géologie et du climat. Un bassin formé de matériaux très perméables et muni d'une couverture végétale

continue aura en général une densité de drainage faible . Par contre, un bassin formé de roches imperméables mais meubles et érodables, comme des marnes ou des argiles, va souvent présenter une densité de drainage élevée. Celle-ci est accentuée par la présence de pentes élevées et par un climat où les précipitations sont intenses mais courtes en durée.

- **Coefficient de torrentialité :**

C'est le produit entre la densité de drainage et la densité du thalweg .il est donne par :

$$C_t = D_p * N1/S$$

Avec Dd : densité de drainage.

S : surface du bassin versant.

N1 : nombre du thalweg d'ordre 1.

N1/S : densité du thalweg

On a : **Ct = 0.089**

- **Rapport de confluence ou de bifurcation :**

C'est une loi empirique qui défini les relations entre l'ordre des segments et leur nombre tel que :

$$R_b = \frac{N_u}{N_{u+1}}$$

u : est l'ordre du segment

Nu : est le nombre de segments d'ordre u.

Rb : rapport de bifurcation

Tableau I-3. Rapport de confluence des différents ordres du cours d'eau

u	1	2	3	4	5	6
Nombre du cour d'eau	1310	317	72	14	8	4
Rb	4.13	4.40	5.14	1.75	2	-

Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant de la Soummam :

Caractéristiques	symbole	valeur	unité
superficie	S	9125	Km ²
périmètre	P	554	Km
Indice de compacité	Kc	1.62	-
Longueur du rectangle équivalent	L	238	Km
Largeur du rectangle équivalent	l	38.34	Km
Longueur du thalweg principal	Lt	150	Km
Altitude max	Hmax	2308	m
Altitude min	Hmin	2	m
Altitude moyenne	Hmoy	787.67	m
Indice de pente global	Ig	4.16	m/Km
Densité de drainage	Dp	0.62	Km/Km ²
Coefficient de torrentialité	Ct	0.089	-
Rapport de confluence	Rb	var	-

Conclusion :

Le bassin versant de la Soummam, avec sa superficie de 9125 Km², et un périmètre de 554 Km, a une forme allongée ce qui lui donne un temps de concentration assez long, il est situé dans la zone Nord –Estienne de l'Algérie qui est considérée comme la région la plus arrosée en Algérie ; donc elle est soumise à des forte probabilité d'inondation si elle n'est pas bien entretenue.

CHAPITRE II

Introduction

Il s'agit dans cette étude de crue d'essayer de comprendre le fonctionnement d'une crue torrentielle sur la vallée de la Soummam ceci jusqu'à l'exutoire et, parallèlement, de fournir les éléments nécessaires à la modélisation numérique. Pour cela, nous allons tout d'abord établir un historique des crues afin d'assimiler les principales caractéristiques d'une crue sur la vallée de la Soummam. Puis, nous allons décrire les différents scénarios les plus probables de la crue de Décembre 1967 et en particulier de ce qui s'est passé à Sidi Aich, pour ensuite conclure sur les paramètres principaux à retenir de cette crue.

II-1. Définitions et généralités

Une crue est un phénomène hydrologique qui s'exprime par une pulsation brutale dans le niveau des eaux d'un cours d'eau. Elle produit des débits exceptionnels dépassant largement les normes habituelles. Autrement dit, un cours d'eau est considéré en crue lorsque son débit dépasse une valeur de faible probabilité d'apparition.

On distingue les crues simples ou monogéniques, et les crues complexes ou polygéniques.

- Une crue simple est caractérisée par une seule montée du niveau d'eau suivie d'une descente de ce niveau.

- Une crue complexe est caractérisée par plusieurs hausses et plusieurs baisses des niveaux d'eau, qui témoignent de la pluralité des facteurs responsables de la crue.

II-2. Genèse et propagation des crues :

Sur un bassin versant, la fraction de pluie qui n'a pas été évaporée ou infiltrée ruisselle sur le terrain. Cette eau de ruissellement rejoint le réseau hydrographique par des filets d'eau qui se regroupent et parviennent à un collecteur plus important.

Au cours de ce parcours, chaque mouvement d'eau dépend des conditions de

l'averse et de la nature physique du bassin (principalement la capacité d'infiltration, la pente et la couverture végétale).

Quand l'intensité de la pluie est importante, les sols sont rapidement saturés et imperméabilisés. Les temps de réponses et de montée deviennent courts, et on assiste à des crues soudaines et brèves, surtout sur des bassins montagneux.

Les crues peuvent être groupées en trois grandes classes:

- les crues d'averse
- les crues de fonte de neige.
- les crues d'embâcle et de débâcle de glace.

II-2.1. Crues d'averses :

Les grandes crues ont surtout pour origine des averses exceptionnelles, par leur intensité, leur extension, leur durée ou leur succession rapprochée.

Les averses orageuses, courtes, violentes et très localisées, produisent sur les bassins versants, notamment en montagne des crues très pointues, dont les débits maxima peuvent provoquer de grands dégâts. C'est le cas du bassin de la Soummam par exemple.

Ainsi à une même hauteur totale de pluie, peuvent correspondre des débits de pointe très différents suivant :

- La topographie et la forme du bassin qui conditionnent le temps de concentration.
- L'état du sol (la perméabilité, la végétation ...)
- L'intensité et la distribution spatiale et temporelle des précipitations qui agissent sur la forme de l'hydrogramme.

L'étude des averses et des précipitations journalières maximum est donc d'une grande importance pratique pour certaines études de protection contre les crues. Cette étude exige la connaissance de l'intensité maximum de la pluie calculée sur des intervalles de temps assez faibles (de 5 minutes à une heure, et exceptionnellement quelques heures). Le calcul de cette intensité se fait à partir

de diagrammes tracés par des pluviographes (appelés aussi pluviogrammes).

Les intensités journalières varient considérablement d'une zone à une autre.

II-2.2. Crues de fonte de neige :

Certains bassins montagneux de hautes altitudes sont couverts de neige dès le début de l'automne. Si la température subit une élévation, il peut en résulter une fusion rapide des neiges et production de grandes crues. Les facteurs prépondérants dans ce processus de fonte sont, hormis la température, l'insolation, les vents chauds et l'action mécanique de la pluie et du ruissellement superficiel, qui déchiquette le manteau de neige.

Par ailleurs, la couverture neigeuse d'un sol saturé augmente le coefficient de ruissellement de certaines averses par la réduction de la capacité d'infiltration du sol.

II-2.3. Crue d'embâcle et de débâcle de glace

Dans les régions froides où les cours d'eau gèlent en hiver, le dégel printanier produit des crues qui emportent avec elles les blocs de glaces. Ceux-ci peuvent être arrêtés par divers obstacles, s'accumulent et forment des barrages, qui peuvent être brusquement emportés par le flot. Il en résulte des crues brutales qui s'étalent rapidement mais n'intéressent que des secteurs assez courts : exemple, Rhin à Cologne, Danube à Vienne, Sibérie, Canada...

II-2.4. Propagation des crues :

Une crue peut être considérée comme une onde se propageant dans le cours d'eau.

Comme toute onde, elle sera caractérisée par une vitesse de propagation, une amplitude, une longueur et un taux d'amortissement. La vitesse de propagation de l'onde de crue est très variable. Pour un même secteur, elle varie d'une crue à l'autre en fonction de la pente, du rayon hydraulique, des sinuosités du lit, de la rugosité des berges ou des ouvrages humains.

Pour obtenir la vitesse de propagation des crues, on divise la distance entre deux stations hydrométriques successives sur un cours d'eau (en suivant le lit de l'oued avec ses sinuosités) par la durée séparant les moments des pointes de crue

dans les deux stations.

II-3. Historique des crues :

Afin de mieux comprendre les crues dans le bassin versant de la Soummam, il nous semblait important de rappeler les différentes crues qui ont marquées la vallée de la Soummam. En fait, il n'existe qu'une seule station de jaugeage située à Sidi Aich. Donc l'historique ne sera réalisé qu'à partir des relevés de cette station et sur une observation de l'évolution des débits. Au cours de son fonctionnement, cette station a vécu plusieurs phénomènes d'écoulements torrentiels. La plus importante est celle du novembre 1957, où tout le matériel équipant la station de mesure de Sidi Aich a été endommagé.

Les crues présentées ci-dessous sont les crues qui ont le plus marqué la vallée de la Soummam depuis le début des années 60 :

- La crue du (28, 29,30) novembre 1967 (figure. II-1)
- La crue du (11, 12,13) décembre 1967 (figure II-2)
- La crue du 6 octobre 1969 (figure II-3)
- La crue du (1, 2,3) décembre 1969 (figure II-4)
- La crue du 22 avril 1970 (figure II-5)

Les différents graphes présentés ci-dessous sont des hydrogrammes de crue, ils présentent l'évolution du débit de la Soummam à Sidi-Aich en fonction du temps.

Avant toutes choses, il faut savoir que les courbes d'évolution du débit en fonction du temps sont obtenues en mesurant la hauteur d'eau dans la rivière, et en se servant de la courbe de tarage donnant l'évolution du débit en fonction de la hauteur d'eau, on obtient le débit de la rivière.

Pour les crues, on peut considérer que la courbe de tarage prend une forme à l'infini (grande hauteur et fort débit)

- La crue de 28-29-30 novembre et 1 décembre 1967 :

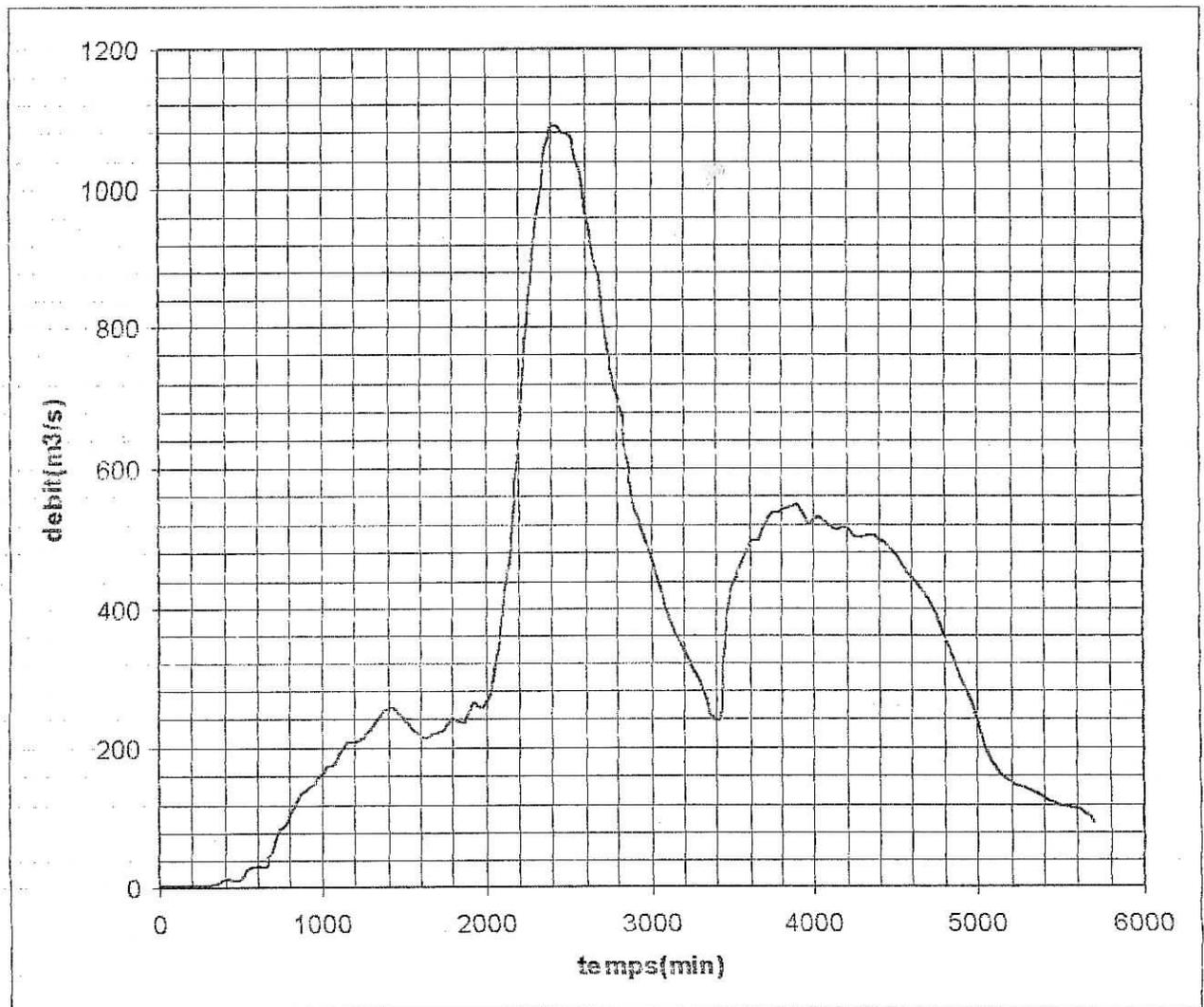


Figure II-1. Hydrogramme du crue de 28-29-30 novembre et 1 décembre 1967 ($Q_{max} = 1082 \text{ m}^3/\text{s}$)

Cette crue a la particularité de présenter deux débits de pointe. Ceci s'explique:

- soit par un stockage d'un certain volume d'eau en amont du à un embâcle important (celui-ci ayant cédé après le passage du débit de pointe).
- soit par un retour important des pluies, qui, sur un sol déjà gorgé d'eau, crée un second débit de pointe assez rapidement.

- La crue de 12-13 décembre 1967 :

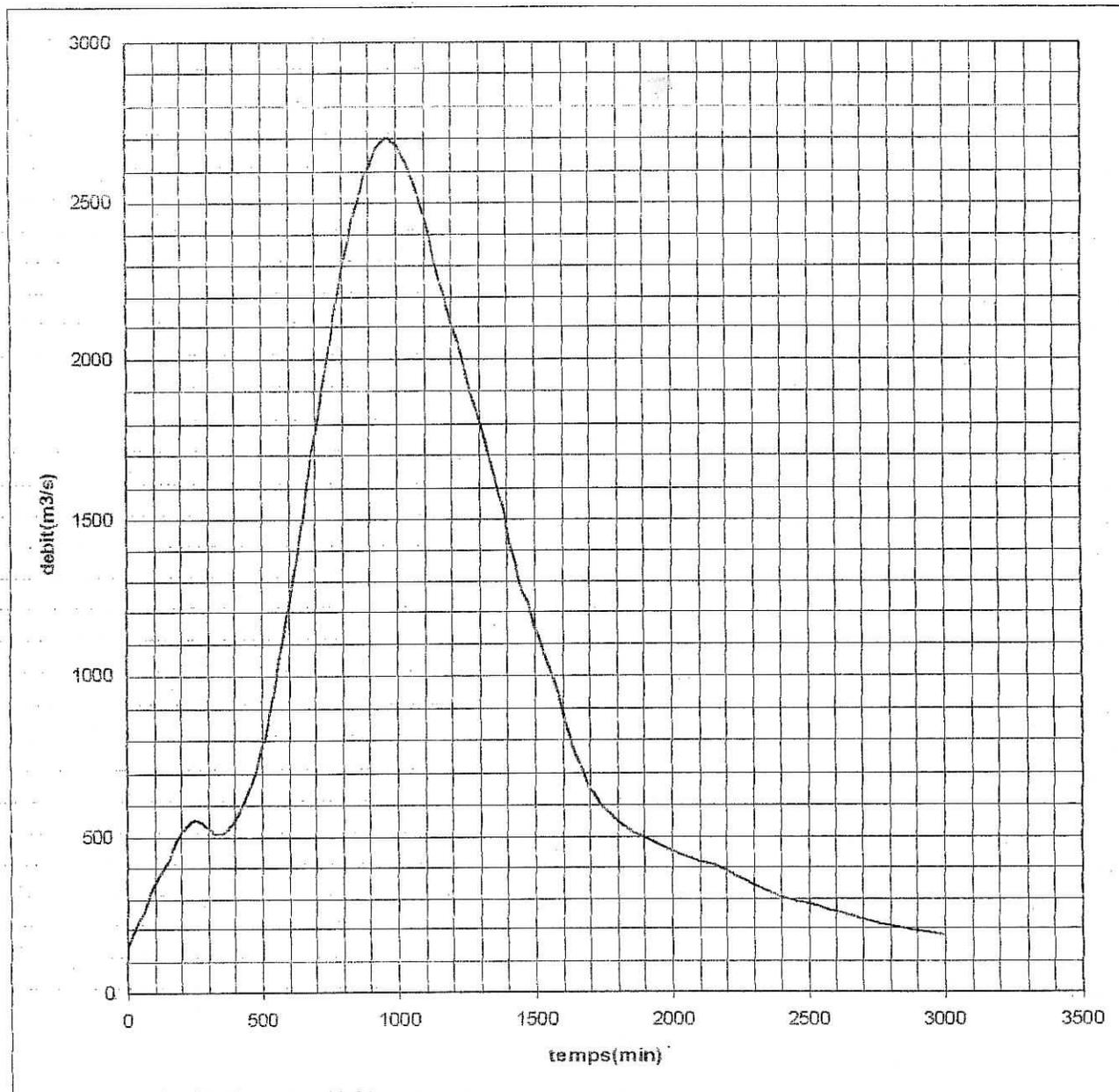


Figure II-2 hydrogramme de crue du 12-13 décembre 1967 ($Q_{max} = 2700 \text{ m}^3/\text{s}$)

Cette crue peut être considérée comme étant idéale : on constate que pour un débit de pointe relativement fort ($Q_{max} = 2700 \text{ m}^3/\text{s}$), la crue se propage tout à fait normalement.

- La crue de 5-6 octobre 1969 :

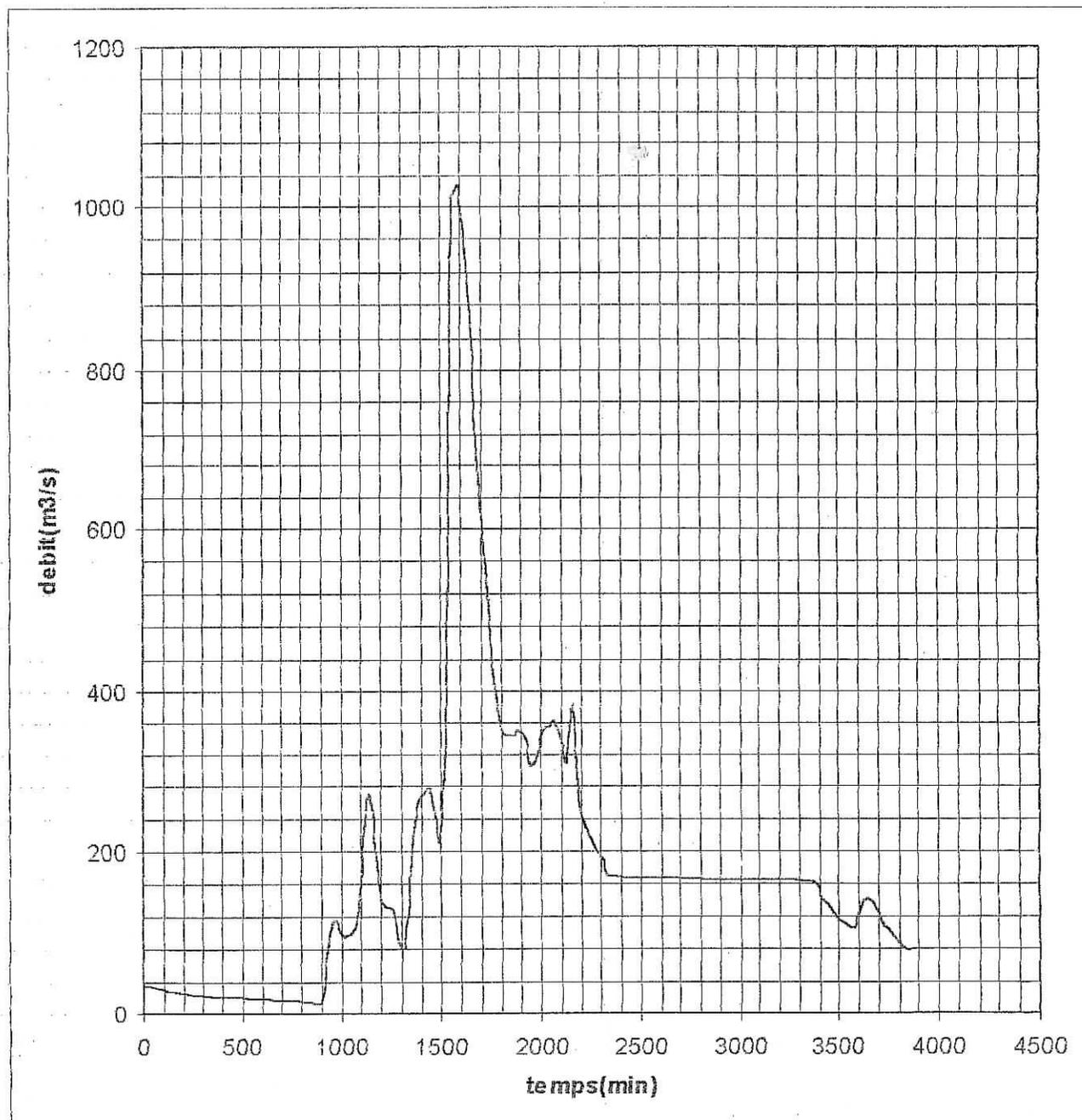


Figure II-3 hydrogramme de crue de 5-6 octobre 1969, ($Q_{max} = 1029 \text{ m}^3/\text{s}$)

On constate des perturbations au début de la montée et à la fin de la décrue, cela s'explique peut être par une perturbation climatique, mais la crue se déroule normalement en pointe.

- La crue de 1-2-3 decembre 1969

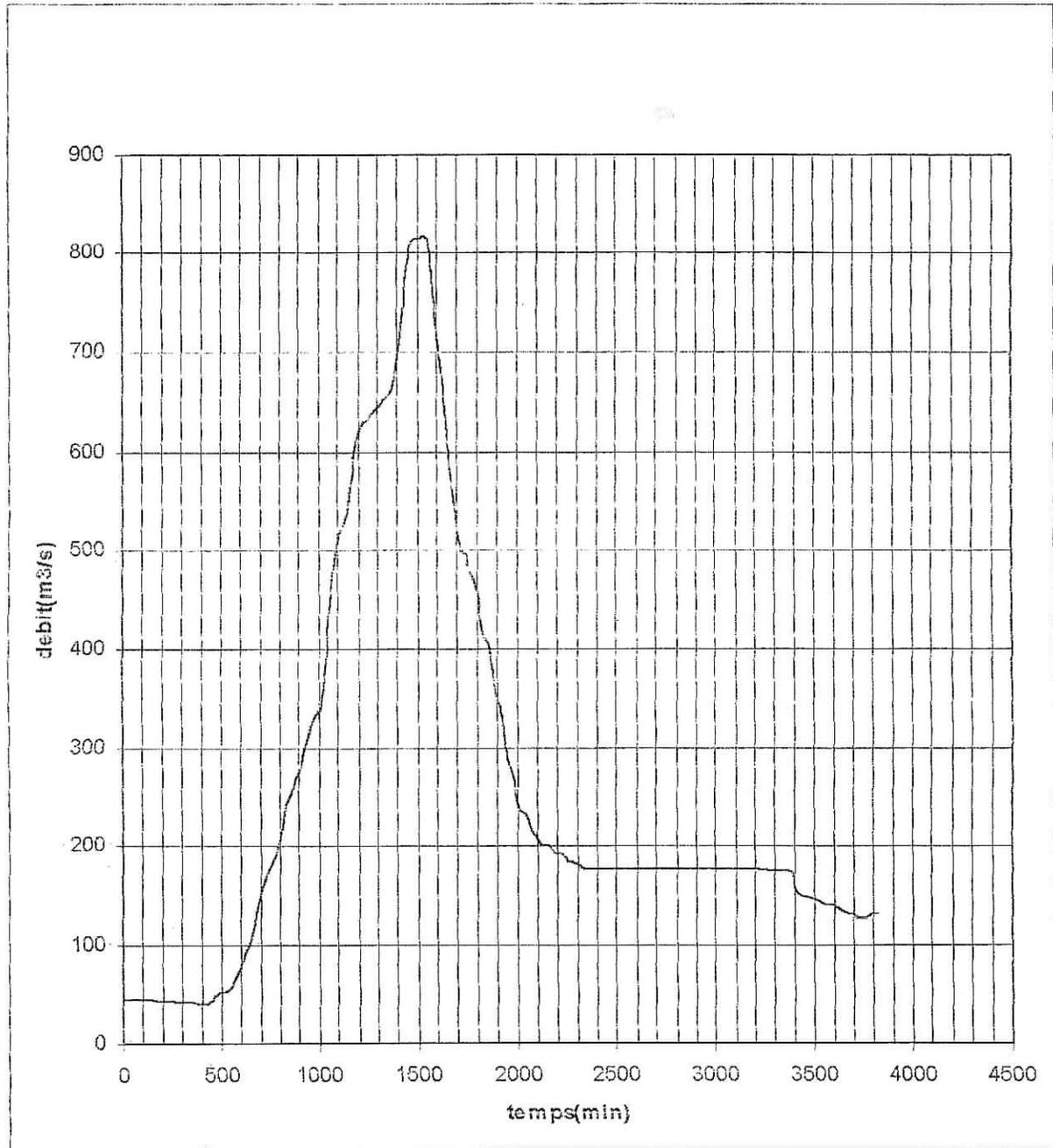


Figure II-4 hydrogramme de crue de 1-2-3 decembre 1969, ($Q_{max} = 815 \text{ m}^3/\text{s}$)

On constate un léger étalement du débit entre 600 et 700 m³/s, L'étalement du débit s'explique sans doute par un aménagement des berges ou du lit du cours d'eau depuis la crue précédente.

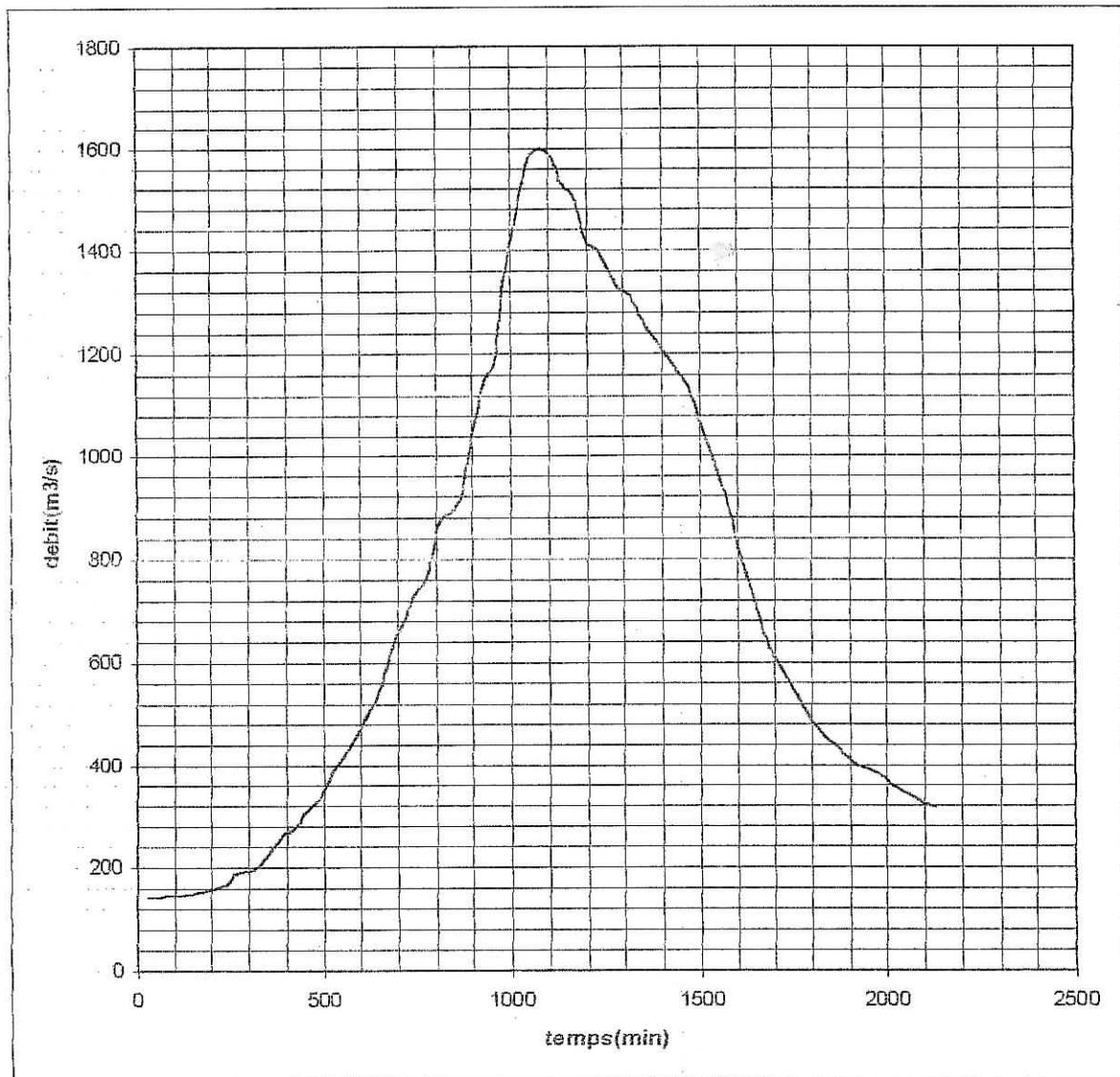
• La crue de 22-23 avril 1970 :

Figure II-5 hydrogramme de crue du 23 avril 1970, ($Q_{max} = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$)

Sur ce graphe, on constate que l'allure de la courbe est quasiment gaussienne, ce qui représente une crue « classique », c'est-à-dire que son étalement dans le temps n'a pas subi de perturbations : la crue a pu donc atteindre son débit maximum et ensuite se dissiper de manière naturelle (Q_{max} n'est pas constant pendant un certain temps, c'est juste un débit de pointe).

Cela s'explique par le fait que les aménagements dans le lit et le long du cours d'eau à cette époque n'étaient pas très importants et de ce fait la crue a pu se propager normalement.

On a voulu montrer à l'aide de ce petit historique sur les quelques crues qui ont le plus marqué la vallée de la Soummam combien il était difficile d'interpréter une crue à l'aide de son simple hydrogramme. Mais cependant, on a pu se rendre compte que presque aucune crue n'est parfaite, que chacune possède sa particularité et ceci rendant son interprétation encore plus délicate.

Ainsi, se confirme l'importance de posséder le maximum d'informations sur une crue (courbe de hauteur et de débit en fonction du temps, témoignages de la population, etc.) afin de pouvoir l'interpréter le mieux possible, puisqu'elle est la plus représentative et possède le débit max enregistré. C'est en partie pour cela que nous avons choisi la crue des 11-12 et 13 décembre 1967 comme crue de référence pour notre étude car, non seulement elle servira de référence pour caler le modèle Pluie-Débit, mais c'est aussi elle qui est encore la plus présente dans les mémoires.

II-4. Genèse de la crue du 12 décembre 67 :

Tout d'abord, on peut remarquer que cette crue est une simple crue d'averse, dans le sens où elle ne fait pas intervenir de phénomènes liés à la fonte des neiges ou des glaciers. Autrement dit, c'est une crue qui a transformée, tout ou en partie, la pluie qui est tombée sur le bassin versant de la Soummam durant l'épisode pluvieux de l'hiver, en débit dans le cours d'eau.

Cette crue s'est formée suite à plusieurs événements pluvieux avant le mois de décembre. Les premiers, pas très importants, n'ont pas causé de significatives hausses de débits sur la Soummam. Le dernier qui s'est produit dans la fin du mois de novembre jusqu'au début du mois de décembre, est beaucoup plus marqué (avec un maximum de débit de 1090 m³/s dans la nuit de 29 novembre, et arrivant sur le bassin versant, a fait considérablement augmenter le débit du cours d'eau et crée de nombreuses inondations sur la partie aval du bassin versant).

I-5. Données disponibles :

L'analyse d'une crue en vue de la réalisation d'un ouvrage hydraulique à grande échelle nécessite une longue série de relevés des débits transitant au droit de l'ouvrage. Bien souvent les séries de débits disponibles sont beaucoup plus restreintes que les séries de précipitations. On est alors conduit à faire une analyse détaillée des averses et de leur intensité maximum pour une bonne étude de la crue.

Pour l'étude considérée, on dispose des relevées de la crue de décembre 1967 prises à la station hydrométrique de Sidi-Aich, les données sont présentées dans les tableaux (II-1, II-2, II-3, II-4, II-5) .

II-5.1. Bref aperçu de la station de Sidi Aich :

Les observations hydrométriques à la station de Sidi Aich ont débuté en septembre 1953.

Pour différentes périodes, les observations ont été effectuées dans deux sites.

Le premier site de la station où des observations ont été effectuées de 1953 à 1957 était situé à environ 1,5 Km en amont de la ville de Sidi Aich. Durant cette période la station était équipée par :

- Un déversoir en béton
- Une échelle à la rive gauche de l'oued.
- Un limnigraphe. Téléphérique.

En novembre 1957, à la suite de la grande crue, l'équipement de cette station a été endommagé. Pour cette raison la station a été déplacée, et à partir de novembre 1957 les observations ont été effectuées au niveau du pont en fer situé à l'entrée de la ville de Sidi Aich et se poursuivent à cette station jusqu'à l'heure actuelle.

De 1957 à 1961 les observations des hauteurs d'eau ont été effectuées à partir du pont. Au mois de juin 1961 approximativement on a procédé à l'implantation d'un limnimètre permanent et un limnigraphe à environ 10-15 m à l'aval du pont sur la rive droite.

Un peu plus tard un téléphérique a été installé à environ 800 - 1000 m à l'amont du pont. Ces installations ont été conservées jusqu'au 1994, date de l'arrêt de fonctionnement de la station .

Tableau II-1. Crue du : 11/12/1967, pas de temps : 60 min, npt : 18 (nombre de points)

temps (heures)	temps (min)	débit (m ³ /s)
0	0	22.200
1	60	22.200
2	120	21.500
3	180	21.500
4	240	20.920
5	300	20.920
6	360	20.340
7	420	20.340
8	480	19.760
9	540	20.340
10	600	20.920
11	660	21.500
12	720	27.800
13	780	28.500
14	840	33.750
15	900	51.300
16	960	65.100
17	1020	123.000
18	vide	vide
19	vide	vide
20	vide	vide
21	vide	vide
22	vide	vide
23	vide	vide
24	vide	vide

Tableau II-2. Crue du : 12/12/1967, pas de temps : 120 min, npt : 12 (nombre de points)

temps (heures)	temps (min)	débit (m ³ /s)
0	0	146.000
2	120	380.000
4	240	545.000
6	360	512.000
8	480	710.000
10	600	1230.000
12	720	1850.000
14	840	2450.000
16	960	2700.000
18	1080	2530.000
20	1200	2120.000
22	1320	1750.000

Tableau II-3 crue du : 13/12/1967 pas de temps : 120, npt : 12 (nombre de points)

temps (heures)	temps (min)	débit (m ³ /s)
0	0	1310.000
2	120	1010.000
4	240	690.000
6	360	545.000
8	480	485.000
10	600	440.000
12	720	404.000
14	840	350.000
16	960	305.000
18	1080	276.500
20	1200	241.400
22	1320	215.200

Tableau II-4 crue du : 14/12/1967, pas de temps : 120 min, npt : 11 (nombre de points)

temps (heures)	temps (min)	débit (m ³ /s)
0	0	196.2
2	120	180.7
4	240	168.1
6	360	154
8	480	146
10	600	140
12	720	136
14	840	127
16	960	127
18	1080	123.6
20	1200	115.1
22	1320	vide

Tableau II-5, Crue du : 15/12/1967, pas de temps : 120 min, npt : 12 (nombre de points)

temps (heures)	temps (min)	débit (m ³ /s)
0	0	110
2	120	102
4	240	98.9
6	360	97.2
8	480	97.2
10	600	91.2
12	720	87
14	840	87
16	960	85
18	1080	82
20	1200	80
22	1320	78

II-6. Obtention de la courbe des débits (hydrogramme de crue) :

II-6.1 définition d'un hydrogramme :

Les graphiques donnant l'élévation du niveau d'eau, le débit, la vitesse de l'écoulement ou d'autres propriétés de l'écoulement en fonction du temps s'appellent l'hydrographe. L'hydrographe du débit s'appelle l'hydrogramme

Un hydrogramme est le portrait des caractéristiques physiographiques et climatiques qui gouvernent les relations entre les précipitations et les débits dans un bassin particulier.

II-6.2. Forme générale d'un hydrogramme :

Un hydrogramme est composé de trois parties essentielles figure (II-6):

- Courbe de montée dite de concentration :
- Pointe de l'hydrogramme.
- Courbe de décrue.

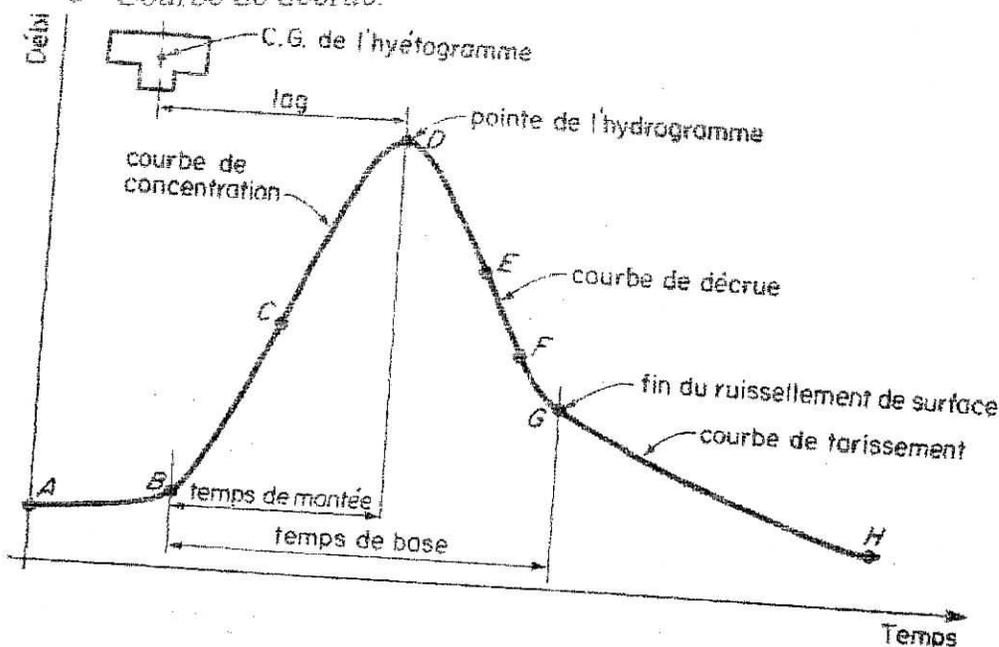


Figure II-6 différentes composantes de l'hydrogramme

On peut définir d'autres éléments caractéristiques de l'hydrogramme tel que :

- le segment d'approche (A-B) :
- courbe de tarissement : c'est la partie qui figure sur l'hydrogramme correspondant à la décroissance du débit dans un temps assez long (G-H)

A l'aide de la cette figure, on peut également définir certain paramètres de temps :

- Temps de montée (T_m) : c'est le temps écoulé entre le point du début de la montée B et la pointe de l'hydrogramme D.
- Temps de base (T_b) : c'est le temps écoulé entre le point de montée B et le point de la fin de ruissellement de surface G.

II-6.3. – hydrogramme de la crue du 12 décembre 1967 :

D'après les données de l'ANRH, on a tracé l'hydrogramme de la crue de 12 décembre 1967 figure II-7

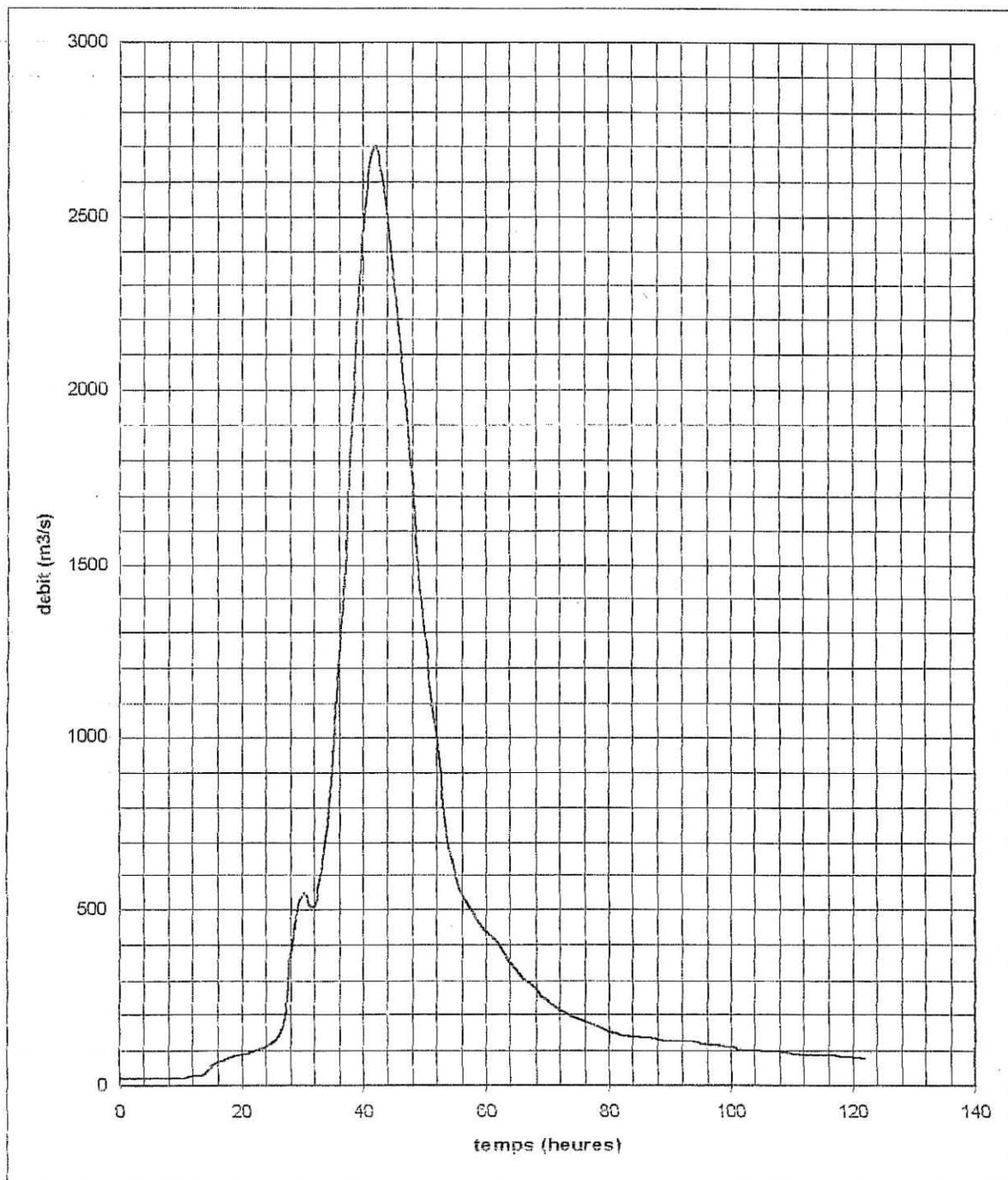


Figure II-7. Hydrogramme de crue de 11.12.13. décembre 1967

Comme le montre la courbe, l'hydrogramme se présente comme un hydrogramme simple, il contient une seule pointe avec un débit max de 2700 m³/s observé le 12 décembre 1967 à 16 heures. Il est considéré comme un débit relativement grand par rapport aux débits de crue précédents

II-6.4. Analyse de l'hydrogramme de la crue de décembre 1967

Un des problèmes qui s'est posé lors de l'étude de la crue de décembre 1967 à Sidi-Aïch est lié à la validité des données. En effet, il est possible que tout le débit ne soit pas passé par la cours d'eau mais qu'une partie soit passée par la rive gauche. On cherchera donc dans cette partie une courbe des débits la plus proche de la réalité sachant que de nombreuses hypothèses doivent être faites pour y arriver.

II-6.4.1. Explication du problème

On suppose tout d'abord que lors d'une crue, les courbes horaires du débit et de la hauteur ont généralement une forme Gaussienne autour du point culminant comme le montre la figure II- 8:

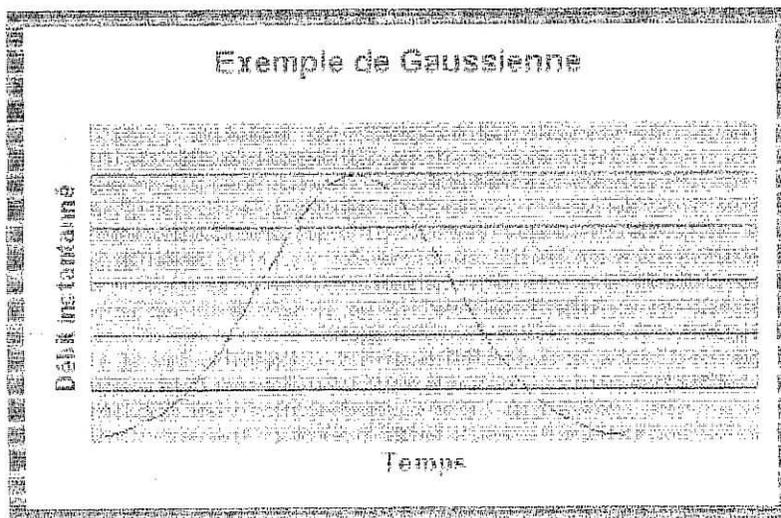


Figure II-8 exemples d'un hydrogramme de forme Gaussienne

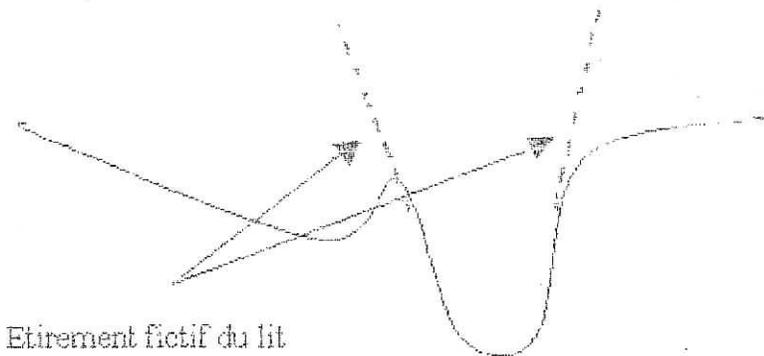
Le problème pour les données répertoriées est que la courbe des débits en fonction du temps contient une petite perturbation juste au début de la première phase de la montée après 20 heures du début de l'averse, ceci peut avoir plusieurs explications :

II-6.4.2. hypothèses explicatives de l'hydrogramme

On remarque que notre hydrogramme a subi une perturbation au début de la montée, cela peut être expliquée par plusieurs hypothèses.

Une des hypothèses d'écoulement utilise un débit extrapolé. Dans ce cas, la

hauteur instantanée est extrapolée en supposant que la hauteur suit une loi gaussienne et en prolongeant le lit de la rivière fictivement pour expliquer la perturbation:



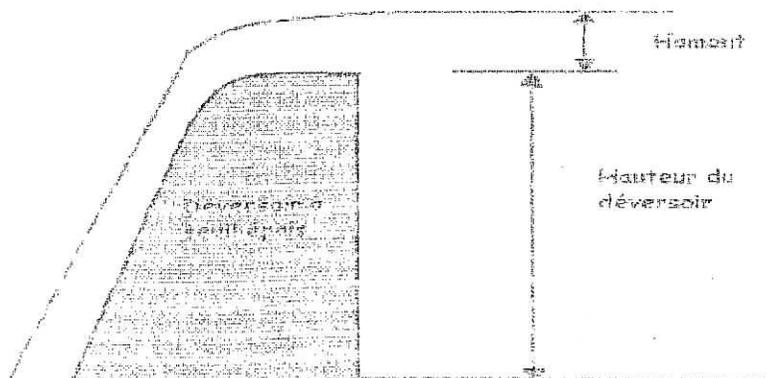
On aura alors une extrapolation de la hauteur qui donne un maximum plus grand que le précédent

On obtient donc une hauteur maximale, et en considérant alors la courbe de tarage, on obtient le débit maximum. Celui si nous conduit à éviter la perturbation.

Une autre hypothèse pourra être faite, celle qui favorise un débit secondaire, on estime alors que la route située sur la rive gauche de l'oued a servi de seuil. Dès lors, on peut appliquer la formule du débit pour déversoir à seuil épais:

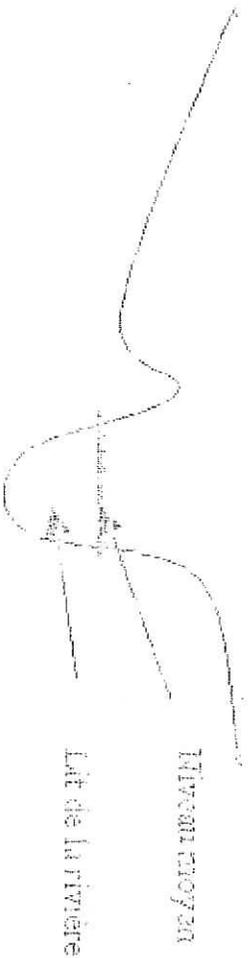
$$Q = \mu L H \sqrt{2gH}$$

En prenant comme notation:



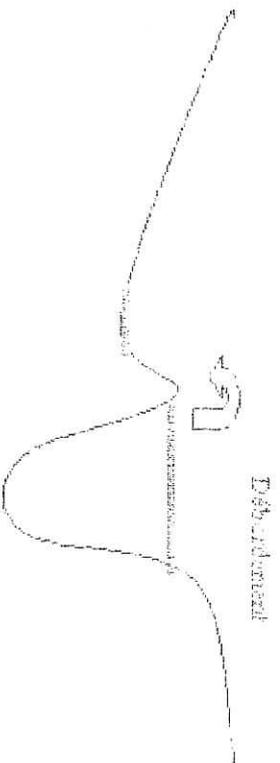
2. Plusieurs configurations sont possibles :

- La première suppose un étallement de l'eau par débordement sur une surface suffisante pour ne faire varier la hauteur d'eau que très peu. Ce type d'écoulement est possible pour une topologie des lieux du type :

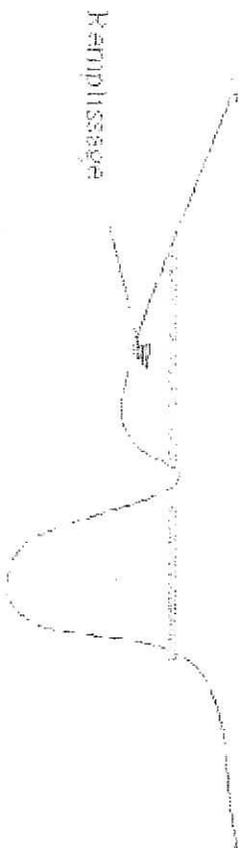


Dès lors, lorsque le niveau monte, on a :

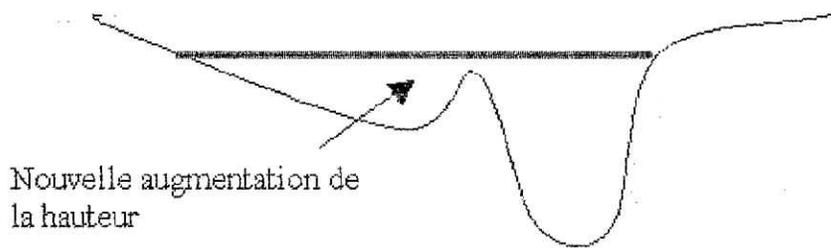
Début de l'étape 2 :



Fin de l'étape 2 :



Début de l'étape 3:



Cette explication amène à supposer que tout le débit est finalement passé par la station de jaugeage mais en partie à retardement avec la vidange de la cuvette

- La **deuxième** solution peut se présenter sous le même schéma avec un exutoire pour la deuxième poche qui amènerait à un débit secondaire.

Pour le débit, il suffit donc de superposer à la courbe des débit obtenus pour le module du débit supposé être passé au dessus de la route

- La **troisième** solution consiste à supposer que la courbe de hauteur est erronée et à prendre une courbe de hauteur du plus pratique

Et Pour obtenir le débit, il est nécessaire d'avoir une courbe de tarage pour des hauteurs importantes. En se basant sur le lit fictif décrit plus haut

- Enfin, **quatrième** explication possible, la présence d'une double crue qui aurait amené le pic secondaire. La relative descente de débit serait alors expliquée par une décroissance de la pluviométrie entre les deux événements.

Conclusion

Il est à noter que la topologie des lieux est en parfaite adéquation avec le principe de débordement constituant la base de ce cas. De plus, la présence d'une route peut amener à éviter un contournement total de la rivière et donc un débit secondaire. De plus, la vidange de la zone inondée pourrait expliquer la forme de l'hydrogramme, on aurait un volume d'eau amené directement par la rivière et un autre volume, qui aurait dans ce cas un rôle de soutien de débit et qui serait amené par la zone inondée.

II-7. Séparation des différentes composantes de l'hydrogramme (écoulements) :

Une des premières opérations à réaliser dans l'analyse hydrographique est de séparer, dans l'hydrogramme enregistré, les différentes composantes de ce dernier.

La séparation des diverses composantes de l'hydrogramme ne peut être qu'approximative car il n'existe pas de méthodes expérimentales simples permettant d'identifier l'origine et les trajets antérieurs des débits qui arrivent à l'exutoire.

En réalité, les eaux provenant des précipitations et de la fonte des neiges atteignent le lit du cours d'eau par quatre voies différentes :

- ✓ Ecoulement de ruissellement direct, ou écoulement de surface
- ✓ Ecoulement hypodermique
- ✓ Précipitations reçues directement sur la surface d'eau libre du bassin versant
- ✓ Écoulements souterrains

En fait, on peut considérer que les trois premières voies d'écoulement sont incluses dans l'écoulement de surface, tandis que le quatrième type est clairement distinct des autres.

II-7.1. méthode simplifiée :

Cette méthode consiste à tracer une droite parallèle à l'axe du temps, et passant par le point de commencement de la montée A, cette droite recoupe l'hydrogramme au point A' et le temps de base est défini par AA'. Comme le montre la (figure II-9) :

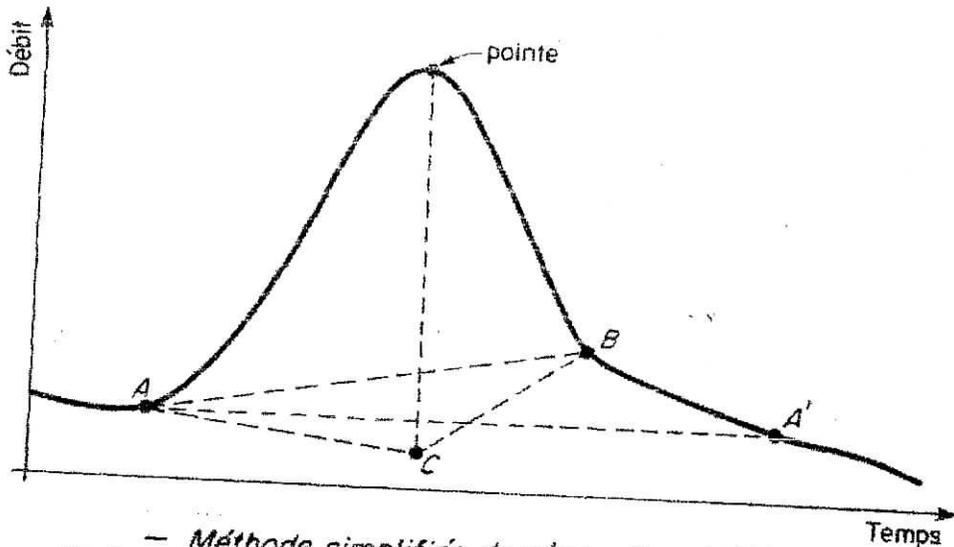


Figure II-9 — Méthode simplifiée de séparation de l'écoulement de base

Cette méthode donne en générale un temps de base assez grand

II-7.2. méthode approchée :

Cette méthode consiste à tracer l'hydrogramme observé sur une échelle semi-logarithmique.

À partir de ce tracé on fait la séparation des écoulements comme le montre la figure II-10 :

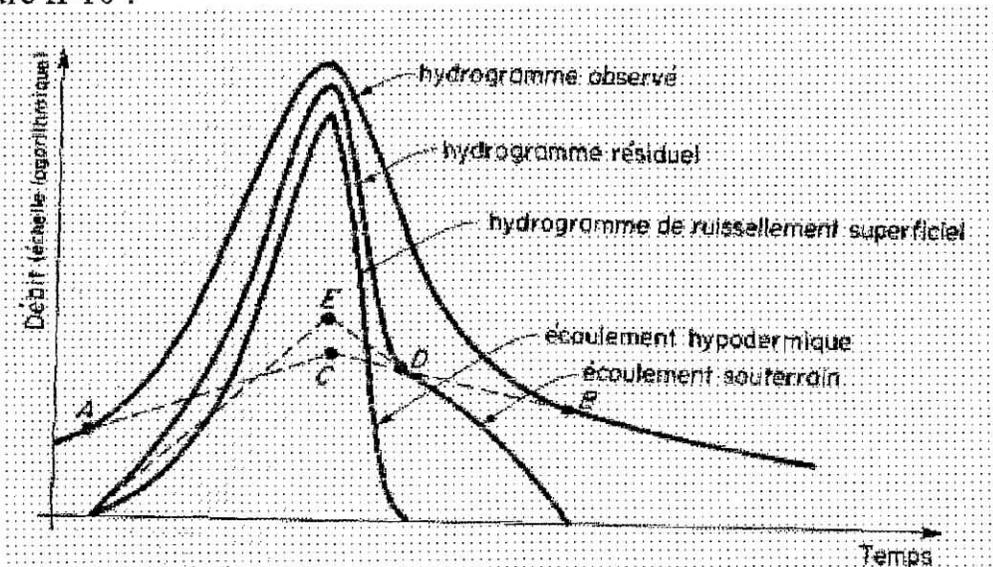


Figure II-10 — Méthode approchée de séparation des écoulements

II-7.2.1. L'écoulement souterrain et son hydrogramme

L'écoulement souterrain contribue au comportement hydrologique des rivières. Il a des effets qui ressemblent à ceux de l'écoulement hypodermique, en plus prononcé. Cela dépend des conditions géologiques du bassin, en particulier de la lithologie (présence de calcaires perméables ou non, disposition tectonique, etc.). Cet écoulement se dirige habituellement vers la nappe phréatique. Un cours d'eau peut être affluent s'il alimente la nappe ou drainant quand il est alimenté par la nappe, comme le montre la figure II-11.

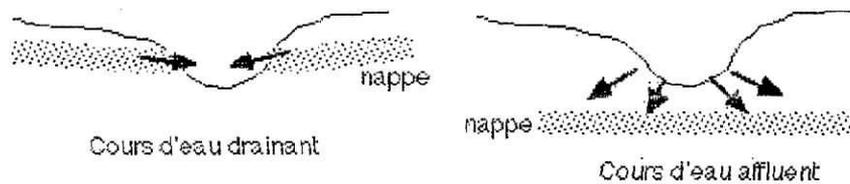


Figure II-11. : Situations drainantes et affluentes vis à vis de la nappe

Une fois l'hydrogramme tracé, on observe clairement les points de séparation des écoulements déjà illustrés, et à partir de deux points de montée et de fin de ruissellement de surface. On trace des droites tangentes qui se croisent en un point C qui est situé sur la verticale passant par le point de débit max. L'aire sous la courbe ACB représente ainsi l'écoulement souterrain. Les résultats sont présentés sur la figure II-12.

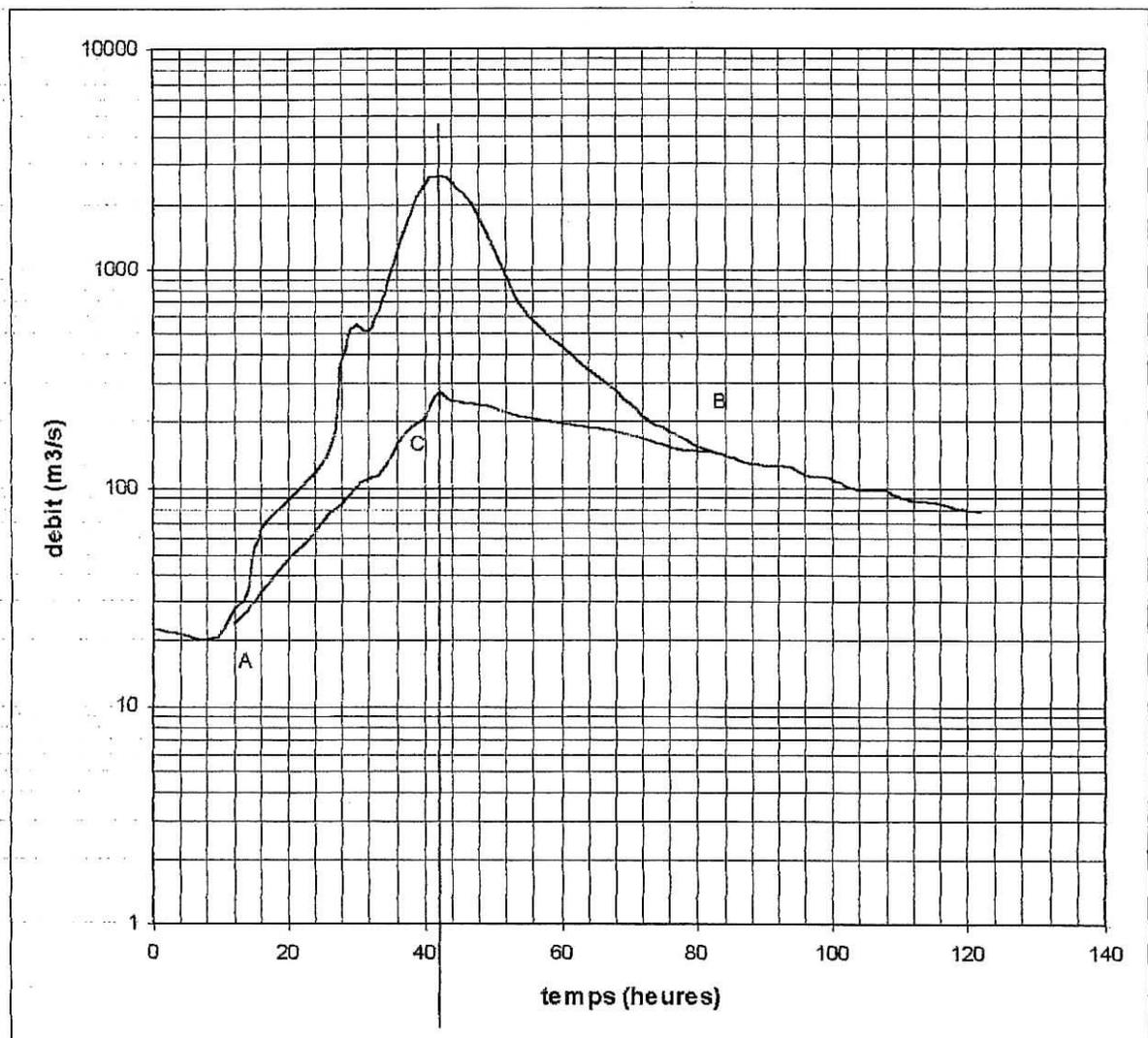


Figure II-12 hydrogramme d'écoulement souterrain

Une fois cette droite tracée, on passe à la phase de soustraction des deux courbes (courbe d'écoulement souterrain de celle de l'écoulement bruts), pour obtenir la courbe de l'écoulement (direct + hypodermique).

Le résultat de cette étape est dans la figure II-13.1 et II-13.2.

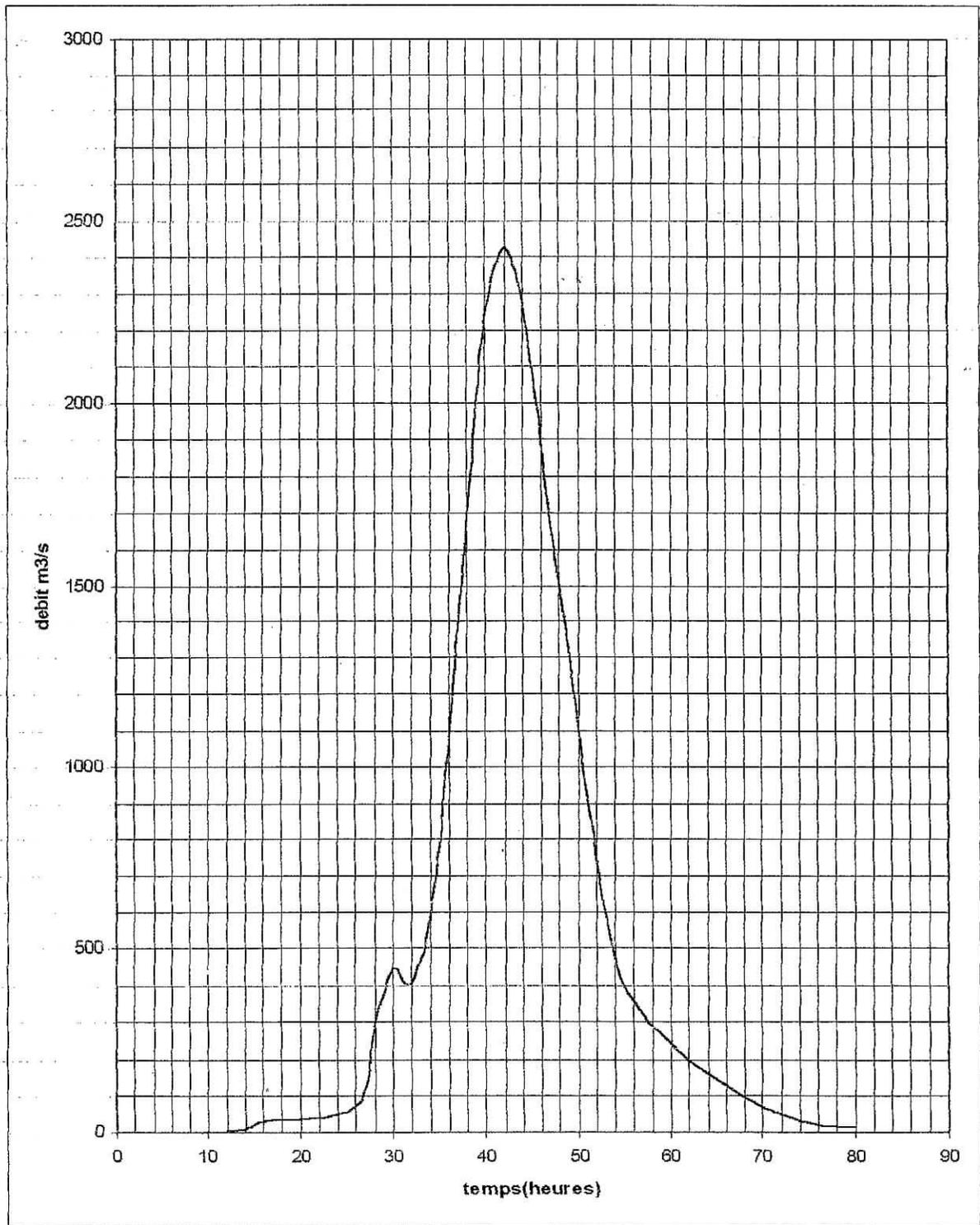


Figure II-13.1 Hydrogramme en coordonnées brute de l'écoulement direct + hypodermique

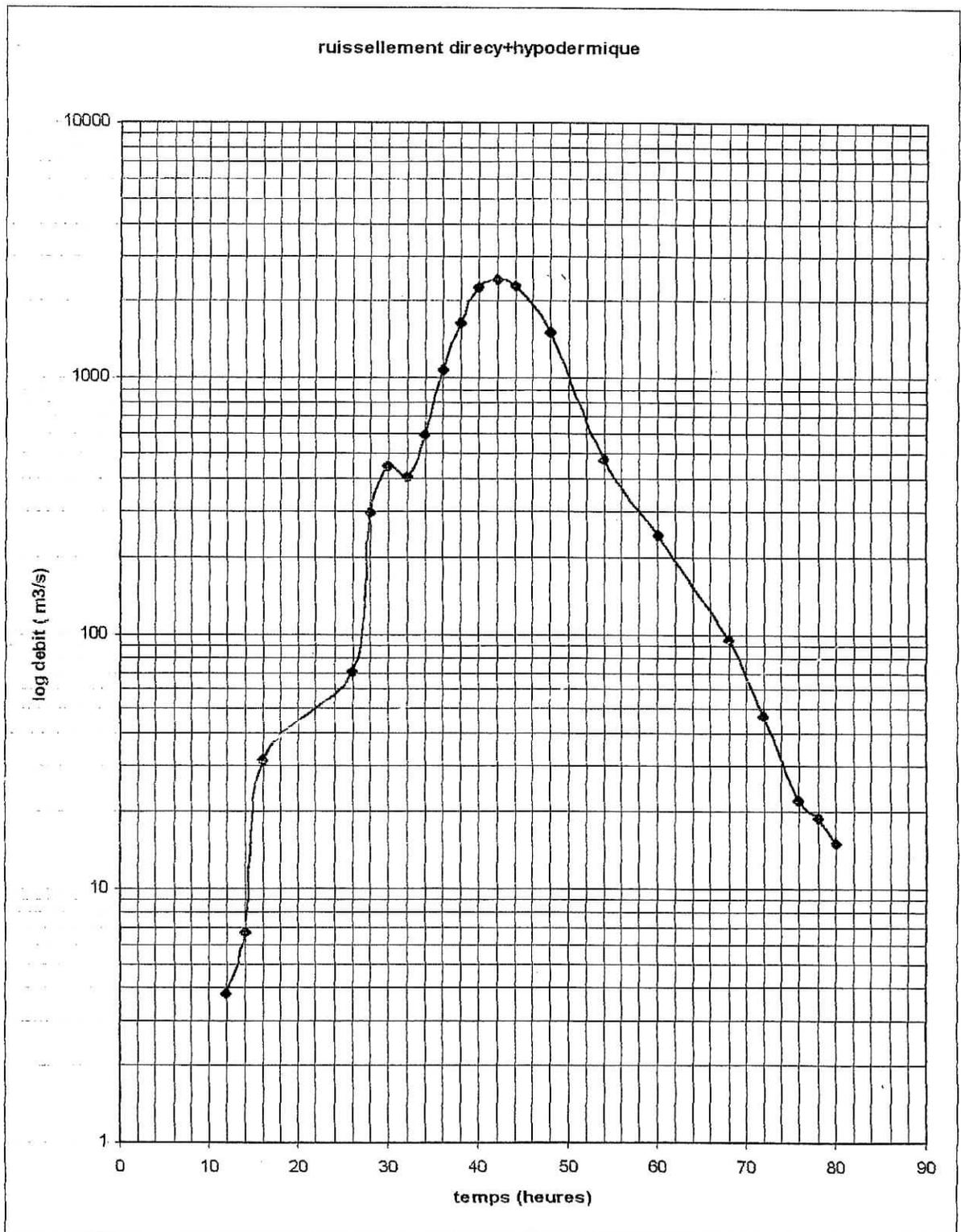


FIGURE II-13.2 Hydrogramme en coordonnes logarithmiques de l'écoulement directe +hypodermique

II-7.2.2. L'écoulement hypodermique et son hydrogramme :

Cet écoulement se produit quand il y a infiltration peu profonde de l'eau dans le sol et que cette eau suit la pente à l'intérieur des profils de sol.

La détermination de l'hydrogramme qui représente cet écoulement se fait de la même façon que pour la détermination d'hydrogramme d'écoulement souterrain, mais cette fois ci on a affaire à l'hydrogramme d'écoulement (direct+hypodermique)

L'hydrogramme d'écoulement hypodermique est représenté dans la figure II-14.

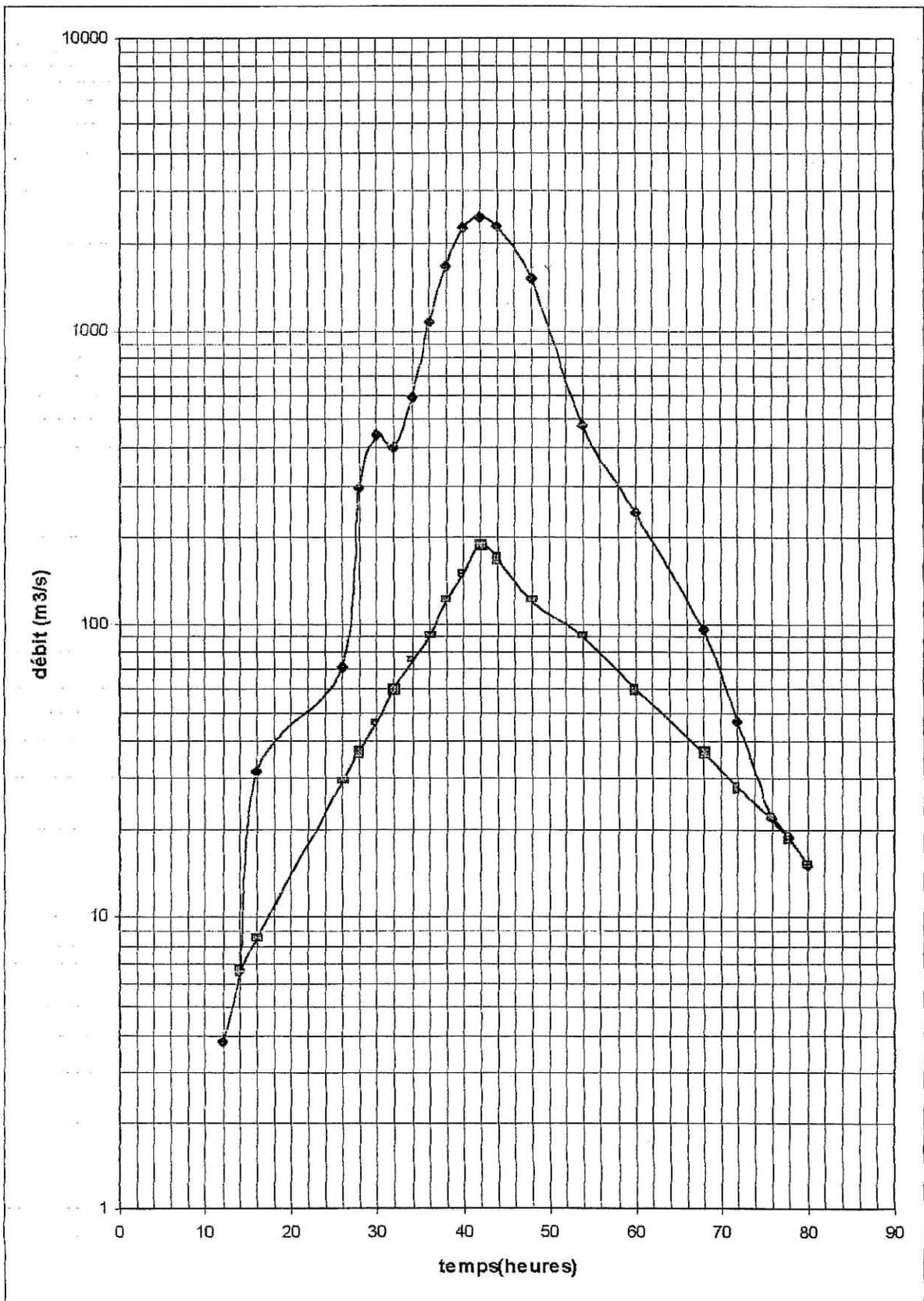


Figure II-14 ydrogramme d'écoulement hypodermique

II-7.2.3. hydrogramme d'écoulement direct :

Les cours d'eau et les lacs reçoivent directement une partie des précipitations, qui sont donc comptabilisées dans le ruissellement. Le pourcentage de surface en eau libre est variable selon le milieu.

Ainsi, de la même façon que la précédente, pour déterminer l'hydrogramme d'écoulement direct, et cela se fait par la soustraction de la courbe d'écoulement résiduel (direct + hypodermique), la courbe d'écoulement hypodermique , Comme le montre la figure II-15.1 .2.

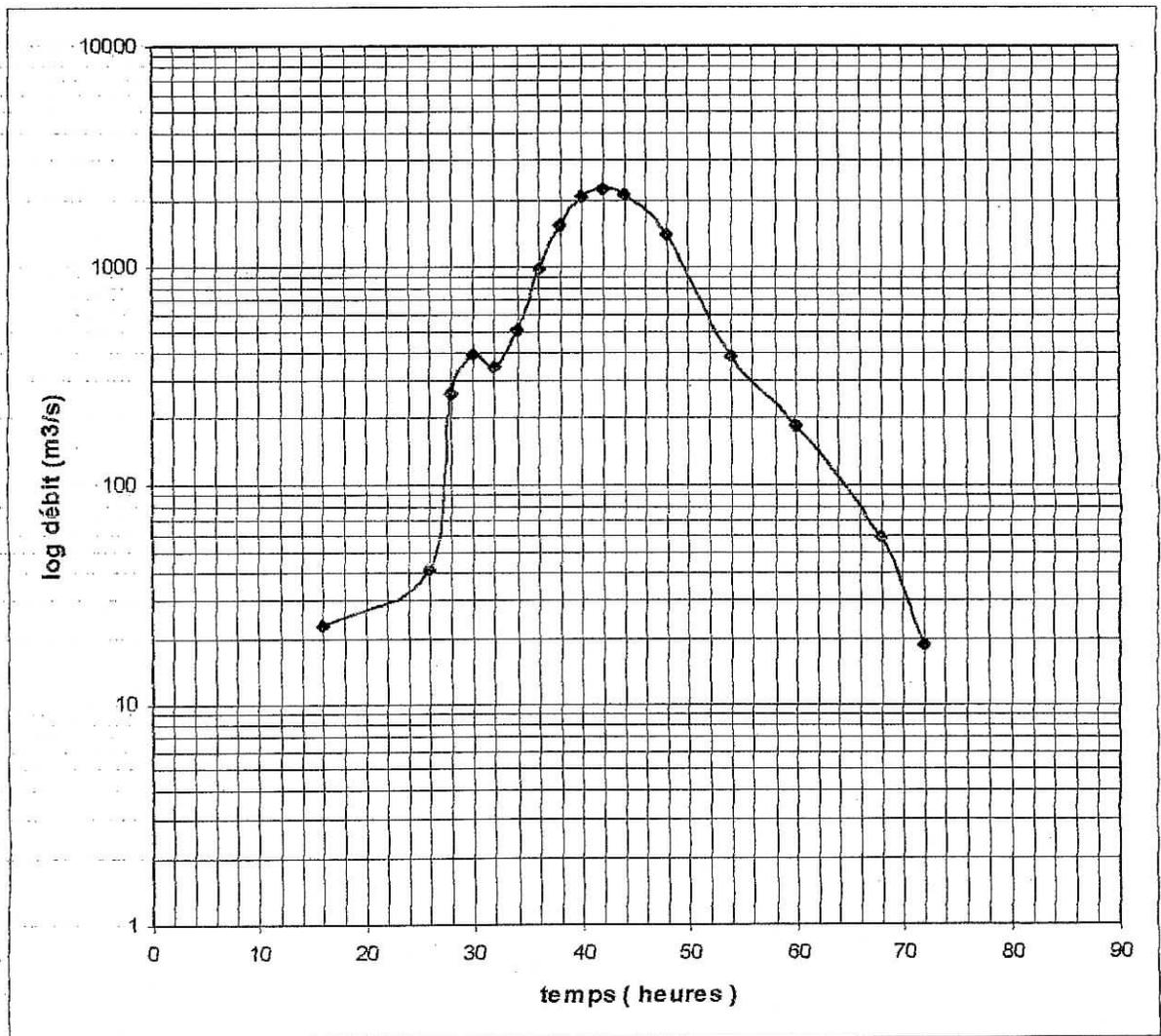


Figure II-15.1. Hydrogramme d'écoulement direct, en coordonnées logarithmique

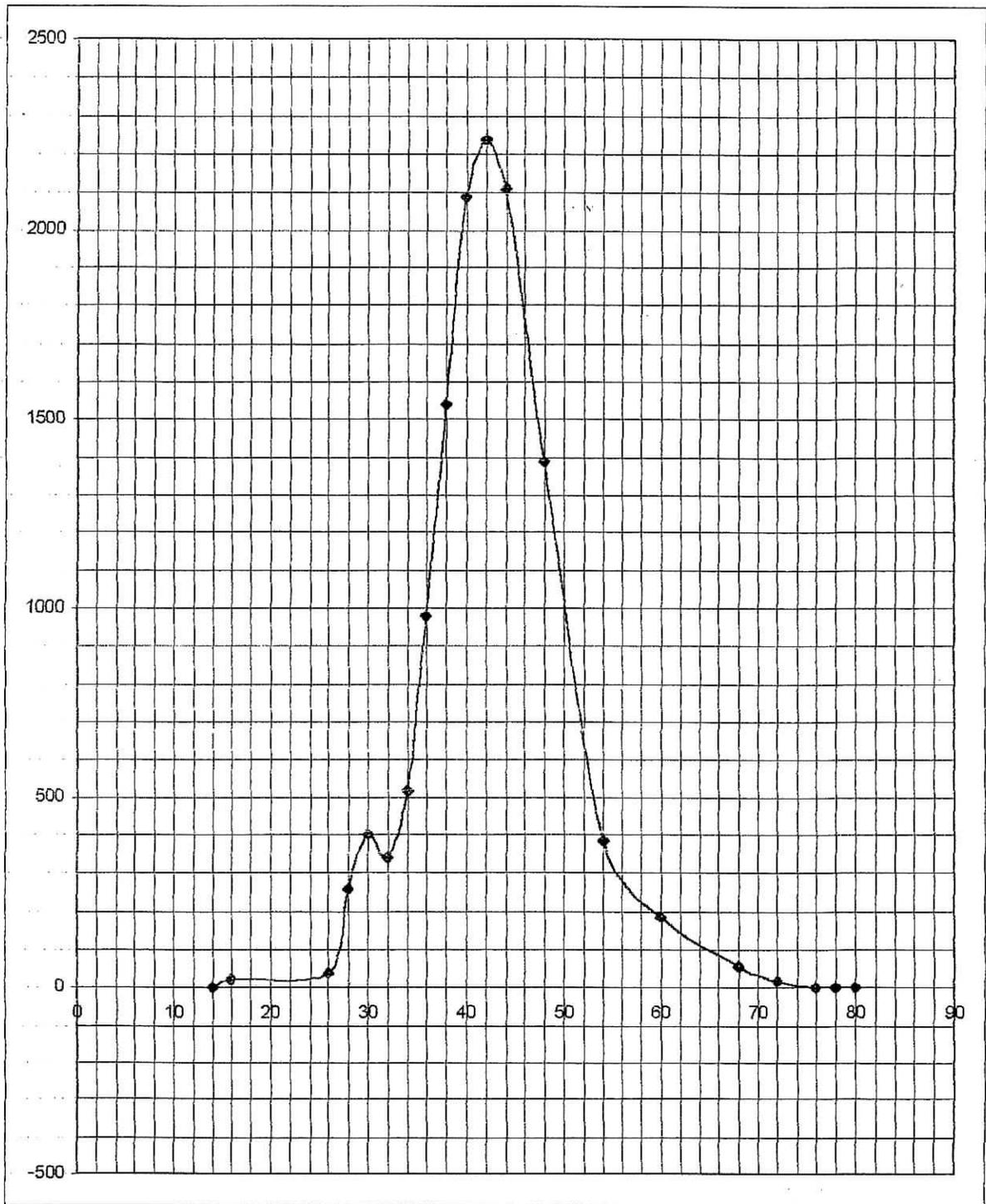


Figure II-15.2 Hydrogramme Écoulement direct, en coordonnées brutes

II-8. Calcul des différents volumes des écoulements :

1) **volume de l'hydrogramme totale** : ce volume doit être calculé en intégrant la formule empirique la plus simple donnant le débit tel que :

$$Q = dV / dt$$

Soit

$$dV = Q \times dt$$

En appliquant cette loi sur les valeurs des débits bruts pour chaque jour et en tenant compte des valeurs manquantes, on a obtenu un volume totale de :

$$V_c = 193.2 \text{ Million m}^3$$

Remarque :

Il est important de signaler que ce volume est approximatif car les enregistrements de la crue ne sont pas faits du début à la fin de la crue.

Donc ce volume est sûrement le minimum qu'on peut trouver.

Par conséquent, tous les volumes qui seront calculés par la suite auront la même précision.

2) volume de l'hydrogramme d'écoulement direct :

Ce volume est obtenu en intégrant la courbe de ruissellement superficiel déterminée précédemment :

On aura :

$$V_d = 73.9 \text{ million de m}^3$$

II-9. Calcul du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement ou coefficient d'écoulement exprime le rapport entre le volume d'eau écoulé (ruisselée) et le volume d'eau reçu pendant le même intervalle de temps. Il varie selon la pente, le type de sol, la couverture du

sol et l'humidité antécédente.

$$Cr = Vt / Vr$$

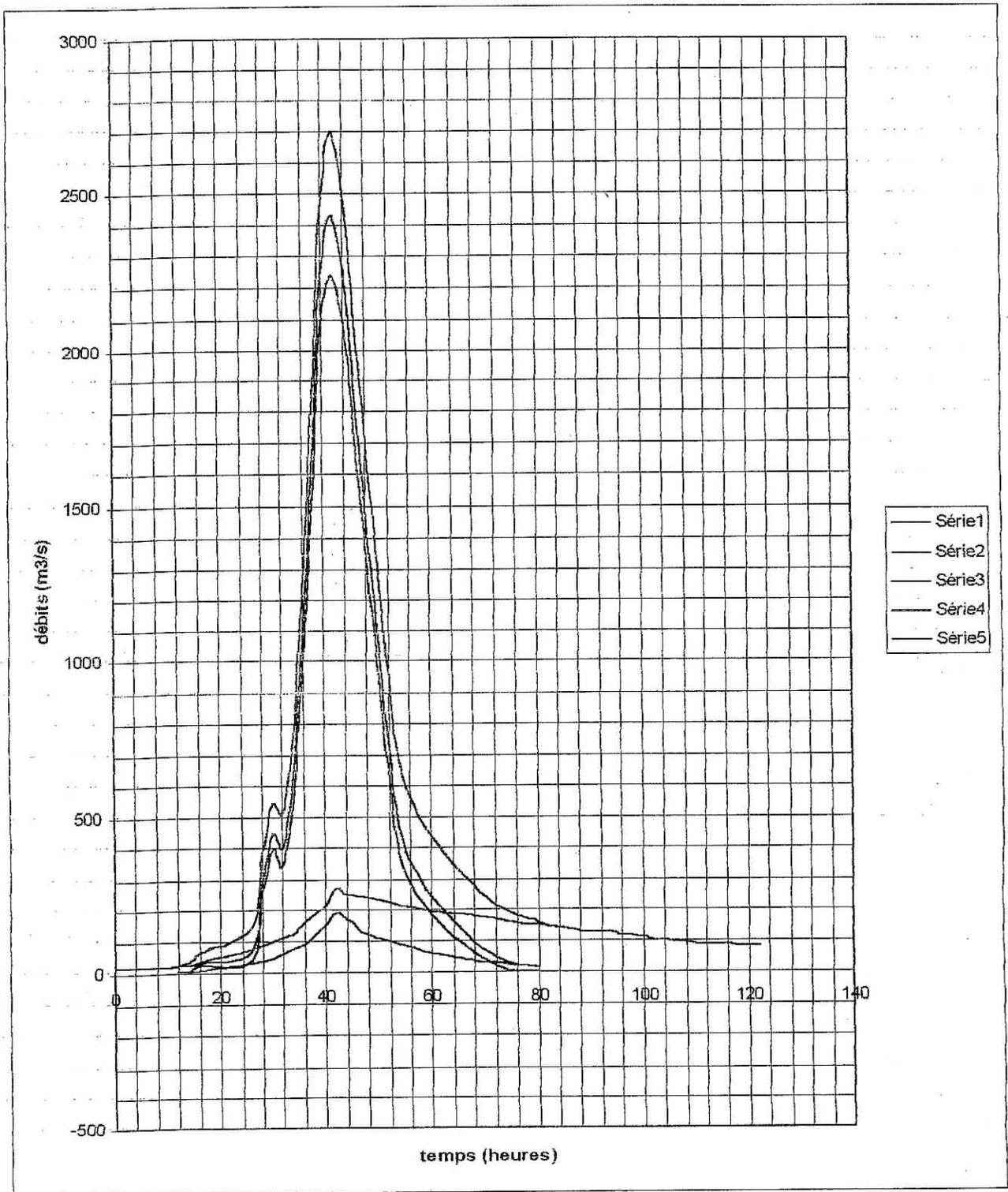
D'où : $Cr = 0.39$

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes étapes sont illustrées dans le tableau suivant II-6 et figure II.14 :

Tableau II-6. Différentes valeurs trouvées pour les étapes de calcul

Jour de décembre	temps (heures)	débit brut (m3/s)	Débit souterrain (m3/s)	Débit direct +epo thermique (m3/s)	Débit epo thermique (m3/s)	Débit direct (m3/s)
11	0	22,2				
11	2	21,5				
11	4	20,92				
11	6	20,34				
11	8	19,76				
11	10	20,92	20,92			
11	12	27,8	24	3,8		
11	14	33,75	27,1	6,65	6,65	0
11	16	65,1	33,5	31,6	8,5	23,1
12	26	146	75	71	29	42
12	28	380	85	295	37	258
12	30	545	100	445	46	399
12	32	512	110	402	60	342
12	34	710	120	590	75	515
12	36	1230	160	1070	90	980
12	38	1850	190	1660	120	1540
12	40	2450	210	2240	150	2090

12	42	2700	270	2430	190	2240
12	44	2530	250	2280	170	2110
13	48	1750	240	1510	120	1390
13	54	690	215	475	90	385
13	60	440	196	244	60	184
13	68	276,5	180,7	95,8	37	58,8
14	72	215	168,1	46,9	28	18,9
14	76	180,7	154	22	22	0
14	78	168,1	150	19	19	0
14	80	154	148	15	15	0
14	82	146	146			
14	84	140	140			
14	86	136	136			
14	90	127	127			
14	92	127	127			
14	94	123,6	123,6			
15	96	115,1	115,1			
15	100	110	110			
15	102	102	102			
15	104	98,8	98,8			
15	106	97,2	97,2			
15	108	97,2	97,2			
15	110	91,2	91,2			
15	112	87	87			
15	114	87	87			
15	116	85	85			
15	118	82	82			
15	120	80	80			
15	122	78	78			



FigureII-16. Représentation des différents hydrogrammes trouvés

II-10. Volume d'eau à stocker

On cherche ici le volume d'eau à stocker pour éviter la crue à la Soummam. Pour cela, on suppose plusieurs valeurs maximales de la hauteur qui ne doit pas être dépassé. On intègre alors le débit sur la période où la hauteur d'eau est supérieur à ces valeurs pour trouver le volume d'eau à stocker. L'intégration sera faite par la méthode des rectangles

Sur la courbe de tarage donnant le débit en fonction de la hauteur d'eau. On tire le débit qui correspond à la hauteur limité, et on le représente sur l'hydrogramme de crue pour déterminer le volume à stocker.

Les résultats des différents paramètres sont résumés dans le tableau II-7 :

Tableau II-7. Valeurs des volumes à stocker des différentes hauteurs

Hauteurs d'eau (m)	Section du cour d'eau (m ²)	Débit (m ³ /s)	Volume a stocké Million. m ³
4	200	700	78
5	250	1100	52
6	350	1540	29
7	430	2030	12
7.5	447	2270	6
8	570	2730	0

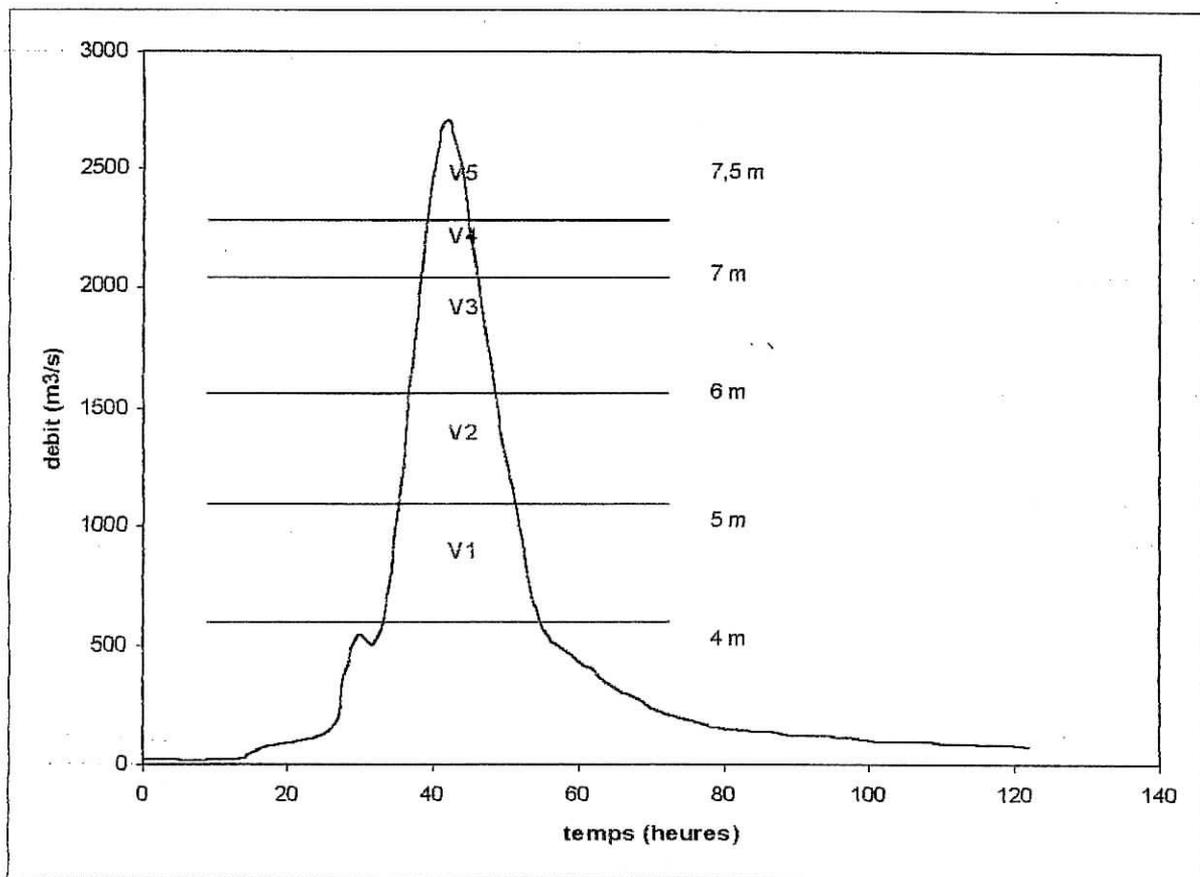


Figure II-17. Différents volumes à stocker pour différentes hauteurs

Remarques :

- les résultats obtenus pour les volumes d'eau à stocker sont des résultats pour un non débordement du cours d'eau.
- le critère choisit pour le calcul de ce volume est totalement arbitraire, d'autre critères auraient pu être choisis comme " Hmax de maison" (hauteur correspondant approximativement à l'abaissement de la hauteur d'eau qu'il faut pour ne pas inonder les maisons).

II-11. Répartition des débits :

Il s'agit en fait de déterminer les débits qui sont passés aux différents exutoires des différents sous bassins versants afin d'avoir une idée de l'évolution de la crue au cours du temps. Pour cela on utilise, une formule empirique qui lie deux débits d'un même cours d'eau d'un bassin versant en fonction de l'aire drainée par le cours d'eau aux exutoires considérés, et qui s'exprime de la manière suivante :

$$\frac{Q_A}{Q_B} = \frac{S_{sbA}}{S_{sbB}}$$

Cette formule, certes empirique, donne de bons résultats en période de crue et pour des points A et B relativement proches. Le tableau II-8 montre le découpage en sous bassins du bassin versant de la Soummam

Le calcul est fait par rapport aux bassins versants total avec une surface de 9125 Km², et un débit max =2700 m³/s

Tableau II-8 découpage en sous bassin versant de la Soummam

N° du sous bassin	Nom de l'oued	Surface (Km ²)	Débit (m ³ /s)
15-01	Ed-Dous	903	267.189
15-02	Ziane	1012	299.441
15-03	Sahel amont	430	127.232
15-04	Azerou	1048	310.093
15-05	Sahel aval	362	107.112
15-06	Bou Sellam amont	1785	528.164
15-07	Bou Sellam moyen	1234	365.128
15-08	El Main	930	275.178
15-09	Bou Sellam aval	360	106.52
15-10	Soummam	1061	313.939

Remarque :

La somme des débits élémentaires pour chaque sous bassin est égale à : 2700 m³/s . Ces résultats étant très parfaits, mais ils sont à prendre avec la plus grande prudence surtout pour les endroits les plus éloignés de Sidi Aich. Ils permettront juste d'avoir un ordre de grandeur des débits qui ont pu passer aux différentes communes de la vallée de la Soummam. La précision de ces résultats varie en gros de 20 à 50 % de la commune la plus proche à la commune la plus éloignée de Sidi Aich.

Cependant, étant donné que cette formule suppose également une répartition uniforme de la pluie sur le bassin versant. On peut essayer de corriger un peu ces résultats en tenant compte du fait que les précipitations ne sont pas uniformes sur le bassin versant, et on aura :

$$\frac{Q_A}{Q_B} = \left[\frac{S_{BVA}}{S_{BVB}} \right] \times \left[\frac{P_{SA}}{P_{SB}} \right]$$

Tel que : P_i : est la pluie spatiale tombée sur le bassin versant i .

Cette formule de correction ne sera pas appliquée suite au manque de données.

- **Caractérisation de la crue**

Certaines valeurs liées à cette crue peuvent être exprimées de façon à peu près sûre. Ce sont :

Paramètres caractéristiques de la crue de décembre 1967 sur le bassin versant de la Soummam	Résultats
Type de crue	simple
Volume de crue	environ 193 millions de m³
Volume ruisselé	environ 73.9 millions de m³
Débit de pointe	2700 m³/s
Temps de concentration	T_c ≈ 27 heures
Coefficient de ruissellement	C ≈ 0.4
Volume d'eau à stocker pour H_{max}=4m	environ 78 millions de m³

Conclusion

On retiendra donc dans cette partie que l'étude d'une crue reste quelque chose d'assez difficile à réaliser. Il est pratiquement impossible de retrouver entièrement le scénario exact de la crue (évolution au cours du temps des débits et des hauteurs aux différents exutoires des bassins versants ou autres). En effet ceci reste impossible par le manque de données que l'on dispose sur le bassin versant. D'une manière générale ce sera toujours le cas sur n'importe quel bassin versant, il n'y aura jamais le nombre de pluviomètres suffisant, les bonnes stations de jaugeage aux bons endroits, etc.

Cependant, dans une étude de crue, on s'attachera à fixer de la façon la plus précise possible deux paramètres importants qui sont le débit de pointe et le volume de la crue. Nous avons également fixé dans cette étude d'autres paramètres qui sont aussi importants pour n'importe quelle modélisation du bassin versant.

CHAPITRE III

Introduction

La prédétermination du débit maximum probable a un intérêt socio-économique évident en raison des effets destructifs de ces cataclysmes hydrologiques, et la nécessité de calculer certains ouvrages de protection dont les dimensions sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue, auquel ces ouvrages doivent faire face. Tel que : les hauteurs de digues, les dimensions d'évacuateurs de crues des barrages, détermination des zones vulnérables aux inondations... etc.

Les crues sont donc considérées comme des risques naturels contre lesquels il faut se protéger par la prévention et la prévision. Pour cela, il existe plusieurs méthodes.

III-1. La méthode de l'hydrogramme unitaire (de Snyder)

III-1.1. But de la méthode :

La méthode de l'hydrogramme unitaire vise à déterminer l'hydrogramme de ruissellement superficiel à l'exutoire d'un bassin versant à partir des hyétogrammes de l'averse correspondante reçue par ce même bassin. L'obtention d'un hydrogramme unitaire permettra ainsi de prévoir la crue conséquence d'une averse donnée.

III-1.2. Principe de la méthode :

La théorie de l'hydrogramme unitaire a pour base mathématique, l'évaluation de l'opérateur « A » permettant la transformation de l'hyétogramme de pluie en hydrogramme de ruissellement, tel que :

$$Q = A (P) \quad (1)$$

Avec : Q : hydrogramme de ruissellement.

P : hydrogramme de pluie.

SHERMAN a constaté qu'au lieu de la transformation (1), ce n'est que le rapport entre l'hydrogramme de ruissellement et l'hyétogramme de la pluie efficace. Ce rapport peut être évalué à l'aide des méthodes simples. La transformation deviendrait : $Q = A (P')$ qui est caractérisé par l'opérateur A, d'où ressort les hypothèses suivantes admises par SHERMAN.

- Tous les hydrogrammes résultants par des averses uniformes, de même durée ont le même temps de base.
- Les ordonnées homologues de divers hydrogramme affaissant à des averses de même durée sont proportionnelles aux intensités des averses correspondantes (c'est à dire aux volumes apportés par celle ci) .

$$y_1 / y_2 = v_1 / v_2$$

(Propriété d'affinité des hydrogrammes correspondant à deux averses de même durées mais d'intensité différentes).

- L'hydrogramme d'une pluie tombant en i unités de temps successives provoque des ruissellement $n_1, n_2, n_3, \dots, n_i$, peut être obtenue par la superposition des ordonnées des hydrogrammes construits suivant la deuxième hypothèse, compte tenue du décalage dans le temps de l'origine de ceux-ci.

III-1.3. Notions préliminaires :

A. Hyétogramme, intensité de l'averse, pluie nette, pluie efficace, recharge phréatique

On appel :

- **Hyétogramme** : la représentation temporelle de la lame d'eau incidente sur un bassin versant;
- **Intensité** : la valeur maximum de l'averse en mm d'eau par unité de temps;
- **Pluie nette** : la différence entre la pluie totale et les pertes par stockage superficiel et par infiltration;
- **Pluie efficace** : la hauteur totale de la lame d'eau reçue par le bassin pendant la seule durée de la pluie nette;
- **recharge phréatique** : la hauteur de lame d'eau par unité de temps qui s'infiltre dans le sol.

B. Averse unitaire

Soit t_r la durée de l'averse nette tombant sur un bassin versant de temps de concentration t_c . Le temps de base de l'hydrogramme sera donc : $T = t_r + t_c$. On considère qu'une averse est unitaire si sa durée est suffisamment inférieure au temps de concentration du bassin.

Cette définition a pour but de superposer les hydrogrammes consécutifs à de telles averses. On prendra en pratique des averses unitaires de durée :

$$t_r \leq \frac{t_c}{3 \text{ à } 5}$$

C. Hydrogramme unitaire

L'hydrogramme correspondant à une averse unitaire de volume unité (équivalente à une lame d'eau de 1 mm uniformément répartie sur tout le bassin) est appelé hydrogramme unitaire. Cet hydrogramme est de fait une caractéristique propre du bassin versant considéré.

III-1.4. détermination du temps de concentration

Il définit comme le temps qu'il faut à une goutte d'eau pour se rendre à l'exutoire. On peut représenter le temps pris par l'eau pour se rendre à l'exutoire par une série de courbes isochrones comme celles de la figure III-1

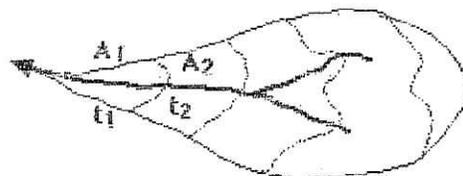


Figure III-1 série de courbes isochrones d'écoulement dans un bassin

Les pluies reçues dans l'aire A1 se rendent à l'exutoire dans le temps t_1 , et ainsi de suite.

Le temps de concentration peut être calculé par la formule de GIANDOTTI tel que :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8(H_m - H_0)^{0.5}}$$

Avec : H_m : est l'altitude moyenne du bassin versant , $H_m = 787.67$ m

H_0 : Altitude minimale.

S : surface du bassin versant, elle est égale à 9125 Km²

L : longueur du thalweg principal, $L = 150$ Km

D'où :

$$T_c = 27.04 \text{ heures}$$

III-1.5. Détermination de lame ruisselée :

La lame d'eau ruisselée est la correspondance du débit exprimée en hauteur d'eau rapportée au bassin versant. Elle permet, entre autres, de calculer les coefficients d'écoulement.

La figure III-2 : illustre la lame d'eau ruisselée h d'un bassin de surface A et débit Q .

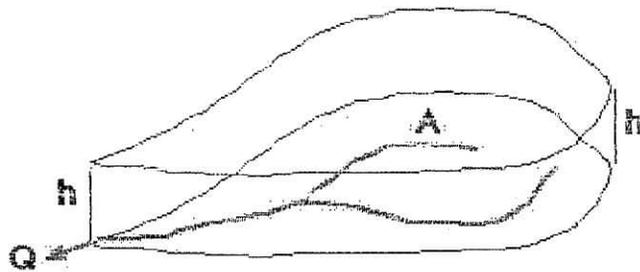


Figure III-2 le concept de lame d'eau ruisselée.

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$L_r = \frac{V_{DIRECT}}{S}$$

Tel que : V : est le volume direct apporté au cours d'eau, $V = 73.9$ Million m³

S : est la surface du bassin versant, $S = 9125$ Km²

D'où

$$L_r = 8.09 \text{ mm}$$

III.1.6. Détermination de l'hydrogramme unitaire :

Les paramètres de l'hydrogramme sont:

- le temps de réponse T_p :

On a $T_r = T_p / 5.5$

Et :

$$T_m = T_p + T_r / 2 \quad \text{c'est a dire} \quad T_m = 12 T_p / 11$$

Tel que : T_r : temps de montée égale à 32 heures.

T_p : temps de réponse.

D'où $T_p = 29.3$ heures

- Le coefficient de pointe : Il est donné par la formule

$$C_p = Q_p / Q_m$$

Tel que : Q_p : débit de pointe, égal a 2700 m³/s

Q_m : débit moyen de la crue, correspond au volume de la crue qui
devise le temps de montée, égale a 1666.66 m³/s.

D'où :

$$C_p = 1.62$$

Les ordonnées de l'hydrogramme unitaire se calculent ainsi en divisant les valeurs des débits directs par la lame ruisselée :

$$HU = \frac{Q_{directe}}{L_r}$$

On obtient ainsi les valeurs de l'hydrogramme unitaire dans le tableau III-1 qui son représentées dans la figure III-3

Tableau III-1. Valeurs de l'hydrogramme unitaire.

Temps (heures)	Lame ruisselée (mm)	Débit (m ³ /s)
12	8.09	0
14	8.09	0
16	8.09	2,85
26	8.09	5,19
28	8.09	31,89
30	8.09	49,32
32	8.09	42,27
34	8.09	63,65
36	8.09	121,13
38	8.09	190,35
40	8.09	258,34
42	8.09	276,88
44	8.09	260,81
48	8.09	171,81
54	8.09	47,58
60	8.09	22,74
68	8.09	7,26
72	8.09	2,33

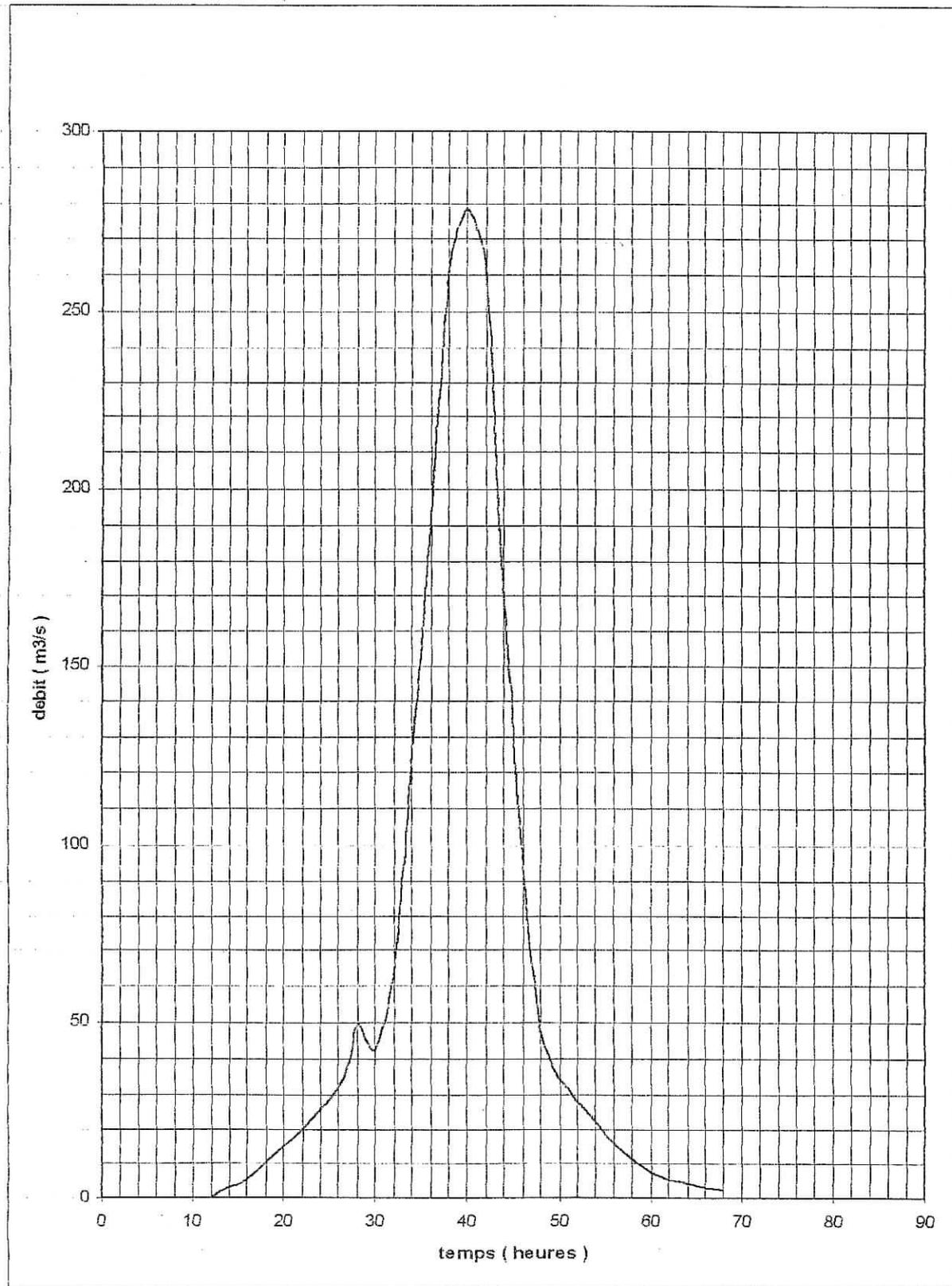


Figure III.3 - Hydrogramme unitaire du bassin versant de la Soummam

III-1.7. reconstruction des d'Hydrogramme des crues pour différentes période de routeur

Les démarches entreprises pour la reconstruction de ces crues sont :

- on reconstitue en premier lieu l'hyétogramme de l'averse, et ce en traçant le graphe : pluie en pourcentage en fonction du temps.

A chaque temps sur l'hydrogramme de crue, lui correspond sur l'hyétogramme une quantité de pluie en (mm)

- en appliquant ensuite la relation :
$$I_t = \frac{Pj_{\max} \%}{T_i}$$

Avec : Pj_{\max} = pluie journalière maximale de période de retour T ;
et a chaque t_i lui correspond un (%)

- on calcule les pertes de ruissellement P_i qui correspond a tous se qui se trouve en dessous de lame ruisselées. et on trace le graphe des pertes en fonction du temps.
- on calcule la lame ruisselée qui correspondre a chaque période de retour tel que :

$$Lri_T = Iri_T - Pi_T$$

Avec : $Iri - Pri$: représente les précipitation moins les pertes (par infiltration ou évapotranspiration)

- on applique la relation :

$$Qi_T = HU \times Li_T$$

III-2. Méthodes statistiques basées sur l'analyse des fréquences de crues :

Pour la prédétermination des débits maxima de crue et leurs périodes de retour à une station donnée on utilise la technique statistique d'analyse des crues précédentes. Ceci permettrait de calculer la probabilité pour qu'un débit supérieure à une valeur donnée surviens un nombre de fois donné pendant une durée donnée (10 ans, 50 ans, 100 ans par exemple...)

Les données de base pour l'analyse de la fréquence des crues sont constituées par une série de mesures de débits (tableau III-2), relatives à une période aussi longue que possible. Cette série pourra être homogénéisée, c'est à dire réviser les données et éventuellement les corriger.

Pour le choix des crues, on prend en compte le plus fort débit instantané de chaque année, et on classe ces crues par ordre croissant en attribuant à chacune d'elle son rang R et sa fréquence expérimentale $R/(n+1)$ (n est le nombre d'années égal a 31 ans), ou bien sa fréquence au non-dépassement $1 - R/(n+1)$.

On essaye après d'ajuster à la série des crues une loi de probabilité théorique qui la représentera aussi fidèlement que possible.

Tableau III-2 valeurs des crues annuelle classées

Q _{max} (ans)	rang R	R/n+1
126	1	0,03
127	2	0,06
131	3	0,09
170	4	0,13
192	5	0,16
192	6	0,19
220	7	0,22
233	8	0,25
270	9	0,28
307	10	0,31
320	11	0,34
330	12	0,38
332	13	0,41
334	14	0,44
350	15	0,47
350	16	0,50
354	17	0,53
374	18	0,53
413	19	0,59
420	20	0,63
455,8	21	0,66

524	22	0,69
620	23	0,72
655	24	0,75
755	25	0,78
881	26	0,81
1430	27	0,84
1600	28	0,88
1820	29	0,91
2700	30	0,94
5200	31	0,97

Remarque :

Pour la période de 1957-1958 ou on a déjà dit qu'il n'y a pas de prélèvement, a cause de l'endommagement du matériel lors de la crue de novembre 1957, mais le débit maximal affecté à cette date, correspond au débit qu'on a trouvé sur une étude (mise en valeur du bassin versant de la Soummam ; tome V), du bureau d'étude ENERG OJET-BEOGRAB, qui est disponible à l'ANRH.

1 - LOI DE GUMBEL :

La fonction de répartition de Gumbel est une fonction doublement exponentielle. Elle s'écrit:

$$F(x) = \exp(-\exp(-y)) \text{ avec } y = a(Q - Q_0), \text{ } y \text{ est la droite de Gumbel.}$$

Les paramètres d'ajustement étant :

- Le paramètre d'échelle $1/a = 0,78$ s, s : est l'écart-type de la série des crues, égale à 1011.98

$$\text{D'où : } 1/a = 789.34$$

- Le paramètre de forme $Q_0 = Q - (1/a * 0,577)$;
 Q : est la moyennes des crues, elle est égale à 715.67

$$\text{D'où : } Q_0 = 260.22$$

Connaissant les paramètres a et Q_0 , on obtient, l'équation de la droite de Gumbel :

$$y = a (Q - Q_0)$$

ce qui donne :
$$Q = 789.34 y + 260.22$$

On trace cette droite sur un papier de Gumbel, sur lequel on porte aussi les valeurs des fréquences au non-dépassement de toutes les crues de la série étudiée.

A défaut du papier diagramme à échelle de probabilité de Gumbel, on procède à un changement de variable pour obtenir une échelle linéaire y sachant que :

$$F(Q) = \exp(-\exp(-y)) \quad , \quad \text{par conséquent, } y = -\text{Log}(-\text{Log} F(Q))$$

C'est à dire que pour la fréquence 0,9 on aura $y = -\text{Log}(-\text{Log} 0,9) = 2,25$

En transformant toutes les fréquences en variable réduite y , on peut utiliser une échelle linéaire en abscisse et en ordonnées. Tableau III-3

Le calcul des quantiles (crue médiane, décennale, cinquantennale, centennale ...), ou les périodes de retour de certaines hauteurs de crues peut se faire soit par lecture directe du graphique, soit en utilisant l'équation de la droite de Gumbel $y = a (Q - Q_0)$, avec la fréquence au non dépassement $F(Q) = \exp(-\exp(-y))$.

Tableau III-3 valeurs des débits maximaux pour différents périodes de retour.

Réurrence ou période de retour au non dépassement (T)	Fréquence 1/T	1-1/T	Y	Qmax
10 ans	0.1	0.9	2.25	2035.25
20 ans	0.05	0.95	2.97	2604.55
50 ans	0.02	0.98	3.9	3338.64
100 ans	0.01	0.99	4.6	3891.18
1000 ans	0.001	0.999	6.9	5706.66
5000 ans	0.0002	0.9998	8.52	6985.4
10000 ans	0.0001	0.9999	9.21	7530.04

2 - Méthode hydrométéorologique de prédétermination de crues :

Les méthodes hydrométéorologiques ont pour principe de relier les crues aux pluies. Pour cela, on peut relier les lois de probabilité de crues aux lois de probabilités des pluies. C'est dans ce but qu'a été développée la méthode du Gradex.

a - Fonction de répartition des pluies

La méthode du Gradex consiste tout d'abord à étudier la loi de distribution des pluies sur des intervalles de temps correspondants aux temps de concentration du bassin à étudier (6h, 12h, 24h, 2 jours).

L'intervalle le plus utilisé est de 24 heures puisqu'on a souvent des données journalières de pluies ainsi que les débits moyens journaliers.

On classe les pluies journalières maximales annuelles et on attribue à chacune d'elles un rang R et une fréquence au non dépassement $1 - (R-1/2) / N$

Sur un papier Gumbel, on porte les points expérimentaux et on leur ajuste une droite de Gumbel. La pente de cette droite est appelée Gradex et correspond pour une loi de Gumbel au paramètre $1/a$.

b- Relation entre les pluies et les débits :

La méthode du Gradex suppose que la loi d'ajustement des débits s'extrapole sur un papier Gumbel selon une pente égale à celle du Gradex des pluies correspondantes au-delà du débit décennal, c'est à dire pour des fréquences au non dépassement supérieures à 0,9 à condition de prendre un intervalle de temps commun pour les hauteurs de pluies et de l'écoulement (24 h par exemple).

c - Mode d'application :

Après avoir étudié la variation aléatoire des pluies journalières maximales, tracé sa fonction de répartition et calculé son Gradex, on trace les fréquences au non dépassement des débits moyens journaliers moyens maxima (jusqu'au débit décennal). Les débits doivent être également exprimés en mm.

- On extrapole $F(Q)$ au-delà de la fréquence 0,9 avec une droite parallèle à celle des pluies. C'est à dire de pente égale au Gradex de la pluie et on détermine les quantiles (crues cinquantiennes, centennale ...)

- On calcule pour les crues observées les rapports

$$p = \text{débit de pointe} / \text{débit moyen journalier}$$

Ainsi que la moyenne p de ces rapports pour toutes les crues.

- Appliquer cette moyenne p aux débits moyens journaliers pour obtenir les débits de pointes.

III-3 Calcul des débits maximaux par les formules empirique :

Bien que ces formules sont adaptées pour des régions bien déterminées, mais leur usage est assez fréquent en Algérie. Mais d'une façon générale, elles s'appuient surtout sur des informations d'ordre général qui ressortent de la comparaison d'un grand nombre des bassins versants.

Parmi ces formules, on distingue quelques unes qui sont :

III-3.1 formule de GIANDOTTI :

Cette formule est donnée par la relation suivante :

$$Q_{MAX} = \frac{277 \times C \times R \times h \times S}{K \times Tc}$$

tel que : Tc : est le temps de concentration .

S : est la surface du bassin versant.

h : est la hauteur de pluie pendant Tc

C, R et K sont des coefficients dépendant de la surface du bassin versant , elles sont égale a 0.4 , 8 , 4.5 pour le bassin versant de la soummam.(Chambaz et Fasla)

En appliquant cette formule a des hauteurs de pluie h de différente période retour on trouvera les différents débits maximaux

III-3.2. Formule de MALLET-GAUTHIER :

Dans leurs études sur (les problèmes de l'eau en Algérie), MALLET et GAUTHIER ont établi une formule expriment le débit maximum en fonction des précipitations , de la surface du bassin versant , ainsi de ces caractéristiques géographiques et climatiques , et de la période de retour T .

La formule de MALLET et GAUTHIER s'écrit :

$$Q_{MAX.T} = 2k \log(1 + 20H) * A \frac{\sqrt{1 + 4 \log T - \log A}}{\sqrt{L}}$$

Tel que : k : coefficient, varie entre 1 et 3 , adapte pour 2.5

h : précipitation moyenne annuelle (m)

L : longueur du cours d'eau principale.

A : surface du bassin versant.

T : période de retour (ans)

III-2.3. Formule de TURAZZA :

Cette méthode utilise l'intensité moyenne des précipitations déterminées sur un intervalle de référence égale au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{MAX.T} = \frac{1}{3.6} C \times I_{max} \times A$$

Tel que : A : surface du bassin versant

Imax : intensité moyenne maximale des précipitations pendant une dure
égale au temps de concentration,

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour la période
de retour T , il dépend de la crue

1/3.6 : facteur de conversion des unités.

III-3.4 formule de FULLER :

FULLET a introduit la notion fondamentale de la variation du débit maximal probable en fonction de la durée de retour T. Sa formule initiale été :

$$Q(t) = Q_m \times (1 + 0.8 \log T)$$

tel que : Q(t) : débit journalier maximal , qu'on a de chance a le retrouver

pendant la période de retour T (débit journalier de fréquence
1/T)

Qm : moyenne des débit maximaux journalier (moyenne des crues
Annuelle)

Pour passer des débits moyens journaliers aux débits instantanés de pointe, Fuller propose la formule :

$$Q_{\max_T} = Q(t) \left[1 + \frac{2.66}{A^{0.33}} \right]$$

Conclusion

La complexité de phénomène de formation et de propagation des crues, explique facilement le caractère approximatif des formules empiriques. Leur principal avantage et leur simplicité. Mais, étant donné qu'elles sont établies sur des bassins versants particuliers, et pour des caractéristiques d'ordre topographique, géomorphologiques, géologiques, et météorologiques. Elles peuvent être inexactes lorsqu'on les applique à d'autres bassins versants ou d'autres régions comportant des caractéristiques hydrologiques différentes, pour cette raison, les résultats obtenus par ces formules doivent être utilisés avec la plus grande prudence.

CHAPITRE IV

IV-1. La notion de modèle

IV-1.1 Définition

Un modèle est une représentation simplifiée, relativement abstraite, d'un processus, d'un système, en vue de le décrire, de l'expliquer ou de le prévoir. Les modèles peuvent toucher plusieurs domaines, par exemple : modèle mathématique pour la prévision de la pollution thermique des eaux du cours d'eau ; modèle physique pour l'étude de la diffusion de la pollution atmosphérique.

À l'échelle du bassin versant, qu'il s'agisse d'irrigation, de barrages ou d'entretien du cours d'eau, les chercheurs ont fréquemment recours à la simulation numérique sur ordinateur. Bien que tous les problèmes concernant l'eau libre passent par des calculs similaires, chaque domaine d'étude possède ses propres modèles et logiciels développés au cas par cas et de précision différente.

IV-1.2. Les modèles à base physique

Les modèles à base physique sont des modèles qui se basent essentiellement sur les processus physiques connus. Ce type de modèle permet de prévoir un phénomène physique découlant des relations et/ou des réactions entre les variables considérées.

IV-1.3. Les modèles à base empirique

Quant aux modèles à base empirique, ils se basent sur des expériences et des résultats provenant de la méthode d'essais et d'erreurs. Ils sont développés à partir d'expériences en laboratoire ou sur le terrain. Le modèle d'érosion USLE (Universal Soil Loss Equation) en est un bon exemple.

IV-1.4. Le calage et la validation

Le calage, ou étalonnage de modèles, est un moyen de validation des résultats obtenus par la modélisation. Le calage consiste à faire tourner un modèle sur un milieu réel. Le calage est associé aux paramètres qu'on retrouve dans un modèle et qui ne peuvent être mesurés sur le terrain. On détermine ces paramètres par essais et erreurs. Par exemple, pour un modèle hydrologique, le calage pourrait

Viser l'ajustement d'un ensemble de paramètres qui permettraient de reproduire les débits observés à certains endroits du bassin versant.

IV-2 Les modèles hydrologiques :

La modélisation hydrologique vise à exprimer mathématiquement le cycle de l'eau et son cheminement dans l'air, le sol et les cours d'eau. Cette modélisation est particulièrement utile pour étudier les relations entre les précipitations et le ruissellement sur les bassins versants, puisqu'elle se compare avantageusement aux mesures de terrain qui deviennent de plus en plus coûteuses.

On peut ainsi distinguer deux catégories de modèles hydrologiques tel que :

- Les modèles probabilistes ou stochastiques
- Les déterministes

IV-2.1. Les modèles probabilistes ou stochastiques

Les modèles probabilistes ou stochastiques sont des modèles qui tiennent compte de variables aléatoires ou de lois de probabilités. Donc c'est un moyen rationnel de traiter la caractéristique spatiale de la variabilité, et d'établir un lien entre les incertitudes des paramètres et celle des prédictions

IV-2.2. les modèles déterministes :

Un modèle est dit déterministe si aucune de ces grandeurs n'est considérée comme aléatoire. La plupart des modèles hydrologiques sont déterministes, ces modèles associer à chaque jeu de variable de forçage (variable indépendantes d'entrée du modèles) de variables d'état (caractérise l'état du système modélise).

Généralement, les modèles déterministes décomposent le cycle hydrologique en parties telles que précipitation, infiltration, évaporation ...etc. Ils sont classés en deux catégories principales :

- Les modèles globaux
- Les modèles distribués

IV-2.2.1. Les modèles globaux

Les modèles globaux tentent de reproduire le comportement général des systèmes hydrologiques et sédimentologiques dans le temps et l'espace en représentant les processus impliqués par des fonctions mathématiques simples. Leur utilisation est relativement facile et leur calage peut s'effectuer par régression.

Leur fiabilité pour des conditions autres que celles pour lesquelles ils ont été développés demeure douteuse et on ne peut utiliser ces modèles seulement sur des bassins versants ayant les mêmes caractéristiques. Les modèles globaux ne tiennent pas compte de la variabilité spatiale des caractéristiques responsables des phénomènes d'érosion et de sédimentation. Ils ne peuvent donc pas évaluer les impacts qu'auront les diverses modifications de l'utilisation du territoire d'un bassin versant.

Les approches globales sont empiriques ou alors conceptuelles.

➤ Les modèles Empiriques :

Un modèle est dit empirique quand il ne s'intéresse pas à la structure interne du système, mais il utilise des relations directes entre les entrées et les sorties.

Les modèles empiriques caractérisent globalement les relations pluie-débit par des traitements des séries chronologiques ou n'intervient en général aucune donnée sur la nature de bassin versant, c'est typiquement le cas pour les modèles régressifs pluie-débit et des méthodes basées sur les fonctions de transfert, comme celle de l'hydrogramme unitaire ou l'utilisation des réseaux neurones.

➤ Les modèles conceptuels :

Un modèle est dit conceptuel s'il reproduit la réponse d'un bassin versant en remplaçant la réalité par une idéalisation simplifiée. C'est un modèle dans lequel le fonctionnement du bassin versant est représenté par des analogies. Dont la plus souvent utilisé pour la représentation des types des sols et des nappes est celle du « réservoir ».

Ces modèles considèrent le bassin versant de façon conceptuelle comme « un assemblage de réservoirs d'humidité interconnectés » qui sont censés représenter plusieurs niveaux de stockage suivant une dimension verticale (végétation, sol, nappe ...etc.)

IV-2.2.2 Les modèles distribués ou spatialisés :

Ces modèles décrivent les processus à l'aide de fonctions mathématiques complexes tenant compte de l'hétérogénéité spatiale des bassins versants, et la complexité du système. Un des avantages des modèles spatialisés est leur capacité d'assembler diverses données spatiales et d'établir des relations entre elles.

L'utilisation de ces modèles consiste à découper le bassin versant en plusieurs unités spatiales plus ou moins homogènes et à leur affecter une valeur représentative (valeur pondérée) d'un paramètre quelconque (ex : faible, moyen, fort). L'utilisation d'un tel découpage permet de considérer la variation spatiale des caractéristiques physiographiques qui influencent le comportement hydrologique d'un bassin versant.

En principe les modèles spatialisés, sont des modèles qui utilisent des entrées et des sorties ou les caractéristiques du bassin versant sont distribuées dans l'espace. Le maillage peut être arbitraire ou basé sur des divisions morphologiques naturelles (découpage en sous bassin versant) ou hydrologique (aire distribuées). Ces modèles maillés peuvent être :

- **Modèles conceptuels spécialisés** : il s'agit d'analyser le fonctionnement interne du bassin versant, ce dernier est discrétisé en unités spatiales (maille) considérées comme homogènes, qui se vident les uns dans les autres de l'amont vers l'aval, ainsi on a la possibilité de tenir compte de la répartition spatiale des facteurs et de suivre la genèse et la propagation des débits à l'intérieur du bassin, parmi ces modèles, on peut trouver, les modèles MERCEDES, ANSWERS etc.
- **Modèles physiques spatialisés** : ce sont des modèles qui décrivent les mécanismes internes d'un système (bassin versant) ayant comme base les lois de la mécanique, de la physique et de la thermodynamique

Du point de vue théorique, ces modèles sont indépendants de tout calage, parce que leurs paramètres sont mesurables. Ils permettent une description théorique unifiée de la plupart des flux observés dans un bassin versant et servant à modéliser les principaux processus hydrologiques comme.

- * l'écoulement de surface à partir de l'équation de Saint Venant.
- * l'écoulement en milieu saturé à partir de l'équation de Darcy.

- * l'écoulement en milieu non saturé à partir de l'équation de Richards.
 - * l'évapotranspiration à partir des équations de conservation de flux.
- **Modèle physique conceptuels semi- spatialisé** : pour dépasser les limites de chacune des approches précédentes (modèles conceptuels trop peu réalisés , modèle a base physique trop complexe) ; il était intéressant d'essayer une modélisation hydrologique qui peut être d'une part physique, fondée sur des faits réels mais simplifiées et d'autre part , conceptuels semi- spatialisés , c'est a dire fondés sur une discrétisation du bassin versant en unité relativement homogène , qui permettent de tenir compte de la variabilité spatiale de la structure du bassin versant . la méthode de discrétisation varie d'un modèle a un autre : mailles carré, sous bassin versant, élément de bassin versantetc.

IV-2.2.3. Problématique des modèles déterministes :

La modélisation déterministe (maillée ou distribuée) implique aussi de s'intéresser a deux problèmes lie au changement d'échelle, un problème d'agrégation et un problème de changement d'échelle.

Si nous nous rappelons que le but de l'hydrologie opérationnelle est de définir les débits a l'exutoire du bassin versant , alors dans toute approche maillées, il ya nécessairement une phase d'agrégation de l'information , qui repose sur l'additivité des comportements , soit implicitement , soit de façon plus complexe a travers la modélisation .

La démarche agrégative ou ascendante consiste à combiner, par synthèse mathématique, les faits empiriques et les connaissances du niveau inférieur pour conduire a des théories capables de prédire les événements a l'échelle supérieure. Elle s'appuie naturellement sur les modèles de physiques distribués .dans un modèle conceptuel maillés, un certains degré d'agrégation est déjà réalisé.

L'additivité dont en parlait plus haut, pose le problème essentiel au niveau de la pertinence du découpage et des paramètres discrétiseurs associés. Dans le cas de ruissellement de surface , l'additivité des écoulements élémentaires est a priori possible depuis les tailles de calcul très fines la somme de chaque cas donne une bonne idée de l'écoulement global a l'exutoire , mais dans le cas de ruissellement par infiltration , l'additivité est plus problématique . La somme des écoulements élémentaires définis sur des zones trop exigües peut ne pas être

explicatifs de l'écoulement global, il en découle que dès que l'on dépasse l'échelle de la maille très locale ou des équations qui le sous-entendent ont été élaborés, le modèle devient conceptuel.

Donc les modèles à base physique demandent à être calés, tous comme les modèles conceptuels, mais la tâche est d'autant plus dure que le nombre de paramètres est élevé, est qui sont souvent fortement corrélés, de tel modèles n'ayant pas par principe été construits en visant à l'économie des données. Il n'existe donc pas de modèle physique strictement conçu à l'échelle du bassin versant

IV-3. Exemples du modèle hydrologique (HEC-HMS)

La plupart des logiciels de simulation hydrologique sont des "boîtes noires" dotées d'une grande puissance de calcul, mais sans souplesse d'adaptation. C'est pour pallier à ce manque que les chercheurs doivent développer des logiciels plus performants et qui répondent davantage aux besoins de l'étude. Par exemple, les hydrauliciens et informaticiens du centre de d'ingénierie pour l'hydrologie de l'armée américaine ont lancé le projet HEC-HMS : une plateforme informatique évolutive qui intègre et harmonise l'ensemble des outils et logiciels actuellement appliqués à la circulation des eaux de surface. Cette plateforme est dédiée à la simulation de crue sur un tronçon de rivière. Quelles que soient les dimensions du tronçon étudié, l'ensemble des modèles utiles sera proposé aux professionnels pour répondre aux problèmes, même ceux venant de l'irrigation.

Se modèle sera illustré dans le chapitre V.

IV-4. Les sources d'erreurs :

Dans la plupart des cas, les modèles sont une combinaison multiplicative de plusieurs paramètres mesurés ou estimés en parcelles expérimentales. De plus, ces paramètres mesurés ont tous une marge d'erreur. Pour juger de la précision des mesures, il existe trois types d'erreurs : les erreurs grossières, les erreurs aléatoires et les erreurs systématiques.

Durant tout le processus d'acquisition et de traitement de nouvelles données, les sources d'erreurs potentielles sont nombreuses et touchent les secteurs de la

précision et la fiabilité des mesures, les observations biaisées et les variations naturelles.

Lors des processus de collecte, de saisie et de traitement des données, il existe aussi des sources d'erreurs potentielles : l'âge des données, l'échelle des données, la pertinence des informations, la complétude des données, l'absence d'information sur la précision ainsi que la fiabilité des mesures.

Les erreurs potentielles touchant les nouvelles données et celles déjà existantes sont : les erreurs relatives aux données, les erreurs dues aux limites de l'ordinateur, les erreurs dues à une mauvaise analyse topologique, les erreurs issues d'une généralisation trop hâtive et les erreurs de précision survenant lors de la conversion de données.

Pour limiter l'impact des erreurs, on peut utiliser une approche de type probabiliste de cumul des erreurs. Dans cette approche, la probabilité de simultanéité des pires cas est très faible. On considère aussi l'erreur de l'ensemble comme égale à celle de la pire composante du système.

IV-5. Planification, analyse des besoins, scénarios et aide à la décision

La création de modèles permet de prévoir des phénomènes naturels et d'établir des scénarios potentiels. Ceux-ci peuvent servir d'aide à la décision lors de crues exceptionnelles, de catastrophes naturelles ou tous autres événements.

Des événements, comme une inondation ou la contamination d'une nappe d'eau souterraine, peuvent pousser certains chercheurs à vouloir prévoir le régime hydrique d'un endroit donné. L'utilisation d'un modèle est de mise pour ce genre d'étude. Ainsi, lorsqu'on désire mettre sur pied un modèle, plusieurs étapes entrent en ligne de compte. Parmi ces étapes, on retrouve la planification, l'analyse des besoins, la production de scénarios et la présentation des scénarios aux décideurs.

La figure IV-1 rappelle les grandes lignes du processus de planification à respecter pour développer un projet de modélisation et ce, peu importe le type de modèle utilisé.

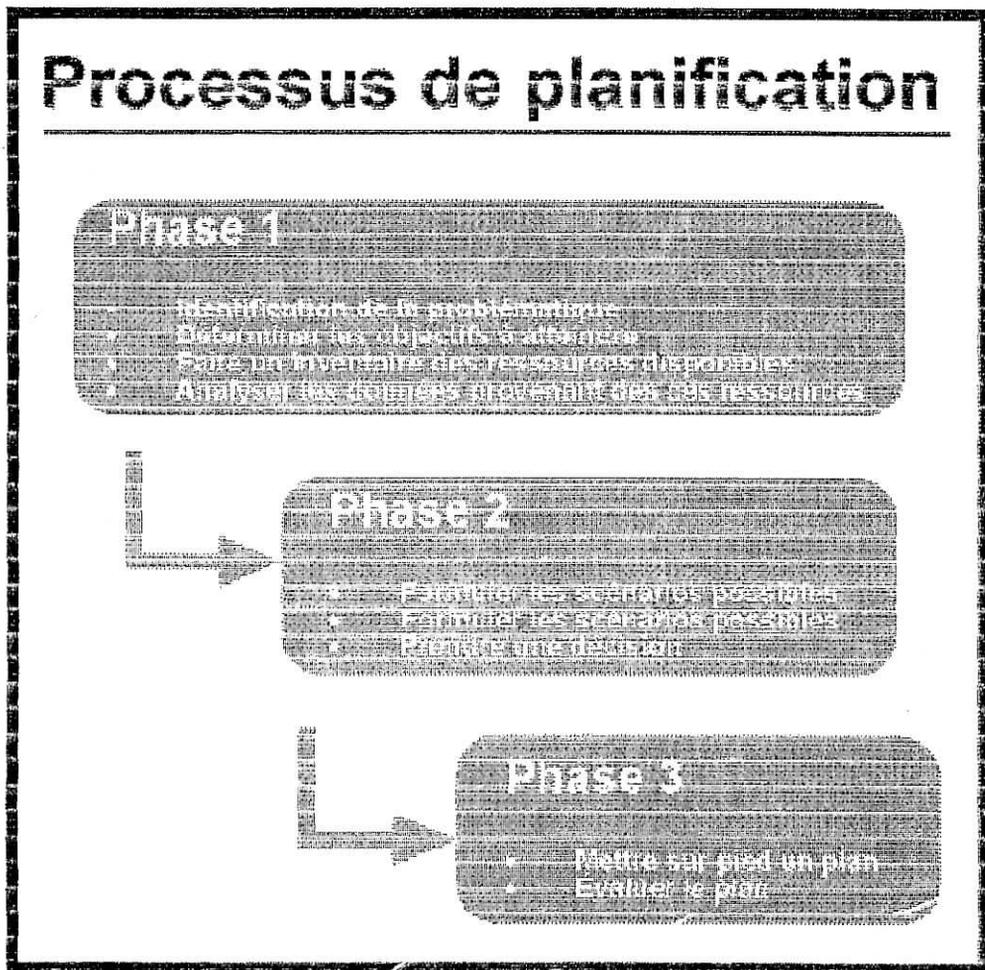


Figure IV-1: Processus de planification

CHAPTER V

Introduction

Le logiciel utilisé offre une grande liberté dans la modélisation des bassins versant grâce aussi bien aux nombreux éléments composant le bassin versant qu'à la variété des théories proposées pour modéliser le ruissellement, les infiltrations, l'écoulement en rivière, ou encore la répartition des pluies. Il est donc nécessaire d'obtenir les données correspondantes aux modèles choisis. L'ensemble, données et modèles, constitue la modélisation de l'événement de décembre 1967 présenté en chapitre II.

Afin de simuler le comportement hydrologique du Bassin Versant, le logiciel HEC-HMS prend en compte les différents paramètres suivants:

- les précipitations: ces données peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'évènements pluvieux ordinaires ou exceptionnels mais aussi à des évènements pluvieux théoriques basés sur une étude statistique.
- les pertes (par infiltration, retenue ou évapotranspiration) qui permettent d'évaluer le ruissellement à partir des précipitations et des caractéristiques du bassin versant
- les ruissellements directs qui prennent en compte les écoulements de surface, les stockages et les pertes de charge.
- l'hydrologie fluviale, c'est à dire le comportement de l'eau lorsqu'elle se trouve dans le lit de la rivière.

Ces différents paramètres sont ensuite modélisés mathématiquement par un ensemble d'équations (dont celles de Saint-Venant) qui permettent d'obtenir la réponse du système hydrogéologique global à un changement de conditions hydrométéorologiques.

V-I. Modélisation de la crue de décembre 1967

La modélisation de la réponse d'un bassin versant soumis à un phénomène pluvieux sous le logiciel HEC-HMS est découpée en trois parties :

- la modélisation du bassin versant
- la modélisation de la météorologie
- les spécifications particulières

Mais cette modélisation vient après avoir défini un nouveau projet, on cliquons sur « **FILE –New Project** », une fenêtrés spécifient ces trois parties apparaisse pour crée les différents modèles (figure v-1).

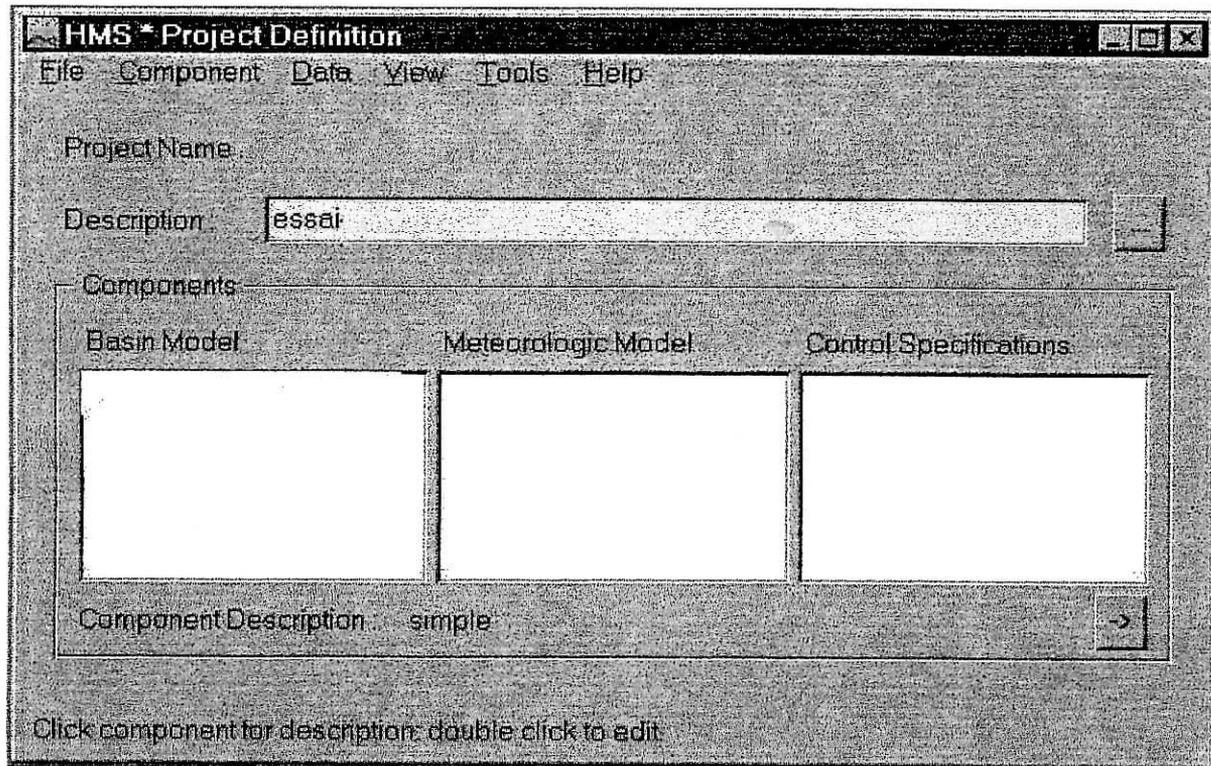


Figure V-1 fenêtre de saisie des modèles

Ces trois composantes permettent donc d'utiliser différents types de méthodes pour la modélisation du bassin versant, différentes pluviométries pour la météorologie. La composante spécification permet de spécifier chaque cas par la date de début et de fin de la simulation ainsi que le pas de temps choisi pour la modélisation.

Cette première approche étant faite nous allons préciser les données et méthodes utilisées dans notre modèle.

V-2. Création d'un nouveau modèle de bassin

Après avoir créé un modèle de bassin (**EDIT-Basin Model-New**), on doit rentrer les différents éléments hydrologiques caractéristiques participant au ruissellement sur le bassin versant. On peut inclure sept types d'éléments différents:

- * Des sous bassins :
- * Des biefs (reach):
- * Des réservoirs:
- * Des jonctions:
- * Des bifurcations (diversion):
- * Des sources:
- * Des puits (sink):

Tous ces éléments peuvent être créés à partir de l'écran Modèle de Bassin (figure V-2) :

Dans notre cas, on ne doit sélectionner que les éléments existant dans la bassin versant de la Soummam, c'est-à-dire les sous bassins et les biefs.

La modélisation proposée a pour objectif d'estimer les volumes d'eau à stocker à l'amont de Sidi Aich, où l'on dispose d'une station de jaugeage permettant la connaissance du débit à chaque instant. On ne s'attachera donc qu'aux sous bassins versants à l'amont de Sidi Aich qui sera considéré comme l'exutoire du bassin versant total. Ce bassin versant a une superficie d'environ 8100 Km² (surface du bassin versant total moins la surface du sous bassin versant située entre Sidi Aich et la mer) et il peut être découpé en deux sous bassins (le Sahel et Bou Sallem) .

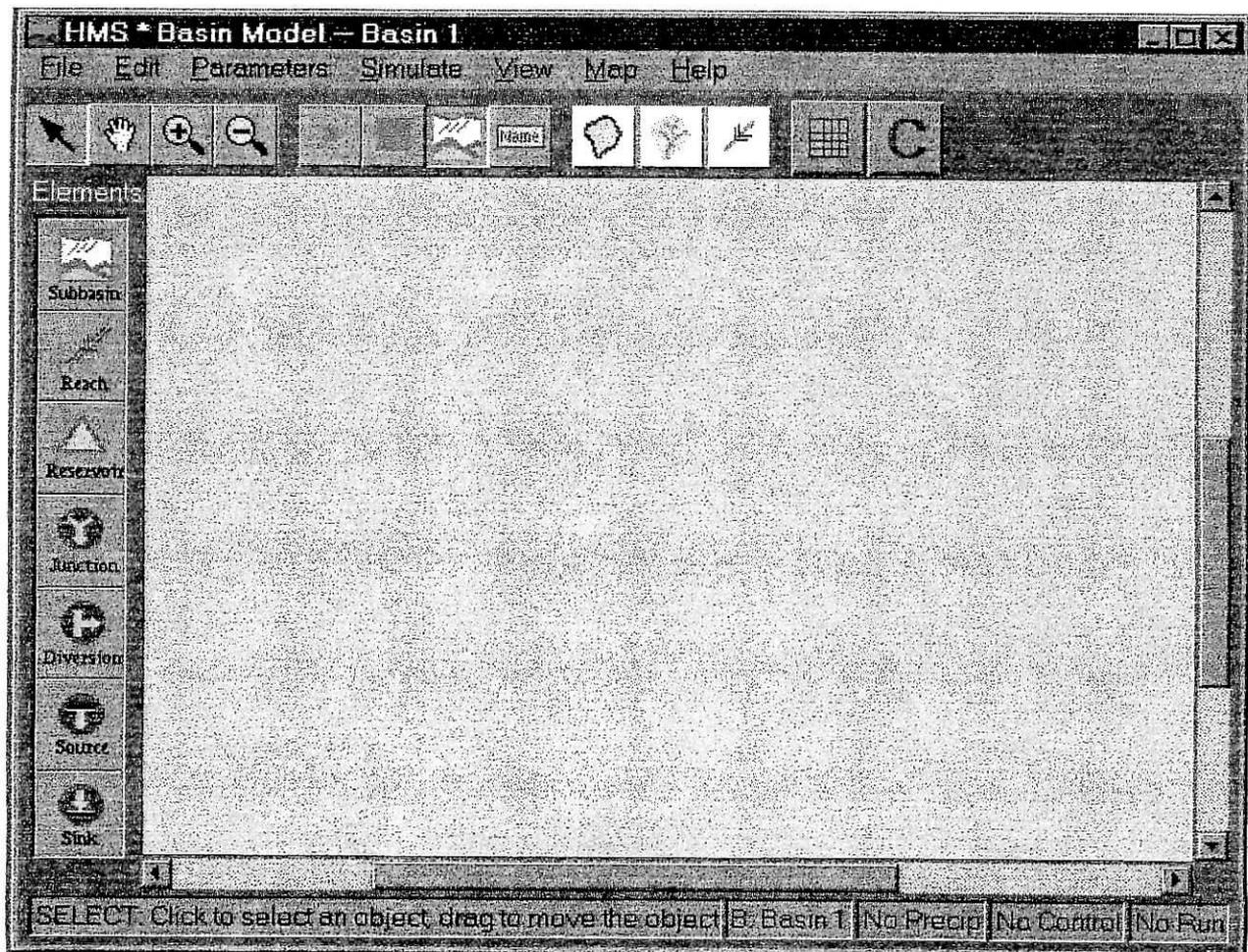


Figure V-2 fenêtre de saisie des caractéristiques de bassin versant .

Les éléments hydrologiques définis précédemment doivent être reliés pour créer un réseau. Cette création s'effectue en deux étapes:

- créer les éléments et les placer sur le schéma (faire glisser les icônes grâce au bouton gauche de la souris)
- les connecter en cliquant sur l'élément amont avec le bouton droit et sélectionner la commande **Connect Downstream**. Une croix apparaît avec laquelle on pointe sur l'élément aval (bouton gauche).

En cas d'erreur, l'option **Delete Element** permet de détruire un élément.

La représentation de cette modélisation peut être schématisé sous le logiciel HEC-HMS par la figure V-3

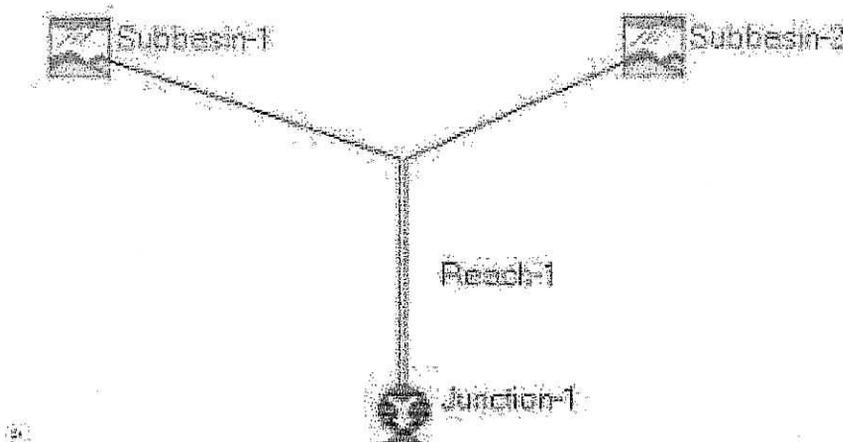


Figure V-3 représentations du bassin versant sous HEC-HMS

Les données nécessaires à la modélisation des sous bassins dépendent des méthodes utilisées pour l'infiltration, le ruissellement et les écoulements souterrains. Nous ne considérerons ici aucun écoulement souterrain compte tenu du fait que nous n'avons pas de données les qualifiants. Nous détaillerons dans les sections suivantes le choix des paramètres aux vues des méthodes utilisées.

La seule donnée invariante est la superficie de chacun de ces sous bassins :

Sous bassin	non	Superficie (Km ²)
1	Bou-sellam	4100
2	El Sahal	4000

Une fois le système a modélise a été crée, on passe a la phase de remplissage de tout les caractéristiquement des différents éléments.

Dans l'éditeur des sous bassins versant, on trouve trois caractéristiques (figure V-4).

- ❖ Les infiltration (loss rate)
- ❖ Les ruissellements (transform)
- ❖ Les écoulements de base (baseflow method)

HMS * Basin Model * Subbasin Editor

Help

Subbasin Name: Subbasin-1 Area (sq. km.): 4000

Description:

Loss Rate | Transform | Baseflow Method

Method: Initial/Constant

Initial Loss (mm): 1 Imperviousness (%): 2

Constant Rate (mm/hr): 2

OK Apply Cancel

Subbasin name

Figure V-4 fenêtre d'éditeur de bassin versant

- **Les infiltrations :**

Une des causes de l'importance de cette crue repose sur le fait que le terrain, avant les précipitations importantes du décembre 1967, était déjà saturé par d'autres pluies antérieures. Ce terrain ayant ainsi une faible capacité de stockage d'eau, une part importante des précipitations se retrouve rapidement dans le lit de la rivière.

Il était donc important de tenir compte de ce fait et pour ce faire, la méthode des pertes initiales et à taux constant est la plus adéquate.

Brièvement cette méthode relativement simple fait intervenir une perte initiale **Ia** qui prend en compte l'absorption initiale des précipitations par le sol. Dans notre cas le terrain étant en condition saturée, **Ia** est faible. La valeur retenue est **Ia = 1 mm**.

La deuxième constante à déterminer dans cette méthode est le **taux de pertes constant** qui représente la capacité d'infiltration du sol au cours du temps. Nous l'estimerons cette valeur à 2 mm/hr.

La difficulté de cette méthodes réside dans:

- la détermination des pertes initiales. Elles dépendent des conditions qui ont précédé l'évènement pluvieux à étudier (par exemple si le sol était déjà saturé en eau par des pluies précédentes, les pertes initiales seront quasiment nulles). Ces pertes dépendent aussi de l'aménagement et de la nature des sols.
- la détermination du taux de perte constant qui correspond au pouvoir d'absorption du sol exprimé en mm/h. On peut toutefois se servir des valeurs données dans le tableau V-1:

Type de sol	Ordre de grandeur du taux de perte (cm/h)
Sable profond, loess profond, limons agrégés	0.75 à 1.1
Loess peu profond, terre sableuse	0.35 à 0.75
Terre argileuse, terre sableuse peu profonde, sols à faible teneur en matière organique, sols argileux	0.12 à 0.35
Sols gonflant fortement sous l'effet de l'eau, argiles plastiques lourdes, sols salins.	0 à 0.12

Tableau V-1 taux de perte constant pour différent type de sol.

- **Les ruissellements**

La modélisation du ruissellement sous le logiciel HEC-HMS se fait par l'intermédiaire de la méthode des hydrogrammes unitaires. Le modèle retenu est celui de **Snyder** mais d'autres modèles équivalents tels le modèle de Clark auraient pu être retenus.

Cette méthode consiste à propager un hydrogramme unitaire adapté à chaque sous bassin par ses caractéristiques.

- temps de réponse
- et coefficient de pointe

- **Ecoulement souterrain :**

On doit sélectionner dans cette partie la fonction « no baseflow », dans l'onglet « **méthod** » suite au manque de données nécessaire .

Si elles sont disponibles, on choisira ainsi la méthode qui leurs correspond.

- **Ecoulement en rivière :**

Les hydrogrammes de chacun de ces sous bassins étant simulés il reste à faire transiter ces débits dans les biefs jusqu'à l'exutoire. A chaque jonction le logiciel additionne les débits entrant pour donner un débit sortant : il n'y a pas de stockage au niveau des jonctions.

Tous les modèles pris par le HEC-HMS utilisent comme les équations de continuité et de quantité de mouvement de Saint Venant .

Equation de quantité de mouvement:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = S_0 - S_f$$

avec S_f perte de charge linéaire, S_0 pente, V vitesse, x distance longitudinale, y hauteur d'eau, g accélération due à la gravité.

Equation de continuité:

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + VB \frac{\partial y}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = q$$

Avec **B** largeur au miroir, **q** débit d'apport latéral par unité de longueur, **A** surface mouillée.

De plus pour résoudre ces équations, on prend les hypothèses suivantes:

- On suppose que la vitesse **V** reste constante ($dV/dx=0$), et que la surface de l'eau est toujours horizontale;
- l'écoulement est graduellement varié, et on a une répartition de pression hydrostatique;
- les circulations secondaires ne sont pas prises en compte;
- les phénomènes d'érosion et de déposition de sédiments n'altèrent pas la forme du lit de la rivière;
- la masse volumique de l'eau est constante et les pertes de charge linéaire seront modélisées à partir de formules empiriques telles que celles de Manning ou de Chézy.

La résolution de ces équations se fera par la méthode des différences finies, à l'aide de schémas implicites ou explicites.

En résumé, les différents paramètres à connaître pour utiliser ces différents modèles sont : la pente, la forme du lit de la rivière, les constantes relatives aux formules de pertes de charge linéaire, le débit aval (condition initiale), les conditions limites (débits latéral, événements historiques,...).

Nous nous trouvons ici dans un cas où toutes les méthodes pour modéliser le transport des débits dans les biefs sont valides. Compte tenu des données disponibles, seules deux méthodes pourraient convenir :

- la méthode de Muskingum
- la méthode de Muskingum-Cunge

La méthode de Muskingum requière trois paramètres : **le nombre d'affluents**, et deux paramètres qui ont peu de signification physique et qui sont donc difficiles à évaluer. De plus ce modèle est basé sur des approximations (approximation simple en différences finies de l'équation de continuité) qui s'avèrent souvent fausses.

Nous ne retiendrons pas cette méthode et nous utiliserons la méthode de :

Muskingum-Cunge. Qui évite ces erreurs ; elle est basée sur l'équation de continuité incluant un débit latéral et sur la forme diffusive de l'équation de quantité de mouvement :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x}$$

S_f : est perte de charge linéaire

S_0 : est la pente du cours d'eau

On obtient alors l'équation de diffusion-convection de Miller et Cunge, 1975, en combinant ces deux équations :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + cq_l$$

avec c (célérité) et μ est la diffusivité hydraulique définies par :

$$c = \frac{\partial Q}{\partial x}$$

$$\mu = \frac{Q}{2BS_0}$$

tel que B : est la largeur du cours d'eau

Cette méthode fait appel aux caractéristique physiques du lit de la rivière c'est à dire sa section que nous considèrerons trapézoïdale avec des pentes de berges à 0.5/1, la longueur et la largeur du bief, la pente de la ligne d'énergie considérée ici comme la pente du bief. Ces données proviennent d'observation du cours d'eau.

Nous considèrerons la largeur de chacun des biefs comme égale à 20 m, valeur moyenne sur le bassin versant .la figure V-5 montre la fenêtre de saisie des données concernant les biefs.

HMS Basin Model Routing Reach

Help

Reach Name: Reach-1

Description: []

Routing Method: Muskingum Cunge Std.

Cross Section Shape: PRISM

Reach Length (m): 150000

Energy Slope (m/m): 0.002

Bottom Width or Diameter (m): 20

Side Slope (xH:1V): 0.5

Manning's n: 0.033

OK Apply Cancel

Figure V-5 fenêtre de saisie des données pour chaque bief

Les données ainsi entrées pour chaque bief permettent d'obtenir le modèle complet du bassin versant étudié. Ce logiciel nous amène donc à passer à la deuxième phase de la modélisation : la composante météorologique.

V- 3. Modèles météorologiques

Les modèles météorologiques sont au même titre que le modèle de bassin, indispensables à la simulation. Ils regroupent les données des précipitations et d'évapotranspiration nécessaires au calcul de la réponse hydrologique du bassin versant.

Après avoir créé un nouveau modèle météorologique (**Edit-Météorologic Model-New**), l'écran modèle météorologique apparaît avec deux onglets (**Précipitation, Evapotranspiration**). (figure V-6)

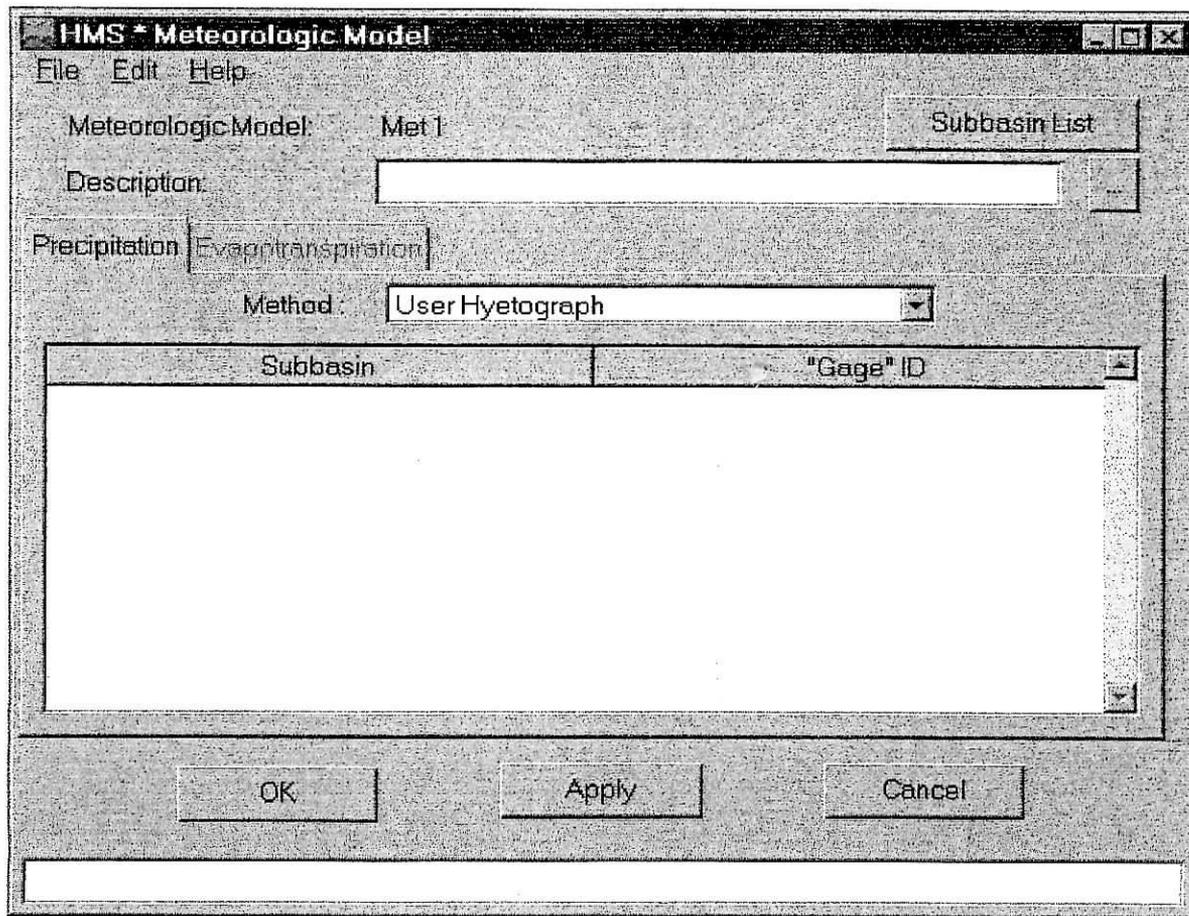


Figure V-6 figure de saisie des données du modèle météorologique

Le bouton **Subbasin List** en haut à droite de la fenêtre permet d'afficher la liste des sous bassins auxquels va être appliqué le modèle météorologique. On peut alors ajouter ou supprimer des sous bassins grâce aux fonctions **Add** et **Delete**.

Dans l'onglet **Evapotranspiration**, on peut définir des zones d'évapotranspiration homogène en utilisant le bouton **ET Zone List**.

V-3.1. Les modèles de précipitations

Il existe plusieurs modèles de précipitations disponibles dans HEC-HMS. On doit choisir un modèle dans le case **Method** de l'onglet **Precipitation** puis sélectionner avec le bouton **Subbasin List**, les sous bassins auxquels il s'applique.

Remarque:

Les hyetogrammes qu'on fournis par ou les relevés pluviométriques réels doivent être entrés antérieurement à cette étape dans le menu **Data** lors de la définition du projet.

V-3.2. Les modèles d'évapotranspiration :

Dans l'onglet **Evapotranspiration**, il faut sélectionner dans le champ **Method**, **No Evapotranspiration** dans la majorité des cas. (vue le manque de données) Le seul cas où l'on sélectionne **Monthly Average** est le cas où l'on a choisi le modèle de perte SMA. Dans ce dernier cas il faudra sélectionner "allow evapotranspiration method in model" dans les attributs du modèle météorologique (**File/ Met Model Attribute**) pour obtenir le tableau d'évapotranspiration.

V-4. Spécifications de Contrôle :

Les spécifications de contrôle sont la dernière composante indispensable pour effectuer une simulation. C'est à cette étape que l'on définit les instants de départ et de fin de la simulation ainsi que le pas de temps de calcul. (Figure V-7)

The screenshot shows a dialog box titled "HMS * Control Specifications". It contains the following elements:

- Menu bar: File, Help
- Control Specs ID: Control 1
- Description: [Text box] [Browse button (...)]
- Starting Date: [Text box] Starting Time: [Text box]
- Ending Date: [Text box] Ending Time: [Text box]
- Time Interval: [1 Minute] [Dropdown arrow]
- Buttons: OK, Apply, Cancel

figure V-7 fenêtre de saisie des paramètres de temps

V -4. 1 Dates et Temps:

Le logiciel est assez flexible quant à la manière de rentrer les dates. Il est conseillé toutefois de les faire rentrer de la façon suivante:

11 dec 2003

Le mois est donc indiqué par ses 3 premières lettres **en Anglais!!**

Les heures sont entrées de la manière suivante: 08:15 (pour 8 heures 15 du matin).

V-4.2 Les pas de temps :

Les pas de temps peuvent varier entre 1 minute et 24 heures.

HEC-HMS réalise une interpolation linéaire pour obtenir les valeurs correspondant à un multiple entier du pas de temps dans les données hydrométéorologiques.

V-5. Réalisation de Simulations et Visualisation des Résultats

V-5.1. Créer et gérer une exécution :

L'outil principal est le gestionnaire d'exécution que l'on obtient à partir de l'écran **Basin Model: Simulate/Run Manager**. L'exécution est lancée après avoir sélectionné un "Run" dans la colonne **Run ID**, puis en appuyant sur **Compute**.

Si aucune simulation (Run) n'est disponible dans le gestionnaire il faut la créer à partir de l'écran **Run Manager: File / New Run**.

On accède alors à une fenêtre de configuration où l'on choisit un élément de chaque type (modèle de bassin: **Basin ID**, modèle météorologique: **Met Model ID** et spécification de contrôle: **Control ID**).

V-5.2. Configuration et options de la simulation :

Il est nécessaire de définir les composantes et certaines options de la simulation dans la fenêtre prévue à cet effet, accessible à partir du gestionnaire (**Run Manager**) en faisant: **Edit / Run Options**.

- **L'option Ratio:**

Cette option peut être utilisée pour entrer un ratio de précipitation ou de débit. En effet on peut ajuster un hyetographe avant de lancer le calcul des pertes fluviales en le multipliant par un ratio des précipitations. De même on peut ajuster, à l'aide d'un ratio de débit, un hydrographe avant de lancer une simulation de ruissellement.

- **Les options relatives à l'état initial du bassin versant (start states):**

Chaque modèle de bassin contient des conditions initiales qui décrivent l'état initial de chaque élément composant le bassin avant le calcul de ruissellement. Cette option permet de rentrer un état initial au lieu de

conditions initiales. On peut ainsi prendre comme état initial l'état du bassin à un temps de calcul particulier calculé lors d'une simulation précédente. Cette option permet aussi de découper de longues simulations en de petites parties pour une exploitation des résultats plus aisée.

- **L'option Sauvegarde d'état (Save State):**

Cette option permet de sauvegarder toutes les valeurs des variables définissant le bassin à un instant donné de la simulation afin d'éventuellement réutiliser cet état ultérieurement. Il suffit simplement de rentrer la date et l'heure à laquelle la sauvegarde doit être réalisée.

V-5.3. Visualisation des résultats :

Les résultats peuvent être visualisés sous forme de tableau ou de graphes à partir de l'écran des modèles de bassin.

- **Le tableau global :**

Ce tableau contient les informations relatives au débit de pointe d'une simulation (valeur, volume écoulé, temps auquel il se produit)

- **Les résultats de la simulation:**

Ils peuvent être visualisés sous trois formes différents à partir du menu **View Results :**

- un graphe (**graph**): disponible pour chaque élément constituant le bassin versant;
- un tableau récapitulatif des résultats (**Summary table**) : permet d'obtenir des informations relatives aux pics d'intensité et aux volumes écoulés pour chaque élément du bassin versant;
- un tableau relatif aux résultats calculés à chaque pas de temps (**Time Series Table**).

V-6. Le calage du modèle

Cette partie consiste à expliquer comment caler les modèles hydrologiques utilisés lors de l'exécution du logiciel HEC-HMS.

On se sert pour cela d'un hydrographe (hydrogramme) observé et le logiciel HEC-HMS compare cet hydrographe à celui qu'il a calculé.

Ce calage du modèle s'effectue à partir de l'écran du gestionnaire de l'optimisation (**Optimization Manager**) et s'effectue en trois étapes:

- créer une simulation d'optimisation en choisissant un modèle de bassin, un modèle météorologique et des spécifications de contrôle.
- créer et configurer le premier essai de calage en choisissant l'endroit où va se faire l'optimisation, la fonction mathématique qui va calculer l'écart entre les hydrographes observés et calculés,
- caler le modèle.

Pour chaque sous bassin, le logiciel peut optimiser:

- les pertes initiales et le taux de pertes constant dans notre modèle d'infiltration,
- le temps de concentration et le coefficient de stockage de Clark pour les infiltrations... etc.

Il est aussi possible de faire calculer au logiciel le coefficient de Manning pour chaque section de rivière.

V-6.1 La barre de menu :

Elle se compose des fonctions suivantes :

- Edit : permet de gérer les paramètres relatifs à l'exécution du calage;
- Options : permet de choisir les fonctions qui vont être utilisées pour évaluer l'écart entre les deux hydrogrammes;
- Simulate: permet de lancer l'exécution d'un calage. Chaque tentative est lancée en cliquant sur **Optimization Run Configuration** puis sur **Optimize**.
- View : permet d'accéder aux résultats du calage.

Les icônes affichées sur l'écran ne sont que des raccourcis des fonctions présentées dans le menu **View**.

V-6.2. Création d'un calage du modèle

Comme on l'a vu, on crée un calcul d'optimisation en cliquant sur **Simulate-Optimization Run Configuration** et en choisissant les différents modèles utilisés. Puis on lance les essais de calage en sélectionnant le bouton **New Trial**

V-6.3. Résultats des essais

Afin de visualiser les résultats concernant les différentes tentatives d'optimisation plusieurs alternatives sont disponibles :

- Résultats de chaque essai (**Trial Results**): permet de visualiser les paramètres symbolisant les écarts entre les hydrographes observés et calculés (Volume écoulé, pic d'intensité, ...)
- Graphe de comparaison (**Flow Comparison Graph**): permet de comparer les deux hydrographes visuellement;
- Graphique de dispersion (**Scatter Graph**): permet de visualiser le rapport hydrographe observé / hydrographe calculé par rapport à une droite d'angle 45°.
- graphique des résidus (**Residual Graph**): permet de visualiser le débit résiduel pour chaque pas de temps;
- **Objective Function Graph** : montre la valeur de la fonction servant à l'approximation de l'écart hydrographe observé-calculé à chaque pas de temps;
- Schéma d'optimisation (**Optimization Schematic**): permet de visualiser des résultats pour n'importe quel élément placé en amont du point où l'on procède au calage.

V-6.4. Astuces pour collecter les données relatives à la modélisation

La première étape du calage d'un modèle est la collecte des données hydrologiques du bassin versant (précipitations, débits en fonction du temps, ...). Puis à l'aide de conditions limites précédemment introduites, HEC-HMS effectue un premier calcul de l'hydrographe à l'exutoire du bassin versant. Il compare aussitôt cet hydrographe à l'hydrographe réel observé. Dans le cas où ces deux hydrographes ne correspondent pas, HEC-HMS ajuste automatiquement les différents paramètres et recalcule l'hydrographe aval, et ce jusqu'à caler exactement les deux hydrographes.

Nous nous contenterons de donner ici quelques astuces pour collecter les données hydrologiques afin d'obtenir des résultats rapidement lors de la première utilisation.

➤ Données des précipitations

- Les observations des précipitations et des ruissellements doivent provenir d'une même averse.

- Les données concernant les précipitations doivent assurer une couverture relativement complète de tout le bassin versant.
- Le volume total du ruissellement doit approximativement égaler le volume total des précipitations. Si ce n'est pas le cas, il faut vérifier que de l'eau ne provient pas d'autres sources, ou au contraire que de l'eau n'est pas évacuée par des canaux latéraux.
- L'intensité de la pluie qui sert au calage doit être similaire à celle que l'on veut étudier.

➤ Données sur l'écoulement

- Les séries d'hydrographes amont et aval doivent être fournies sur une même durée de temps et leurs volumes doivent être quasiment égaux, au débit latéral près.
- La durée de l'hydrographe aval doit être suffisamment longue pour que son volume total soit bien égal au volume de l'hydrographe amont.
- Les hauteurs d'eau relatives à l'événement qui sert au calage doivent être sensiblement similaires à celles de l'événement étudié.

V-6.5. Valeurs limites des différents paramètres introduits dans les modélisations

le tableau V-2 donne les valeurs minimales et maximales acceptées par le logiciel HEC-HMS:

Modèle	Par amètre	Minimum	Maximum
<i>Perte initiale et à taux constant</i>	Perte initiale	0 mm	500 mm
	Taux de perte constant	0 mm/h	300mm/h
<i>Modèle de perte SCS</i>	Rétention initiale	0 mm	500 mm
	Curve Number (CN)	1	100
<i>Modèle de perte de GREEN et AMPT</i>	Déficit hydrique	0	1
	Conductivité hydraulique	0 mm/mm	250 mm/mm
	Wetting front suction	0 mm	1000 mm
<i>Hydrogaphie Unitaire De CLARK</i>	Temps de concentration	0.1 h	500 h
	Coefficient de stockage	0 h	150 h
<i>Hydrogaphie unitaire de SNYDER</i>	Décalage	0.1 h	500 h
	Cp	0.1	1.0
<i>Hydrogaphie Unitaire de SCS</i>	Décalage	0.1 min	30 000 min
<i>Onde cinématique</i>	Nombre de Manning (n)	0	1
<i>Écoulement souterrain</i>	Écoulement souterrain initial	0 m ³ /s	100 000 m ³ /s
	Facteur de récession	0.000011	-
	Rapport Débit/pic max	0	1
<i>Modèle de Mustangum</i>	K	0.1 h	150 h
	X	0	0.5
	Nombre de pas	1	100
<i>Onde cinématique pour les écoulements fluviaux</i>	Facteur N	0.01	10
<i>Décalage</i>	Décalage	0 min	30 000 min

Tableau V-2 valeurs minimales et maximales acceptées par HEC-HMS

Conclusion

Le logiciel HEC-HMS offre une très grande liberté dans la modélisation de la réponse d'un bassin versant, grâce aussi bien aux nombreuses méthodes qu'il utilise pour modéliser les différents paramètres qui le constitue.

Mais, un petits problèmes, si on peut dire, se pose, lors de son exécution, il est lié à la précision des données à saisir, si celles-ci ne sont pas compatibles les unes aux autres (évite les diverses estimations), on aura donc des difficultés à avoir les résultats, c'est en raisons de cela que l'exécution affectée au bassin versant de la Soummam n'a pas abouti.

CHAPITRE VI

Introduction :

La mise en valeur intégrée de la région de la Soummam nécessitera l'utilisation des processus qui contrôlent l'utilisation des ressources en eau d'un côté, mais qui protègent les gens des risques qui peuvent survenir de ces eaux d'autre côté. De nombreux aménagements répondaient souvent à des objectifs légitimes tels que : protéger des inondations les terres cultivables et les habitations, lutter contre l'érosion des berges, produire de l'énergie, irriguer, alimenter en eau potable les hommes et le bétail, et, beaucoup plus récemment, créer des bases de loisirs.

IV-1. Divers aménagements possibles sur la vallée de la Soummam :

De nombreux aménagements de cours d'eau peuvent être réalisés sur la vallée de la Soummam, pour lutter contre les risques des inondations, ces dernières peuvent être regroupées en :

- Dragage (approfondissement du lit),
- Canalisation (bétonnage des berges et parfois du fond),
- Endiguement (augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux),
- Rectification du cours (recoupement des méandres)
- Recalibrage (augmentation de la capacité du lit en modifiant sa profondeur et sa largeur).
- Construction d'un barrage qui bloque l'eau

Mais, vu l'agressivité des crues qu'a subi le lit de la Soummam ces dernières années, il semble primordial, de choisir les aménagements les plus convenables. Parmi ces aménagements, on peut constater facilement que les deux ouvrages les plus adéquats à retenir sont : la construction d'un barrage, ou le recalibrage du cours d'eau.

IV-1.1. Construction d'un barrage :

La construction d'un barrage écrêteur sur la vallée de la Soummam semble être une bonne solution pour bloquer les eaux des fortes crues. Le bureau d'étude Yougoslave « ENERGOPROJEKT », a bien examiné la vallée de la Soummam en vue de déterminer des sites favorables à la construction de cet

ouvrage, le rapport de ces études à montre qu'il existe trois sites favorables situées dans la basse vallée de la Soummam, a Sidi Aich, Takariet et Akbou

Mais, malgré les conditions apparemment favorables, la construction de cet ouvrage sur les endroits sus site n'a pas été faite. Principalement à cause de la perte considérable des terres irrigables qui résulterait de l'inondation par les réservoirs.

Donc, la construction d'un barrage sur la vallée de basse Soummam, est à rejeter.

IV-1.2. Recalibrage du cours d'eau :

La technique de recalibrage d'un cours d'eau, est une technique très importante du point de vue protection contre les risques des inondations, en fait, on peut redimensionner notre cours d'eau d'une façons à ce qu'il puisse drainer tous les débits qui proviennent des fortes crues. Notamment un débit de 2700 m³/s dans la vallée de la Soummam.

Cette technique, peut contenir essentiellement : l'entretien des berges, ou l'approfondissement du lit

IV-1.2.1 Entretien des berges :

Les berges constituent un milieu de transition entre les zones aquatiques, terrestres et aériennes. Elles constituent par ailleurs un rempart d'u cours d'eau contre tous les écoulements provenant des bassins versants,

Il existe de nombreuses techniques de protection des berges (génie végétal et génie civil) qui doivent être adaptées aux caractéristiques du cors d'eau et au contexte local.

- **Les techniques végétales pour la protection des berges**

Les techniques végétales permettent de recréer des berges naturelles techniquement et biologiquement fonctionnelles en utilisant des végétaux vivants comme matériaux de consolidation.

Ces techniques nécessitent un entretien régulier tous les 3 à 5 ans, qui est bénéfique pour la végétation et qui peut être intégré dans le cadre d'un programme pluriannuel d'entretien de l'ensemble du cours d'eau.

- **Le génie civil pour la protection des berges**

La protection des berges par des techniques de génie civil est un procédé durable s'il est bien conçu et bien réalisé. Cependant,

son coût parfois élevé et son intégration paysagère souvent très difficile devraient amener à la réserver à la protection des lieux habités.

Les techniques utilisées sont :

- l'enrochement (blocs assemblés par du béton) qui peut être végétalisé pour en améliorer la tenue et l'aspect ;
- les murs (en pierre, moellons, béton...)
- les palplanches (feuilles de métal épais préformées emboîtables) qui doivent être réservées à des usages précis telles que la restauration de chaussées, la consolidation de pied d'anciennes protections de ponts, etc.

IV-1.2.2 L'entretien fonds de la vallées

Les milieux de fonds de vallée, autrement dit le lit majeur, jouent un rôle essentiel sur le plan hydraulique en permettant le débordement et le stockage de l'eau, assurant ainsi la protection des zones aval contre les inondations catastrophiques.

Il est donc primordial de redonner sa fonction première au lit majeur des cours d'eau en intégrant dans le plan d'entretien de la rivière un volet concernant l'entretien des boisements, des prairies et des lisières peuplant cet espace.

Conclusion :

La technique qui semble être la plus convenable dans notre cours d'eau, est sûrement celle qui stipule l'approfondissement du lit, autrement dit le Dragage, qui est considéré comme une technique incluse dans le recalibrage du cours d'eau.

En fait il est nécessaire d'approfondir le lit de notre cours d'eau afin d'avoir une courbe de tarage qui donne une hauteur d'eau plus petite pour un débit plus grand, ce qui favorise le passage des débit assez important, comme il est quasiment dans notre cas.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

Dans ce travail nous avons essayer de discrétisé le bassin versant de la Soummam, on le caractérisant, physiquement, hydrographiquement...etc., pour bien comprendre les phénomènes de crues liées à ce dernier.

L'historique des différent crues survenues sur le bassin versant de la Soummam ont montre que ce dernier à subie de très grand crues pendant les trois dernières décennées dont la plus catastrophique est celle de décembre 1967 avec un débit maximal de 2700 m³/s, ce qui peut expliquer le caractère de fort arrosage de ce bassin.

On a ainsi retenue de notre projet, que l'étude détaillée d'une crue reste une chose difficile a réalisé et qu'il est pratiquement impossible de retrouver entièrement les scénarios exacte d'une crue. Ceci est due essentiellement au manque de données que l'on dispose sur le bassin versant étudié.

Au cours de ce travail, nous avons donner une initiation sur le modèle HEC-HMS choisi.

Ce modèle offre une grande liberté dans la modélisation des bassins versant grâce aussi bien aux nombreux éléments composant le bassin versant qu'à la variétés des théories proposées pour les modéliser. Il est nécessaire d'obtenir des données précieuses et varies correspondant au bassin versant. Puisque ces dernières sont de très grande importance et elle exige qu'elles soient très précise.

donc ,on retiens de notre mémoire de fin d'étude qu'une condition fondamentale s'impose en premier lieu lors d'une étude hydrographique d'un bassin versant , cette dernières est liée directement a la disponibilité d'une base de données historique aussi complète que possible sur le bassin .

Bibliographie

1. j. LIAMAS. Hydrologie générale, principe et application
2. G.REMENERAS. hydrologie de l'ingénieur.
3. COYNE et BELIER. étude de régularisation de la Soummam. ANRH
4. C.CLINKY. étude hydrogéologique de la basse vallée de la Soummam ANRH.
5. M.CHATALOV. revalorisation des données d'observation hydrométrique sur la Soummam, station de Sidi Aich , ANRH.
6. H.CHAMBAZ, A.FASLA. choix de l'évacuateur de crue de barrage Koudiat El Affren (W. Bouira) . PFE. ENP. 1988.
7. F.MEKHALFIA. étude comparative des modèles de prévision des crues.PFE.ENP. 1998.
8. A.OUKALI. prévision des précipitation sur le nord algérien .PFE.ENP.2001.
9. M .YOUNSI. étude hydrogéologique et modélisation mathématique des écoulements souterrains de la nappe alluviale de la basse soummam. PFE.ENP. 2002
- 10.K.NETTARI, R.SEDIKI. sécurité des barrage face au risque des crues , PFE . ENP 1996.
11. Annuaire hydrologique de l'Algérie.
- 12.H.TOUNSI, K.BOUKRICHA. étude hydrogéologique du bassin versant de l'oued aissi, étude d'évacuateur de crue a déversoir latéral du barrage de takssebt. PFE. ENP. 1992.