

MINISTRE DELEGUE AUX UNIVERSITES

**THESE**

Présentée à l'École Nationale Polytechnique d'Alger  
pour obtenir le diplôme de

**MAGISTER EN HYDRAULIQUE**

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA  
METHODE DPFT  
DIFFERENCE PREMIERE DE LA  
FONCTION DE TRANSFERT**

**APPLICATION AU BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS (SEBAOU)**

par

**Hakim CHAMBAZ**

Ingénieur en Hydraulique, E.N.P.

soutenu le 27 Juin 1990 devant la commission d'Examen

**Jury**

MM A. KETTAB	}	Président
N. DECHEMI		Rapporteur
B. UPPALURI		Examineur
B. KHAMARI		Examineur
M. NAKIB		Examineur
B. MOKRANE		Invité

\*\*\*\*\*

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA METHODE D.P.F.T- DIFFERENCE PREMIERE  
DE LA FONCTION DE TRANSFERT- APPLICATION AU BASSIN VERSANT DE  
L'OUED DIS

\*\*\*\*\*

Etudié par : Mr H.CHAMBAZ

Dirigé par : Dr N.DECHEMI

المُلخَص

يدخل هذا العمل في اطار قولبه للمطر والتصريف، الطريقة المدروسة هي " DPFT " الفرق الاولى لدالة التحول، التي استبقت من طريقة الرسم المائي الاحادي، لانها تقولب نفس النظام التحسولي للمطار الخام تتحول الى امطار فعالة لنموذج انتاجي وبعدها، دالة التحول تسمح الانتقال من امطار فعالة الى تصريف جرياني، هذه الطريقة تظهر عدة ايجابيات بالمقارنة مع طريقة الرسم المائي الاحادي.

في العمل، نمثل التحسينات او التعديلات التي ادخلت على نظام العد، للحل بهذه الطريقة، لتطوير برنامج حسابي. طريقة تطبيقية، مرضية، على حوض ماسب واد سيباو.

ABSTRACT

Rainfall-Runoff modelisation, used in the flood-forecast, was studied through FDTF method; which is derived from the unit hydrograph method. In this context, the actual Rainfall is transformed into effective rainfall through a production model, which in turn is translated into runoff through a transfer function. The advantages of this method especially for this model proved its effectiveness from the results obtained, the applicability of this model is described in details. By incorporating all the improvements, a computer program is drawn for the model quoted above. The model was applied to the DIS (SEBAOU) water shed which has given satisfactory results.

RESUME

L'objectif de ce travail consiste a l'etude et la modelisation pluie-debit, ainsi que la mise en oeuvre d'un logiciel permettant d'évaluer les performances de ce modele. La méthode étudiée est celle de la Difference Première de la Fonction de Transfert (DPFT). Cette dernière derive de la methode de l'hydrogramme unitaire puisqu'elle modelise le même systeme de transformation; la pluie brute est transformée en pluie efficace par un modèle de production ensuite, une fonction de transfert permet le passage de la pluie efficace au debit ruisselé. Cette methode presente plusieurs avantages par rapport a celle de l'hydrogramme unitaire. Dans ce travail, on a repris toutes les ameliorations apportées a l'algorithme de résolution de la méthode pour développer un logiciel de calcul. Une application de cette méthode a été faite sur le bassin versant de l'oued DIS (SEBAOU) et a prouvé son applicabilité et son efficacité grace aux bons resultats obtenus.

## AVANT-PROPOS

Avant d'aborder l'exposé de ce mémoire, il m'est particulièrement agréable de remercier Mr N.DECHEMI mon directeur de recherche, et lui exprimer ma profonde reconnaissance pour la sollicitude avec laquelle il m'a guidé et encouragé, pour ses conseils pertinents et éclairés et enfin pour son dévouement permanent et inlassable dont il a fait preuve durant toute cette étude.

Mr A.KETTAB chargé de cours ENP d'Alger qui a bien voulu accepter la présidence de mon jury, qu'il trouve ici mes plus vifs remerciements.

Mr M.NAKIB chargé de cours ENP Alger, Mr B.KHAMARI chargé de cours INA Alger et Mr B.M.UPALURI maître de conférence ENP Alger qui ont bien voulu s'intéresser à mon travail et l'avoir examiné avec toute l'attention voulue, qu'ils veulent bien accepter ma respectueuse reconnaissance.

Mr B.MOKRANE PhD responsable ANB a bien voulu assister à ma soutenance, qu'il trouve ici ma profonde gratitude.

Mes remerciements s'adressent aussi :

A mes collègues de l'équipe de recherche G.E.S.T.O.P ( Mr T.MER-ABTENE, Mr B.BERMAD, Mr S.BENZIADA et Mr NEBACHE, qui ne m'ont jamais refusé leur aide.

Il me faut remercier Madame MERABTENE pour son aide efficace pour la dactylographie de ce mémoire.

Il serait vain de citer les noms de tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce travail, qu'ils veuillent retrouver ici, l'expression de ma profonde gratitude.

Je ne peux terminer sans citer Mr S.KAOUA, M.D.SAIS, tous les bibliothécaires de l'INA et de l'ENP, l'effectif du groupe hydraulique de l'ANRH, l'effectif de l'entreprise U.F.S.I, Mr Y.REMRAM pour leurs contributions et soutien moral.

Enfin je ne saurais oublier tous les camarades enseignants, tous mes amis, qu'ils trouvent dans ce modeste document l'expression de la sincère reconnaissance d'un ami.

Je dédie ce travail à tous les membres de la famille, qui m'ont tous appris chacun à sa façon la valeur des études, et cela dès mon plus jeune âge, à ma mère et mon défunt père qui ont toujours été pour moi un exemple de dévouement et de responsabilité assurée j'usqu'au bout.

## SOMMAIRE

PAGES

<u>INTRODUCTION</u>	<u>1</u>
<u>I CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES SYSTEMES HYDROLOGIQUES</u>	<u>4</u>
I-1 Caracteristiques principales des systemes hydrologiques	4
I-2 Notion de systeme hydrologique	6
I-3 Données caracterisant le systeme hydrologique	6
I-3.1 La pluviometrie	6
I-3.2 Les debits (donnees hydrometriques)	7
I-3.3 L'evapotranspiration	8
I-4 Proprietes des systemes hydrologiques	8
I-4.1 Systeme statique et systeme dynamique	8
I-4.2 Proprieté de stationarite	9
I-4.3 Proprieté de linéarité	9
<u>II LA MODELISATION EN HYDROLOGIE</u>	<u>10</u>
II-1 Generalités sur les modeles	10
II-2 Objectifs de la modelisation	11
II-2.1 La prevision	11
II-2.2 La simulation	11
II-2.3 Le controle	11
II-3 Classification des modeles	12
II-3.1 Les modeles physiques en hydrologie	12
II-3.1.1 Modeles physiques a l'echelle	12
II-3.1.2 Modeles physiques analogique	12

II-3.2 Les modèles mathématiques en hydrologie -----	12
II-3.2.1 Les modèles stochastiques et probabilistes ---	13
II-3.2.2 Les modèles déterministes -----	13
II-3.2.2.1 Les modèles "Boite -Noire" -----	14
II-3.2.2.2 Les modèles conceptuels -----	14
II-3.3 Mise en oeuvre des modèles -----	14
II-3.3.1 La construction -----	15
II-3.3.2 Détermination des paramètres internes objectifs -----	15
II-3.3.3 Calage du modèle -----	15
II-3.3.4 Test du modèle -----	16
II-3.3.5 Exploitation du modèle -----	16
II-3.4 Exploitation du modèle -----	16
II-3.5 Analyse et traitement des incertitudes -----	17
II-5.1 Le recensement des erreurs -----	17
II-5.2 Evaluation des erreurs -----	17
II-5.3 Traitement des erreurs -----	18
Conclusion	

### III ETUDE THEORIQUE DES MODELES PLUIE-DEBIT -----19

III-1 Structure générale -----	19
III-2 La fonction de transfert linéaire -----	19
III-2.2 Représentation d'état -----	20
III-2.3 L'équation aux différences -----	20
III-2.4 La fonction de transfert polynomiale -----	22
III-2.5 L'hydrogramme unitaire -----	23
III-2.6 Différence première de la fonction de transfert --	24
III-2.7 Recapitulation -----	25

- a) Représentation d'état
- b) Equation aux différences
- c) Hydrogramme unitaire
- d) DPFT
- e) DPED

III-3 La fonction de production -----26

III-3.1 Definition du coefficient de retention

(1<sup>re</sup> variante) -----28

III-3.2 Definition du coefficient de retention

(2<sup>me</sup> variante) -----29

III-3.3 Prise en compte de l'évapotranspiration

potentielle -----29

a) cas ou  $PE(K) > E(K)$

b) cas ou  $PE(K) < E(K)$

IV METHODE DU TYPE HYDROGRAMME UNITAIRE -----32

IV-1 Position du problème -----32

IV-2 Methode de l'hydrogramme unitaire -----34

IV-3 hydrogramme en S -----35

IV-4 Inconvenients de la methode de l'hydrogramme

unitaire ----- 38

IV-4.1 Problème de la separation des hydrogramme

en différentes composantes ----- 38

IV-4.2 Determination des pluies efficaces ----- 39

IV-5	Techniques d'identification et deconvolution -----	39
IV-5.1	Identification de la fonction de transfert ----	39
IV-5.2	Méthodes d'identification de la fonction de transfert -----	41
	a) Methode matricielles	
	b) Les méthodes basées sur les critères d'optimisation	
	c) Les méthodes de transformation	
	d) Les méthodes d'analyse des series temporelle	
IV-5.3	Identification des fonctions de transfert sur un jeux multi-evenements -----	44
IV-5.4	Comparaison des methodes d'identification de la fonction de transfert -----	47
IV-5.5	Methodes d'identification des pluie efficaces -	48
IV-5.6	Identification simultanée de la fonction de transfert et des pluies efficaces -----	48
IV-5.7	Identification des pluies efficaces connaissant préalablement une estimation de la fonction de transfert -----	48
IV-5.8	Conclusion	

## V METHODE DPFT (DIFFERENCES PREMIERES DE LA FONCTION DE

TRANSFERT ----- 51

### V-1 PRINCIPES DE BASE

V-1.1	La formulation en différence -----	52
V-1.2	Les pluies efficaces considerées comme inconnues du problème -----	54
V-1.3	Une solution iterative alternée -----	54



V-2	Le rôle des contraintes dans l'algorithme de résolution	
V-2.1	Contraintes sur la fonction de transfert -----	56
V-2.1.1	Contrainte de positivité	
V-2.1.2	Norme de la fonction de transfert -----	57
V-2.1.3	Contrainte sur la forme de la fonction de transfert -----	58
V-2.2	Contraintes sur les pluies efficaces	
V-2.2.2	Contraintes sur le coefficient de ruissellement -----	58
V-3	Déroulement de l'algorithme de résolution générale ---	59
V-3.1	Première itération	
V-3.1.1	Identification de la fonction de transfert	
V-3.1.2	Déconvolution des pluies efficaces -----	60
V-3.2	Deuxième itération -----	61
V-4	Techniques numériques utilisées dans la méthode DPFT --	61
V-4.1	Techniques d'identification de la DPFT -----	61
V-4.2	Techniques de déconvolution des pluies efficaces	64
V-5	Algorithmes de résolution utilisé dans la méthode DPFT.	66
V-6	Conclusion	

VI application de la méthode DPFT au bassin versant  
de l'oued DIS ----- 73

VI-1	Etude des événements averse - crue dans le bassin versant de l'oued DIS -----	75
------	--	----

VI-1.1	Caracteristiques et regime hydro-pluviometrie	--	75
VI-1.2	Traitement et mise en forme des donnees		
	d'observation	-----	76
VI-1.2.1	Limnigraphie		
	VI-1.2.1.1 Debit de base		
	VI-1.2.1.2 debit de pointe		
VI-1.2.2	Pluviometrie-Pluviographie	-----	77
	VI-1.2.2.1 Calcul des indices de		
	precipitations antecedantes		
VI-1.2.3	Mise en forme de l'hyetogramme	-----	79
VI-1.2.4	Analyse del'ensemble		
	hyetogramme-hydrogramme	-----	80
VI-1.2.5	Presentacion des resultats	-----	80
VI-2	Application de la methode DPFT au bassin versant		
	de l'oued DIS	-----	81
VI-2.1	Demarche suivie		
	VI-2.1.1 Calage de la fonction de transfert et		
	obtention des series des pluies efficaces		
VI-2.1.2	Choix des episodes pluie-debit	-----	81
VI-2.1.3	Calcul de la fonction de transfert	----	83
VI-2.1.4	Calcul des pluie efficaces deconvoluée		
VI-2.2	Modele de production utilise	-----	91
VI-2.3	Ajustement de la fonction de production	-----	92
VI-2.4	Calcul des debits modelises	-----	92)
CONCLUSION		-----	97
<u>CONCLUSIONS GENERALES</u>		-----	98

## **INTRODUCTION**

## INTRODUCTION

Les crues sont des accroissements notables des débits et donc des niveaux des cours d'eau qui peuvent entraîner des submersions ou inondations plus ou moins dommageables.

Les crues, comme les étiages des cours d'eau, ou les précipitations sont des phénomènes naturels aléatoires : la date de réalisation des événements extrêmes, plus encore que leur ordre de grandeur ne peuvent être définis longtemps à l'avance.

L'étude des crues est destinée généralement à deux types d'opérations distinctes qui sont :

- La prédétermination qui consiste à ne pas se préoccuper principalement de la date de ces événements à venir, mais à rechercher la probabilité pour laquelle des événements supérieurs à un seuil se produisent au cours d'une année. Bien entendu, cette étude des ordres de grandeur des risques concerne le dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

- La prévision qui cherche à définir la façon dont évoluent les phénomènes dans un proche avenir. Comme on le constate, cette estimation est également statistique compte tenu de l'existence d'aléas et d'incertitudes même à court terme.

La prévision est une discipline de l'hydrologie dite opérationnelle, en raison de l'importance que prennent les dernières observations disponibles à la date où la prévision est émise. Compte tenu de la complexité des phénomènes naturels qui se produisent dans le bassin versant, la modélisation représente dans bien des cas l'unique outil d'analyse et de déduction.

Cependant, la performance d'un système d'annonce de crue dépend principalement des modèles hydrologiques utilisés pour la représentation schématisée du phénomène réel qui est la dynamique du transfert de l'eau précipitée en eau ruisselée dans les rivières. Les modèles pluie-débit, largement utilisés dans ce contexte, sont destinés à élaborer un outil efficace pour différents objectifs tels que la compréhension la prévision et la simulation.

Néanmoins, la crédibilité de ces modèles n'est pas toujours démontrée à cause de la présence d'incertitudes et d'erreurs dues d'une part à la modélisation, et d'autre part aux mesures de données (pluie, débit, évapotranspiration, etc...)

Dans ce mémoire, on s'intéresse à la prévision des crues dans le cadre d'un système d'annonce de crue. Ceci implique une connaissance très précise de la relation pluie - débit du bassin considéré car on doit être en mesure de reproduire avec une assez bonne précision la forme exacte de l'hydrogramme à l'exutoire de celui-ci, notamment la phase de montée et le pic. Face à ce problème, les hydrologues ont été amenés à proposer des modèles mathématiques de la relation pluie-débit dont le comportement reproduit les caractéristiques qu'on veut du système naturel.

Parmi ces modèles, on se propose d'étudier la méthode DPFT (différences premières de la fonction de transfert) qui est une extension de la méthode classique de l'hydrogramme unitaire, puisqu'elle modélise le même système de transformation de la pluie efficace en débit de ruissellement direct.

Bien entendu, les hypothèses sur le fonctionnement du système considéré seront les mêmes que dans le cas de la méthode de l'hydrogramme unitaire. Notre intérêt s'est focalisé sur les phénomènes de crue qui ont lieu avec des délais assez courts par rapport aux précipitations génératrices de ces phénomènes. Ces crues sont caractérisées par l'importance de la composante de la réponse rapide qui est le débit de ruissellement direct.

Après une étude détaillée de la méthode DPFT ainsi que les améliorations qui y sont apportées, on procédera à l'application de cette méthode sur le bassin versant de l'oued DIS (sous-bassin du SEBAOUD) d'une superficie d'environ cent (100) km<sup>2</sup> caractérisée par des réponses rapides.

Ce travail est divisé en (04) parties :

- Le chapitre I, traite les principales caractéristiques des systèmes hydrologiques qui sont : la description de la transformation pluie - débit, les propriétés des systèmes hydrologiques et les données caractérisant les systèmes hydrologiques.

- Le chapitre II, est consacré à la présentation des modèles utilisés en hydrologie de surface. On y retrouve les objectifs de la modélisation, la classification des différents modèles ainsi que leur mise en oeuvre.

- Dans le chapitre III, une étude théorique concernant l'identification de la relation pluie - débit est faite. On y retrouve différentes formulations mathématiques de la fonction de transfert et de la fonction de production.

- Le chapitre IV traite une étude détaillée de la méthode DPFT. En introduction, un bref aperçu est donné sur la méthode de l'hydrogramme unitaire ainsi que ses inconvénients.

- Le chapitre V est consacré à l'étude détaillée des événements averse - crue du bassin versant de l'oued DIS. Une méthode de dépouillement, de traitement et mise en forme des données est présentée en détails.

Enfin, dans le chapitre VI, on procède à l'application de la méthode DPFT sur le bassin versant en question. Les résultats et leurs interprétations y sont présentés.

**CHAPITRE I**

---

**CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES**

---

**SYSTEMES HYDROLOGIQUES**

---

## CHAPITRE I

### I- CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES SYSTEMES HYDROLOGIQUES :

Le cycle hydrologique constitue un système représenté par les modèles des différents transferts d'eau entre l'atmosphère, les continents et les océans.

Les divers processus naturels qui décrivent ce cycle continu sont : l'évaporation, la condensation, la précipitation et l'écoulement.

#### I-1- DESCRIPTION DE LA TRANSFORMATION PLUIE - DEBIT :

Le processus physique intervenant dans la transformation pluie-débit est en général très complexe. On se contente souvent de recourir à des schématisations comme celle qui est présentée sur la figure (1.1)

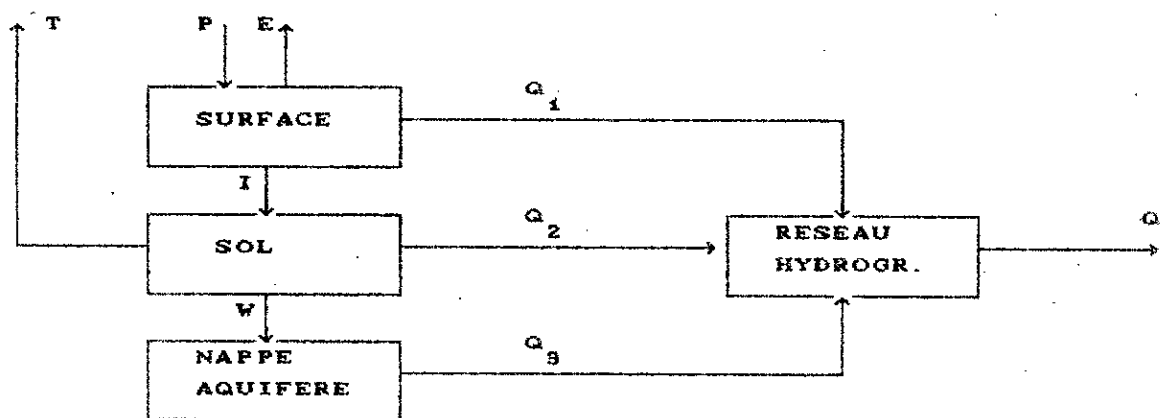


Figure 1.1 : Représentation systématique du bassin versant

Selon ce schéma, l'eau précipitée ( $P$ ) qui échappe à l'évapotranspiration ( $E$ ), l'interception par la végétation ( $V$ ) et le stockage dans des dépressions superficielles ( $D$ ), s'infiltré ( $I$ ) et alimente en partie l'écoulement superficiel ( $Q_1$ ). L'eau infiltrée alimente ensuite l'écoulement hypodermique ( $Q_2$ ) à travers une mince couche superficielle du sol et recharge les



nappes aquifères (W). Ces dernières contribuent avec ( $Q_g$ ) à l'écoulement global ( $Q$ ).

De manière générale, le temps mis par une particule d'eau précipitée pour arriver à l'exutoire est variable selon la voie qu'elle emprunte : Il est faible pour l'écoulement superficiel et va croissant selon qu'il s'agit de la voie hypodermique ou de la voie souterraine.

En effet, l'observation des relevés de débits permet de distinguer des réponses lentes et rapides du bassin versant. Durant toute notre étude, les réponses lentes seront regroupées sous forme d'un débit appelé "débit de base" noté  $Q_b$ , tandis que le débit de ruissellement direct designera la réponse rapide. Cette dernière généralement prépondérante sur la réponse lente, est génératrice du pic des crues.

Lors de la modélisation de la relation pluie-débit, on se restreint à une approche globale sans considérer une variabilité spatiale de la pluie.

ainsi une telle étude se heurte aux difficultés suivantes :

- . Il s'agit d'une relation non linéaire
- . La pluie varie dans l'espace d'autant plus que le pas de temps considéré est faible
- . Les séries chronologiques de la pluie et du débit sont non stationnaires.

Le modèle qui nous permettra d'établir une liaison entre la pluie et le débit de la réponse rapide devra avoir les caractéristiques suivantes :

- a) S'accommoder de la non linéarité du processus
- b) Modéliser les pertes en volume entre la pluie et le débit correspondant
- c) Etre capable de traiter l'aspect composite des hydrogrammes mesurés sous-forme de réponses rapides, lentes ou intermédiaires.

## I-2- NOTION DE SYSTEME HYDROLOGIQUE :

Un système est un ensemble d'éléments interconnectés qui transforme un ou plusieurs signaux d'entrée ( $x(t)$ ) fonction du temps en un signal de sortie ( $y(t)$ ).

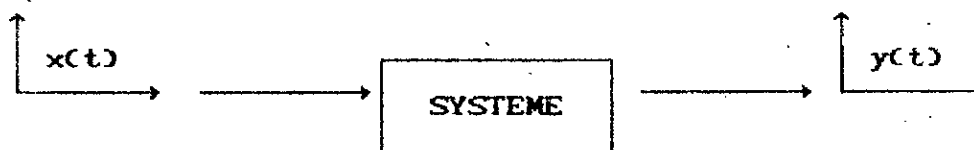


FIG:1.2

Cette définition, bien que très générale, fait apparaître immédiatement les deux composantes principales d'un système :

- Les signaux d'entrée  $x(t)$  et de sortie  $y(t)$  qui l'affectent.
- L'ensemble des lois internes qui régissent la transformation.

Pour le cas des relations pluie-débit, on distingue :

- L'entrée du système qui est la pluie tombant sur le bassin versant, mesurée à partir d'un ou plusieurs pluviomètres ou pluviographes.
- La sortie du système qui est le débit à l'exutoire mesuré d'un limnimètre ou limnigraphe (ou autre moyens de mesure).

## I-3- DONNEES CARACTERISANT LE SYSTEME HYDROLOGIQUE :

### I-3-1- LA PLUVIOMETRIE :

Les mesures de pluie sont effectuées à l'intérieur du bassin versant considéré, par des pluviomètres ou pluviographes. Du fait de la variabilité spatiale de la pluie, ces mesures relevées sur les différents postes peuvent être différentes.

La lame d'eau moyenne affectant le bassin versant par différentes méthodes dont on cite : la moyenne arithmétique, la méthode de Thiessen, le Krigeage, l'analyse en composante principale (ACP)...

Pour le cas de la prévision des crues, c'est les données à pas de temps fin (issues des pluviographes) qui sont utilisées. Les erreurs commises dans l'estimation des pluies sont généralement dues :

- au déplacement du pluviomètre
- au changement du type du pluviomètre
- à l'inclinaison du pluviomètre
- à la hauteur du pluviomètre
- à l'évaporation
- à l'effet du vent

### I-3-2- LES DEBITS (DONNEES HYDROMETRIQUES)

Les stations hydrométriques se composent d'équipements destinés à la mesure des niveaux d'eau (cas des stations limnimétriques) et à l'enregistrement de leurs variations (cas des stations limnigraphiques). Le passage aux débits se fait par étalonnage de la station en établissant la relation entre les débits et le niveau d'eau.

Ces débits peuvent être connus autrement par des mesures directes effectuées au niveau du cour d'eau dont on cite :

- jaugeages dit au "moulinet" ou mesure directe des vitesses en différents points
- jaugeages au flotteur
- détermination globale du débit transitant dans la section ou jaugeage dit par "dilution"
- mesure de la vitesse moyenne sur une horizontale en travers de la section (mesure par ultrasons).

Parmi les incertitudes et erreurs qui peuvent entâcher les séries de débits, on distingue :

- les erreurs d'estimation des niveaux
- les erreurs de mesure des débits (jaugeages)
- les erreurs sur le choix de la courbe de tarage  $Q = f(Z)$
- les erreurs d'échantillonnage

### I-3-3- L'EVAPOTRANSPIRATION :

Comme on l'a déjà vu, toute l'eau précipitée n'atteint pas nécessairement l'exutoire du bassin versant. Une fraction qui peut être importante regagne l'atmosphère par évaporation du sol et transpiration du couvert végétal.

Les données d'évapotranspiration ( ETP ) sont :

- soit obtenues à partir des mesures directes : bacs d'évaporation (évaporation uniquement), lysimètres
- soit évaluées à partir de formules (THORNTHWAITE, TURC, PENMAN) plus ou moins empiriques faisant intervenir d'autres paramètres climatiques (température, vitesse du vent, tension de vapeur, insolation, humidité relative, etc...).

Dans le cas de la prévision de débit de crue à courte échéance (moins de 24 heures), le phénomène d'évapotranspiration n'a pas d'influence sur le processus de transformation pluie-débit, et par conséquent, il ne sera pas pris en compte.

### I-4- PROPRIETES DES SYSTEMES HYDROLOGIQUES :

#### I.4.1- SYSTEME STATIQUE ET SYSTEME DYNAMIQUE :

Un système statique est un système pour lequel le signal de sortie au temps  $t$  n'est fonction que de l'entrée au même instant. Sachant que la transformation réalisée par le bassin versant comprend essentiellement des phénomènes de transfert et de stockage, Les systèmes hydrologiques ne peuvent être que dynamiques.

I-4-2- PROPRIETE DE STATIONNARITE :

Un système est dit stationnaire si la transformation d'un même signal d'entrée est indépendante du temps. Pour qu'un système hydrologique soit stationnaire, il faut que toutes les grandeurs qui l'affectent soient dans le même état (couverture végétale, géomorphologie, nature sol...).

I-4-3- PROPRIETE DE LINEARITE :

Cette propriété se traduit dans la pratique par le respect des principes de superposition et de proportionnalité, tout signal de sortie pouvant être formé par l'addition et la juxtaposition des réponses unitaires (SHERMAN 1932).

C'est une propriété qui est souvent admise pour des raisons pratiques de mise en oeuvre (estimation des paramètres).

Pour le cas des relations pluies-débit, les différentes causes de non linéarité proviennent essentiellement de :

- la variation de la vitesse d'écoulement en fonction du débit
- l'effet réservoir non linéaire avec seuil exercé par les différents processus (interception, infiltration).
- La répartition variable de l'eau en fonction des caractéristiques de la pluie et des événements antérieurs.

Le degré de non linéarité est variable selon les caractéristiques propres aux bassins versants (géomorphologie, couverture végétale, nature du sol et sous-sol)...

**CHAPITRE II**

---

**LA MODELISATION EN HYDROLOGIE**

---

## CHAPITRE II :

### II- LA MODELISATION EN HYDROLOGIE :

#### II-1- GENERALITES SUR LES MODELES :

Au sens général, un modèle permet la simulation d'un processus physique naturel. On peut exprimer ce type de processus soit à l'aide de formulations mathématiques, soit par une reproduction physique à une autre échelle, soit encore en utilisant des processus physiques ayant une expression mathématique analogue.

Les systèmes naturels étudiés par l'hydrologue (bassin versant, parcelle de drainage...) sont généralement si complexes qu'il est nécessaire de les représenter schématiquement par un modèle. Seuls les éléments essentiels pour l'étude envisagée sont retenus, au prix de nombreuses hypothèses simplificatrices.

Un modèle est toujours un compromis entre les deux nécessités opposées :

1. Elaborer un modèle suffisamment complet et raffiné pour décrire le système étudié le plus fidèlement possible.
2. Elaborer un modèle suffisamment simple pour que sa formulation symbolique (par exemple une équation) soit possible, et que son exploitation ne soit pas trop lourde.

L'utilisation d'un modèle peut être envisagée de deux manières différentes :

La première est l'utilisation déductive : calcul de la réponse du système à une sollicitation extérieure donnée.

Par exemple, calcul du débit à l'exutoire d'un bassin pour une précipitation donnée, en vue du dimensionnement d'un ouvrage.

La seconde possibilité est l'utilisation inductive : détermination des paramètres internes du système à partir des mesures de sollicitations extérieures et des réponses.

Le calcul du coefficient de conductivité hydraulique ou du coefficient d'emmagasinement d'un aquifère par la méthode de THEIS ou de JACOB par exemple .

## II-2- OBJECTIFS DE LA MODELISATION :

En hydrologie, les objectifs de la modélisation sont :

### II-2-1- LA PREVISION :

Les débits futurs à l'exutoire sont évalués par la mesure en temps réel des pluies comme signaux d'entrée, le bassin versant étant un système causal.

### II-2-2- LA SIMULATION :

La simulation est l'analyse du comportement du système pour un signal particulier.

En hydrologie, la simulation est utilisée :

- pour compléter des données manquantes
- pour faire de la prédétermination de crue
- pour générer des séries de données utiles à la gestion d'ouvrages de retenue.

### II-2-3- LE CONTROLE :

Il consiste à agir sur le signal d'entrée pour obtenir un signal de sortie ayant certaines caractéristiques (gestion de réservoirs, de bassins d'orage).

#### Remarque :

L'utilisation de modèles de tout genre nécessite beaucoup de données au départ. Celles-ci permettent d'une part le calage du modèle (détermination de tous les paramètres) et d'autre part une vérification de ce calage. Les données disponibles seront pour cela divisées en deux groupes. Le premier groupe, contenant environ les 2/3 des données disponibles est utilisé pour le calage



et le deuxième pour la vérification. Ce n'est qu'une fois calé et vérifié que le modèle est opérationnel.

### II-3- CLASSIFICATION DES MODELES :

Les modèles hydrologiques appartiennent en général, à deux grandes classes :

Les modèles physiques et les modèles mathématiques.

#### II-3-1- LES MODELES PHYSIQUES EN HYDROLOGIE :

##### II-3-1-1- MODELE PHYSIQUE A L'ECHELLE :

Le modèle physique à l'échelle est un modèle réduit de l'état naturel. Ceci nécessite une étude minutieuse de tous les problèmes de distorsion dus à l'échelle.

Puisque, actuellement, il n'est pas encore possible de mettre à l'échelle le processus de l'écoulement d'une manière satisfaisante, ce type de modèle est utilisé comme moyen de vérification en laboratoire des modèles digitaux.

##### II-3-1-2- LE MODELE PHYSIQUE ANALOGIQUE :

Les modèles analogiques exploitent les analogies existantes entre les lois de l'hydrologie et celle de l'électricité et permettent d'approcher d'une manière simple le processus naturel.

#### II-3-2- LES MODELES MATHÉMATIQUES EN HYDROLOGIE :

Les modèles mathématiques sont les plus utilisés des modèles hydrologiques car ils ne sont soumis à aucune contrainte expérimentale de nature physique. De plus, ils ont pu profiter de l'extraordinaire développement de l'outil informatique sur lequel ils reposent.

Les modèles mathématiques peuvent être séparés en modèles déterministes et modèles stochastiques. Les modèles déterministes sont caractérisés par l'unicité de leur réponse à une sollicitation extérieure donnée et à un état du système donné. Ainsi, le débit (signal de sortie) est entièrement expliqué par la transformation de la pluie (signal d'entrée).

Au contraire, un modèle stochastique fait intervenir un paramètre aléatoire, soit dans la relation fonctionnelle qui lie l'entrée à la sortie du modèle, soit, plus fréquemment, dans les données elles-mêmes.

### II-3-2-1- LES MODELES STOCHASTIQUES ET PROBABILISTES :

Dans ce genre de modèles, la notion de probabilité d'apparition d'un événement est introduite. Si la probabilité est fonction du temps, on dit que le modèle est stochastique, si elle est indépendante du temps, on parle de modèle probabiliste.

En réalité, tous les processus hydrologiques sont dans une certaine mesure stochastiques ou probabilistes.

Exemple : - Chaîne de MARKOV

- Modèles basés sur la théorie bayésienne.

### II-3-2-2- MODELES DETERMINISTES :

Il s'agit des modèles paramétriques, basés sur des formulations mathématiques plus ou moins sophistiquées. Les différents paramètres sont à déterminer sur la base d'observations.

On distingue deux catégories de modèles déterministes : Les modèles "boîtes-noire" ("black-box" modèles) et les modèles conceptuels.

et le deuxième pour la vérification. Ce n'est qu'une fois calé et vérifié que le modèle est opérationnel.

### II-3- CLASSIFICATION DES MODELES :

Les modèles hydrologiques appartiennent en général, à deux grandes classes :

Les modèles physiques et les modèles mathématiques.

#### II-3-1- LES MODELES PHYSIQUES EN HYDROLOGIE :

##### II-3-1-1- MODELE PHYSIQUE A L'ECHELLE :

Le modèle physique à l'échelle est un modèle réduit de l'état naturel. Ceci nécessite une étude minutieuse de tous les problèmes de distorsion dus à l'échelle.

Puisque, actuellement, il n'est pas encore possible de mettre à l'échelle le processus de l'écoulement d'une manière satisfaisante, ce type de modèle est utilisé comme moyen de vérification en laboratoire des modèles digitaux.

##### II-3-1-2- LE MODELE PHYSIQUE ANALOGIQUE :

Les modèles analogiques exploitent les analogies existantes entre les lois de l'hydrologie et celle de l'électricité et permettent d'approcher d'une manière simple le processus naturel.

#### II-3-2- LES MODELES MATHÉMATIQUES EN HYDROLOGIE :

Les modèles mathématiques sont les plus utilisés des modèles hydrologiques car ils ne sont soumis à aucune contrainte expérimentale de nature physique. De plus, ils ont pu profiter de l'extraordinaire développement de l'outil informatique sur lequel ils reposent.

### II-3-2-2-1 - LES MODELES "BOITE-NOIRE" :

Les modèles "boite-noire" sont construits de façon à transformer l'entrée du système en une réponse du système, mais sans attacher d'importance à la façon de le faire. Il importe seulement que le modèle soit capable de simuler la réponse du système étudié, l'état interne du système n'étant pas pris en considération par l'utilisateur.

Cependant, ce type de modèle permet l'analyse des paramètres importants pour le phénomène sans que les relations fonctionnelles du système soient exprimées.

### II-3-2-2-2 - LES MODELES CONCEPTUELS :

Contrairement aux modèles "boite-noire", les modèles conceptuels s'attachent à décrire les relations fonctionnelles liant les sollicitations aux réponses du système. Ils nécessitent donc la compréhension du comportement du système (ou des sous-systèmes). Ceci implique :

a) que l'on soit capable de formuler les relations fonctionnelles (par exemple, formulation des équations d'infiltration de l'eau dans le sol).

b) que l'on connaisse les paramètres intervenants dans les relations (par exemple, conductivité hydraulique  $K$ ).

La seconde condition peut sembler moins contraignante que la première, mais constitue en fait souvent un facteur limitant à l'utilisation de modèles conceptuels raffinés.

### II-3-3 - MISE EN OEUVRE DES MODELES :

La mise en oeuvre des modèles de simulation implique un certain nombre de phases, conduisant du système réel à un modèle opérationnel capable de le simuler.

Pratiquement, il s'agit d'un processus itératif en cinq points : construction, détermination des paramètres internes, calage, test et exploitation.

### II-3-3-1- LA CONSTRUCTION :

Elle consiste à schématiser le système réel par le biais d'une série d'hypothèses simplificatrices et à en donner une formulation symbolique (par exemple formulation d'une équation qui représente la forme de l'hydrogramme).

### II-3-3-2- DETERMINATION DES PARAMETRES INTERNES OBJECTIFS :

Celle-ci pose un problème ardu car la mesure in situ est souvent complexe. De plus, il importe de multiplier les mesures sur le système pour se faire une bonne idée de la variation spatiale du paramètre et le calcul d'un "paramètre moyen" est sujet à caution. C'est en particulier le cas lors de mesures de vitesse d'infiltration "in situ".

La détermination des paramètres internes à un instant donné n'est parfois pas suffisante. En effet, certains types de sols présentent une évolution temporelle irréversible qu'il convient d'étudier en détail.

### II-3-3-3- CALAGE DU MODELE :

Le calage du modèle consiste à déterminer les paramètres d'ajustement (paramètres internes qui n'ont pas de sens physique direct) à partir d'un jeu de données et de réponses mesurées sur le système réel. Dans les modèles boîte-noire, le rôle des paramètres d'ajustement est évident (par exemple, coefficient d'un polynôme de regression). Dans les modèles conceptuels, au contraire, ils ne sont pas à priori indispensables.

La modélisation est rarement assez fidèle pour garantir que l'on ait bien la réponse attendue à une sollicitation donnée du système: il y a donc souvent lieu d'introduire, outre les paramètres objectifs, un certain nombre de paramètres d'ajustement, que l'on évoluera au cours de cette phase de développement.

#### II-3-3-4- TEST DU MODELE :

Le test du modèle est une opération indispensable dans le processus d'élaboration. Il consiste à vérifier sur un jeu de données et de réponses mesurées sur le système réel, différent du jeu de données de calage, l'aptitude du modèle calé, à simuler la réalité. (Cette évolution peut, par exemple, être effectuée par un test statistique). Bien que trop fréquemment négligé, le test est le seul moyen objectif permettant de préciser l'ordre de grandeur des erreurs à attendre lors de l'exploitation du modèle.

#### II-3-3-5- EXPLOITATION DU MODELE :

L'exploitation du modèle est la phase opérationnelle du processus pour son utilisation pratique. Pour le cas de la prévision de crue, l'exploitation du modèle étudié consiste en l'extension d'une série de débits à partir de la pluviométrie enregistrée sur le bassin versant.

#### II-3-4- EXPLOITATION DES DONNEES HYDROLOGIQUES :

La mise en oeuvre de modèles hydrologiques implique la disponibilité d'un grand nombre de données, à des pas de temps toujours plus petits. Cet impératif constitue un problème au niveau de l'acquisition, du pré-traitement et du stockage des données en nombre considérable, que seules l'automatisation et l'informatique sont à même de résoudre. Notons que, très fréquemment, le test ne peut s'effectuer pour manque de données.

### II-3-5- ANALYSE ET TRAITEMENT DES INCERTITUDES :

Sur une application donnée, un modèle doit être apprécié quantitativement par sa capacité à reproduire la réalité avec le minimum d'erreurs possibles. Au niveau de la phase d'analyse et traitement des incertitudes, on distingue trois opérations différentes.

#### II-3-5-1- LE RECENSEMENT DES ERREURS :

Les erreurs les plus fréquentes sont :

- Pour les données : erreurs de mesure, relevés épisodiques ou décalés, pas de temps, reconstitution des données.
- Pour les hypothèses : simplification exagérée, non stationnarité.
- Pour les paramètres : erreurs provenant des données, erreurs dues à la procédure de calage. Enfin, les erreurs sur les résultats du modèle, et celles induites par l'utilisateur résultent directement des erreurs citées précédemment.

#### II-3-5-2- EVALUATION DES ERREURS :

Comme on l'a déjà vu, l'échantillon total des données sera divisé en deux sous-échantillons :

- Un échantillon dit de "calage" qui servira non seulement au calage du modèle, mais aussi à l'évaluation quantitative des diverses erreurs.
- Un échantillon dit de "test" qui permettra d'évaluer les performances finales du modèle.

Les méthodes de quantification des erreurs sont de deux types :

- Evaluation statistique directe par exemple basée sur les lois de probabilité des grandeurs qui interviennent.
- Réalisation de simulation pour obtenir un ordre de grandeur de l'incertitude résultante sur les résultats du modèle.

### II-3-5-3- TRAITEMENT DES ERREURS :

Pour cela il faut constituer un échantillon global, représentatif du bassin, et de durée satisfaisante. Une importance toute particulière sera donc également accordée aux méthodes et modèles de traitement de données

### CONCLUSION :

Les très nombreux modèles exposés dans la littérature montrent que l'on peut affiner à volonté la représentation schématique des phénomènes naturels. Malheureusement, on constate que toute amélioration conduit à l'introduction de paramètres souvent difficiles à estimer et à l'exploitation d'un volume de données de plus en plus important. Ainsi, l'utilisation des modèles hydrologiques simples est privilégiée par les hydrologues car elle fait intervenir le moins possible d'hypothèses et de paramètres.

Pour conclure, on dira qu'un modèle doit permettre non seulement de calculer mais aussi de comprendre et de raisonner, ce qui permet entre autre de lever l'indétermination dans le cas de défaillance du modèle.



**CHAPITRE III**

---

**ETUDE THEORIQUE DES MODELES**

---

**PLUIE-DEBIT**

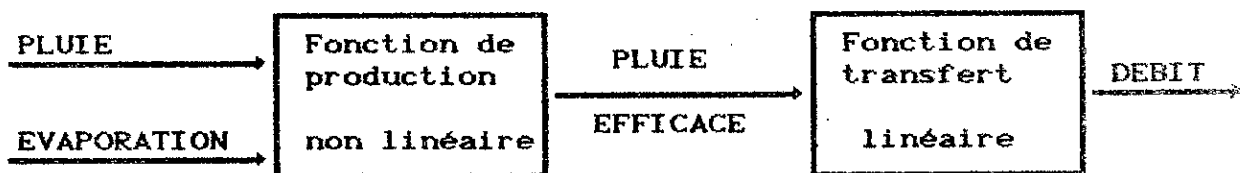
---

CHAPITRE III

III - ETUDE THEORIQUE DES MODELES "PLUIE-DEBIT"

III-1-STRUCTURE GENERALE :

La structure générale des modèles "pluie-évaporation-débit" est schématisée comme suit : (BASTIN 1984) :



(FIG. 3.1)

Cette structure offre une grande souplesse d'utilisation. De plus elle s'est révélée performante dans de nombreuses applications pour la prévision des débits en temps réel.

Dans ce qui suivra, on utilise les notations suivantes :

P(k) : la précipitation moyenne sur le bassin hydrographique considéré, entre les instants  $(k-1)\Delta t$  et  $k\Delta t$ .

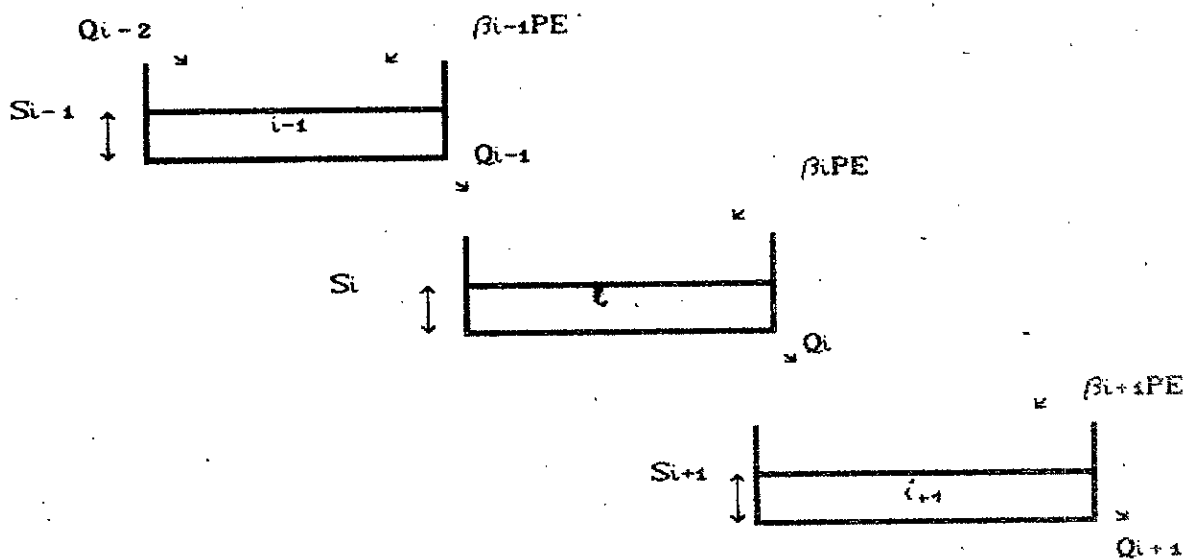
E(k) : l'évapotranspiration moyenne sur le bassin hydrographique considéré, entre les instants  $(k-1)\Delta t$  et  $k\Delta t$ .

PE(k) : la pluie "efficace" c'est-à-dire la fraction de la pluie "brute" P(k) qui est supposée atteindre l'exutoire du bassin par ruissellement superficiel.

Q(k) : est le débit de la rivière à l'exutoire du bassin hydrographique, à l'instant  $k\Delta t$ .

III-2- LA FONCTION DE TRANSFERT LINEAIRE (BASTIN 1984)

La fonction de transfert linéaire entre la pluie efficace  $PE$  et le débit  $Q$  est décrite par différentes représentations mathématiques équivalentes.



L'hypothèse fondamentale consiste à représenter schématiquement le transfert par une cascade de réservoirs linéaires.

III-2-2- REPRESENTATION D'ETAT :

Chacun des réservoirs est supposé de section unitaire et alimenté par une fraction  $\beta_i PE$  de la pluie efficace.  $Q_i$  désigne les débits intermédiaires transitant d'un réservoir à l'autre et  $S_i$  le niveau de chacun des réservoirs.

En temps continu, le bilan de chaque réservoir s'écrit :

$$\frac{dS_i}{dt} = - Q_i + Q_{i-1} + \beta_i PE \quad (3.1)$$

Les réservoirs étant supposés linéaires, chaque débit (Qi) est proportionnel au niveau Si:

$$Q_i = \alpha_i S_i \quad (3.2)$$

De sorte que l'équation (1) s'écrit :

$$-\frac{dS_i}{dt} = -\alpha_i S_i + \alpha_{i-1} S_{i-1} + \beta_i PE \quad (3.3)$$

Pour discrétiser cette équation, nous approximons la dérivée (dSi/dt) par :

$$\frac{dS_i}{dt} = \frac{S_i(K+1) - S_i(K)}{\Delta t} \quad (3.4)$$

On suppose que  $\Delta t = 1$ . Cela veut dire que l'unité de temps, pour les mesures de débit, coïncide avec la période d'échantillonnage  $\Delta t$ . Si on substitue (3.4) dans (3.3) en considérant une cascade de n réservoirs, on obtient le système d'équation suivant, appelé "représentation d'état", et écrit sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} S_1(K+1) \\ S_2(K+1) \\ \vdots \\ S_n(K+1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1-\alpha_1 & & & 0 \\ \alpha_1 & 1-\alpha_2 & & \\ & \alpha_2 & \ddots & \\ & & \alpha_{n-1} & 1-\alpha_n \\ 0 & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} S_1(K) \\ S_2(K) \\ \vdots \\ S_n(K) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \vdots \\ \beta_n \end{bmatrix} PE(K) \quad (3.5)$$

ou, sous forme plus compacte :

$$\underline{S}(K+1) = \underline{F} \underline{S}(K) + \underline{G} PE(K) \quad (3.6)$$

Le débit Q(K) à l'exutoire du bassin versant est le débit s'écoulant du dernier réservoir, c'est à dire :

$$Q(K) = Q_n(K) = \alpha_n S_n(K) \quad (3.7)$$

III-2-3- L'EQUATION AUX DIFFERENCES :

A l'aide d'une transformation algébrique qui sera explicitée ci-dessous, on peut montrer que la représentation d'état (3.6)-(3.7) est équivalente à "l'équation aux différences" suivante :

$$Q(K) + \sum_{i=1}^n a_i Q(K-i) = \sum_{i=1}^n b_i PE(K-i) \quad (3.8)$$

L'intérêt de cette expression est de relier directement le débit  $Q(K)$  à l'instant  $K\Delta t$  aux pluies efficaces  $PE(K-i)$  et aux débits  $Q(K-i)$  précédents sans faire apparaître explicitement les niveaux  $S_i(K)$ .

Dans cette équation, les coefficients  $a_i$  et  $b_i$  sont des combinaisons non linéaires des coefficients  $\alpha_i$  et  $\beta_i$  de la représentation d'état (3.6).

III-2-4- LA FONCTION DE TRANSFERT POLYNOMIALE :

Soit une variable discrète  $X(K)$  quelconque. L'opérateur "délais"  $Z^{-1}$  est défini comme suit :

$$Z^{-1} X(K) = X(K-1) \quad \text{ou} \quad Z X(K) = X(K+1) \quad (3.9)$$

L'équation aux différences (III.8) est alors écrite sous la forme suivante :

$$[1 + A(Z^{-1})] Q(K) = B(Z^{-1}) PE(K) \quad (3.10)$$

Ou encore:

$$Q(K) = \frac{B(Z^{-1})}{1+A(Z^{-1})} \quad (3.11)$$

avec les polynômes  $A(Z^{-1})$  et  $B(Z^{-1})$  définis comme suit :

$$A(Z^{-1}) = a_1 Z^{-1} + a_2 Z^{-2} + \dots + a_n Z^{-n} \quad (3.12)$$

$$B(Z^{-1}) = b_1 Z^{-1} + b_2 Z^{-2} + \dots + b_n Z^{-n} \quad (3.13)$$

La fraction rationnelle :

$$\frac{BC Z^{-1}}{1 + AC Z^{-1}} \quad (3.14)$$

est la "fonction de transfert polynomiale" de la relation :

$$PE(k) \longrightarrow Q(k)$$

En appliquant l'opérateur  $Z^{-1}$  aux représentations d'état (3.6) et (3.8), on obtient aussi les expressions polynomiales suivantes qui permettent de calculer les coefficients  $(a_i, b_i)$  à partir des coefficients  $(\alpha_i, \beta_i)$  et vice versa :

$$1 + A(Z^{-1}) = \prod_{i=1}^n [1 + (\alpha_i - 1) Z^{-1}] \quad (3.15)$$

$$BCZ^{-1} = \sum_{j=1}^n [B_j \prod_{i=1}^j \alpha_i \prod_{k=1}^{j-1} (1 + (\alpha_k - 1) Z^{-1})] \quad (3.16)$$

### III-2-5- L'HYDROGRAMME UNITAIRE :

Le résultat de la division du polynôme  $BCZ^{-1}$  par le polynôme  $1 + A(Z^{-1})$  est donné par  $H(Z^{-1})$  :

$$H(Z^{-1}) = \frac{BCZ^{-1}}{1 + A(Z^{-1})} \quad (3.17)$$

Le polynôme ainsi obtenu contiendra un nombre infini de termes :

$$H(Z^{-1}) = h_1 Z^{-1} + h_2 Z^{-2} + h_3 Z^{-3} + \dots = \sum_{i=1}^{\infty} h_i Z^{-i} \quad (3.18)$$

La séquence  $h_1, h_2, h_3, \dots$  s'appelle "l'hydrogramme unitaire" car elle correspond aussi à l'hydrogramme résultant d'une pluie efficace unitaire. C'est une autre représentation équivalente de la fonction de transfert.

En effet, à partir de (11), (17), (18) on peut écrire :

$$Q(k) = H(Z^{-1}) PE(k) \quad (3.19)$$

c'est à dire :

$$Q(k) = \sum_{i=1}^{\infty} h_i PE(k-i) \quad (3.20)$$

On voit que dans cette représentation, on exprime le débit  $Q(K)$  à l'instant  $K\Delta t$  comme combinaison infinie des pluies efficaces  $PE(K-i)$  passées.

Cependant, la contribution des pluies  $PE(K-i)$  au débit  $Q(K)$  diminue et tend vers zéro quand  $i$  tend vers l'infini de sorte que, en pratique, on adopte un "hydrogramme tronqué" :

$$h_1, h_2, \dots, h_m \quad (3.21)$$

auquel correspond les représentations suivantes :

$$H(Z^{-1}) = \sum_{i=1}^m h_i Z^{-i} \quad (3.22)$$

$$\text{et } Q(K) = \sum_{i=1}^m h_i PE(K-i) \quad (3.23)$$

Il faut évidemment choisir  $m$  assez grand pour que l'erreur résultant de la troncature soit négligeable.

### III-2-6- DIFFERENCE PREMIERE DE LA FONCTION DE TRANSFERT (DPFT) :

Soit la différence première du débit :

$$q(K) = Q(K) - Q(K-1) \quad (3.24)$$

De (3.20), on déduit immédiatement de la relation entre  $PE(K)$  et

$q(K)$  :

$$q(K) = \sum_{i=1}^{\infty} g_i PE(K-i) \quad (3.25)$$

avec :

$$g_i = h_i - h_{i-1} \quad \text{et} \quad h_0 = 0 \quad (3.26)$$

où son équivalent polynomial :

$$q(K) = G(Z^{-1}) PE(K) \quad (3.27)$$

avec :

$$G(Z^{-1}) = \sum_{i=1}^{\infty} g_i Z^{-i} \quad (3.28)$$

Les coefficients de  $G(Z^{-1})$  sont les différences premières de la fonction de transfert  $H(Z^{-1})$ , d'où le nom de DPFT donné à ce type de modèle. Comme dans le cas de  $H(Z^{-1})$ , en pratique, on tronquera  $G(Z^{-1})$  :

$$\tilde{G}(Z^{-1}) = \sum_{i=1}^m g_i Z^{-i} \quad (3.29)$$

On peut aussi dériver une relation entre  $q(K)$  et  $PE(K)$  à partir de l'équation aux différences (3.8) (modèle DPED) :

$$q(K) + \sum_{i=1}^n a_i q(K-i) = \sum_{i=1}^{n+1} b_i^* PE(K-i) \quad (3.30)$$

avec :  $b_i^* = b_i - b_{i-1}$  ;  $b_0 = 0$  et  $b_{n+1} = 0$  (3.31)

### III-2-7- RECAPITULATION :

Dans cette section on a décrit un ensemble de modèles mathématiques équivalents de la fonction de transfert (considérée comme une cascade de réservoirs linéaires) entre la pluie efficace  $PE(K)$  et le débit  $Q(K)$  (ou sa dérivée  $q(K)$ ). Chacun de ces modèles est caractérisé par un vecteur de paramètres  $(\theta)$ . Nous avons présenté les modèles suivants :

#### a) Représentation d'état :

$$S(k+1) = FS(K) + GPE(K) \quad \theta = (\alpha_1, \alpha_n, \beta_1, \beta_n)$$

#### b) Equation aux différences :

$$Q(k) + \sum_{i=1}^n a_i Q(k-i) = \sum_{i=1}^n b_i PE(k-i)$$

Avec :  $\theta = (\alpha_1, \dots, \alpha_n, b_1, \dots, b_n)$

Ou encore:

$$(1 + ACZ^{-1}) Q(K) = BCZ^{-1} PE(K)$$



c) Hydrogramme unitaire

$$Q(K) = \sum_{i=1}^{\infty} h_i PE(K-i)$$

ou

$$Q(K) = \frac{B(Z^{-1})}{1+A(Z^{-1})} PE(K) = H(Z^{-1}) PE(K)$$

$\theta = (h_1, h_2, h_3, \dots)$

d) DPFT :

$$q(K) = \sum_{i=1}^{\infty} g_i PE(K-i) \quad \theta = (g_1, g_2, g_3, \dots)$$

ou

$$q(K) = G(Z^{-1}) PE(K)$$

e) DPFD :

$$q(K) + \sum_{i=1}^n a_i q(K-i) = \sum_{i=1}^{n+1} b^*_i PE(K-i)$$

$$\theta = (a_1, \dots, a_n, b^*_1, \dots, b^*_{n+1})$$

ou

$$(1 + A(Z^{-1})) q(K) = B^*(Z^{-1}) PE(K)$$

III-3-- LA FONCTION DE PRODUCTION (BASTIN 1984)

Le rôle de la fonction de production est de transformer la pluie totale  $P(K)$  en une pluie efficace  $PE(K)$ . En "conceptualisant" la réalité physique du bassin hydrographique, on peut décrire la situation comme suit :

Le volume total d'eau  $P(K)$  précipitée sur le bassin versant durant l'intervalle de temps  $K$  se décompose en deux parties :

avec

$$P(K) = PE(K) + W(K) \quad (3.32)$$

$PE(K)$  : la pluie efficace supposée atteindre l'exutoire du bassin par ruissellement superficiel (lui-même modélisé par une cascade de réservoirs linéaires. ( Voir ci-dessus).

$W(K)$  : la fraction du volume  $P(K)$  qui est stockée sur place dans le bassin versant, soit sur la végétation par interception, soit dans les dépressions superficielles, soit dans les couches

superficielles du sol et dont une partie percolera ensuite en Cette interception et ce stockage sont caractérisés par un "coefficient de rétention"  $b(K)$  variable en fonction de l'état hydrique du bassin versant et des saisons.

Le "coefficient de ruissellement" durant l'intervalle de temps  $K$  est défini comme suit :

$$r(K) = \frac{PE(K)}{P(K)} = 1 - \frac{W(K)}{P(K)} \quad (3.33)$$

Le problème de la modélisation est alors d'exprimer  $W(K)$  en fonction de  $b(K)$  et de  $P(K)$  suivant les principes suivants (généralement admis par les hydrologues) :

- a) Le coefficient de ruissellement augmente avec l'intensité de l'averse c'est à dire avec  $P(K)$ .
- b) Le coefficient de ruissellement diminue quand le coefficient de rétention  $b(k)$  augmente.
- c) Pour de fortes pluies brutes, la pluie efficace tend à égaler la pluie brute diminuée du coefficient de rétention  $b(k)$ .

Parmi les nombreuses expressions qui ont été proposées, nous en retiendrons deux :

$$W(K) = b(K) \left( 1 - \exp \left( - \beta \frac{P(K)}{b(K)} \right) \right) P(K) \quad (3.34)$$

$$W(K) = \beta b(K) P(K) \left( b(K) + \beta P(K) \right)^{-1} \quad (3.35)$$

Il est aisé de vérifier que ces deux expressions sont conformes aux principes énoncés précédemment.

Le coefficient de rétention caractérise la capacité d'absorption maximale de la pluie par le bassin versant au cours de l'intervalle  $K$ .

Il doit être élevé au début d'une averse (après une période de sécheresse) et diminuer au fur et à mesure que le bassin versant se sature en eau.

Deux variantes sont présentées ci-dessous pour modéliser ce coefficient.

Dans les deux cas, l'idée est de présenter le stockage superficiel par un réservoir qui est vidangé par la percolation en profondeur. Ce qui différencie ces deux variantes, c'est la manière dont le réservoir est alimenté, d'une part, et dont le coefficient  $b(K)$  est relié au stock d'autre part.

### III-3-1- DEFINITION DU COEFFICIENT DE RETENTION :

#### 1ère VARIANTE (GUILLOT-DUBAND, 1980)

Le stockage superficiel est représenté par un réservoir linéaire alimenté par la pluie brute, vidangé par la percolation en profondeur :

$$S(K) = S(K-1) + P(K) - I(K) \quad (3.36)$$

$S(K)$  : désigne le stock d'eau dans le réservoir à la fin de l'intervalle de temps  $K$ .

$I(K)$  : est la fraction de stock qui a percolé en profondeur au cours de l'intervalle de temps  $K$ .

Le réservoir étant linéaire, on a :

$$I(K) = \alpha (S(K-1) + P(K))$$

c'est à dire :

$$S(K) = (1-\alpha) (S(K-1) + P(K))$$

ou encore :

$$S^*(K) = (1-\alpha) S^*(K-1) + \alpha P(K) \quad (3.37)$$

avec :

$$S^*(K) = \frac{\alpha}{1-\alpha} S(K) \quad (3.38)$$

Le coefficient de retention est alors défini comme étant inversement proportionnel au stock  $S(K)$  :

$$b(K) = \frac{\gamma}{S(K)}$$

III-3-2- DEFINITION DU COEFFICIENT DE RETENTION :

2ème VARIANTE (LORENT ; 1976)

Le stockage superficiel est représenté par un réservoir linéaire alimenté par :

$$W(K) = P(K) - PE(K)$$

c'est à dire par la fraction de la pluie brute qui ne ruisselle pas :

$$S(K) = S(K-1) + W(K) - I(K)$$

avec : 
$$I(K) = \alpha (S(K-1) + W(K))$$

et donc :

$$S(K) = (1-\alpha) (S(K-1) + W(K)) \quad (3.39)$$

Le coefficient de rétention est défini comme suite :

$$b(K) = S_{max} - S(K-1) \quad (3.40)$$

ou  $S_{max}$  est un stock maximum correspondant à une saturation totale du bassin versant.  $b(K)$  est alors tout simplement le déficit de stockage du réservoir superficiel.

Il est aisé de vérifier que les équations sont agencées de telle manière que  $S(K)$  soit nécessairement inférieur à  $S_{max}$ .

Remarques :

1) Le stock  $S(K)$  s'appelle parfois "indices des pluies antérieures". On peut de manière analogue faire dépendre  $b(k)$  d'un "indice de débits antérieurs".

2) Dans chacune des deux variantes, le modèle de la fonction de production comporte trois paramètres :  $\alpha, \beta, \gamma$  ou  $\alpha, \beta, S_{max}$ .

La cohérence des équations impose que  $0 < \alpha < 1$  et  $0 < \beta < 1$ .

III-3-3- PRISE EN COMPTE DE L'EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE :

Jusqu'ici, la fonction de production de la pluie efficace est décrite sans prendre en compte de l'évaporation. Il est clair que, dans une application pratique, il est hors de question d'évaluer l'évaporation réelle moyenne sur un bassin versant. Par contre,

l'évapotranspiration potentielle (notée  $E(K)$ ) peut être estimée et il est dès lors intéressant d'examiner comment on peut la prendre en compte dans un modèle pluie-débit.

Une modélisation, simplifiée mais performante, est la suivante : soient  $P(K)$  et  $E(K)$  respectivement la précipitation moyenne et l'évapotranspiration potentielle moyenne durant l'intervalle de temps  $K$ .

a) CAS OÙ  $P(K) > E(K)$  :

L'évaporation est supposée avoir lieu, au taux potentiel, à partir de la précipitation. Soit alors  $P^*(K)$  le volume d'eau restant disponible pour le ruissellement :

$$P^*(K) = P(K) - E(K)$$

C'est  $P^*(K)$  qui est alors utilisé, à la place de  $P(K)$  pour le calcul de  $W(K)$  et  $PE(K)$ . D'où les équations :

<u>Variante 1</u>	<u>Variante 2</u>
$S^*(K) = 1 - \alpha (S(K-1) + P(K))$	$b(K) = S_{max} - S(K-1)$
$b(k) = \gamma / S^*(K)$	
$W(K) = b(K) [ 1 - \exp(-\frac{P^*(K)}{b(K)}) ]$	
ou:	
$W(K) = b(K) P^*(K) [b(K) + P^*(K)]^{-1}$	(3.41)

$$PE(K) = P^*(K) - W(K)$$

$$S(K) = (1-\alpha) (S(K-1) + W(K))$$

b) CAS OÙ  $PE_{K0} < E_{K0}$ .

Dans ce cas, on suppose que la pluie efficace est nulle et que l'évapotranspiration a lieu au taux potentiel si le stock superficiel est suffisant, c'est à dire :

$$PE_{K0} = 0$$

$$E^*(K0) = \min [ E_{K0} - P_{K0} \cdot S_{K-1} ] \quad (3.42)$$

$$S_{K0} = (1-\alpha) (S_{K-1}) - E^*(K0)$$

CHAPITRE IV

METHODE DU TYPE HYDROGRAMME UNI-

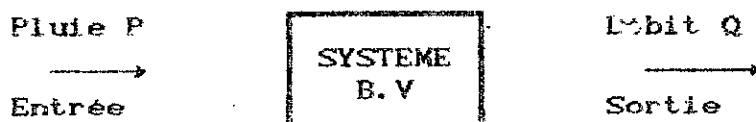
TAIRE

CHAPITRE IV

IV - METHODE DU TYPE HYDROGRAMME UNITAIRE :

IV-1- POSITION DU PROBLEME :

On cherche un modèle mathématique qui nous permet le passage de la pluie précipitée P au débit Q observé à l'exutoire, le bassin versant étant considéré comme système ou opérateur de transfert:



Ce phénomène peut être représenté par le processus classique suivant :

- Passage de la pluie brute en pluie efficace par l'intermédiaire d'un sous-modèle dit de production non linéaire.
- Passage de la pluie efficace au débit net au moyen d'une fonction de transfert linéaire cette fois-ci.

On rappellera que :

- La pluie efficace est la partie de l'averse qui participe effectivement au ruissellement.
- Le débit net est la partie du débit qui a ruisselé par voie directe.

Ces modèles dont la décomposition se fait de cette façon sont classés : modèles du type hydrogramme unitaire (fig. 4.1)

Les modèles globaux, c'est à dire basés sur l'hypothèse que le bassin réagit dans son ensemble à l'évènement climatologique, et qui ont généralement pour but la prévision de crue.



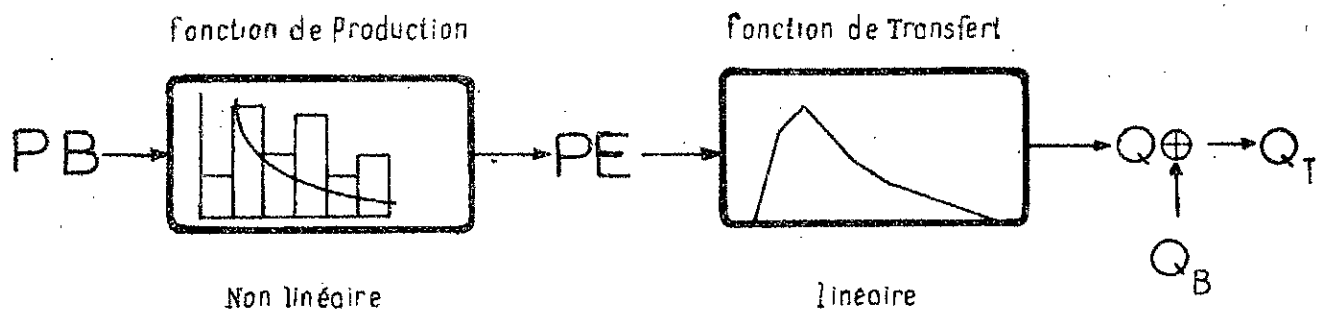


Fig. 4-1. Schema des modèles de type Hydrogramme Unitaire

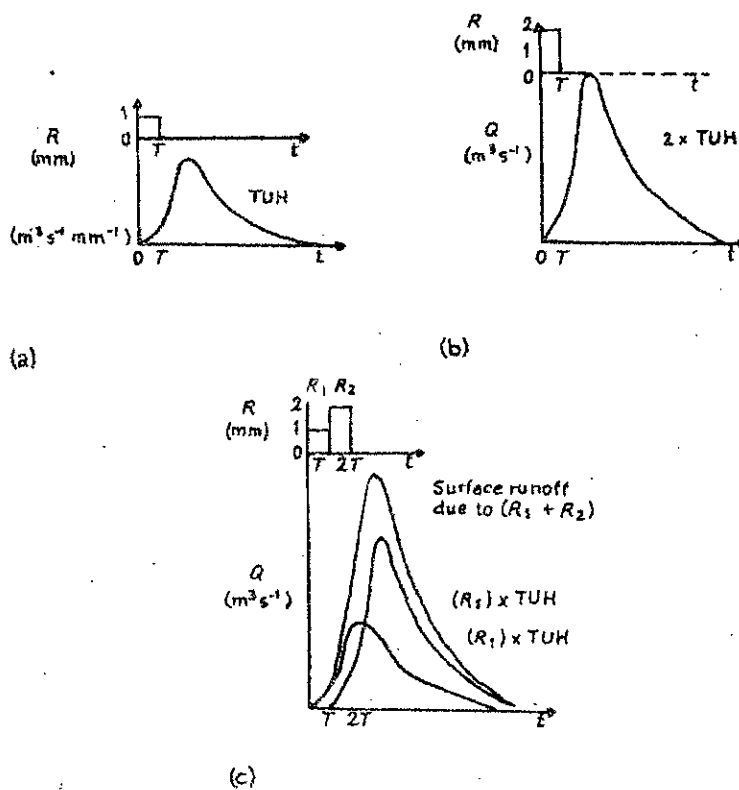


Figure 4.2 : L'Hydrogramme Unitaire (D'après SHAW, 1983).

#### IV-2- METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE \_ HYPOTHESES DE BASE :

Cette méthode proposée par L.K SHERMAN (1932), prend en compte un signal d'entrée qui est la pluie se transformant en un signal de sortie qui est le débit net à l'exutoire du bassin versant par l'intermédiaire d'un opérateur type "boite noire" qui est le bassin versant. Cet opérateur est caractérisé par sa fonction de transfert qui n'est autre que l'hydrogramme unitaire du bassin versant. Ce dernier est la réponse du système à une pluie unitaire dont la durée est inférieure au temps de concentration du bassin versant.

Il est impératif de rappeler, comme hypothèses de base de cette méthode, que le phénomène de transformation pluie efficace - débit de ruissellement est considéré comme un processus linéaire et temporellement invariant.

- L'hydrogramme unitaire au pas de temps  $\Delta t$  correspond à la réponse en débit de ruissellement à une pluie efficace de durée  $\Delta t$ , constante et uniforme sur tout le bassin d'intensité égale à l'unité (fig. IV.2.a).

Le système est considéré comme causal du fait que l'hydrogramme unitaire  $A\Delta t$  associé au pas de temps  $\Delta t$  est nul pour toute valeur de  $t$  négative.

- L'hypothèse de linéarité du système se traduit par :

La réponse à une pluie constante est uniforme sur le bassin de valeur donnée  $\gamma$  sera déduite de l'hydrogramme unitaire en multipliant ses coordonnées par  $\gamma$  (fig. IV.2.b).

- L'hypothèse d'invariance nous permet l'utilisation de la propriété de superposition :

Le débit résultant d'une succession de pluies efficaces sera déduit grâce à cette propriété (fig. IV.2.c).

Dans le cas où la pluie efficace  $PE(t)$  et le débit de ruissellement  $Q(t)$  sont considérés comme des signaux continus et d'après les hypothèses précédentes, ces deux quantités seront

liées avec l'hydrogramme unitaire instantané  $A(t)$  par l'équation de convolution suivante :

$$Q(t) = \int_0^t A(\tau) \cdot PE(t - \tau) d\tau \quad (4.1)$$

avec :

$A(t)$  : l'hydrogramme unitaire instantané qui correspond à la limite  $A\Delta t$  quand  $\Delta t \rightarrow 0$ .

$PE(t)$  : pluie efficace instantané

$Q(t)$  : débit de ruissellement instantané.

#### IV-3- HYDROGRAMME EN S :

C'est un hydrogramme de ruissellement direct résultant d'une pluie efficace d'intensité unitaire tombant d'une façon continue sur le bassin durant un temps infiniment long. (fig. IV.3).

Cette courbe en S nous permet de déduire l'hydrogramme unitaire  $A\Delta t'$  associé à un autre pas de temps de discrétisation  $\Delta t'$  si l'on connaît l'hydrogramme unitaire  $A\Delta t$  associé à un pas de temps. Elle se traduit par :

$$S(i\Delta t) = \Delta t \sum_{j=1}^i A\Delta t ((i-j+1) \Delta t) \quad (4.2)$$

C'est une simple sommation des coefficients de l'hydrogramme unitaire. La courbe en S représente donc l'intégrale de la réponse impulsionnelle. Elle permet de déduire un nouvel hydrogramme unitaire associé à un pas de discrétisation différent  $\Delta t'$ ,  $A\Delta t'$  en dérivant (4.2) par rapport à  $\Delta t'$ , ce qui donne en différences finies :

$$A\Delta t' (i\Delta t') = [S(i\Delta t') - S((i-1) \Delta t')] / \Delta t' \quad (4.3)$$

Comme les pluies efficaces  $PE(t)$  et les débits de ruissellement  $Q(t)$  ne sont connus que d'une façon discrète à un pas de temps  $\Delta t$ ,

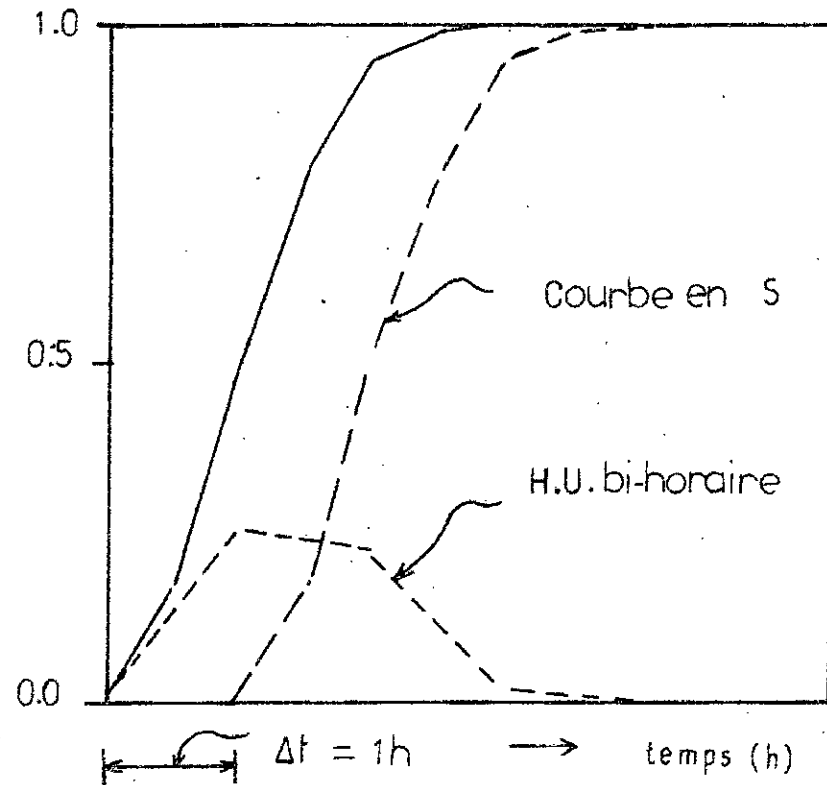
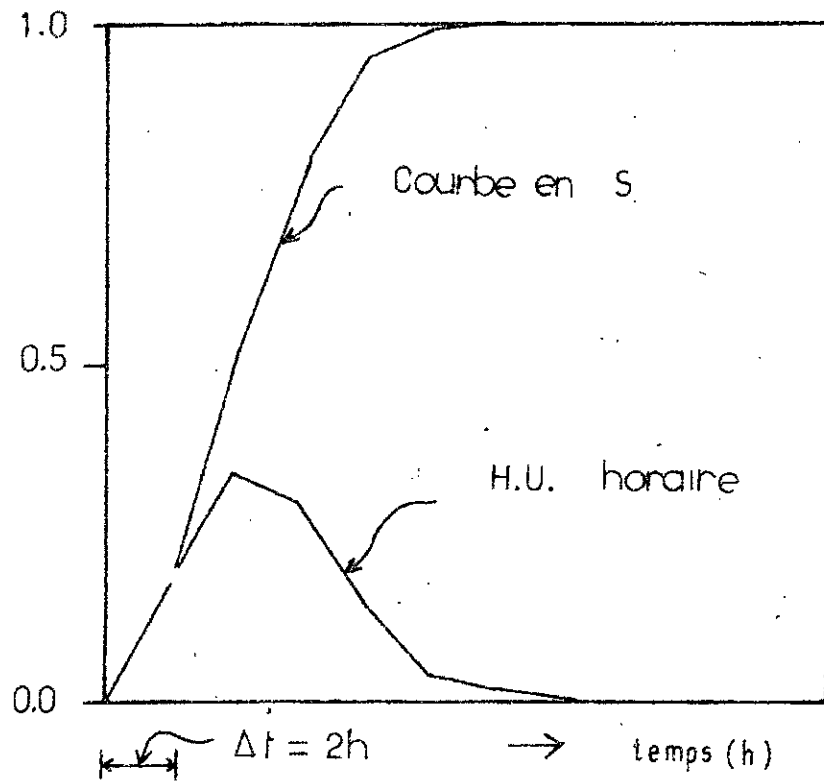


Figure 4.3 : Changement de pas de temps.

l'équation de convolution devient :

$$Q(i\Delta t) = \sum_{j=1}^{\infty} A\Delta t C(j\Delta t) PE((i-j+1)\Delta t) \quad (4.4)$$

En considérant A de mémoire K au lieu de AΔt (l'hydrogramme unitaire associé au pas de temps Δt), et en omettant Δt, l'équation (4.4) devient :

$$Q_i = \sum_{j=1}^k A_j PE_{i-j+1} \quad (4.5)$$

K : la mémoire du système ou longueur de la fonction de transfert

A : l'hydrogramme unitaire ou encore fonction de transfert.

Cette dernière relation est équivalente à la relation suivante :

$$Q_i = \sum_{j=1}^m PE_j A_{(i-j+1)} \quad (4.6)$$

en utilisant les m pluies efficaces non nulles de l'épisode considéré, Il apparait clairement que les deux dernières équations représentent en faite une série d'équations valables pour :

$i = 1, 2, \dots, n^L$  débits disponibles pour la crue d'indexe L.

De façon matricielle et pour un épisode de pluies et débits L donné, le système s'écrit :

$$\left\{ Q^L \right\} = \left[ A \right] \left\{ PE^L \right\} \quad (4.7)$$

avec :

$$Q^L = \begin{Bmatrix} Q_1^L \\ Q_2^L \\ \vdots \\ Q_n^L \end{Bmatrix} ; PE^L = \begin{Bmatrix} PE_1^L \\ PE_2^L \\ \vdots \\ PE_m^L \end{Bmatrix} ; A = \begin{bmatrix} A_1 & 0 & 0 \\ A_2 & A_1 & 0 \\ A_3 & A_2 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ A_n & A_{n-1} & A_{n-m+1} \end{bmatrix}$$

De manière équivalente, le système (4.5) s'écrit :

$$\left\{ Q^L \right\} = \left[ PE^L \right] \left\{ A \right\}$$

avec :

$$A = \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ \vdots \\ A_k \end{Bmatrix} ; \quad PE^L = \begin{bmatrix} PE_1^L & 0 & \dots & 0 \\ PE_2^L & PE_1^L & & \\ PE_m^L & PE_{m-1}^L & & PE_{m-k+1}^L \\ 0 & PE_m^L & & \\ \vdots & \vdots & & \\ 0 & 0 & & PE_m^L \end{bmatrix}$$

- La recherche des pluies efficaces PE en résolvant le système (4.7) s'appelle : Déconvolution des pluies efficaces.
- La recherche des coefficients de l'hydrogrammes unitaire ou de la fonction de transfert en résolvant le système (4.8) s'appelle : identification de la fonction de transfert.

IV-4- INCONVENIENTS DE LA METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE :

IV-4-1- PROBLEME DE LA SEPARATION DES HYDROGRAMMES EN DIFFERENTES COMPOSANTES :

Comme on l'a déjà vu dans le chapitre I , l'hydrogramme global obtenu à l'exutoire d'un bassin versant résulte de la sommation des composantes suivantes (figure 4.4) :

- 1) hydrogramme d'écoulement superficiel
- 2) hydrogramme d'écoulement hypodermique
- 3) hydrogramme d'écoulement souterrain

Puisque la méthode de l'hydrogramme unitaire modélise la relation pluie efficace-débit de ruissellement direct, elle nécessite la détermination préalable de ce dernier et par conséquent, elle doit faire appel à des techniques de séparation des hydrogrammes

(fig.4.5). Ce fait constitue un inconvénient pour les raisons suivantes:

a) Au stade de l'identification du modèle, toute erreur due à la procédure de séparation choisie à priori va jouer sur les paramètres estimés du modèle.

b) Au stade de prévision en temps réel, une synthèse des composantes lentes en plus de la prévision du modèle sera nécessaire afin d'obtenir le débit total qui intéresse le prévisionniste.

#### IV-4-2- DETERMINATION DES PLUIES EFFICACES :

L'estimation des pluies efficaces générées des pluies brutes se fait à partir d'un modèle de production qui nous est imposée et qui est généralement non linéaire. Seulement, les erreurs commises par ce modèle dans l'identification des pluies efficaces influent sur le fonctionnement du modèle de transfert qui sera contraint de compenser et de "trainer" ces erreurs dans les résultats.

#### IV-5- TECHNIQUES D'IDENTIFICATION ET DECONVOLUTION :

##### IV-5-1- IDENTIFICATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT :

L'identification de la fonction de transfert est un problème qui a été étudié par de nombreux hydrologues et mathématiciens dans les années 60 à 80.

On se propose de rappeler quelques méthodes d'identification de fonctions de transfert dans ce qui suit .

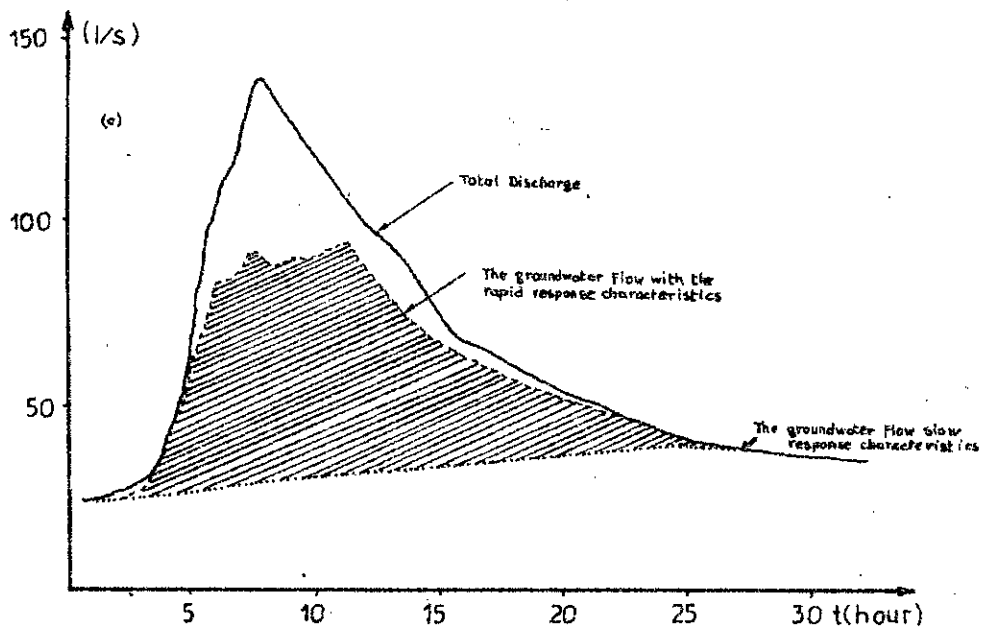


Figure 4.4 : Composantes d'un hydrogramme ( d'après HINO et KIM ,1986 ).

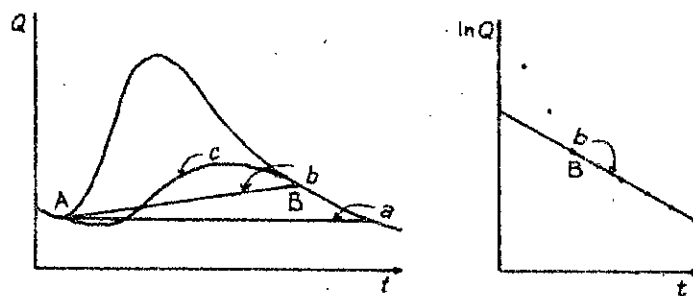


Figure 4.5 : Séparation graphique des hydrogrammes (D'après SHAW ,1983).



IV-5-2- METHODES D'IDENTIFICATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT :

Les différentes méthodes d'identification de la fonction de transfert sont classées en (04) grandes familles :

- a - les méthodes matricielles
- b - les méthodes basées sur des critères d'optimisation
- c - les méthodes de transformation
- d - les méthodes d'analyse des séries temporelles.

Ces méthodes cherchent à obtenir une estimation des K premières valeurs de la fonction de transfert A du système :

$$\left\{ Q^L \right\} = \left[ PE^L \right] \left\{ A \right\} \quad (4.9)$$

Ou encore au pas de temps t de la crue L

$$Q_t^L = \sum_{j=1}^k A_j PE_{t-j+1}^L$$

Ce système est composé de  $n^L$  équations à K inconnues.

Le nombre  $m^L$  des pluies efficaces PE remplissant la matrice  $[PE^L]$ , doit vérifier la condition :  $m^L \geq n^L - K + 1$  (4.10)

Cette condition nous permet d'exploiter les  $n^L$  données de débit et de ne pas introduire de lignes de zéros dans la matrice  $[PE^L]$ .

IV-5-2-a- LES METHODES MATRICIELLES :

La plus classique de ces méthodes est celle qui extrait de la matrice  $[PE^L]$  une matrice carrée non singulière d'ordre K pour pouvoir obtenir la fonction de transfert :

$$\left\{ A \right\} = \left[ PE^L \right]^{-1} \left\{ Q^L \right\} \quad (4.11)$$

Une autre méthode plus rapide, dite de substitutions successives permet de résoudre le système en considérant que les K premières équations forment une matrice triangulaire supérieure. La résolution se fait alors en cascade jusqu'au dernier terme de la fonction de transfert à identifier.

#### IV-5-2-b- LES METHODES BASEES SUR LES CRITERES D'OPTIMISATION :

Elles sont nombreuses et diffèrent de la façon à déterminer l'estimateur de la fonction de transfert A. La plus répandue dans le domaine d'application est celle des moindres carrés. Le système d'équation en question devient :

$$Q_i^L = \sum_{j=1}^k A_j PE_{i-j+1}^L + e_i^L \quad (4.12)$$

avec :

$e_i^L$  : erreur d'ajustement au pas i de la crue L

L'estimateur de la fonction de transfert A est donné par :

$$A^* = [ (PE^L)^T PE^L ]^{-1} [PE^L]^T Q^L \quad (4.13)$$

avec :

$[PE^L]^T$  la transposée de la matrice  $(PE^L)$

Mais cette solution bien que classique et très facile à mettre en oeuvre, présente les inconvénients suivants :

- Les ordonnées  $A_j$  obtenues peuvent être négatives
- La matrice  $[PE^L]$  est souvent mal conditionnée et par conséquent elle présente des problèmes d'instabilité lors de l'inversion.

Cependant, les méthodes d'identification doivent inclure dans leurs algorithmes les contraintes imposées à la fonction de transfert, qui sont :

- la positivité des ordonnées
- l'intégrale de la fonction de transfert égale à 1, ce qui traduit la loi de conservation de la masse.
- L'aspect presumé lisse de la fonction de transfert (au niveau de la queue en particulier) de plus, l'utilisation des techniques numériques dans la phase d'identification est souhaitée pour pallier au problème d'instabilité de la matrice des pluies efficaces.

#### IV-5-2-c- LES METHODES DE TRANSFORMATION :

Les méthodes de transformation les plus connues sont :

- transformation de FOURIER (DOOGE 1973)
- polynôme de LAGUERRE (DOOGE 1973)
- polynôme de MEIXNER (DOOGE 1973)
- décomposition sur des fonctions de WALSH (DEMARSILY, 1976)

Les fonctions  $A$ ,  $PE^L$  et  $Q^L$  sont décomposées sur une base de fonction orthogonales. Ces méthodes possèdent les propriétés suivantes :

- chaque fonction de base est hiérarchisée, c'est à dire, elle représente un découpage plus fin de la réponse impulsionnelle à rechercher sur l'intervalle  $[0, K]$

- chaque vecteur apporte une correction par rapport au précédent

- chaque vecteur modifie la valeur recherchée sur la totalité de l'intervalle  $[0, K]$ .

IV-5-2-d- LES METHODES D'ANALYSE DES SERIES TEMPORELLES =

Les plus connues sont les modèles de type ARMA (BOX et JENKINS, 1976) qui sont des modèles autoregressifs à moyenne mobile. Quand cette dernière s'effectue sur une variable exogène, le modèle est dit ARX. Il existe toute une succession de modèles déduits de ARMA (CARMAX, ARIMA, DARIMA, ...).

L'équation globale d'un modèle ARX (P,q) (autorégressif d'ordre P, à moyenne mobile exogène d'ordre q) liant le débit Q et la pluie efficace PE est donnée par :

$$Q_k = a_1 Q_{k-1} + \dots + a_p Q_{k-p} + b_0 PE_k + b_1 PE_{k-1} + \dots + b_q PE_{k-q} + V_k \quad (4.14)$$

ou  $Q_k$  représente le débit au pas de temps K,  $PE_k$  la pluie efficace au pas de temps K,  $a_i$  le  $i^{\text{ème}}$  paramètre autoregressif,  $b_j$  le  $j^{\text{ème}}$  paramètre de la moyenne mobile, et  $V_k$  le résidu au pas de temps K.

L'identification des paramètres est faite généralement par moindres carrés.

L'avantage de ce modèle est de donner des réponses lisses, à l'image des méthodes de transformation, mais ici il existe des critères pour déterminer les ordres optimaux P et q du modèle.

IV-5-3- IDENTIFICATION DES FONCTIONS DE TRANSFERT SUR UN JEU MULTI-EVENEMENTS :

Comme on l'a déjà dit, le conditionnement de la matrice  $[(PE^L)^T PE^L]$  présente un problème dans l'inversion, surtout quand les composantes de la matrice  $[PE^L]$  sont fortement autocorrelées. Jusqu'à présent, nous avons cherché à identifier K variables en partant de seulement  $n^L$  équations d'un évènement. La fonction final retenue, étant alors la moyenne ou la médiane des différentes fonctions identifiées épisode par épisode (méthode de l'hydrogramme unitaire).

L'idée de rechercher directement une fonction moyenne, commune à tous les épisodes est venue par la suite. NEWTON et VINYARD (1967) identifiaient une fonction de transfert et une série des pluies efficaces à l'aide d'un algorithme itératif et alterné. L'identification se faisait sur des jeux multi-événement (en général en utilisant 3 à 5 hydrogrammes).

DUBAND (1978) et GUILLOT et DUBAND (1980) reprennent l'algorithme itératif alterné de NEWTON et VINYARD (1967) en attendant l'identification de la fonction de transfert moyenne sur un jeu multi-événement plus consistant en nombre de crue (15 à 25 épisodes).

Ainsi l'écriture de l'ancien système d'identification pour chaque crue :

$$\begin{array}{rcl}
 \left\{ Q^1 \right\} & = & \left[ PE^1 \right] \left\{ A \right\} \quad \text{Pour la crue 1} \\
 \left\{ Q^2 \right\} & = & \left[ PE^2 \right] \left\{ A \right\} \quad \text{Pour la crue 2} \\
 \vdots & & \\
 \left\{ Q^L \right\} & = & \left[ PE^L \right] \left\{ A \right\} \quad \text{Pour la crue L} \\
 \vdots & & \\
 \left\{ Q^N \right\} & = & \left[ PE^N \right] \left\{ A \right\} \quad \text{Pour la crue N}
 \end{array}$$

devient, en identifiant K termes communs aux N systèmes :

Chap IV Methode du type hydrogramme unitaire

$Q_1^1$	$P_1^1$	0	0	.	0	0	$A_1$
$Q_2^1$	$P_2^1$	$P_1^1$	0	.	0	0	$A_2$
$Q_3^1$	$P_3^1$	$P_2^1$	$P_1^1$	.	0	0	$A_3$
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
$Q_m^1$	$P_m^1$	$P_{m-1}^1$	.	$P_3^1$	$P_2^1$	$P_1^1$	*
$Q_{m+1}^1$	0	$P_m^1$	$P_{m-1}^1$	.	$P_3^1$	$P_2^1$	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
$Q_{m+2}^1$	0	0	0	$P_m^1$	$P_{m-1}^1$	$P_{m-2}^1$	.
$Q_{m+3}^1$	0	0	0	0	$P_m^1$	$P_{m-1}^1$	.
$Q_{m+4}^1$	0	0	0	0	0	$P_m^1$	$A_k$
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
$Q_1^e$	$P_1^e$	P	P	.	0	0	.
$Q_2^e$	$P_2^e$	$P_1^e$	0	.	0	0	.
.	.	.	.	.	.	.	.
$Q_m^e$	0	0	0	0	0	$P_m^e$	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
$Q_1^2$	$P_1^2$	0	0	.	0	0	.
$Q_2^2$	$P_2^2$	$P_1^2$	0	.	0	0	.
$Q_3^2$	$P_3^2$	$P_2^2$	$P_1^2$	.	0	0	.
.	.	.	.	.	.	.	.
$Q_{m-2}^2$	0	0	0	$P_m^2$	$P_{m-1}^2$	$P_{m-2}^2$	.
$Q_{m-1}^2$	0	0	0	0	$P_m^2$	$P_{m-1}^2$	.
$Q_m^2$	0	0	0	0	0	$P_m^2$	.

Ainsi le nouveau nombre d'équation est déduit des données de débits disponibles d'après la relation :

$$n^{TOT} = n^1 + n^2 + \dots + n^L + \dots + n^N \quad (4.10)$$

L'avantage de construire un tel système est apparent :

Le nombre d'inconnus est toujours K ; et dans une résolution par moindres carrés, ou par corrélation multiple, cette augmentation de degrés de liberté donne à la nouvelle solution multi-événement une robustesse bien plus importante que celle tirée d'une moyenne ou d'une médiane de solutions obtenues événement par événement (donc à faible nombre de degrés de liberté).

#### IV-5-4- COMPARAISON DES METHODES D'IDENTIFICATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT

Une étude comparative réalisée par DOOGE (1979) entre les différentes méthodes d'identification de la fonction de transfert a été faite sur des données synthétiques pour éviter les erreurs de modélisation et les erreurs faites sur les données.

Il en ressort :

a) sur les débits reconstitués, les meilleurs résultats sont dans l'ordre décroissant :

- les moindres carrés
- les décompositions sur les séries harmoniques de FOURIER
- les décompositions sur les polynomes de MEIXNER

b) sur la reconstitution de la fonction de transfert :

- les décompositions sur les séries harmoniques de FOURIER
- les décompositions sur les polynomes de MEIXNER
- l'utilisation d'un modèle conceptuel de réservoir de NASH (1957).

#### IV-5-5- METHODES D'IDENTIFICATION DES PLUIES EFFICACES :

Dans sa conception originale, la méthode de l'hydrogramme unitaire présuppose un modèle de production pour s'affranchir de la recherche des pluies efficaces. Il s'en suit alors que la fonction de transfert et les résultats obtenus dépendent de la fonction de production choisie, et des valeurs de ses paramètres. Néanmoins, peu d'hydrologues se sont intéressés au problème inverse : l'obtention des pluies efficaces.

On propose un aperçu des quelques méthodes d'estimation des pluies efficaces dans ce qui suivra.

#### IV-5-6- IDENTIFICATION SIMULTANEE DE LA FONCTION DE TRANSFERT ET DES PLUIES EFFICACES

Dans ce cas, les inconnus du problème sont les pluies efficaces et les coefficients de la fonction de transfert. Pour cela, on utilise un algorithme de programmation linéaire pour rechercher une fonction de transfert moyenne et les pluies efficaces sont déterminées en faisant introduire les paramètres d'un modèle d'infiltration simplifié.

#### IV-5-7- IDENTIFICATION DES PLUIES EFFICACES CONNAISSANT PREALABLEMENT UNE ESTIMATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT

Connaissant une estimation de la fonction de transfert, on cherche à identifier les pluies efficaces pour reconstituer au mieux les débits correspondants. Un algorithme itératif alternatif est proposé par NEWTON et VINYARD (1967) pour déduire la pluie efficace  $PE(i)$  de la  $i^{\text{ème}}$  itération à partir de la  $PE(i-1)$  de la  $(i-1)$  itération en lui ajoutant une correction  $E(i)$  de la  $i^{\text{ème}}$  itération :

$$PE^L(i) = PE^L(i-1) + E^L(i) \quad (4.16)$$



On parle alors de correction des pluies efficaces à chaque itération. Les pluies efficaces peuvent être calculées autrement par déconvolution directe sur la variation débit. On en reviendra plus en détails quand on étudiera la méthode DPFT.

--- CONCLUSION :

Quelque soit le type de modèle pluie-débit employé, trois types d'erreurs sont toujours présents :

- a) erreur de modélisation ou d'inadéquation du modèle
- b) erreur sur les données
- c) erreur sur les paramètres dues à l'algorithme d'identification

Dans le cas de modèle de type hydrogramme unitaire, la démarche habituelle consiste à décomposer le modèle global en deux sous-modèles :

a) un modèle de production qui transforme la pluie brute en pluie efficace après soustraction des pertes de manière en général non linéaire.

b) un modèle de transfert qui effectue un étalement des pluies efficaces dans le temps de manière très souvent linéaire.

Il existe différentes façon d'identifier ce couple de modèles dans la littérature :

1) le modèle de production est imposé et seul le modèle de transfert est identifié. C'est le cas de la méthode de l'hydrogramme unitaire.

2) les deux modèles sont paramétrés et l'identification des paramètres se fait conjointement.

3) les pluies efficaces sont identifiées pour chaque pas de temps simultanément avec les paramètres du modèle de transfert. On parle alors du problème inversé ou de détection du signal d'entrée du modèle de transfert.

Cette dernière démarche est adaptée dans la méthode DPFT étudiée dans le cadre de ce travail. Elle présente les avantages suivants :

1) elle n'impose aucun modèle de production à priori dont les erreurs devront être compensées par le modèle de transfert.

2) elle ne fait pas appel dans la phase d'identification du modèle de transfert au modèle de production souvent très grossier et peut adaptés à l'échelle d'un bassin versant.

De plus, l'étude des techniques d'identification de la fonction de transfert et de déconvolution des pluies efficaces permet d'appliquer au mieux la méthode DPFT.

Néanmoins, le débit de ruissellement direct qui constitue la sortie du système modélisé n'étant pas accessible à la mesure devra être calculé. Encore plusieurs façons de procéder se présentent :

1) les réponses lentes sont modélisées et séparées de la réponse rapide.

2) la formulation même du modèle de transfert permet un filtrage des réponses lentes. C'est l'approche adaptée dans la méthode DPFT que l'on présentera au chapitre suivant.

CHAPITRE V

METHODE DE LA D.P.F.T - DIFFER-  
ENCES PREMIERES DE LA FONCTION DE  
TRANSFERT

CHAPITRE V :

V - METHODE DPFT (DIFFERENCES PREMIERES DE LA FONCTION DE TRANSFERT)

V-1- PRINCIPE DE BASE :

La méthode DPFT est une extension de la méthode classique de l'hydrogramme unitaire, et par conséquent décompose le processus global pluie-débit en deux sous-modèles distincts par leurs structures :

- un sous-modèle de production qui transforme la pluie brute précipitée en pluie efficace ruisselée qui se retrouve sous forme de débit de ruissellement à l'exutoire. Ce sous-modèle est non linéaire et prend en compte les conditions antérieures du bassin.
- une fonction de transfert, linéaire cette fois, permettant le passage de la pluie efficace en débit de ruissellement relevé à l'exutoire du bassin versant.

La méthode DPFT s'inspire des travaux effectués par NEWTON et VINYARD (1967) qui ont proposé un algorithme itératif et alterné permettant l'identification directe d'une fonction de transfert moyenne commune à tous les épisodes et une série de pluies efficaces.

DUBAND (1978) et GUILLOT et DUBAND (1980) reprenaient cet algorithme pour l'identification de la fonction de transfert moyenne sur un jeu multi-événement de 15 à 25 épisodes de crue, ainsi que les pluies efficace mais cette-fois-ci, crue par crue.

L'avantage de la nouvelle solution multi-événement se traduit par l'augmentation des degrés de liberté lors de la résolution, d'où une robustesse bien plus importante que celle tirée d'une moyenne ou d'une médiane de solutions obtenues événement par événement.

La méthode DPFT, contrairement aux autres méthodes, ne se limite pas à identifier seulement la fonction de transfert mais propose simultanément une estimation des pluies efficaces. Ce procédé nous évite d'imposer à priori des pluies efficaces, ou une fonction de transfert.

### V-1-1- PRINCIPE DE BASE N°1 : LA FORMULATION EN DIFFERENCE

Selon NALBANTIS (1987), l'idée de travailler en différence, comporte deux origines distinctes :

- La première opérationnelle, est la nécessité, pour un système d'annonce de crue, de connaître la variation de débit entre le pas présent, généralement mesurable et les pas futurs. C'est une prévision exprimée sous forme de variation.

- La seconde théorique, se rattache aux travaux de BOX et JENKINS (1976), qui nous orientent vers l'utilisation des dérivées d'ordre 1 et 2 des processus stochastiques. Ces dérivées fournissent un processus régulier facile à manipuler puis revenir ensuite au processus initial.

soit  $Q_j^L$  le débit de ruissellement au pas  $j$  de la crue  $L$  :

$$Q_j^L = \sum_{i=1}^K A_i P_{(j-i+1)} \quad (5.1)$$

$K$  étant la mémoire du système,  $P$  la pluie efficace et  $A$  la fonction de transfert.

et soit :  $q_j = Q_j - Q_{j-1} = \sum_{i=1}^K (A_i - A_{i-1}) P_{(j-i+1)}$

$q_j$  = différence de débit entre  $Q_j - Q_{j-1}$  (différence première)

si on pose :

$a_i = A_i - A_{i-1}$ ,  $a_i$  étant la différence ième de la fonction de transfert, on aura :

$$q_j^L = \sum_{i=1}^K a_i P_{(j-i+1)} \quad (5.2)$$

Comme on le remarque, les calculs sont effectués sur les variations de débits d'un pas de temps à l'autre.

L'avantage de travailler sur les différences premières est de :

- diminuer l'autocorrélation des débits successifs
- diminuer les problèmes d'instabilité lors de l'identification de la fonction de transfert puisque les  $a_j$  sont moins corrélés que les  $A_j$
- éviter l'opération de séparation des hydrogrammes (superficiel de base, hypodermique ...), la variation unitaire de l'hydrogramme superficiel est prépondérante sur les hydrogrammes de base et hypodermique.

$$q_j = (Q_{nj} - Q_{nj-1}) + (Q_{bj} - Q_{bj-1}) = - Q_{nj} - Q_{nj-1}$$

$Q_n$  : débit net, de ruissellement

$Q_b$  : débit de base

Ainsi le modèle nous permet un filtrage automatique des réponses lentes (débit de base).

#### REMARQUE :

Dans tout ce qui suit, nous supposerons que la pluie et le débit sont exprimés dans les mêmes unités, ce qui rend les coefficients de la fonction de transfert  $A_j$  adimensionnels. Pour se ramener à la fonction de transfert qui lie la pluie (en mm/h) et le débit (en m<sup>3</sup>/s), il suffit de multiplier les coefficients  $A_i$  par :

$$R_A = S/36. \Delta t$$

Avec: S surface du bassin exprimée en Km<sup>2</sup> et  $\Delta t$  le pas de temps exprimé en heures. On peut aussi exprimer les pluies et les débits dans un même système d'unité (m<sup>3</sup>/s ou mm/h) puis revenir par une simple transformation à la fin de la phase de calcul sur le système d'unité d'origine (m<sup>3</sup>/s ou mm/h).

V-1-2- PRINCIPES DE BASE N°2 : LES PLUIES EFFICACES CONSIDEREES  
COMME INCONNUES DU PROBLEME

La méthode DPFT diffère des autres méthodes du type hydrogramme unitaire en considérant les pluies efficaces comme inconnues du problème. Elle va encore plus loin en recherchant simultanément la fonction de transfert par un traitement multi-événement, et les séries des pluies efficaces épisode par épisode.

V-1-3- PRINCIPE DE BASE N°3 : UNE SOLUTION ITERATIVE ALTERNEE

Comme on l'a déjà vu, les travaux de NEWTON et VINYARD (1967) ont aboutit à coupler avec succès les approches identification-déconvolution de manière alternée de la façon suivante :

- à l'itération (i), on identifie la DPFT (i) moyenne à l'aide des pluies efficaces déconvoluées à l'itération (i-1) en utilisant un jeu de données multi-événements.
- avec cette DPFT (i) moyenne ainsi obtenue à l'itération (i), on réestime des séries de pluies efficaces  $PE^L(i)$ , événement par événement par déconvolution directe sur le système.

$$q_j^L = \sum_{i=1}^m PE_i a_{j-i+1}$$

Bien entendu, l'initialisation du processus se fait grâce aux pluies brutes en les considérant comme 1<sup>ère</sup> approximation des pluies efficaces :

$$PE^L(0) = PB^L$$

- On remarque que la formulation du problème reste la même après l'introduction de la notion de différence première. Les nouvelles écritures des systèmes deviennent :

$$\left\{ q^L \right\} = [ a ] \left\{ PE^L \right\} \quad (5.3)$$

Avec:

$$\left\{ q^L \right\} = \begin{Bmatrix} q_1^L \\ q_2^L \\ \vdots \\ q_n^L \end{Bmatrix}; \quad \left\{ PE^L \right\} = \begin{Bmatrix} PE_1^L \\ PE_2^L \\ \vdots \\ PE_m^L \end{Bmatrix}; \quad [ a ] = \begin{bmatrix} a_1 & 0 & \dots & 0 \\ a_2 & a_1 & & 0 \\ a_3 & a_2 & & 0 \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ a_n & a_{n-1} & & a_{n-m+1} \end{bmatrix}$$

Et:

$$\left\{ q^L \right\} = \left[ PE^L \right] \left\{ a \right\} \quad (5.4)$$

Avec:

$$\left\{ q^L \right\} = \begin{Bmatrix} q_1^L \\ q_2^L \\ \vdots \\ q_n^L \end{Bmatrix}; \quad \left\{ a \right\} = \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_k \end{Bmatrix}; \quad \left[ PE^L \right] = \begin{bmatrix} PE_1^L & 0 & \dots & 0 \\ PE_2^L & PE_1^L & & 0 \\ PE_m^L & PE_{m-1}^L & & PE_{mL-k}^L \\ 0 & PE_m^L & & PE_{mL-k}^L \\ 0 & & & \vdots \\ 0 & & & PE_{mL}^L \end{bmatrix}$$

- Dans le dernier système d'équation (5.4). Les coefficients de la DPFT  $a$  sont tronqués à  $K$  pas de temps qui est la mémoire du système ou mémoire d'identification. Ce système comporte donc  $K$  inconnues et  $n$  tot d'équations, défini par :

$$n^{TOT} = n^1 + n^2 + \dots + n^L + \dots + n^N$$

où  $N$  est le nombre d'épisodes pluie-débit considérés.

Dans ce cas, les pluies efficaces sont des paramètres d'entrée au nombre de :

$$m^{TOT} = m^1 + m^2 + \dots + m^L + \dots + m^N \quad (5.5).$$



Lors de l'identification de la DPFT de mémoire K, la condition suivante doit être vérifiée :

$$n^L \leq m^L + K - 1 \quad (5.6)$$

Or pendant la résolution du système de déconvolution crue par crue, on doit vérifier :

$$n^L \geq m^L$$

La condition vérifiant à la fois (5.5) et (5.6) et faisant intervenir le nombre maximal de débit  $n^L$  est :

$$n^L = m^L + K - 1 \quad (5.7)$$

## V-2- LE ROLE DES CONTRAINTES DANS L'ALGORITHME DE RESOLUTION

Pour s'assurer du bon fonctionnement de l'algorithme, on doit exploiter les connaissances mises à notre disposition par les hydrologues, sur les grandeurs inconnues intervenant au problème, ici les coefficients de la fonction de transfert et les pluies efficaces. Ces connaissances sont les contraintes introduites dans l'algorithme de la méthode DPFT.

Ces contraintes peuvent être insérées dans l'algorithme de deux façon différentes :

1- Contraintes directes : cela signifie que la minimisation du critère choisi prendra en compte ces contraintes.

2- Contraintes indirectes : qui elles, sont introduites entre les différentes étapes de calcul en modifiant les valeurs estimées de sorte qu'elles satisfassent les relations imposées.

### V-2-1- CONTRAINTES SUR LA FONCTION DE TRANSFERT :

#### V-2-1-1- CONTRAINTES DE POSITIVITE :

Pendant l'identification de la fonction de transfert. Les coefficients de celle-ci peuvent avoir des valeurs négatives, ce qui est dépourvu de sens en hydrologie. En effet, cela signifierait que les pluies efficaces entraînent un débit de ruissellement direct négatif et par conséquent, une diminution de débit total.

Ainsi, les valeurs négatives de la fonction de transfert n'étant pas admissibles, ils sont pris égale à zéro.

La contrainte de positivité de la fonction de transfert s'écrit :

$$A_i > 0 \quad (5.8)$$

avec :

$A_i$  : une valeur de la fonction de transfert

ou encore :

$$\sum_{j=1}^i a_j > 0$$

avec :

$a_j$  : différence première de la fonction de transfert  
 $i = 1, 2, 3, \dots$

Compte tenu de l'importance de cette contrainte, celle-ci devra être intégrée dans l'algorithme à chaque itération.

#### V-2-1-2- NORME DE LA FONCTION DE TRANSFERT - CONSERVATION DE LA MASSE :

Si la pluie et les débits sont exprimés dans le même système d'unité, la loi de conservation de la masse implique que la fonction de transfert, qui est la réponse à une pluie efficace unitaire, doit avoir une surface égale à l'unité.

Cette contrainte est exprimée par :

$$\sum_{i=1}^{\infty} A_i = 1 \quad (5.9)$$

ou encore :

$$a_1 + (a_1 + a_2) + (a_1 + a_2 + a_3) + (\dots) + \dots = 1$$

avec :

$a_i$  : différence première de la fonction de transfert.

Cette contrainte peut être introduite dans l'algorithme de (02) façons différentes :

- entre les itérations, on parle alors d'une norme indirecte
- au moment de l'optimisation, la norme est dite directe dans ce cas.

V-2-1-3- CONTRAINTE SUR LA FORME DE LA FONCTION DE TRANSFERT :

Au cours de la déconvolution, on peut retrouver des oscillations au niveau de la queue de la fonction de transfert pour des raisons numériques. Ainsi, on est amené à imposer des contraintes sur la forme de la fonction de transfert pour mettre fin à ces oscillations. Pour y remédier, on propose un lissage par une courbe exponentielle décroissante de la forme :

$$A_j = A_L \text{ EXP } (-\alpha) \quad j > L \quad (5.10)$$

Avec:

- $A_j$  : coefficient de la FT au pas  $j$
- $A_L$  : premier coefficient de la branche de la FT à lisser
- $\alpha$  : coefficient du lissage exponentiel

V-2-2- CONTRAINTES SUR LES PLUIES EFFICACES :

V-2-2-1- CONTRAINTE DE POSITIVITE DES PLUIES EFFICACES :

La pluie efficace est la fraction de la pluie brute qui donne le ruissellement direct, et par conséquent, elle ne peut être négative. Ainsi, les pluies efficaces doivent être bornées par la valeur zéro.

La contrainte de positivité s'écrit alors pour chaque épisode de la pluie efficace :

$$PE_j^L \geq 0 \quad \text{pour chaque épisode } L. \quad (5.11)$$

V-2-2-2- CONTRAINTES SUR LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT :

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport de la pluie efficace sur la pluie brute pour chaque pas de temps. Il s'exprime par :

$$C_{rj}^L = \frac{PE_j^L}{PB_j^L} \quad (5.12)$$

Avec:

$PE_j^L$  : pluie efficace sur l'intervalle  $[j-1, j]$  pour la crue L

$PB_j^L$  : pluie brute sur l'intervalle  $[j-1, j]$  pour la crue L

$C_{rj}^L$  : coefficient de ruissellement sur l'intervalle  $[j-1, j]$

pour la crue L.

Comme ce coefficient est inférieur ou égal à l'unité, la nouvelle contrainte envisagée dans la méthode DPFT est :

$$PE_j^L \leq PB_j^L \quad (5.13)$$

Cette contrainte peut ne pas être prise en compte dans le cas où on dispose d'un pluviographe isolé dans un bassin versant de grande superficie. En effet, le volume d'eau écoulé par la rivière peut dépasser le volume de la pluie correspondante recueilli au niveau du pluviographe.

### V-3- DEROULEMENT DE L'ALGORITHME DE RESOLUTION GENERAL :

#### V-3-1- 1.<sup>ère</sup> ITERATION :

##### V-3-1-1- IDENTIFICATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT :

On résoud le système multi-événements (5.4) en considérant les pluies brutes comme première approximation de la pluie efficace. On obtient une première estimation de la DPFT  $a_{(1)}^*$  à partir de :

$$q = PE_{(0)} \quad a = Pb \cdot a \quad \Rightarrow \quad a_{(1)}^* \quad (5.14)$$

la fonction de transfert issue de cette DPFT doit remplir les conditions propres à elle qui sont:

- ses coefficients  $A_i$  doivent être positifs ou nuls
- la somme des coefficients  $A_i$  doit être égale à 1 pour vérifier la loi de conservation de la masse, les débits et les

pluies étant exprimés dans les mêmes unités.

- Cette fonction de transfert devrait avoir un aspect lisse (au niveau de la queue en particulier). Pour cela, on doit avoir :

$$- A_{(4)i}^* \geq 0 \quad \text{pour tout } i = 1, \dots, K$$

- Le lissage de la queue de la fonction de transfert se fait en ajustant sur les derniers termes une courbe exponentielle exponentielle jusqu'à  $n^{\max} = \text{MAX}(n^1, n^2, \dots, n^L, \dots, n^n)$ , telle que :

$$- \sum_{i=1}^{n^{\max}} A_i = 1$$

Ces contraintes transforment la fonction de transfert  $A_{(4)}^*$  identifiée numériquement en fonction de transfert estimée à la première itération  $A_{(4)}$ .

#### V-3-1-2- DECONVOLUTION DES PLUIES EFFICACES :

On résoud le système (5.3) crue par crue et on obtient une première approximation des pluies efficaces :

$$\left\{ q^L \right\} = [ a ] \left\{ PE^L \right\} \longrightarrow PE_{(4)}^{L*} \quad (5.15)$$

Comme pour le cas de la fonction de transfert, les pluies déconvoluées doivent remplir certaines conditions à savoir :

- être positives ou nulles ( $PE_{(4)}^{L*} \geq 0$ )
- être inférieures ou égales à la limite aux pluies brutes :

$$(PE_{(4)i}^{L*} \leq PB_i^L)$$

Ces contraintes transforment les pluies efficaces déconvoluées numériquement ( $PE_{(4)}^{L*}$ ) en pluies efficaces estimées à la première itération ( $PE_{(4)}^L$ ).

V-3-2- 2<sup>ème</sup> ITERATION :

Pour reitérer cette procédure alternative, on remplace  $PB^L$  par  $PE_{(1)}^L$ , la pluie efficace estimée à la 1<sup>ère</sup> itération, on obtient alors  $a_{(2)}$  avec laquelle on déterminera  $PE_{(2)}^L$  en vérifiant les contraintes précédentes. Ce processus itérative est illustré dans la figure ( 5.1.) .

V-4- TECHNIQUES NUMERIQUES UTILISEES DANS LA METHODE DPFT :

Dans cette partie, on présente un résumé des travaux et algorithmes faits à chaque version de la méthode DPFT. On distingue ceux de DUBAND (1978), GUILLOT et DUBAND (1980), VERSIANI (1983), NALBANTIS (1987) et RODRIGUEZ (1989).

V-4-1- TECHNIQUES D'IDENTIFICATION DE LA DPFT :

Toutes les méthodes d'identification de la fonction de transfert utilisent un jeu multi-événements de plusieurs épisodes de crue pour des raisons qu'on a déjà évoqué (NEWTON et VINYARD(1967)).

En 1<sup>er</sup> lieu, GUILLOT et DUBAND (1980) proposèrent de résoudre le système (5.4) par regression multi-lineaire. Cela revient à écrire:

$$q_j^L = \sum_{i=1}^K a_i PE_{(j-i+1)}^L + \varepsilon_i^L \quad (5.15)$$

avec :  $\varepsilon_i^L$  l'erreur d'ajustement

$$\text{en : } q_j^L = \sum_{i=1}^K a_i PE_{(j-i+1)}^L + h_0 + \varepsilon_i^L \quad (5.16)$$

avec :  $h_0$  le terme constant de regression

Selon VERSIANI (1983), ce terme constant peut engendrer des erreurs tout au long de la phase de calcul de la crue. Il propose un estimateur de la DPFT  $a^*$  par moindres carrés du système multi-événements :

$$a^* = [(PE)^T PE]^{-1} (PE)^T q \quad (5.17)$$

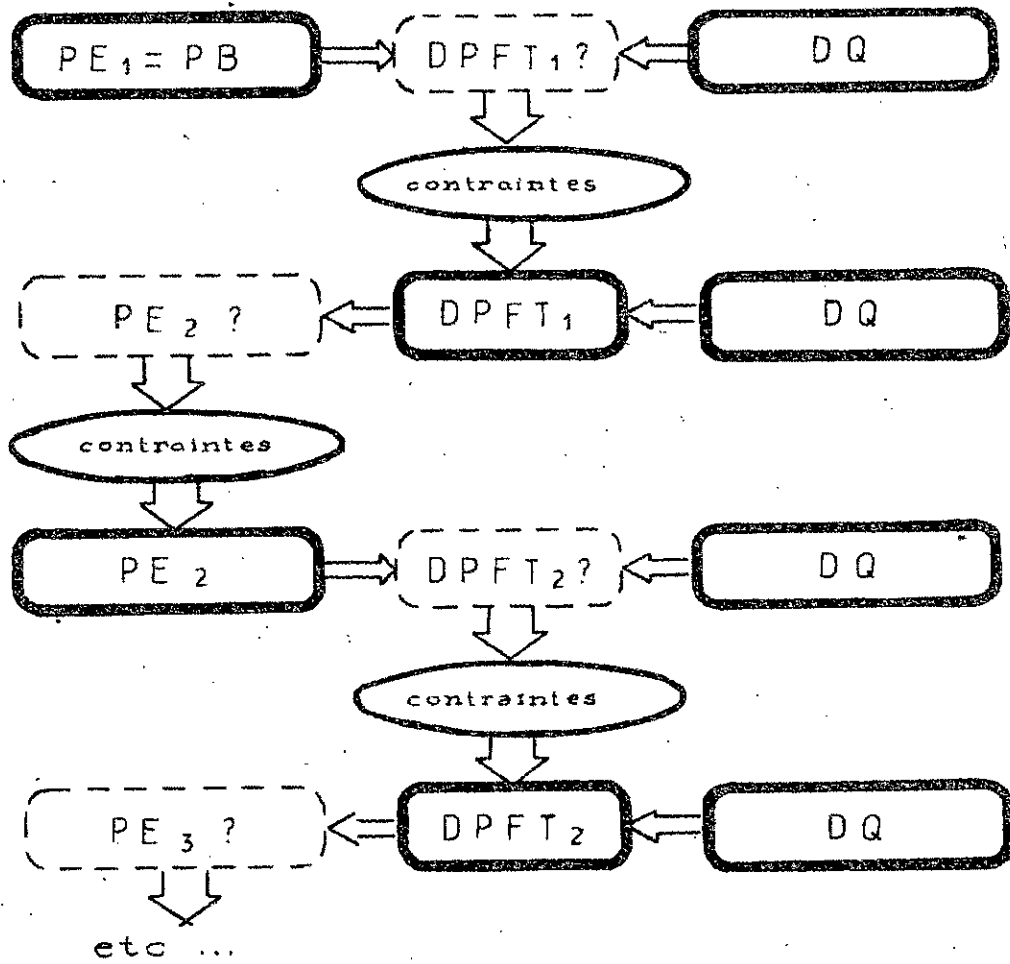


Fig-5.4

Rappelons-le, pour l'identification de la fonction de transfert, la méthode des moindres carrés est la plus performante (DOOGE 1970).

VERSIANI (1983) propose encore l'introduction de la ridge regression dans cette phase d'identification pour la raison suivante :

La matrice  $PE^L$  est souvent mal conditionnée, d'où l'apparition des oscillations dans la fonction de transfert.

La technique de la ridge regression s'est avérée satisfaisante pour pallier à cet inconvénient (HOERL et KENNARD 1970). Pour diminuer ces oscillations, on cherche à diminuer la variance d'estimation des valeurs  $a_i^*$  qui sont relativement importants dans le cas où la matrice  $PE^L$  est mal conditionnée. Pour cela, un coefficient arbitraire est introduit dans l'équation et le nouvel estimateur  $a_i^*$  est :

$$a_i^* = [(PE^L)^T PE^L + \tau_k I_k]^{-1} (PE^L)^T q^L \quad (5.18)$$

$\tau_k$  : coefficient de la ridge regression

$I_k$  : matrice identité d'ordre K

- VERSIANI (1983) proposa alors une version améliorée de la ridge regression. Le nouvel estimateur de la DPFT est :

$$a_i^{**} = [(PE^L)^T PE^L + \tau_k G_m]^{-1} (PE^L)^T q^L \quad (5.19)$$

$G_m$  : matrice diagonale contenant la diagonale de  $[(PE^L)^T PE^L]$

- Une autre option de VERSIANI (1983) est l'identification de la fonction de transfert par la technique ARX (modèle du type ARMA) sur les différences de débit.

- NALBANTIS (1987) propose également cette technique mais sur les débits. Finalement, il suggère l'utilisation de la méthode des moindres carrés dans la phase d'identification de la fonction de transfert.



V-4-2- TECHNIQUES DE DECONVOLUTION DES PLUIES EFFICACES :

Dans la méthode DPFT plusieurs techniques de déconvolution des pluies efficaces ont été proposées dans le but de donner des pluies efficaces déconvoluées stables et robustes dans la mesure du possible.

- Dans la version initiale de la méthode (DUBAND.1978; GUILLOT et DUBAND.1980), la déconvolution des pluies efficaces se faisait soit par corrélation multiple, soit par moindres carrés. Cette dernière, plus performante que la première, propose un estimateur des pluies efficaces de la forme :

$$PE^L = [(a)^T a]^{-1} (a)^T q^L \quad (5.20)$$

- A cause du mauvais conditionnement de la matrice  $[(a)^T a]$ , et du faible degré de liberté (on travaille crue par crue), VERSIANI (1983) propose une version améliorée de la ridge regression et l'estimateur des pluies efficaces devient :

$$PE^{L''} = [(a)^T a + \tau_k G_m]^{-1} (a)^T q^L \quad (5.21)$$

où  $G_m$  est la matrice diagonale contenant la diagonale de  $[(a)^T a]$

- NALBANTIS (1987) propose une méthode de programmation linéaire dont l'algorithme tient compte des contraintes imposées au pluies efficaces :

$$PE_i^L \geq 0 \quad \text{et} \quad PE_i^L \leq C_{conf} PB_i^L \quad (5.22)$$

$C_{conf}$  : coefficient de confiance  $\geq 1$ .

La fonction critère à minimiser est alors la valeur absolue des écarts. Néanmoins, par simulation, NALBANTIS (1987) conclue que parmi toutes les techniques de déconvolution, la ridge regression proposée par VERSIANI (1983) est celle qui donne les résultats les plus fiables.

RODRIGUEZ (1989) propose une nouvelle technique de déconvolution : la déconvolution des pluies efficaces en utilisant un algorithme de moindres carrés sous contraintes (Programmation Quadratique).

C'est une technique qui utilise à la fois l'optimisation du critère de l'erreur quadratique et les contraintes exigées sur les pluies efficaces.

On minimise l'erreur quadratique du système :

$$q^L = a^* PE^L + \varepsilon^L \quad (5.23)$$

La contrainte  $PE^L \geq 0$  se traduit habituellement par :

$$O_m^L \leq I_m^L PE^L \quad (5.24)$$

$O_m^L$  : vecteur nul de dimension  $m^L$

$I_m^L$  : matrice d'identité d'ordre  $m^L$

De même pour la condition :  $PE^L \leq C_{conf}^L PB^L$

on aura :

$$C_{conf}^L PB^L \geq I_m^L PE^L \quad (5.25)$$

D'après RODRIGUEZ (1989), cette technique peut diminuer les oscillations apparues sur les pluies efficaces. Seulement, si les données sont entachées d'erreurs, cette technique est incapable de maîtriser ce phénomène.

RODRIGUEZ (1989) propose aussi une option lors de la déconvolution :

La suppression dans la déconvolution des pluies efficaces présumées nulles :

Contrairement à ce qui a été dit (DUBAND (1978)), NALBANTIS (1987) suggère de traiter les crues composites multi-pics en un seul bloc, d'où une augmentation des pluies efficaces à déconvoluer.

Dans ce contexte, RODRIGUEZ (1989) propose la mise à zéro des pluies efficaces  $PE^L$  pour lesquelles les pluies brutes

correspondantes sont nulles . On obtient alors un nouveau système d'équations dont le nombre de degré de liberté a augmenté considérablement, ce qui est bénéfique pour la stabilité des pluies efficaces déconvoluées.

Pour éclaircir ce qui a été dit, on propose un exemple où (0 2) pluies efficaces sont présumées égales à zéro :

$$\begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1 & 0 & 0 & 0 \\ h_2 & h_1 & 0 & 0 \\ h_3 & h_2 & h_1 & 0 \\ 0 & h_3 & h_2 & h_1 \\ 0 & 0 & h_3 & h_2 \\ 0 & 0 & 0 & h_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} PE_1 \\ PE_2 = 0 \\ PE_3 = 0 \\ PE_4 \end{bmatrix} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1 & 0 \\ h_2 & 0 \\ h_3 & 0 \\ 0 & h_1 \\ 0 & h_2 \\ 0 & h_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} PE_1 \\ PE_4 \end{bmatrix} \quad (5.26)$$

Ancien système

Nouveau système

$$\text{nombre de degré de liberté} = 6 - 4 = 2 \quad \text{nombre de degré de liberté} = 6 - 2 = 4$$

#### V-3-5- ALGORITHME DE RESOLUTION UTILISE DANS LA METHODE DPFT:

En premier lieu, on choisit convenablement les épisodes de pluies et de débits de crue. Les longueurs de ces épisodes sont variables (contrairement à la version originale DUBAND (1960).

- Option sur l'identification de la fonction de transfert :

L'identification de la fonction de transfert se fait sur une série multi-événements. Tout d'abord, on se fixe la mémoire d'identification de la fonction de transfert. La mémoire K doit être supérieure ou égale à (03) fois le nombre de pas de temps nécessaires pour décrire la montée de l'hydrogramme unitaire. Cette option résulte d'une étude systématique de la méthode DPFT sur des données générées (NALBANTIS 1987).

Parmi les techniques d'identification, on choisit la plus simple et la plus facile à mettre en oeuvre : moindres carrés simples. Le système est suffisamment robuste et cette technique suffit, tout en étant économique en temps de calcul. Ensuite, nous disposons

d'options sur les contraintes à appliquer :

a) Mise à zéro des coefficients de la fonction transfert négatifs

b) Positivité de la fonction de transfert  $A_i > 0$

c) L'aire de la fonction de transfert est normée :  $\sum_{i=1}^{\infty} A_i = 1$

Dans le cas contraire on propose une normalisation indirecte à chaque itération

d) Forme présumée lisse de la fonction de transfert:

pour cela, on propose un lissage exponentiel de la façon suivante: Point de lissage  $j_{liss}$  à  $K-1$ . Calage de l'exponentiel sur un nombre de pas de temps  $N_{liss}$  permettant d'aller jusqu'au point d'inflexion de la fonction de transfert. fig.(5.2).

- Option sur la déconvolution des pluies efficaces :

Contrairement à la phase précédente, celle-ci se fait événement par événement .

D'après les travaux de NALBANTIS (1987) testées sur des données générées synthétiques, et suite à des applications réelles (VERSIANI 1983, DUBAND et AL 1988), il est suggéré de faire :

- La déconvolution directe des pluies efficaces avec l'équation:

$$\{q^L\} = [a] \{PE^L\}$$

- L'utilisation de la ridge regression sous la forme de VERSIANI (1983).

- Application à chaque itération des contraintes de positivité des pluies efficaces ( $PE_i^L > 0$ ) ainsi que les contraintes liant la pluie brute à la pluie efficace ( $PE_i^L \leq PB_i^L$ ) .

L'organigramme du logiciel de la méthode DPFT qu'on a développé est illustré à la fig. (5.3).

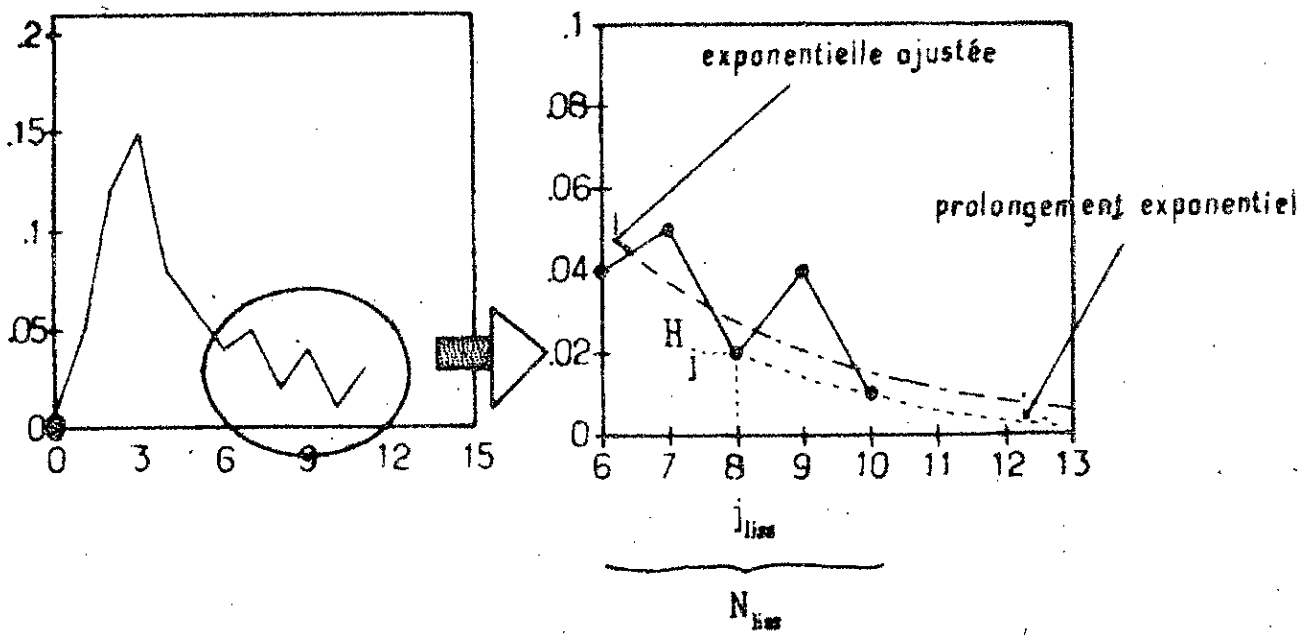
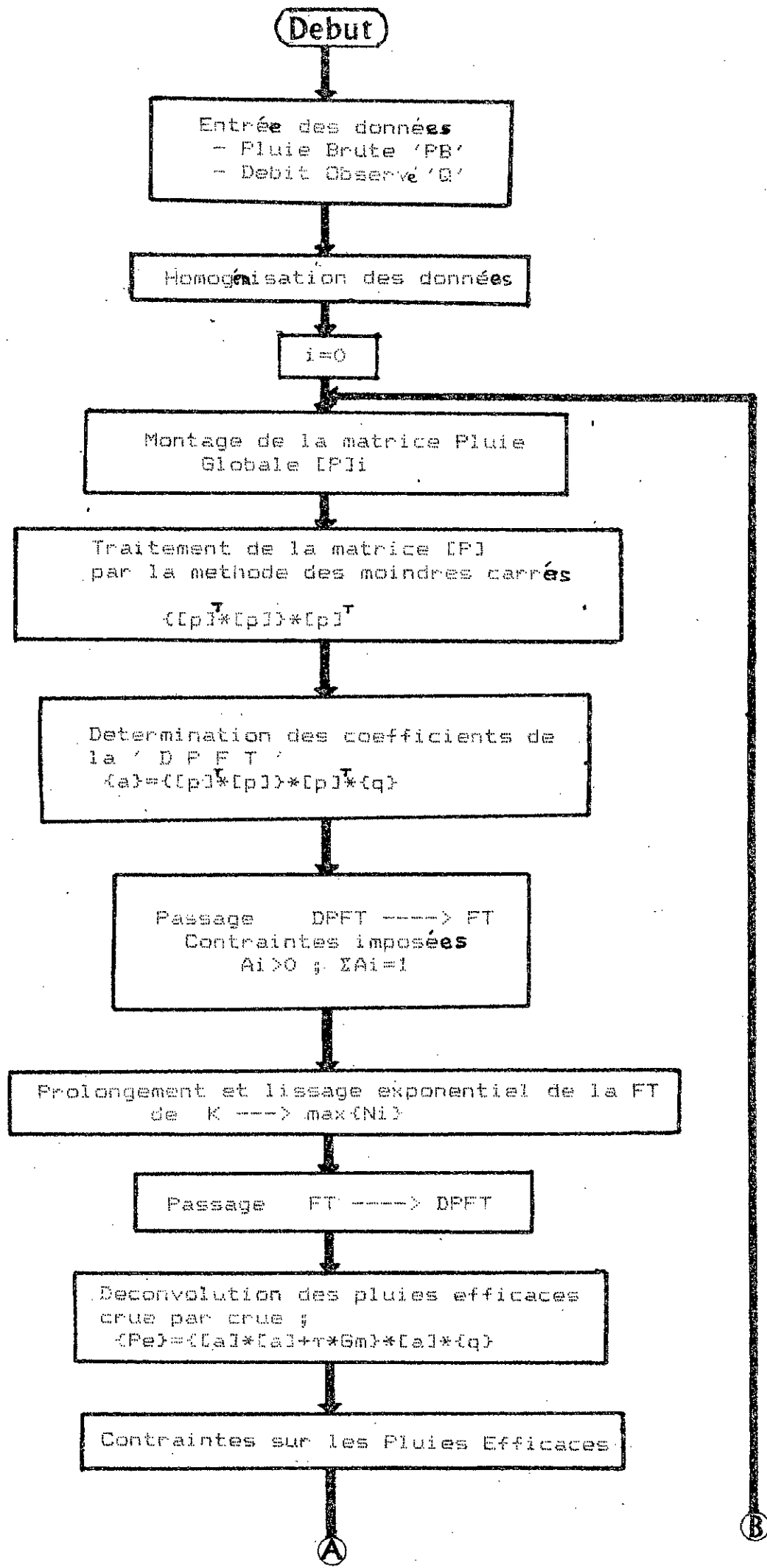


Fig 6.2



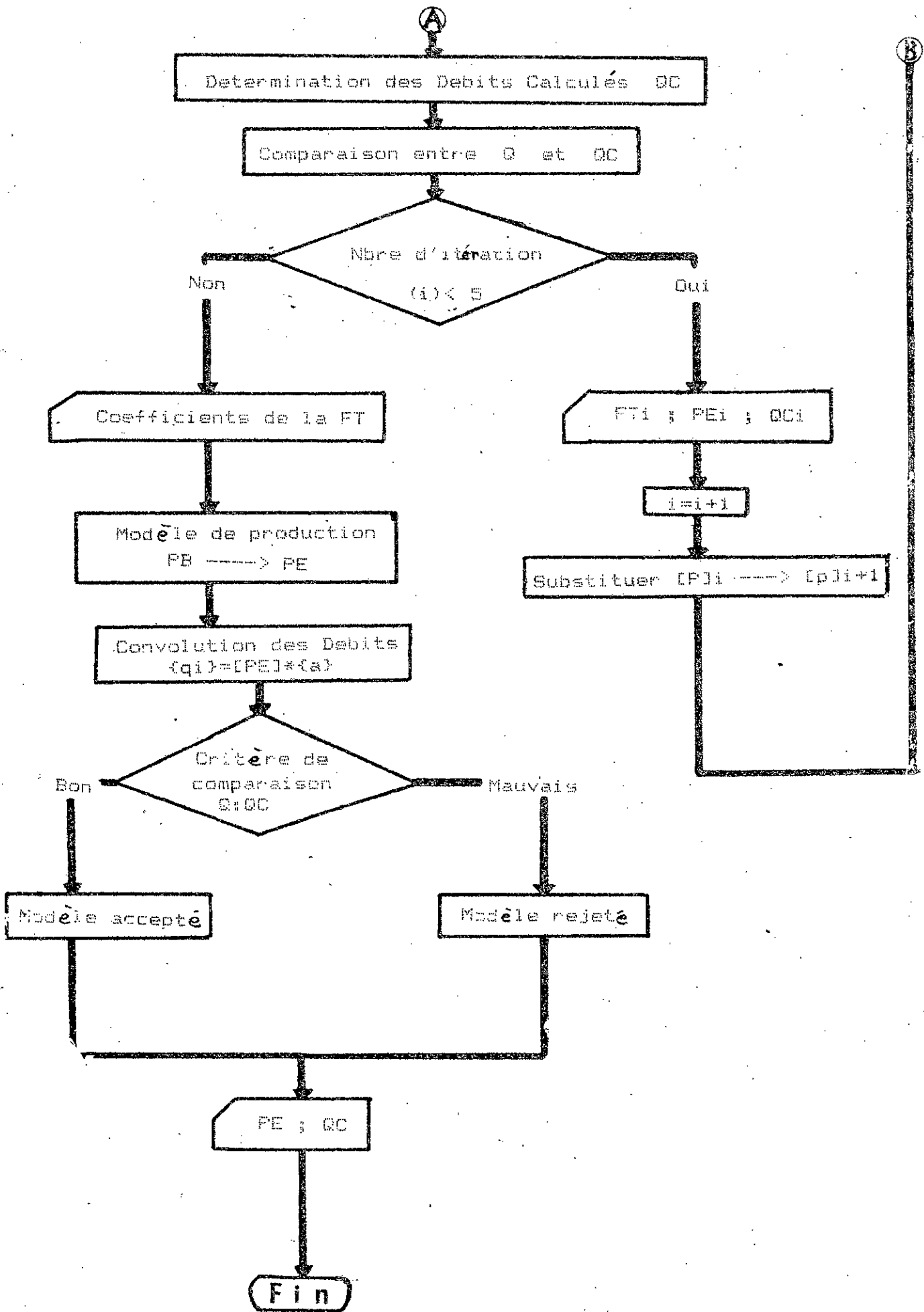


Fig 5.38 ORGANIGRAMME GENERAL DE RESOLUTION DE LA D.P.E.I

CONCLUSION :

La méthode DPFT est une méthode d'estimation de l'hydrogramme unitaire en ce sens qu'elle modélise le même système de transformation de la pluie efficace en débit de ruissellement direct sous les hypothèses de linéarité et invariance temporelle du système considéré. Elle est basée sur les principes suivants qui la différencient de la méthode classique de l'hydrogramme unitaire:

1) La variable d'entrée est la variation du débit total d'un pas de temps à l'autre et non pas le débit même. Cette variation est expliquée par une combinaison linéaire des pluies efficaces et des coefficients de la différence première de la fonction de transfert notée DPFT. Ceci a les avantages suivants :

- une stationnarité plus élevée de la variable à expliquer est assurée .
- l'autocorrélation entre les observations de la variable à expliquer est diminuée.
- les coefficients de la DPFT sont moins corrélés que ceux de la fonction de transfert même et donc il y a une meilleure stabilité dans leur identification.
- La variation du débit de base peut en général être négligée en permettant ainsi de s'affranchir de la séparation des hydrogrammes et ne considérer que la variation de la réponse rapide.

2) Les pluies efficaces sont des inconnues du problème. On parle du problème inverse.

3) L'algorithme de la méthode procède par itération comme ceci :

Une première approximation des pluies efficaces, mises égales aux pluies brutes, est faite et une première estimation de la DPFT est déduite.

Ensuite, en ayant cette estimation de la DPFT, on résoud le



problème inverse et on identifie les pluies efficaces en espérant améliorer leurs premières approximations. Ce processus est itéré jusqu'à ce que les estimées de la DPFT et des pluies efficaces soient stabilisées.

La méthode travaille dans un contexte multi-événements et elle fait l'hypothèse d'une fonction de transfert moyenne pour tout événement.

Le nombre d'inconnues à estimer étant assez élevé, plusieurs contraintes sont introduites dans l'algorithme afin de guider son choix dans un domaine de valeurs physiquement acceptables. On peut citer la contrainte de positivité de la fonction de transfert, celle imposée sur l'aire de la fonction de transfert, la positivité des pluies efficaces et les contraintes sur les coefficients de ruissellement considérés pour chaque pas de temps.

De plus le développement des techniques numériques traitées dans ce chapitre, concernant l'identification de la fonction de transfert d'une part et la déconvolution des pluies efficaces d'autre part, a largement contribué à l'amélioration des performances de la méthode DPFT.

En effet, plusieurs auteurs ont amélioré l'algorithme de résolution de la méthode par introduction de nouvelles techniques.

L'étude de la méthode DPFT sur des données générées synthétiques (NALBANTIS 1987) a permis une confirmation assez rigoureuse des performances de celle-ci mais en respectant les consignes nécessaires pour le bon déroulement de l'algorithme de résolution.

Dans le chapitre qui suivra, on fera une application de la méthode DPFT sur le bassin versant du SEBAOU pour juger ses performances pour le cas de données réelles, généralement entachées d'erreurs.

Ceci se fera en prenant en considération toutes les recommandations des études antérieures sur la méthode DPFT.

CHAPITRE VI

APPLICATION DE LA METHODE D.P.F.T

AU BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS

(SEBAOU)

CHAPITRE VI

VI - APPLICATION DE LA METHODE DPFT AU BASSIN VERSANT DE L'OUED  
DIS (SEBAOU)

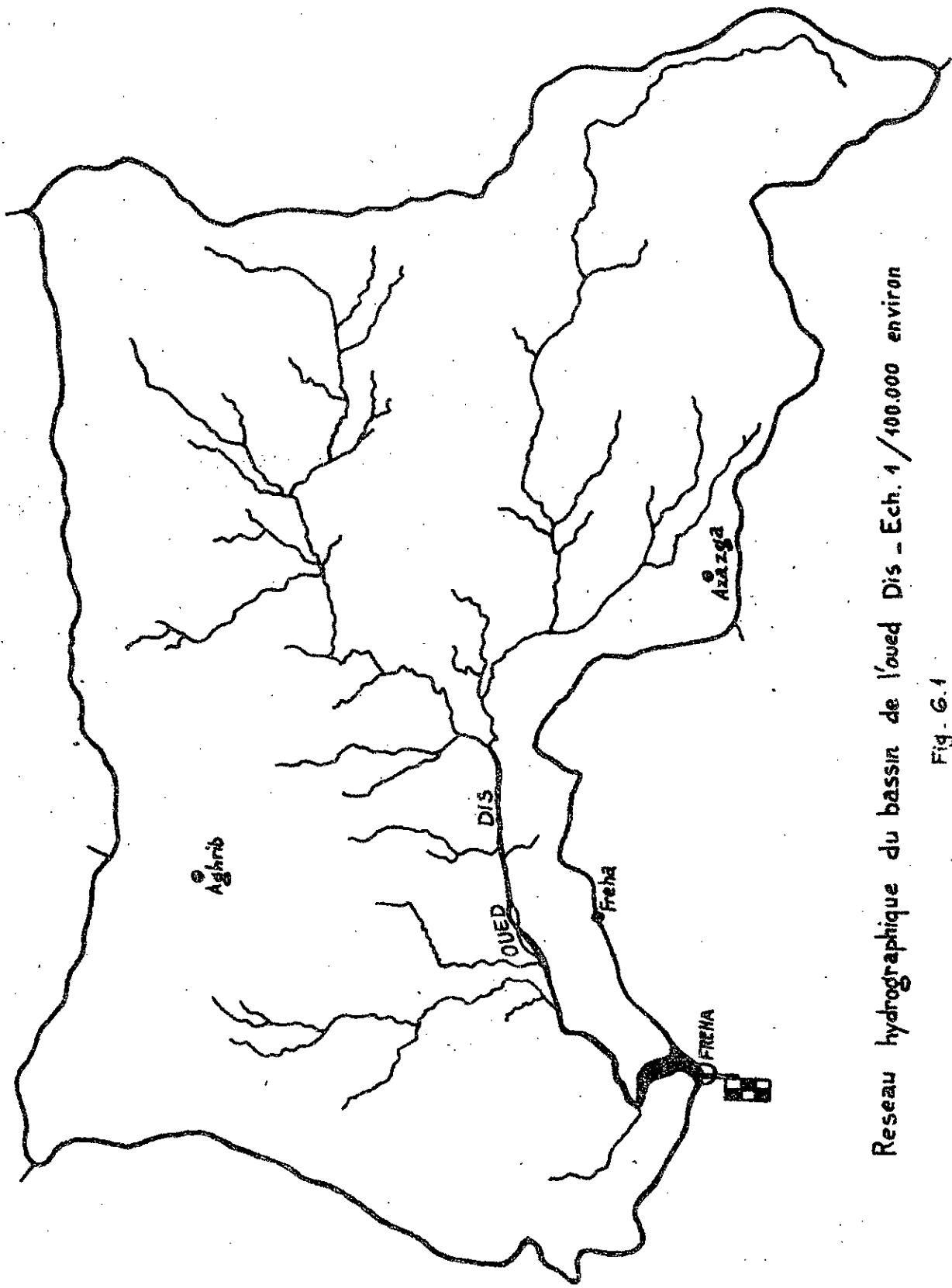
INTRODUCTION :

Après une étude approfondie de la méthode DPFT et des techniques numériques utilisées, on procède à l'application de cette méthode sur un bassin versant réel. Cette étude est faite dans le but de tester les performances de la méthode DPFT sur des données réelles.

Le bassin versant choisi est celui de l'oued DIS, petit affluent du SEBAOU, à la station de FREHA (100 km<sup>2</sup>) (fig.6.1).

Il est situé dans la grande KABYLIE à 25 Km environ au Nord-Est de TIZI-OUZOU. On s'est inspiré d'une étude antérieure faite sur ce bassin concernant les événements averse-crue où on retrouve le dépouillement des données, leur traitement et leur mise en forme (I. NOURI 1986).

De ce fait, la première partie de ce chapitre sera consacrée à l'étude des événements averse-crue. La deuxième partie traitera l'application de la méthode DPFT pour ces données ainsi que l'interprétation des résultats obtenus.



Reseau hydrographique du bassin de l'oued Dis - Ech. 1 / 100.000 environ

Fig. 6.1

VI-1- ETUDE DES EVENEMENTS AVERSE-CRUE DANS LE BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS :

VI-1-1- CARACTERISTIQUES ET REGIME HYDRO-PLUVIOMETRIQUE DU BASSIN DE L'OUED DIS :

Les caractéristiques physiques du bassin versant se résument dans ce qui suit :

Surface (S)	= 100 km <sup>2</sup>
Périmètre (P)	= 42 km
Coefficient de compacité de GRAVELIUS ( $K=0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$ )	= 1,18
Longueur du cours d'eau principal (L.OUED)	= 19 km
Longueur du rectangle équivalent (L)	= 13,7 km
Indice de pente (I.P)	= 0,26
Densité de drainage (Dd)	= 3,4
Coefficient de torrentialité (Ct)	= 24,3
Altitude MAX	= 1278 m
Altitude MIN	= 130 m
Altitude MOY	= 476 m

Le bassin versant de l'oued DIS est assez accidenté à l'amont de la station hydrométrique de FREHA. Il est formé de deux versants présentant des pentes raides.

Le climat de la région est tempéré, méditerranéen.

Le bassin est équipé de trois (03) pluviomètres dont un (01) est couplé à un pluviographe (AZAZGA).

Les hauteurs des pluies journalières sont disponibles depuis l'année hydrologique 1921/1922 pour les stations d'AZAZGA et AGHRIB. La troisième station (FREHA) a été mise en service en 1973.

Leur répartition statistique par ajustement graphique d'une loi normale s'est avéré satisfaisant.

L'étude de la répartition statistique des hauteurs de pluies (journalières et annuelles) faite par le service " pluviométrie "

de l'ANRH permet de conclure à l'uniformité du régime des pluies pour le bassin de l'oued DIS et rend donc possible le complément des données d'une station à partir d'une autre station plus fournie en données.

Pour ce qui est de la limnigraphie, on dispose d'un seul limnigraphe à la station hydrométrique de FREHA pour le contrôle des hauteurs d'eau. Les barèmes  $Q(h)$  établis par le service " hydrométrie " de l'ANRH permettent de passer aux débits.

La station hydrométrique de FREHA a été mise en service en 1973.

#### VI-1-2- TRAITEMENT ET MISE EN FORME DES DONNEES D'OBSERVATION :

Les techniques de dépouillement, traitement et mise en forme des données d'observation ont été traitées d'une façon détaillée par I. NOURI (1986).

##### VI-1-2-1- LIMNIGRAPHIE :

Les crues remarquables par leurs débits de pointe et par la répartition spatiale généralisée sur tout le bassin ont été sélectionnées. Les lacunes d'enregistrement en début de crue ou enfin de décrue ont incité le recours aux relevés limnimétriques et à les convertir en débits grâce aux barèmes d'étalonnage .

##### VI-1-2-1-1- DEBIT DE BASE :

Généralement, le débit de base initial  $Q_0$  est lu sur l'hydrogramme comme l'ordonnée du point qui marque le début de la montée de la crue. Il est alors confondu avec le débit initial de la crue  $Q_0$ . Cependant, les fluctuations de débits dues à des précipitations de courte durée engendrant un écoulement diffus qui vient s'ajouter à l'écoulement souterrain peuvent remettre en cause cette méthode de calcul.

Dans ce cas, il faut remonter plus haut dans le temps pour retrouver un débit stable et constant du cours d'eau et qui préfigure vraisemblablement le débit de base précédent l'averse étudiée.

VI-1-2-1-2- DEBIT DE POINTE :

Le débit de pointe  $Q_p$  est le débit maximale enregistré à la station de jaugeage durant la crue. Il est lu directement sur la pointe à l'hydrogramme.

V-1-2-2- PLUVIOMETRIE - PLUVIOGRAPHIE :

Les observations pluviométriques et pluviographiques correspondant à l'hydrogramme de crue ont été recueillies.

A partir de ces informations, la pluie moyenne sur le bassin et les indices de précipitations antécédentes sont calculés. Ensuite, l'hyétogramme est mis en forme pour visualiser l'évènement averse-crue correspondant.

La méthode utilisée pour le calcul de la pluie moyenne sur le bassin est celle de THIESSEN (I.NOURI 1986).

VI-1-2-2-1- CALCUL DES INDICES DE PRECIPITATIONS ANTECEDENTES  
C.I.P.A) :

L'humidité du sol conditionne aussi bien la capacité d'absorption que le coefficient de ruissellement. De ce fait, toute utilisation d'un modèle de ruissellement nécessite la connaissance de l'humidité du sol avant la précipitation ou tout au moins celle d'un indice représentatif de cette humidité. Il existe de nombreux types d'indices, basés pour la plupart sur les précipitations tombées au cours de la période précédant le moment de calcul.

L'intérêt du calcul des indices d'humidité interviendra lors de la modélisation de la fonction de production.

Des trois (03) indices de précipitations antérieures calculées dans cette étude (I. NOURI 1986), On a retenu deux (02) :

1) le premier de ces indices prend en compte les pluies de cinq (05) à dix (10) jours antérieures à l'averse qui a provoqué la crue :

$$I.P.A_1 = Iw_1 = \sum_{j=1}^n P_{i-j} \quad (6.1)$$

ou' :  $n = 5$  à  $10$  jours, selon l'estimation des précipitations antérieures ayant pu raisonnablement affecter l'état de saturation du sol.

Deux restrictions ont été prises pour le calcul de ce type d'indice :

a) pour deux averses successives telles que la crue générée par l'une prend naissance immédiatement après ou même quelque peu avant la fin de la première, on a adopté le même indice d'humidité du sol (celui de la première averse).

b) quand la période de sommation antérieure à l'averse étudiée comporte une succession d'averses importantes, la lame ruisselée générée par l'averse ou les averses les plus récentes a été retranchée de la pluie du jour correspondant, ce qui prend en compte le phénomène de recession dans le temps de la capacité d'absorption du sol au cours d'une assez longue période pluvieuse.

2) Le deuxième indice calculé s'étend sur le mois précédent l'averse étudiée avec cependant un coefficient de pondération  $K < 1$  variable avec le temps :

$$IPA_2 = IW_2 = P_{i-1} + 0,7 \times 4 + 0,5 \times 9 + 0,3 \times 14 + 0,2 \times 30 \quad (6.2)$$

avec :

$$X_4 = \sum_{k=2}^4 P_{i-k} \quad \text{et} \quad K_4 = 0,7$$



$$X_0 = \sum_{k=5}^0 P_{t-k} \quad \text{et} \quad K_0 = 0,5$$

$$X_{14} = \sum_{k=10}^{14} P_{t-k} \quad \text{et} \quad K_{14} = 0,3$$

$$X_{30} = \sum_{k=15}^{30} P_{t-k} \quad \text{et} \quad K_{30} = 0,2$$

Cet indice prend en considération la décroissance de l'humidité du sol dans le temps.

Bien que le premier indice est visiblement le plus compliqué à calculer, il demeure le plus fiable des indices de type IPA.

**REMARQUE :**

La délicatesse de la détermination des IPA et le doigté qu'elle nécessite nous laisse penser à un autre type d'indice plus facile à déduire des observations. En effet, le débit de base initial de la crue retient notre attention car il est lisible directement sur les hydrogrammes de crue et il représente de manière intégrale la succession des pluies antérieures et pourrait constituer de ce fait le meilleur indicateur possible sur l'état de saturation du sol du bassin.

Par ailleurs, le choix d'une variante mixte d'indice de pluies antérieures et de débit de base n'est pas à exclure.

**VI-1-2-3- MISE EN FORME DE L'HYETOGRAMME :**

Pour le choix du pas de temps, il importe d'adapter un pas de temps  $\Delta t$  suffisant pour obtenir un hyétogramme bien représentatif de la crue ou l'effet d'estompage des pointes en intensité soit minimales.

Après plusieurs tâtonnements, le pas de temps adopté pour le pluviographe d'AZAZGA est d'une (01) heure.

Pour chaque événement " Averse-Crue ", on dressera un hyétogramme partant de la pluviographie enregistrée à AZAZGA qui est le seul poste pluviographique du bassin de l'oued DIS.

On est donc dispensé du problème de la composition des hyétogrammes.

Par contre, il faut vérifier que l'hyétogramme donne la hauteur de la pluie moyenne sur le bassin calculée à l'aide de toutes les observations pluviométriques. On détermine le rapport :  $K = \frac{P_{moy}}{PG}$  où PG est la hauteur de pluie total d'après l'hyétogramme. La correction s'impose quand K est différent de l'unité et l'on corrige les intensités de l'hyétogramme en les multipliant par K.

#### VI-1-2-4- ANALYSE DE L'ENSEMBLE HYETOGRAMME - HYDROGRAMME

L'hyétogramme défini précédemment est reporté en correspondance des temps avec l'hydrogramme de la crue. Ainsi, l'évènement averse-crue est mis définitivement en forme et peut être visualisé, ce qui nous permet d'en déduire plusieurs de ses caractéristiques : temps de montée, temps de réponse, durée de l'averse etc...

De plus, ces observations permettent de vérifier la concordance des pointes des hyétogrammes avec les pointes des hydrogrammes, le cas contraire nécessitant un léger décalage dans le temps de l'hyétogramme (ce décalage pourrait résulter d'une erreur de manipulation de pluviographe au cours de changement de bande d'enregistrement par exemple).

#### VI-1-2-5- PRESENTATION DES RESULTATS =

Les évènements averse-crue étudiés ainsi que leurs caractéristiques sont reportés sur les graphes figurant en annexe.

VI-2- APPLICATION DE LA METHODE DPFT AU BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS

VI-2-1- DEMARCHE A SUIVRE :

VI-2-1-1- CALAGE DE LA FONCTION DE TRANSFERT ET OBTENTION DES SERIES DES PLUIES EFFICACES :

La méthode DPFT est appliquée sur le bassin versant de l'oued DIS suivant les consignes évoquées au chapitre V.

Les options utilisées sont :

- nombre d'itération = 5
- identification des coefficients de la DPFT par les moindres carrés sur le système multi-événements.
- application de la contrainte de positivité sur les coefficients de la fonction de transfert identifiée.
- lissage exponentiel de la queue de la fonction de transfert.
- normalisation de la fonction de transfert.
- déconvolution utilisant la technique de la ridge regression améliorée.
- application de la contrainte "pluie efficace inférieure à la pluie brute" .

Les paramètres que nous avons fait varier sont :

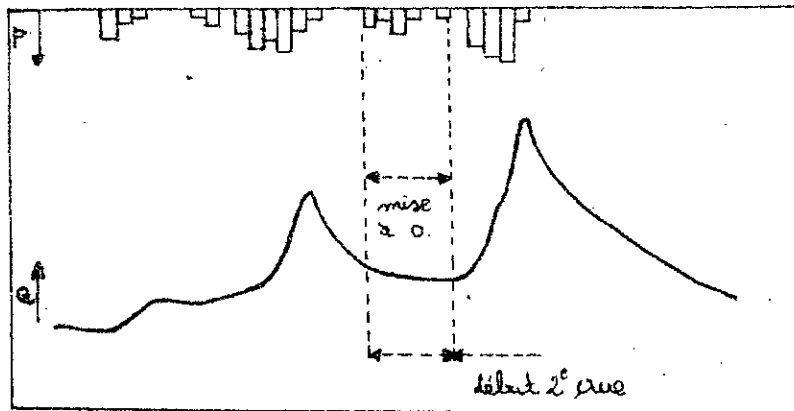
- mémoire d'identification K.
- point du début de lissage de la fonction de transfert, et nombre de points utilisés pour caler l'exponentielle décroissante.
- coefficient de la ridge regression.

VI-2-1-2- CHOIX DES EPISODES PLUIE-DEBIT :

Bien qu'on dispose d'un échantillon modeste de séries pluie-débit (vingt deux (22) épisodes), on a supprimé quelques épisodes particulièrement mal adaptés à notre étude, ou des décalages considérables entre les pluies et les débits, ou encore

des épisodes mal configurés.

On a aussi remarqué que pour quelques épisodes, on avait assez de pluies relativement aux observations de débits, ce qui nous a conduit à annuler des faibles pluies en début et fin d'épisode (fig. 6.2).



(fig. 6.2)

L'annulation des pluies avant le démarrage de la crue est plus délicate. En effet, s'il y a un retard (décalage entre l'averse génératrice et le début de la crue) on doit choisir entre :

- a) ne pas annuler les pluies importantes et démarrer la crue avec des variations de débit nulles.
- b) annuler les pluies jusqu'au démarrage de la crue, qui commence avec une variation de débit positive.

Les deux options ont été testées et la comparaison entre les débits observés et les débits calculés par la convolution des pluies efficaces avec la fonction de transfert a été le critère de comparaison pour les divers essais.

Pour augmenter la taille de l'échantillon, on a été contraint de décomposer les épisodes longues des crues complexes en petits épisodes de crues simples et cela en utilisant les deux options et le critère de comparaison précédents.

Enfin, les lignes directrices de cette démarche, pour tous les essais peuvent être résumées comme suit :

- a) choix d'un échantillon de crues
- b) identification de la fonction de transfert et déconvolution des pluies efficaces
- c) reconstitution des débits calculés et comparaison avec les débits observés
- d) retour éventuel en (a), si pour quelques épisodes pluie-débit on a une mauvaise estimation des débits calculés et des pluies efficaces.

La taille de l'échantillon définitif s'élève à vingt-trois (23) épisodes pluie-débit.

#### VI-2-1-3- CALCUL DE LA FONCTION DE TRANSFERT :

L'identification de la fonction de transfert s'est faite sur un nombre de 15 épisodes pluie-débit, ce qui constitue un échantillon relativement faible selon les recommandations concernant la mise en oeuvre de la méthode DPFT (20 à 50 épisodes).

Néanmoins, les épisodes utilisés sont convenablement choisis selon les consignes déjà énoncées dans le paragraphe précédent.

La fonction de transfert retenue est portée sur la fig.(6.3).

Elle a été calculée en prenant en compte les paramètres suivants :

- mémoire d'identification :  $K = 13$  pas de temps.

Rappelons que la mémoire  $K$  doit être supérieure ou égale à 3 fois le nombre de pas de temps nécessaire pour décrire la montée de l'hydrogramme unitaire.

- lissage à partir du 12<sup>ème</sup> point, utilisant de la 6<sup>ème</sup> à la 12<sup>ème</sup> ordonnée pour caler l'exponentielle décroissante.

Le coefficient de lissage exponentiel choisi est de 0,35.

Le tableau suivant donne à chaque itération la somme des coefficients de la fonction de transfert :

# Fonction de transfert

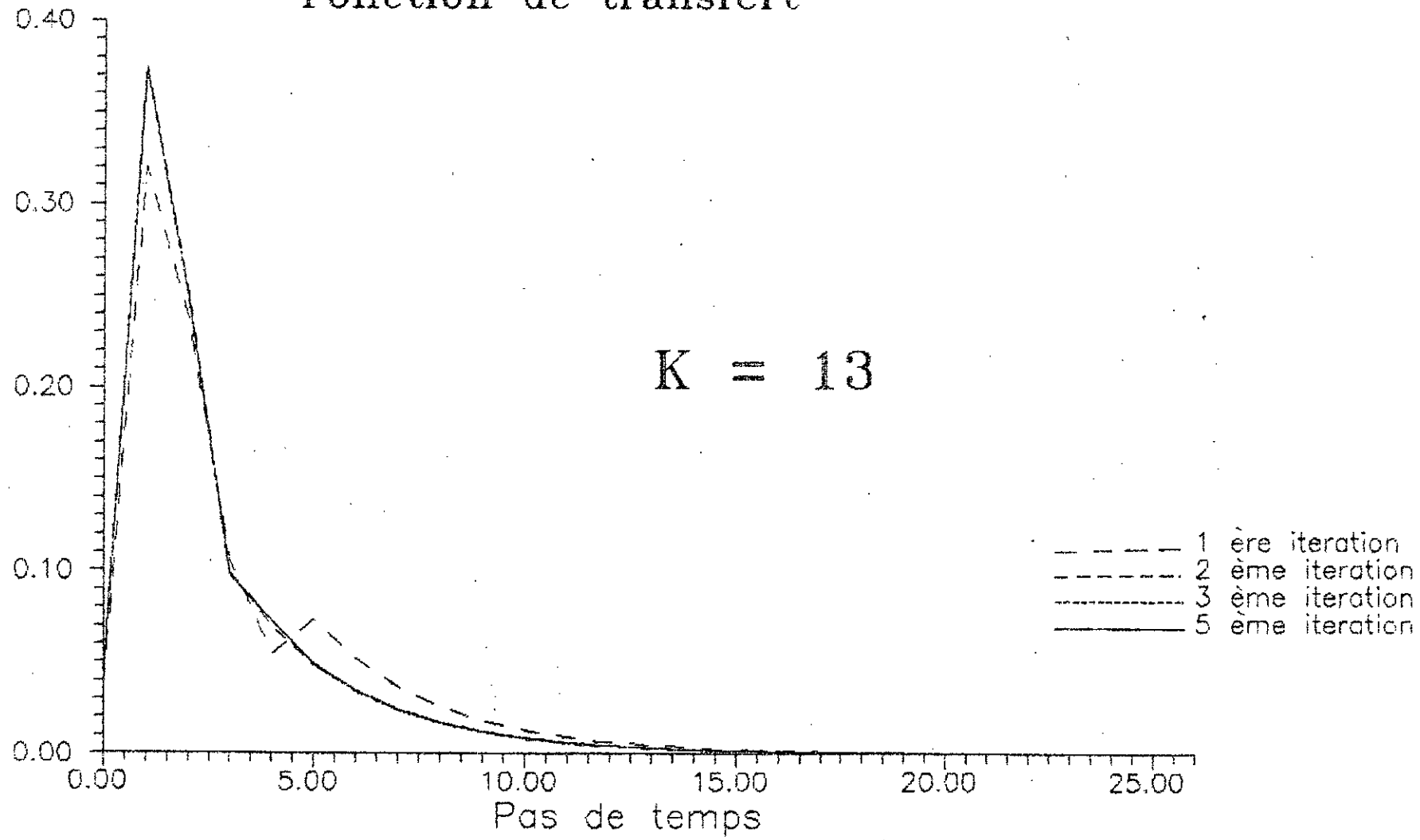


Figure: 6.8

Itération	1	2	3	4	5
$\Sigma FT$ lissé	0,561	0,970	0,969	0,969	0,969

On remarque bien que le processus de la méthode DPFT converge au bout de la 3<sup>ème</sup> itération.

VI-2-1-4- CALCUL DES PLUIES DECONVOLUEES :

La déconvolution des pluies efficaces s'est faite avec un coefficient de ridge regression égal à  $10^{-1}$ . On a remarqué que pour des coefficients inférieurs à  $10^{-1}$ , la ridge regression était sans effet sur le système de déconvolution, par contre, pour des valeurs supérieures à  $10^{-1}$  de ce coefficient, on faisait perturber le système de déconvolution et par conséquent, la corrélation entre les débits calculés et observés devenait faible.

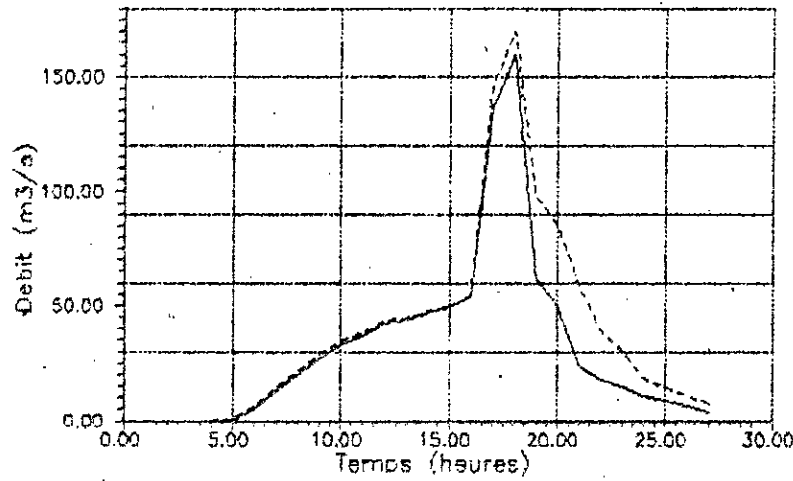
On signale qu'à chaque itération, et pour chaque crue, on calcule les débits à partir de la fonction de transfert identifiée et les pluies efficaces déconvoluées. Le critère de comparaison utilisé entre les débits calculés et observés est celui de NASH défini par:

$$T (\%) = 100 \left( 1 - \frac{\sum (Q_i - \hat{Q}_i)^2}{\sum (Q_i - \bar{Q})^2} \right) \quad (6.3)$$

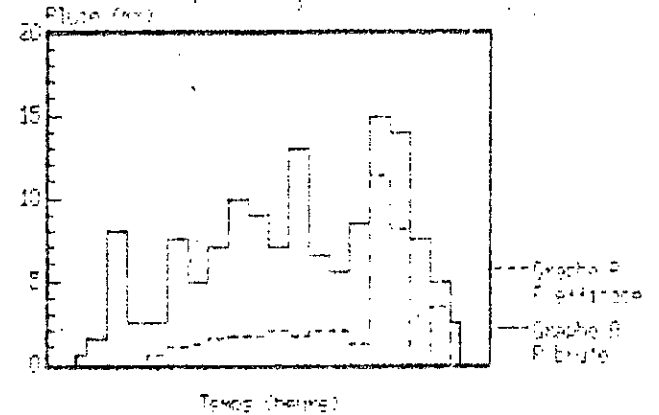
avec :

- $Q_i$  : débits observés
- $\bar{Q}$  : la moyenne des débits observés
- $\hat{Q}_i$  : débits calculés

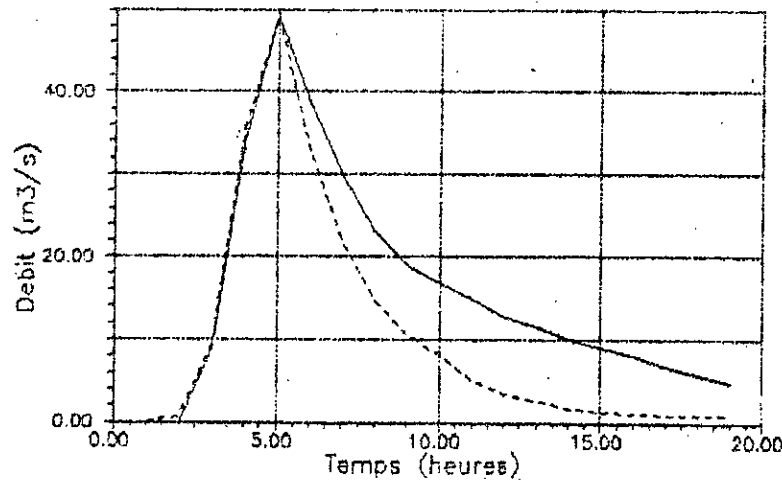
CRUE n= 1 (Date: 24-25 / 09 / 1973 )



Debit Maximum = 160.0 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.998  
 Critere de N A S H = 99.21



CRUE n= 2 (Date: 06-07 / 03 / 1978 )



Debit Maximum = 49.2 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.940  
 Critere de N A S H = 78.95

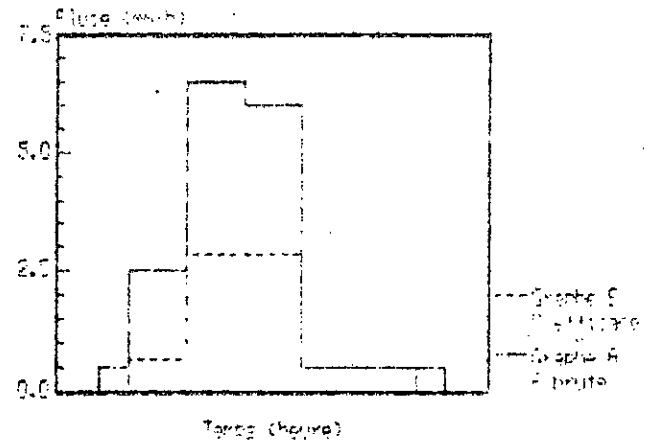
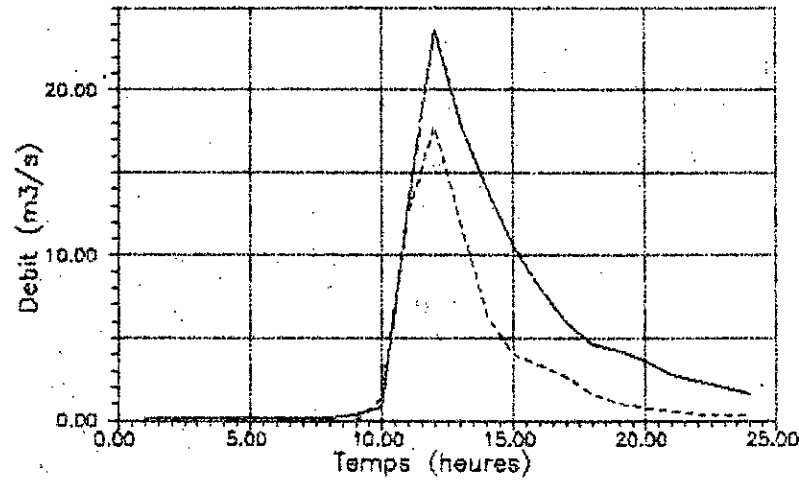


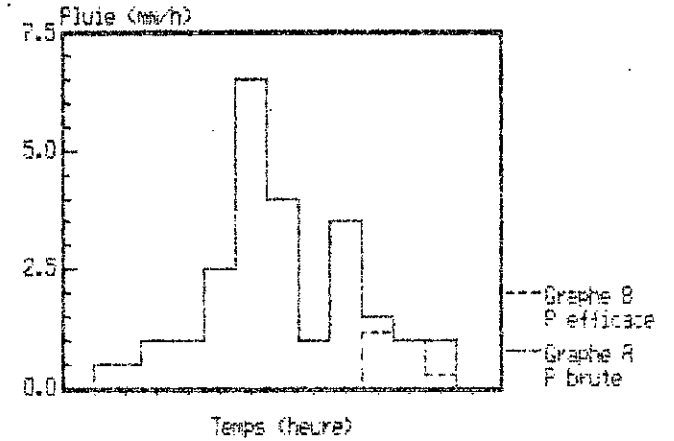
Figure : 64



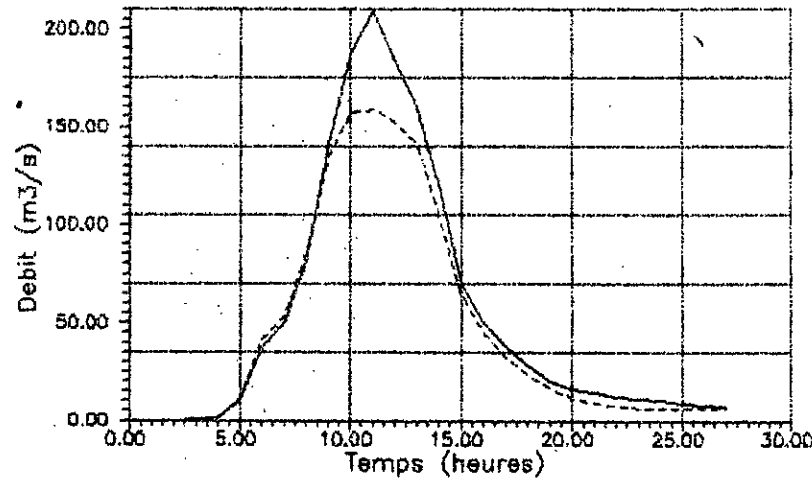
CRUE n= 4 (Date: 11-12 / 02 / 1980 )



Debit Maximum = 23.6 (m<sup>3</sup>/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.888  
 Critere de N A S H = 93.33



CRUE n= 5 (Date: 05-06 / 03 / 1980 )



Debit Maximum = 200.0 (m<sup>3</sup>/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.889  
 Critere de N A S H = 97.64

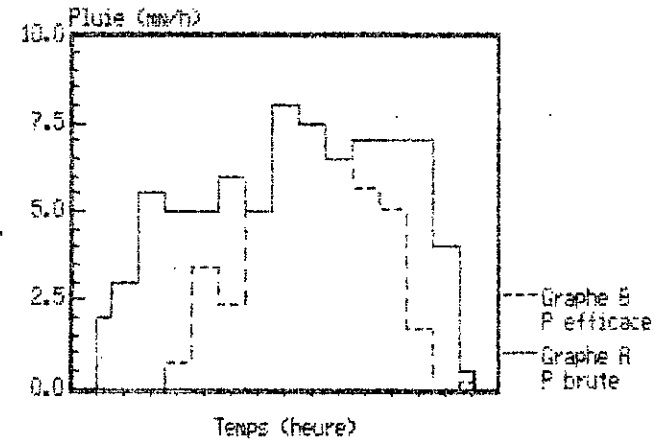
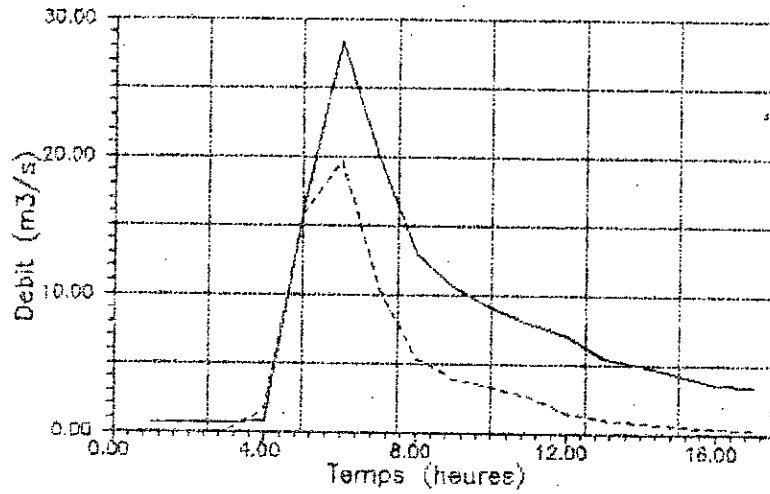
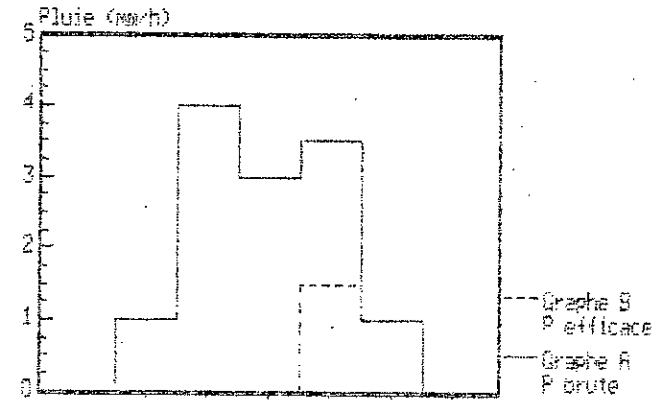


Figure : 6.5

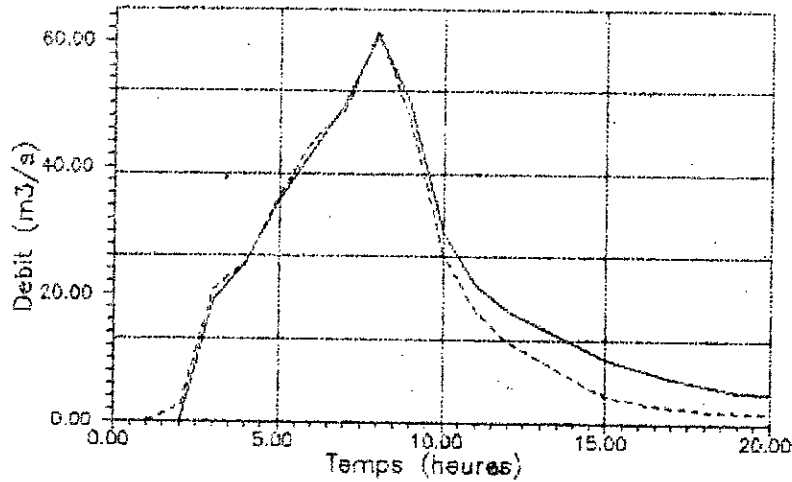
CRUE n= 6 (Date: 11-12 / 03 / 1980 )



Debit Maximum = 28.3 (m<sup>3</sup>/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.985  
 Critere de NASH = 97.30



CRUE n= 7 (Date: 30 / 12 / 1980 )



Debit Maximum = 61.00 (m<sup>3</sup>/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.906  
 Critere de NASH = 98.88

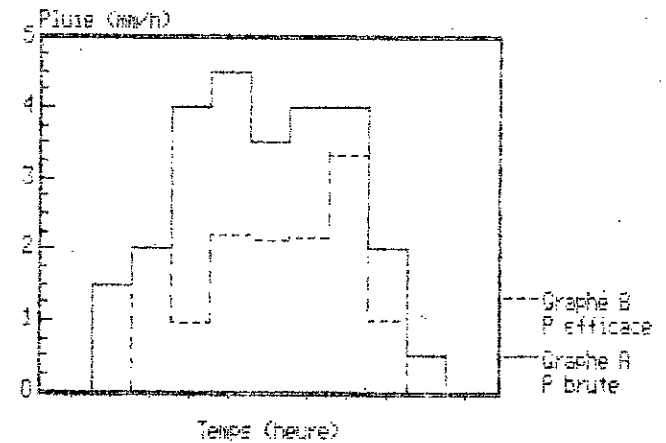
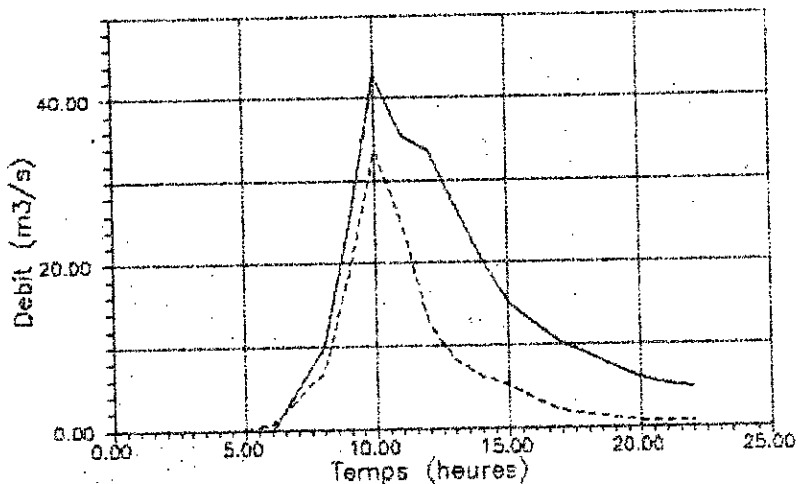


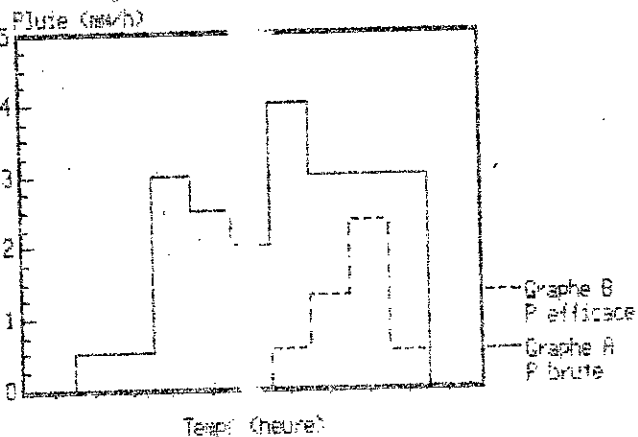
Figure : 6.6

CRUE n= 8 (Date: 22 / 01 / 1981)

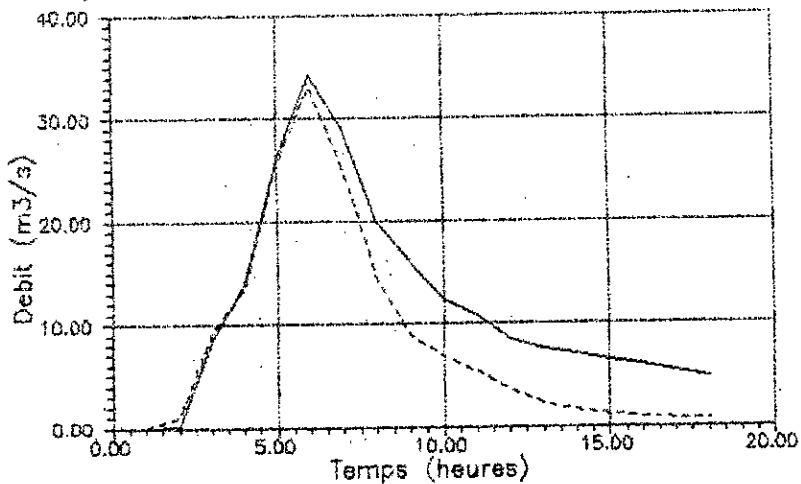


— Debit Observe  
 - - - Debit Cal (DPPT)

Debit Maximum = 42.7 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.861  
 Critere de NASH = 88.38



CRUE n= 9 (Date: 31 / 03 / 1981)



— Debit Observe  
 - - - Debit Cal (DPPT)

Debit Maximum = 34.2 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.871  
 Critere de NASH = 72.74

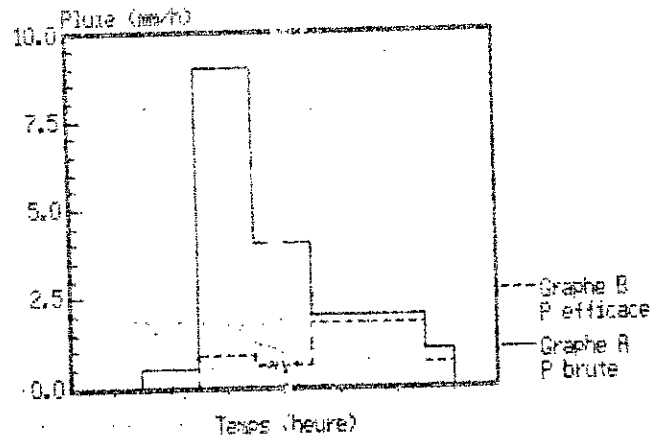
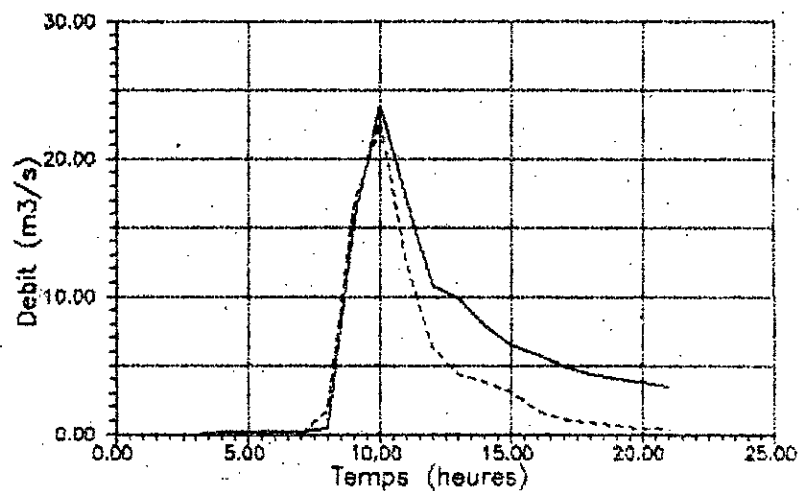
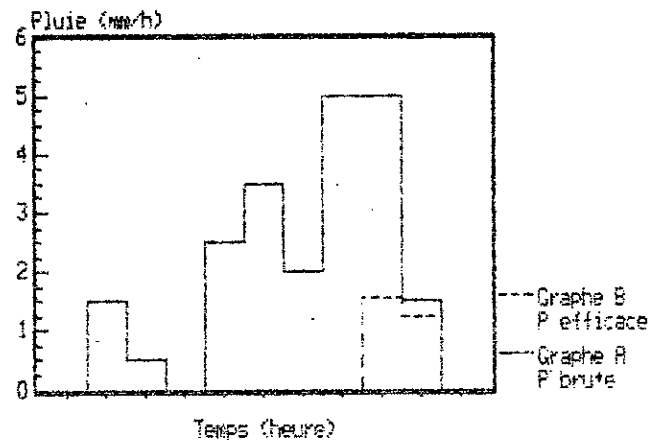


Figure : 6.7

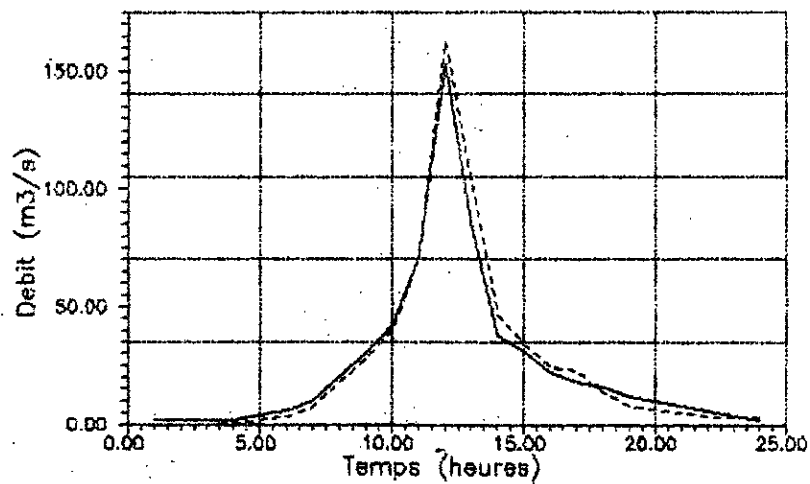


Debit Maximum = 23.9 (m<sup>3</sup>/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.988  
 Critere de NASH = 93.33

Debit Observe  
 Debit Cal (DPFT)



CRUE n= 11 (Date: 15-18 / 11 / 1982 )



Debit Maximum = 158.0 (m<sup>3</sup>/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.989  
 Critere de NASH = 97.84

Debit Observe  
 Debit Cal (DPFT)

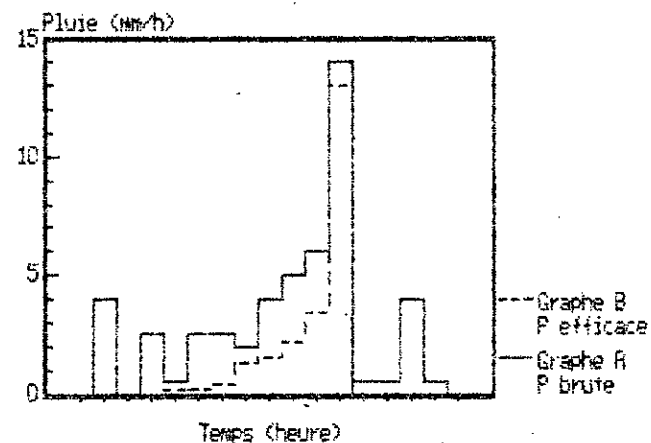
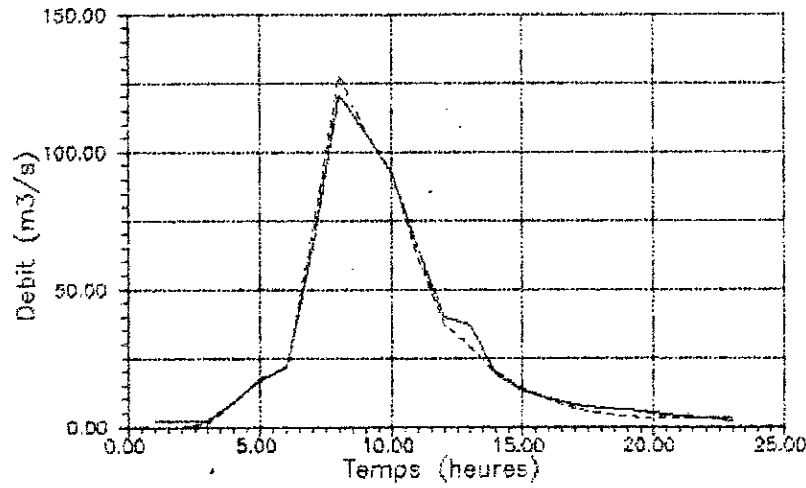


Figure : 6.8



— Debit Observe  
 - - - Debit Cal (DPFT)

Debit Maximum = 121.0 (m3/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.988  
 Critere de N A S H = 97.30

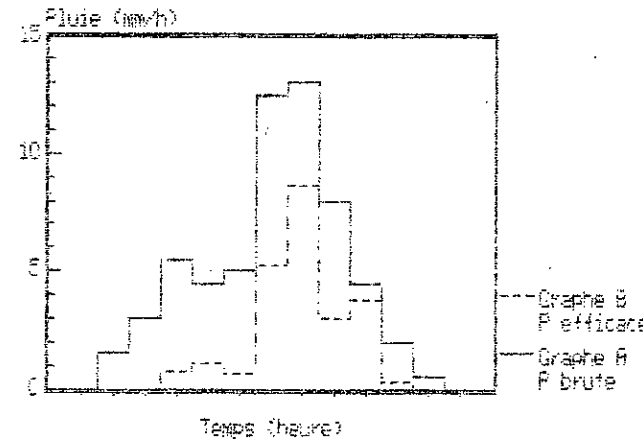


Figure : 6.9

La valeur de T est d'autant plus proche de 100 que la différence entre les débits calculés et observés est très petite.

Les figures (6.4) à (6.10) illustrent les reconstitutions des débits de crue à partir de la fonction de transfert et des pluies efficaces déconvoluées. Les hyétogrammes des pluies brutes et des pluies efficaces issues de la DPFT correspondant aux hydrogrammes de crue sont également représentés dans ses figures.

**VI-2-2- MODELE DE PRODUCTION UTILISE :**

Le modèle de production utilisé est du type simple car il ne comporte que deux paramètres à caler qui ne nécessitent pas une initialisation à chaque épisode.

Ce modèle est couplé avec la fonction de transfert obtenue par application de la méthode DPFT.

Le calcul des pluies efficaces est donné par les relations suivantes :

$$PE(t) = \frac{[PB(t)]^2}{PB(t)+A(t)} \quad (6.4)$$

$$A(t) = \frac{B}{FS(t)}$$

$$FS(t) = [C.PB(t) + (1-C) (H(t) + SPBA(t))] Q_0(t)$$

avec :

PB(t) : pluie brute

Q<sub>0</sub>(t) : débit de base initiale de la crue considérée expérimentée  
en mm/h

B et C : deux paramètres à caler

H(t) : indice d'humidité précédent l'averse considérée

SPBA(t) : indice des pluies antérieures à la pluie efficace à calculer

Le critère utilisé pour juger des performances du calage du modèle de production est le coefficient de NASH entre les pluies efficaces modélisées (fournies par le modèle) et les pluies efficaces déconvoluées (obtenues par la méthode DPFT).

#### VI-2-3- AJUSTEMENT DE LA FONCTION DE PRODUCTION :

Le modèle de production est calé selon la procédure décrite précédemment en utilisant comme entrée la série des pluies brutes, et comme sortie la série des pluies efficaces correspondantes d'un échantillon test. Ce dernier est composé de huit (08) épisodes pluie-débit (environ 1/3 de l'échantillon global) relativement longs et multi-pics (crues complexes).

Le calage des paramètres B et C du modèle de production donne :

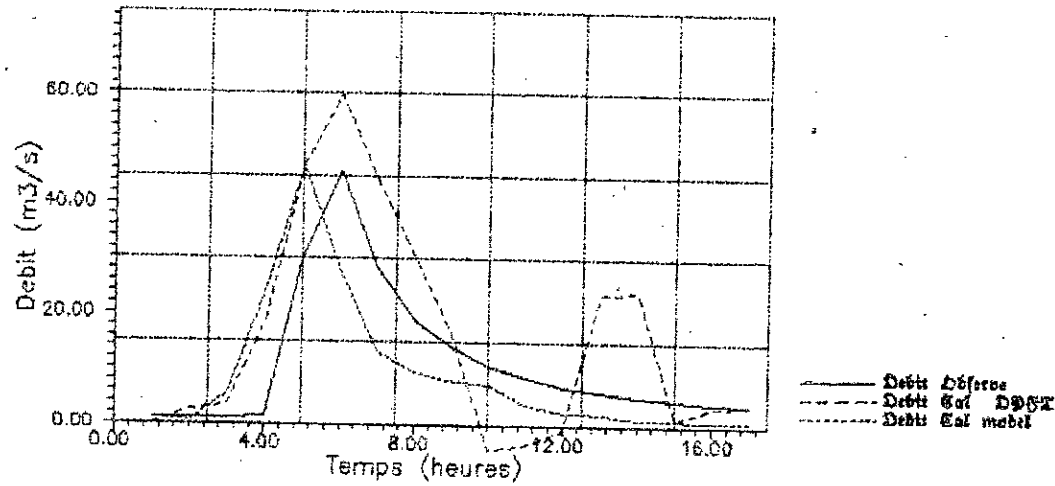
$$B = 5,159 \quad ; \quad C = 0,908$$

#### V-2-4 - CALCUL DES DEBITS MODELISES :

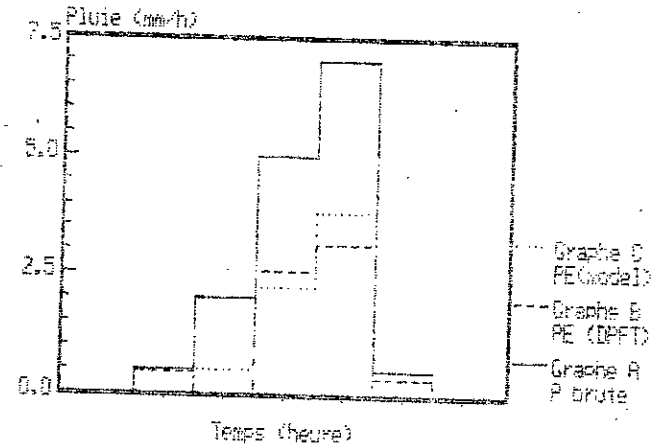
Le modèle de production est utilisé pour le calcul à partir des différentes séries des pluies brutes, les pluies efficaces modélisées. Ces dernières sont dans un deuxième temps convoluées avec la fonction de transfert issue de la méthode DPFT pour fournir un débit calculé. La comparaison entre les débits observés et calculés est faite par le critère de NASH (paragraphe VI-2-1-4) qui nous permet de juger la qualité du modèle utilisé.

La reconstitution des crues- test à partir de la fonction de transfert issue de la DPFT et les pluies efficaces modélisées est illustrée dans les figures (6.11) à (6.14).

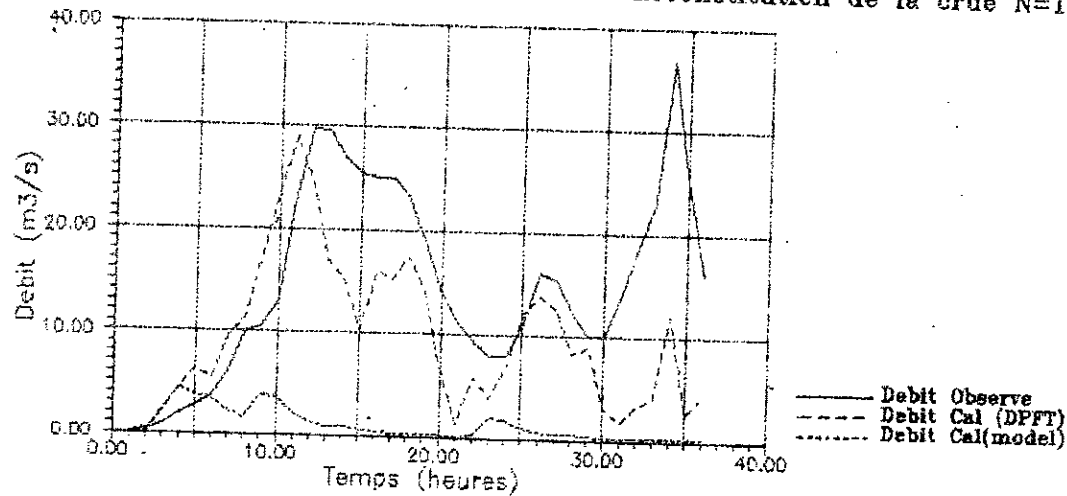
Reconstitution de la crue N=16 (date:15-16/05/1976)



Debit Maximum = 45.6 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = =  
 Critere de N A S H = =



Reconstitution de la crue N=17 (date:20-21/04/1977)



Debit Maximum = 29.8 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.424  
 Critere de N A S H = =

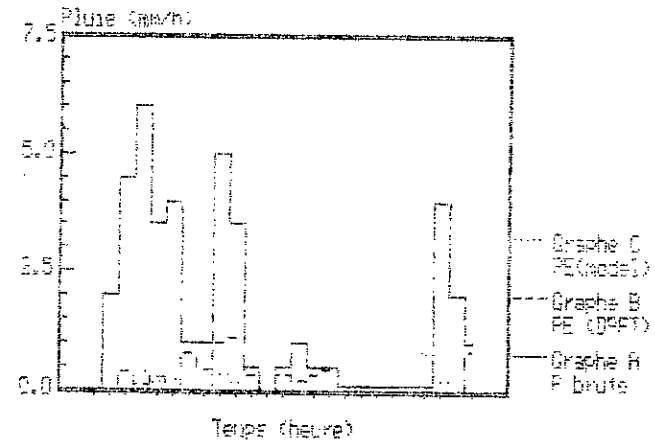
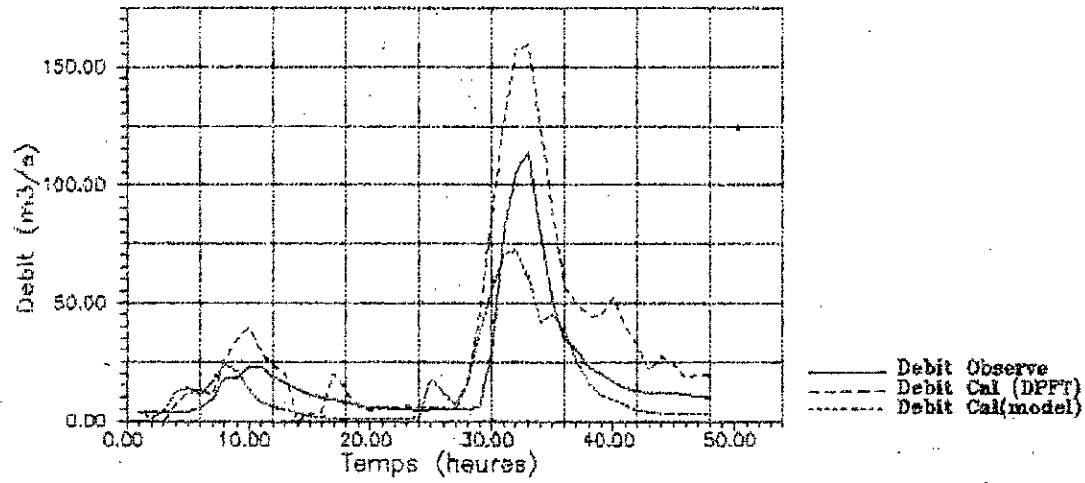


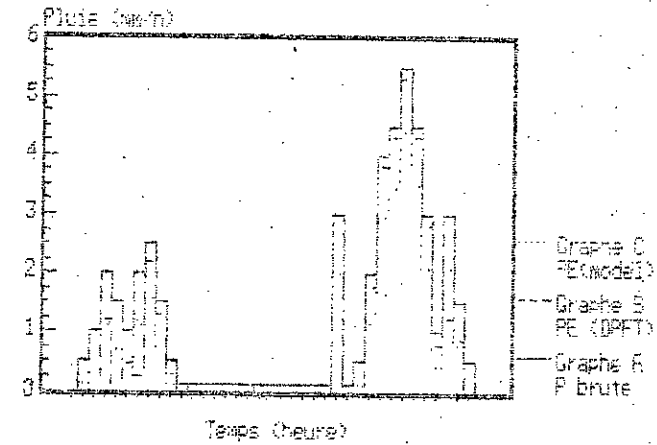
Figure : 6.11



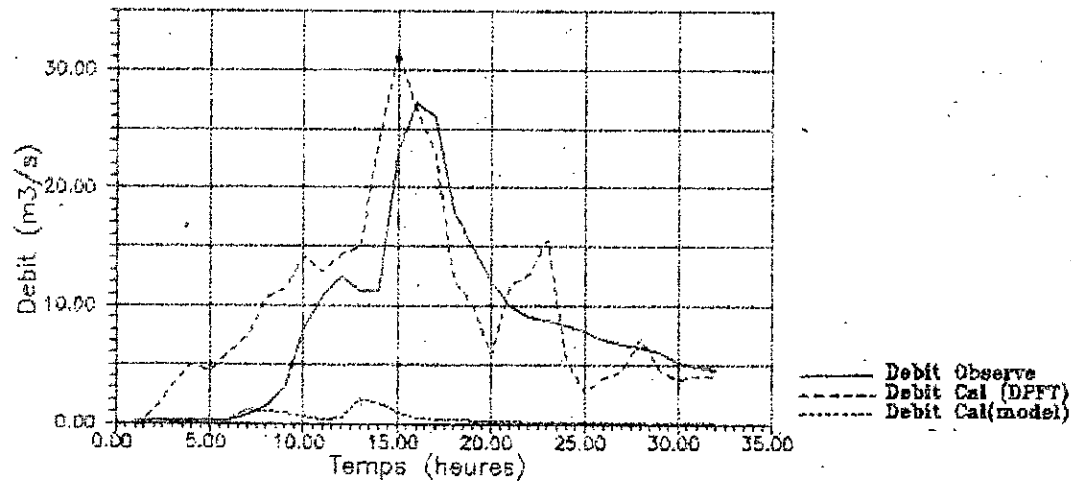
Reconstitution de la crue N=18 (date:02-03/03/1979)



Debit Maximum = 114.0 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.785  
 Critere de NASH =



Reconstitution de la crue N=19 (date:15-16/04/1979)



Debit Maximum = 27.2 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.889  
 Critere de NASH =

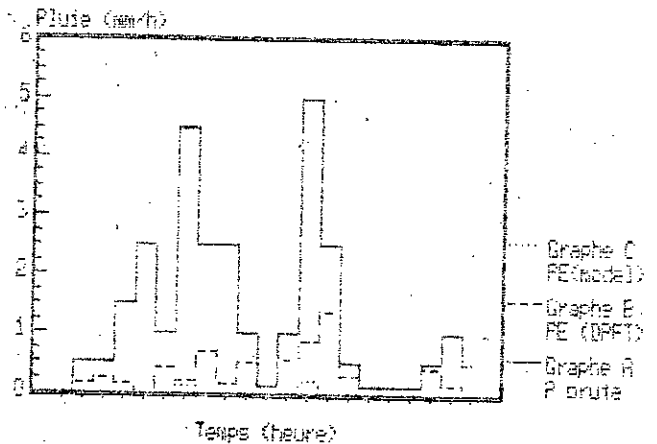
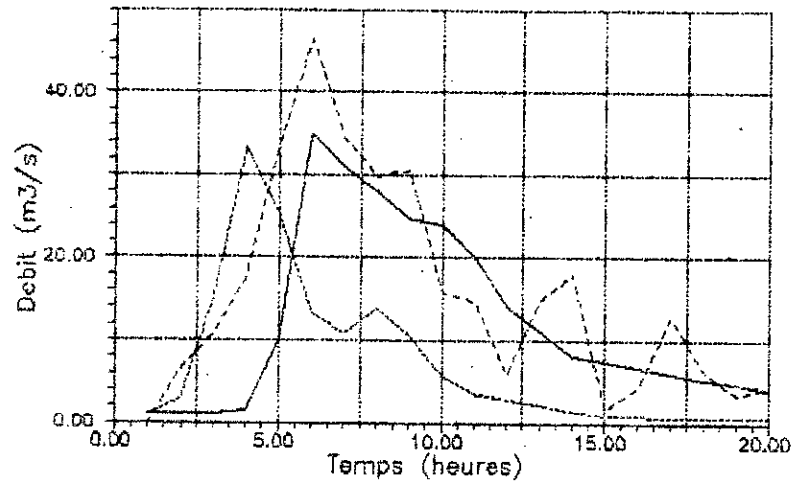
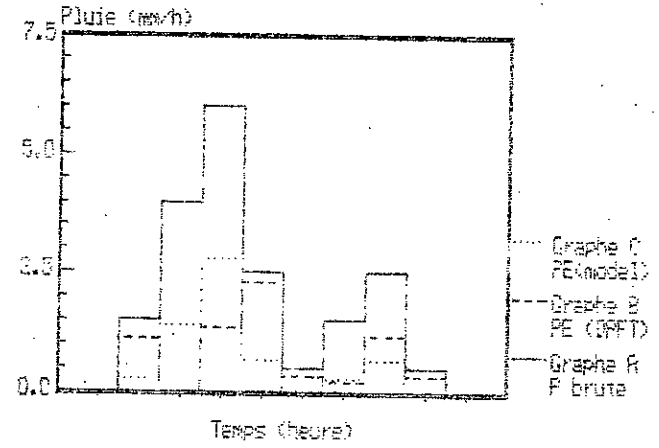


Figure : 6.12

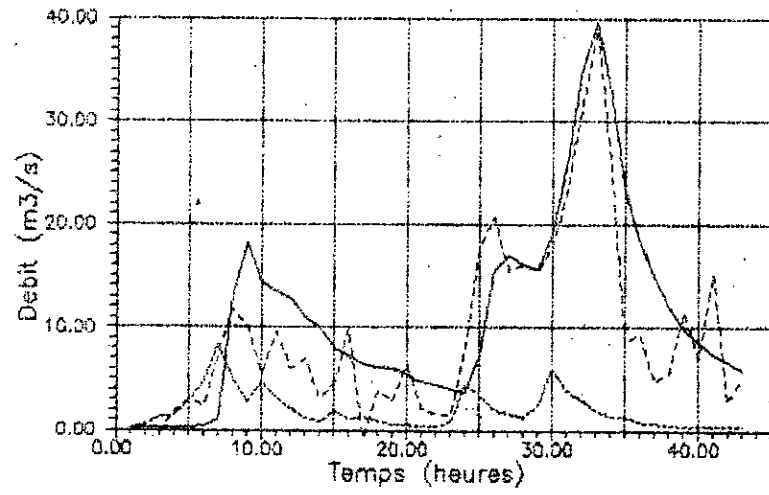
Reconstitution de la crue N=20 (date:17-18/01/1980)



Debit Maximum = 35.0 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.777  
 Critere de N A S H = 5.55



Reconstitution de la crue N=21 (date:29-30/04/1980)



Debit Maximum = 39.6 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.888  
 Critere de N A S H = 77.99

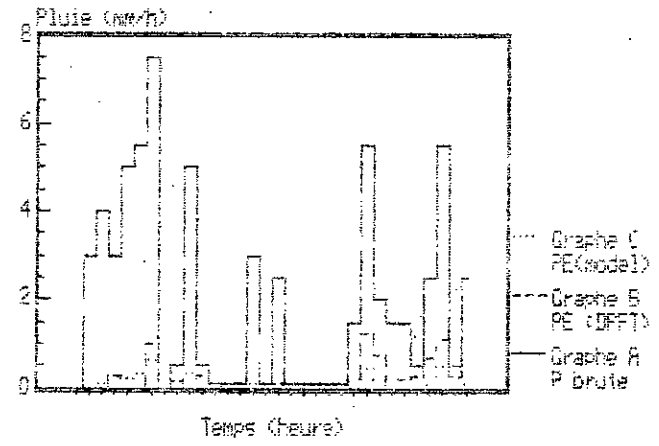
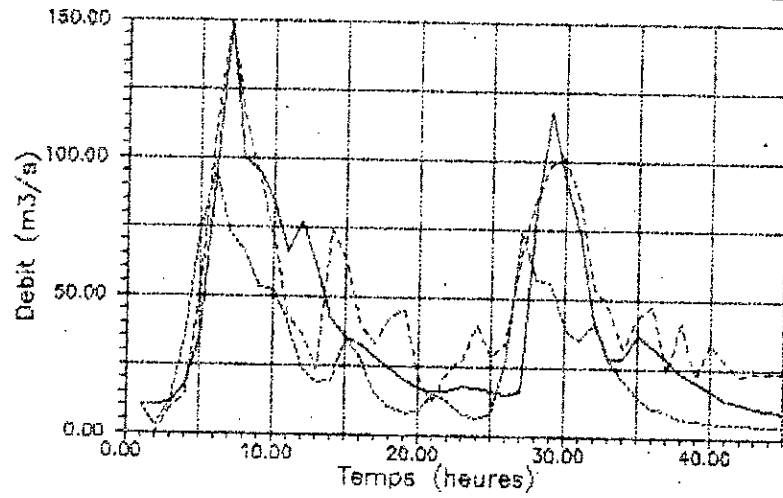


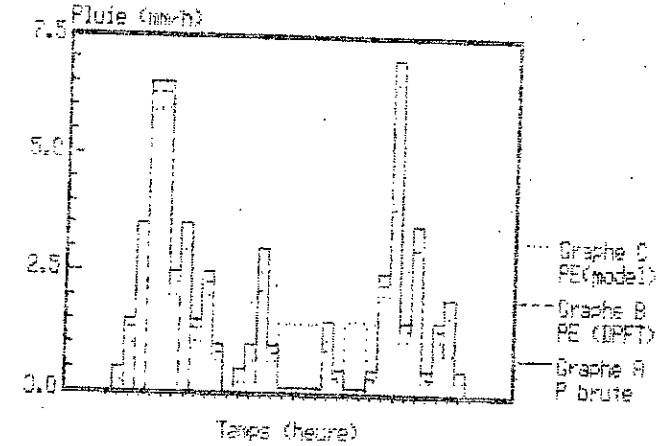
Figure : 6.13

Reconstitution de la crue N=22 (date:25-26/12/1982)

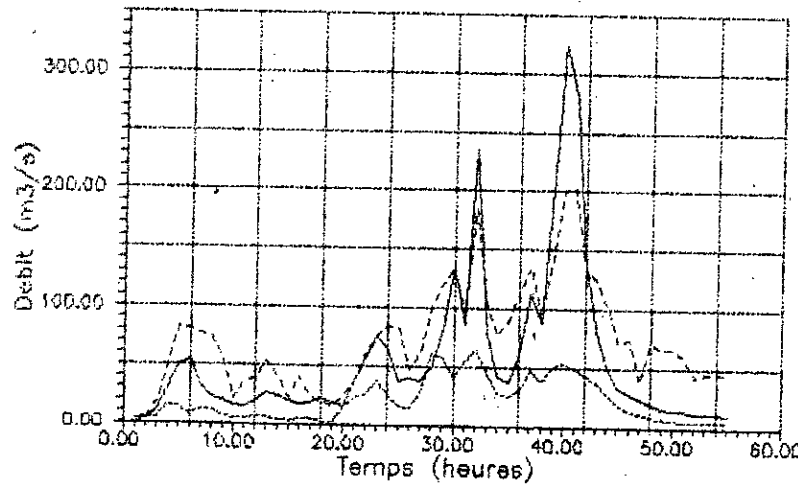


— Debit Observe  
 - - Debit Cal (DPFT)  
 . . Debit Cal(model)

Debit Maximum = 150.0 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.980  
 Critere de N A S H = 75.12



Reconstitution de la crue N=23 (date:27-28-29/01/1982)



— Debit Observe  
 - - Debit Cal (DPFT)  
 . . Debit Cal(model)

Debit Maximum = 324.0 (m³/s)  
 Coeff de corr (Qcal/Qobs) = 0.981  
 Critere de N A S H = 87.80

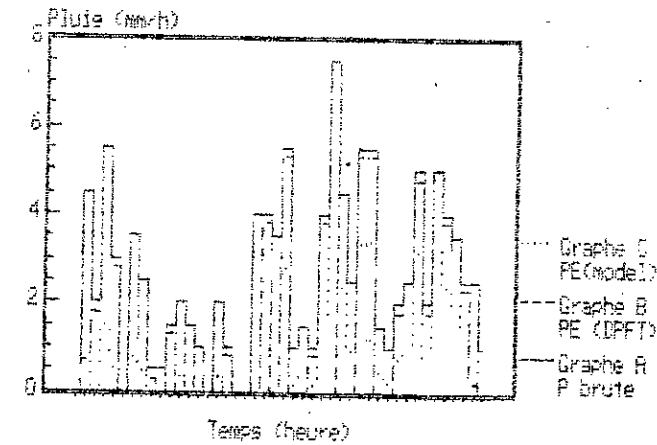


Figure : 6.14

CONCLUSION :

La première manche de l'application de la méthode DPFT concernant l'identification de la fonction de transfert et la déconvolution des pluies efficaces a donné de bons résultats :

1) L'aspect lisse de la fonction de transfert, la satisfaction de la contrainte de la conservation de la masse ( $\sum A_i = 0,95$ ) nous conduit à conclure du bon choix de la fonction de transfert.

2) La déconvolution des pluies efficaces avec la fonction de transfert choisi a permis de donner des débits calculés très proches des débits observés (figure 6.4 à 6.10), le coefficient de corrélation mutiple pour l'échantillon de calage étant de 0,987.

3) Les pluies efficaces déconvoluées sont en général correctes : elles sont faibles en début d'épisode, le sol étant généralement non saturé, puis elles tendent à égaler les pluies brutes en fin d'épisode. Dans le cas où les pluies efficaces sont nulles en fin d'épisode, ceci est dû à la contrainte de positivité des pluies efficaces (si  $PE < 0$  alors  $PE = 0$ ).

Le coefficient de corrélation entre les pluies efficaces déconvoluées et les pluies brutes observées est de 0,749.

La seconde manche de ce travail concerne la reconstitution des crues-test à partir de la fonction de transfert issue de la DPFT et les pluies efficaces modélisées.

Cette reconstitution s'est faite d'une façon acceptable : elle est assez bonne pour les crues (20), (21), (22) et (23) (fig. 6.13 et 6.14), moins bonnes pour les crues (16), (17), (18) et (19) (fig. 6.11 et 6.12). On remarque que les débits calculés sont faibles par rapport aux débits observés.

**CONCLUSIONS GENERALES**

CONCLUSIONS GENERALES :

Le travail présenté dans ce mémoire consiste à étudier une méthode issue de celle de l'hydrogramme unitaire, et qui est connue sous le nom de différence première de la fonction de transfert ou DPFT.

Cette méthode permet d'obtenir à la fois la fonction de transfert, à travers sa différence première (DPFT), et une série des pluies efficaces.

L'algorithme procède par itérations, en résolvant alternativement un système multi-événements qui identifie la fonction de transfert et un système de déconvolution, ou système inverse, qui estime une série de pluies efficaces, cette fois-ci crue par crue. L'initialisation se fait à l'aide des pluies brutes.

La convergence de l'algorithme est établie aisement lorsqu'on applique les différentes contraintes (positivité des ordonnées de la fonction de transfert et des pluies efficaces, normalisation de la fonction de transfert, lissage exponentiel de la fonction de transfert...) décrites au chapitre V.

la méthode DPFT ne nécessite donc que la mesure " *pluie brute* " et la mesure " *débit* " pour effectuer les identifications des fonctions de transfert et des pluies efficaces.

Elle n'impose en aucun cas de préciser la fonction de production. Une fois la fonction de transfert calée et les pluies efficaces estimées par la DPFT, l'ajustement de la fonction de production se fait par la suite en résolvant un problème de type " *entrée-sortie* ".

Dans la version de base proposée par D. DUBAND (1978), la formulation classique d'une équation de convolution et le critère des moindres carrés ont été retenus. Puis d'autres variantes ont été proposées par VERSIANI (1983), à savoir :

Les moindres carrés avec contrainte sur l'aire de la fonction de transfert pour la phase d'identification de la DPFT et la ridge regression pour l'identification des pluies efficaces. NALBANTIS (1987) a effectivement mis en oeuvre la méthode des moindres carrés avec contraintes. Il a aussi proposé dans le cadre de la méthode les modèles ARMAX sur le débit pour la phase d'identification de la fonction de transfert ainsi que la programmation linéaire pour l'identification des pluies efficaces.

RODRIGUEZ (1989) dans la dernière version de la méthode a proposé une nouvelle technique de déconvolution : La déconvolution des pluies efficaces en utilisant l'algorithme des moindres carrés sous contraintes (Programmation Quadratique). Cette technique à priori diminue les oscillations apparues sur les pluies efficaces. Les propriétés de l'algorithme de la méthode consistent aux points suivants :

- L'initialisation de l'algorithme peut se faire avec des valeurs arbitraires des pluies efficaces puisque les résultats ne dépendent que des variations de débit.
- Le rôle des contraintes est capital pour la convergence de la méthode vers la solution.

L'étude de la méthode DPFT sur des données synthétiques générées (NALBANTIS 1987) a permis une confirmation assez rigoureuse de ces propriétés.

Une application de la méthode DPFT est faite sur le bassin versant de l'oued DIS (SEBAOU) dans le but de tester les performances de cette méthode sur des données réelles. Ceci est fait en respectant toutes les consignes recommandées par les différents auteurs au chapitre V.

Dans la phase d'identification de la fonction de transfert et des pluies efficaces, les résultats étaient bons. En effet, la fonction de transfert identifiée, et les pluies efficaces déconvoluées sont satisfaisantes, ce qui nous a permis d'avoir des débits calculés très proches de ceux observés.

Par contre, l'ajustement de la fonction de production en utilisant comme entrée la série des pluies brutes, et comme sortie la série des pluies efficaces correspondantes, était bon pour quelques crues test et moins bon pour d'autres.

Nous avons remarqué que les débits calculés étaient faibles par rapport aux débits observés. Nous pensons que :

- Le modèle de production serait plus fiable si l'on disposait d'un nombre considérable de crues-test.
- Le processus d'évaporation et d'infiltration sont assez complexes pour être représentés par de simples équations.
- La pluie moyenne journalière antérieure à l'averse, ainsi que le débit de base initial ne sont pas suffisants pour traduire correctement la transformation pluie brute - pluie efficace.

Enfin, nous pensons qu'un effort important doit être désormais réalisé dans la recherche de fonctions de production, pour qu'elles s'adaptent aux pluies efficaces déconvoluées par la méthode DPFT.

En résumé, nous pensons avoir contribué à démontrer les performances de la méthode DPFT en étendant son application sur des bassins versants réels.



**BIBLIOGRAPHIE**

---

## BIBLIOGRAPHIE

- ALILI D. (1989) Verification de l'homogeneite des series pluviometriques dans la region du SEBAOU rapport n°3 , etude n°228 ANRH/DHYL
- BASTIN G., (1984) Identification de la relation pluie-debit, prevision des debits en temps reel . session de formation continue "crues precipitations intenses" . fascicule III bis, pp. 1-30
- BOX G.E.P, JENKINS G.M., (1970) Time series analysis, forecasting and control. HOLDEN DAY, SAN FRANCISCO, 578 p.
- CEMAGREF , (1983) Criteres d'applications operationnelles de modeles hydrologiques . compte rendu de la 1er phase . decembre
- CEMAGREF , (1989) Hydrologie appliquee aux petits bassins ruraux . CEMAGREF, 528 p.
- CLARKE R.T., (1973) A review of some mathematical models used in hydrology, with observations on their calibration and use . J. Hydrol. 19, pp. 1-20.
- DOOGE J.C.I., (1973) The linear theory of hydrologic systems . U S. Dept. of Agriculture tech. Bulletin. N°1468, 327 p.
- DUBAND D., (1978) Fonctions de transfert pluie-debit sur des bassins versants de l'ordre de 1000 Km<sup>2</sup>. Note Interne , EDF-DTG, GRENOBLE.
- DUBAND D., (1982) Hydrologie statistique approfondie . Cours 3eme Annee ENHG.
- EDF-CEMAGREF (1986) Criteres d'applications operationnelles de modeles hydrologiques .
- GUILLOT P., et DUBAND D., (1980) Fonctions de transfert pluie - debit sur des bassins versants de l'ordre de 1000 Km<sup>2</sup> . La Houille Blanche N° 4/5
- HINO M., et KIM C.H. (1986) Non linear flood forecasting by the filter-separation AR method and environmental isotope tracers . J. Hydrol. 68, pp. 165-184.
- HOERL A.E., et KENNARD R.W. (1970) Ridge Regression : Biased Estimation for Non-Orthogonal Problems . Technometrics., Vol. N°1, pp. 55-68.
- LORENT B., (1975) Modelisation et identification d'une relation pluie-debit : le bassin de la Semois . 7eme Conf. IFIP sur Les Techniques d'Optimisation, NICE.

- NEUMAN G.P., et DE MARSILY G., (1976) Identification of Linear Systems Response by parametric programming .W.R.R. Vol.12 N°2 pp. 219-234
- NEWTON D.W. et VINYARD J.W. (1967) Computer Determinited Unit Hydrographs From Floods .Journal Of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 93, N°HY5. PROC. Paper 5449. pp. 219-234
- NOURI I., (1986) Relation Precipitation-Ruissellement-Saturation. Prog.Fin d'etude E.N.P. Alger., 61 p.
- ROBITAILLE R., et BOBEE B. (1975) Ridge Regression .Rapport Interne N°29. INRS-EAU
- REMIERAS G. (1980) L'hydrologie De L'ingenieur .EYROLLES, PARIS.
- ROCHE M.F. (1986) Dictionnaire Français d'Hydrologie de Surface . Masson, Paris, 208 p.
- ROCHE M.F. ( 1986) Guide de Prevision de Crues .(Ouvrage Collectif)
- RODRIGUEZ Y. (1989) Modélisation pluie-debit par la Méthode DPFT Thèse de Docteur-Ingenieur USMG/INPG.
- SHERMAN L.K. (1932) Stream Flow from rainfall by the unit-hydrograph method .Engin . News. Rec., 108, pp. 801-805.
- STOL TH. (1980) Computed aided analysis of hydrologic data in water resources plannig . Technical bulletins, UN.Water Res.Ser. 52, 1980.
- VERSIANI B. (1983) Modélisation de la relation pluie-debit pour la prevision de crues .Thèse de Docteur-Ingenieur USMG/INPG
- WERY B. (1990) Identification Des Systèmes Hydrologiques. Application à la Prevision des Crues .These de Doctorat UCL

**ANNEXE**

---

0 5 10 15 20 0 5

24.25 / 01 / 73

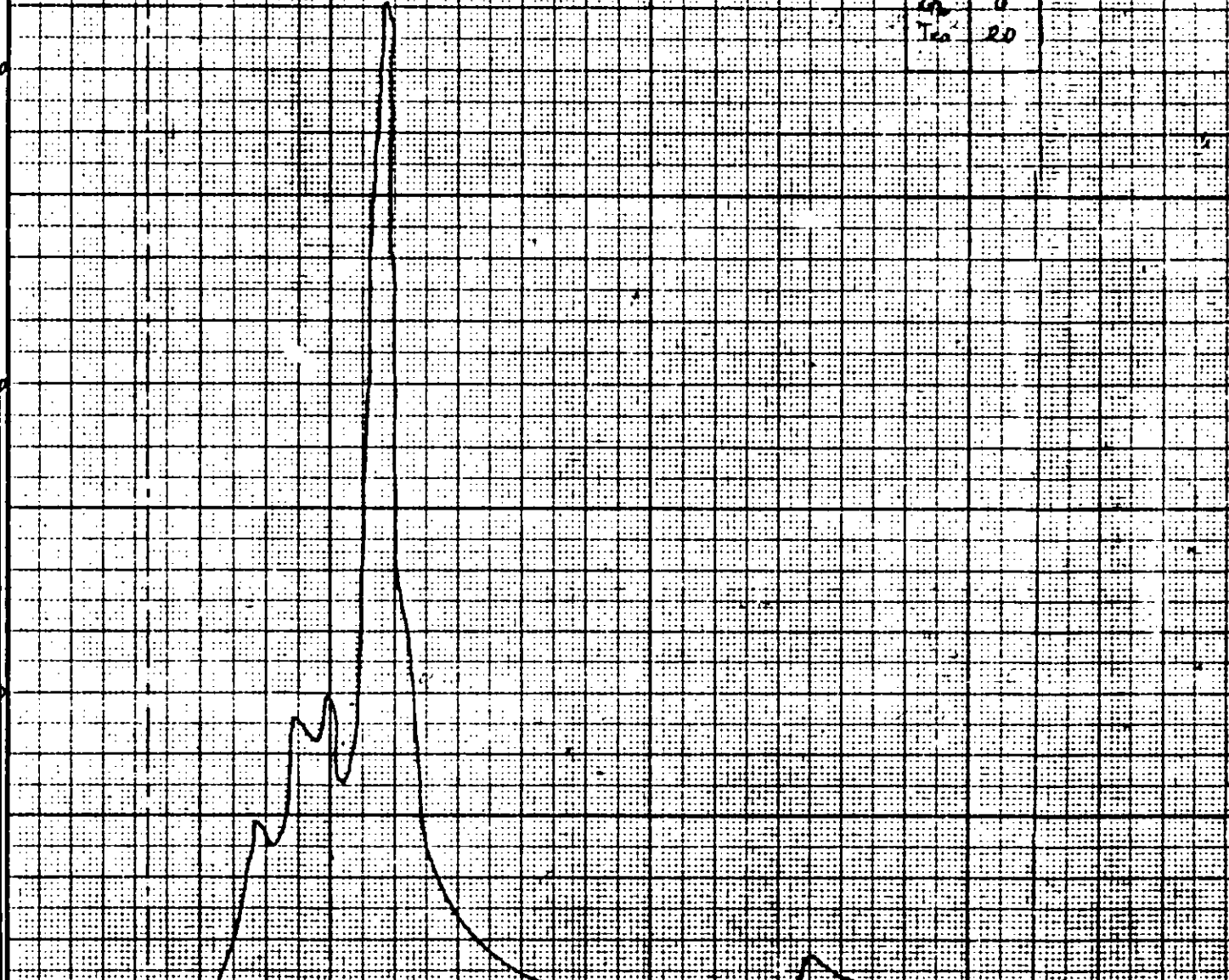
Pluies dans le bassin

SF	26	P.K.
As	128.7	43.2
Ft	139.0	26.6
At	130.6	53.6
	135.6	43.3

Pmax	135.6
Pmin	128.7
Pavg	135.0
P <sub>1/2</sub>	135.3
K <sub>1/2</sub>	0.369
K <sub>1/4</sub>	0.569
T <sub>r</sub>	1
T <sub>1/2</sub>	29.07
T <sub>1/4</sub>	28.0
T <sub>1/8</sub>	
R <sub>max</sub>	160
Q <sub>p</sub>	0
T <sub>10</sub>	2.0

(m<sup>3</sup>/h)  
(m<sup>3</sup>/s)

Q<sub>p</sub> 160 m<sup>3</sup>/s



24 / 03      25 / 03      26 / 03

(h)

Pluie dans le bassin

SR	18	19	20	ΣM	PΣM
A9	9.6	20.0	5.3	34.9	30.9
FR	2.4	23.0	2.1	27.5	5.1
MZ	2.0	27.7	2.5	32.2	27.7
				48.3	46.7

Pmax	50.7
Pmin	28.0
Pmoy	44.7
Dmoy	44.7
h.m	0.217
kmM	1.030
Tm	3
Tm1	18.2
Tm2	12.2
Tm3	
Qmax	17.8
Qh	0
Ttot	34
Ttot	22

$Dp = 2.3 \text{ m}^3/\text{s}$

I (mm/h)  
( $\text{m}^3/\text{s}$ )

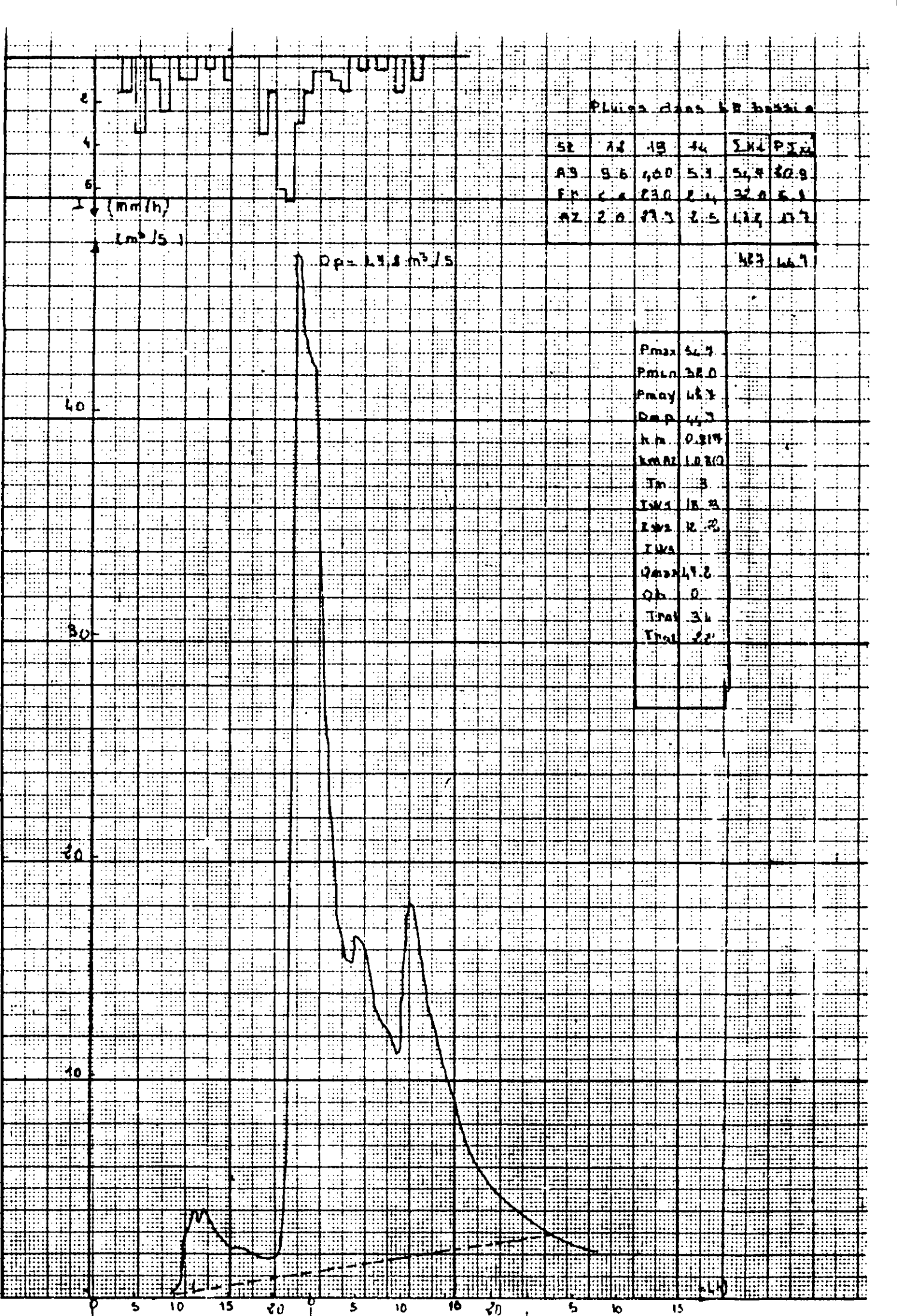
40

80

20

10

(LH)



35-10/25/72

Pluvis de la station

ST	45	P h 2
AG	30	B 1
FR	9.5	A 4
AZ	28.0	B 3
	41.5	B 3

Q (m/s)

7 (mm/h)

Qp = 45.2 m³/s

Pmax	28.0
Pmid	9.5
P Moy	11.5
P Min	4.3
Km	0.66
Kmat	0.553
Tp	1
IWT	57.0
IWE	11.3
EW	1
Qm	2.58
Ob	9.2
Tm	5

30

20

10

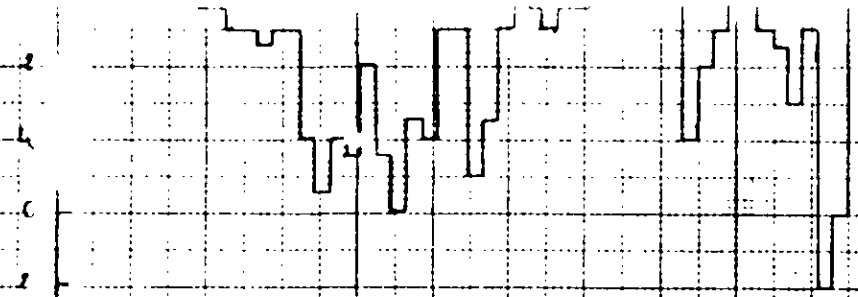
EN

15 20 0 5 10 15 20 0 10 5 10 15

17/05

19 20 21 / 04 / 79

Pluie dans le bass

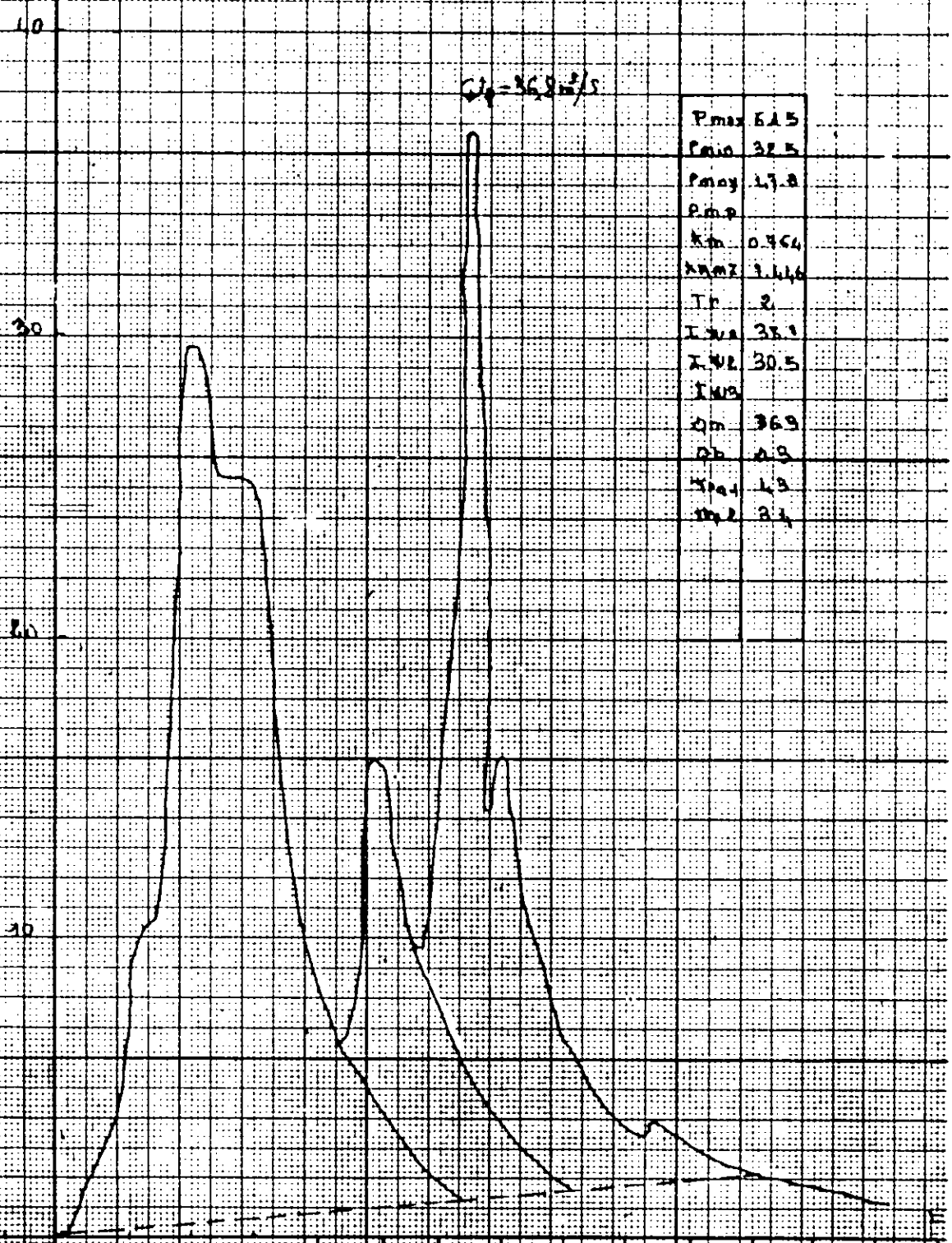


SE	49	80	204
Ra			
Ff	433	482	615
AS	6.0	26.5	32.5
			87.0

$Q \text{ (m}^3\text{/s)}$

$Q_p = 36.8 \text{ m}^3\text{/s}$

Pmax	61.5
Pmin	32.5
Pmoy	47.8
Pimp	
Km	0.964
Km2	9.146
Tp	2
Twa	38.1
Twe	30.5
Tws	
Qm	36.9
Qb	0.9
Qpe1	1.9
Qpe2	2.1



0 5 10 15 20 25 0 5 10 15 20 25 0 5 10 15 20 25

13/04 20/04 21/04 22/04



05.05 DE 08/03/78

(mm/h)

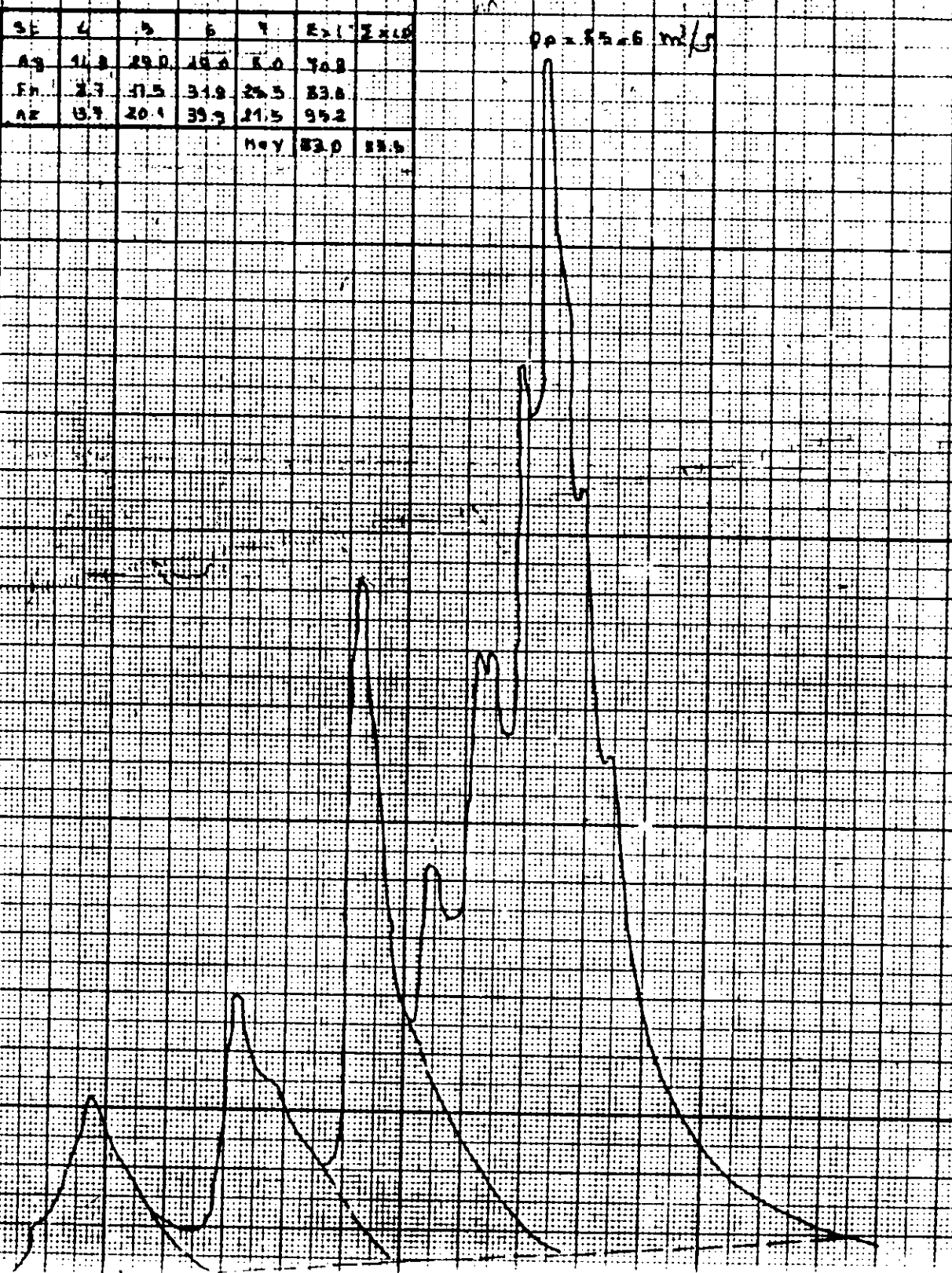
(m/s)

Pluies dans Le Lassin

SE	L	S	S	T	Ext	Ext
Ag	11.8	29.0	18.0	5.0	70.8	
Fh	2.7	11.5	31.8	26.5	83.8	
Az	8.7	20.1	39.9	21.5	95.2	
				meq	83.0	83.6

Qp = 55.6 m<sup>3</sup>/s

Pmax	95.2
Pmin	70.5
Pmeq	83.0
Am	0.877
Amax	0.531
Tm	4
Lw1	24.0
Lw2	27.1
Lw3	38.0
Om	25.5
Ob	0.3
Tm1	5.5
Tm2	5.0



01.02.03 103/179

Pluies dans le bassin

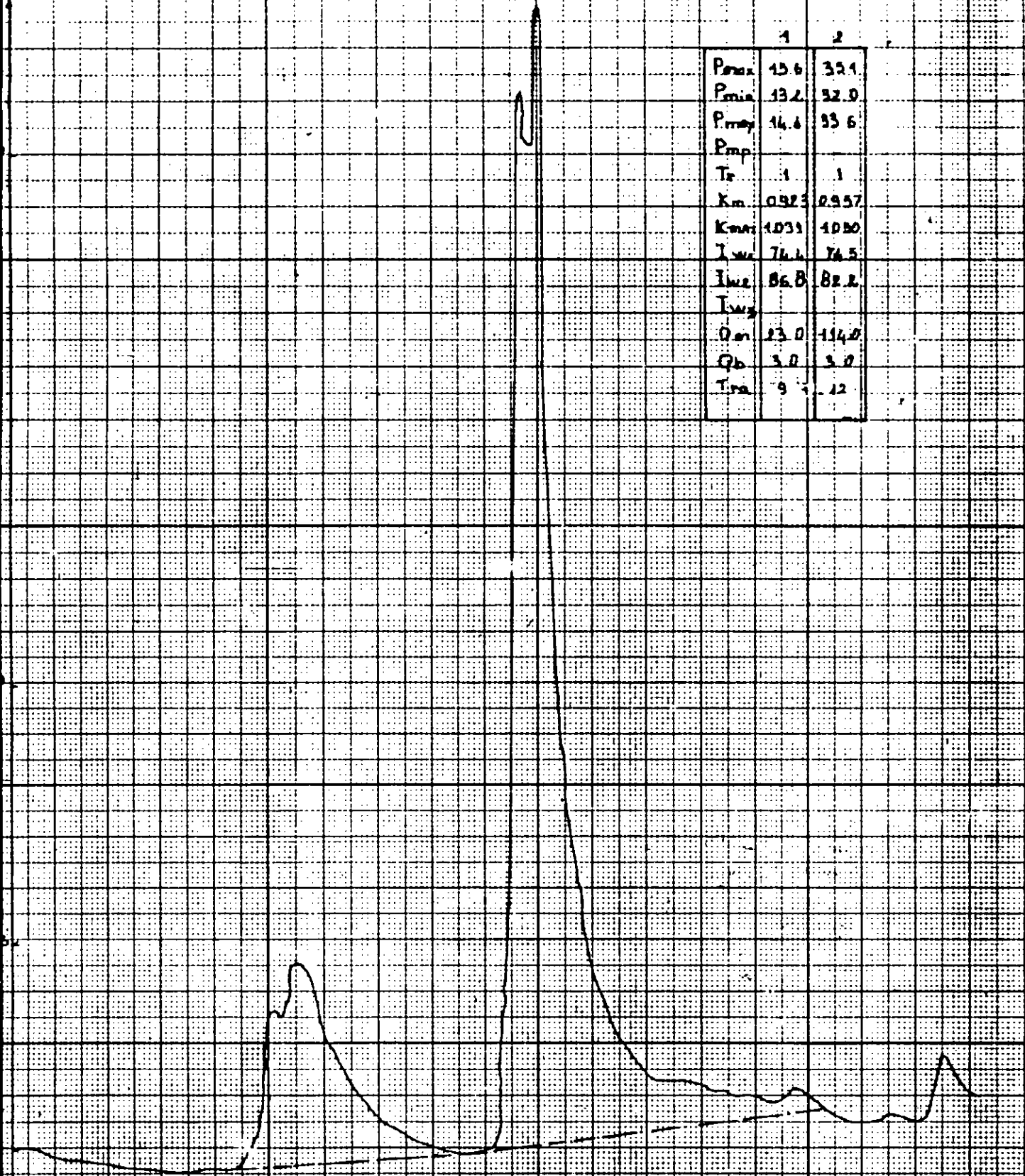
	1	2
Sc	01	02
Ag	15.6	35.1
fr	-	-
Az	13.2	32.0
	14.4	33.6

	1	2
Pmax	15.6	35.1
Pmin	13.2	32.0
Pmoy	14.4	33.6
Pmp		
Tr	1	1
Km	0.923	0.957
Kmni	1033	1050
Iwe	76.4	76.5
Iwe	86.8	82.2
Iwg		
Qm	13.0	114.0
Qb	3.0	3.0
Tra	9	12

(mm/h)

(m³/s)

Q<sub>0</sub> = 114 m³/s



0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80 85 90 95 100  
 01/03 02/03 03/03 04/03

12.16.17.106179

Pluies dans le bassin

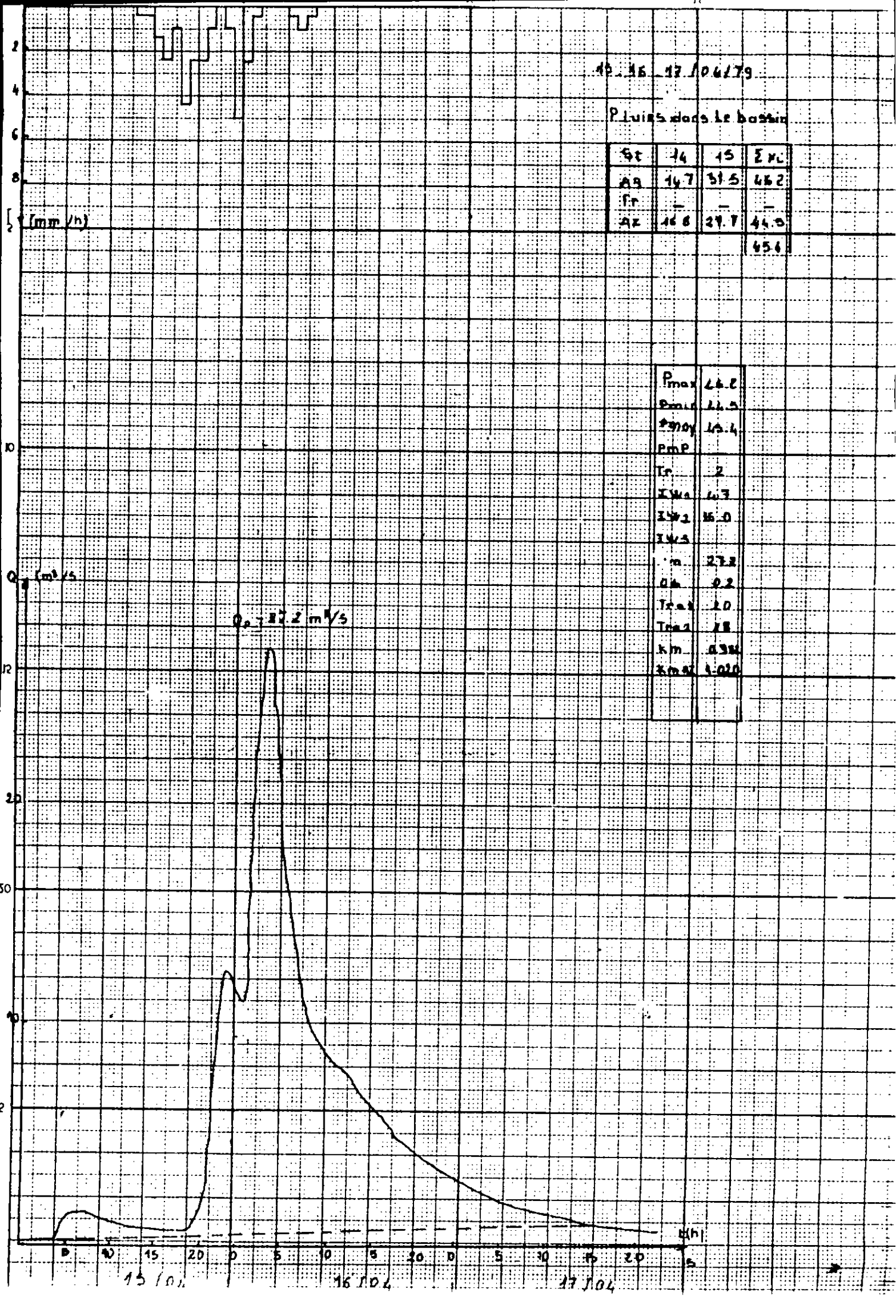
St	14	15	Σ PL
A9	14.7	31.5	46.2
Tr	-	-	-
Az	16.8	29.7	46.5
			46.6

Pmax	46.2
Pmin	14.5
P moy	14.4
PmP	
Tr	2
IW1	6.3
IW2	16.0
IW3	
Vm	27.2
Qm	0.2
Tmax	2.0
Tmin	1.8
km	0.384
Kmax	1.020

P (mm/h)

Q (m³/s)

Q<sub>p</sub> = 11.2 m³/s

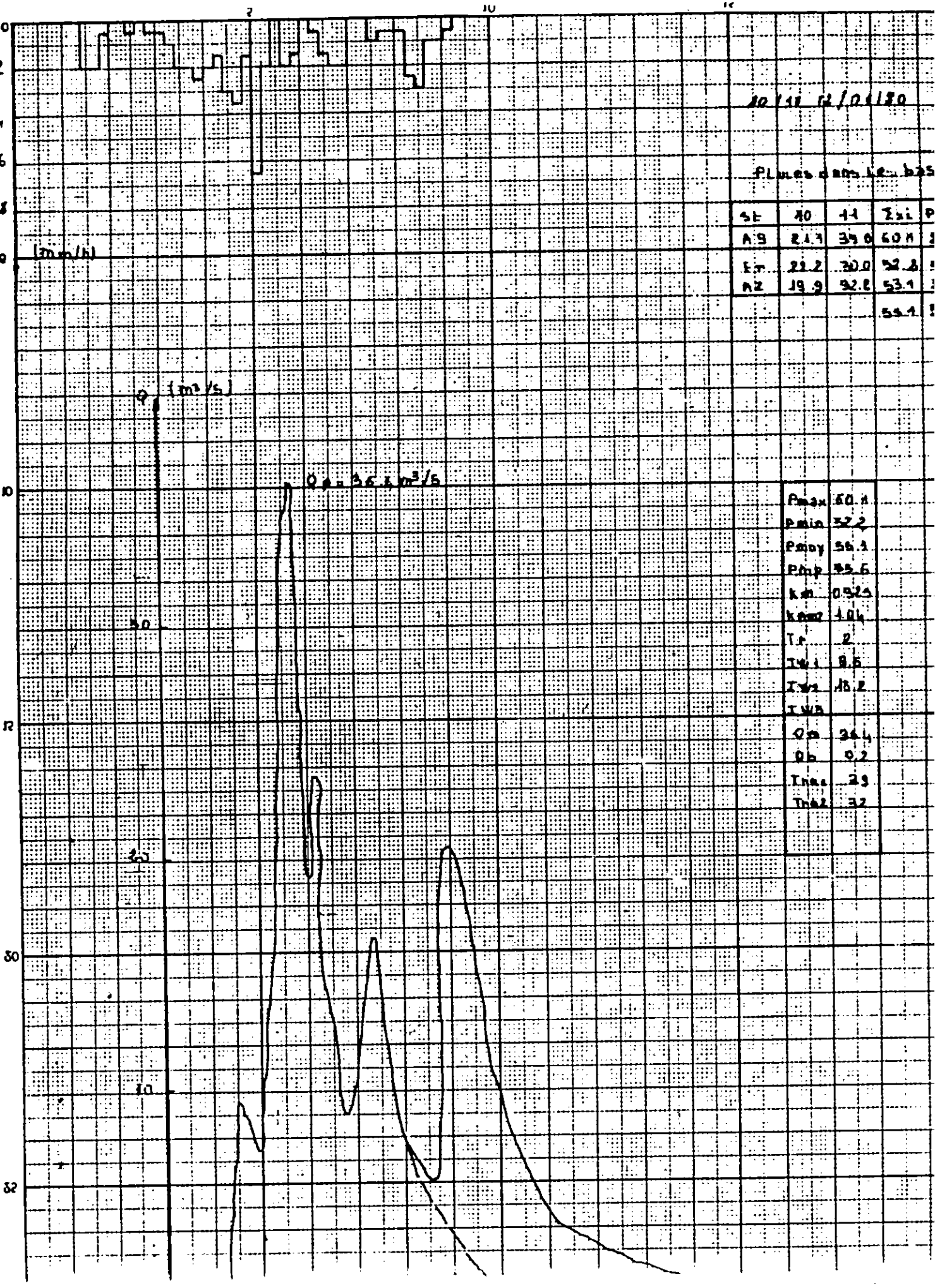


15/10

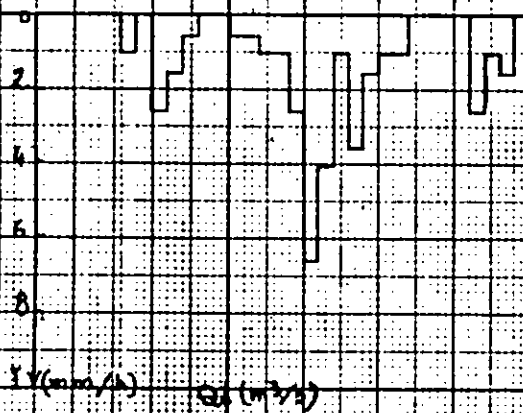
16/10

17/10

h(h)



10-11-12/02/80



Piles dans le bassin

St	10	11	$\sum X_i$	$P \cdot \sum X_i$
A <sub>0</sub>	22.3	13.8	36.1	43.8
F <sub>r</sub>	15.7	7.5	23.2	4.4
A <sub>x</sub>	23.5	11.9	35.4	45.1
			31.6	33.3

P <sub>max</sub>	36.1
P <sub>0.1x</sub>	23.2
P <sub>maxy</sub>	31.6
P <sub>0.1xy</sub>	33.3
K <sub>0.1</sub>	0.922
K <sub>0.1xy</sub>	0.941
T <sub>r</sub>	2
T <sub>0.1</sub>	0
T <sub>0.1y</sub>	12.0
T <sub>0.1xy</sub>	
Q <sub>m</sub>	23.6
Q <sub>0.1</sub>	22
T <sub>0.1x</sub>	23
T <sub>0.1xy</sub>	16

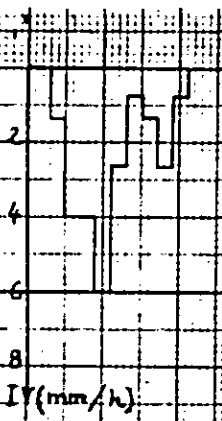
$Q_0 = 23.6 \text{ m}^3/\text{s}$

20

40

t(h)

0 5 10 15 20 0 5 10 15 20 0 15  
11/02 12/02



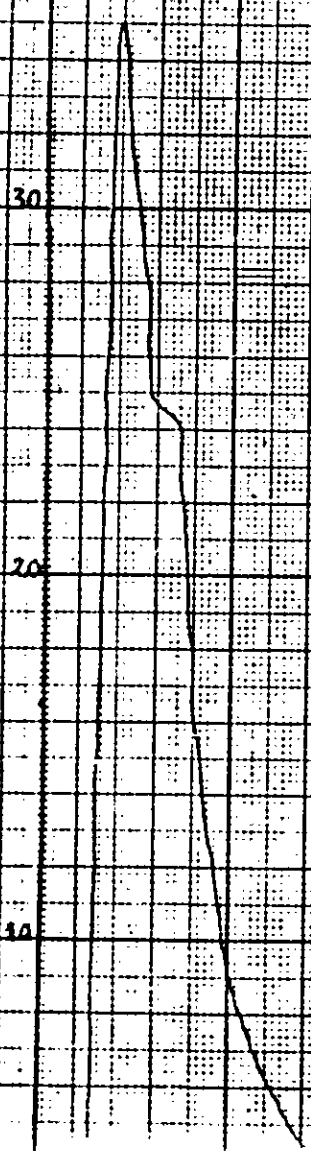
17. 18 / 01 / 80

Pluies dans le bassin

St	17	18	$\Sigma X_i$	$P \Sigma X_i$
As	20.0	1.8	30.6	19.7
Ff	20.2	1.8	22.7	4.3
Az	17.8	1.2	19.0	8.1
			24.1	24.1

$Q_A (m^3/s)$

$Q_A = 35 m^3/s$



$P_{max}$	30.6
$P_{1/2}$	19.0
$P_{1/3}$	24.1
$P_{1/4}$	24.1
$K_{1/2}$	0.700
$K_{1/3}$	1.168
$T_1$	2
$T_{1/2}$	55.0
$T_{1/3}$	54.3
$T_{1/4}$	
$Q_m$	25.0
$Q_1$	0.8
$T_m$	3

A

05.06.07/03/80

Pluies dans le bassin

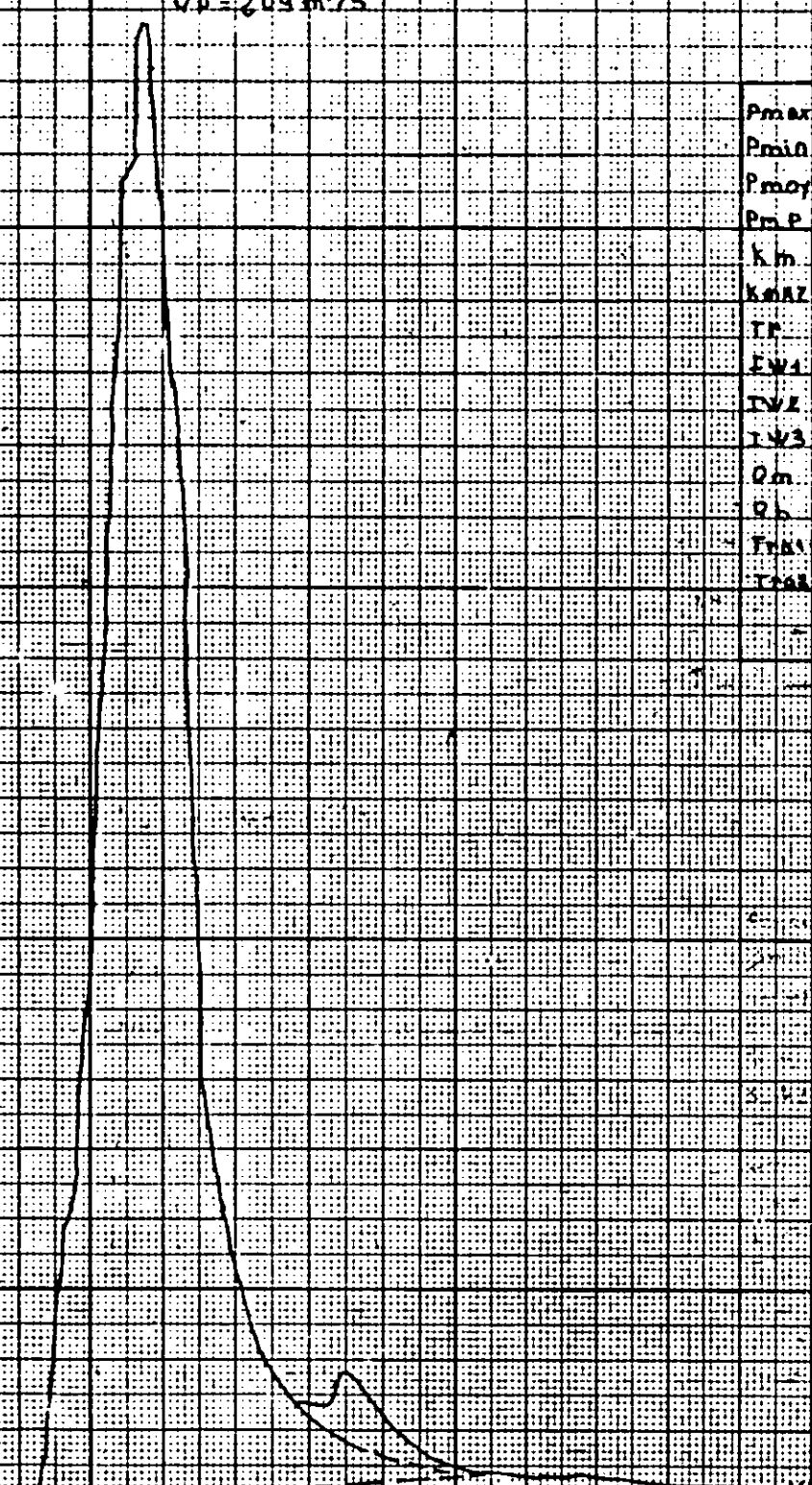
(mm/h)

(m<sup>3</sup>/s)

St	S	6	Σxi	P. Σxi
A9	88.9	3.2	92.1	35.8
Fr	66.8	2.4	59.9	11.6
AZ	84.0	1.2	86.2	26.8
			79.4	83.4

Qp = 209 m<sup>3</sup>/s

Pmax	92.1
Pmin	59.9
Pmoy	39.4
Pm.P	83.4
Km	0.806
KMAZ	0.918
TR	2
EW1	23.6
TV1	13.2
TV3	
Qm	209
Qb	0
FRM1	26
TRM2	15



Q

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22

11.12.108/80

PLUIES dans le bassin

SE	11	12	Σ PL	PS
AB	17.0	4.1	21.1	2
FR	7.8	3.5	11.3	2
NS	12.4	4.0	16.4	7
			46.3	17

(mm/h)

(m³/s)

Qp = 28.9 m³/s

Pmax	21.1
Pmin	4.1
Pmoy	16.3
Pm-p	17.3
KM	0.830
Kmax	1.025
Tp	2
IWA	53.0
IWA	137.0
IWA	
Om	22.3
Ob	0.7
Tmax	17
Tmin	8

30

20

0

(h)

11/12/80 12/12/80 13/12/80



29.30/04 et 01.02/05/80

Pluies dans le bassin

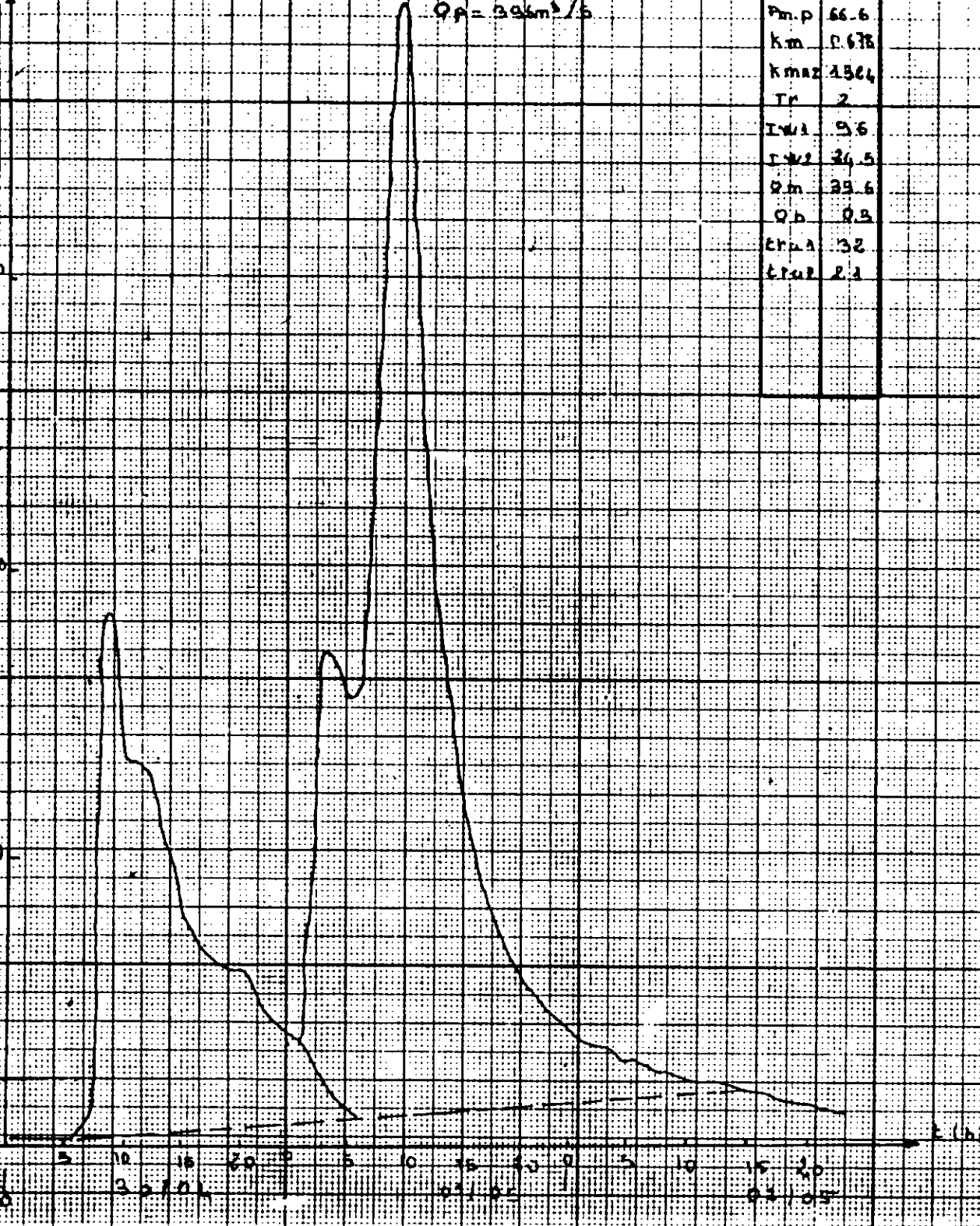
st	29	30	$\Sigma xi$	$P \Sigma xi$
A.9	535	443	978	335
Fr	125	475	600	7.6
AS	22.8	27.5	60.3	215
			688	666

Pmax	97.8
Pmin	40.0
Pmoy	62.8
Pm.p	66.6
Km	0.678
Kmax	1304
Tr	2
Twi	9.6
Tws	36.5
Qm	39.6
Qb	0.3
Crud	32
Crud	2.1

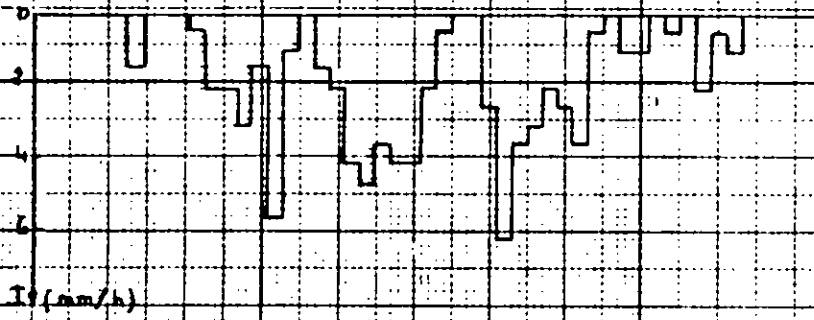
(mm/h)

(m³/s)

$Qp = 396 \text{ m}^3/\text{s}$

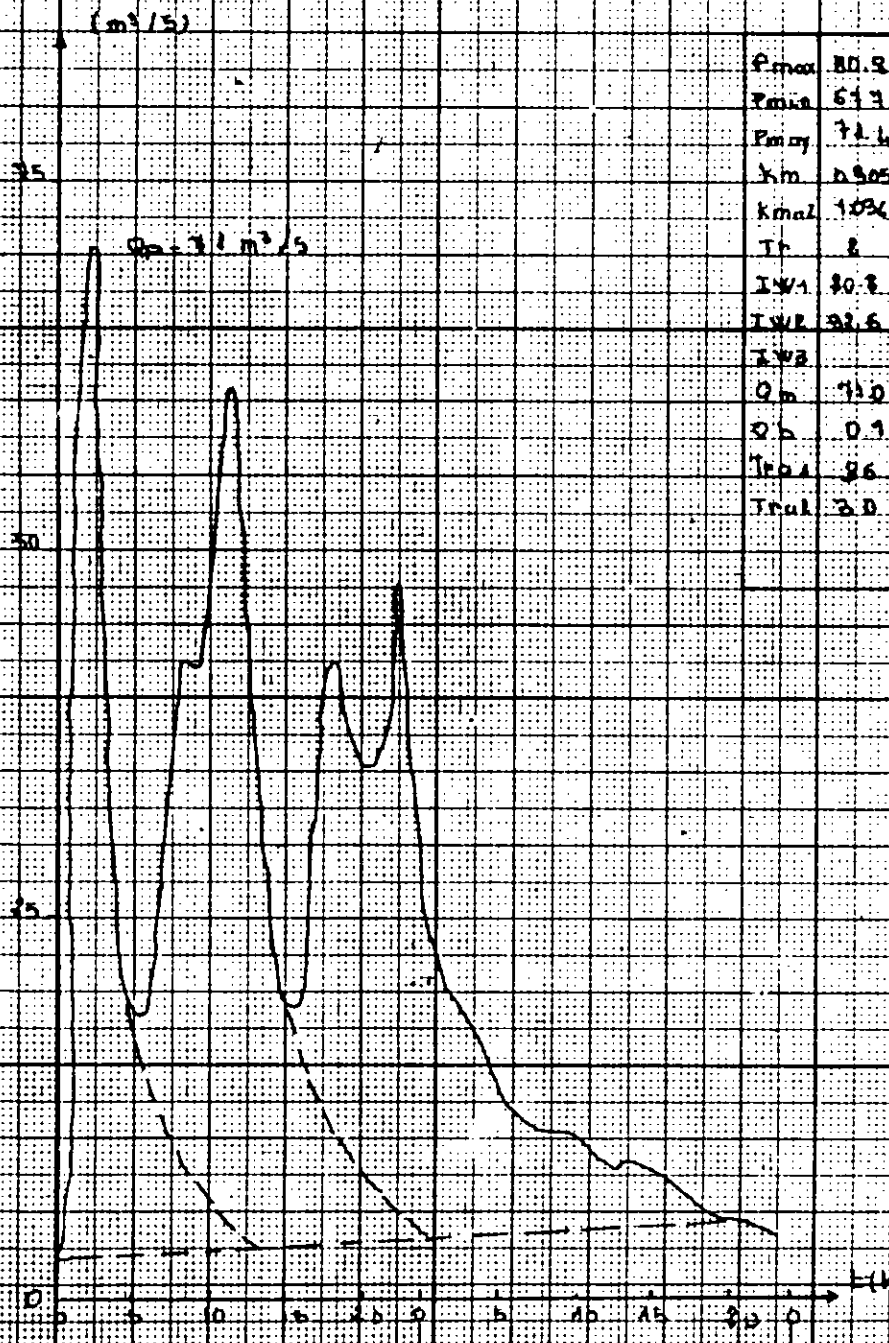


29 30 31 / 12 / 80



Pluies dans le bassin

St	29	30	Σ 2c	PΣ 2c
A9	61.0	16.8	80.8	30.9
F. r.	31.8	31.9	68.7	42.0
A2	36.9	36.7	70.7	30.8
			41.4	43.1



Pmax	80.8
Pmin	61.9
Pmoy	72.4
Xm	0.905
Kmax	10%
Tt	2
IW1	80.8
IW2	92.6
IW3	
Qm	71.0
Qb	0.1
Tp0.1	86
Tp0.2	80

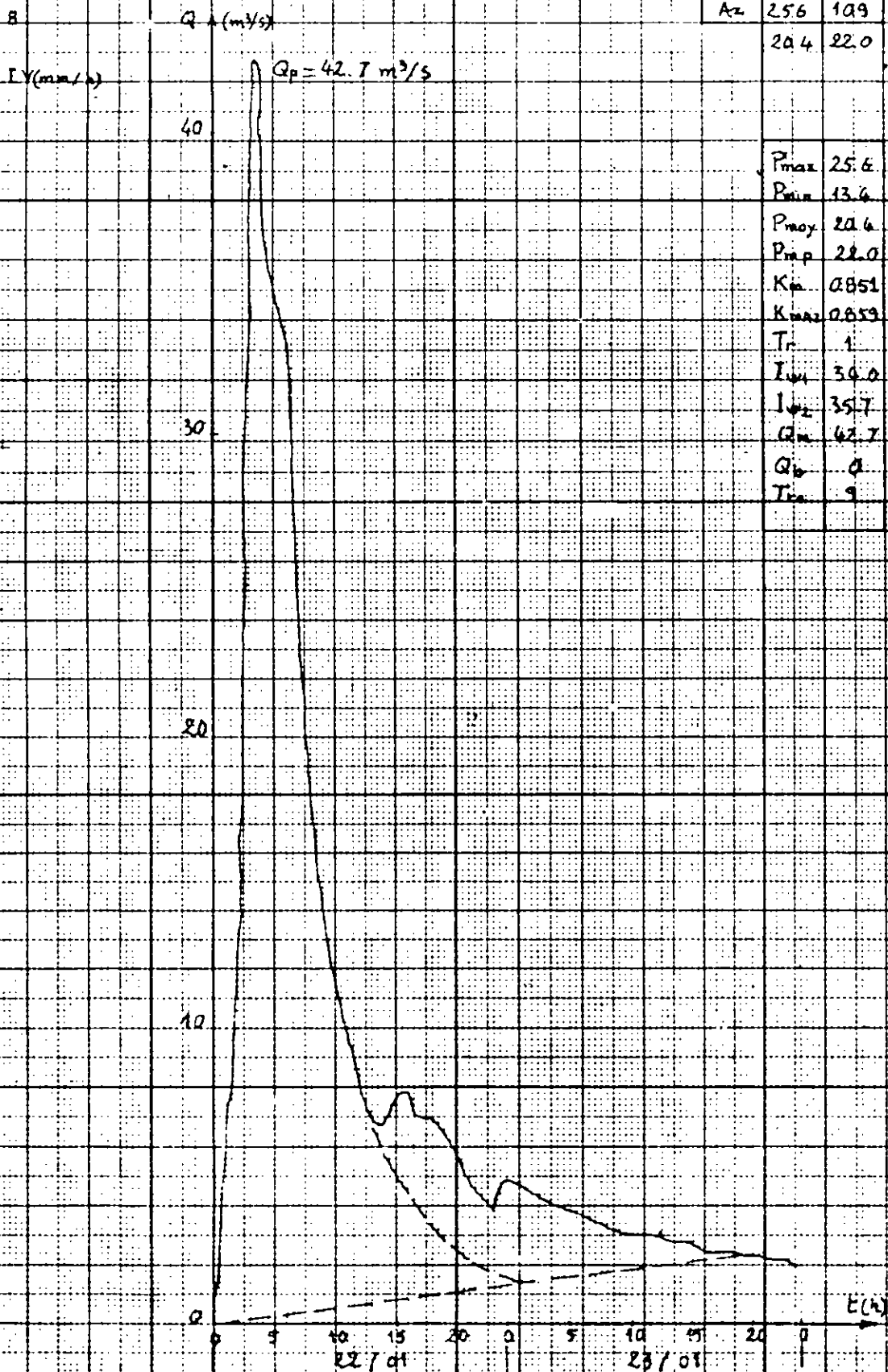
30/12

31/12

21.22.23/01/81

Pluies dans le bassin

St	21	P.X <sub>i</sub>
As	22.3	3.5
Fr	13.4	2.6
Az	25.6	1.09
	20.4	22.0



P <sub>max</sub>	25.6
P <sub>min</sub>	13.4
P <sub>noy</sub>	20.6
P <sub>imp</sub>	22.0
K <sub>in</sub>	0.851
K <sub>max</sub>	0.859
T <sub>r</sub>	1
T <sub>up1</sub>	30.0
T <sub>up2</sub>	35.7
Q <sub>in</sub>	42.7
Q <sub>b</sub>	0
T <sub>in</sub>	9

29 30 31/03 et 01/04/81

Pluies dans le bassin

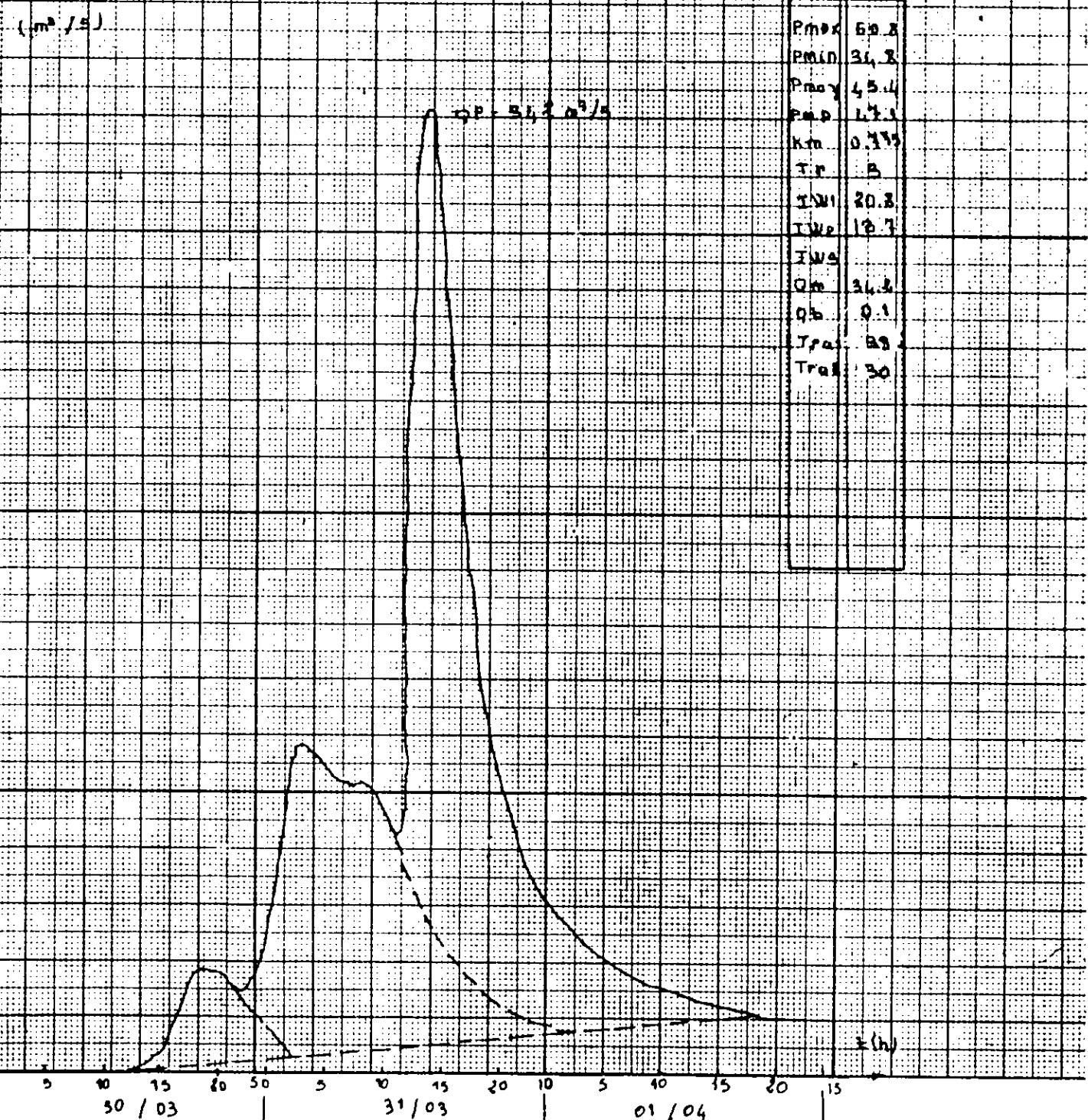
SE	29	30	31	Σ	P.S.Σ
AG	22.7	18.1	0	36.8	15.9
FP	9.1	25.1	5.4	40.0	7.8
AE	10.8	31.6	18.4	60.8	26.0
				40.4	47.7

(mm/h)

(m³/s)

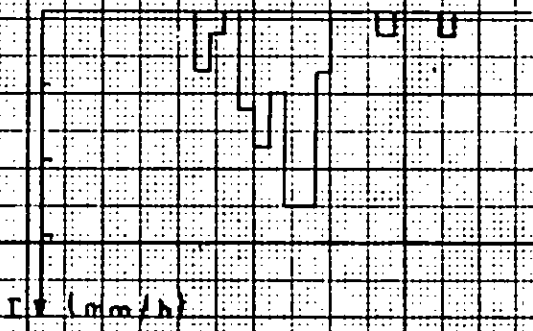
QP = 51,3 m³/s

Pmax	69.8
Pmin	34.8
Pmoy	45.4
Pm.p	47.1
km	0.335
Tp	B
IWI	20.8
IWe	18.7
IWs	
Qm	34.8
qb	0.1
Tpa	B9
Tra	30



01/05/81

Pluies dans le bassin



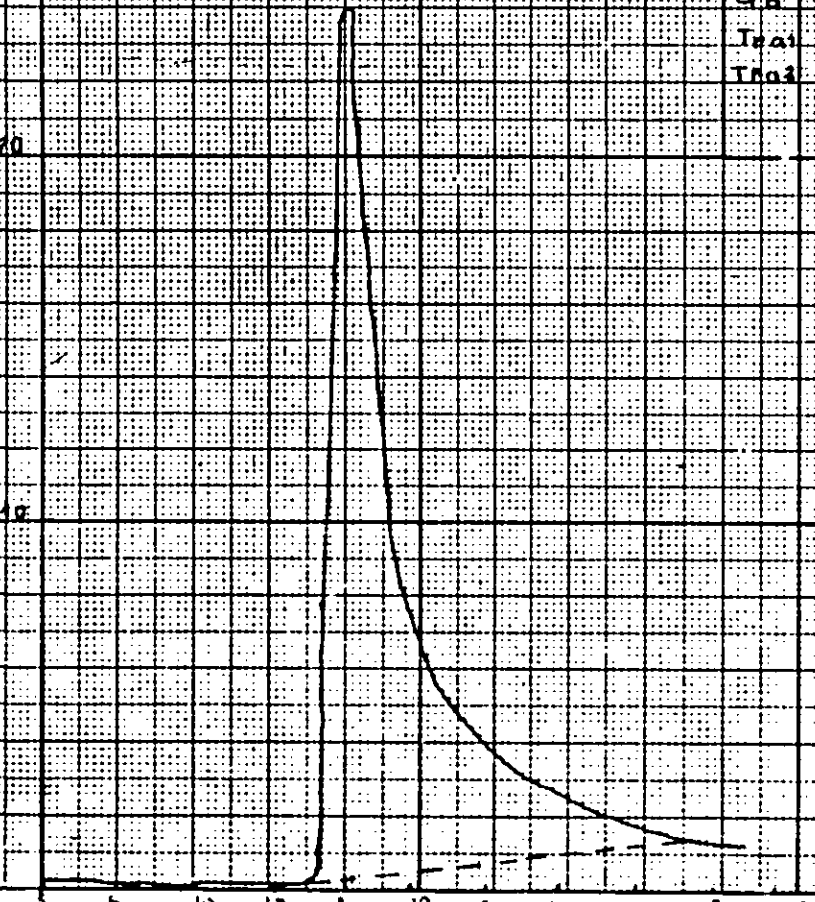
St	01	P.L.
A9	16.9	6.5
Fc	17.2	9.3
Az	25.4	10.0
	19.2	19.7

Iv (mm/h)

Pmax	23.4
Pmin	16.9
Pmoy	19.8
Pm.p	19.7
km	0.21.2
WMAZ	0.21.2
Tv	1
IW1	25.8
IW2	28.5
IW3	
Qm	23.9
Qb	0.5
Ttot	9
Ttot2	8

Q (m³/s)

Qp = 23.9 m³/s

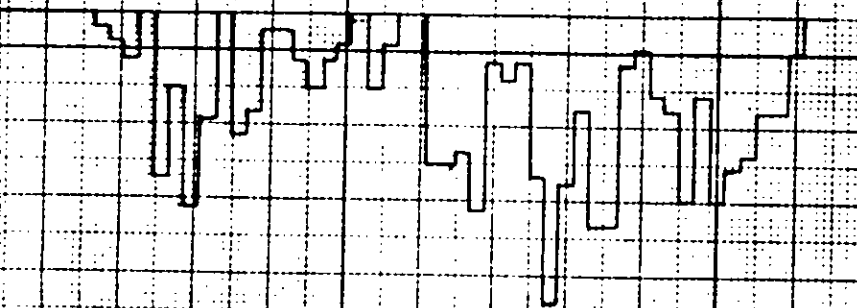


t(h)

01/05

02/05

27.08.85 / 109/88

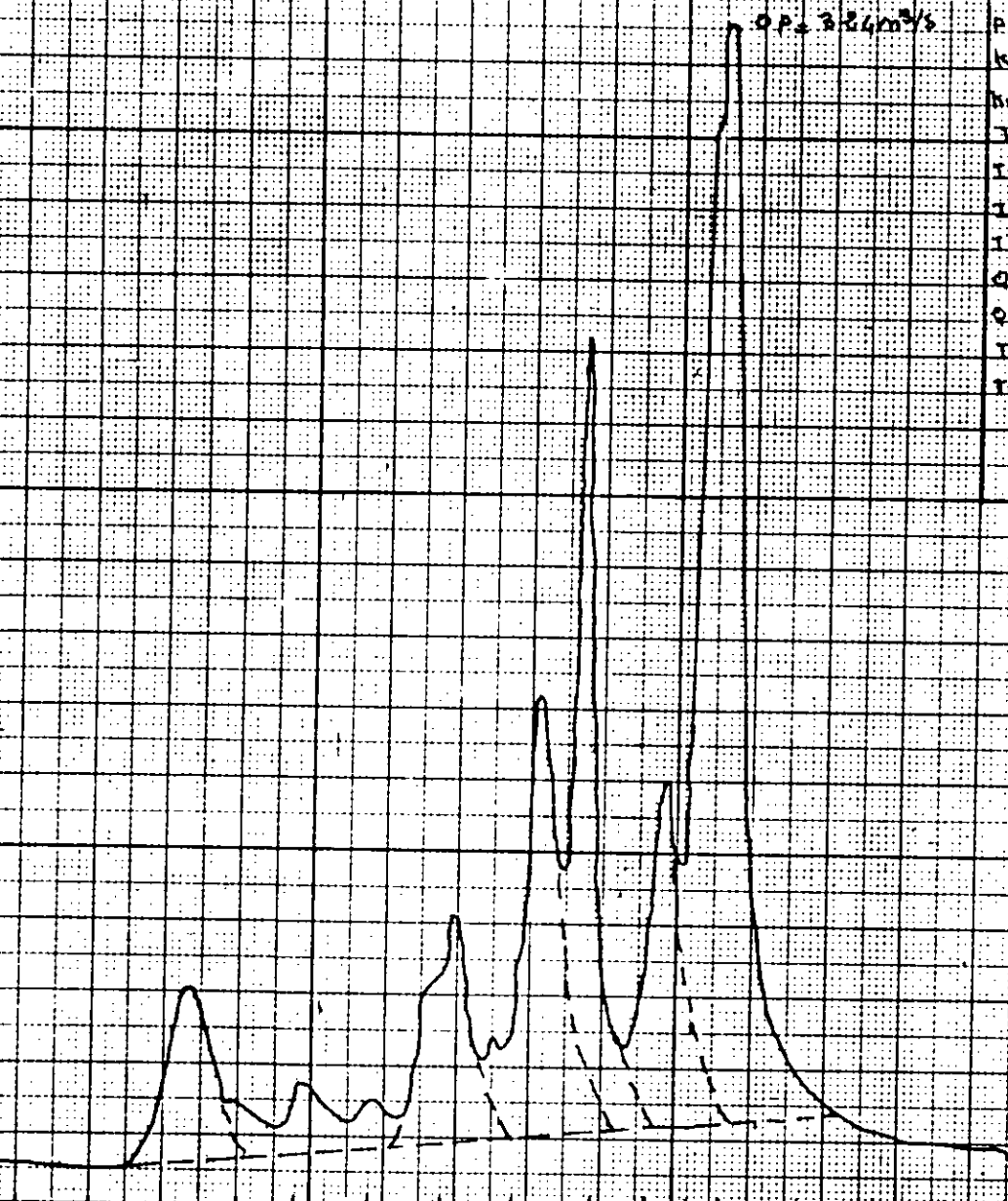


Pluies dans le bassin

St	27	28	29	P. (mm)
RS	34.9	4.4	38.9	14.9
Fr	49.5	90.5	134.0	25.6
AZ	62.9	97.4	150.3	64.8
			107.7	104.7

(m³/s)

(m³/s)



Pmax	150.3
Pmin	33.9
Pmoy	107.7
Pmp	304.3
Km	0.698
hmax	0.697
Tp	2
ISV1	
ISV2	
ISV3	
ISV4	
Qm	324.0
Qb	3.0
Tmax	2.7
Tmin	2.2

OP = 324 m³/s

5 10 15 20 0 5 10 15 20 0 5 10 15

$Q$  (m<sup>3</sup>/h)

$I$  (mm/h)

10.11.82 / 11/82

$Q_p = 54.5 \text{ m}^3/\text{h}$

Plano de 100 m x 200 m

50

10

50

20

30

	1	2	1	2
SE	10	11	P <sub>2L</sub>	P <sub>2L</sub>
AG	28.3	25.7	11.0	12.6
FP	22.2	22.2	4.2	4.3
AF	36.1	24.5	15.4	5.2
			30.7	21.1

	1	2
P <sub>max</sub>	36.1	25.7
P <sub>min</sub>	22.2	22.5
P <sub>may</sub>	29.0	24.5
P <sub>m.p</sub>	30.7	21.1
K <sub>10</sub>	0.850	0.289
K <sub>0.02</sub>	0.850	1.260
T <sub>r</sub>	1	1
I <sub>W1</sub>	20.9	25.0
I <sub>W2</sub>	54.0	22.6
I <sub>W3</sub>		
Q <sub>W</sub>	64.1	23.8
Q <sub>b</sub>	0	0
I <sub>pa</sub>	11	5

5 10 15 20 0 5 10 15 20 0 5 10 15 20 0

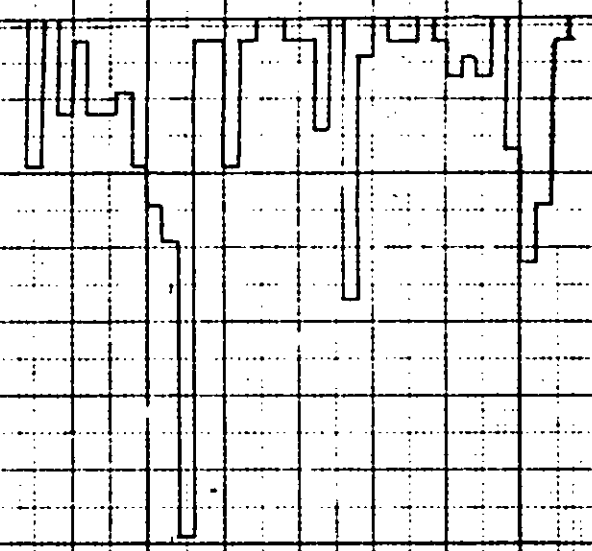
10 / 11

11 / 11

12 / 11

(M)

15, 16, 17/11/82



Pluies dans les bassin

st	15	16	PAL	Σxi	P.E.M
AG	27.6	11.0	11.1	54.6	20.9
FR	50.7	21.0	27	94.4	18.7
nZ	59.0	32.5	25.8	94.5	22.9
	44.1		49.3	78.6	19.7

m/h)

Q<sub>p</sub> (m³/s)

20

Q<sub>p</sub> = 153 m³/s

P <sub>max</sub>	59.0	91.5
P <sub>min</sub>	27.6	54.6
P <sub>moy</sub>	44.1	72.6
P <sub>mp</sub>	49.3	90.3
K <sub>m</sub>	0.892	0.802
K <sub>mAZ</sub>	0.831	0.802
T <sub>p</sub>	1	2
I <sub>W1</sub>	17.0	17.0
I <sub>W2</sub>	96.9	96.9
I <sub>W3</sub>		
Q <sub>m</sub>	153	153
Q <sub>b</sub>	0.5	0.5
T <sub>tot1</sub>	15	26
T <sub>tot2</sub>	11	22

50

50

0 5 10 15 20 0 5 10 15 20 0 5 10

t(h)

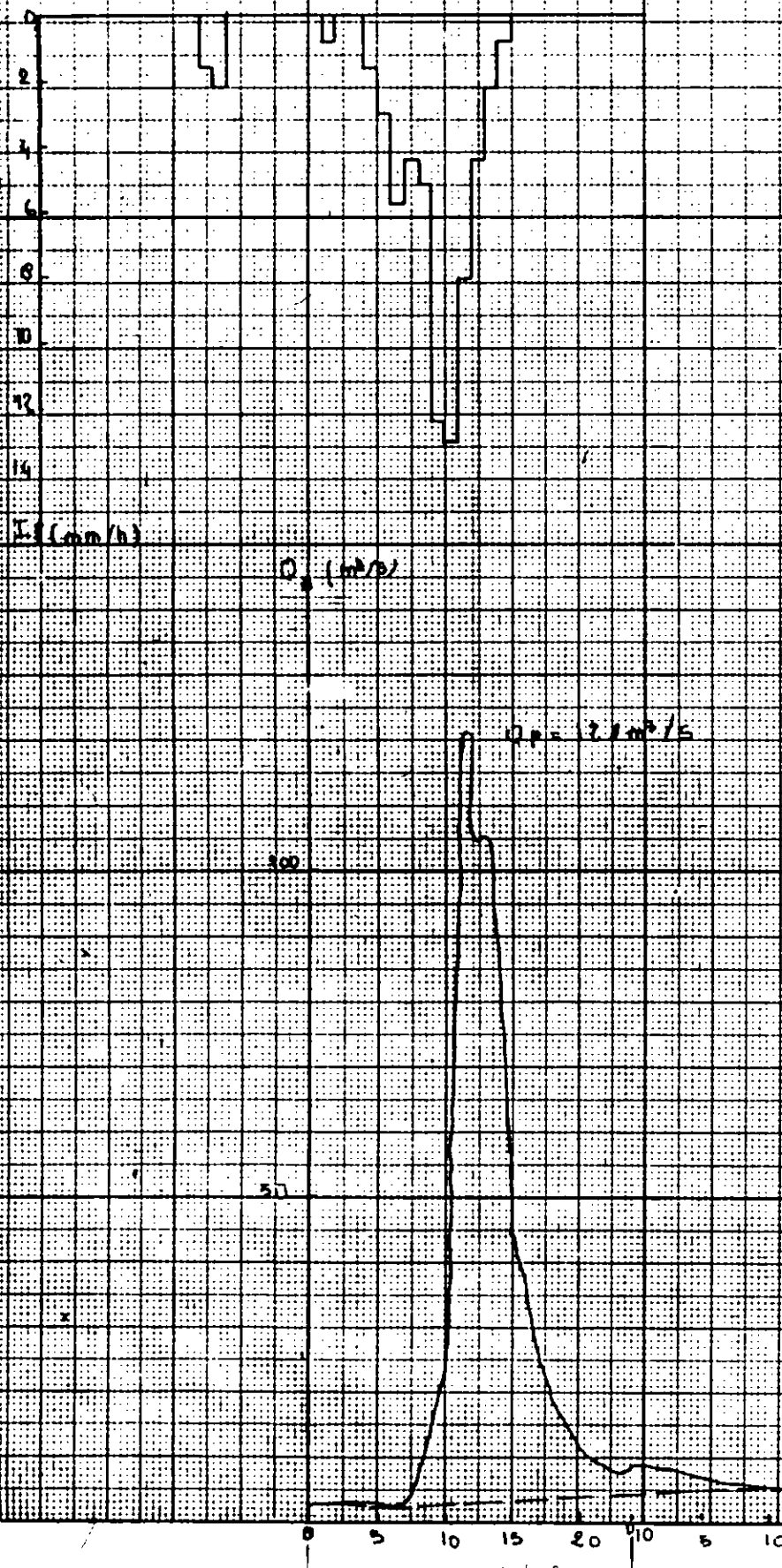


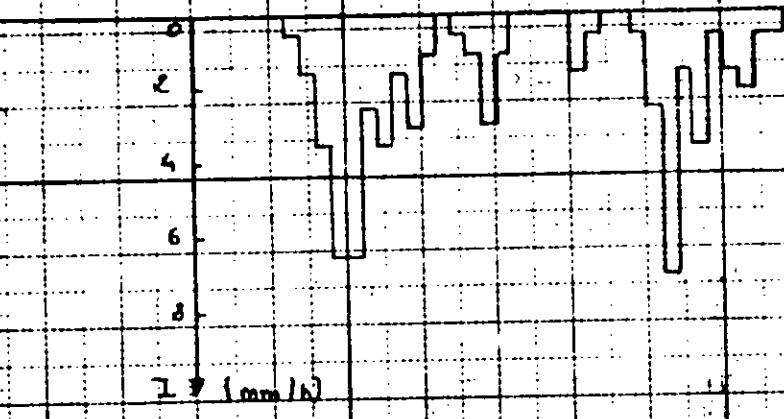
30. uet 01/12/82

Pluie dans le bassin

st	20	1	$\Sigma$	P. 1m
Mg	32.3	23.2	105.5	40.3
Fr	18.9	19.5	38.4	7.3
AZ	15.7	34.2	48.4	21.3
			54.5	68.9

Pmax	105.6
Pmin	32.4
Pmoy	64.6
P. 1m	68.9
K10	0.652
Kmax	1.981
Tr	2
IWA1	
IWA2	
IWA3	
Qm	12.1
Qb	0
Ira	11





Pluies dans le bassin

	1		2	
SE	25	26	PXL	P22
AY	534	18	258	68.5
F3	240	9.7	0.6	38.7
AZ	321	24.9	16.2	67.1
			47.8	57.1
				60.9



	1	2
Pmax	61.7	69.5
Pmin	29.0	38.7
Pmoy	46.0	57.1
Pmp	47.8	60.9
Km	0.306	0.876
Kmax	1.45	0.965
Tr	1	2
Tm1	58.3	58.9
IMR	101.3	101.3
Ij08		
Qm	150	150
ωb	2.0	2.0
Tr1	15	3.1
Tr2	11	2.1