

MEMOIRE de STAGE  
—  
HYDROLOGIE URBAINE

*Sujet*

STRUCTURE DU MODELE S.W.M.M.  
ETUDE DE PERFORMANCE DE CE MODELE  
SUR LE BASSIN VERSANT DES OUEDS  
RORICHE ET GUEREB (TUNIS)

PAR

MAHJOUR MOHAMED RAOUF

ELEVE INGENIEUR STAGIAIRE A LA SECTION HYDROLOGIE  
de L' O. R. S. T. O. M.

## AVANT PROPOS

Le programme de la formation des élèves O.R.S.T.O.M. prévoit une année d'études générale dans les centres de formations O.R.S.T.O.M. à PARIS et à la Faculté de PARIS VI (pour l'obtention du Diplôme des Etudes Approfondies (D.E.A.) des sciences de l'eau), et une année de stage pratique sur le terrain dans l'une des représentations O.R.S.T.O.M. outre-Mer.

Je présente ici le mémoire de stage de ma deuxième année de spécialisation en hydrologie dans le cadre de ce programme.

Les travaux qui font l'objet de ce mémoire de stage ont été réalisés au département Aménagement et Equipement (D.A.E.) de l'Institut National Agronomique de Tunis. (I.N.A.T.) avec la collaboration du Département d'Hydraulique, d'Hydrologie et d'Alimentation en eau de l'Université de Lund (Suède).

Le programme prévu pour ma deuxième année de formation a été le suivant :

1 - Exploitation du Bassin-Versant (B.V.) des oueds RORICHE et GUEREB en banlieue Nord de Tunis, avec les tâches suivantes :

- Etude des caractéristiques physiques du B.V. oueds RORICHE et GUEREB.
- Contrôle et entretien des appareils de mesure (limnigraphes, pluviographes, sondes ultrasoniques et enregistreurs ou ML 10 "MINILOGGER)
- collecte et dépouillement des données hydrologiques.
- Etalonnage des stations hydrométriques

2 - Structure du modèle SWMM (STORMWATER MENAGEMENT MODEL) et étude des performances de ce modèle sur le B.V. RORICHE et GUEREB.

## REMERCIEMENTS

Au terme de ces travaux, je tiens à remercier tous ceux qui de près ou de loin y ont contribué :

- La Direction de l'INAT, en particulier Monsieur le Directeur Abderrahma JARRAYA.

- Monsieur R. LEFEVRE, Chef de la mission ORSTOM en Tunisie pour sa compréhension, son aide et sa sollicitude envers moi.

- Monsieur Ezzeddine MAKHLOUF, Directeur de la Recherche Scientifique et Technique au Ministère de l'Enseignement Supérieur.

Ma profonde reconnaissance va à :

- Monsieur Ameer HORCHANI, Directeur des Etudes et grands travaux hydrauliques (E.G.T.H), à qui je dois beaucoup.

- Monsieur Nouredine ENNABLI, Maître de Conférences, Directeur du D.A.E. pour son aide et ses précieux conseils

- Monsieur Charles RIOU pour son encadrement, ses conseils et le prêt de ses documents.

J'exprime ma profonde gratitude :

- à Messieurs PIVENS et SIRCOULON à qui je dois mes connaissances hydrologiques et une certaine initiation à l'esprit critique scientifique.

L'équipement du bassin versant a été réalisé avec la collaboration des chercheurs de l'Université de LUND (Suède) je remercie tout particulièrement :

- Monsieur JANUSZ NIEMCZNOWICZ

- Monsieur WILLIAM HOGLAND

- Monsieur LENNART GRAHN

Toute ma reconnaissance va à N'MIRI Abdelhamid pour sa précieuse contribution.

J'exprime également mes remerciements :

- à l'Office National de l'Assainissement en particulier

Messieurs : DALOUA, son P.D.G.

GHARIANI

KHROUF

KAMMOUN

- au District de Tunis en particuliers  
- Monsieur KASRAOUI, Architecte  
- au Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique en particulier

- Messieurs : HAJJI

OUESLATI

- à l'Ambassade de Suède en Tunisie, en particulier à

- Mme. KHARBECHÉ

Ma gratitude va à Messieurs Mohamed GHARBI pour  
l'aide technique qu'ils m'ont fournie

A mesdames MOUILHI et GHARBI pour leur frappes rapides  
efficaces et agréables.

A ma mère, ma femme, et mes frères et soeurs pour  
leur aide moral et matériel durant la réalisation de ce  
travail.

A ma fille "SAWA" qui m'a rendu la vie agréable pendant  
la réalisation de ce travail.

A tous mes amis, camarades et collègues.

Enfin à toi aussi Merci.

Aux Peuples Opprimés

O M M A I R E           

Avant- propos.  
RESUME  
Remerciement.

	Pages
INTRODUCTION . . . . .	1
 <u>CHAPITRE I.</u>	
Description physique du bassin versant	
I. Situation . . . . .	3
II. Caractères Naturels . . . . .	3
II.1. Sols . . . . .	3
II.2. Végétations . . . . .	4
III. Caractéristiques physiques . . . . .	4
III.1. Topographie . . . . .	4
III.2. Courbes hysométriques . . . . .	4
IV.3. Coefficients des formes . . . . .	6
IV. Caractères liés à l'urbanisation . . . . .	7
V. Caractéristiques climatiques . . . . .	12
V.1. Les vents . . . . .	12
V.2. Humidité relative . . . . .	13
V.3. Température . . . . .	13
V.4. Pluviométrie . . . . .	13
V.5. Evaporation . . . . .	14
V.6. Evaporation potentielle (E.T.P.) . . . . .	14
 <u>CHAPITRE II.</u>	
Equipement hydropluviométrique . . . . .	20
I. Equipement pluviométrique . . . . .	20
a. Description et fonctionnement . . . . .	20
b. Pluviographe de "type RIMCO" . . . . .	
c. Pluviographe mécanique "Précis mécanique" . . . . .	
II. Equipement hydrométrique . . . . .	22
II.1. Deversoirs . . . . .	22
II.1.1. Deversoir bazzin . . . . .	22
II.1.2. " à seuil épais . . . . .	23
II.2. Echelles limnimétriques . . . . .	24
II.3. Limnigraphes à flotteur . . . . .	24
II.4. Sonde ultrasonique . . . . .	24
III. L'enregistreur ou le "ML10 MINILOGGER". . . . .	25
IV. Conclusion . . . . .	25
 <u>CHAPITRE III</u>	
Historique des observations et courbes de tarage . . . . .	27
1. Campagnes effectuées . . . . .	27
2. Courbes de tarage . . . . .	27

## CHAPITRE IV.

Etude de la répartition de la pluie . . . . .	33
I. Répartition des averses en Tunisie. . . . .	33
I.1. Introduction . . . . .	33
I.2. Quelques définitions . . . . .	33
a. Temps de concentration . . . . .	33
b. Probabilité - Fréquence - Période de Retour. . . . .	35
I.3. Etude des courbes intensité - Durée - Fréquence . . . . .	38
I.3.1. Les différents travaux réalisés en Tunisie. . . . .	38
I.3.2. Comparaison des résultats . . . . .	39
I.3.3. Conclusion de l'étude bibliographique .	39
I.4. Courbes Intensité durée - fréquence adoptées .	39
I.5. Fréquence des intensités maxima . . . . .	40
II. Pluviosité des années 1980-1981 et 1981-1982....	41
III. Averses et crues observées . . . . .	41
III.I. Les averses observées . . . . .	42
- allure générale des hyétogrammes . . . . .	42
- maximum enregistré . . . . .	42
III.I.1. Hétérogénéité spatiale des averses .	42
- essai d'interprétation . . . . .	42
III.I.1.1. Séparations des averses . . . . .	44
III.I.1.2. Etude du pas de temps journalier... - Distance entre station . . . . .	45
- Choix de l'échantillon . . . . .	45
- Remarques . . . . .	46
III.I.1.3. Etude du pas de temps égal à 15mn.	46
III.I.1.4. Conclusion . . . . .	48
IV Données revueillies à l'occasion des principa- les averses . . . . .	50
IV.1. Campagnes 1980-1981 et 1981-1982 . . . . .	50
2. Remarques . . . . .	51

## CHAPITRE V.

Modèles de transformation Pluie débit . . . . .	53
I. Principes de base et critique de quelques modèles utilisables en hydrologie urbaine. . . . .	54
I.1. Le modèle de CAQUOT . . . . .	54
- critique . . . . .	55
I.2. Le modèle conceptuel de Mr. DESBORDES.. . . .	55
- base théorique. . . . .	55
- critique . . . . .	56
I.3. Modèle muskingum hydropluviométrique. . . . .	57
- Base théorique . . . . .	57
- Critique . . . . .	57
I.4. Conclusion . . . . .	58
II. Formulation mathématique de la relation Pluie- débit . . . . .	58
II.1. Position du problème . . . . .	58
II.2. Equations générales de l'Hydrodynamique. . . . .	59
II.2.1. Conservation de la quantité du mouvement . . . . .	59
II.2.2. Conservation de masse . . . . .	60
II.2.3. Conservation de l'énergie . . . . .	60

II.2.4. Equation caractéristique du Fluide. . . . .	60
III. Le Modèle SWMM . . . . .	60
III.1. Structure du modèle . . . . .	60
III.2. Sous modèle "RUNOFF" . . . . .	62
III.2.1. Les concepts fondamentaux . . . . .	63
III.2.1.1. Le maillage . . . . .	63
III.2.1.2. Les caractéristiques d'un sous bassin versant . . . . .	63
III.2.2. Les équations fondamentales . . . . .	
III.3. Sous modèle "TRANSPORT" . . . . .	67
III.3.1. Les équations de base . . . . .	71
III.4. Sous modèle " STOCKAGE/TRAITEMENT" . . . . .	72
III.5. Sous modèle Milieu "RECEPTEUR" . . . . .	75
" RECEIVING WATER"	
- Schémas de discrétisation de milieu récepteur	75
- Description mathématique	
IV. Performance et remarques générales . . . . .	79
- Données	
<u>CHAPITRE VI :</u>	
SIMULATION du Modèle SWMM . . . . .	80
VII CONCLUSION GENERALE . . . . .	82



## R E S U M E

La croissance rapide de la ville de Tunis s'est accompagnée de diverses nuisances :

- croissance du volume des eaux usées et de leur débit ainsi que leurs charges polluantes.
- fréquence des inondations surtout dans la partie basse de la ville des précipitations brutales.

L'urgence des problèmes à résoudre, la gravité des conséquences pour la vie quotidienne des populations urbaines, l'importance des budgets d'investissement à mettre en oeuvre, autant des raisons qui ont incité l'Office National d'Assainissement (O.N.A.S.) à lancer une étude afin d'adapter un modèle hydrologique urbain au contexte particulier de la Tunisie. Cette étude a fait l'objet de ce travail.

Le bassin expérimental choisi est celui des oueds GUEREB et RORICHE dans la banlieue Nord de Tunis - c'est un bassin semi urbain dont la partie amont (non encore urbanisée) peut être considérée globalement imperméable compte tenu de la nature du sol et du relief (argile et alternances marno-calcaires).

L'équipement de ce bassin comprend 8 stations

- 4 stations hydropluviométriques
- Une station hydrométrique
- Et 3 stations pluviométriques sur les hauteurs.

Les 8 stations sont équipées d'appareils électroniques enregistreurs alimentés par courant électrique et accumulateurs. Le fonctionnement de toutes les stations n'a pas été effectif surtout au cours de la première campagne (1980-1981).

Le modèle étudié est SWMM (STORM WATER MANAGEMENT MODEL). Le principe de ce modèle peut être résumé comme suit :

- 1 - Découpage du bassin en sous-bassins versant
2. Calcul du ruissellement au niveau de chaque sous - bassin par le bilan des apports (essentiellement la pluviométrie-) et des pertes (surtout l'infiltration et le stockage superficiel).
3. Cheminement des hydrogrammes de ruissellement dans le réseau existant par les équations d'onde cinématique et de continuité.

Le dépouillement du reste des données pluviométriques stockées sur cassettes, des données de l'hydrométrie du bassin versant étudié d'une part, et le calage du modèle SWMM d'autre part seront réalisés en Septembre 1982, avec la collaboration des chercheurs de l'Université de Lund (Suède).

La simulation et le calage du modèle SWMM seront alors étudiés ultérieurement et présentés avec résultats en annexe dans un document à part.

Nous avons essayé d'étudier l'hétérogénéité spatiale des averses sur le bassin à partir des trois principales observations (averses et crues) de 1982. Ces événements nous ont permis de conclure qu'il y a une homogénéité spatiale de la pluie sur le bassin ; mais qu'il reste sans doute un travail important à fournir dans ce domaine, afin d'améliorer le schéma pluviométrique qui constitue l'entrée du modèle SWMM.

## I N T R O D U C T I O N

Au cours des dix dernières années, la ville de Tunis a connu une croissance rapide. La plupart des zones agricoles sont devenues entièrement urbanisées. Les zones d'EL MENZAH, ARIANA, CHERGUIA, situées dans la banlieue Nord, constituent des exemples caractéristiques.

Cette urbanisation accélérée s'est accompagnée des nuisances diverses, particulièrement contraignantes dans le domaine de l'assainissement. En effet l'imperméabilisation des sols entraîne une augmentation considérable des débits et des volumes d'eau pluviales, dont le niveau de pollution s'élève également. Parallèlement, les débits et volumes d'eau usées s'accroissent ainsi que les charges polluantes dont la nature évolue rapidement.

D'autre part la brutalité des précipitations, en zone semi aride en particulier, provoque des inondations fréquentes surtout dans la partie basse de la ville (LAFAYETTE, BAB SUIKA, MONT PLAISIR, CITE EL KHADRA...). Ainsi la protection contre les inondations est devenue à l'ordre du jour pour l'Office National d'Assainissement (ONAS).

Mais la résolution des problèmes d'assainissement pluvial est désormais complexe, dans les grandes agglomérations. Leur importance économique s'est très fortement accrue, au point qu'ils ne peuvent plus être considérés comme une conséquence banale de l'urbanisation. A titre d'exemple : la protection contre les inondations du centre ville a été estimée en 1976 par COYNE et BELLIER (27) à 4.930.000 D. TU (1.D.T.U.=10FF).

Aujourd'hui, on peut imaginer que tout mode de développement urbain doit être soumis à la condition préalable d'une possibilité d'assainissement efficace et économique. Pour cela, il est nécessaire de disposer des moyens, permettant d'apprécier les conséquences d'un type d'urbanisation, sur les aspects qualitatifs et économiques de l'assainissement.

A partir des années Soixante dix, les premières recherches, de nature assez théorique aboutissent à une modélisation généralisée des phénomènes, qu'il s'agisse de la pluie, du

ruissellement sur les sols ou les écoulements dans les ouvrages de drainage. Un certain nombre de modèles <sup>visent</sup> vit le jour, généralement sans support expérimental notable. Ces modèles font l'objet d'application de plus en plus nombreuses et devraient progressivement remplacer les méthodes traditionnelles tel que le modèle de CAQUOT. (qui a déjà été adopté)

C'est ainsi que, dans le cadre du Programme National de Recherche sur l'eau (P.N.R. eau), Programme mis au point par la Direction de la Recherche Scientifique et Technique du Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique, en coopération avec l'Institut de l'eau de l'Université de LUND (Suède), l'INAT en collaboration avec l'ONAS a, depuis deux années, commencé à faire des campagnes des mesures en banlieue Nord de Tunis, sur le bassin versant des Oueds RORICHE et GUEREB. Sept stations hydrométriques et pluviométriques ont été implantées sur le bassin étudié; et un modèle américain SWMM (STORM WATER MANAGEMENT MODEL) a été choisi parmi les modèles les plus performants.

En attendant la suite du dépouillement des données stockées sur cassettes sur la pluviométrie et l'hydrométrie du bassin versant étudié et le calage du modèle SWMM à l'LUND (Suède), nous avons été contraints de présenter uniquement les caractéristiques physiques du bassin versant et les caractéristiques climatiques dans le Chapitre I, l'équipement hydropluviométrique dans le Chapitre II, les mesures des débits et courbes d'étalonnage dans le Chapitre III, étudier la répartition spatiale de la pluie avec les événements disponibles dans le Chapitre IV, la structure du modèle SWMM et les données pour sa simulation dans le Chapitre V et VI

La simulation et le calage du modèle seront étudiés ultérieurement et présentés en annexe avec les résultats.

## C H A P I T R E I

### (I) DESCRIPTION PHYSIQUE DU BASSIN

#### I. SITUATION

Le bassin versant qui fait l'objet de cette étude, est situé dans la banlieue Nord de Tunis. Il est drainé par deux Oueds : RORICHE et GUEREB et couvre une superficie de 18,9 km<sup>2</sup>. Le bassin est délimité :

- AU NORD : par le relief du Djebel NABLI, des petites localités d'ENNADHOUR et BORJ TURKI,
- A L'OUEST : par le Djebel KRECH et KORBA et l'Université de Tunis,
- A L'EST : par l'Ariana,
- AU SUD : par le lac de Tunis.

#### II. CARACTERES NATURELS

##### II.1. Sols

Dans sa partie amont, le bassin RORICHE-GUEREB est constitué de formations géologiques de pliocène (argile) et du crétacé (alternance marno-calcaires). Les calcaires de formation Abiod reposent systématiquement en contact mécanique sur les marnes du céno-manien-campanien inférieur (1).

Les versants d'érosion présentent deux aspects :

1. Les versants d'érosions couverts de dépôts d'éléments élastiques hétérométriques assez mal ancrés sur les talus marno-argileux qui s'étendent entre deux corniches calcaires. Ces versants d'érosion se caractérisent par leur pente relativement forte de cailloux anguleux résultant d'un départ des éléments fins à la surface du versant.
2. Les versants d'érosion couverts d'un dépôt fin argilo-limoneux brun grisâtre. La pente est convexe-concave. Des ravins taillés et des cicatrices d'érosion sont fréquentes dans les flancs du Djebel NABLI.

La partie aval est séparée de la partie amont par des faciès grésosablo-argileux. Elle est constituée en grande partie, par des dépôts de pliocène fluviatile alluvions anciennes de la Medjerdah intéressant les épaisseurs parfois très importantes.

Il faut signaler l'existence de quelques lentilles sableuses dans ces dépôts deltaïques-anciens. Ces lentilles ne couvrent pas une zone importante et n'ont que peu d'influence sur l'imperméabilité du bassin.

Les calcaires de la formation Abiod sont largement exploités au Djebel NAHLI et utilisés comme matériaux de construction et des (ponts et chaussées).<sup>?</sup>

On note également les carrières de sable et d'argile du Mio-pliocène près du village de l'Ariana et l'avancement rapide mais inégal et anarchique de l'urbanisation sur les deux sous-bassins RORICHE et GUEREB.

## II.2. Végétations

La flore naturelle est essentiellement formée par des arbustes clairsemés dans la partie amont du sous bassin RORICHE (surtout plantation des oliviers). Cette formation est d'autant plus dégradée que la pente et l'érosion sont plus fortes. Par contre dans la partie amont du GUEREB, on note la présence d'un couvert végétal important (blé, arbres fruitiers, cultures maraichères...) qui se dégrade rapidement vers les plaines à cause de l'urbanisation.

Enfin, dans la partie aval, les arbres plantés autour des villas ont parfois une densité et un développement nettement supérieurs à ceux de la flore naturelle par exemple : Notre Dame, Mutuelle-Ville, Ministère de l'Agriculture.

## III. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

### III.1. Topographie

La distribution des superficies du bassin versant des Oueds RORICHE et GUEREB suivant les altitudes est donnée dans les tableaux I1 et I2 (voir annexe).

### III.2. Courbes hypsométriques

Il ressort des histogrammes des fréquences altimétriques et des courbes hypsométriques réunis aux figures 2 et 3 et tracés d'après les tableaux I1 et I2 que :

- a. l'altitude des deux bassins est comprise entre 3,00 m et 235,00 m.
- b. la pente est très faible vers les hautes altitudes entre 235 m et 200 m montrant que les sommets des Djebels sont escarpés.

c. faible importance en superficie des côtes les plus élevées.

Quantitativement, nous pouvons tirer de ces courbes hypsométriques les indications suivantes :

a. 50% de la superficie du bassin est située :

1. pour RORICHE : entre 3,00 m et 61,80 m d'altitude correspondant aux pourcentages 0 et 26,5% d'altitude.
2. pour GUEREB = entre 3,00 m et 40,00 m d'altitude correspondant aux pourcentages 0 et 21% d'altitude.

ce qui révèle bien la dissymétrie dans la répartition altimétrique dans les deux bassins.

b. L'altitude moyenne  $\bar{Z}$  qui est la moyenne pondérée de la distribution altimétrique ou l'abscisse moyenne de la distribution hypsométrique  $f(Z)$ :

$$\bar{Z} = \frac{1}{S_T} \int_{Z \text{ min.}}^{Z \text{ max.}} f(Z) dZ$$

$S_T$  = surface totale du bassin

pour RORICHE :  $\bar{Z} = 61,80 \text{ m}$

pour GUEREB :  $\bar{Z} = 40,00 \text{ m}$

obtenus par planimétrage de la courbe hypsométrique (est située dans la zone d'inflexion de cette courbe).

c. Il est difficile de déterminer l'altitude la plus fréquente (qui correspondrait au point d'inflexion sur la courbe hypsométrique) du bassin. Nous avons tracé en discontinu la répartition altimétrique (voir fig. 2 et 3) pour mettre en relief la zone des fréquences les plus probables. Il en ressort que les altitudes les plus fréquentes vont de 3,0 au 50,0 m pour les deux bassins (zone couverte par 41,5% et 40% de la superficie du bassin respectivement pour RORICHE et GUEREB).

d. L'altitude médiane  $Z_m = \frac{Z \text{ min.} + Z \text{ max.}}{2} = 120 \text{ m}$  n'est dépassée que par 16% de la superficie du bassin RORICHE soit environ 1,648 km<sup>2</sup> et par 30% de la superficie du bassin GUEREB soit environ 2,58 km<sup>2</sup>.

### III.3. Coefficient de forme

		BASSIN RORICHE	BASSIN GUEREB
Superficie	A (km <sup>2</sup> )	10,30	8,60
Périmètre	P (km)	20,80	19,10
Indice de comacité	$K_i = \frac{0,28P}{VA}$	1,815	1,824
rectangle équivalent	L (km)	8,091	7,445
	l (km)	1,310	1,155
Indice de pente de roche	$I_p$	0,158	0,155
Altitude surmontée par 95% de la superficie du bassin	H 95	12,10	3,88
Altitude surmontée par 5% de la superficie du bassin	H 5	160	148,75
Denivelée D = H5-H95	D	147,9	144,87
Indice de pente global $IG = \frac{D}{L}$	$I_G$ (m/km)	18,28	19,46

- L'indice de compacité de gravelius  $K_c$  vaut pour RORICHE et GUEREB respectivement 1,815 et 1,824. Les deux bassins sont donc peu compacts.
- les deux rectangles équivalents très allongés (voir les valeurs de l et L) confirment que les bassins sont peu compacts.



**IV. CARACTERES LIES A L'URBANISATION**

Selon le Plan Régional d'Aménagement P.R.A. (2) du district de Tunis, le bassin est à vocation essentiellement résidentielle. La partie urbanisée comprend actuellement : la Cité EL KHADRA (en partie), Cité EL MILAHA, notre Dame, Mutuelle-Ville (en partie) EL MENZAH (tous les quartiers) la cité ES-SALAMA, la Cité olympique et la Cité EL MANAR.

Les deux dernières cités sont en plus résidentielles, des zones d'équipement public.

L'analyse (P.R.A.)<sup>?</sup> montre que la proportion de logements collectifs est en augmentation très sensible surtout dans la zone Nord ce qui explique d'ailleurs la forte densité atteinte de 35,5 logements/ha. Cette densité dépasse la densité moyenne du District qui est de 33 logements par ha.

Tableau des opérations engagées dans l'habitat d'ici 1986

	Collectifs hauts	Collectifs intermédiaires	Individuels	Total de logements	Surface en ha	Densité (log./ha)
Nombre de logements	6470	1060	2050	9580	270	35,5
Pourcentage	67,5%	11%	21,5%	100%		

On constate que le nombre total de logements (9580) lancés représente 41,7% du total des opérations engagées dans toutes les agglomérations Tunisoises.

L'évolution du nombre d'habitants attendu en 1986, est de 125% par rapport à la situation en 1975.

en 1975 : 89,300 habitants  
 en 1986 : 201.200 habitants

L'urbanisation doit être strictement limitée à l'intérieur du périmètre formé par :

- le Djebel NABLI dont les fortes pentes seront reboisées
- la GP8 et la GP9.

Le drainage artificiel se fait actuellement par des réseaux en général de type séparatif. Les eaux usées sont envoyées à la station d'épuration de la CHERGUIA par une station de pompage principale aval et une station annexe. Les eaux pluviales rejoignent le lac Nord par les Oueds RORICHE et GUEREB.

Les études antérieures mentionnent la plupart des défauts du système d'assainissement actuel, défauts qui sont à l'origine de trois grandes classes d'inconvénients :

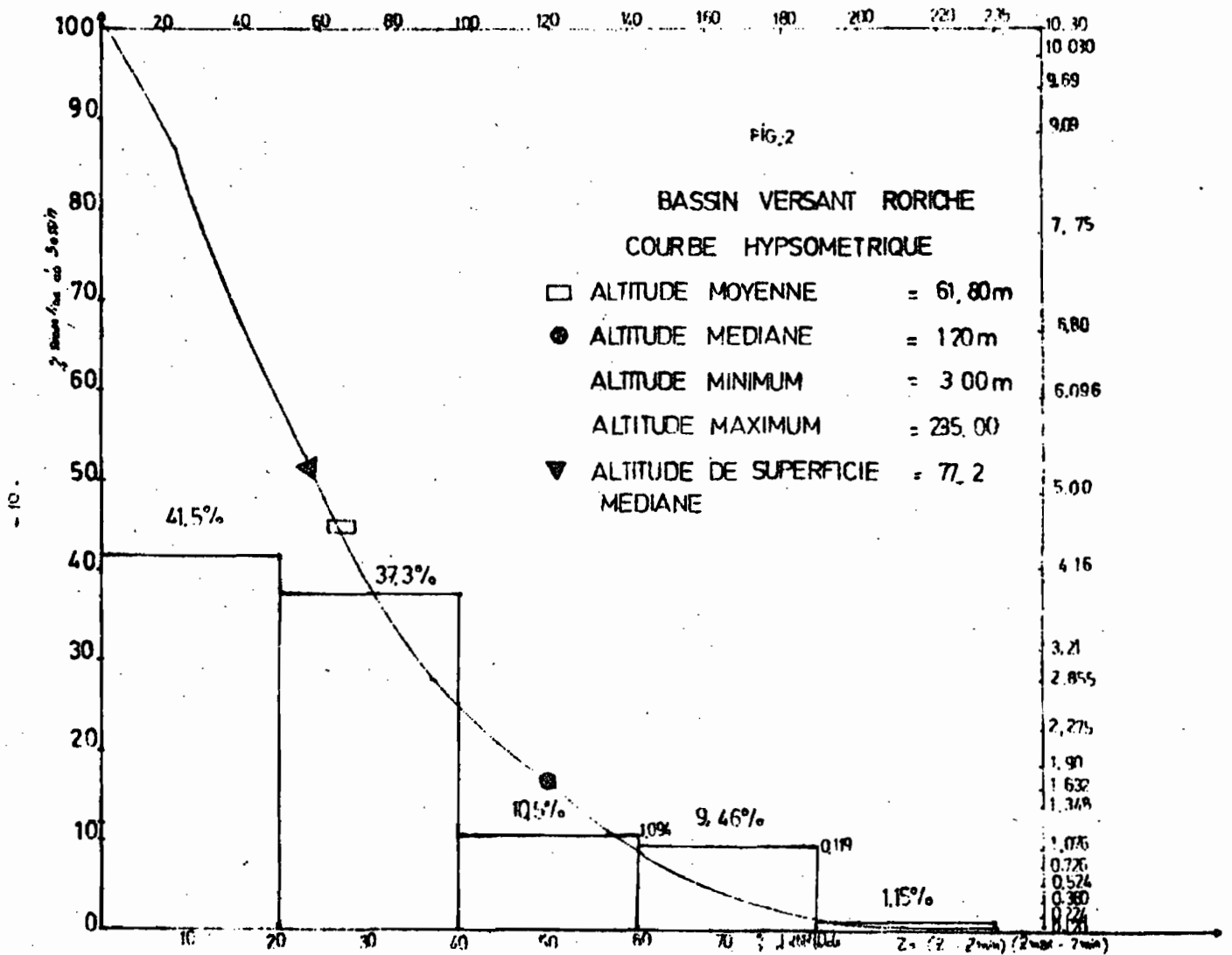
1. Mauvaise desserte de la zone basse par temps de pluie et dépassement du réseau par le rythme actuel de l'urbanisation qui donnent lieu à des inondations accablant entre autres la route TUNIS-ARIANA.
2. Mauvaises qualités des eaux usées (salinité, sulfates) qui conduit à la corrosion des conduites et à des rendements d'épuration insuffisantes

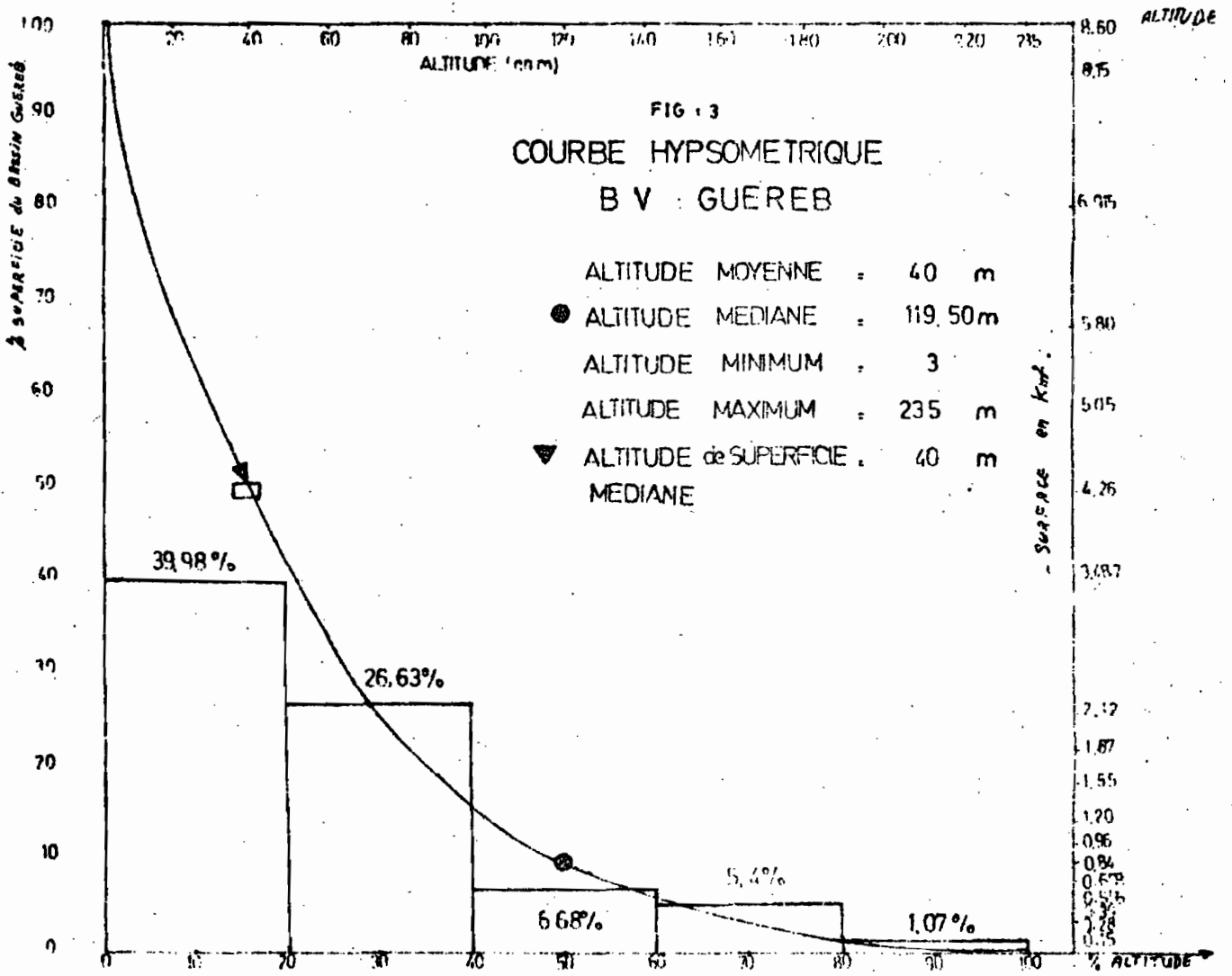
3 ?

Fig. I.1 BASSIN VERSANT GUEREB-RORICHE  
PLAN DE SITUATION

Ech: 1/50000<sup>e</sup>







## V. CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

EMBERGER a établi un indice  $Q_2$ , appelé quotient pluviothermique d'EMBERGER, pour déterminer les zones climatiques en Afrique du Nord. Cet indice est donné par la formule suivante :

$$Q_2 = 2000 \frac{P}{T_x^2 - T_m^2}$$

avec :

$P$  = pluviométrie annuelle en mm

$T_x$  = moyenne des températures maximales du mois le plus chaud en degré Kelvin

$T_m$  = moyenne des températures minimales du mois le plus froid en degré Kelvin.

La station météorologique principale d'EL AOUINA à Tunis est prise comme la plus représentative et d'après "climatologie de la Tunisie" on a :

$P = 450$  mm ,  $T_x = 304,8$  K (Août),  $T_m = 280,2$  K

d'où :  $Q_2 = 62,54$

D'après l'abaque  $Q_2 = f(T_m)$  Tunis appartient à la zone semi aride supérieur. ?

### V.1. Les vents

Des relevés systématiques des vents en surface et en altitude sont effectués par jour à la station Tunis-Carthage. Les roses de vent, sont données sur la figure 4, on peut en tirer les conclusions suivantes :

- Les vents régnants sont de secteur S.O. à N.O. avec prédominance du secteur N.O. Cette prédominance s'accuse par les vents les plus forts.
- Les vents prédominants du secteur S.O à N.O pendant l'hiver s'orientent vers le N.O. et N.E. à S.E. pendant l'été.

L'enregistrement des vitesses des vents diminués à EL AOUINA durant le mois de septembre à décembre démontre que les pointes de vitesse se produisent en début d'après-midi. Pendant la nuit et les heures matinales, les vitesses atteignent leur minimum.

A MORNAG, des mesures de vitesse du vent, à 2 m au dessus du sol, ont été faites par l'ORSTOM (3) la moyenne mensuelle de la vitesse du vent mesurée varie de 2,04 à 4 m/s.

## V.2. Humidité relative

Comme le montre la figure 5, Tunis est caractérisé par une forte humidité relative due à sa situation littorale. On constate succinctement que cette humidité décroît progressivement de son maximum en Janvier (80% en moyenne) au maximum (46% à 60%) en Juillet-Août.

## V.3. Température

Le tableau 6 et la figure 6 donnent la variation des températures moyennes mensuelles, les maxima et minima moyens mensuels mesurées à la station météorologique Tunis-El Aouina. Ils indiquent que les températures moyennes les plus élevées dans la région sont enregistrées en Août, les plus basses en Janvier et Février. L'écart moyen entre les températures maximum et minimum croît progressivement de 7,6° en Hiver à 15,6° en Eté.

## V.4. Pluviométrie

Le tableau (7) et la figure (7) présentent les caractéristiques moyennes de la pluviométrie à Tunis (Pluviométrie moyenne = 450 mm/an). Ceux-ci illustrent le caractère hivernal de la saison humide et mettent en relief <sup>un</sup> net fléchissement de la pluviométrie en Novembre qui se présente ainsi comme une période d'accalmie en plein milieu de la saison humide.

Le tableau (7a) et la fig. (7a) permettent d'indiquer que l'accalmie de Novembre est due à une baisse considérable des probabilités de grosses pluies. En effet, le nombre de jours de pluie dont la hauteur journalière est supérieure à 10 mm croît de septembre à Octobre où il présente un maximum sur Tunis puis il décroît brusquement en novembre. On peut considérer que Janvier est un mois de grosses pluies.

## Irrégularité de la pluie annuelle

D'après la figure (7b) montrant l'évolution des hauteurs d'eau tombée annuellement à Tunis (Mannoubia) entre 1930 et 1955, on remarque à la fois l'amplitude des variations de la pluie annuelle (de 221 à 755 mm) et l'existence des "séries" sèches et humides.

L'étude statique des pluies annuelles fournit des valeurs décennales de 589 et 292 mm pour cette même station, pour une moyenne de 443 mm, soit un coefficient  $K_3$  (pluie décennale humide / pluie décennale sèche) de 2.

### Irrégularité des pluies mensuelles

La distribution de la pluie dans l'année est également irrégulière en septembre 1979, on a mesuré à Tunis I.N.A.T. une pluviosité de 220 mm (5). Nous reviendrons plus en détail sur l'analyse de la pluie récoltée sur le bassin versant étudié dans la recherche des réponses impulsionnelles pluie - débit.

### V.5. Evaporation

D'après les mesures effectuées entre 1924 et 1932 sur le lac de Tunis par BIRH, l'évaporation d'une surface d'eau est de l'ordre de 1600 mm/an. Le bilan pluie-évaporation est donc toujours largement déficitaire pour les plans d'eau à l'échelle de l'année (1150 mm à Tunis).

Le bilan mensuel est en moyenne positif (hauteur de pluie supérieure à l'évaporation) à Tunis pour les mois de Janvier et Décembre seulement (voir tableau (8) et fig (8)).

### V.6. Evaporation potentielle (E.T.P)

CHRIOU a proposé une formule empirique simple utilisant la température maximale et qui semble fournir des estimations acceptables. Cette formule peut remplacer la formule de THORNTHWAITE mal adaptée à la zone méditerranéenne et la formule de PENMAN comportant un assez grand nombre de paramètres et dont l'usage n'est pas aisé.

Il existe cependant à Tunis des mesures faites sur deux couverts différents fétuque et kikuyu (voir tableau 9 et fig 9) on remarque qu'à Tunis ces deux couverts donnent des résultats remarquablement proches (3% d'écart).

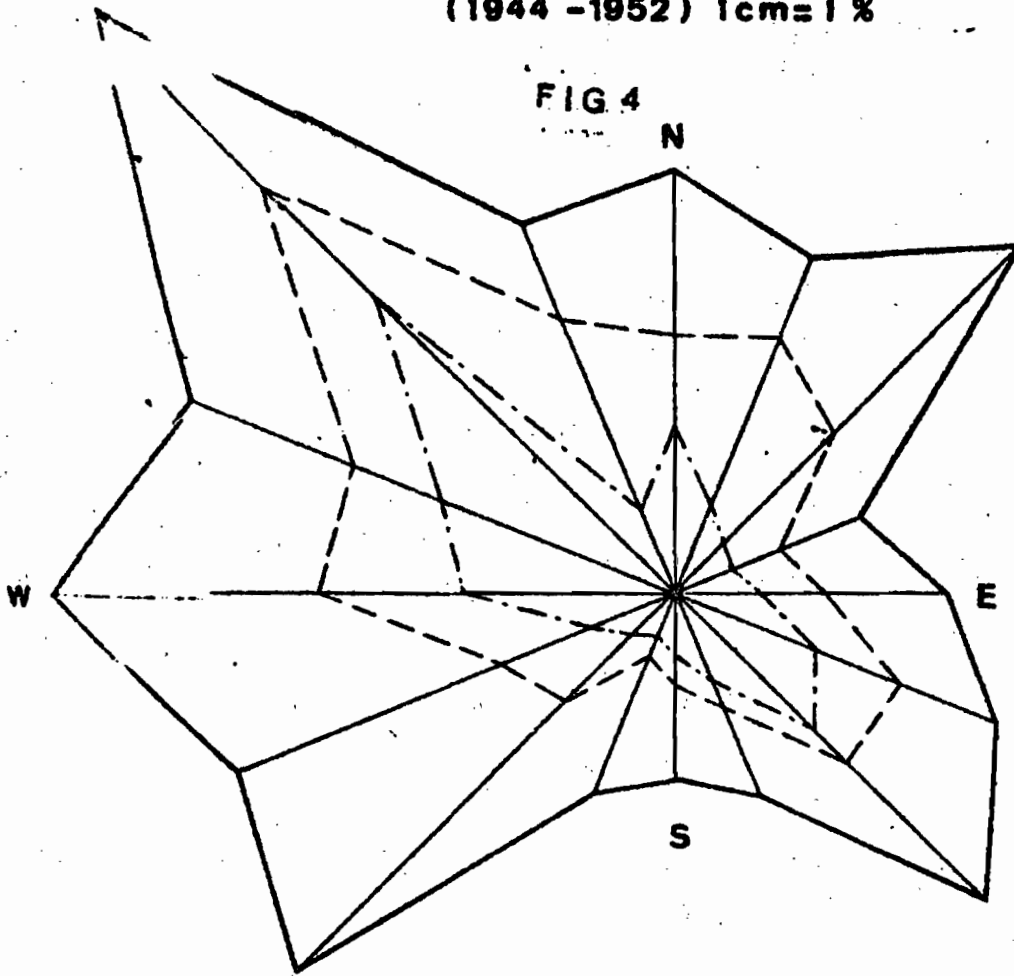


# ROSES DES VENTS D'EL AOUÏNA

Fig. VII-4

(1944 -1952) 1cm=1 %

FIG 4

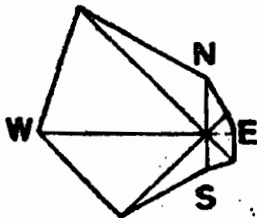


## FREQUENCE DES VENTS VELON LEUR DIRECTION

- Vitesse  $\geq 2$  m/sec. — observations 100 % y, compris 13,6% calme
- - - Vitesse  $\geq 5$  m/sec. — observations 48 % du total
- · - Vitesse  $\geq 7$  m/sec. — observations 28 % du total

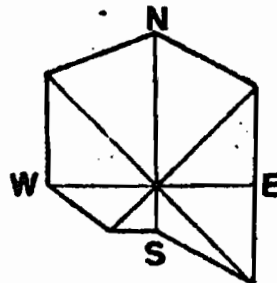
## ROSES DES VENTS SAISONNIERS

FIG 4a



NOVEMBRE - MARS

FIG 4b



AVRIL - OCTOBRE

## HUMIDITE RELATIVE TUNIS    CARTHAGE 1951 - 1970

Tableau 5

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
% Hum 06h	87	86	86	87	84	78	72	80	85	88	88	86
% Hum 12h	69	64	61	61	55	51	45	48	54	60	65	67
% Hum 18h	83	78	76	75	68	63	60	64	71	74	81	82

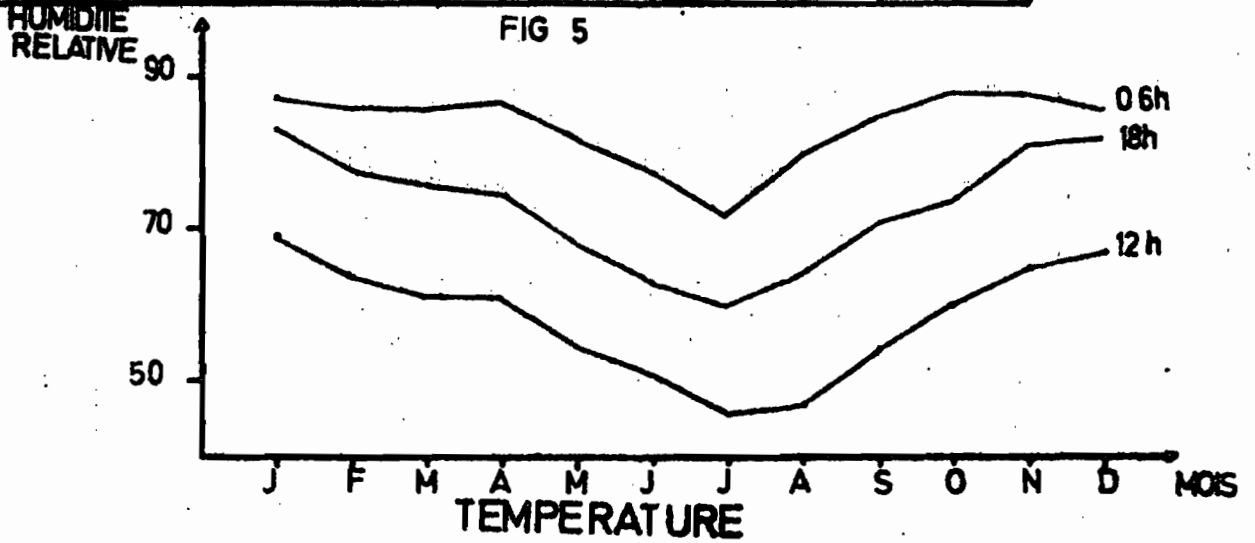
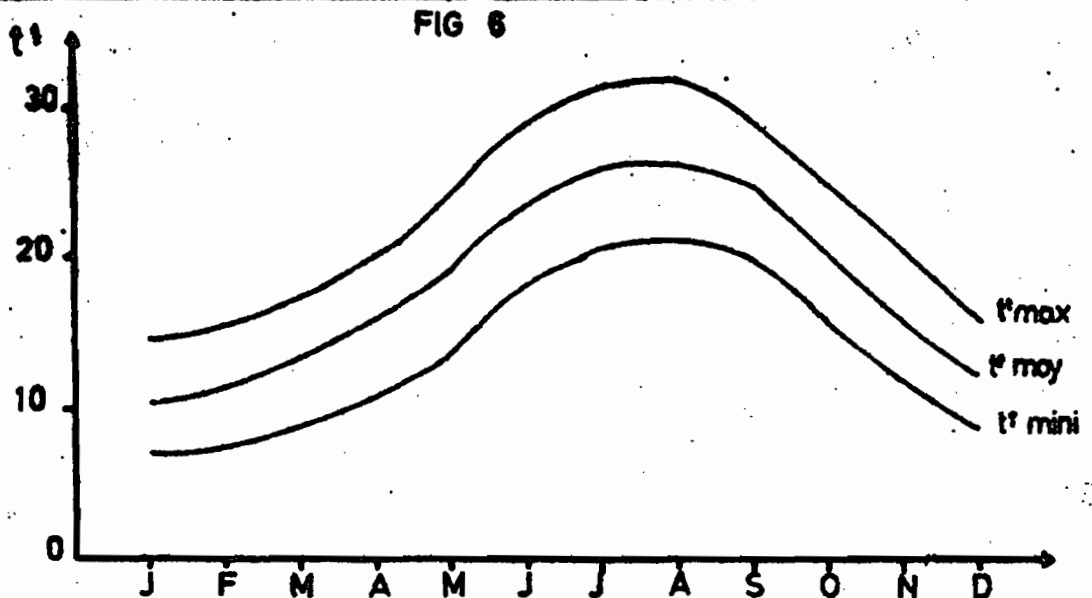


Tableau 6

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNEE
t° moy	11.0	11.7	13.4	15.7	19.1	23.5	26.0	26.5	24.6	20.2	16.0	12.3	18.3
t° mini	7.2	7.6	9.1	11	16.1	18.2	20.4	21.4	19.9	16.0	12.0	8.5	-
t° max	14.8	15.8	17.7	20.3	24.1	28	31.6	31.4	29.3	24.6	20.1	16.0	-



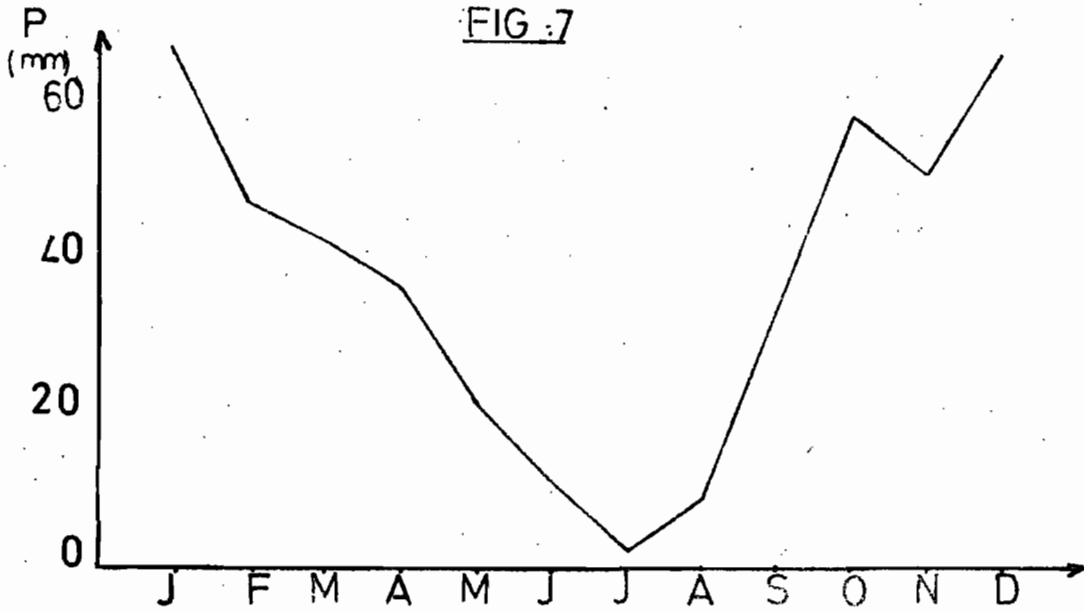
### PLUVIOMETRIE MOYENNE

TUNIS CARTHAGE

(1924-1970)

TABLEAU: 7

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annee
HAUTEUR (mm)	68	48	43	37	22	11	2	9	34	59	51	67	451



### FREQUENCE DES PLUIES

TUNIS CARTHAGE (1951-1970)

TABLEAU 7a

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annee
JOURS $P > 0.1 \text{ mm}$	13	11	10	8	6	4	1	2	6	9	10	14	94
$P > 10$	2,5	1,3	1,3	1,4	0,8	0,5	-	0,3	1,0	2,5	1,5	1,6	14,7
$P > 20$	0,5	0,5	0,4	0,5	0,1	0,1	-	0,1	0,5	1,1	0,8	0,4	5,0

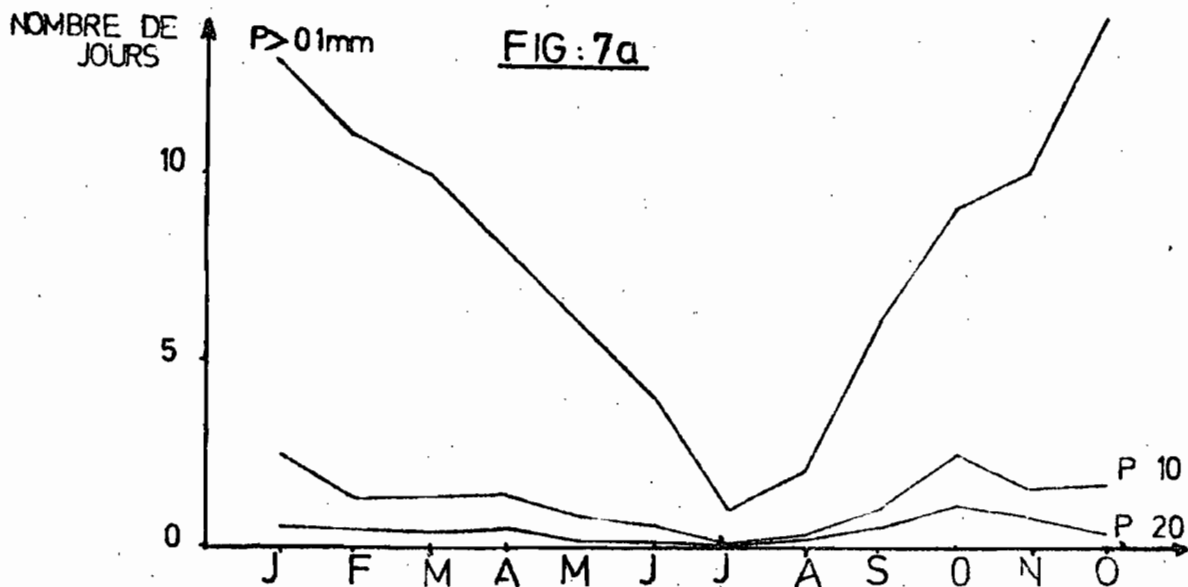
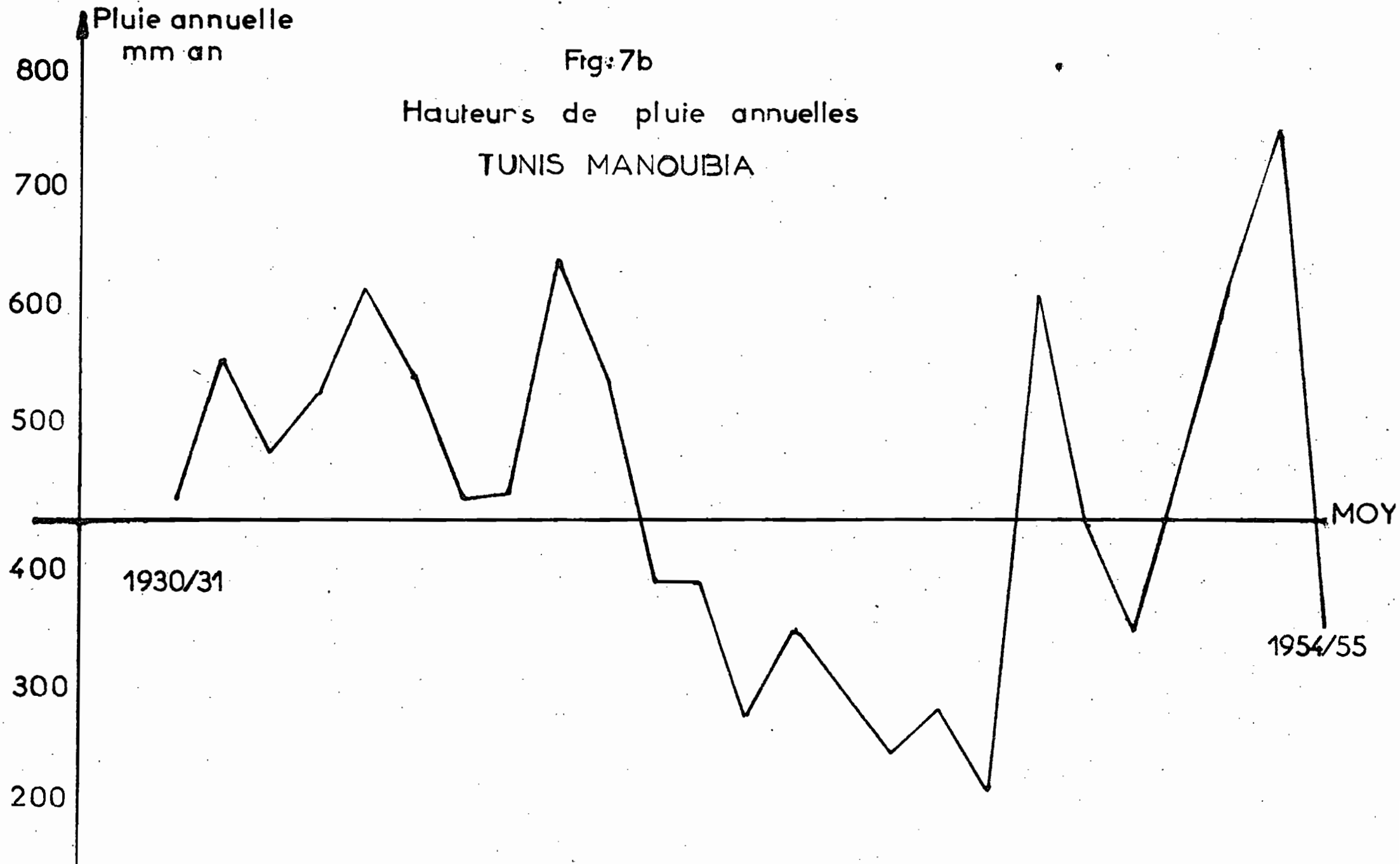


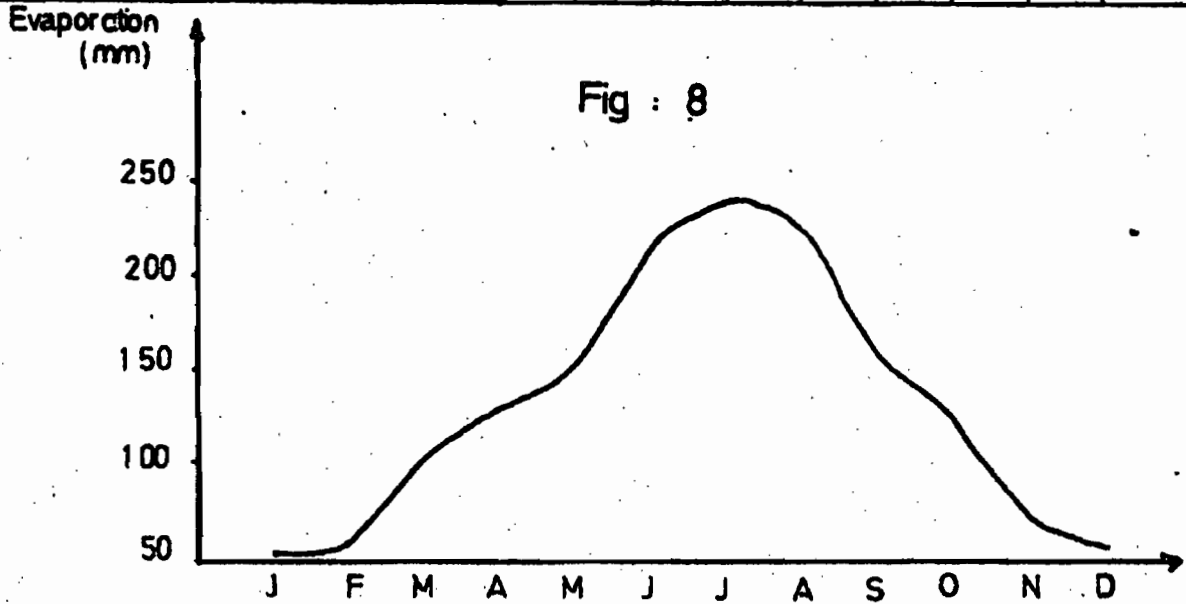
Fig: 7b

Hauteurs de pluie annuelles  
TUNIS MANOUBIA



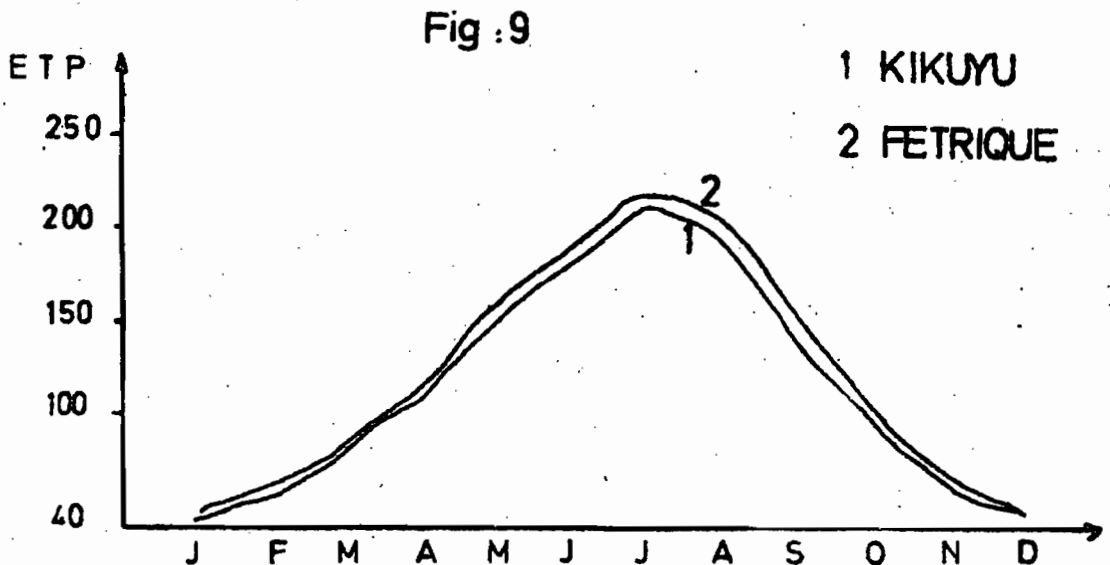
EVAPORATION (mm) 1924 1932  
Tableau 8

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
EVAPORATION Mesurée mm/mois	53	57	106	130	151	216	240	227	157	126	73	56	1592



EVAPOTRANSPIRATION (mm) Tunis 1959 - 1972  
Tableau 9

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Couverts KIKUYU	44	56	82	115	153	180	211	192	134	95	61	46	1369
FETRIQUE	48	59	86	108	158	187	216	202	136	99	67	46	1412



## CHAPITRE II

### I. EQUIPEMENT HYDROPLUVIOMETRIQUE

Un réseau de mesures est implanté dans le bassin RORICHE et GUEREB afin de constituer pendant une période de 5 ans une banque de données nécessaire pour établir le projet d'aménagement des eaux pluviales du bassin en tenant compte de l'évolution continue de l'urbanisation dans cette zone.

Le réseau hydropluviométrique comprend 8 stations :

- 4 stations hydropluviométriques : BORGEL, CITE EL KHADRA, INSTITUT NATIONAL D'AGRONOMIE DE TUNIS (INAT), CITE EL MILAHA,
- une station hydrométrique : EL MENZAH IV
- 3 stations pluviométriques sur les hauteurs BORJ TURKY, EL MANAR I, ROUS EL HREIG (près du barrage RORICHE).

### EQUIPEMENT PLUVIOMETRIQUE

Toutes les stations citées ci-dessus sont équipées des pluviographes sauf celle d'EL MENZAH IV.

#### Description et fonctionnement

Les pluviographes sont de type RIMCO résistant à la corrosion. Chaque pluviographe est constitué par un entonnoir en cuivre bordé par une bague bisaltée, usinée en bronze. L'entonnoir repose sur un cylindre en acier inox de hauteur 30 cm. L'ensemble se repose sur un pied support de 1,20 m de hauteur de faible encombrement (fig ) ayant l'avantage de moins perturber les filets d'air au dessus du plan passant par la bague et par conséquent d'affecter le <sup>moindre</sup> ~~plus~~ de possible les trajectoires des gouttes et la collecte de celles-ci.

Pour assurer la mesure de l'eau recueillie par le cône, on a opté pour un compteur volumétrique de type "à augets basculeurs" couvert en or, donc non oxydable. Ce compteur aussi simple qui fonctionne bien sans certains soins particuliers est pourtant l'objet des vives critiques. On lui reproche en particulier une réponse déficitaire dès que le débit dépasse une certaine limite. Ce défaut tient à ce que les basculements du système ne sont pas instantanés, entre l'instant où il commence à basculer et l'instant où il a tourné d'un angle suffisant pour la mise en service de l'auget vide, l'auget plein reçoit une quantité d'eau supplémentaire, non prise en compte. Grâce à un siphon de contrôle se trouvant à la base de l'entonnoir,

qui par son vidange presque instantanée, peut conduire à une précision de  $\pm 1\%$  sur la capacité des augets.

Pour des raisons de commodité de réglage et de mise en place, le support des augets est fixé sur une pièce métallique de forme carrée dont on peut aisément régler l'horizontalité grâce à trois vis calantes.

On a choisi pour ce pluviographe une bague dont la surface est de 323,65 cm<sup>2</sup> correspondant à un diamètre de 203 mm et d'une capacité des augets de 0,2 mm.

Le compteur d'impulsions solidaire à l'étrier supportant les augets est constitué par un contacteur à mercure. A chaque basculement il ferme un circuit électrique pendant un court instant. Ce compteur est de plus muni d'un dispositif qui contrôle la marche et l'arrêt de tous les appareils électroniques de la station.

Le circuit de mesure qui comprend le câble et le contacteur lié aux augets, comporte au niveau de l'enregistreur, une alimentation de 12 Volts, un petit amplificateur de la ligne et un électro-aimant.

L'enregistrement commence avec l'arrivée de l'impulsion provoquée par les premières gouttes de pluies. A toute impulsion parcourant le circuit, l'électro-aimant agit sur une roue à rochets et la fait avancer d'une dent. La rotation de cet élément provoque par l'intermédiaire de divers leviers un déplacement correspondant à 0,2 mm de précipitation. Mais la répartition spatiale hétérogène de pluie nous amène à installer à 3 cm au dessus du nouveau zéro de chaque déversoir pour contrôler le niveau de l'eau dans l'Oued. Ils communiquent avec un convertisseur qui met en marche le processus d'enregistrement dès que le contact est réalisé par la montée de l'eau.

Chaque impulsion est transmise à un appareil dit "MINILOGGER ML 10" par une liaison bifilaire pour être accumulée pendant un pas de temps  $\Delta t$  choisi. Les informations sont enregistrées sur cassettes (bandes magnétiques). On y reviendra plus loin.

La station INAT est dotée, en plus du pluviographe de type RIMCO d'un pluviographe mécanique ancien modèle de marque et type "Prévis mécanique". C'est un appareil plus simple que le précédant qui ne permet pas d'effectuer un enregistrement à distance. Le système de mesure et l'enregistrement sont situés sous le cône de réception (fig. 2). Les augets d'une capacité de 0,2 mm de pluie, agissent par l'intermédiaire d'une roue à rochets sur un stylet inscripteur. Le déplacement du stylet s'effectue sur un diagramme quadrillé, modèle MN, entraîné par un cylindre dont la rotation est assurée par un mouvement d'horlogerie à remontage manuel. Le changement de ce diagramme se fait une fois par 24 heures.

La surface de la bague captrice étant de 400 cm<sup>2</sup>. Cette bague est située à 1,50 m du sol. La base du pied support est suffisamment pesante et large pour maintenir le pluviographe sans être obligé de le sceller dans le sol. Cette présentation a l'avantage de faciliter l'implantation, le déplacement et le réemploi de l'appareil.

Sur le plan de performances, des essais comparatifs avec les données de la station Tunis-Carthage ont montré que ce pluviographe fournissait des résultats avec une précision acceptable sur des quantités cumulées de précipitations. Dans le cas des faibles pluies, les indications fournies par l'appareil sont souvent erronées. Toutefois cet inconvénient ne paraît pas gêner les utilisateurs qui ne s'intéressent qu'aux précipitations importantes.

Ce pluviographe de type "Précis mécanique" est destiné à surveiller l'évolution des précipitations, son diagramme nous permet à tout moment, sans interrompre l'inscription de consulter l'enregistrement. Il nous permet de combler les lacunes des enregistrements sur la cassette, dus à l'interruption de l'électricité ou à une panne de "ML 10 MINILOGGER".

## II. EQUIPEMENT HYDROMETRIQUE

Le bassin versant de RORICHE et GUEREB comprend 5 stations hydrométriques. Chacune d'elles comprend :

- une section de contrôle en déversoir
- une échelle limnimétrique
- + un limnigraphe à flotteur
- une sonde ultrasonique
- un enregistreur

### II.1. déversoirs

Les cinq stations hydrométriques comprennent deux types de déversoirs :

- déversoir à seuil mince ou déversoir BAZIN aux stations INAT, EL MENZAH IV, Cité EL MILAHA.
- Déversoir à seuil épais aux stations : BORGEL et EL KHADRA.

#### II.1.1. Déversoir BAZIN

Le déversoir BAZIN est rectangulaire sans contraction latérale. C'est le type de déversoir sur lequel il existe le plus grand nombre d'observations et qui peut par conséquent donner les valeurs les plus précises pour la mesure des débits <sup>4</sup>. Plusieurs formules expérimentales sont alors établies. La formule de REHBOCK présentée en 1929 a été adoptée pour notre cas. Elle s'écrit en unité métrique :

$$Q = (1,782 + 0,24 \frac{h}{P}) l h_e^{3/2} \quad (1)$$



avec

- h (m) : charge ou lame déversante
- P (m) : Pdlle (différence de niveau entre le seuil du déversoir et le fond du canal d'alimentation)
- l (m) : Largeur du déversoir
- $h_e$  (m) :  $h + 0,0011$

Les variables l et P variables suivant les stations, sont données par le tableau suivant :

Stations	INAT	EL MENZAH	CITE EL MILAHA
l (m)	10,05	7,42	6,04
P (m)	0,97	0,90	0,98

### II.1.2. Déversoir à seuil épais

C'est un déversoir rectangulaire avec contraction latérale. Ce déversoir a un comportement à peu près identique à celui des déversoirs BAZIN pour une charge supérieure à 0,15 m.

Parmi les formules proposées, celle de FRANCIS a été retenue car elle semble plus performante dans notre cas.

$$Q = 1,83 (1 - 0,2 h) h^{3/2} \quad (2)$$

où :

- Q (m<sup>3</sup>/s) : Débit
- h (m) : Lame d'eau déversante mesurée
- l (m) : Largeur du déversoir

Les valeurs de l sont données par le tableau =

Stations	BORGEL	CITE EL KHADRA
l (m)	7,12	9,94

## II.2. Echelles limnimétriques

Ce sont des éléments de 0,5 m en métal émaillé fixés sur les rives verticales qui soutiennent les berges des sections de mesure. Pour éviter toute erreur de lecture due aux remous, elles sont placées suffisamment à l'amont des déversoirs sauf aux deux stations BORGEL et EL KHADRA où les contraintes des berges n'ont pas permis de les fixer assez loin des déversoirs. Les échelles limnimétriques servent à contrôler les hauteurs enregistrées au limnigraphe à flotteur et à la sonde ultrasonique.

## II.3., Limnigraphes à flotteur

Ce sont des limnigraphes OTT type X à tambour horizontal de longueur utile 250 mm et de circonférence utile de 384 mm. L'appareil est commandé avec retour automatique du stylet ce qui permet d'enregistrer n'importe quelle crue. Le carter est étanche. Le mouvement d'horlogerie dure une semaine. Le flotteur se déplace verticalement dans un regard circulaire ou rectangulaire dont le diamètre ou les côtés varient entre 80 et 90 cm.

## II.4. Sonde ultrasonique

Dans chaque station, le limnigraphe mécanique est doublé par un système à sonde ultrasonique qui a le même objectif que le premier, c'est à dire l'enregistrement continu des variations du plan d'eau.

Le système à sonde ultrasonique comprend :

- un convertisseur électronique le "Silometer FM 2180"
- une sonde émettrice - réceptrice : la "DU 210"

### Principe de fonctionnement

La sonde émet des <sup>6</sup>trains d'impulsions ultra-sonores de fréquence 44 KHZ. Les ondes inaudibles se propagent vers le liquide qui les réfléchit. La durée de parcours d'une impulsion ultrasonique allant depuis le vibreur ultrasonique à la surface de l'eau est mesurée à l'aide d'un convertisseur électronique d'une précision extrême pour mesurer les petites intervalles du temps. Cette durée du parcours donne après multiplication de la vitesse du son, la distance entre le vibreur ultrasonique et l'eau.

En cas de mauvaises conditions de reflexion, c'est à dire perte d'écho, un dispositif de sécurité corrige l'indication.

L'étalonnage se fait par touches et potentiomètres à graduation métrique situés à l'intérieur du "SILOMETER FM 2180". La plage de mesure s'étend de 0 à 3,50 m avec une précision de + 1%.

"Le MINILOGGER ML 10" reçoit les informations à distance conjointement avec le N<sup>bre</sup> de jours du fonctionnement de la station et l'heure précise de la mesure.

Les données sont enregistrées sur cassettes d'une façon continue à chaque intervalle du temps  $\Delta t$  choisi par l'utilisateur.

Ces cassettes seront traitées ensuite sur ordinateur pour archiver ces résultats sous un faible volume (bande magnétique) et assurer la transformation des relevés de hauteurs en valeurs de débits. Cette transformation nécessite au préalable la définition de la courbe de tarage de chaque station.

Ces bandes peuvent servir ultérieurement pour toutes opérations de calcul.

### III. L'enregistreur ou le "ML 10 MINILOGGER"

Les convertisseurs de la sonde ultrasonique et du flotteur ainsi que le compteur du pluviographe sont liés au ML 10 MINILOGGER. Celui-ci présente comme le cerveau des appareils électroniques de la station.

L'enregistrement sur cassette, la mémorisation et l'horlogerie constituent ses principales fonctions.

Cet appareil portatif, en plus de sa capacité d'enregistrement, comprend sur son panneau arrière dix canaux c'est au niveau de l'un de ces canaux qu'aboutit le convertisseur de la sonde, le "SILOMETER", les signaux discretisés du compteur d'impulsion du pluviographe et de l'horloge incorporée etc...

Les données sont enregistrés à <sup>pas</sup> de temps réguliers, choisis et contrôlés soit par l'horloge soit par une touche manuelle frontale soit par (un branchement en terre) ? Parmi les intervalles du temps de 10 sec, 30 sec, 1 mn, 5 mn, 10 mn, 30mn et 60 mn, on a choisi un pas de temps d'enregistrement de 5 mn en tenant compte des conditions locales du bassin versant.

Le domaine d'amplitude 0-20 V a été choisi pour les mesures parmi 0-02 V, 0-2 V, 0-20 V et 0-200 V puisque le maximum de hauteur d'eau mesurable par la sonde doit correspondre à 5 v.

### IV. CONCLUSION

Le réseau automatique permettra un gain de temps appréciable mais l'avantage du système réside essentiellement dans la rationalisation du travail, l'amélioration de la qualité des résultats et la possibilité d'utiliser ultérieurement pour toute étude hydrologique les données archivées sur bande au fur et à mesure de leur traitement et de leur publication.

Ce mode de traitement de l'information semble d'autant plus nécessaire que les débits naturels sont de plus en plus rares comme le cas de notre bassin et qu'il est souvent nécessaire de procéder à des calculs de reconstitution des débits naturels mettant en jeu un grand nombre de données dont certaines ont des repercussions sur de nombreuses autres.

Mais ces appareils ont l'inconvénient d'être relativement complexes et coûteux. La délicatesse de ce matériel demande un entretien assez sérieux et des visites assez réguliers en moyenne trois fois par semaine aux stations s'imposent pour limiter les pertes d'information dues à diverses pannes résultant des circuits électroniques ou tout simplement des interruptions du courant électrique urbain notamment par temps d'orage un chargeur et une batterie ont été alors installés dans chaque station pour éviter ces pertes d'informations.

Dans les stations où l'on ne dispose pas d'électricité tels que les stations pluviométriques sur les hauteurs et les deux stations d'EL NEZZAH IV et CITE EL KHADRA le seul moyen d'effectuer un enregistrement permanent est de changer les batteries une fois par dizaine de jours.

La conservation des limnigraphes aux côtés des sondes ultrasoniques est alors souhaitable. Il semble en effet que l'enregistrement analogique soit irremplaçable du point de vue qualitatif car il permet d'un seul coup d'oeil sur le terrain un jugement sur le fonctionnement de la station la qualité de l'enregistrement et l'allure des phénomènes. D'un point de vue quantitatif même il est précieux pour déterminer in-situ par exemple l'heure et la valeur d'une pointe de crue.

Fig. II.1. BASSIN-VERSANT

GUEREB - RORICHE

EQUIPEMENT

barrage 1

barrage 2

ROUS EL HREIG

BORJ TURKI

VOIE X20

od GUEREB

EL MANAR

CITE EL MILAHA

UNIVERSITE DE TUNIS

od RORICHE  
VOIE X2

ARIANA

VOIE X

EL MEREN

LEGENDE

MUTUELLEVILLE

ECH: 1/25000

— limite du bassin versant

- - - limite des sous bassins

/// zone urbaine

⊙ station hydropluviométrique

○ station hydrométrique

▽ station pluviométrique

▽ station pluviométrique projetée

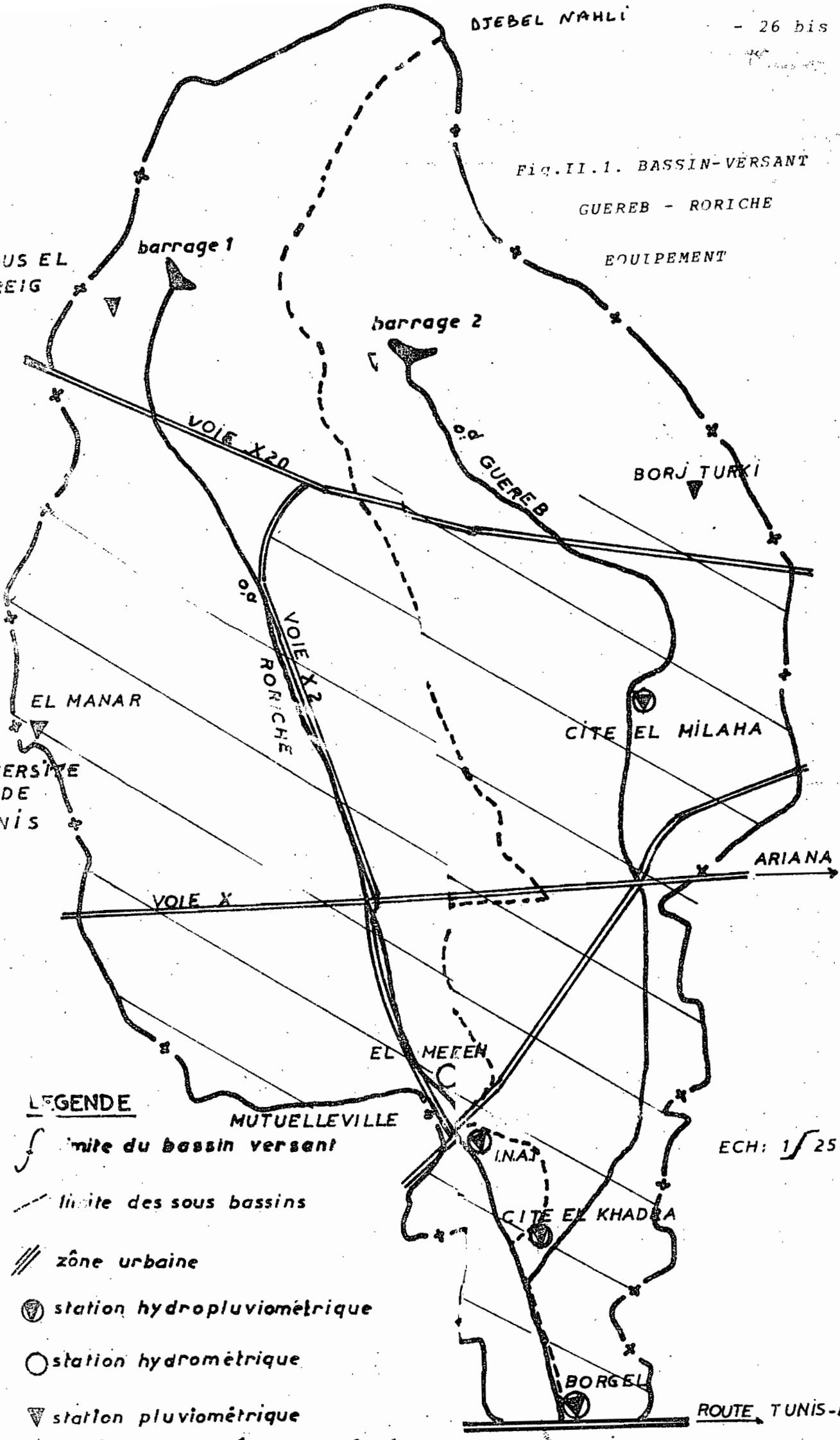
INAJ

CITE EL KHADRA

BORGEL

ROUTE TUNIS-MARSA

LAC DE TUNIS



CHAPITRE III. HISTORIQUE DES OBSERVATIONS ET COURBES DE TARAGE

1. Campagnes effectuées

La première campagne réalisée en 1980-1981 a permis de réunir quelques données relatives au ruissellement sur le bassin qui ne présente qu'exceptionnellement une réaction <sup>à</sup> de la pluie. Seules quatre crues relativement importantes ont été observées bien que de façon incomplète, puisque l'installation des pluviographes n'a pas pu être achevée à temps, en début de l'année hydrologique. Le débit maximal a dû être atteint le 18 au 19 Décembre 1980 ( $Q_{max.} = 6,92 \text{ m}^3/\text{s}$  calculée d'après la formule empirique).

2. Courbes de tarage

Les installations utilisées comportaient à chaque station un limnigraphe à flotteur une échelle, un sonde ultrasonique et un "MINILOGGER ML 10".

Le dépouillement des crues <sup>consist</sup> à établir d'abord un barème hauteur en fonction du temps puis à passer de  $H (t)$  à  $Q (t)$  par une formule empirique appropriée à chaque station. En parallèle des jaugeages étaient effectuées au micro-moulinet chaque fois que la variation de la côte était assez lente. Ces jaugeages ont permis d'ajuster les courbes de tarage empiriques  $Q (h)$  des 4 stations figurant sur les graphiques N° 10 à 13.

D'après ces courbes d'étalonnage, on constate que les jaugeages effectuées confirment l'allure générale des courbes empiriques et que ces dernières surestiment les débits surtout en hautes eaux.

Malheureusement, les fortes crues sont passées à une heure tardive de la nuit et le manque de matériels adaptés (exemple : projecteurs...), de personnel suffisant et de voiture nous a mis devant l'impossibilité de pouvoir jaugeer à une hauteur d'eau importante.

Après essais, une formule générale  $Q = f (H^{3/2})$  a été adoptée, en remplaçant les équations empiriques (et) aux courbes de tarage tracées d'après les jaugeages effectuées à chaque station. Cette formule est donnée par :

$$Q_{mes} = K l H^{3/2} \quad (3)$$

$K$  = Coefficient

$Q$  = Débit mesuré par jaugeage

$l$  = Largeur du seuil du déversoir

$H$  = Charge de l'eau au dessus du seuil du déversoir

Le coefficient  $K$  représente la pente de la droite  $Q = f (LH^{3/2})$ , dont la valeur est déterminée graphiquement (fig. 10-13).

	BOURGEL	CITE EL KHADRA	INAT	EL MENZAH
$K$	1,23	0,34	1,18	1,46
$l\ m$	7,12	9,94	10,05	7,42
$K.l$	8,758	3,38	11,86	10,83

Nous pouvons remarquer que :

1. La valeur du coefficient  $K$  correspondante à la station CITE EL KHADRA est nettement inférieure à celle des autres stations à cause de l'existence d'une abondante végétation aquatique dans la rivière à l'amont et à l'aval de la station. Cette végétation neut à débit égal provoquer un relèvement du plan d'eau de plusieurs centimètres par rapport à l'état normal (sans végétation). La faible pente de l'Oued à cet endroit et l'existence de la végétation font que l'eau stagnée et crée un petit lac presque permanent autour de la station.

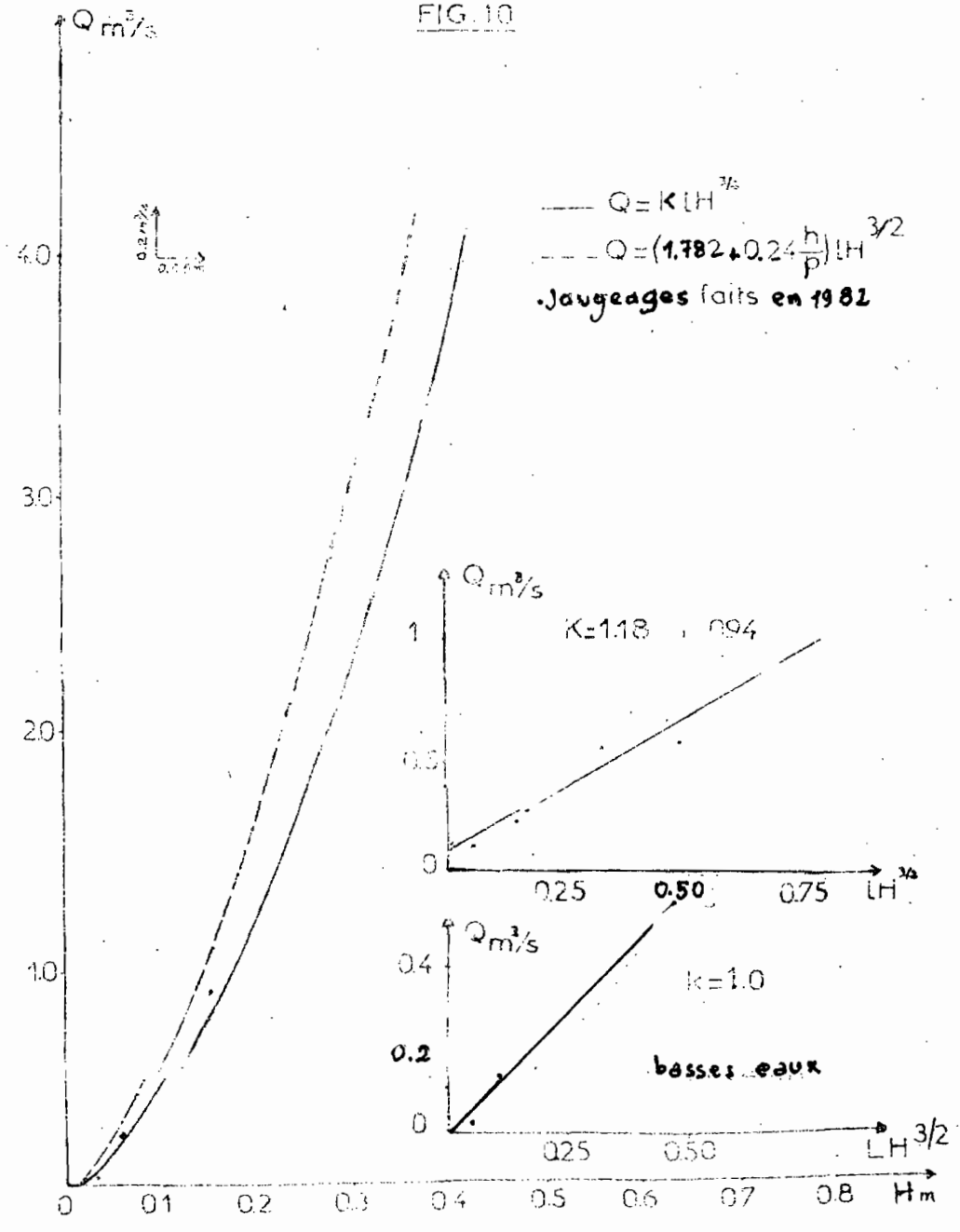
Nous avons constaté que l'on proposait pour résoudre ces difficultés, de désherber le fond de l'Oued tout autour de la section, ceci ne présente aucun intérêt. Le phénomène gênant est provoqué par la végétation qui s'étend sur 200 m à l'aval de la station de jaugeage pour abaisser le plan d'eau de quelques centimètres, il faudrait supprimer toute la végétation aquatique tout le long de la rivière.

On peut évidemment penser à établir un seuil de contrôle immédiatement à l'aval de l'échelle de la station de jaugeage de manière à supprimer l'influence de la végétation située à l'aval. Cette solution théoriquement valable ne peut en fait être utilisée que très exceptionnellement pour diverses raisons: économiques (coût élevé) et techniques.

2. La variation de la viscosité de l'eau à cause de la véhiculation de l'eau pluviale des charges polluantes appréciables et sa charge en matières solides en suspension font varier la propagation des ondes des hydrogrammes constitués par la pluie d'une station à une autre (exemple des stations INAT et EL MENZAH) et provoquer un relèvement du plan d'eau de plusieurs centimètres par rapport à une eau non chargée.

STATION BIAT  
COURBE D'ETALONNAGE

FIG. 10



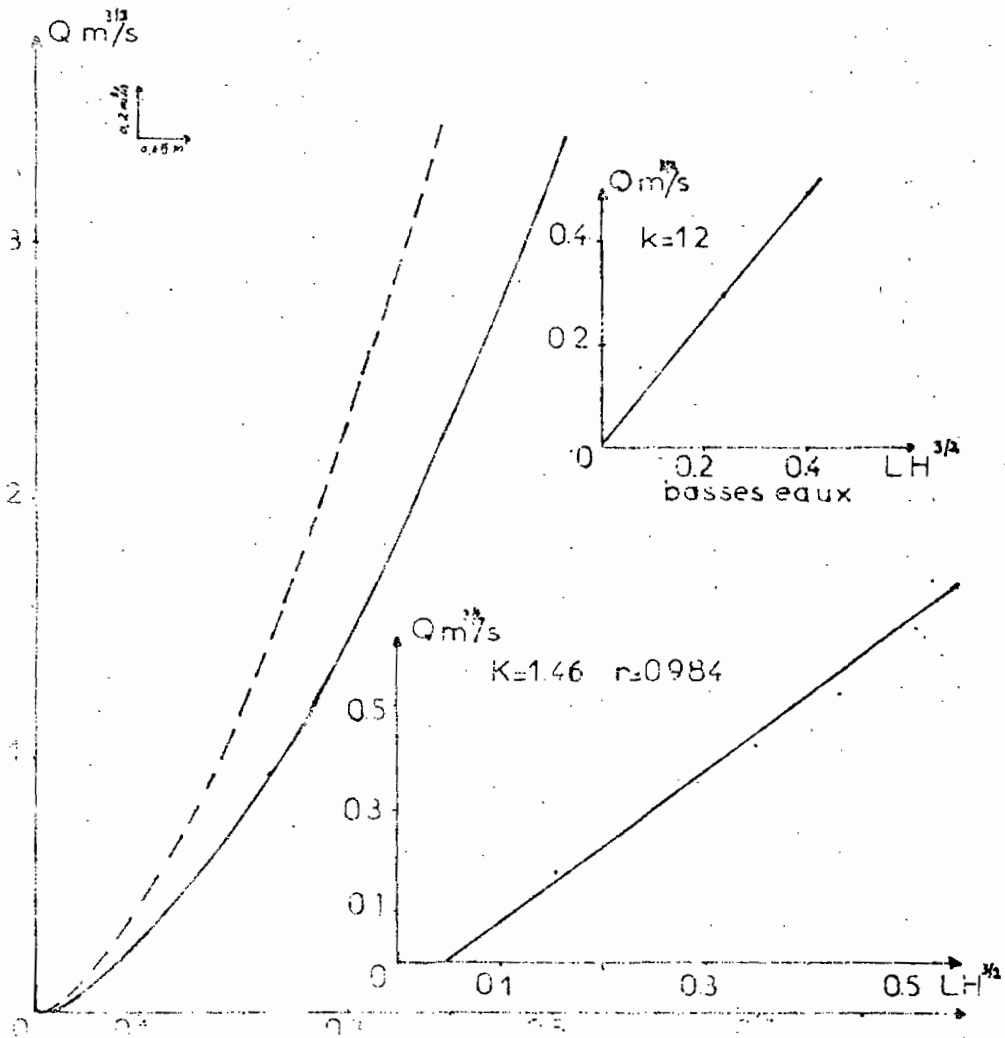


STATION EL MENZEH  
COURBE D'ETALONNAGE

FIG.11

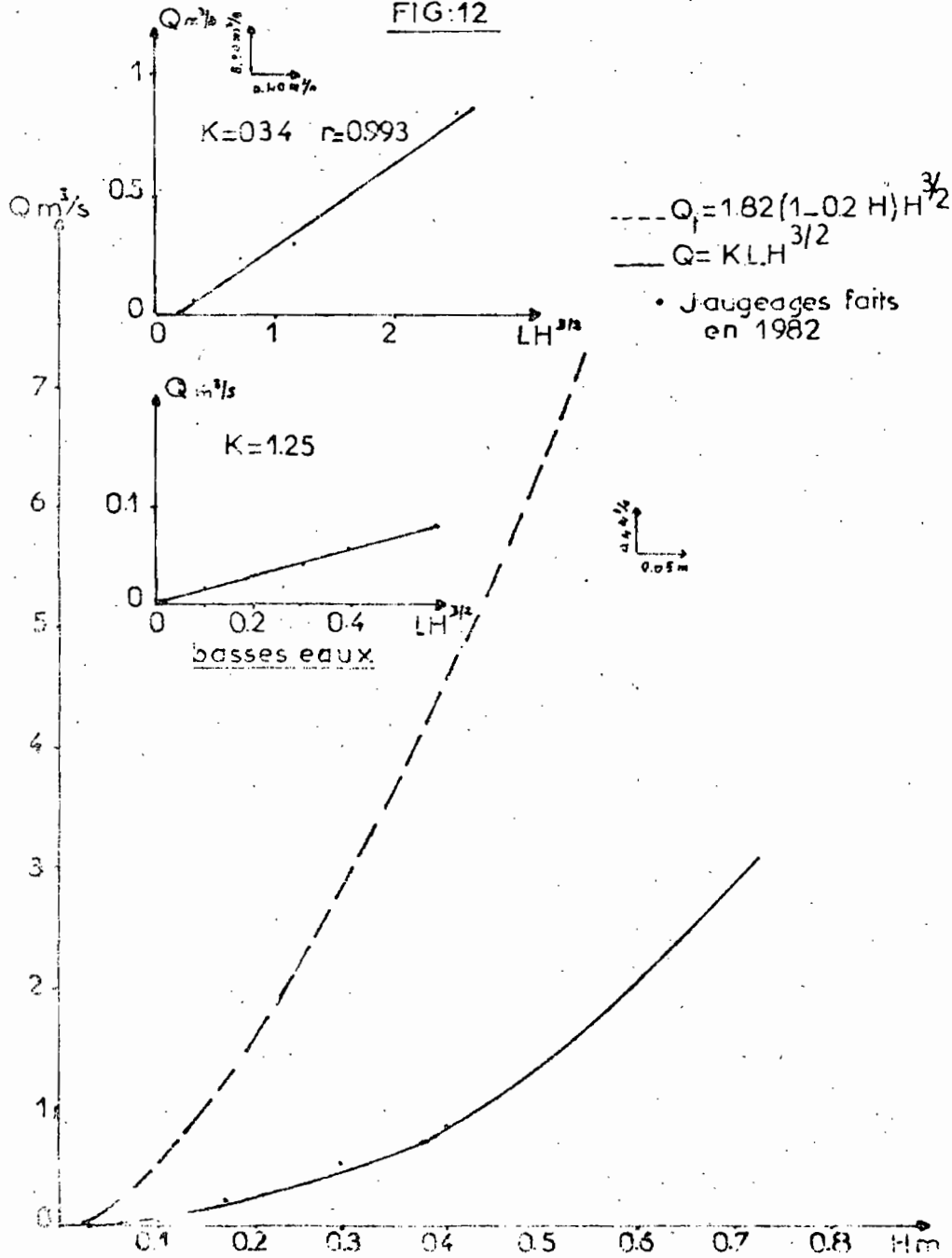
---  $Q_t = (1.782 + 0.24 \frac{H}{P}) L H^{3/2}$   
—  $Q = K L H^{3/2}$

• Jaugeages faits en 1982



STATION CITE EL KHADRA  
 COURBE D'ETALONNAGE

FIG:12

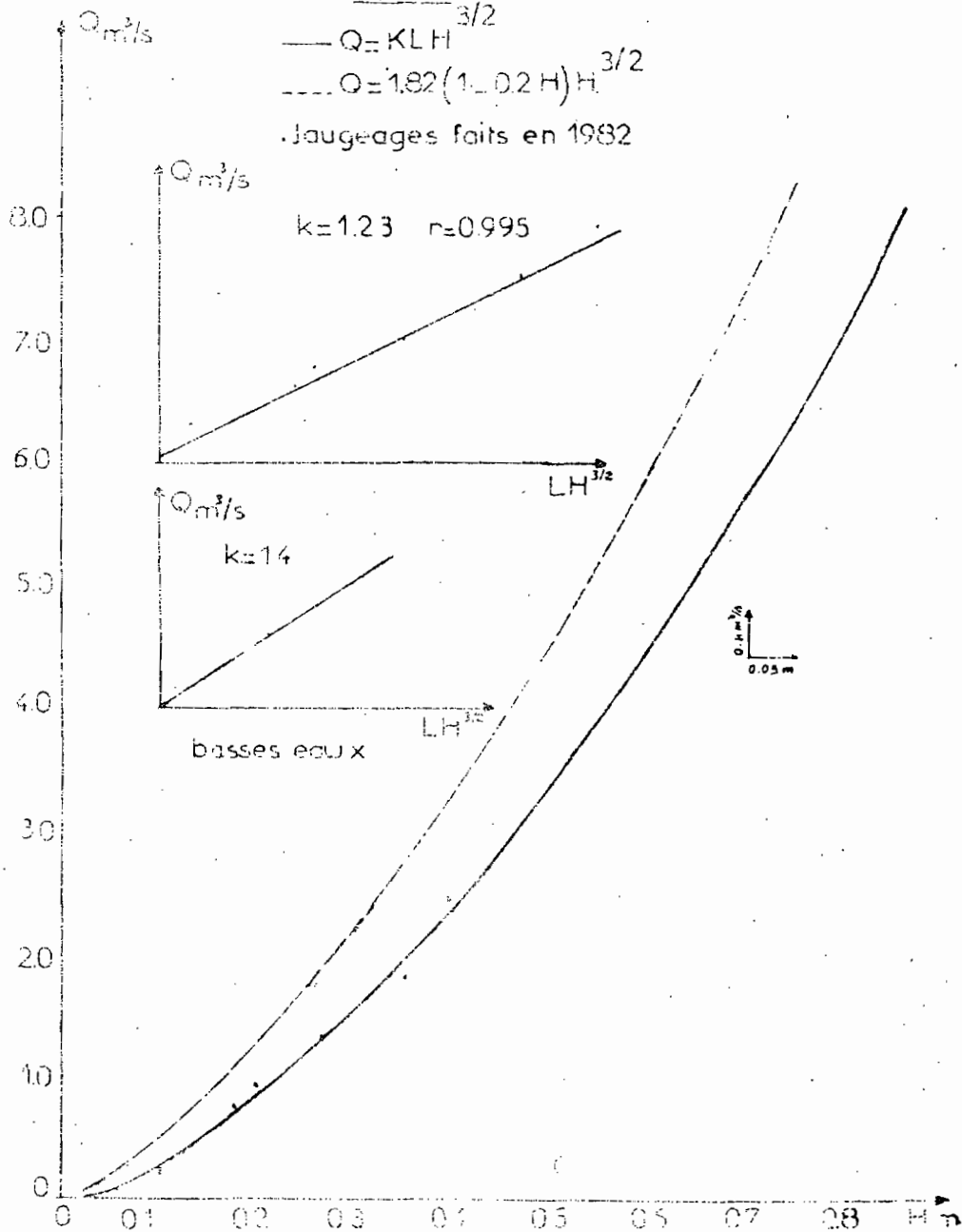


STATION BORGEL  
COURBE D'ETALONNAGE

FIG:13

—  $Q = KLH^{3/2}$   
- - -  $Q = 1.82(1 - 0.2H)H^{3/2}$

Jaugeages faits en 1982



## CHAPITRE IV

### ETUDE DE LA REPARTITION DE LA PLUIE

#### I - Répartition des averses à Tunis

##### 1. Introduction

L'analyse de l'intensité moyenne maxima<sup>le</sup> de la pluie à une station (pluie ponctuelle) a fait l'objet de nombreux travaux dans le domaine des courtes averses orageuses exceptionnellement violentes, qui conditionnent le dimensionnement des égouts et autres ouvrages d'assainissement urbain.

L'ingénieur chargé du projet d'un égout devra donc estimer les intensités moyennes maxima afférentes à des intervalles  $\Delta T$  égaux aux temps de concentration des différents points du réseau et qui seront atteintes ou dépassées une fois en dix, vingt ou cinquante ans.

A cet effet, on a été amené à étudier de près, dans la plupart des grandes villes du Monde, l'intensité moyenne maxima des pluies tombées dans le passé sur divers intervalles de temps compris entre 5 minutes et quelques heures, au cours d'averses de durées totales très différentes.

Les résultats de telles études sont synthétisés par :

- Les familles des courbes "durée - intensité - fréquence"
- et les formules mathématiques correspondantes.

##### 2. Quelques définitions

###### a. Temps de concentration

C'est le temps nécessaire à l'eau pour s'écouler depuis l'élément le plus éloigné d'un point de vue hydraulique en amont du bassin jusqu'à l'exutoire.

- Estimation du temps de concentration du bassin

Aux Etats Unis, RAMSER a fait pour les petits bassins un grand nombre d'observations. Pour des bassins ayant une rugosité " moyenne et une pente moyenne de 5%, RAMSER a trouvé les temps de concentration suivants :

Tableau IV.1.

A (ha)	1,2	4	20	40	320	400
t <sub>c</sub> (mn)	3	4	12	17	60	75

voir graphe : page suivante

Formule de KIRPICH (20)

$$T_c = 0,0078 L^{0,77} \left( \frac{F}{L} \right)^{0,385} \text{ min, système anglais}$$

L = distance du point le plus loin à l'exutoire (pieds)

F = différence d'altitude entre le point le plus éloigné et l'exutoire (pieds)

En système métrique :

$$T_c = 0,0195 L^{0,77} \left( \frac{F}{L} \right)^{0,385} \text{ min; F, L en mètres}$$

Formule de RAGAN (20)

- a- Identifier le chemin de drainage le plus long L
- b- Estimer le temps de l'écoulement superficiel depuis le point le plus distant au canal du drainage le plus proche.

$$T_o = 6,92 (L.n)^{0,6} / (I.S)^{0,4}$$

L(m) , I (mm/h) , T<sub>o</sub> (mm)

C- Surfaces pavées : n = 0,02

gazon n = 0,50

La formule de RAGAN est basée sur la théorie de la propagation de l'onde cinétique.

d- Diviser la partie restante du chemin parcouru par l'écoulement en canaux homogènes.

Formule de Manning :  $(V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2})$

$$T_c = \frac{L}{V} + T_0$$

D'autres formules ont été proposées telles que la formule de PASSINI, de VENTURA, de GIANDOTTI de L'USECS, de RICHARD etc...

(21)

La définition du temps de concentration est de plus en plus controversée car ce temps dépend en particulier de l'état de saturation de l'intensité de la période de retour de l'état de la végétation en plus des contraintes géomorphologiques elles-mêmes; donc il est manifeste que ce temps ne saurait être une constante du bassin versant.

On peut alors s'appuyer sur les hyétogrammes et hydrogrammes, en partant de deux modes d'évaluations distinctes possibles a priori :

- Pour les pluies homogènes et de durée supérieure à ce temps ce serait la durée séparant le début de la pluie (donc de la crue); de la pointe de crue (totalité du B.V. concerné)

- Pour toutes les pluies, ce serait le temps séparant la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement (voir fig IV.2)

**b- Probabilité - Fréquence - Période de Retour.**

Soit un échantillon d'averses de taille N, découpé en un certain nombre de classes ayant n averses par classe -

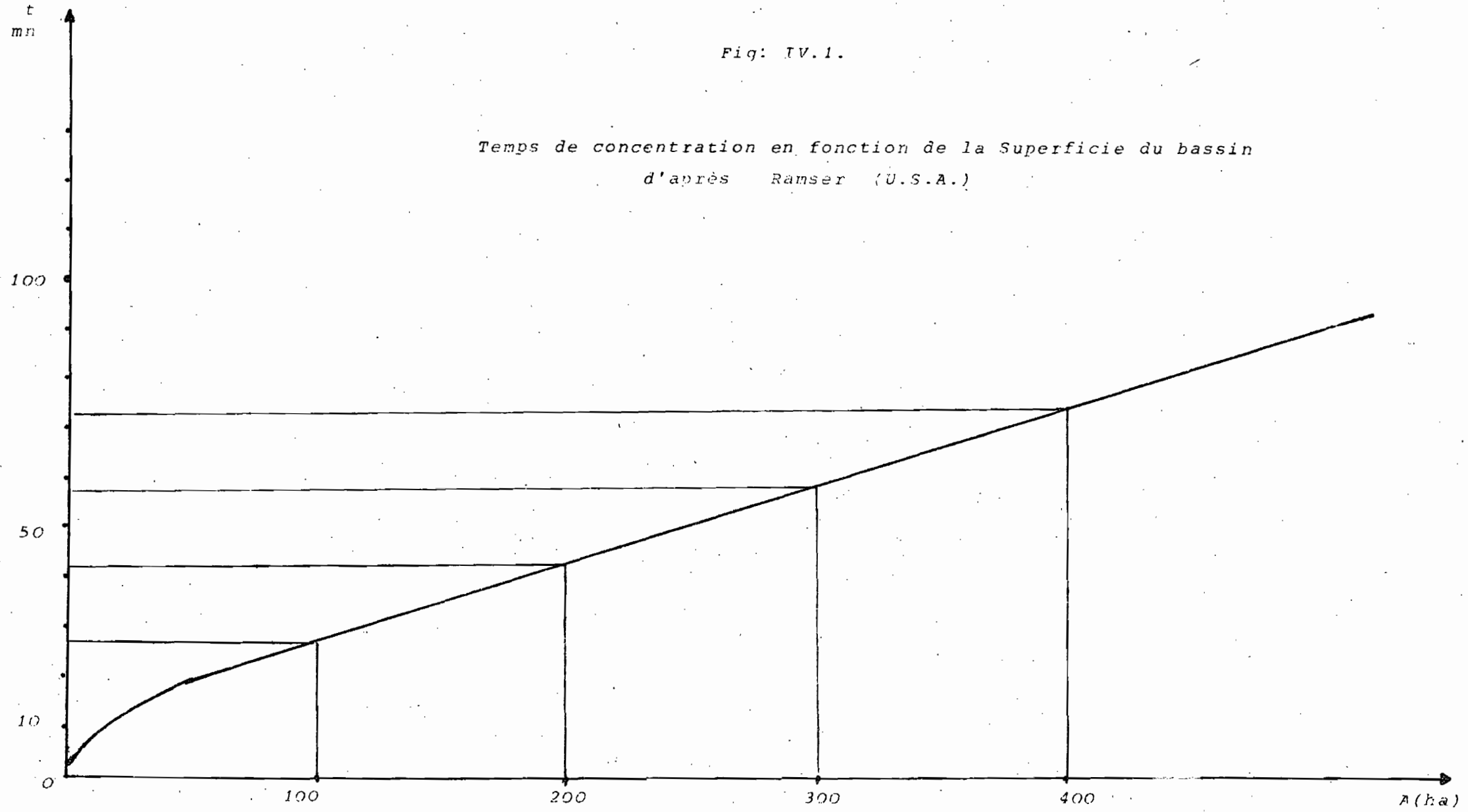
$$\text{Soit } P = \frac{n}{N}$$

On appelle probabilité d'un évènement la limite de sa fréquence observée si l'échantillon devient infiniment grand.

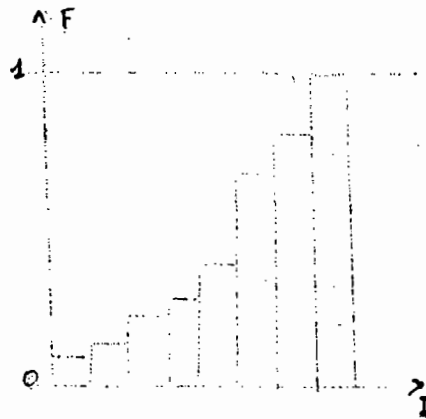
$$P_i = \frac{n_i}{N}$$

Fig: IV.1.

Temps de concentration en fonction de la Superficie du bassin  
d'après Ramser (U.S.A.)



Portons les valeurs cumulées de  $P_i$  en ordonnées sur un graphique, en fonction de la variable (voir fig IV3)



On obtient ainsi une fonction  $F(I)$  en escalier qui commence à  $F=0$  et se termine à  $F = 1$ . Pour une valeur  $I$  particulière, on peut ainsi calculer la fréquence des évènements inférieurs à  $I$ .

Fig.IV.3.: fonction de répartition

Les intensités choisies pour chaque durée sont classées par ordre croissant. En fait ce qui va nous intéresser, ce sont les intensités fortes. Ainsi nous avons à considérer la probabilité d'apparition  $I' > I$  dont la valeur est complémentaire de la probabilité d'apparition des pluies d'intensité  $I'' < I$ .

$$\text{Prob} (I' > I) = 1 - \text{Prob} (I'' < I)$$

Nous désignerons par  $F'$  cette probabilité :

$$F' = 1 - F$$

Période de retour

Supposons que  $D$  la durée totale d'observations d'une population d'averses examinés de taille  $N$ , et qu'en moyenne le nombre d'averses est uniformément réparti sur la durée  $D$ .

La probabilité de l'évènement annuel est donc :

$$F'_1 = \frac{D}{N}$$

A cet évènement annuel correspond une intensité  $I$  de pluie annuelle de durée  $t_0$ .

La période de retour de l'évènement annuel est évidemment l'année.



Par analogie à cette notion, on définit plus généralement une période de retour  $T$  compté en années auquel correspond une fréquence cumulée ou probabilité  $F' = \frac{D}{T}$  et à cette fréquence  $F'(T)$  correspond une intensité  $I(t_0, T)$  dépendant de la durée de pluie fixée a priori.

3. . ETUDE DES COURBES INTENSITE - DUREE - FREQUENCE

3.1. Les différents travaux réalisés en Tunisie :

Le tableau ci-dessous donne un aperçu général et un historique des différentes études des averses de Tunis, faites par différents chercheurs dont le but est d'établir une courbe Intensité - Durée - Fréquence pour la ville de Tunis.

Tableau IIII.2.

Auteur	Date	Station	Période d'observations	Observations
BONENFANT (22)	1935	Tunis MANOUBIA	1901-1934	M. BONENFANT s'est limité à l'élaboration des courbes empiriques
MONTMARIN (22)	1953	Tunis	1909-1923 1926-1953	Les intensités proposées par MontMarin étaient de la forme $i = \frac{a}{b+t}$
CORMARY (22)	1964	46 stations de la Tunisie		Mr. CORMARY a estimé les intensités maximales moyennes de durée 1 heure et 24h et de période de retour 2 ans. Il généralise $I=f(h, T)$ à partir des données journalières. $I(H, T) = \frac{I(24h, T)}{I(24h, 2ans)} \times I(H, 2ans)$
BOUSABBAH (23)	1971	Tunis	Reprise de l'étude de MontMarin + la période 1950-1970	Les 20 dernières années (1950-1970) donnaient des intensités de 80% à 100% plus fortes que la période 1909-1949.
ISAÏDI (24)	1977	Tunis-CARTHAGE	1951-1970	Mr. SAÏDI a le mérite de présenter une nouvelle méthode d'ajustement permettant de mieux décrire les événements de faible période de retour (un à deux mois) $I = bt^{-a}$

D'autres études ont été élaborées par TIXERONT (1960) et KULTURTECHNIK (1967) successivement pour les périodes 1909-1958 et 1909-1965 (27).

Ainsi que d'autres études ont été élaborées pour des durées d'observations plus courtes comme celle de l'oued ZITA à GABES et de la station de DJOUGAR dans le bassin de l'oued MILLIANE (26).

### 3.2. Comparaison des résultats

Les courbes  $I = f(t)$  des différentes méthodes : De Mont Marin, Boussabbah, Cormary, Saïdi et Djougar, pour les averses decennales sont représentées sur le graphe ci-après. (Fig.IV.4.)

En analysant ces graphes, on peut s'apercevoir des remarques suivantes :

a - L'écart maximal entre les intensités des différentes études va du simple au double.

b - Les courbes de BOUSABBAH et de MONT MARIN donnent des intensités très éloignées bien qu'elles soient calculées pour la même station et pour une même période.

Ceci est dû au fait que Mr. BOUSABBAH a travaillé avec les maxima annuels alors que MONT MARIN a travaillé avec toutes les averses dépuillées.

### 3.3. Conclusion de l'étude bibliographique

Vu l'importance des courbes I.D.F. dans le calcul des ouvrages d'assainissement, il faut reprendre l'étude en tenant compte des positions des stations météorologiques, des types de pluviographes et des dernières années d'observations.

## 4. COURBES I.D.F.

C. THIRREOT, K. MAALEL et Mr. TRIKI ont conclu, après une étude statistique faite sur la répartition des averses en Tunisie (22), que les deux stations Tunis-Manoubia et

Tunis - Carthage ont les mêmes courbes I.D.F. Cette conclusion est importante vu l'hétérogénéité des épisodes pluvieux entre les deux stations distantes de 10 km environ (22). Comme notre bassin est située dans la zone des deux stations et proche de la station de Tunis - Carthage, on pourrait adopter la courbe I.D.F. de cette dernière pour notre étude. (voir Fig en Annexe).

5. Fréquence des intensités maxima.

Conformément aux résultats de l'étude de COYNE et BELLIER (28), les intensités maxima de fréquence decennale sont les suivantes :

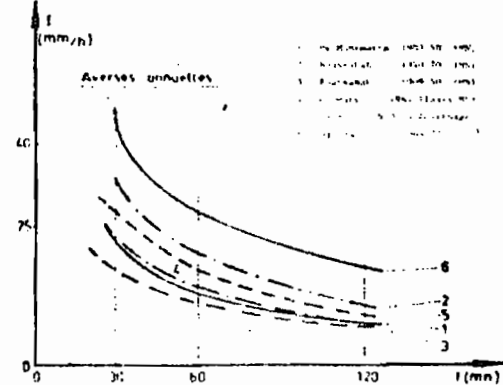
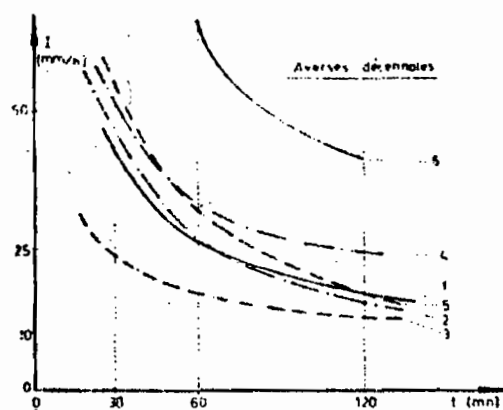
Tableau IV.3.

*Tableau de chiffres*

Durée mm	5	10	20	30	60	120
I mm/h	116	85	65	51	29	17

Ces valeurs, prises d'après l'étude de KULTURTECHNIK,, sont à la fois homogènes avec les résultats de MM. MONT MARIN et TIXERONT et sont proches des valeurs avancées par Mr. BOUSABBAH pour la période 1950 - 1970. Une telle attitude est prise dans le sens de sécurité (voir tableau ci-dessus) (27).

- 1 - De Mont Marin 1909-50
- 2 - BOUSSABAH 1950-70
- 3 - BOUSSABAH 1909-50
- 4 - Cormary 1964-
- 5 - SAIDI 1950-70
- 6 - Djougar 1963-72



II - PLUVIOSITE DES ANNEES 1980-1981 ET 1981-1982.

Par convention, l'année hydrologique part du 1er Septembre et se termine au 31 Août.

La pluviosité des années 1980-1981 et 1981-1982 peut être évaluée par la station météorologique de Carthage qui se trouve à proximité du bassin étudié (environ 2km).

- L'année 1980-1981 est déficitaire (390,7mm soit 89,80% de la moyenne).

- L'année 1981-1982 est normale (420,8mm soit 96,70% de la moyenne). L'écart signalé entre la pluviométrie de cette année et la moyenne peut être dû à l'imprécision de mesures des augets basculeurs.

Tableau IV.4.

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	Oct-Mai
Pmoyenne mm	36	54	56	67	69	46	44	40	23	435
P obs 1980-1981	0,4	28	45,6	145,6	68,5	37,7	19,0	30,2	15,7	390,7
P obs 1981-1982	15,9	29,1	19,2	48,8	117	58,3	39,7	65,2	27,6	420,8

L'examen de ces données permet de préciser l'appréciation de la pluviosité :

- en 1980-1981, tous les mois sont déficitaires sauf le mois de Décembre.
- en 1981-1982, tous les mois sont déficitaires sauf Janvier, Février, Avril et Mai.

III - AVERSES ET CRUES OBSERVEES.

Les pertes d'information fréquentes, déjà évoquées, créant des trous dans les enregistrements sur bande, la non disponibilité du lecteur au moment opportun et le mauvais fonctionnement des sondes ultrasoniques nous ont contraint à nous contenter de dépouiller les limnigrammes du "O.T.T." des cinq stations hydrométriques et les pluviogrammes du "précis mécanique" à la station I.N.A.T. pour l'année 1980-1981.

Pour l'année 1981-1982, nous avons pu déduire les événements orageux (averses) à partir des bandes magnétiques à chaque station pluviométrique du bassin.

### III.1. LES AVERSES OBSERVEES :

Allure générale des hyétogrammes ; il y a une tendance de fortes intensités dans les premières minutes du début de l'averse, sauf pour quelques enregistrements, ce qui confirme le caractère orageux et brutal des événements pluvieux de la zone semi-aride.

D'autre part, les pluies sont souvent discontinues et s'étalent dans le temps.

#### Le maximum enregistré :

- hauteur : 56,9mm
- Intensité : 64,8mm/h pendant 5 minutes.

Ces deux enregistrements ont eu lieu dans la journée du 15 Janvier 1982 à la station Cité El Milaha.

Selon DEFLY (12), les trois intensités maximales enregistrées durant les dix dernières années dans les stations de Tunis Carthage et de SAIDA MANNOUBIA sont de 96 mm/h, 84mm/h et 24mm/h pendant 5 minutes. Nous pouvons donc dire que la dernière valeur de ces intensités a été dépassée durant cette campagne.

### III.I.1. HETEROGENEITE SPATIALE DES AVERSES :

En faisant une comparaison visuelle des hyétogrammes enregistrés aux différentes stations du bassin versant, et pour une même averse on constate :

- Un décalage dans le déclenchement des averses (voir averses du 15 et 19-01-1982).

- Des formes différentes des réalisations de l'averse considérée (voir averses du 15 et 19-01-1982).

#### Essai d'interprétation :

L'interprétation d'une situation pluvieuse doit faire appel aux mesures en altitude et au sol

Les indications des radiosondages et les mesures au sol sont étudiées dans le tableau (IV.2) Ces indications concernent :

- Direction et vitesse du vent en m/s.
- Température de l'air en degrés celsius
- Humidité relative.

Tableau IV.5.

Date	Heure	niveau de pression(mb)	Direction du vent	Vitesse m/s	Température O° c	Humidité %
15-01-1982	0.00	850	SSE	22	8	41
		700	SSE	19,2	-3	32
	12.00	850	SSE	22	4,9	85
		700	SSE	19,2	-4,4	52
16-01-1982	0.00	850	-	-	3,7	-
		700	-	-	-	-
	12.00	850	SSE	4,6	4	75
		700	SSW	5,2	-4,4	63
19-01-82	000	850	ESE	15,2	+3,3	86
		700	ESE	13,0	-6,7	61
	12.00	850	SE	2,1	+2,1	90
		700	E	7,8	-5,5	79
20-01-1982	0.00	850	ENE	11,0	2,8	87
		700	N E	4,6	-5,4	67
	12.00	850	NNW	7	3,0	66
		700	NNW	6,2	-5,0	52
19-04-1982	0.000	850	SSW	6,4	6,4	88
		700	WSW	16,4	-1,3	78
	12.00	850	WNW	1,5	7,4	61
		700	WSW	12,6	-0,8	61
20-04-1982	0.00	850	E	2,3	14,5	55
		700	-	-	-3,7	82
	12.00	850		11,4	4,0	74
		700		10,2	-4,2	80

A tunis Carthage, qui est une station météorologique, les mesures en surface sont faites toutes les trois heures à partir de 0.00 heure.

Comme on le prévoit, la température décroît et l'humidité relative de l'air croît au moment des pluies. Les gradients de température sont assez <sup>Im</sup>portants dans certains cas (3,9° entre 12H45 mm et 16H30mm le 15-01-1982, 9, 2° entre 4H35mm et 11H10mm le 19-04-1982).

On doit noter que la vitesse du vent à 700 mb est celle du déplacement des précipitations.

Les pressions 700 mb et 850 mb correspondent dans l'atmosphère standard successivement aux altitudes 3000m et 1500m.

Si on compare pour le 19-01-1982, dans le tableau (IV.5) la vitesse des vents déplaçant la masse d'air qui a été à l'origine des premières averses enregistrées aux stations du bassin versant I.N.A.T. et CITE EL MILAHA (15,2m/s et 13m/s) à la vitesse calculée  $\frac{L}{t}$ , L étant la distance entre station et t le décalage entre les centres de gravité des deux averses, qui est égal à 90minutes (entre 3H15mn et 4H45mn), on trouve que  $\frac{L}{t} = \frac{2500}{60 \times 90} = 0,46\text{m/s}$ ; cette vitesse est de très loin inférieure à la vitesse du vent en altitude. On ne peut donc dire que c'est la même première averse de la journée qui a déversé sur les deux stations, la condensation n'a pas eu lieu en même temps.

Malgré les fortes vitesses des vents enregistrées en Altitude, telles que celles du 15-01-1982 (22m/s et 19,2m/s), les averses enregistrées aux différentes stations pluviométriques du bassin, semblent être des cellules d'averses non distinctes vu la forme et le manque de calage du temps entre les averses (exception faite pour la première cellule de l'averse du 19-01-1982).

### III.I.1.1. SEPARATIONS DES AVERSES.

La séparation des averses se fait en faisant un seuil minimal d'intensité et une durée maximale sans pluie correspondant à ce seuil.

Dans le cas de cette étude, on a fixé le seuil



d'intensité à 1mm/h et la durée maximale avec une pluie inférieure à ce seuil à une heure.

D'autre part, les averses ainsi obtenues et qui comptabilisent un total inférieur à 10% de la pluie journalière ont été jugées non significatives et éliminées.

Il est à remarquer que le nombre de jours de pluie ne diffère pas d'une station à l'autre, vu la superficie du bassin (18,8km<sup>2</sup>).

### III.I.1.2. ETUDE DU PAS DE TEMPS JOURNALIER

A cause de la non disponibilité du lecteur de cassettes et de l'existence des lacunes dans les séries des pluies journalières de l'année 1981-1982, quatre stations pluviométriques sur sept ont pu être prises en compte, dont trois n'ont fonctionné que pendant l'année 1981-1982. Ces stations pluviométriques sont : I.N.A.T., BORJ TURKI, CITE EL MILAHA et EL MANAR.

#### 1. Distance entre stations (en km)

STATION	1	2	3	4
I.N.A.T.	0			
BORJ TURKI	3,750	0		
CITE EL MILAHA	2,500	1,250	0	
EL MANAR	3,000	3,900	3,250	0

#### 2. Choix de l'échantillon

Les journées pendant les quelles les plus fortes intensités ont été observées seront retenues, Pour de telles journées, la hauteur tombée n'est pas inférieure à 80% de la pluie totale journalière, de sorte que l'averse constitue le "Corps" de la journée de pluie considérée.

Trois averses, seulement, ont été retenues sur un échantillon de 13 journées de pluies supérieures à 10mm (averses du 15 au 16 janvier 1982, du 19 au 20 janvier 1982 et du 19 au 20 Avril 1982).

Remarques :

- 1 - La pluie est uniforme sur tout le bassin (en première approximation).
- 2 - Sur les 13 observations, c'est la station Cité EL MILAHA qui reçoit la plus souvent le maximum journalier du réseau (7/13).
- 3 - D'après les données pluviométriques journalières il apparaît que la station BORJ TURKI est la station la plus arrosée en volume (282 mm pour Janvier, Février, Mars, Avril), suivie de près par CITE EL MILAHA (278mm pour les mêmes mois).

Ces stations peuvent être comparées à la station du barrage (1) de RORICHE située sur les hauteurs.

4. Le rapport P/P max peut donner une idée de la décroissance de la précipitation à partir du maximum, mais le manque d'un échantillon de taille importante nous a mis devant l'impossibilité de pouvoir établir le graphique  $P/P_{max} = f(\text{distance})$  et de faire un examen de corrélation entre les stations.

III.I.1.3. ETUDE DU PAS DE TEMPS EGAL A 15MIN.

Les trois averses choisies pour l'étude du pas de temps journalier ont été retenues.

Le dépouillement s'est effectué à origine fixe, on divise la journée en intervalles de 15 minutes et à partir de 8 heures. Les pas de temps de 15 minutes est choisi au lieu du pas de temps horaire - pour ne pas sous estimer les maximums d'intensité. Cette méthode permet d'observer la répartition spatiale de la pluie et de calculer des corrélations entre événements simultanés sur une échelle de temps qui est bien acceptable pour une région urbaine.

Tableau : IV.6.

STATION	MOYENNE m	Ecart type	Coefficient de variation (CV)
I.N.A.T.	4,83	4,115	0,852
BORJ			
TURKI	5,81	4,475	0,77
CITE			
EL	4,85	5,77	1,189
MILAHA			

D'après le tableau, ci-dessus, on voit que BORJ TURKI est la station la plus pluvieuse en moyenne. Ceci est sans doute à relier à sa situation au Nord Est et sur les hauteurs. La station I.NAT. est la moins arrosée.

Les répartitions ne sont pas assez réservées autour de la valeur moyenne.

Tableau : IV.7.

STATION	Nombre d'heures de pluie	Total de Pluie en mm
I.N.A.T.	25	120,6
CITE EL		
MILAHA	23	115
BORJ		
TURKI	24	130,1

Les heures les plus pluvieuses se trouvent à BORJ TURKI. Les averses semblent être les plus intenses à cette même station. Le nombre d'heures pluvieuses et la pluviométrie des trois averses sont légèrement différentes d'une station à l'autre, ce qui montre l'homogénéité spatiale de l'averse sur le bassin étudié. Cette homogénéité doit être confirmée en augmentant la taille de l'échantillon des pluies et en introduisant les séries des données pluvieuses des autres stations du bassin ; ainsi plusieurs critères de choix de l'échantillon doivent être essayés et comparés.

MATRICE DES CORRELATIONS

!-----+-----+-----!
! I.N.A.T. ! CITE EL ! BORJ !
! 1 ! MILAHA 2 ! TURKI 3 !
!-----+-----+-----!
! 1 ! 0,82 ! 0,78 !
! ! 1 ! 0,87 !
! ! ! 1 !
!-----+-----+-----!

On voit que les valeurs assez fortes de corrélation confirment l'homogénéité du bassin. Ependant les deux stations les plus proches CITE EL MILAHA et BORJ TURKI (1,250km) sont les mieux correlés (0,87).

III.I.1.4. CONCLUSION

Deux sortes de pluies ont pû être observées lors de ce travail :

- pluies de faibles quantités (<10mm par jour) qui ont lieu sous forme de cellules distinctes.

- pluies supérieures à 10mm qui peuvent avoir le caractère d'orage isolé quand elles surviennent au début de l'automne et qui sont plutôt synchronisées en Décembre.

Mais il faut noter à ce propos que toutes les données (fortes corrélations, légères différences entre pluviométrie et entre les nombres d'heures pluvieuses des trois stations...) militent pour une homogénéité spatiale des averses sur le bassin étudié.

Pour avancer des conclusions fiables, nous pensons qu'il faudrait choisir un échantillon d'averses plus varié et plus long, recenser systématiquement et étudier toutes les journées des pluies torrentielles.

IV DONNEES RECUEILLIES A L'OCCASION DES PRINCIPALES AVERSES.

CAMPAGNES 1980-1981 et 1981-1982

Le tableau IV.8 donne quelques caractéristiques des 6 averses et des crues correspondantes dont trois ont eu lieu en 1980-1981 et trois en 1981-1982.

Le tableau contient trois catégories de données concernant d'abord l'averse elle-même, ensuite l'état de saturation du sol, enfin la crue.

1- Les averses sont décrites par l'ensemble des données suivantes :

$\bar{P}$  = hauteur moyenne de l'averse sur le bassin.

$P_M$  = maximum observé de hauteur de pluie ponctuelle sur le bassin

$P_m$  = <sup>minimum</sup> ~~maximum~~ observé de hauteur de pluie ponctuelle sur le bassin.

$K$  = coefficient d'abattement de la pluie maximale

$$( K = \frac{\bar{P}}{P_{Max}} )$$

$I_5$  = intensité maximum de 5mm observée aux pluviomètres situés sur le bassin.

$I_{15}$  et  $I_{30}$  = intensités maximales de 15 et de 30mm.

2- L'état de saturation du sol avant chaque averse est indiqué par :

$t_a$  : le nombre de jours écoulés depuis l'averse précédente

$P_a$  : valeur de  $P_M$  observé lors de l'averse précédente.

3- Les caractéristiques des crues fournies par le même tableau sont les suivantes (voir fig en annexe)

$t_m$  temps de montée : temps qui s'écoule entre l'arrivée à l'exutoire du ruissellement apparent et le maximum de l'hydrogramme de ruissellement.

$t_r$  temps de réponse : intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie nette de la pointe ou du centre de gravité de l'hydrogramme observé à l'exutoire.

$T_b$  : temps de base : durée de ruissellement direct, c'est à dire longueur sur l'abscisse des temps de la base de

**l'hydrogramme de ruissellement.**

$V_r$  = volume de ruissellement

$K_r$  = coefficient de ruissellement ( $K_r = \frac{L}{\bar{p}}$ )

$L$  = lame d'eau équivalente au volume  $V_r$  répartie sur la surface du bassin -(lame ruisselée)

$Q_{\max_r}$  = débit maximal du ruissellement

$K$  = rapport  $\frac{Q_{\max_r}}{m}$  caractérisant la forme de l'hydrogramme ( $m$  étant le débit moyen de ruissellement soit  $m = \frac{r}{T_B}$ )

Remarques :

- Les hydrogrammes sont en général pointus avec des temps de montée  $t_m$  et des temps de réponse  $t_r$  généralement faibles pour un bassin versant de telle importance (voir tableau W.8) ; cette forme des hydrogrammes est due aux effets de l'urbanisme.

- L'évènement le plus significatif a été celui du 18 et 19 Décembre 1980 avec une pointe maximale de  $4,91m^3/s$  et un volume ruisselé de  $183000m^3$ .

STATION BORGEL

Date	P	Pmax	K%	P n	I 5	I 15	I 30	t a	P a	t m	t n	T B	V r	L	m	Q max	Q max
	mm	mm		mm	mm/h	mm/h	mm/h	jours	mm	heures	heures	H	m <sup>3</sup>	mm	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /	m
15-16-01-1982	41,5	46,8	88,6	36,5	60	43,2	22	24	4,8	4	2h45	8h	71450	3,6	2,48	3	1,20
19-20-01-1982	25,8	29,6	87,2	21	19,2	12,8	6,4	3	7,8	5h30	2h	9h	38000	1,91	1,17	1,73	1,48
19-20-04-1982	43,9	50,6	86,7	40,2	40,8	25,6	26,4	4	5	4h30	3h	8h30	39000	1,97	1,27	4,07	3,19
18-19-12-1980	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3h	2h	5h45	19783 <sup>4</sup>	10	9,55	4,91	0,514
09-01-1981	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15h45	1h45	12h	8600	0,43	0,2	1,367	6,86
16-01-1981	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1h15	30mm	7h30	11000	0,56	0,407	2,05	5,036
	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!

1981-1982

1980-1981

- Valeurs non déterminées par manque d'informations sur la pluie.

Tableau IV. 8



I. PRINCIPES DE BASE ET CRITIQUE DE QUELQUES MODELES UTILISABLES EN HYDROLOGIE URBAINE

Le développement de l'urbanisation entraîne une croissance importante des investissements consacrés à l'assainissement pluvial. Il semble donc nécessaire de rechercher des techniques de calcul de réseaux plus élaborées et compatibles avec les problèmes souvent complexes rencontrés dans l'assainissement des centres urbains.

La modélisation mathématique semble être une voie de recherche hydrologique très intéressante. En effet de nombreux modèles exprimant la relation entre la pluie et le débit de crue du bassin versant ont été mis au point dans de nombreux pays et principalement aux Etats-Unis au cours des dix dernières années. Généralement on classe les modèles en différentes catégories:

Les modèles déterministes, basés sur des formulations mathématiques plus ou moins sophistiquées et dans lesquels on s'efforce au mieux de représenter les processus physiques de la transformation hyétogramme - hydrogramme d'écoulement.

Les modèles conceptuels, dans lesquels "les processus sont rassemblés en un seul système, donnant une réponse à une entrée observée analogiquement semblable à celle que l'on observe réellement " (10).

Les modèles stochastiques, dans lesquels les mesures statistiques des variables hydrologiques sont utilisées pour générer des événements futurs auxquels on associe une certaine probabilité. Cette technique est au point dans l'analyse des pluies. Elle nécessite cependant une information très importante que l'on possède que très rarement en hydrologie urbaine.

Nous avons choisi parmi les modèles les plus utilisés actuellement et qui nous paraissent les plus aptes à être utilisés dans l'avenir:

Trois modèles à caractère rationnel qui vont être brièvement présentés et critiqués

- Le modèle de M. CAQUOT
- Le modèle conceptuel à un réservoir de Mr. DESBORDES
- Le modèle MUSKINGUM hydropluviométrique de la SOGREAH.

I.1.- LE MODELE DE CAQUOT (10), (11)

Le principe de base du modèle repose sur la conservation des volumes mis en jeu dans le ruissellement, durant l'intervalle du temps séparant le début de l'averse et l'instant  $t$  où l'on observe le débit de pointe à l'exutoire du bassin. Ce bassin s'écrit :

$$\frac{1}{6} \times H \times C \times A \times Q = Q_D (S t_C + \beta \theta)$$

$H$  = Hauteur de pluie en millimètres, tombée à l'épicentre de l'orage

$A$  = Surface du bassin en ha

$C$  = Coefficient volumétrique de ruissellement

$\alpha$  = Coefficient d'abattement spatial de l'averse

$t_c$  = Temps de concentration du bassin en minutes

$Q_p \times \beta \times T_c$  = Volume d'eau en m<sup>3</sup> stockée sur le bassin et dans le réseau au cours du temps de concentration.

$Q_p \times \beta \times \theta$  = Volume en m<sup>3</sup> écoulé à l'exutoire au bout du temps  $\theta$ .

D'après l'expérience, on constate que  $\theta$  est légèrement supérieure à  $t_c$ . On majore donc le débit de pointe  $Q_p$  en écrivant :

$$\frac{1}{6(\beta + \epsilon)} \times \frac{H}{t_c} \times C \times A \times \alpha = Q_p \quad (2)$$

$\frac{H}{t_c}$  représente l'intensité moyenne  $I_m$  sur la durée  $t_c$ .

On, pour une période de retour  $T$ ,  $I_m$  peut s'exprimer par une relation de type

$$\boxed{H/T = I = a T^b} \quad (3)$$

L'équation (2) s'écrit alors :

$$\boxed{\frac{1}{6(\beta + \epsilon)} \times A \times C \times a \times t_c^b = Q_p} \quad (4)$$

à partir d'une étude théorique des temps d'écoulement dans le réseau et sur le sol, Mr. CAQUOT a établi une relation du type :

$$t_c = \mu \times i^c \times A^d \times Q_p^f \quad (5)$$

avec :

$i$  = pente moyenne du réseau d'écoulement

$\mu$  = coefficient numérique fonction des caractéristiques hydrauliques du réseau et de la nature du bassin versant (Allongement  $E = \frac{L}{\sqrt{A}}$ )

$c$ ,  $d$  et  $f$  sont des exposants numériques découlant des considérations théorique et d'ajustement numérique.

Si on utilise une relation d'abattement spatial de la pluie du type

$$\alpha = A^{-\epsilon}$$

La combinaison des équations 4, 5 et 6 conduit à la forme complète du modèle CAQUOT soit :

$$Q_p = \left[ \frac{a + b}{6(B+S)} \right] \frac{1}{1-bf} \times I \left( \frac{bc}{1-bf} \right) \times C \left( \frac{1}{1-bf} \right) \times A \left( \frac{bd + 1 - \epsilon}{1 - bf} \right)$$

Lorsque les 9 paramètres  $a, b, c, d, f, \beta, S, \epsilon$  sont déterminés, le modèle de CAQUOT peut se mettre sous la forme monôme :

$$Q_p = K \times I^u \times C^v \times A^w$$

La formule de CAQUOT peut être alors aisément mise sous forme d'abaque d'un grand intérêt pour un technicien de l'assainissement urbain s'il peut connaître les paramètres  $I, C$  et  $A$  des bassins en étude.

CRITIQUE DU MODELE CAQUOT

Comme la formule de CAQUOT n'a pas été modifiée depuis 1949, cela a nécessité une réactualisation en déterminant des données d'expérience récemment obtenues sur un ensemble de bassins versants urbains. Une nouvelle formule de CAQUOT utilisable que sur des bassins inférieurs à 200 ha, est d'ores et déjà disponible pour les utilisateurs.

L'étude générale du modèle de CAQUOT (9) montre que cette formulation ne permet que la connaissance d'un seul point de l'hydrogramme de crue représenté par le débit maximal de fréquence donnée à l'exutoire du bassin versant.

D'après la forme monôme de CAQUOT, on admet arbitrairement que les trois paramètres  $C, I$  et  $A$  interviennent dans l'écoulement d'une façon indépendante. Alors que dans la réalité, les influences des trois facteurs sont imbriquées les unes dans les autres.

Il faut signaler que dans le cas d'un bassin semi-urbain le coefficient de ruissellement et la pente varieront d'une année à une autre et au cours d'une même année.

Le schéma pluviométrique de CAQUOT repose sur les courbes intensité - durée - fréquence. Or les paramètres  $a$  et  $b$  peuvent être très variables à l'échelle régionale, ce qui nécessite d'effectuer pour chaque projet important une étude de synthèse de la pluviométrie locale.

I.2. MODELE CONCEPTUEL DE M. DESBORDES (11)

Le modèle conceptuel mis au point par M. DESBORDES est lié à l'équation de stockage.

$$S(t) = K Q(t) \quad (1)$$

$S(t)$  = volume stocké au temps  $t$   
 $Q(t)$  = débit instantané à l'exutoire  
 $K$  = paramètre de stockage

Le paramètre de stockage  $K$  est homogène à un temps  $t$  et représente théoriquement le décalage dans le temps entre le centre de gravité de la pluie nette constituant l'entrée du modèle et celui de l'hydrogramme de ruissellement à l'exutoire du bassin versant.

L'équation de stockage  $S(t)$  est associée à l'équation de continuité

$$\frac{dS(t)}{dt} = I(t) - Q(t)$$

avec  $I(t)$  = intensité nette de la pluie au temps  $t$ .

L'équation (2) conduit à l'équation différentielle du processus de transformation de la pluie nette en débit, soit :

$$K \frac{dQ(t)}{dt} + Q(t) - I(t) = 0$$

dont la solution générale est :

$$Q(t) = Q_0 e^{-\frac{(t-t_0)}{K}} + \frac{1}{K} \int_{t_0}^t i(u) e^{-\frac{(t-u)}{K}} du$$

Pour un réseau séparatif, on a :

$$\text{pour } t = t_0 = 0 \Rightarrow Q_0 = 0$$

La réponse impulsionnelle du système est donc :

$$h(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K}$$

Pour une entrée de pluie discrétisée à un pas de temps  $\Delta t$ , l'intégration numérique de l'équation de convolution conduit à une simple relation récurrente :

$$Q(n\Delta t) = e^{-\frac{1}{k}} \cdot Q[(n-1)\Delta t] + [1 - e^{-1/k}] \cdot i(n\Delta t)$$

#### Critique du modèle conceptuel de M. DESBORDES

Le modèle conceptuel de Mr. DESBORDES est fondé sur l'équation de stockage (1) la plus simple, facile à mettre en oeuvre et fournit un hydrogramme de ruissellement complet. Mais ce modèle ne prend pas en compte "d'effet de translation" des hydrogrammes lors du processus d'écoulement, ce qui est admissible pour les petits bassins de plus de 100 ha, mais ne l'est pas pour les grands.

Au point de vue pluviométrique, le modèle de M. DEBORDES permet le calcul de l'hydrogramme de réponse du bassin à un "événement pluviométrique critique" ou "pluie de projet". Il permet aussi une comparaison des hydrogrammes obtenus en réponse à différentes pluies de projet.

Ce modèle présente l'avantage de pouvoir être utilisé pour des bassins non jaugés, c'est à dire pour la totalité des bassins que l'on désire équiper d'un raseau de drainage. Il permet en outre de simuler les conséquences liées à diverses hypothèses d'urbanisation. Il peut être aussi utilisé dans l'aménagement et la gestion des grands réseaux existants.

I.3. MODELE MUSKINGUM HYDRO-PLUVIOMETRIQUE (19) et (10)

C'est un modèle séduisant puisqu'il est utilisé pour obtenir l'hydrogramme de crue complet d'un bassin versant et tient compte des effets de stockage et de translation intervenant dans le processus de ruissellement.

Base théorique du modèle

Le principe du modèle est lié à l'équation :

$$S = K \cdot X \cdot Q_E + K (1 - X) \cdot Q_S \text{ avec } 0 < X < 1$$

S = volume stockée dans un bief ou un bassin

Q<sub>E</sub> = débit entrant

Q<sub>S</sub> = débit sortant

Cette équation est associée à l'équation de continuité.

$$dS = (Q_E - Q_S) \cdot dt$$

permet d'exprimer le débit sortant par l'équation différentielle :

$$Q_S = Q_E - K \cdot X \cdot \frac{d Q_E}{dt} - K (1 - X) \frac{d Q_S}{dt}$$

K est un paramètre homogène d'un temps t est relié au temps de concentration ou du réponse du bassin.

X est un paramètre sans dimension, considéré comme constant.

Critique du modèle MUSKINGUM Hydropluviométrique

L'avantage de ce modèle est de tenir compte des effets de translation ce qui en théorie devrait permettre son utilisation sur des bassins versants de grande étendue. Mais ce modèle est calé sur la formule de CAQUOT pour laquelle on donne une limite extrême de 200 ha ce qui empêche de considérer de sous bassins de plus de 200 ha.

Le modèle MUSKINGUM représente également l'avantage d'intégrer le réseau d'assainissement primaire dans le calcul de l'hydrogramme de réponse. L'analyse plus fine des processus du ruissellement et l'évaluation assez facile des effets de l'urbanisation d'un ou plusieurs sous-bassins sur l'hydrogramme de crue du bassin sont dus à l'introduction des grandes lignes du réseau dans le calcul.

### CONCLUSION

Compte tenu de tout ce qui précède, il semble logique de s'orienter vers les modèles déterministes qui traduisent les relations pluies-débit. Ces modèles complexes doivent le moins possible avoir recours à l'empirisme et doivent s'appuyer sur des considérations physiques et mathématiques universellement admises. Malgré leur complexité, ces modèles représentent maintenant l'avenir dans l'étude des projets importants d'assainissement urbain.

Le "STORM WATER MANAGEMENT MODEL : SWMM" est l'un des récents modèles de drainage urbain assez complet capable de cerner le phénomène de ruissellement urbain quantitativement et qualitativement.

## II. FORMULATION MATHÉMATIQUE DE LA RELATION PLUIE - DÉBIT

### II.1. Position du problème

Considérons  $I(t, n)$ , l'intensité de la pluie au temps et au point  $x = (n_1, \dots, n_n)$  à un domaine spatial  $\Omega$ ,  $Q(t, n)$  le débit d'écoulement consécutif, mesuré dans un exutoire du bassin, convenablement choisi  $\alpha_1, \dots, \alpha_j$  les paramètres qui caractérisent les effets de l'urbanisation, le relief, l'influence du milieu ambiant. Les paramètres physiques  $\alpha_j$  peuvent être soit mesurés directement sur le milieu physique soit estimés à partir de la connaissance de ce milieu.

Le comportement des bassins versants choisis peut être décrit par un système de  $j$  équation différentielles d'ordre  $m$  à  $(n + 1)$  variables indépendantes ( $m$  et  $n$  sont des entiers positifs)

$$G_j(t, x, I, Q, \alpha_j, \frac{\partial I}{\partial t}, \frac{\partial Q}{\partial t}, \frac{\partial \alpha_j}{\partial t}, D_I^p, D_Q^p, D_{\alpha_j}^p) = 0$$

avec :

$$D^p = \frac{\partial^p}{\partial x_1^{p_1} \dots \partial x_n^{p_n}} \quad p = \text{Un système de } n \text{ entiers positifs.}$$

Cette réponse du milieu met en jeu quatre grandeurs physiques qui sont :

- une grandeur cinématique : la vitesse  $\alpha_1 = \vec{V}(t, x)$
- deux grandeurs dynamiques :
  - La pression  $\alpha_2 = P(t, x)$
  - la densité massique  $\alpha_3 = \rho(t, x)$
- et une grandeur thermodynamique : la température  $\alpha_n = T_p(t, x)$ .

Pour résoudre cette équation à 4 inconnues, les fonctions appropriées trouvées sont les trois principes de conservation de la quantité du mouvement, de masse, de l'énergie et l'équation caractéristique du fluide.

## II.2. Equations générales de l'hydrodynamique

Considérons que le domaine  $\Omega$  est occupé par le fluide, et que sa frontière  $\Gamma$  doit constituer une surface fluide. On a  $\vec{U}(\Omega)$  le champ des vitesses,  $\vec{\sigma}(N, \vec{V})$  le champ des contraintes en tout point  $N \in \Gamma$  ( $\vec{V}$  étant la normale à  $\Gamma$  dirigée vers l'intérieur)  $\vec{F}(\Omega)$  la densité volumique des efforts extérieurs.

### II.2.1. Conservation de la quantité du mouvement (2<sup>e</sup> loi de NEWTON)

Le théorème de la quantité du mouvement exprime que le torseur de la somme des forces extérieures volumiques et de surface est égale à la dérivée particulaire du torseur de la quantité du mouvement du système considéré (8).

$$[\rho \vec{F}(\Omega)]_{\Omega} + [\vec{\sigma}(N, \vec{V})]_{\Gamma} = \frac{d}{dt} [\rho \vec{U}]_{\Omega}$$

d'où on peut en déduire l'équation locale de la dynamique :

$$\rho \frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + \rho \vec{U} \text{grad} \vec{U} = \rho \vec{F} - \text{grad} P + \mu \Delta \vec{U} + (\mu + \mu') \text{grad} [\text{div}(\vec{U})]$$

dans cette relation :

- $\rho \vec{F}$  exprime les forces de gravité (forces volumiques)
- $\text{grad} P$  les forces de pression (forces de surface)
- $\mu \Delta \vec{U}$  les forces de viscosité de même que  $(\mu + \mu') \text{grad} [\text{div}(\vec{U})]$
- $\mu$  et  $\mu'$  sont des coefficients de viscosité, dépendent de la température.

### III.2.2. Conservation de masse (Equation de continuité)

Le principe de conservation de masse conduit à l'Equation

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{U}) = \sum_{k=1}^n \rho q_k$$

$q_1$  : le débit volumique fourni pendant un temps  $dt$  par une source quelconque située à l'intérieur du volume de contrôle.

### III.2.3. Conservation de l'énergie

Le principe de conservation d'énergie est traduit par :

$$\rho \frac{d}{dt} \left[ E + \sum \frac{U_{xi}^2}{2} \right] = \rho \sum_{i=1}^n U_{xi} F_{xi} - \sum \frac{\partial}{\partial x_i} (J_{xi}) - E \sum \frac{\partial}{\partial x_i} (P U_{xi}) + \sum \frac{\partial}{\partial x_i} (\tau_{ij} U_{xi})$$

dans cette relation :

$J_{xi}$  désigné les composantes de densité de flux de chaleur

$E$  représente l'énergie interne du fluide par unité de masse

$\tau_{ij}$  représente les composantes de tension visqueuse tangentielle et normales.

$\sum \frac{U_{xi}^2}{2}$  représente l'énergie cinétique d'un volume élémentaire du fluide  
 $P$  = pression du fluide.

### III.2.4. Equation caractéristique du fluide (Equation d'Etat)

La relation qui décrit les propriétés fondamentales du fluide considéré permet de relier à partir des actions à l'échelle moléculaire, les caractéristiques du fluide :  $P$ ,  $\rho$ ,  $T_p$ , on a alors

$$G_0(P, \rho, T_p) = 0$$

## III. LE MODELE S.W.M.M.

### III.1. Structure du modèle

Le modèle SWMM se décompose en quatre sous-modèles (fig. VIII.2) qui suivent

- "RUNOFF" sous modèle pour la simulation du ruissellement de surface
- "TRANSPORT" sous modèle pour simuler le cheminement dans les collecteurs.
- "STORAGE/TREATMENT" sous modèle pour simuler le stockage et ou le traitement.
- "RECEIVING WATERS" sous modèle pour simuler le comportement du milieu récepteur.

L'aspect quantitatif qui fait l'objet de notre étude est traité par chacun de ces modèles décrits ci-dessous.



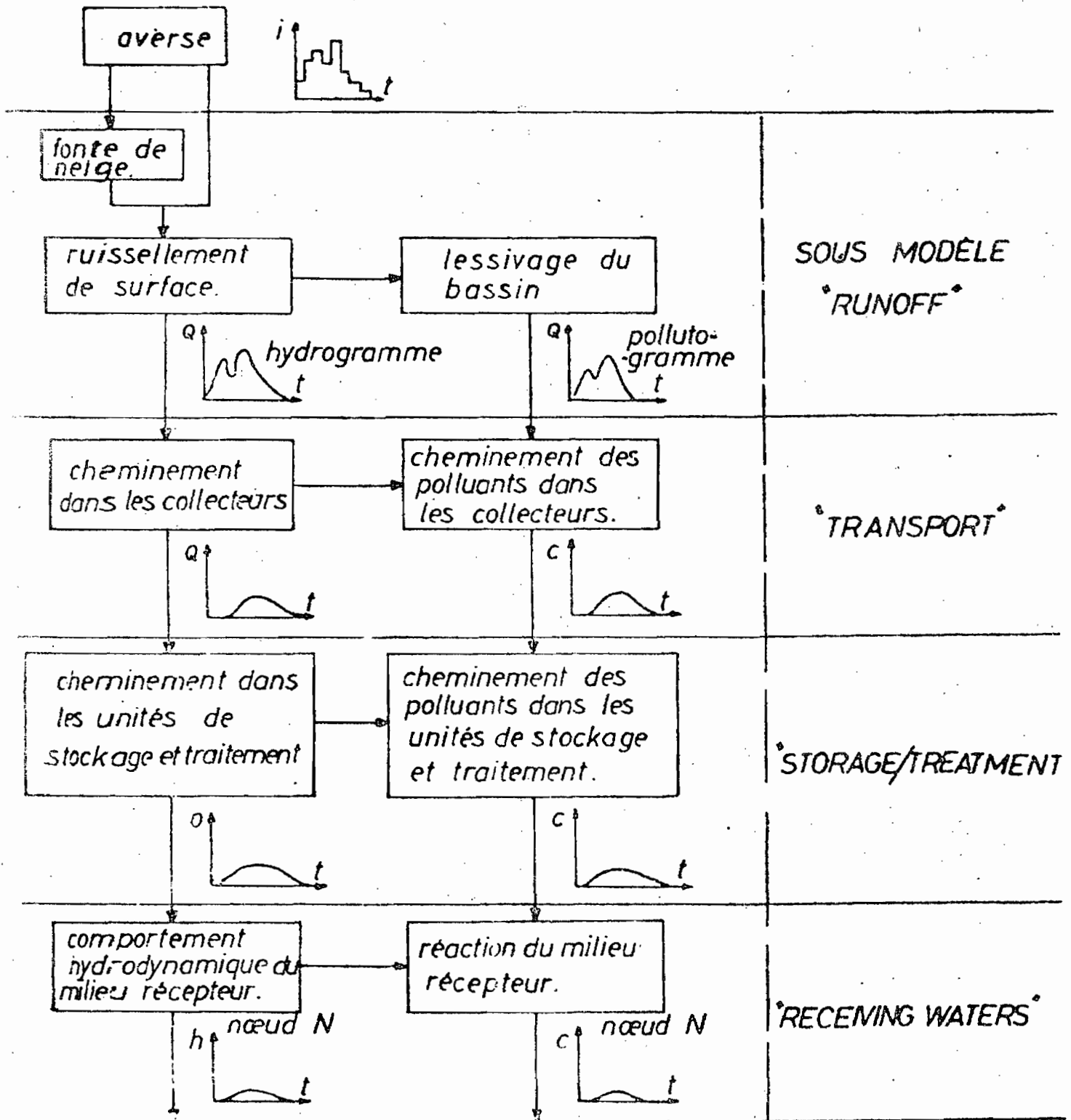
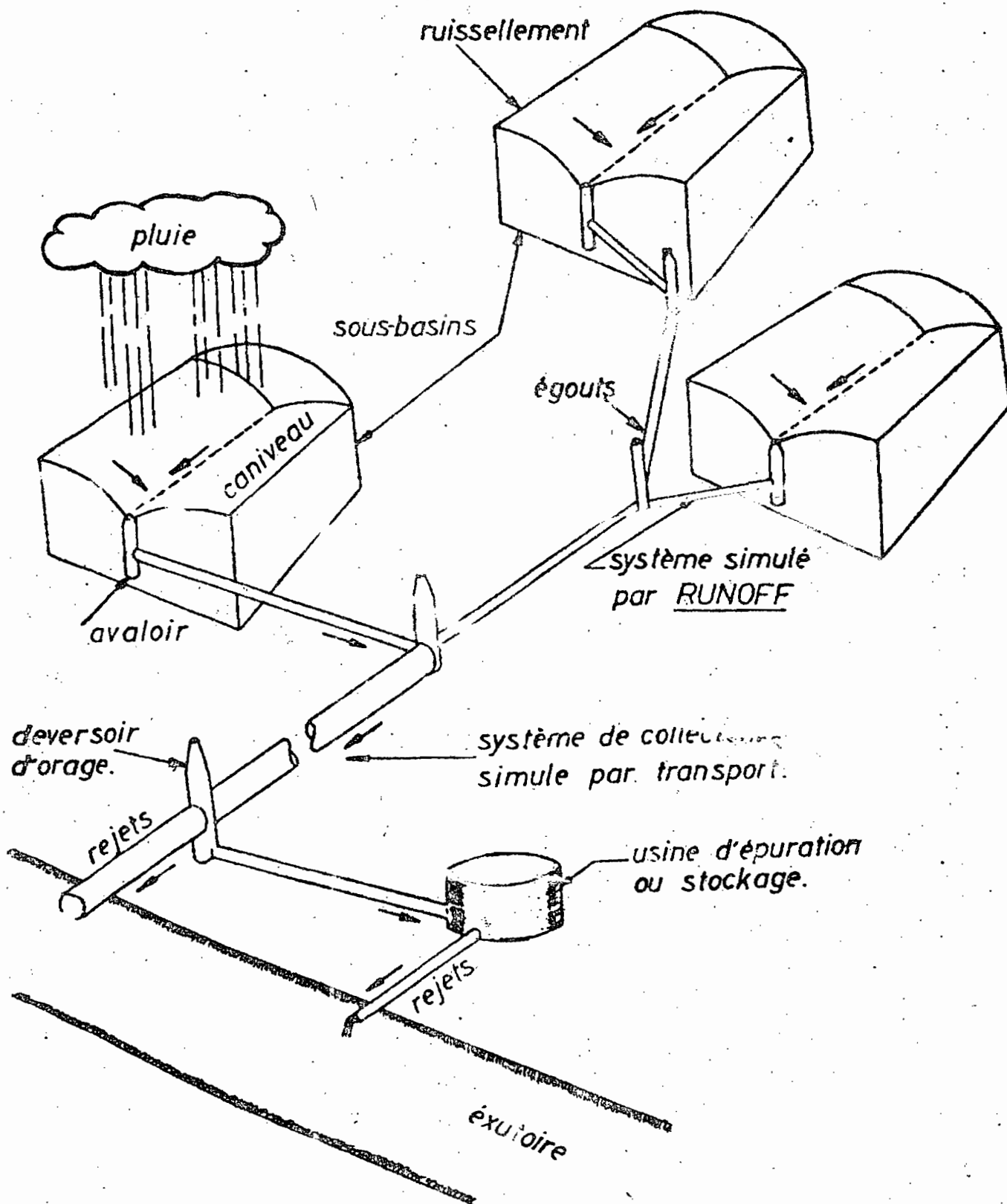


FIG. V.III.2 STRUCTURE DU MODÈLE "SWMM".

FIG: V.III.3 SCHEMA DU SYSTEME DE DRAINAGE URBAIN.



### III.2. Sous modèle "RUNOFF"

La pluie est répartie en trois fractions :

- une partie est retenue par la végétation et peut être éventuellement soumise à l'évaporation. Ce sont les pertes par interception.
- une partie s'infiltré
- une partie est collectée dans des dépressions de la surface réceptrice.
- l'exédent c'est à dire la pluie diminuée des pertes; constitue la "pluie efficace" qui sera transférée à l'exutoire. L'interception et l'évaporation sont considérées négligeables en hydrologie urbaine.

#### III.2.1. Les concepts fondamentaux

Le bassin est divisé en plusieurs sous-bassins dont la réponse peut être considérée équivalente à celle d'un bassin rectangulaire de même surface et d'une largeur moyenne  $W'$  ou encore à celle de deux bassins rectangulaires, un perméable (jardin, parcs....) et l'autre imperméable, de même largeur  $W'$ .

#### III.2.1. Le maillage

Les sous-bassins sont déterminés par :

- la connaissance des réseaux de collecte des eaux et du sens de l'écoulement pour les zones assainies,
- la topographie et la pente voire les ravins souvent créés par un ruissellement violent, pour les surfaces non bâties.

#### III.2.1.2. Les caractéristiques d'un sous-bassin versant [12]

Chaque sous-bassin versant pris par ses caniveaux (fig. VIII.3) sera caractérisé par les paramètres suivants :

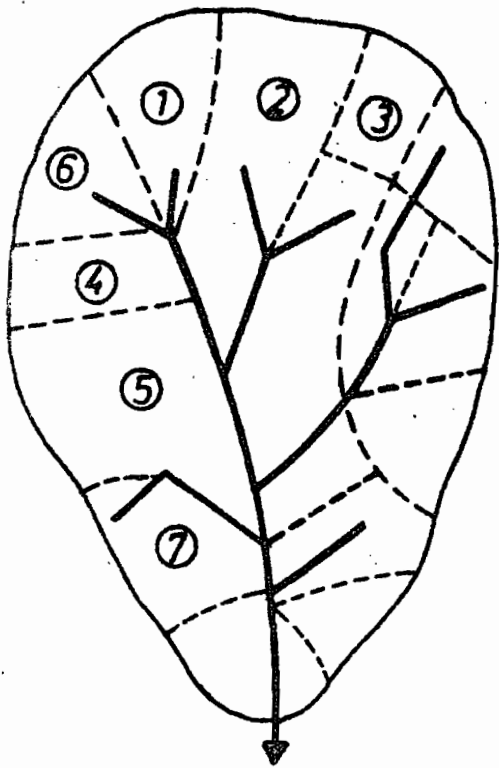
1. La surface  $A$  : obtenue par planimétrage

2. La largeur équivalente  $W$  est définie par  $W = \frac{A}{W'} = L$

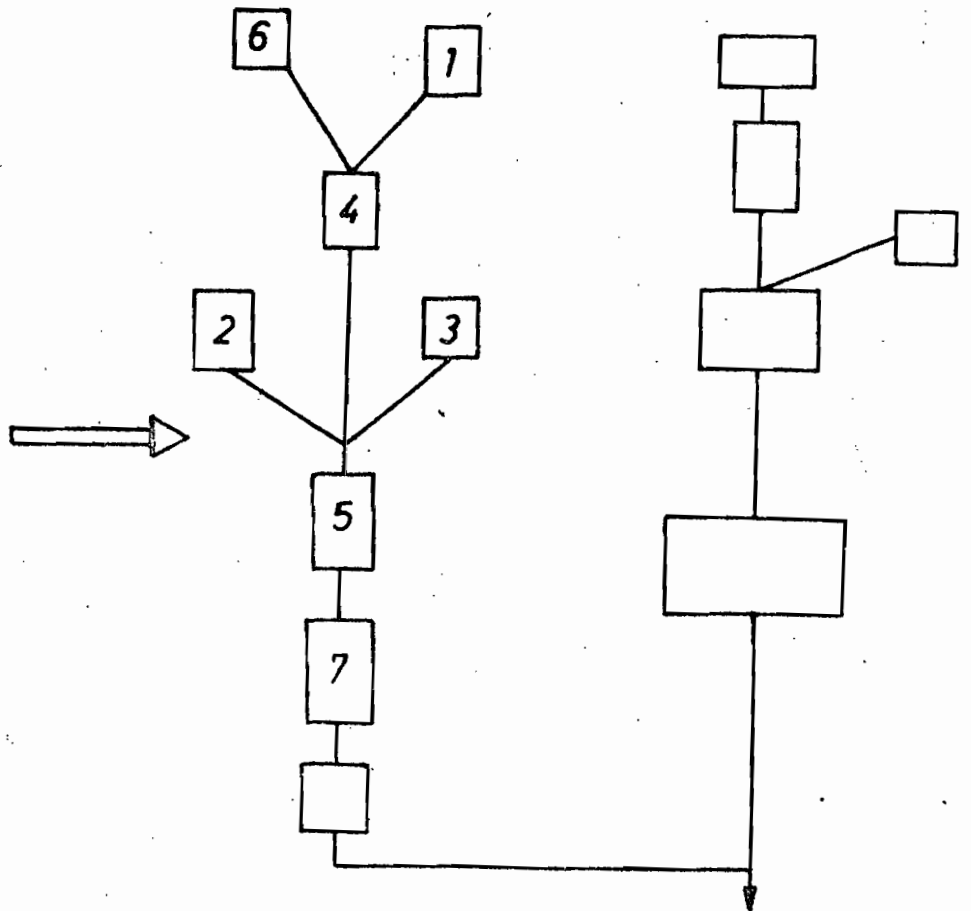
avec  $W'$  : largeur physique du sous-bassin versant parallèle à l'écoulement superficiel (fig. VIII.4).

Sa détermination n'est pas évidente car il n'y a aucune règle rigoureuse. Des approches pour la détermination de  $W$  des surfaces perméables et imperméables sont décrits en détail <sup>par</sup> DEFLY [12].

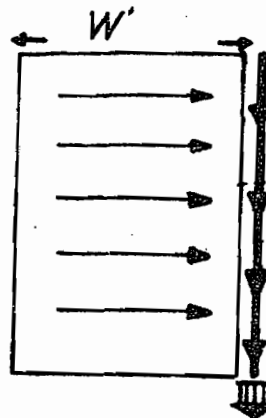
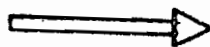
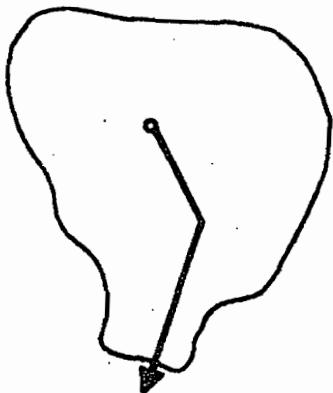
formes réelles des sous-bassins.



modélisation des sous-bassins.



sous-bassin



\*RUNOFF\* { ruissellement de surface. →  
cheminement dans le caniveau }

\*TRANSPORT\* { début du cheminement dans  
les collecteurs. ↓

Fig.VIII - Schéma du maillage.

3. Le taux d'imperméabilisation : c'est le rapport de la surface imperméable à la surface totale. Il souligne le rôle de l'imperméabilisation des surfaces dans l'évolution de la réponse du bassin : augmentation du débit de pointe, diminution du temps de montée de l'hydrogramme et du temps de concentration, diminution de la variabilité du coefficient du ruissellement etc... d'où l'importance de distinguer les zones imperméables des villes des zones naturelles perméables.
4. La pente du terrain : est définie par le rapport dénivelée sur distance entre deux points.  
Notre outil du travail pour estimer ce paramètre est une carte topographique au 1/5 000.
5. Les coefficients de MANNING : ce sont des paramètres qui caractérisent la nature des surfaces (perméables ou imperméables), la nature des parois des canaux, des conduites etc... Ils interviennent dans les formules de perte de charge (résistance à l'écoulement).  
Le tableau ci-dessous donne quelques valeurs empiriques du coefficient de MANNING [13].

Couverture du sol	Coefficient de Manning : n (Ruissellement de surface)
Asphalte ou ciment lissé	0,010 - 0,012
Surface asphaltée ou bétonnée ou en briques	0,014 - 0,015
Maçonnerie	0,017
Argile tassée	0,03
Gazon ou tourbe clair semé, gravier fin	0,20
Gazon ou tourbe dense	0,35
Litières de forêt dense	0,40

6. Stockage dans les dépressions du sol = Dd

Au début de l'averse, l'eau de ruissellement est piégée dans les dépressions du sol ce qui accentue la vitesse d'infiltration, il peut en résulter un retard dans la participation des surfaces au ruissellement ; le volume et le "pic" de l'hydrogramme peuvent en être aussi affectés d'où le rôle non négligeable joué par le stockage dans les dépressions surtout dans le cas des surfaces perméables où la quantité piégée est plus importante.

Dans le cadre de l'hydrologie urbaine, HICKS pour la ville de LOS ANGELES, THOLIN et KEIFER pour la ville du CHICAGO se sont livrés à des déterminations expérimentales et statistiques des valeurs du phénomène. D'autres recherches ont été menés dans ce sens par divers organismes chargés des problèmes routiers [14].

Soulignons que les valeurs suivantes sont utilisées dans le modèle RUNOFF si aucune valeur de stockage n'est avancée.

Surfaces perméables	:	Dd	=	4,5 mm
Surface imperméables	:	Dd	=	1,5 mm

### 8. L'INFILTRATION : Equation de HORTON

L'infiltration est le terme appliqué pour désigner le processus de l'entrée libre de l'eau dans le sol, généralement à travers la surface libre du sol et verticalement vers le bas.

Le taux d'infiltration est donnée par le volume d'eau qui s'infiltré par unité de temps.

La diminution de la vitesse d'infiltration est mise en évidence dans les modèles classiques du processus d'infiltration d'une lame d'eau (GREEN et AMPT, PHILIP....). Cette diminution peut cependant être plus forte que prévue à la suite de modifications de la surface du sol pendant l'averse.

1. Détérioration de la structure du profil du sol ou formation d'une croûte superficielle qui bouche les pores à cause d'une pluie très intense.
2. Détachement et immigration des particules qui bouchent les pores.
3. Gonflement de l'argile dans le cas d'un sol argileux.
4. Conditions telles qu'elles favorisent le piégeage des bulles d'air.

La formule de HORTON a l'avantage de traduire ces différents phénomènes, sous la forme

$$f = f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty}) e^{-Kt}$$

$f$  = taux d'infiltration au temps  $t$  exprimé soit en pouces/h ou en mm/h

$f_{\infty}$  = taux d'infiltration du sol saturé ( $t \rightarrow \infty$ ) en pouces/h ou en mm/h

$f_0$  = taux d'infiltration dans les conditions initiales d'humidité du sol ( $t = 0$ )

$K (s^{-1})$  = est un paramètre de forme dépendant du sol et de sa couverture ayant la dimension de l'inverse du temps

$t$  = temps à partir du début de l'averse en sec.

La méthode de mesure de MUNTZ a été choisie ici de préférence à celle de PORCHET car elle donne la perméabilité verticale, celle du sens de l'infiltration et non la perméabilité horizontale comme la méthode de PORCHET [15]. On doit cependant noter qu'elle ne traduit pas les phénomènes indiqués plus haut (1, 2, 3, 4), puisque l'énergie cinétique de la pluie ne se manifeste pas pendant l'infiltration.

En fait, l'ajustement des coefficients de la formule de HORTON peut entraîner des choix de coefficients qui peuvent être largement différents de ceux qui sont fournis par la méthode de MUNTZ.

### III.2.2. Les Equations fondamentales

Pour chaque sous-bassin, l'intensité de pluie est la principale donnée d'entrée du sous modèle "RUNOFF" à chaque pas de temps  $\Delta t$ , on en déduit l'infiltration, le stock d'eau dans les dépressions. On calcule le débit, en utilisant la formule de MANNING et l'équation de continuité.

Toutes les étapes de calcul du sous modèle "RUNOFF" et les équations utilisées sont condensées dans un algorithme simple et facile à comprendre (fig. V.III-5).

Dans "RUNOFF" il est prévu un sous-programme pour simuler la neige qui fait changer le mécanisme de ruissellement. Comme ce phénomène est très rare en Tunisie, il est inutile d'en faire cas (voir 12).

### III.3. Sous modèle "TRANSPORT"

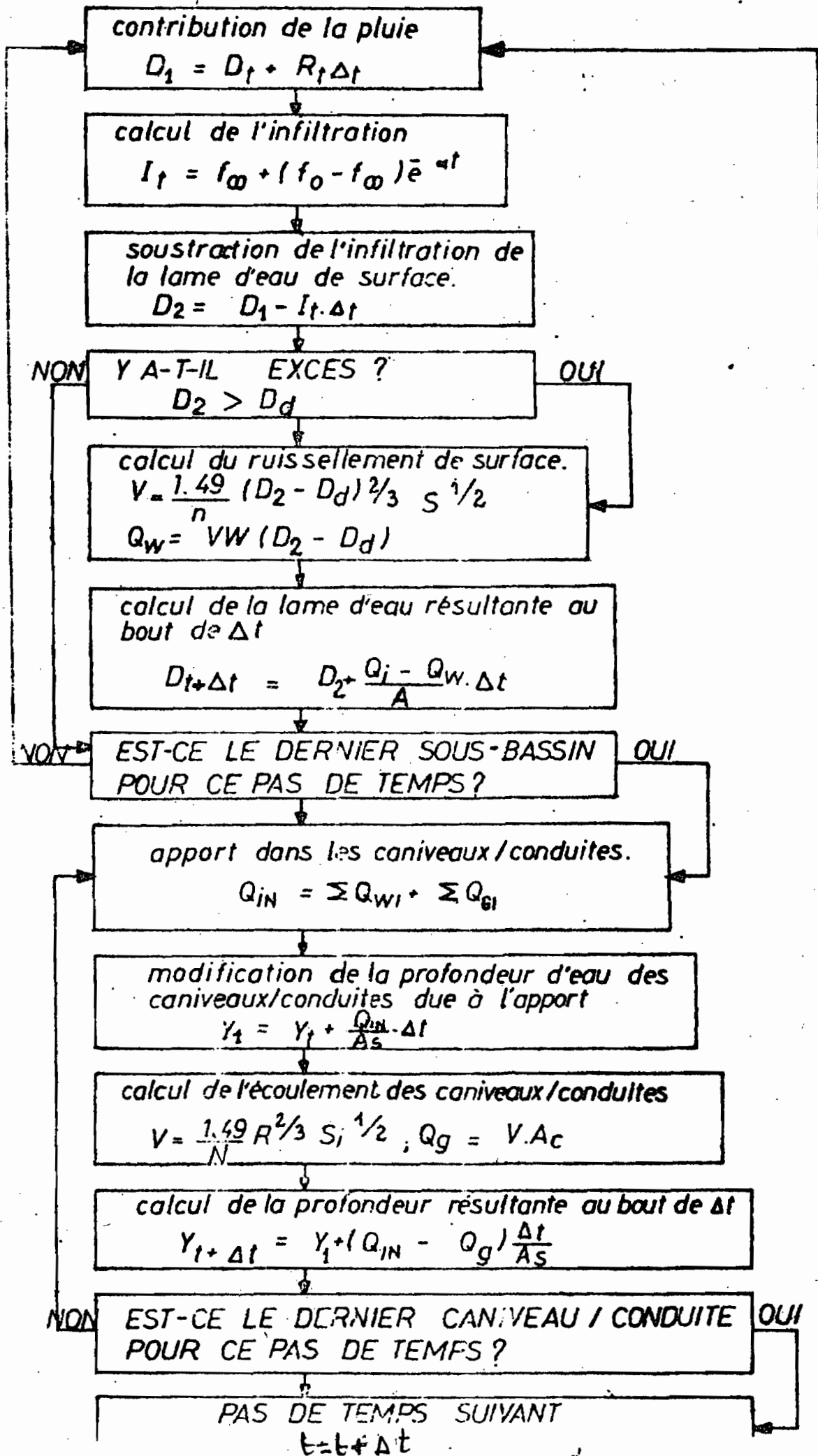
Les hydrogrammes obtenus à l'exutoire (regard ou avaloir) de chaque sous bassin par le sous-modèle "RUNOFF" doivent être acheminés dans le réseau d'assainissement et dans les unités de stockage avant d'atteindre le milieu récepteur. Le sous modèle "TRANSPORT" a été développé pour simuler les hydrogrammes à travers le réseau des collecteurs.

Pour faciliter la représentation du prototype physique compte tenu de nombreux ouvrages intermédiaires (déversoirs, stockage etc...) la formule mathématique et le programme de calcul par l'ordinateur, on idéalise le réseau par le système "tronçons-Noeuds" (fig. VIII-6) et on identifie le noeud à un regard, à un ouvrage de contrôle ou encore à une simple jonction.

Le noeud peut être relié par un tronçon comme par deux trois, quatre tronçons.

Les variables associées à un noeud sont : le volume, la surface, la largeur du plan d'eau et la profondeur.

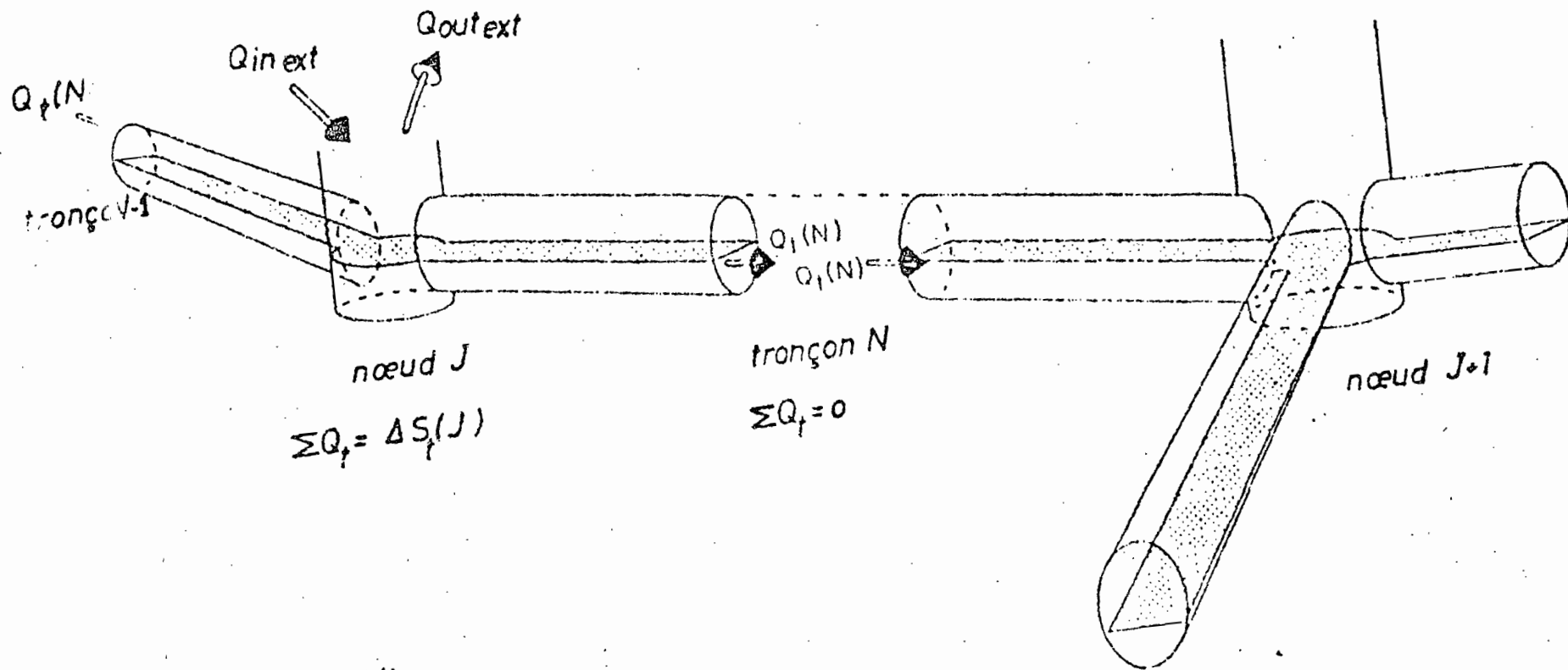
La profondeur  $H$  est la variable la plus importante. Elle varie en fonction du temps mais supposée constante pendant l'intervalle considéré.



ALGORITHME DU SOUS MODELE 'RUNOFF':  
CALCUL DU RUISSELLEMENT DE SURFACE.

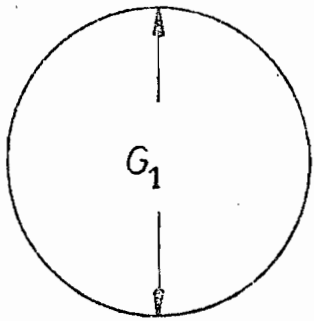
FIG. V. III. 5



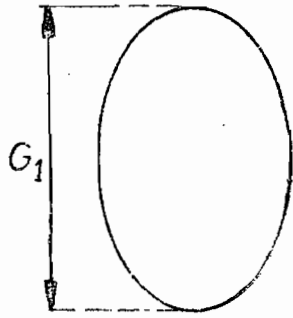


$Q =$  débit  
 $Q_{in ext}$  et  $Q_{out ext} =$  échanges avec l'extérieur  
 $S =$  volume stocké

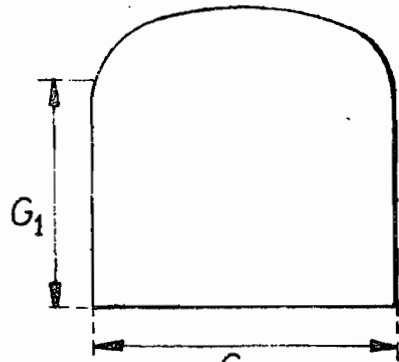
FIG. V. III. 6 Représentation conceptuelle du réseau.



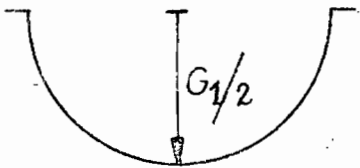
*circulaire.*



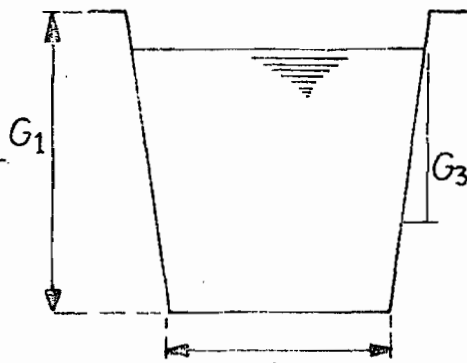
*ovoïde.*



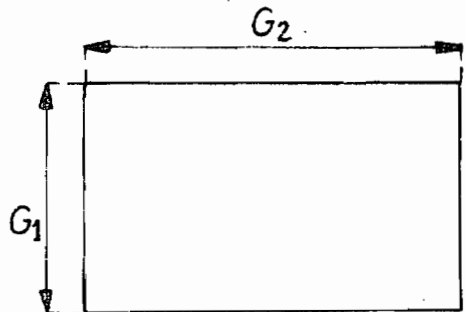
*droit et arc de cercle.*



*demi circulaire.*



*trapézoidal.*



*rectangulaire.*

$G_1, G_2, G_3$  sont les dimensions nécessaires pour décrire le profil.

Fig.VIII.7 - Quelques profils transversaux de collecteurs usuels.

Le tronçon s'identifie à une conduite ou à un canal. Il véhicule le débit d'un noeud à l'autre et sera caractérisé par les paramètres suivantes : coefficient de rugosité, longueur, surface mouillée et rayon hydraulique.

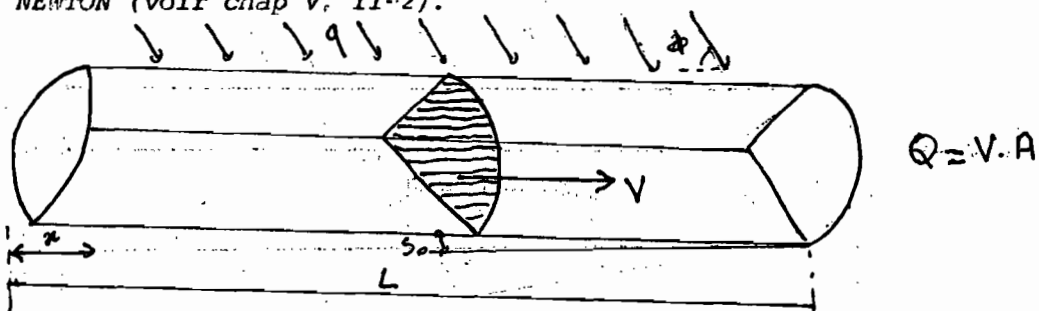
Pour la construction du modèle, il faut ajouter comme données :

- les côtes du radier et les noms des points amont et aval du tronçon,
- pour chaque point intermédiaire du tronçon : sa distance au point amont du tronçon et éventuellement son nom.

L'écoulement dans le tronçon sera non uniforme et non permanent.

### Les Equations de base

Le programme de calcul proprement dit qui utilise pour effectuer le calcul de l'écoulement ~~XXXXXXXX~~ dans le réseau, les équations complètes de Barré de SAINT-VENANT les équations dérivent respectivement des lois de conservations de masse et de la 2<sup>e</sup> loi de NEWTON (voir chap V, II-2).



En tenant compte des notations du schéma, les équations de Barré de SAINT-VENANT sont

- a. Equation de continuité

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1)$$

- b. Equation dynamique

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial Q}{\partial t} + g A \frac{\partial Y}{\partial x} - g A (S_0 - S_F) - q U \cos \phi = 0$$

qui exprime la conservation de la quantité du mouvement avec :

A = section de surface perpendiculaire à x

Q = débit instantané

q = apport latéral (pluie, infiltration de la nappe etc...)  
par unité de longueur

$\phi$  = angle formé par le direction de l'écoulement latéral et celle de l'écoulement principal

g = accélération de la pesanteur

U = vitesse de l'écoulement latéral

Y = profondeur de l'eau

S<sub>0</sub> = pente du canal

S<sub>F</sub> = pente de la ligne de charge

x = abscisse longitudinale du canal

t = temps

Les équations ci-dessus ne possèdent pas de solution analytique et comme la plupart des réseaux sont enterrés et l'infiltration de la nappe est considérée insignifiante  $q$  est supposé alors négligeable et on obtient

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial u} = 0 \quad (3)$$

$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial u} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g A \frac{\partial \gamma}{\partial u} - g A (S_0 - S_F) = 0 \quad (4)$

Selon les termes de l'équation du mouvement considérés (4), on distingue le modèle de crue dynamique quasi permanente, le modèle d'onde diffusante et le modèle de crue cinématique.

Malgré les approximations, ces équations ne doivent être résolues que par les méthodes numériques (voir [17] et [12]).

Dans un réseau maillé ou ramifié, il nous faut encore écrire qu'en chaque noeud la somme des débits doit être nulle ( $\sum Q_i = 0$ ).

Pour les ouvrages de contrôle qui sont des ouvrages spéciaux : deversoirs, orifices, stations de pompage etc... et permettent une régulation des débits et des charges polluantes. Le concept tronçon-noeud permet de simuler les effets de ces ouvrages : la régulation.

#### III.4. Sous modèle STOCKAGE/TRAITEMENT

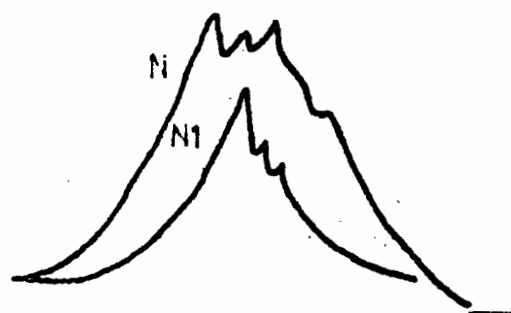
Cette appellation "stockage/traitement" vient de fait que les unités de traitement sont les plus souvent associés aux structures de stockage.

Les bassins de stockage ont des grands effets sur les crues urbaines. Ils conduisent principalement à une réduction notable des débits de pointe, mais aussi à l'étalement des crues dans le temps. Autrement dit ils augmentent artificiellement le "temps de concentration  $t_c$ " des bassins versants sur lesquels ils sont implantés (fig. VIII-8).

On peut dire alors que les bassins de stockage soulagent le réseau par diminution du pic de l'hydrogramme et soulagent la station d'épuration aussi bien sur le plan quantité (régulation du débit qui y transite) que sur le plan qualité (une partie des eaux pluviales subit un traitement primaire par la sédimentation).

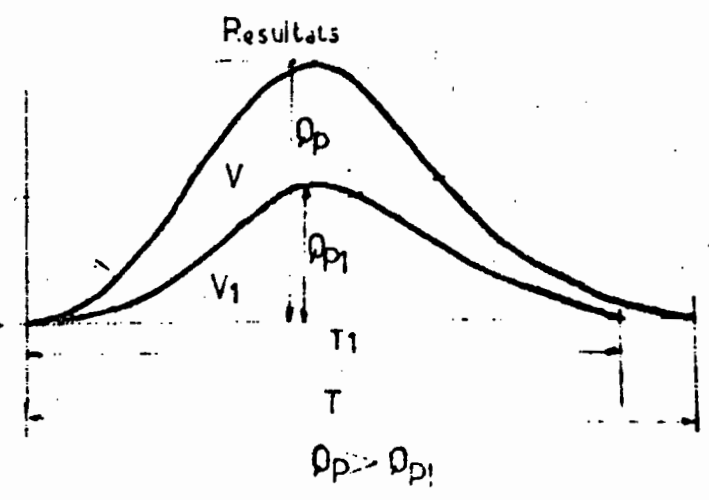
D'après DESBORDES deux grands systèmes d'implantation de tels ouvrages peuvent être envisagés (fig. V.m.4) [18].

Evènement pluvieux  
de fréquence  
 $N \geq N1$

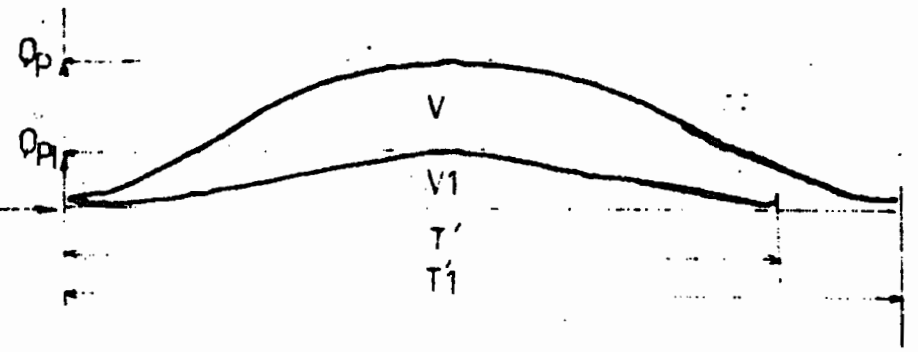


Passage par

le reseau seul

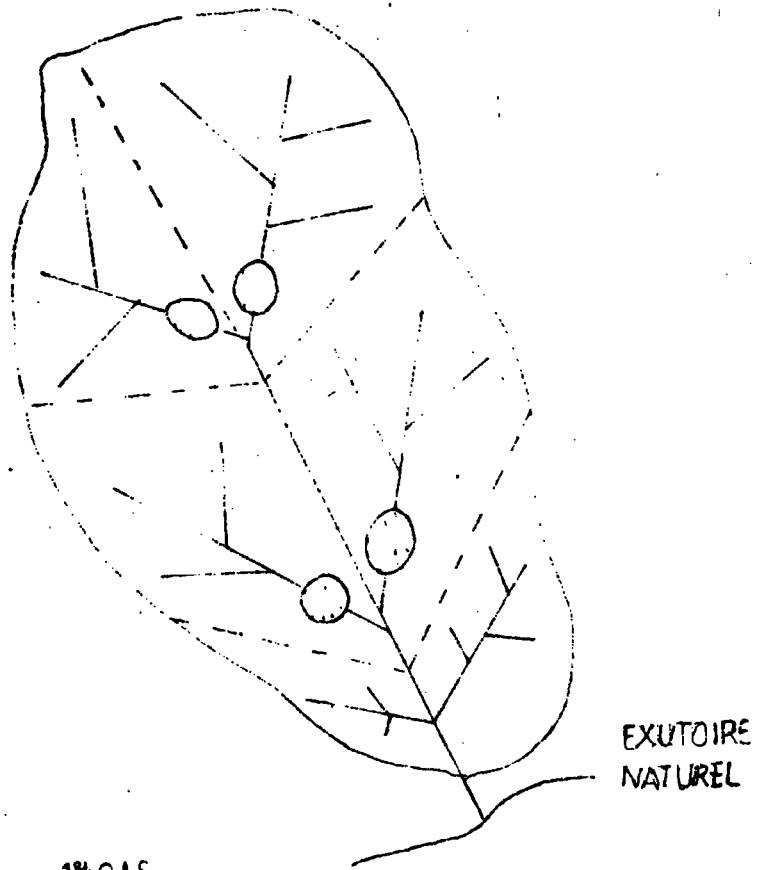


reseau et  
reservoirs de  
stockage

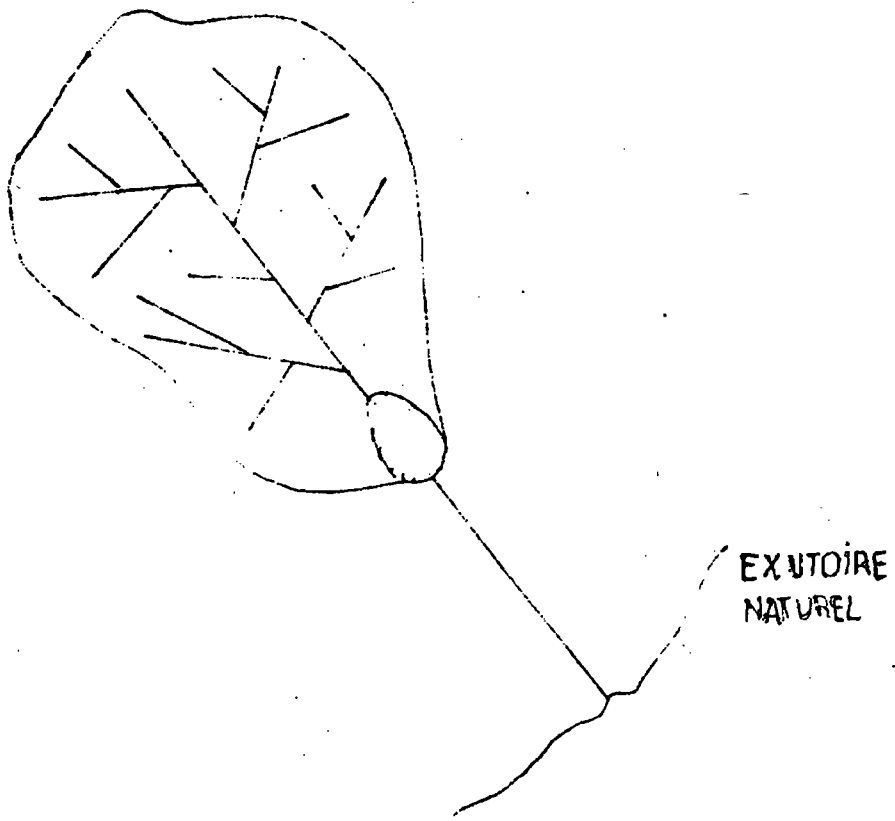


$Q'_p < Q_p$        $Q'_{p1} < Q_{p1}$   
 $V$  constant  
 $T < T'$        $T_1 < T'_1$

Fig.V.III.8.



1<sup>er</sup> CAS



2<sup>e</sup> CAS

Fig.V.III.9.

— création de réservoirs tampons à l'exutoire des sous-bassin d'un bassin urbain important, contribuant à diminuer les diamètres d'où le prix des collecteurs principaux du réseau rassemblant l'eau des divers sous-bassins. Ce cas peut être envisagé lors de la création du réseau si l'on dispose d'une information suffisante concernant l'urbanisation future.

— création d'un réservoir tampon à l'exutoire d'un bassin versant pour éviter la mise en parallèle d'un second collecteur, lorsque le collecteur général évacuant l'eau vers le réseau hydrographique présente une longueur importante et devient insuffisant par suite d'un accroissement excessif du degré d'urbanisation.

La sédimentation au niveau du "STOCKAGE/TRAITEMENT" est reliée à l'autocurage du réseau qui a été étudié dans le modèle par une approche simple : pour une vitesse dans un tronçon on peut déterminer un diamètre critique de des particules tel que :

$$d_c = \frac{R S}{K (S_s - 1)}$$

R = rayon hydraulique de la conduite

S = Pente de la ligne de charge

K et  $S_s$  = paramètres caractérisant la dimension et le poids des particules.

On admet que toute particule de diamètre  $d < d_c$  sera transportée en suspension et dans le cas contraire  $d > d_c$  elle se déposera.

#### Modes de stockage

Pour le stockage des eaux pluviales, plusieurs types de bassins peuvent être retenus.

— Stockage dans les réseaux en place : peut être envisagé dans le cas de très grands bassins urbains rarement touchés en totalité par une seule averse. Ce type de stockage nécessite un équipement assez complexe de vannes, de pompes de plusieurs postes de commande qui dirigent les eaux vers les zones du bassin non atteintes par l'averse.

— stockage <sup>souterrain</sup> sous terrain : D'après l'expérience faite dans la ville de CHICAGO [18] le stockage dans des tunnels, des puits de mines etc... peut être d'un prix de revient intéressant.

— Stockage sur les toits : utilisation de diaphragmes limitant le débit des gouttières.

— Réservoirs à l'air libre : les plus couramment employés, parfois ils nécessitent des installations de traitement, particuliers.

— Stockage dans les plaines d'inondation naturelle, lorsque celles-ci ne sont pas aménagées.

Le stockage temporaire des eaux de ruissellement doit pouvoir être avantageusement utilisé d'un point de vue économique. D'après l'étude d'un projet de stockage pour la région de CHICAGO [18], économiquement, la combinaison stockage air libre-canal semblerait la plus avantageuse.

### III.5. SOUS MODELE MILIEU RECEPTEUR

#### "RECEIVING WATER"

Le milieu récepteur est la dernière étape du processus de drainage. Il peut être un lac, un cours d'eau, un estuaire, une nappe d'eau. L'état du milieu récepteur devient inquiétant à cause de la charge polluante chariée par les eaux de ruissellement et prend par conséquence une importance particulière dans les projets d'assainissement cas du lac de Tunis. Le sous-modèle "RECEIVING WATER" est conçu pour prévoir le comportement hydrodynamique du milieu récepteur, sa réaction vis à vis du flux d'eau et de la charge polluante.

#### Schémas de discrétisation du milieu récepteur

Pour un milieu récepteur, on peut distinguer deux représentations :

- une pour caractériser les ruisseaux, oueds ou fleuves
- et l'autre pour caractériser un milieu récepteur d'une grande étendue : lacs, mers, réservoirs...

Un ruisseau sera conçu comme une série de canaux connectés à des noeuds. On admet qu'un apport amont du fluide acheminé par le truchement du tronçon vers le noeuds aval provoquera une élévation du niveau d'eau  $\Delta H$  au noeud (fig. VIII-10).

Dans ce cas, l'écoulement est essentiellement unidirectionnel.

Pour un lac, l'idée fondamentale demeure, mais l'écoulement n'est plus unidirectionnel car il est difficile de déceler dans un lac une direction privilégiée de l'écoulement. On fera alors un maillage en éléments triangulaires couvrant toute la surface du lac (fig. VIII-11) dont la surface du polygone est déterminée par la méthode de THIESSEN.

#### Description mathématique

Les schémas numériques adaptés pour ce modèle pour l'équation de continuité et l'équation hydrodynamique sont respectivement :

$$\Delta H = \frac{\Delta t \sum Q_n}{A_s}$$

$$\Delta V = \Delta t \left[ -V \frac{\Delta V}{L} - K V N - g \frac{\Delta H'}{L} \right]$$

avec :  $K = \frac{g N^2}{2,21 R^{4/3}}$



$g$  = accélération de la pesanteur

$N$  = coefficient de rugosité de Manning

$R$  = rayon hydraulique associé au tronçon

$\Delta H$  = variation du niveau d'eau au noeud

$\Delta H'$  = dénivelée du tronçon

$V$  = vitesse dans le tronçon

$L$  = longueur du tronçon

$A_s$  = surface associée au noeud

$\Sigma Q_n$  = apports totaux au noeud

$t$  = temps.

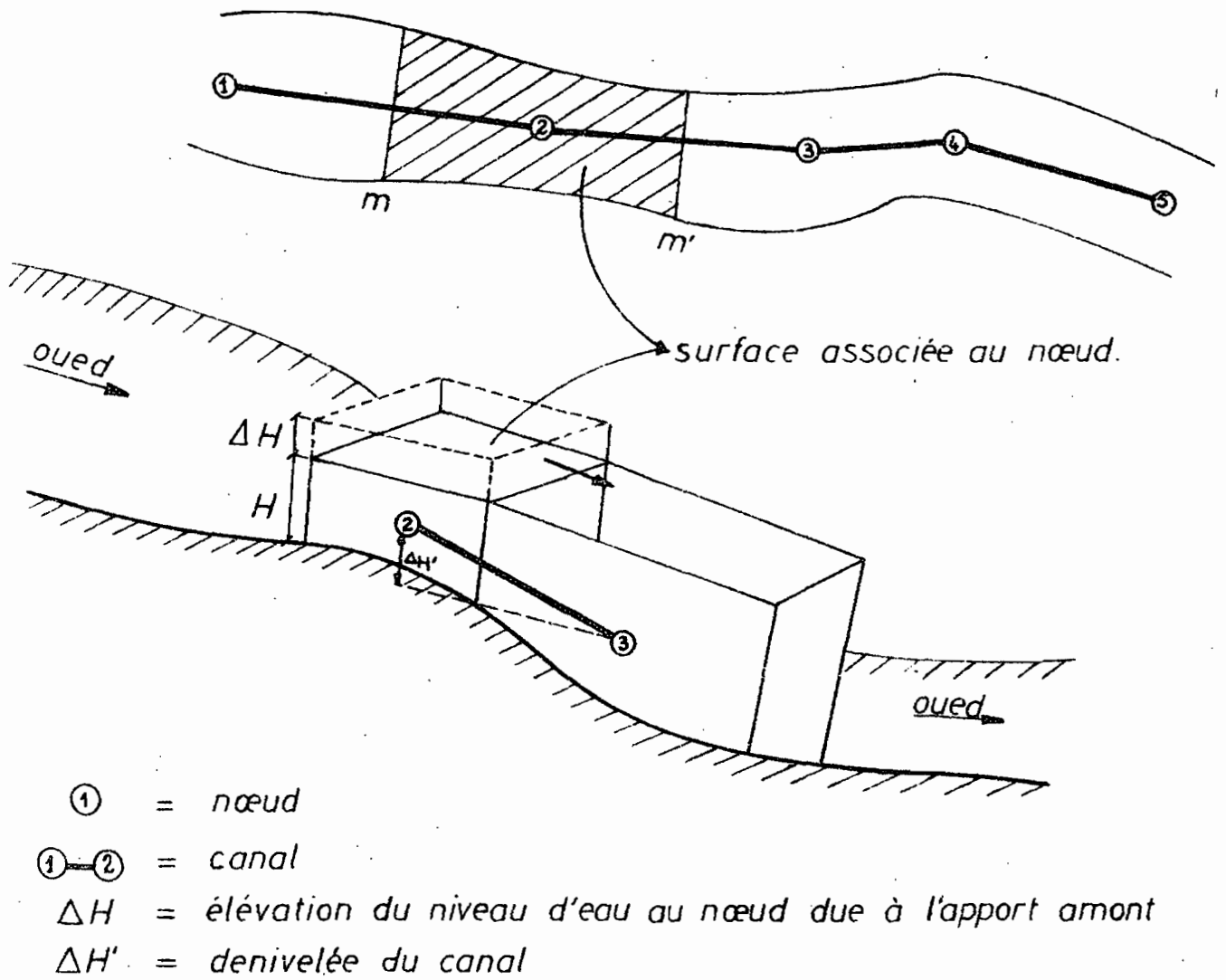


Fig.VIII.10 - Schéma conceptuel d'un ruisseau.

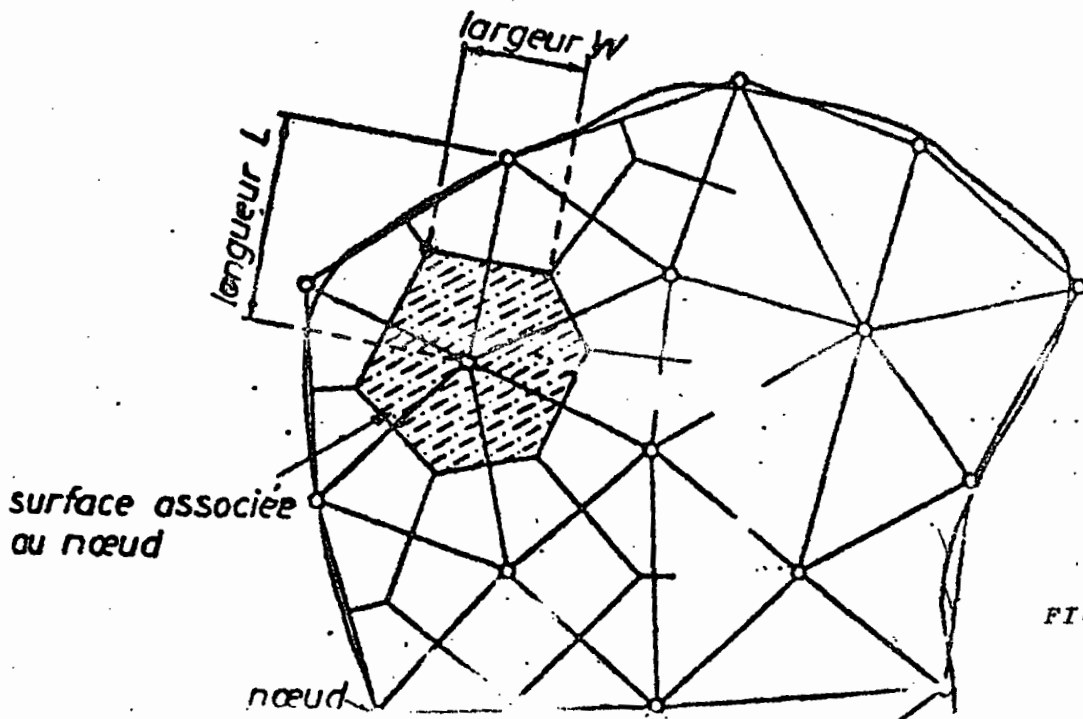
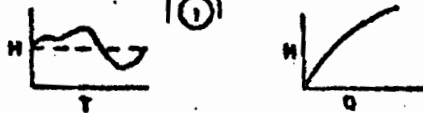
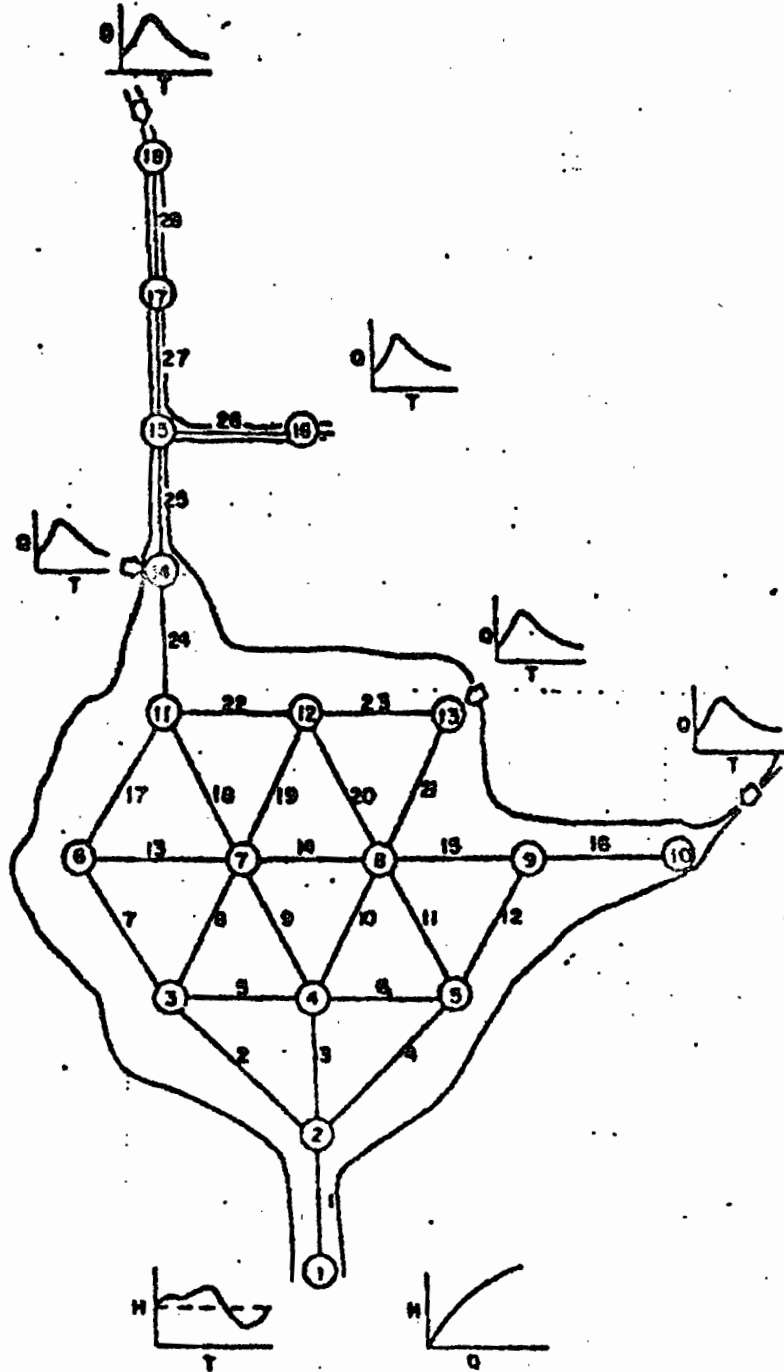


FIG V III 11. Schema conceptuel d'un lac

#### IV PERFORMANCE ET REMARQUES GENERALES

Le modèle SWMM est un modèle ayant la plupart des possibilités de simulation nécessaires dans une étude d'assainissement complexe.

Malgré la complexité de SWMM, il est possible d'utiliser selon les besoins du projet seulement un ou deux sous modèles.

SWMM utilise directement les paramètres qui sont des caractéristiques physiques des systèmes (surface, pourcentage imperméable, pente, rugosité, géométrie de la canalisation). Le modèle utilise des concepts hydrauliques qui sont faciles à comprendre pour ceux qui ne sont pas des hydrologues.

SWMM pourrait être amélioré continuellement et vérifiée fréquemment. Ces vérifications sont très limitées pour les bassins ruraux.

Beaucoup de chercheurs ont confirmé que le modèle SWMM a des bonnes prestations dans l'étude du ruissellement urbain. Mais ça n'empêche que certains spécialistes tels que BRANDSTETTER, HEEPS et MEIN, PAPADAKIS et PREUL (12) pensent que SWMM sous-estime le ruissellement de surface, soit en permettant une infiltration excessive dans les conditions de saturation, soit en surestimant dans le programme le stockage de surface.

Le modèle SWMM a été comparé à d'autres modèles tels que le modèle ILLUDAS (12) (ILLINOIS URBAIN DRAINAGE AREA SIMULATOR) dont l'utilisation est bien répandue aux U.S.A., au CANADA, en ANGLETERRE, et dans les pays Scandinaves. Le modèle ILLUDAS est beaucoup moins complexe que SWMM dans ses formulations, mais dont la prestation est moins bonne.

## CHAPITRE.VI.

### S I M U L A T I O N

#### I - LES DONNEES

##### I.1. AVERSES ET CRUES OBSERVEES

Le dépouillement et l'étude des averses et des crues des années 1980/1981 et 1981/1982 ont fait l'objet du Chapitre IV.

##### I.2. LES SOUS-BASSINS

Il s'agit ici de déterminer pour chaque sous-bassin les paramètres suivants :

1. Largeur :  $W'$
2. Surface :  $A$
3. Pourcentage de surface imperméable :  $I$
4. Pente du terrain :  $S$
5. Coefficients de Manning (surfaces perméables et imperméables)  $n$
6. Lamé d'eau stockée dans les dépressions superficielles (surfaces perméables et imperméables) :  $D_d$
7. Infiltration (  $f_{\infty}$ ,  $f_0$ ,  $K$  ).

Les valeurs des paramètres 1,2,3,4 sont déterminées à partir des travaux menés à la fois sur terrain et sur un plan au 1/5.000<sup>e</sup> du bassin versant.

On peut les considérer fixes au cours du calage du modèle SWMM.

Les paramètres 5 et 6 sont les résultats des travaux antérieurs largement rapportés par la littérature (Chapitre V, III.2.1. 2.). Ces paramètres doivent être adaptés aux situations particulières, ils varieront alors au cours des essais de calage.

Les facteurs  $f_{\infty}$ ,  $f_0$ ,  $K$  sont déterminés d'après les essais au perméamètre de MUNTZ. Les résultats de ces mesures sont représentés par les graphes qui donnent une idée de l'évolution de l'infiltration en fonction du temps (fig VI.2.): Ces facteurs seront considérés variables dans un premier temps.

### I.3. "LE RESEAU"

Le Schéma du réseau est constitué d'après les plans existants (fig VI.3 et fig VI.4).

Le tableau VI.2 résume les caractéristiques des différents tronçons du réseau; seul le coefficient de rugosité des principaux émissaires (les oueds) variera dans les opérations du calage.

## II. CONTRAINTES DU PROGRAMME.

Le modèle SWMM a des limites d'application. Il est nécessaire alors de mettre ici en relief certaines contraintes inhérentes au programme :

1. Le bassin versant ne peut être morcelé à plus de 200 sous-bassins et même 160 dans certains.

2. Chaque sous-bassin ne peut être drainé par plus de 200 caniveaux ou conduites.

3. Les éléments du réseau (tronçons + regards + bassins de stockage) sont limités à 160.

4. Le nombre de regards ou exutoires ne peut excéder à 70.

5. Enfin le maximum de pas de temps de simulation aussi bien dans "RUNOFF" que dans le "TRANSPORT" est fixé à 150.

Dans cette étude, on a pu morceler notre bassin en 46 sous-bassins. Chacun est drainé dans la majorité des cas par un caniveau. Le nombre d'hydrogrammes des bassins élémentaires ne dépasse pas 46 et les éléments du réseaux sont chiffrés à 128. On est donc dans les conditions d'application de ce modèle en respectant le nombre de pas de simulation.

### CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis, entre autre, de prendre connaissance des problèmes complexes posés par l'assainissement pluvial. Il a constitué en outre, une grande initiation au travail de terrain, en l'occurrence.

- la recherche des différents paramètres physiques d'un bassin versant, avec toutes les complexités que cela comporte.
- l'équipement partiel du bassin versant
- l'entretien et la vérification des appareils de mesure (limnigraphes, pluviographes et pluviomètres).
- les relevés pluviométriques et limnigraphiques
- les dépouillements des limnigraphes et pluviographes
- les jaugeages au micro-moulinet
- l'établissement des courbes d'étalonnage.

C'était également pour nous l'occasion d'étudier et critiquer certains modèles mathématiques appliqués en hydrologie urbaine. L'étude des modèles beaucoup plus élaborés donnant un hydrogramme de crue complet et même un pollutogramme à l'exutoire du bassin est en vogue. Dans cet hydrogramme complet doivent être connus avec une bonne précision le débit de pointe (pour le dimensionnement des collecteurs), le temps de pointe (pour étudier éventuellement la combinaison des deux hydrogrammes) et le volume écoulé (pour le dimensionnement des bassins d'orage). <sup>Le modèle S.W.M.M</sup> Vest parmi ces modèles. Il est de plus en plus utilisé malgré sa complexité.

SWMM utilise les concepts hydrauliques qui sont faciles à comprendre pour ceux qui ne sont pas des hydrologues. Mais pour la mise au point définitive de ce modèle, on s'est trouvé confronté à un certain nombre de difficultés dans la recherche des paramètres physiques des différents sous bassins.

- Une des principales difficultés réside dans la connaissance précise des réseaux et des surfaces qu'ils drainent. Nous avons constaté que des plans des réseaux pour les zones anciennement construites (Mutuelle-Ville, Notre Dame...) sont introuvables!

- Une autre difficulté de taille est la connaissance des surfaces imperméables raccordées aux réseaux, ou du coefficient d'imperméabilisation.

On utilise actuellement dans les pays avancés en hydrologie urbaine des techniques fondés sur la digitalisation des photographes aériennes, cela permet de réduire l'aspect subjectif de la détermination de ce coefficient. On s'est aperçu en effet que les projeteurs avaient souvent tendance à surestimer ce coefficient.

La principale difficulté réside dans les pertes d'informations pluviométriques, dues à un matériel électronique délicat et trop sophistiqué, ainsi qu'aux coupures du courant en particulier en période d'orage; d'où l'idée d'une source d'alimentation autonome (accumulateurs) supplémentaire.

*Don*  
Un complément d'équipement limnimétrique dans les zones amont du bassin permettrait de juger l'importance de la contribution des surfaces perméables au ruissellement.

On doit rappeler que la fonction de transfert obtenue n'est qu'une forme moyenne, car il faudrait découper le bassin versant en une mosaïque de parcelles élémentaires, chacune ayant sa fonction de transfert propre et dont la composition (permettrait) les crues correspondant à toutes les configurations spatiales d'averses. Ce travail considérable est impossible à réaliser avec les données de débit et surtout des précipitations réellement disponibles in situ. D'où la nécessité de poursuivre les observations en vue d'obtenir des données nécessaires et suffisantes pour surmonter cette difficulté.

Dans ce mémoire, au chapitre quatre, nous avons fait un essai d'étude, avec les trois événements les plus importants de l'année 1981-1982, de l'homogénéité spatiale de la pluie sur le bassin. Nous pouvons avec ces données affirmer qu'il y a une homogénéité spatiale des averses sur le bassin. Mais qu'il reste sans doute un travail important à fournir dans ce domaine, afin d'améliorer le schéma pluviométrique qui constitue l'entrée du modèle SWMM.

*Intéressant*  
Il est à noter que les simulations par le modèle SWMM des données de la première campagne 1980-1981 ont été globalement satisfaisantes, les volumes écoulés sont estimés avec une précision moyenne absolue de l'ordre de 5% alors que celle-ci est de 8% pour les débits de pointe.



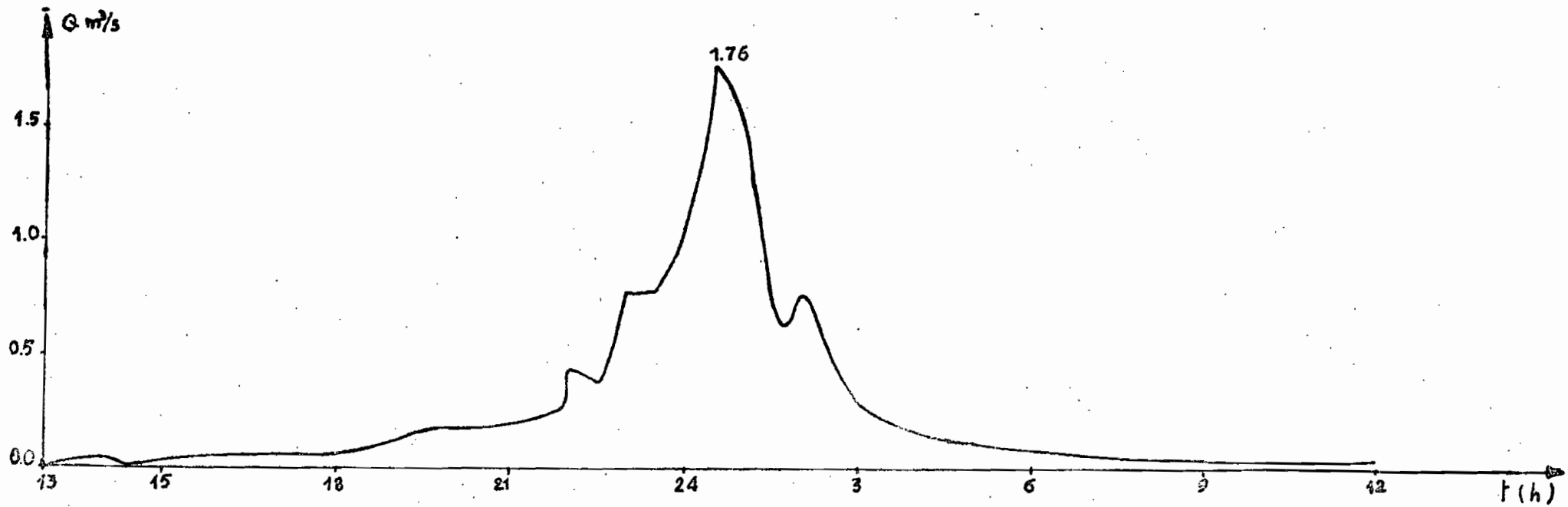
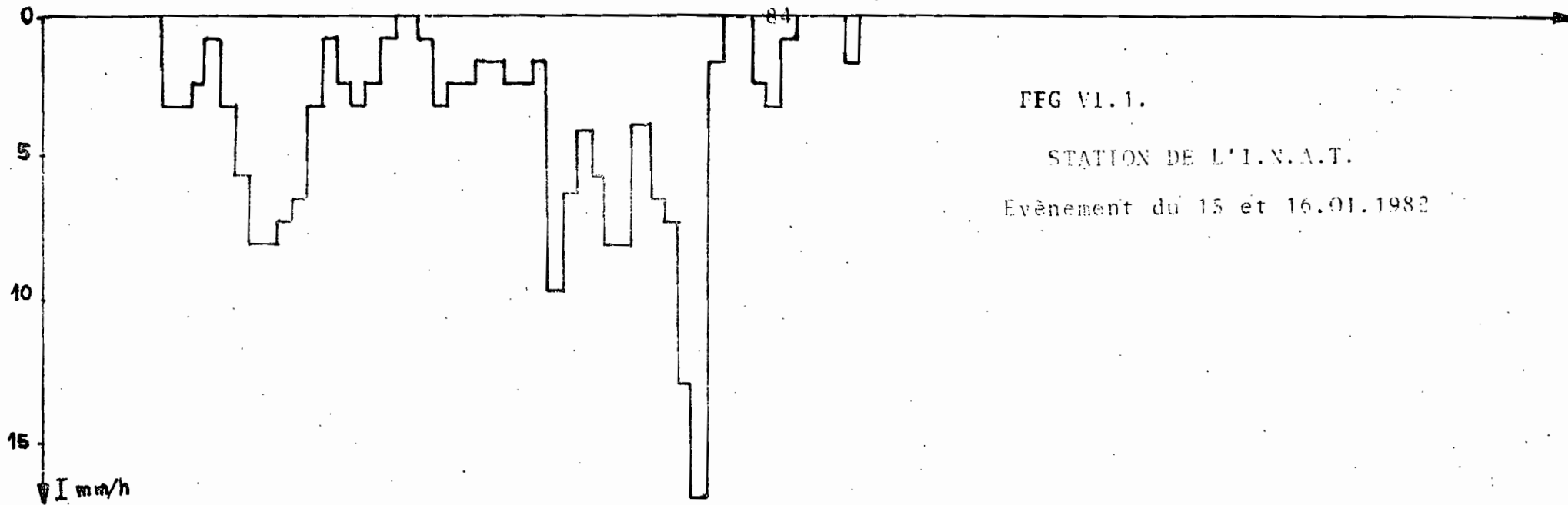
L'utilisation des données des deux années de campagne (1980-1981 et 1981-1982) pour le calage du modèle SWMM sera un complément de cette étude et fera l'objet d'un document à part (annexe).

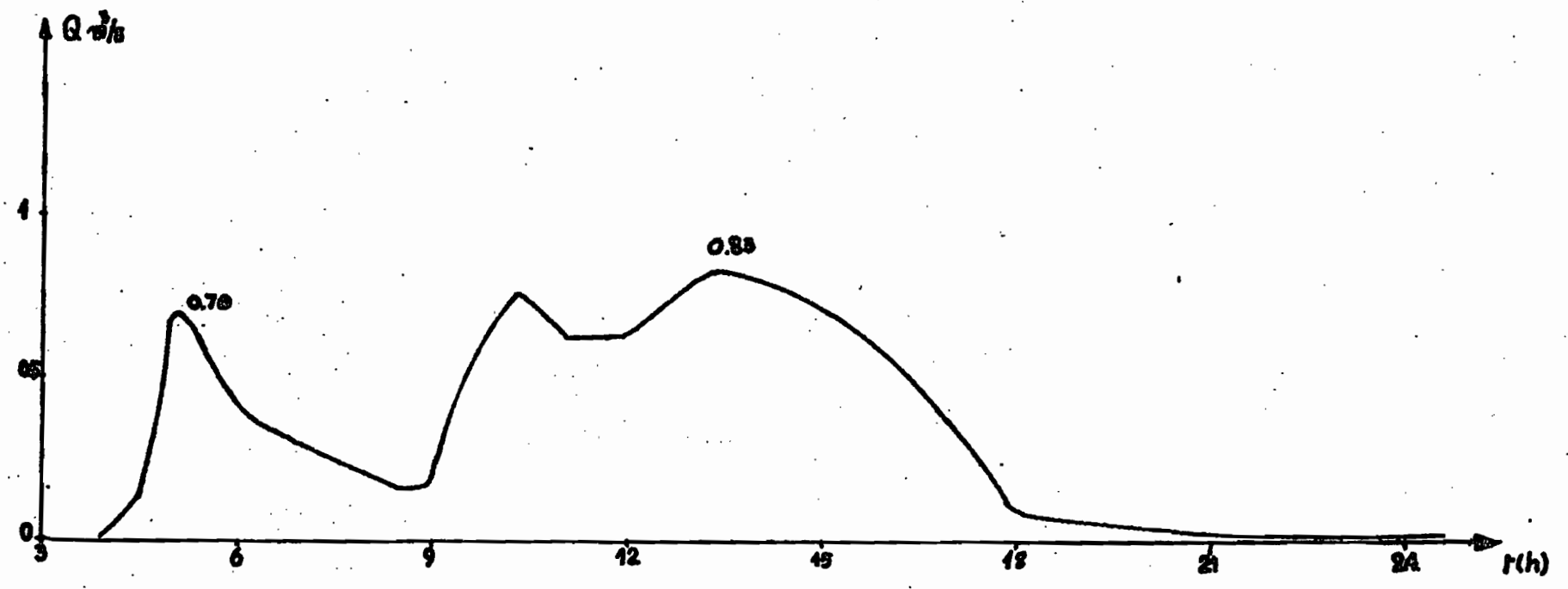
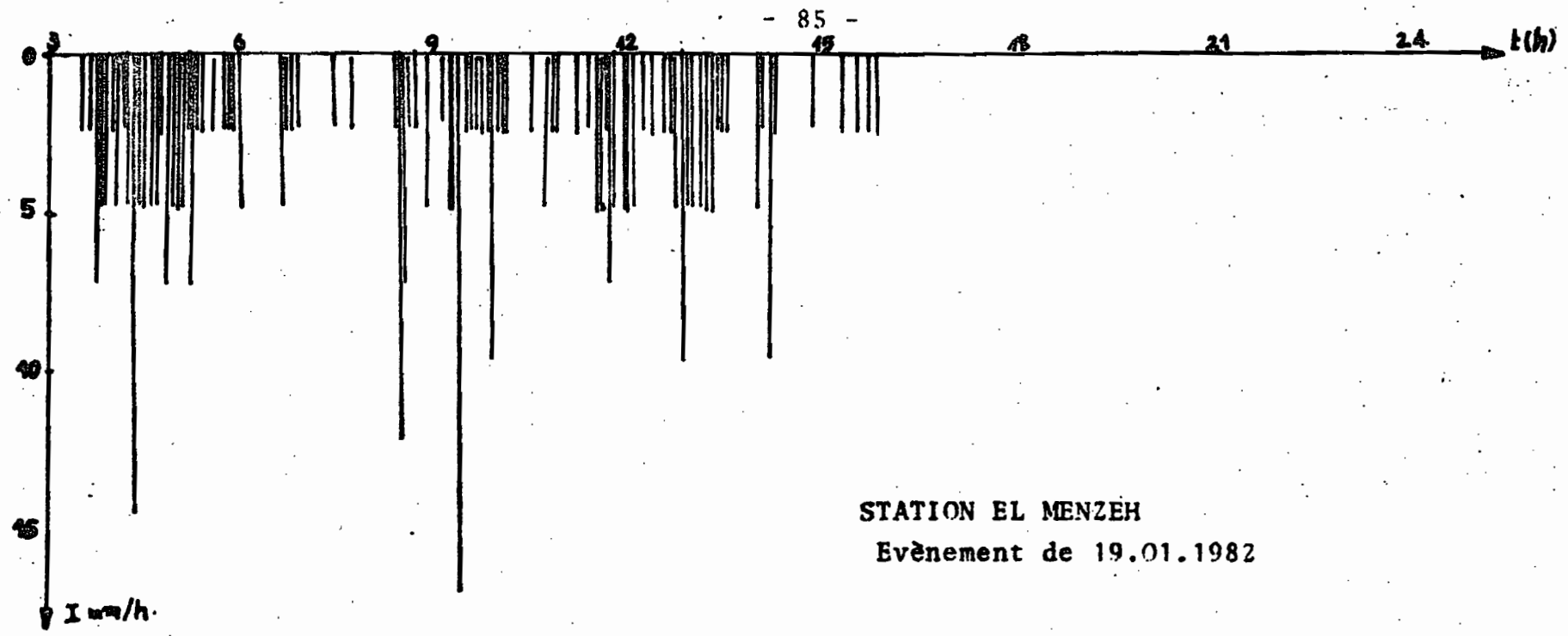
Enfin les perspectives sur lesquelles peut débrancher cette étude sont nombreuses, à savoir ;

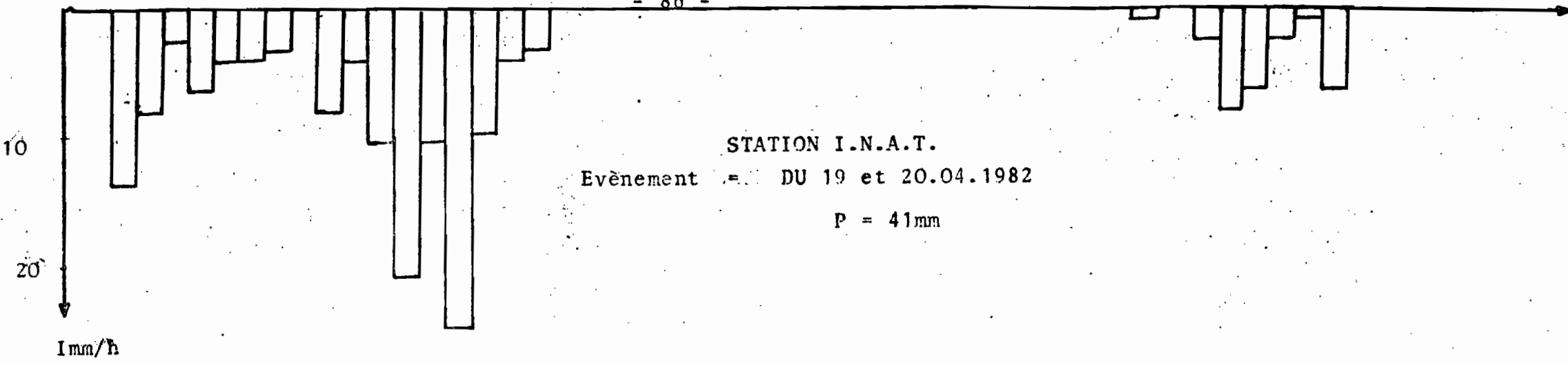
- le dimensionnement, l'analyse du comportement ou l'extenstion des raiseaux d'assainissement
- le dimensionnement (ou l'analyse) des réservoirs de stockage et tous les autres ouvrages de contrôle
- la détermination des zones inondables
- le calcul des pøllutogrammes : celui-ci peut débrancher sur une stratégie de lutte contre la pollution des eaux pluviales etc...

FIGURES ET TABLEAUX

DU CHAPITRE VI







STATION I.N.A.T.  
Evènement DU 19 et 20.04.1982  
P = 41mm

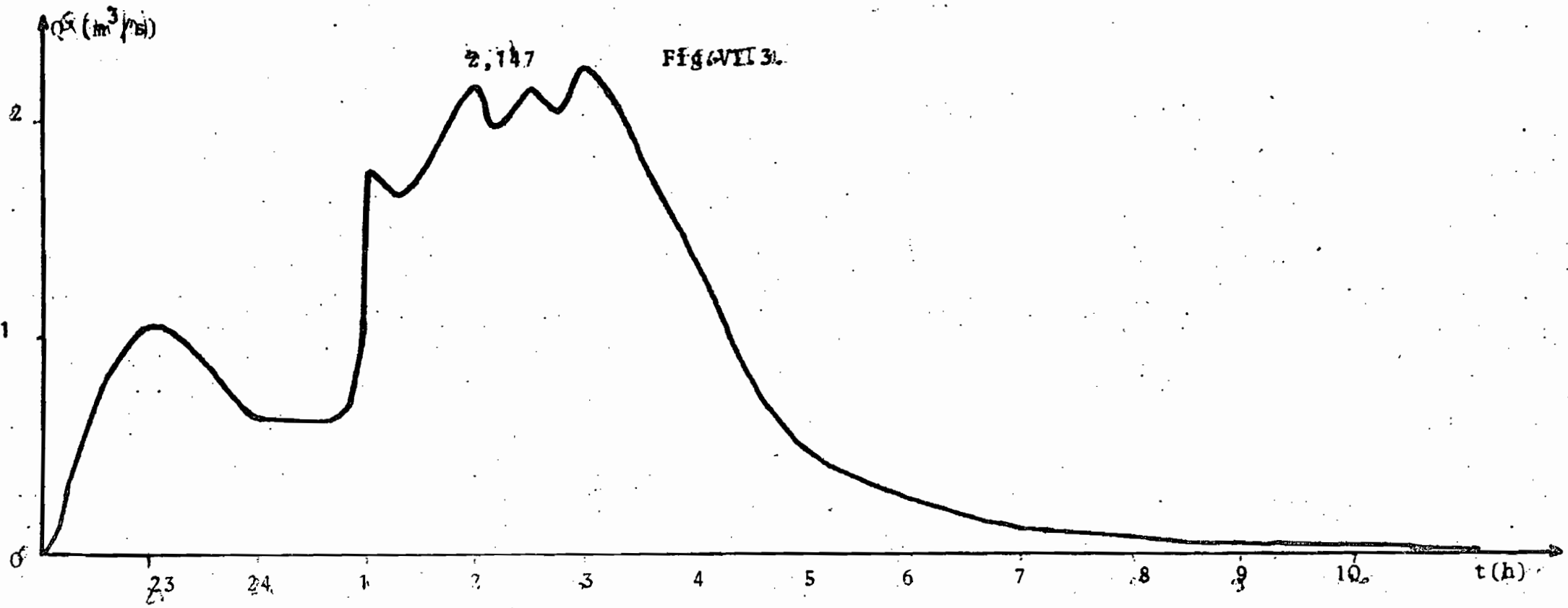
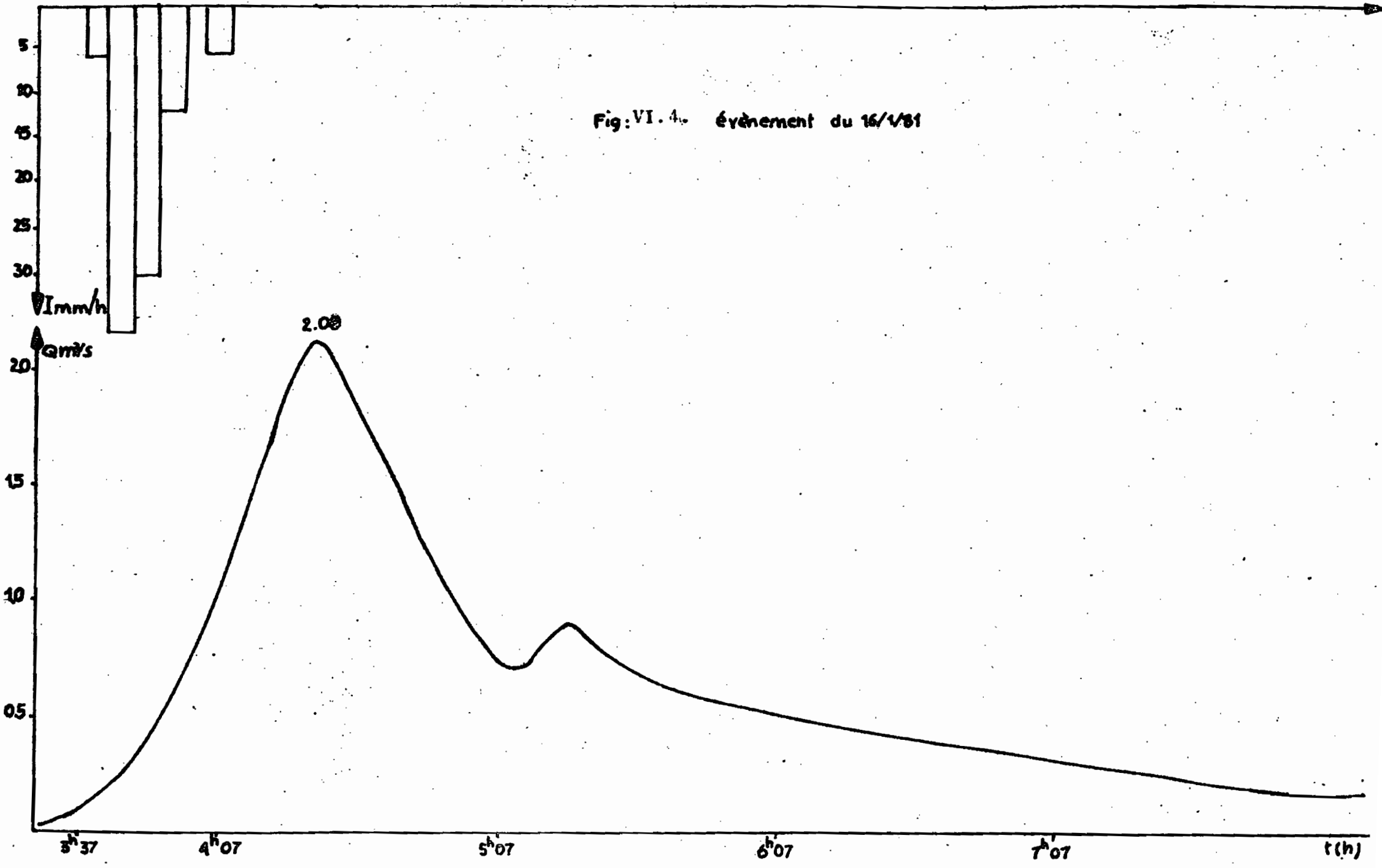


Fig: VI. 4. événement du 16/1/81



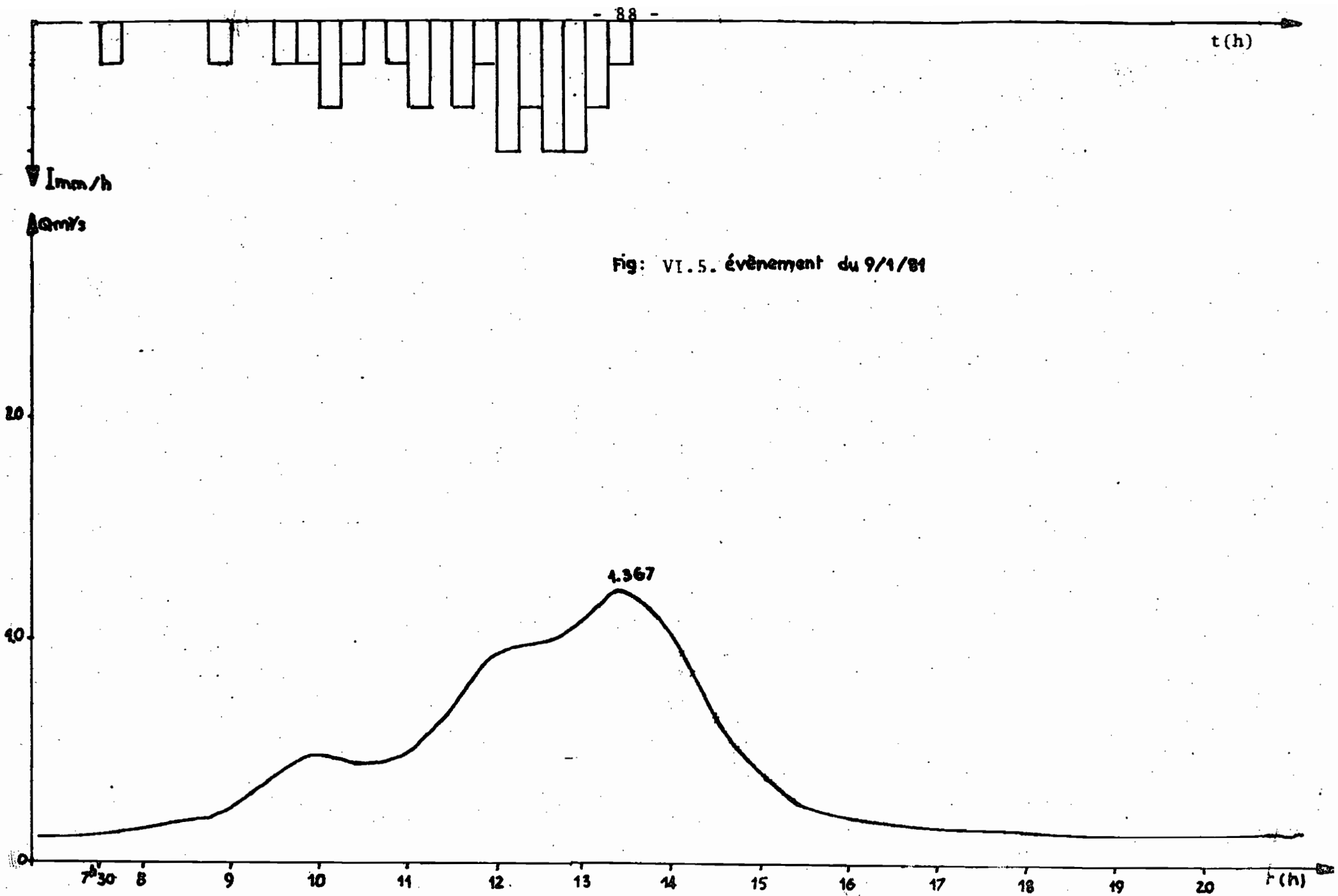


Fig: VI.6. évènement des 13-19/12/80

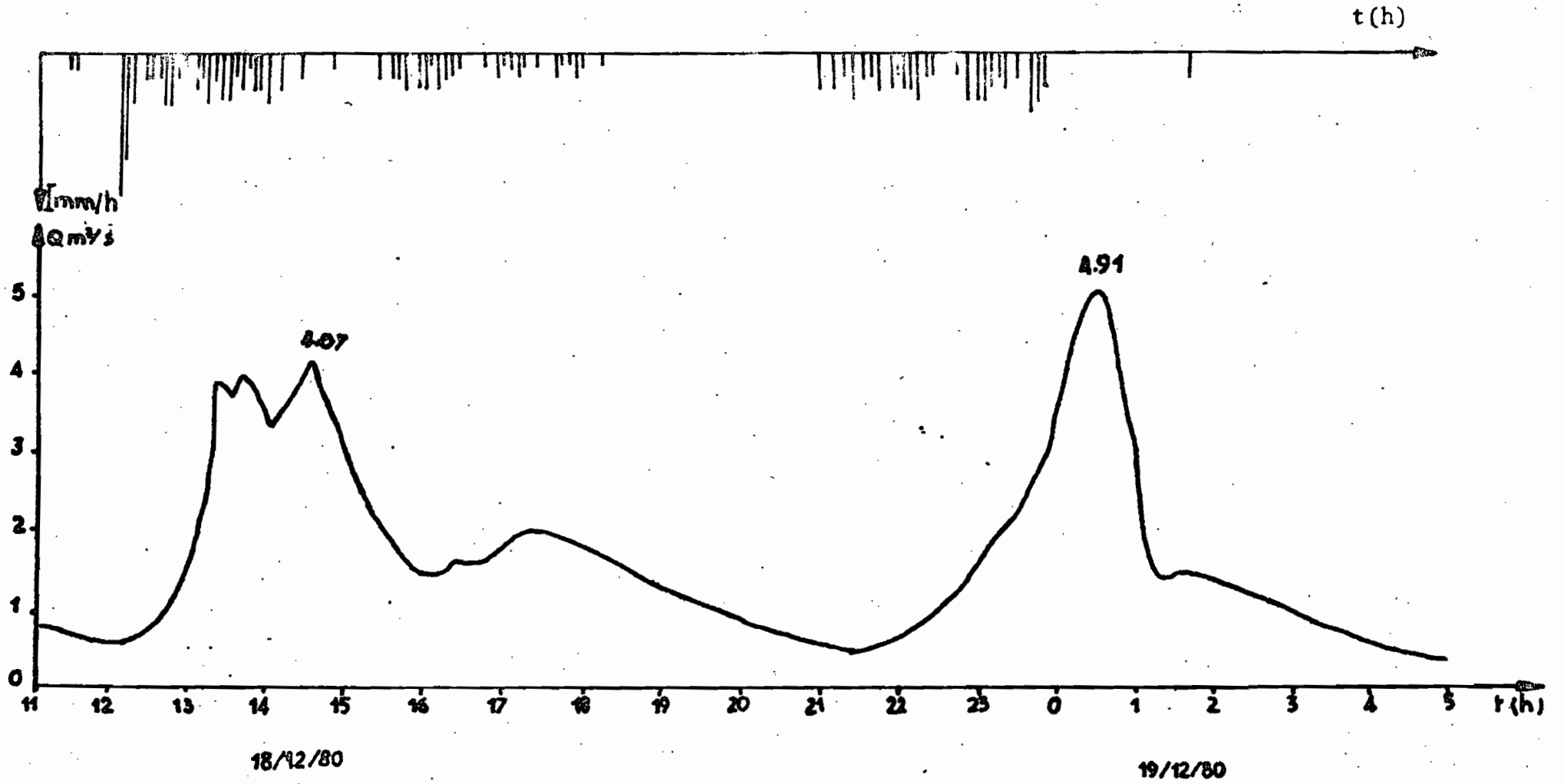




Fig.VI.7. événement du 30/11/80

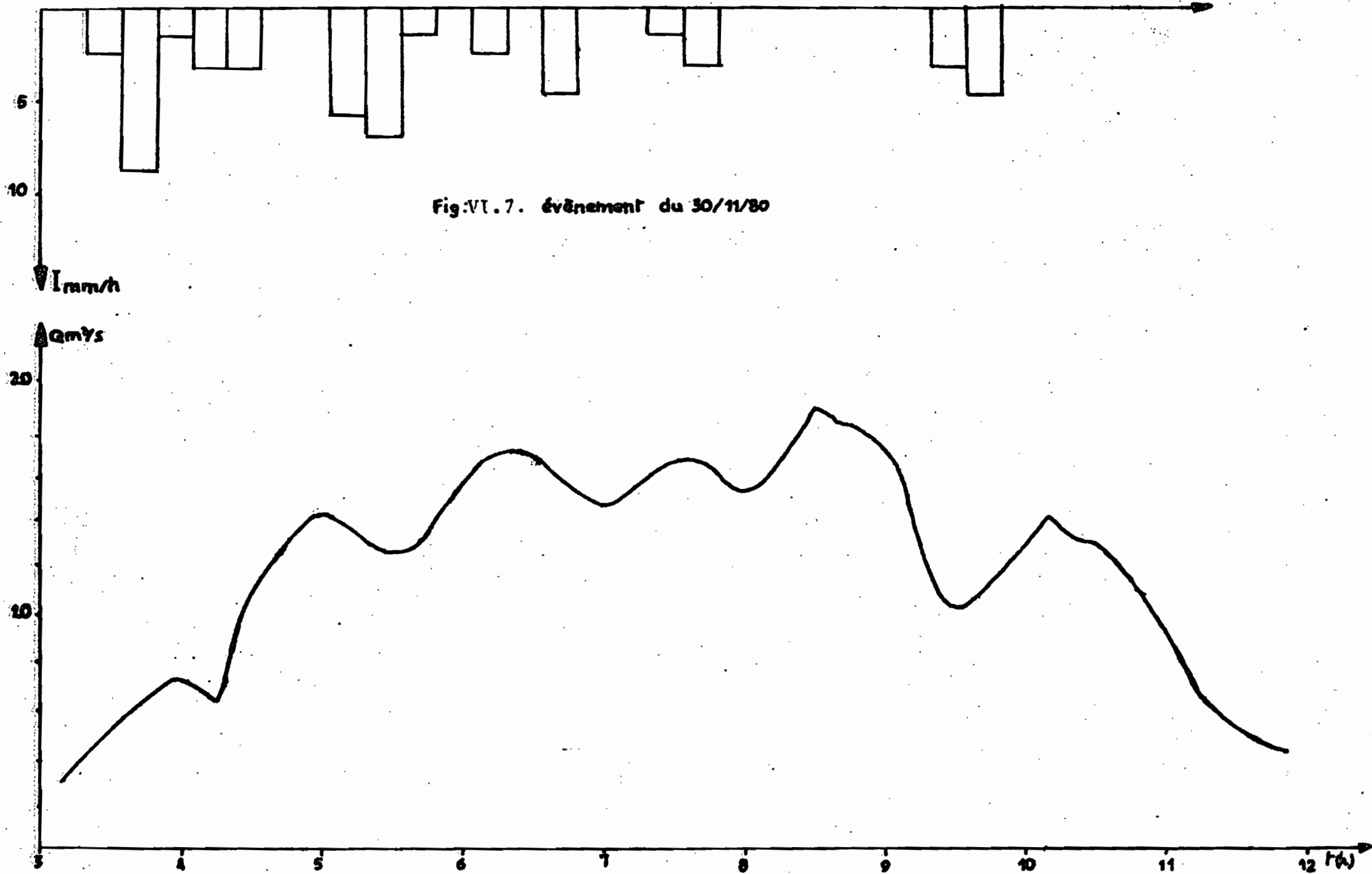


Fig. VI.2.1. COURBES DES ESSAIS AU MUNTZ

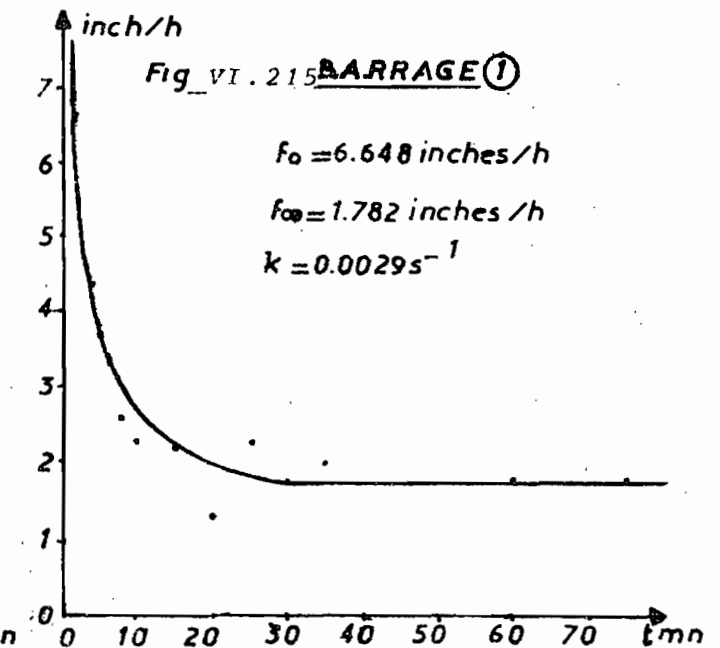
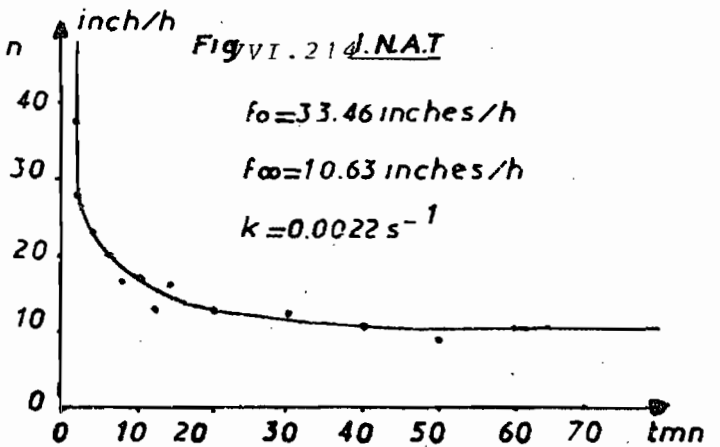
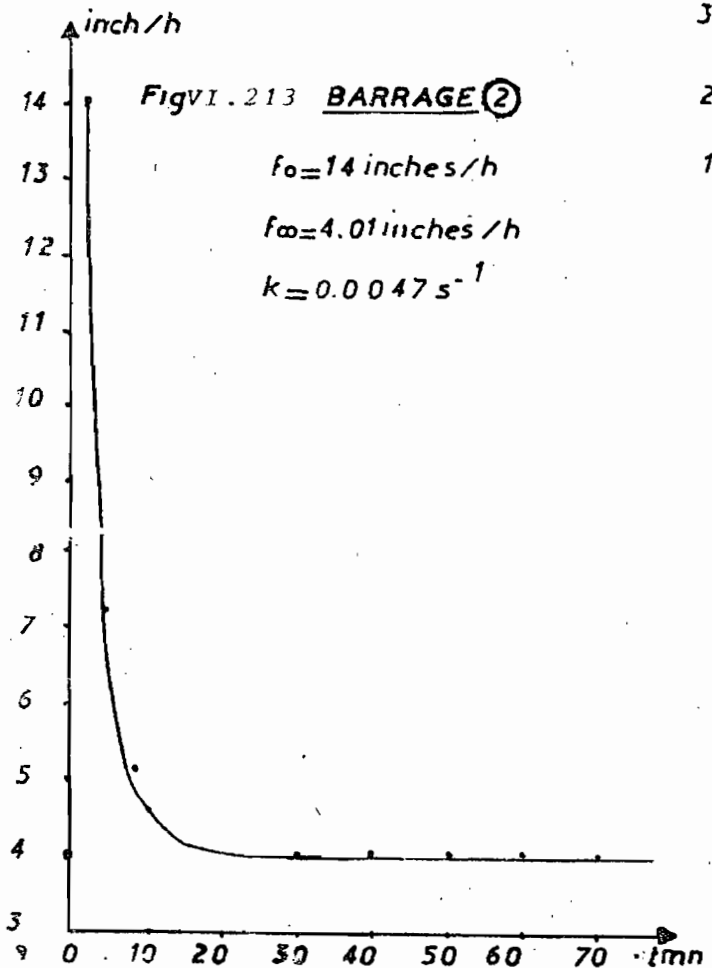
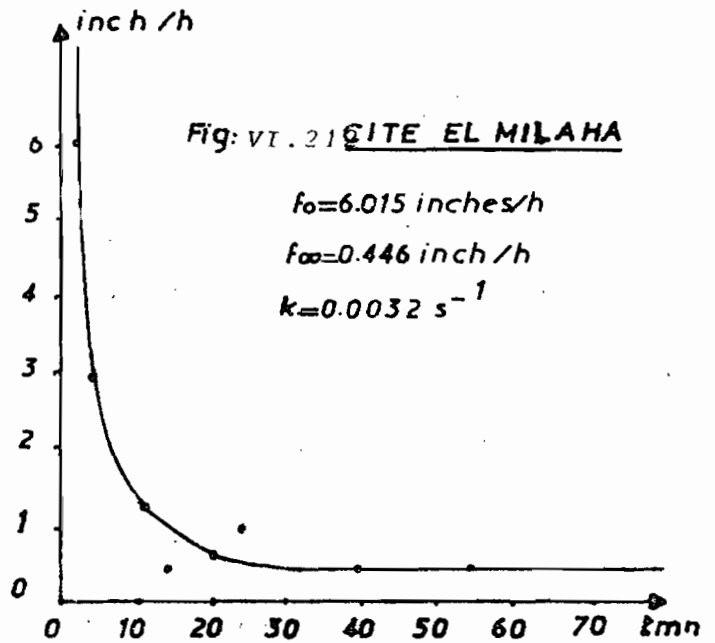
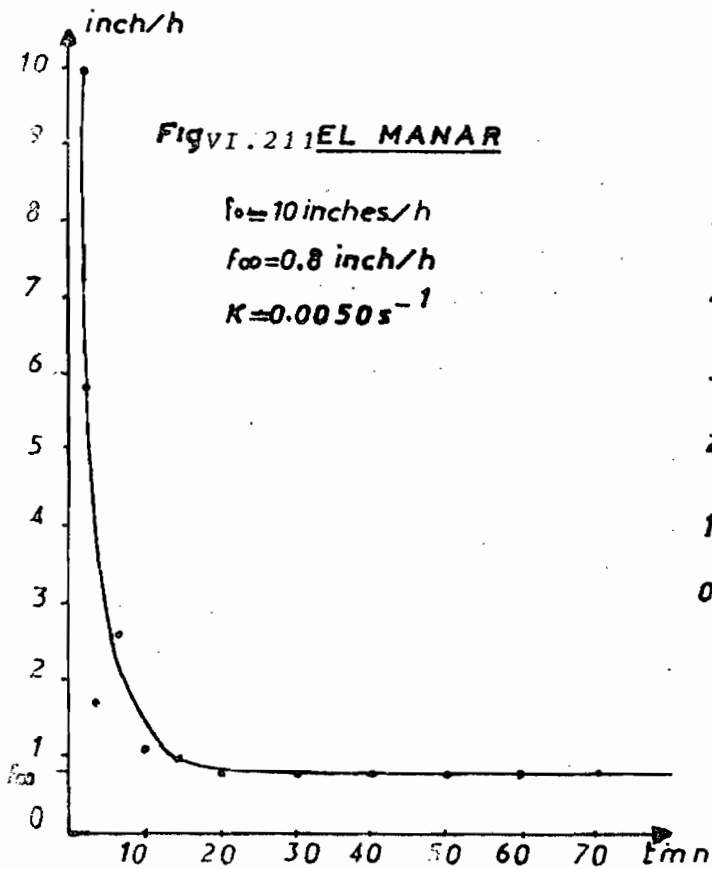
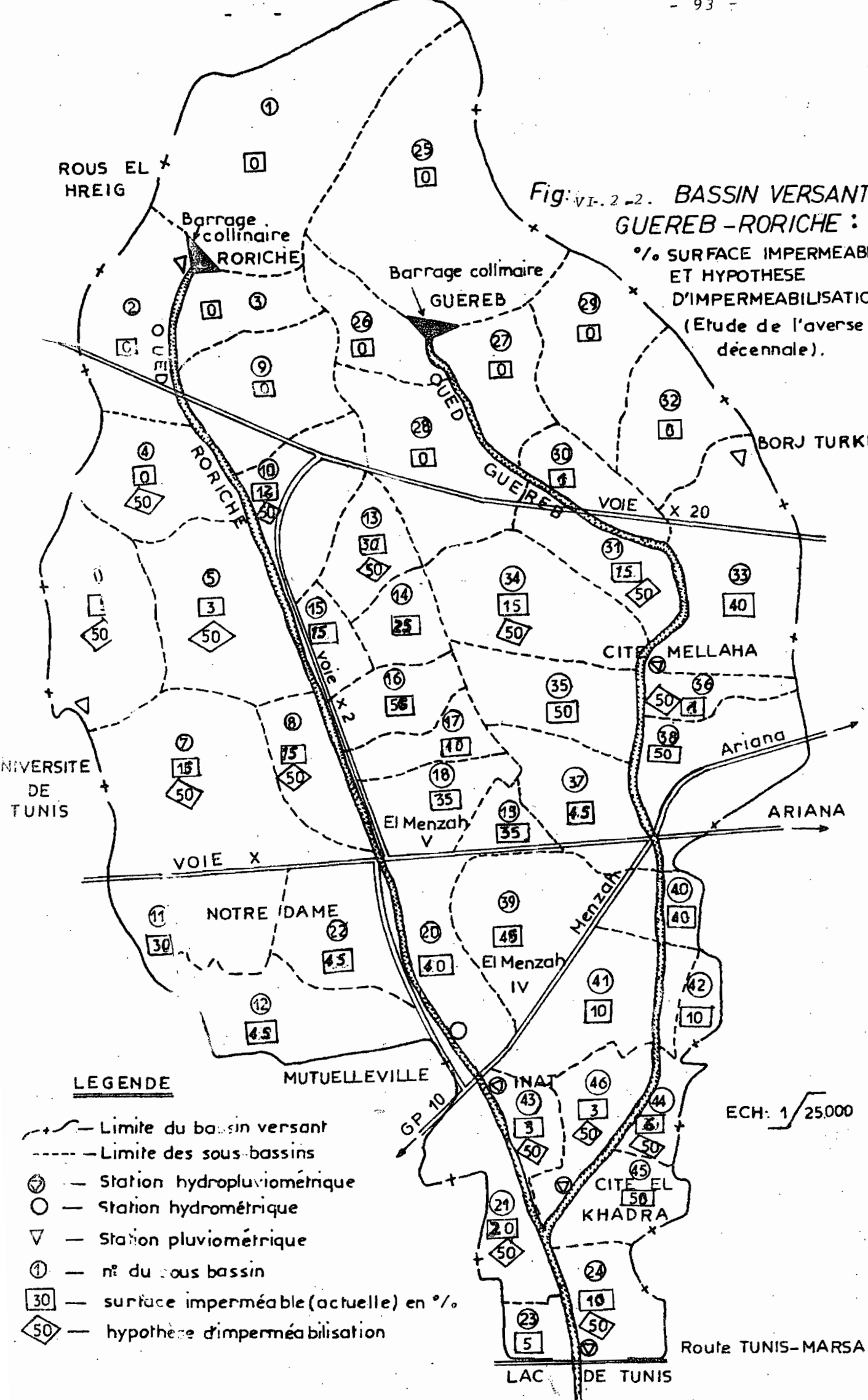


TABLEAU VI.1. Valeurs initiales des paramètres caractéristiques des sous-bassins.

n° sous bassin	W'		%IMP	pente	Coef. Manning		Lame d'eau des pressions (inches)		Infiltration		
	F	T			A	C	sur.im	sur.p	sur.im	sur.p	Foiche/h
1	1202	285	0	0,16	0,013	0,250	0,062	0,784	6,648	1,782	29
2	1052	146	0	0,15	"	"	"	"	6,648	1,782	29
3	644	52	0	0,08	"	"	"	"	6,648	1,782	29
4	1575	119	0	0,12	"	"	"	"	10	08	50
5	12050	185	3	0,07	"	"	"	"	10	08	50
6	1874	143	5	0,12	"	"	"	"	10	08	50
7	1787	269	15	0,08	"	"	"	"	10	08	50
8	1087	52	15	0,04	"	"	"	"	10	08	50
9	400	136	0	0,10	"	"	"	"	14	4,01	47
10	1721	97	12	0,08	"	"	"	"	33,46	10,63	22
11	39	106	130	0,14	"	"	"	"	33,46	10,63	22
12	33	158	145	0,12	"	"	"	"	"	"	"
13	98	64	130	0,10	"	"	"	"	"	"	"
14	66	42	125	0,08	"	"	"	"	"	"	"
15	33	32	15	0,06	"	"	"	"	"	"	"
16	33	77	56	0,07	"	"	"	"	"	"	"
17	33	37	10	0,06	"	"	"	"	"	"	"
18	33	94	35	0,05	"	"	"	"	"	"	"
19	33	44	35	0,10	"	"	"	"	"	"	"
20	26	158	140	0,10	"	"	"	"	"	"	"
21	39	77	20	0,03	"	"	"	"	"	"	"
22	33	96	45	0,08	"	"	"	"	"	"	"
23	719	32	5	0,02	"	"	"	"	"	"	"
24	787	86	10	0,01	"	"	"	"	"	"	"
25	5137	282	0	0,18	"	"	"	"	6,648	1,782	29
26	447	37	0	0,10	"	"	"	"	14	4,01	47
27	876,8	77	0	0,09	"	"	"	"	"	"	"
28	2096	126	0	0,10	"	"	"	"	"	"	"
29	699	139	0	0,10	"	"	"	"	"	"	"
30	986	57	1	0,03	"	"	"	"	"	"	"
31	381	77	0	0,10	"	"	"	"	"	"	"
32	49	136	40	0,08	"	"	"	"	6,015	0,446	32
33	820	128	15	0,08	"	"	"	"	"	"	"
34	33	119	50	0,04	"	"	"	"	"	"	"
35	389	30	1	0,01	"	"	"	"	33,46	10,63	22
36	33	194	145	0,04	"	"	"	"	"	"	"
37	33	186	150	0,03	"	"	"	"	"	"	"
38	33	96	45	0,03	"	"	"	"	"	"	"
39	33	22	40	0,02	"	"	"	"	"	"	"
40	82	119	10	0,02	"	"	"	"	"	"	"
41	581	49	3	0,01	"	"	"	"	"	"	"
42	46	132	5	0,01	"	"	"	"	"	"	"
43	43	96	5	0,01	"	"	"	"	"	"	"
44	525	79	3	0,01	"	"	"	"	"	"	"

W' = Largeur équivalente du sous-bassin en pieds (Foot FT): 1 pied = 0,3048m  
A = Surface du sous-bassin en acre = 0,4047 ha.

Fig. VI. 2-2. BASSIN VERSANT GUEREB-RORICHE :  
% SURFACE IMPERMEABLE ET HYPOTHESE D'IMPERMEABILISATION (Etude de l'averse décennale).



LEGENDE

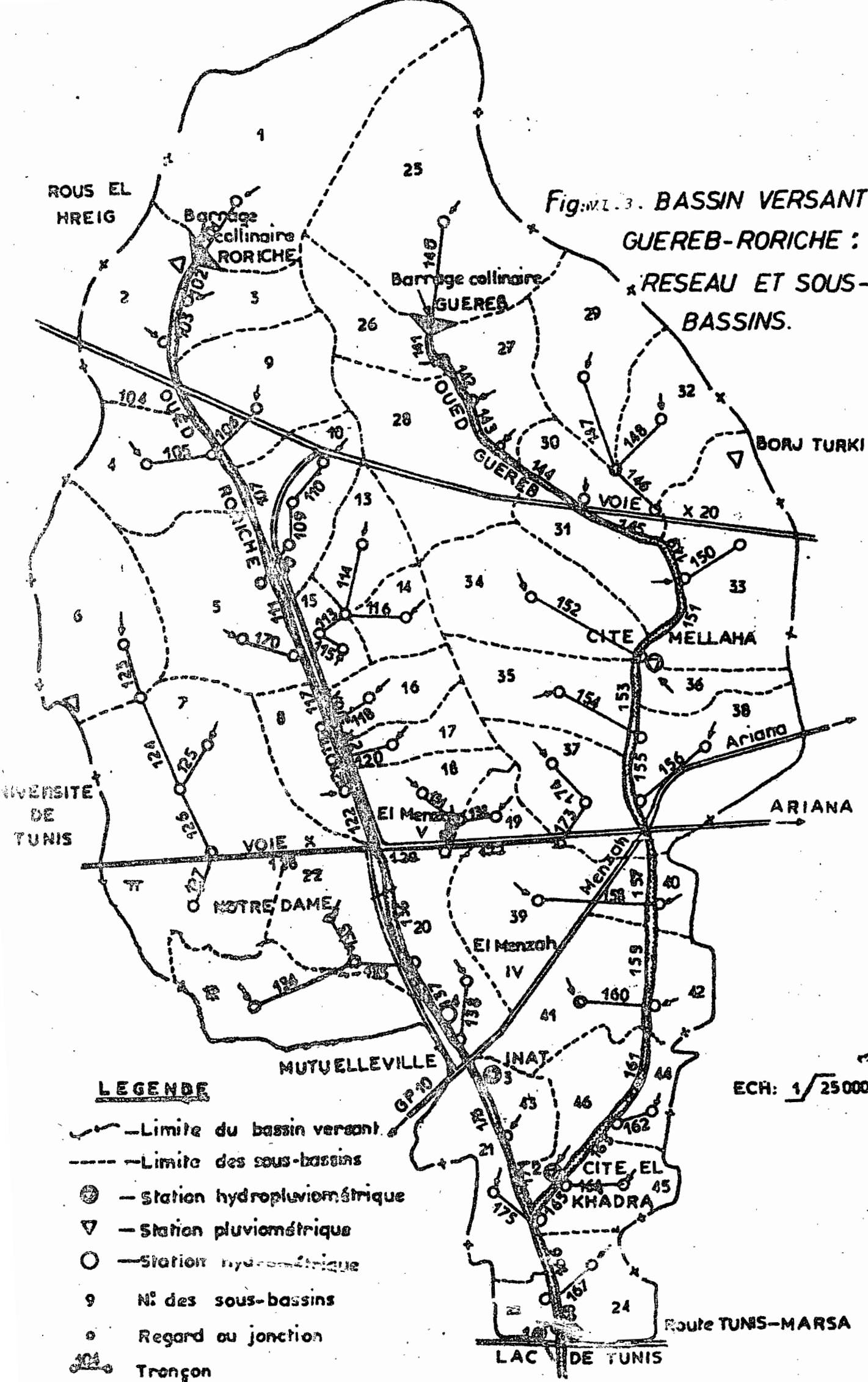
- Limite du bassin versant
- .... Limite des sous-bassins
- ⊙ — Station hydropluviométrique
- — Station hydrométrique
- ▽ — Station pluviométrique
- ① — n° du sous bassin
- — surface imperméable (actuelle) en %
- ◇ — hypothèse d'imperméabilisation

ECH: 1/25000

Route TUNIS-MARSA

LAC DE TUNIS

Fig. N. 1. 3. BASSIN VERSANT GUEREB-RORICHE : RESEAU ET SOUS-BASSINS.



**LEGENDE**

- Limite du bassin versant.
- Limite des sous-bassins
- ⊙ — Station hydropluviométrique
- ▽ — Station pluviométrique
- — Station hydrométrique
- 9 N° des sous-bassins
- ⊙ Regard au jonction
- ⊙ Tronçon

ECH: 1/25000

Route TUNIS-MARSA

LAC DE TUNIS

Fig. VI.4. Schéma du réseau (SWMM)

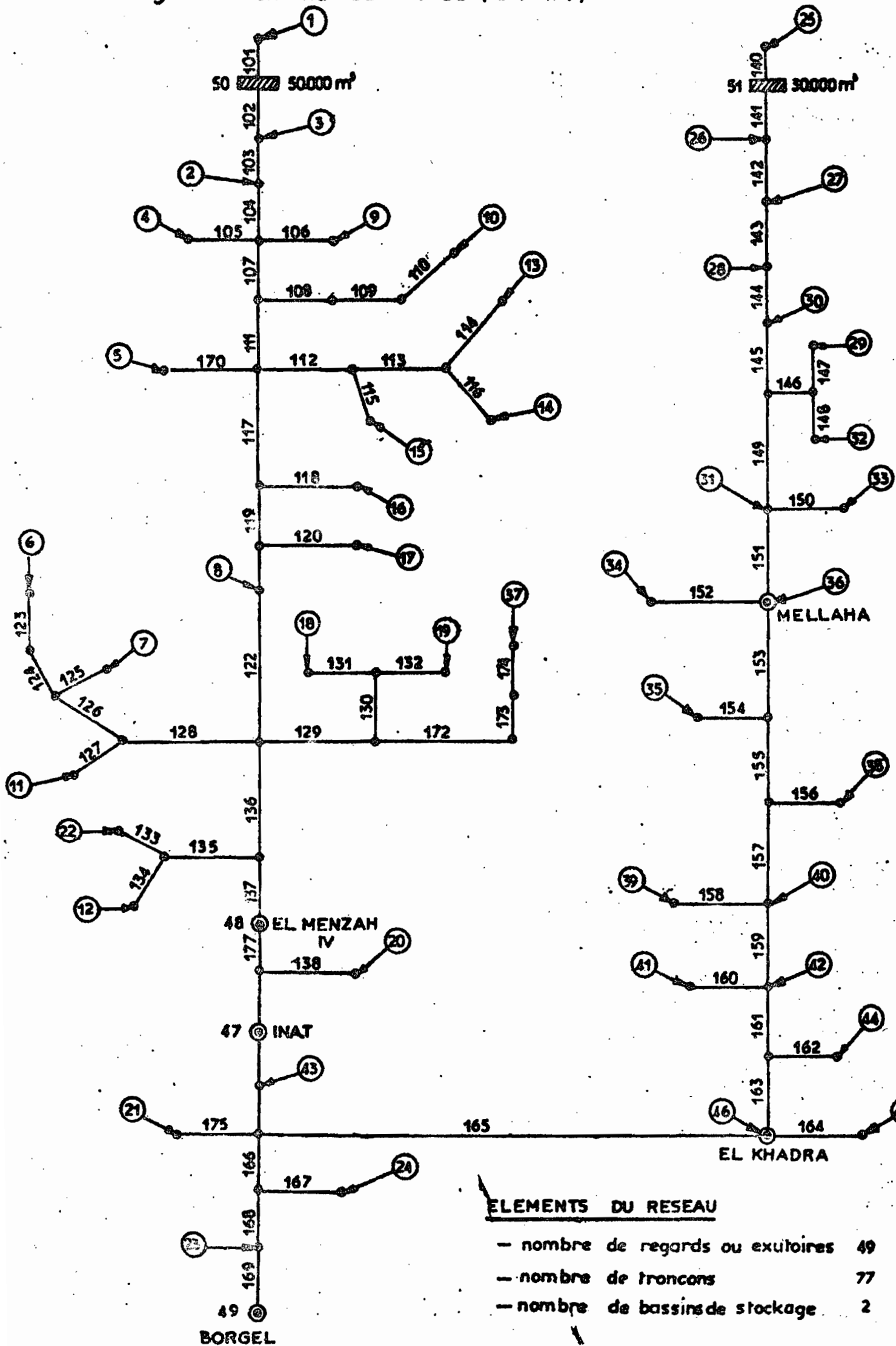


Tableau VI.2. LE RESEAU : VALEURS INITIALES DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES

TRONÇONS	TYPE	LONGUEUR FT	PENTE %	COEF. MANNING	G <sub>1</sub> FT	G <sub>2</sub> FT	G <sub>3</sub>
101	13	1155	4,5	0.250	10.0	9.0	1.0
102	13	410	3.6	0.250	10.0	6.0	1.0
103	13	2788	3.6	0.250	10.0	6.0	1.0
104	13	1250	1.8	0.250	15.0	6.0	3.0
105	13	492	7.4	0.250	15.0	3.0	3.0
106	13	820	4.2	0.250	15.0	3.0	3.0
107	13	1970	1.1	0.250	15.0	6.0	3.0
108	1	500	2.7	0.013	4.1	-	-
109	1	15	2.7	0.013	2.6	-	-
110	13	15	2.7	0.250	10.0	3.0	1.0
111	13	1510	1.2	0.250	15.0	6.0	2.0
112	1	200	3.0	0.013	4.1 *	-	-
113	1	590	7.1	0.013	2.6	-	-
114	1	820	3.7	0.013	2.6	-	-
115	1	200	4.0	0.013	2.6	-	-
116	13	656	3.7	0.250	10.0	3.0	1.0
117	13	820	1.0	0.250	13.0	6.0	1.0
118	1	738	3.8	0.013	2.6	-	-
119	13	656	1.0	0.250	13.0	6.0	1.0
120	1	984	3.0	0.013	2.6	-	-
121	13	738	1.0	0.250	13.0	3.3	0.7
122	13	984	1.0	0.250	13.0	3.3	0.7
123	13	984	3.0	0.250	10.0	3.0	1.0
124	1	2378	3.0	0.013	2.6	-	-
125	13	410	3.0	0.250	10.0	3.0	1.0
126	1	902	4.2	0.013	3.3	-	-
127	1	759	4.2	0.013	2.6	-	-
128	1	1080	1.5	0.013	3.9	-	-
129	2	1148	1.4	0.013	2.6	5.2	-
130	1	410	2.5	0.013	2.6	-	-
131	1	1312	1.0	0.013	2.6	-	-
132	1	820	1.0	0.013	2.6	-	-
133	1	197	1.5	0.013	22.6	-	-
134	1	525	1.5	0.013	3.3	-	-
135	1	110	2.3	0.013	3.3	-	0.6
136	13	2460	0.9	0.250	13.0	5.0	0.6
137	13	350	1.0	0.250	13.0	6.0	-
138	1	300	2.0	0.013	2.6	-	0.6
139	13	740	0.6	0.250	13.0	6.0	3.0
140	13	1650	4.5	0.250	10.0	9.0	3.0
141	13	1056	3.2	0.250	15.0	3.0	3.0
142	13	1080	3.2	0.250	15.0	3.0	3.0
143	13	1722	1.4	0.250	15.0	3.0	3.0
144	13	990	1.4	0.250	12.0	3.0	2.0
145	13	1749	1.4	0.250	12.0	3.0	2.0
146	13	2000	1.3	0.250	10.0	3.0	1.0
147	13	656	1.3	0.250	10.0	3.0	1.0
148	13	740	5.8	0.250	12.0	3.0	2.0
149	13	984	0.8	0.250	13.0	6.0	0.
150	1	984	2.7	0.013	2.6	-	-
151	13	1312	0.8	0.250	13.0	6.0	0.6
152	1	656	4.5	0.013	4.1	-	-
153	13	1480	0.8	0.250	13.0	6.0	0.6
154	1	492	2.5	0.013	1.9	-	-
155	13	1310	0.8	0.250	9.0	6.0	1.0
156	1	738	1.0	0.013	2.0	-	-
157	13	1640	0.7	0.250	9.0	3.0	1.0

Tableau VI.2 Suite : LE RESEAU : VALEURS INITIALES DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES

BRANCHONS	TYPE	LONGUEUR FT	PENTE %	COEF. MANNING	G <sub>1</sub> FT	G <sub>2</sub> FT	G <sub>3</sub>
158	1	934	5.0	0.013	2.6	-	-
159	13	1804	0.3	0.250	9.0	6.0	0.6
160	1	520	1.0	0.013	2.0	-	-
161	13	1476	0.2	0.250	13.0	6.0	0.6
162	1	394	1.0	0.013	1.3	-	-
163	13	1640	0.1	0.250	13.0	6.6	0.6
164	1	820	0.1	0.013	2.6	-	-
165	13	1400	0.3	0.250	10.0	12.0	0.6
166	13	1400	0.2	0.250	9.0	12.0	0.5
167	1	328	0.1	0.013	2.6	-	-
168	13	600	0.5	0.250	9.0	12.0	0.5
169	13	60	0.5	0.250	9.0	12.0	0.5
170	1	984	3.3	0.013	3.3	-	-
171	13	1345	0.6	0.250	12.0	6.0	1.0
172	2	1800	1.4	0.013	2.6	5.2	-
173	2	820	1.4	0.013	2.6	3.9	-
174	1	1148	0.1	0.013	4.6	-	-
175	1	500	0.1	0.013	2.6	-	-
176	13	1060	0.6	0.250	13.0	6.0	0.6
177	13	400	1.0	0.250	13.0	6.0	0.6

LEGENDES :

BRANCHONS : Cf. Fig. IV.3 et Fig. IV.4 pour la correspondance avec la numérotation de ILLU.

TYPE : il s'agit du type de profil transversal ; c'est ainsi que

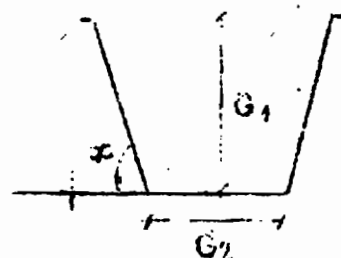
- 1 correspond à une conduite circulaire
- 2 à un canal rectangulaire ( Dalot )
- 13 à un canal trapézoïdal.

G<sub>1</sub> = hauteur (canal) ou diamètre (conduite circulaire)

G<sub>2</sub> = largeur du fond du canal

G<sub>3</sub> = pente du talus = tpx

\* = 2 tronçons de même dimension en parallèle.

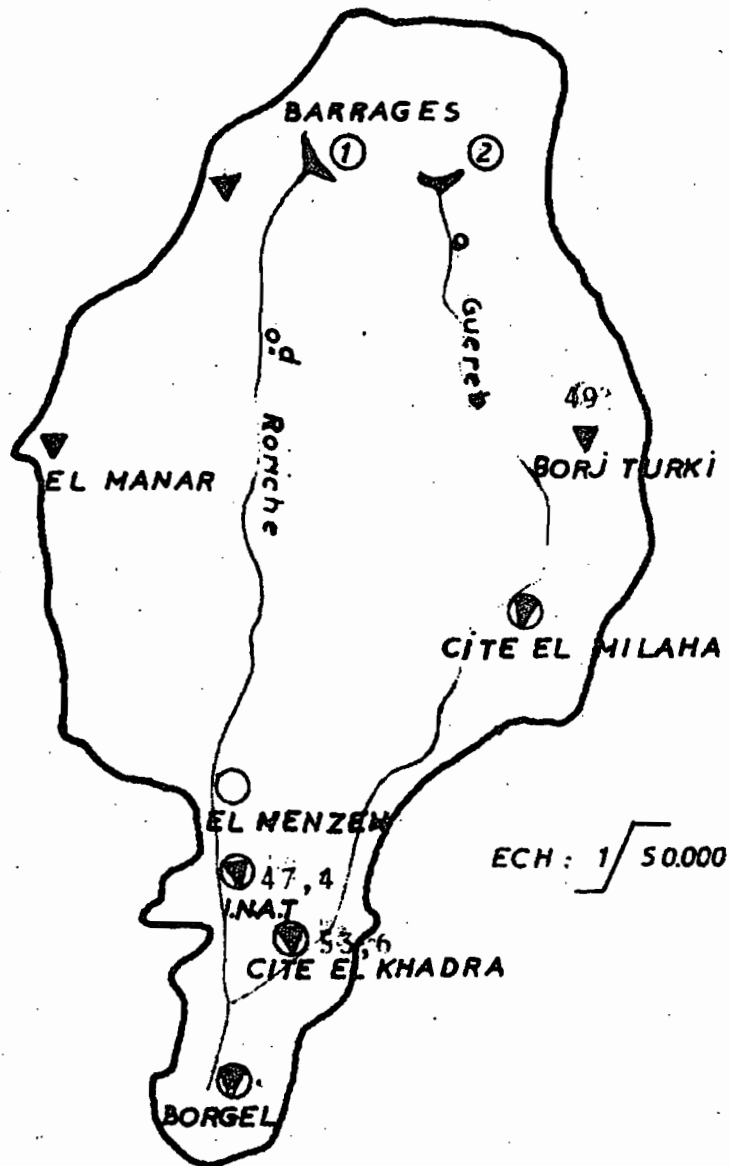




## A N N E X E S

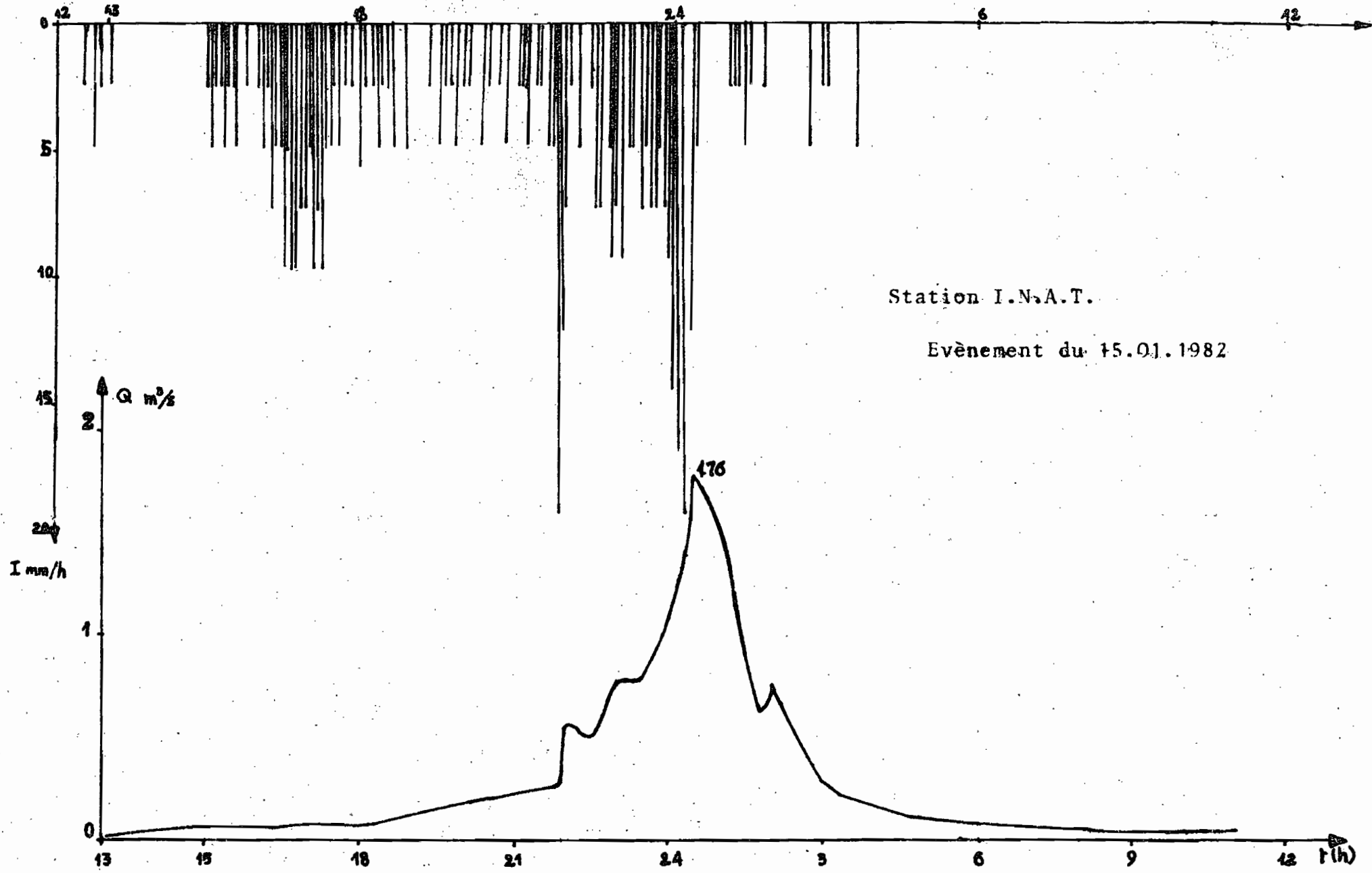
- Averses et crues observées
- Photo des appareils de Mesure.

A1  
Bassin versant de PORTICHE et GUEREB



Averse n°1 du 15 et 16-01-1982.

A<sub>1-1</sub>



Station I.N.S.A.T.

Evènement du 15.01.1982

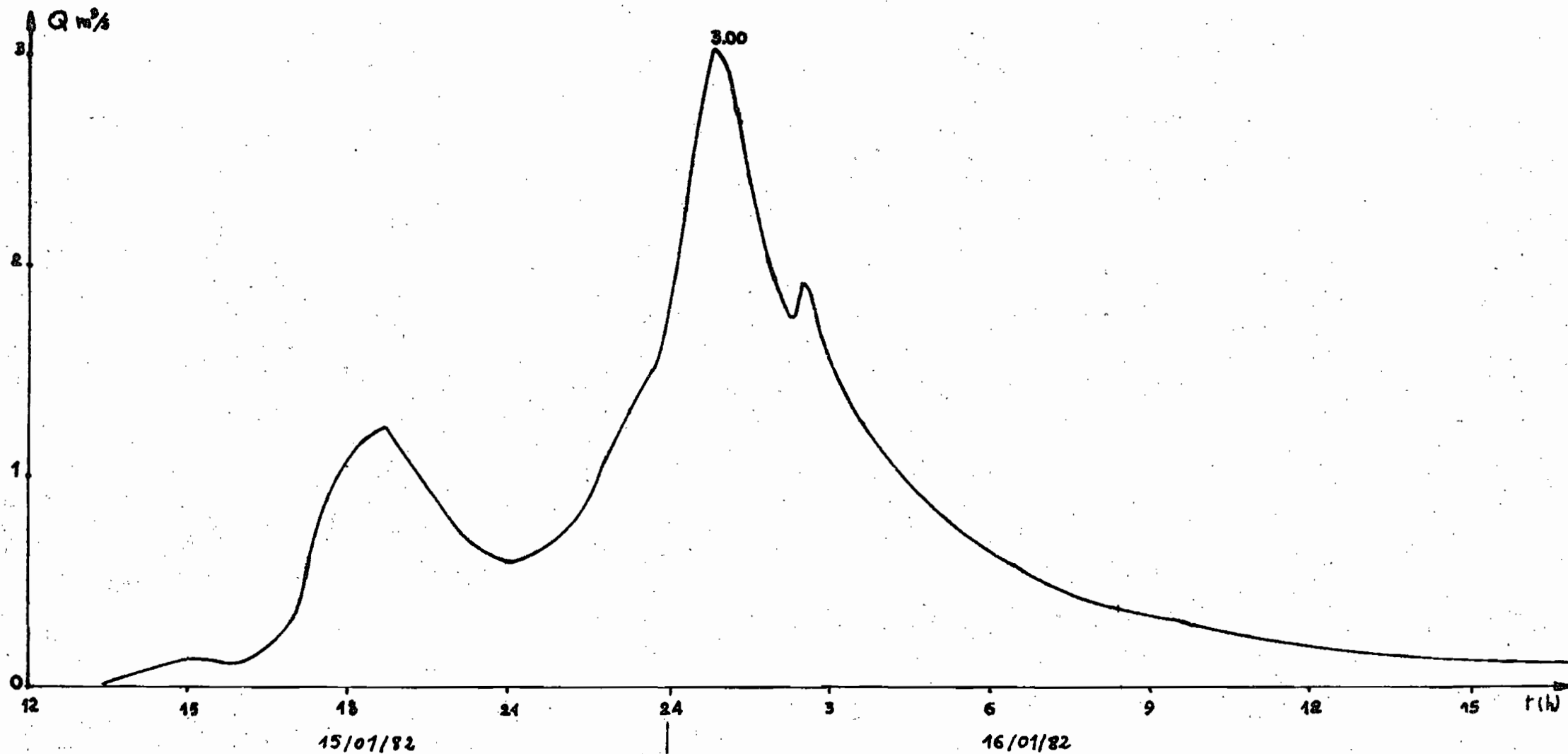
15 / 01 / 82

16 / 01 / 82

A<sub>12</sub>

CRUE DU 15.0.11982 - 16.01.1982

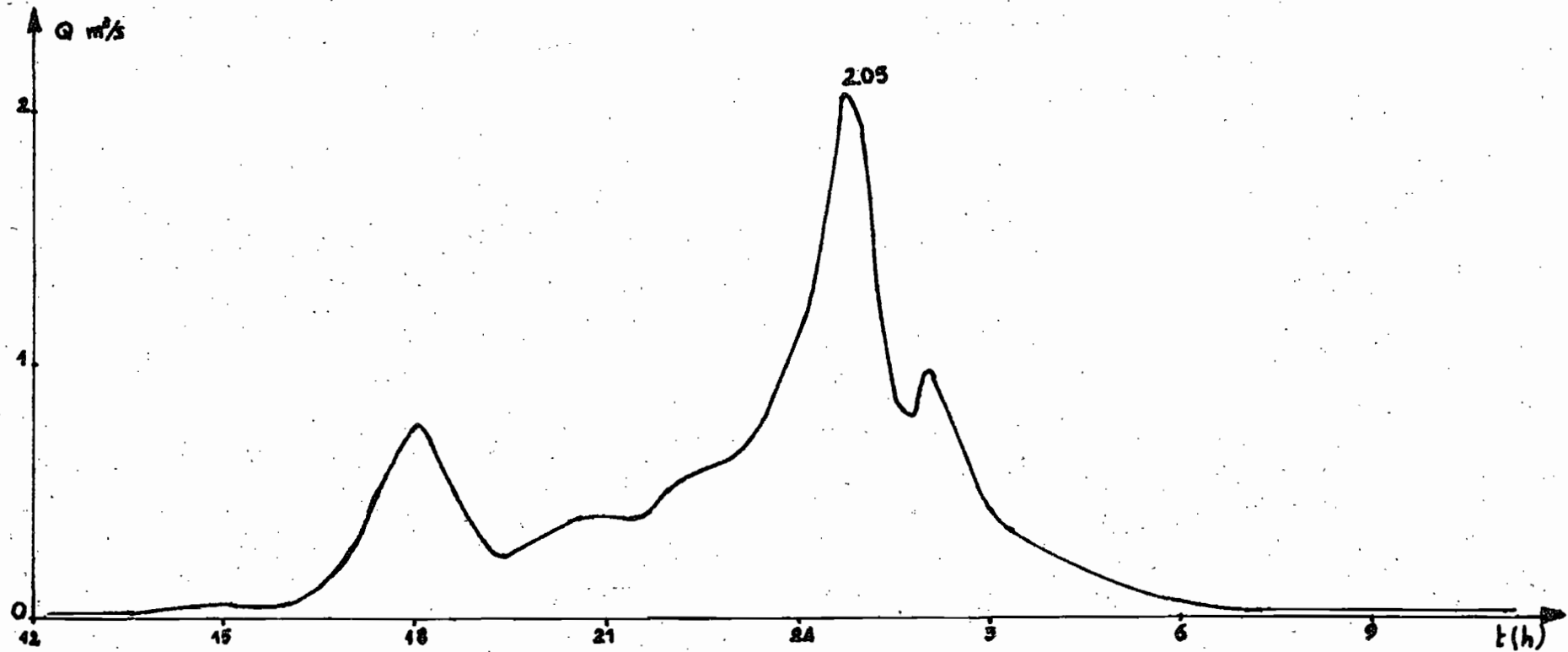
STATION BORGEL



A<sub>1</sub>-3

STATION EL MENZAH

CRUE DU 15 AU 16.011982

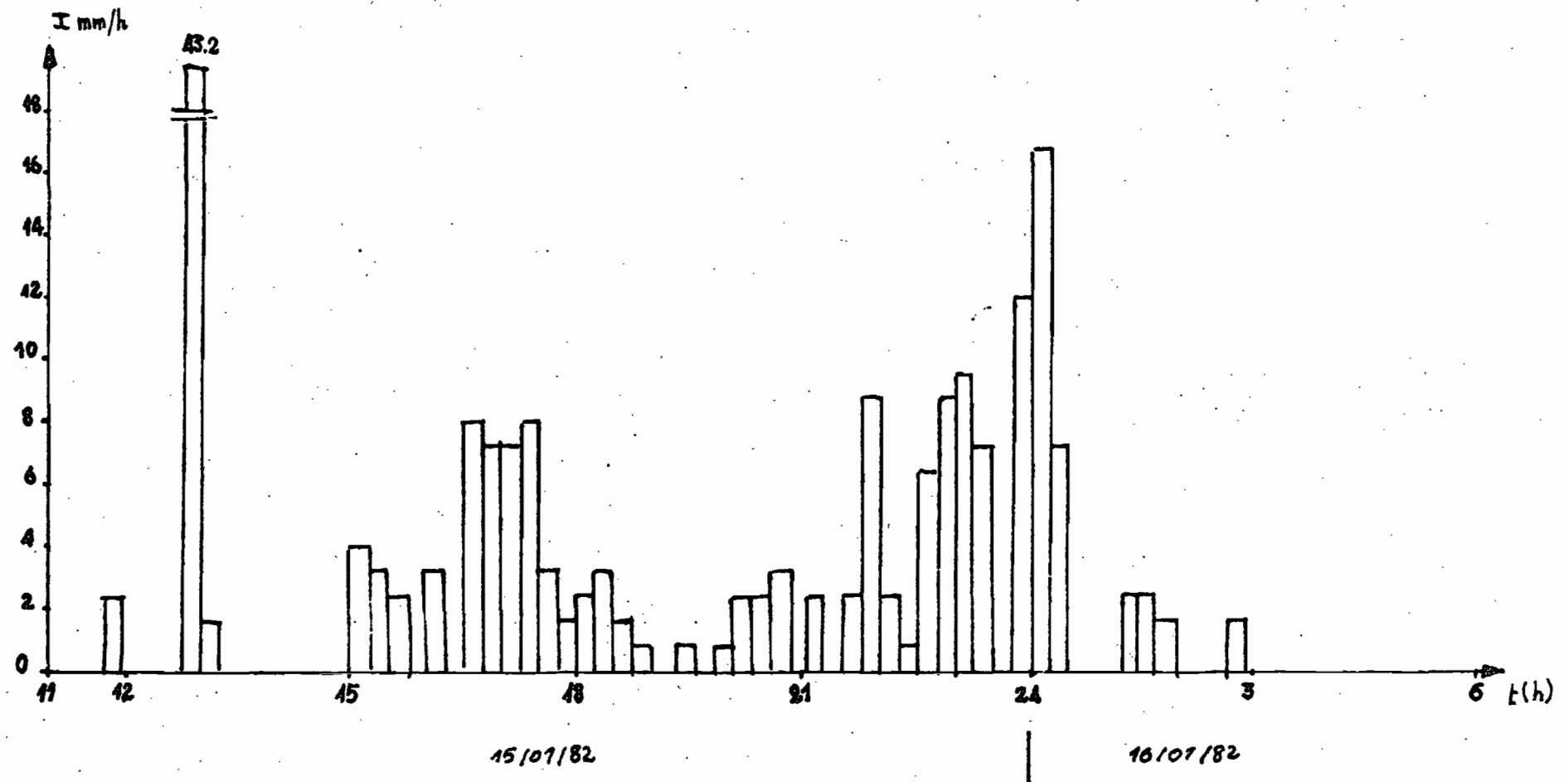


A<sub>1</sub>-4

STATION CITE EL MILAUA

Averse du 15.01?1982

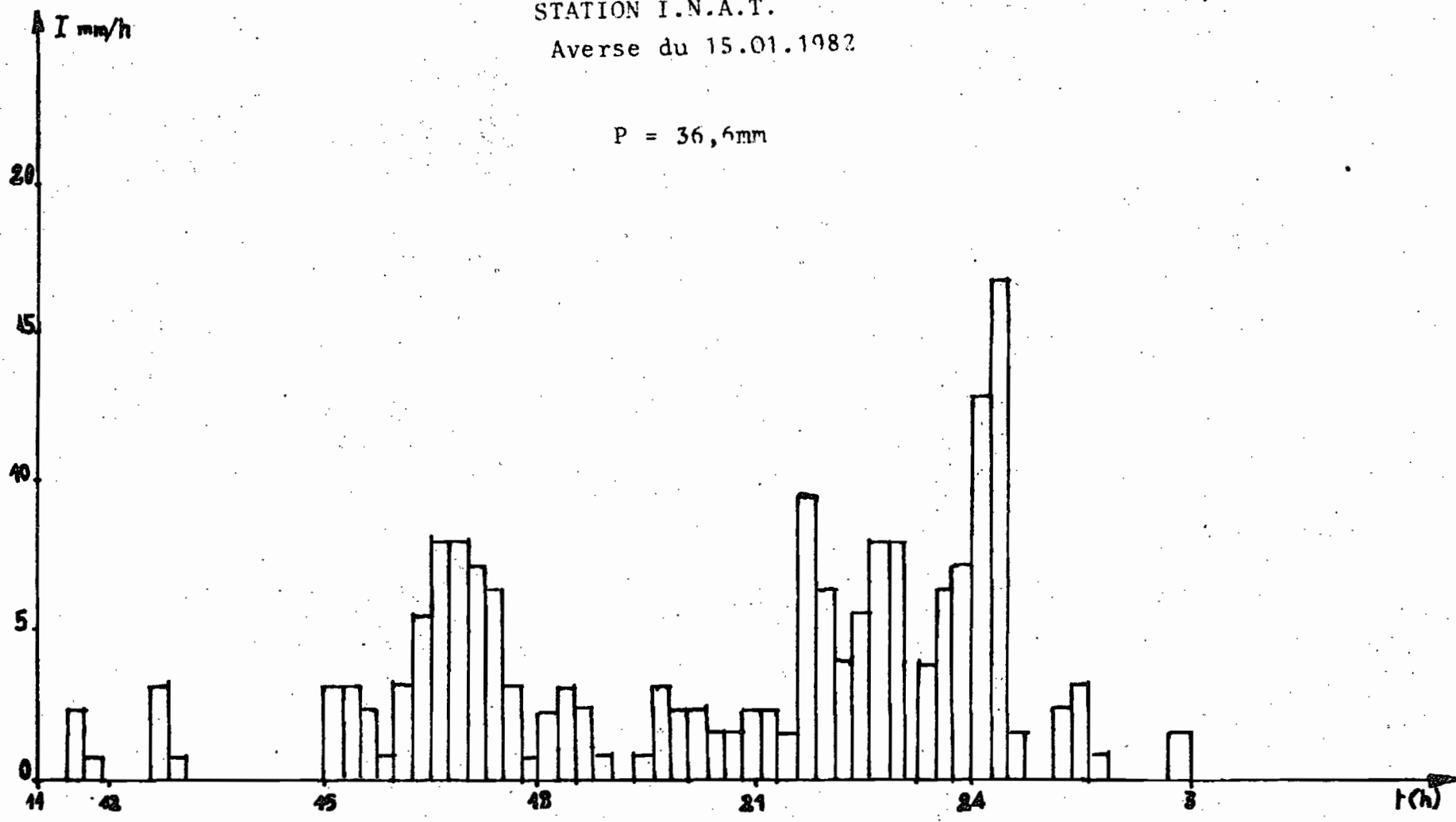
P = 46,8mm.



A<sub>15</sub>

STATION I.N.A.T.  
Averse du 15.01.1982

P = 36,6mm

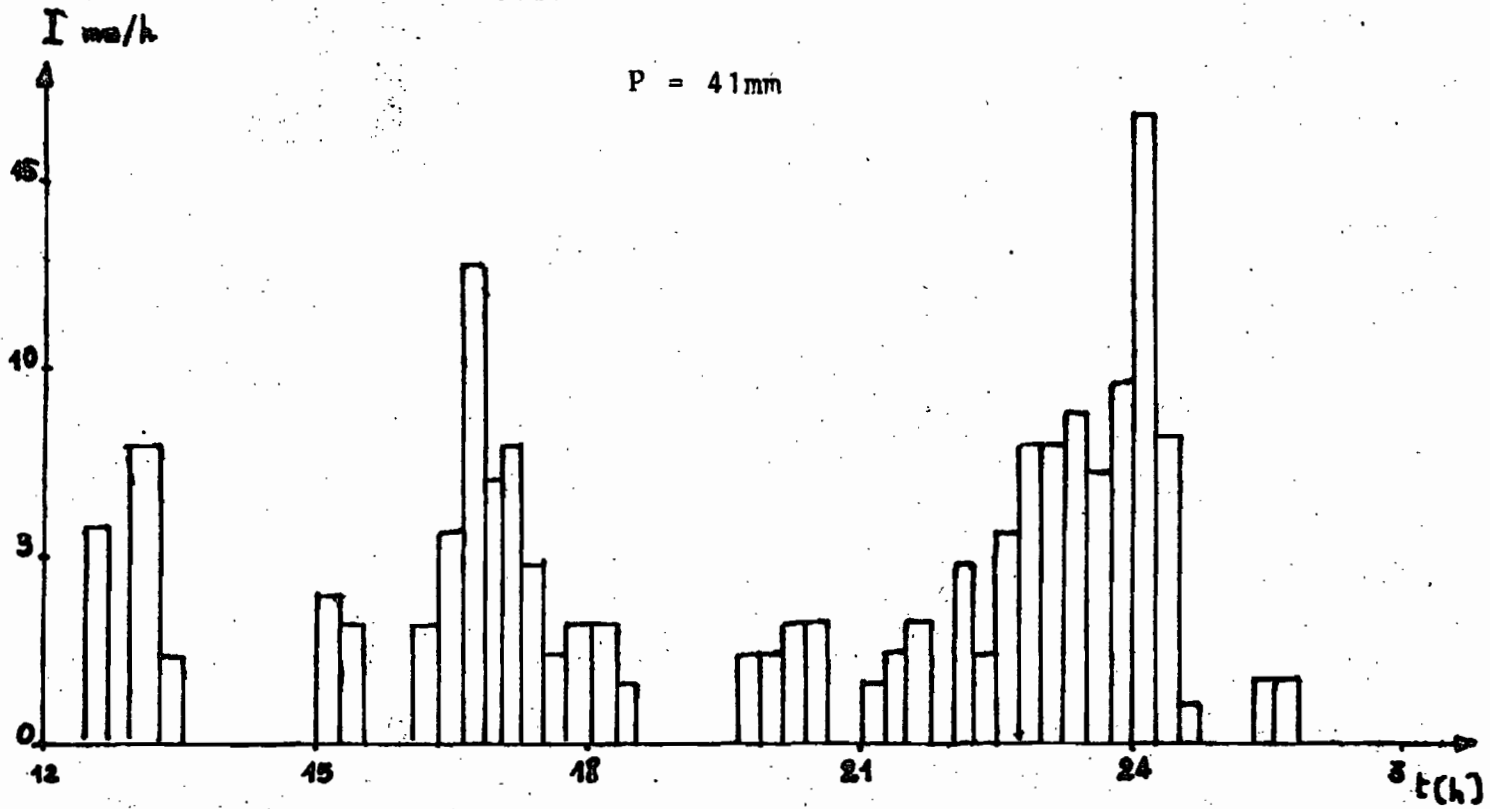


A<sub>16</sub>

STATION BORJ TURKY

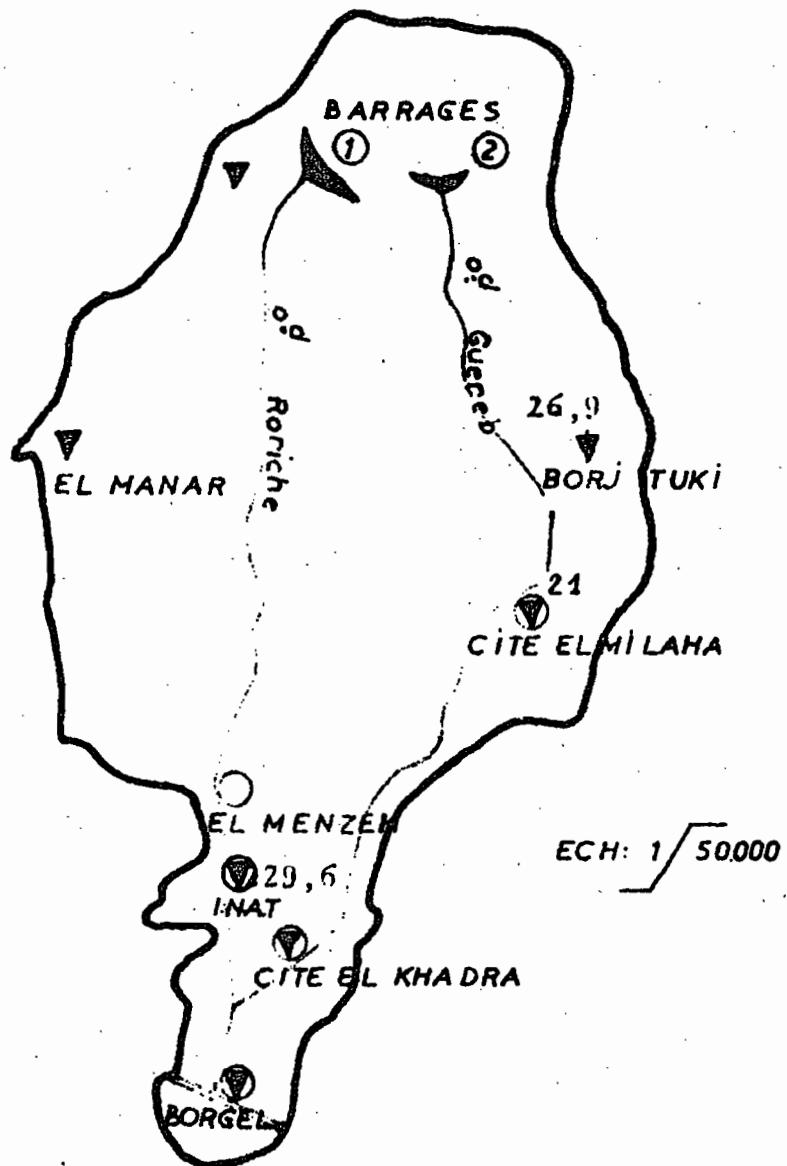
Averse du 15.01.1982

P = 41mm





Bassin versant de RORICHE et GUEREB

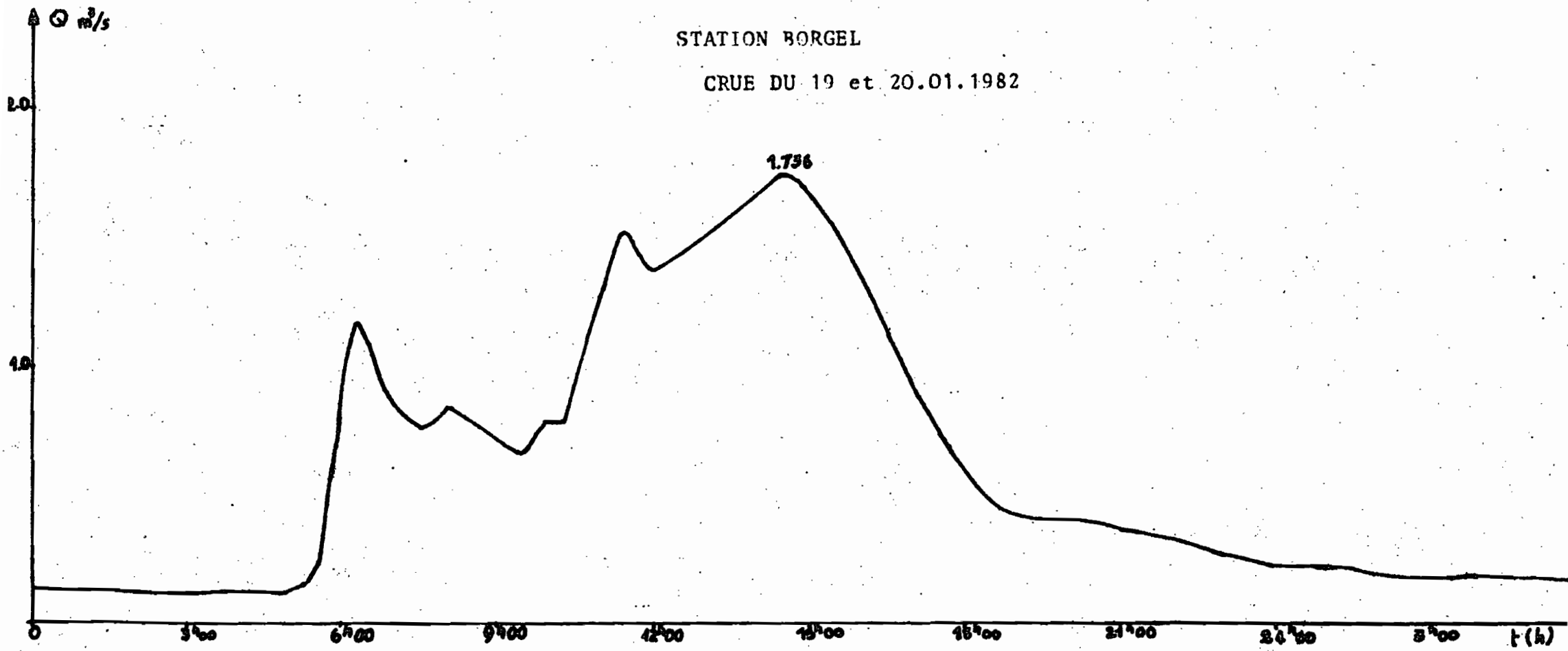


Averse n°2 du 19-01-1982.

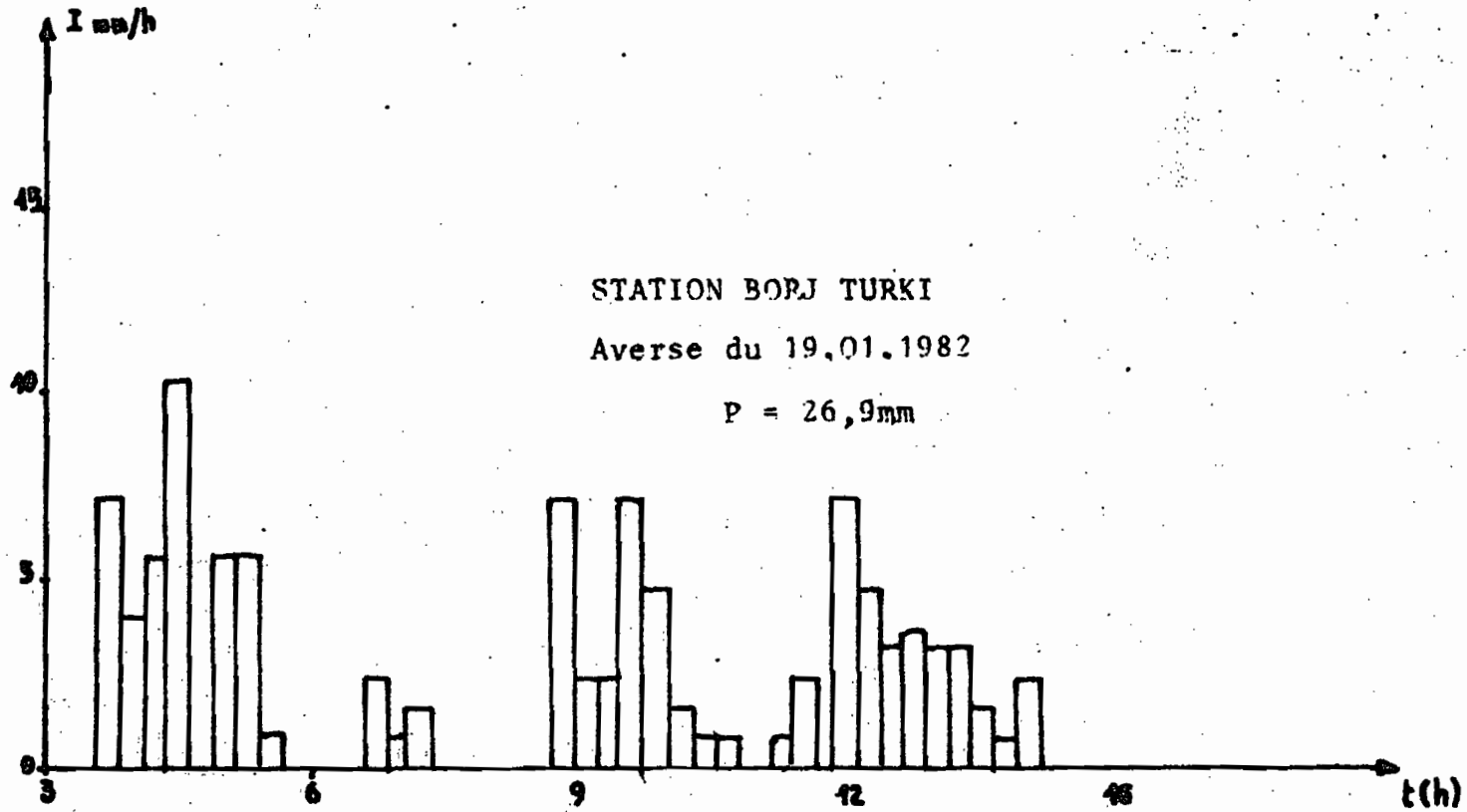
A<sub>2</sub>-1

STATION BORGEL

CRUE DU 19 et 20.01.1982



A<sub>2-2</sub>



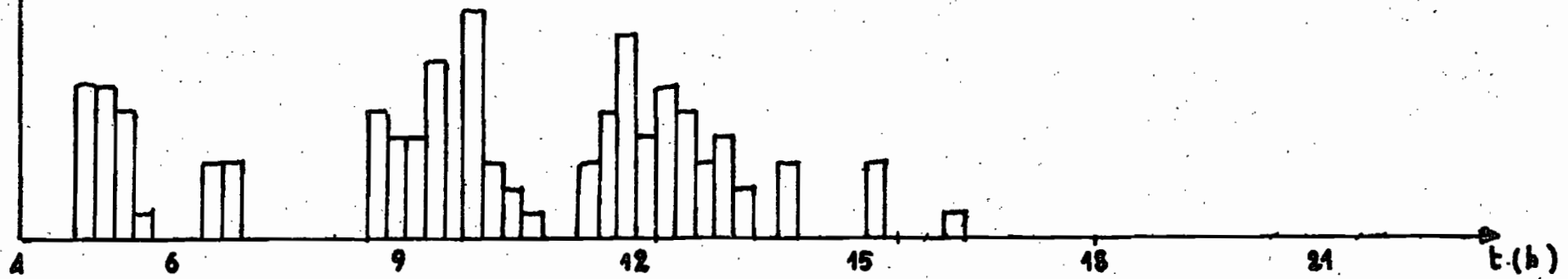
A<sub>2</sub>-3

I mm/h

STATION CITE EL MILAHA

Averse du 19.01.1982

P = 21,0mm

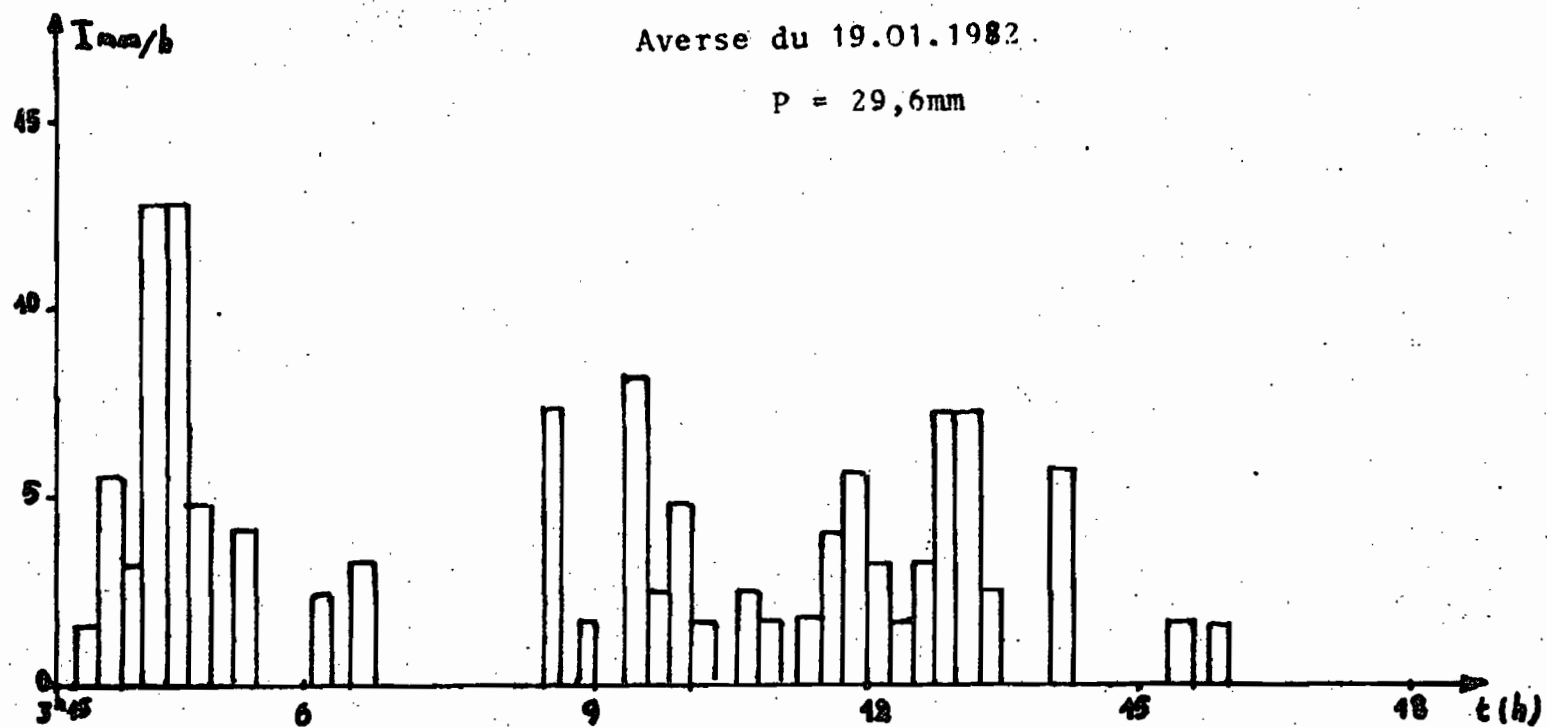


A<sub>2</sub>-4

STATION I.N.A.T.

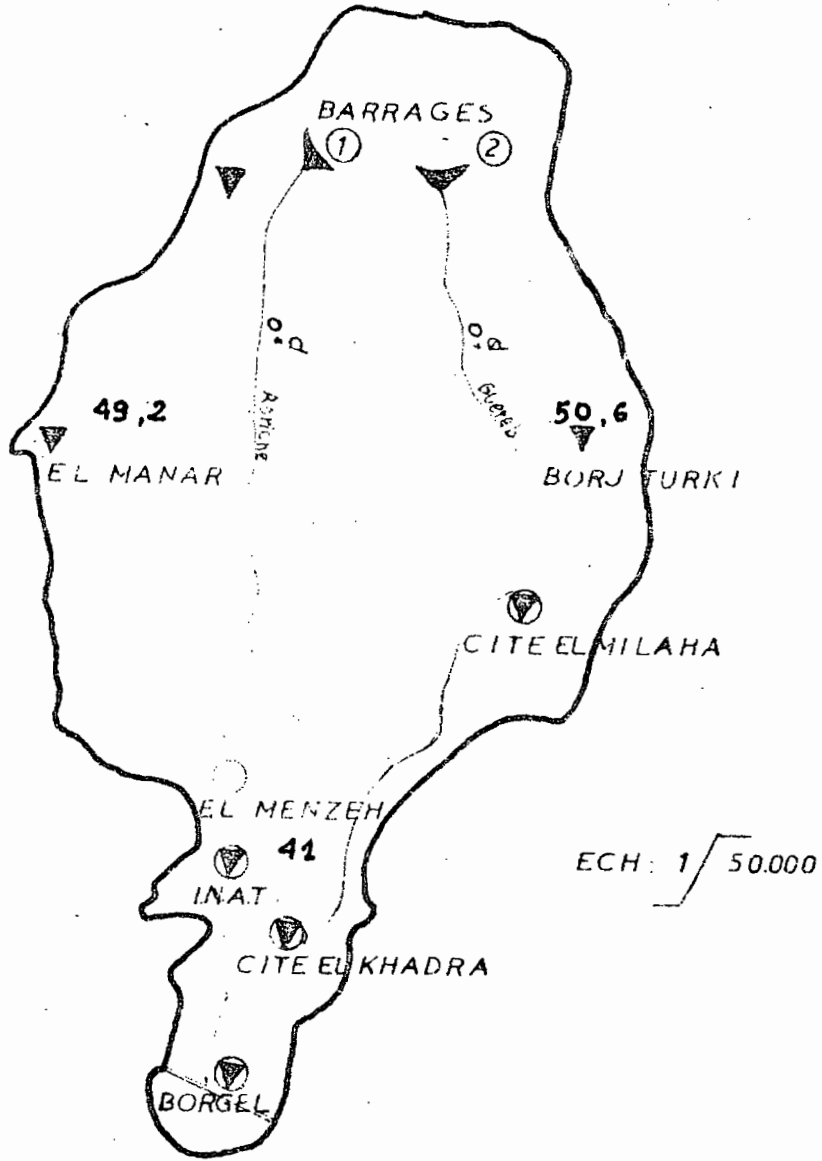
Averse du 19.01.1982.

P = 29,6mm

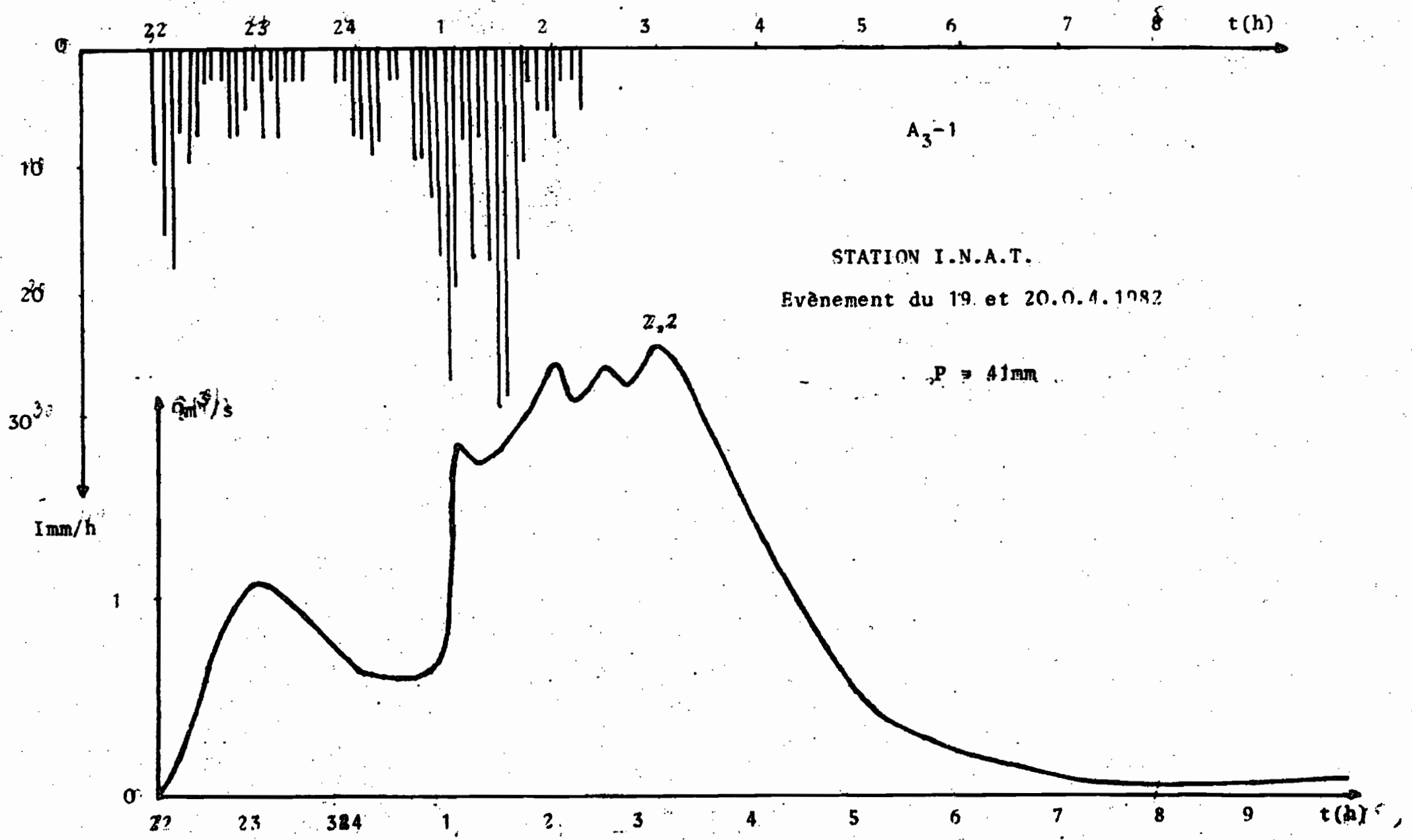


A3

Bassin versant de BORTICIE et GUEREB



Averse N° 5 19 et 20-04-1982.



STATION I.N.A.T.

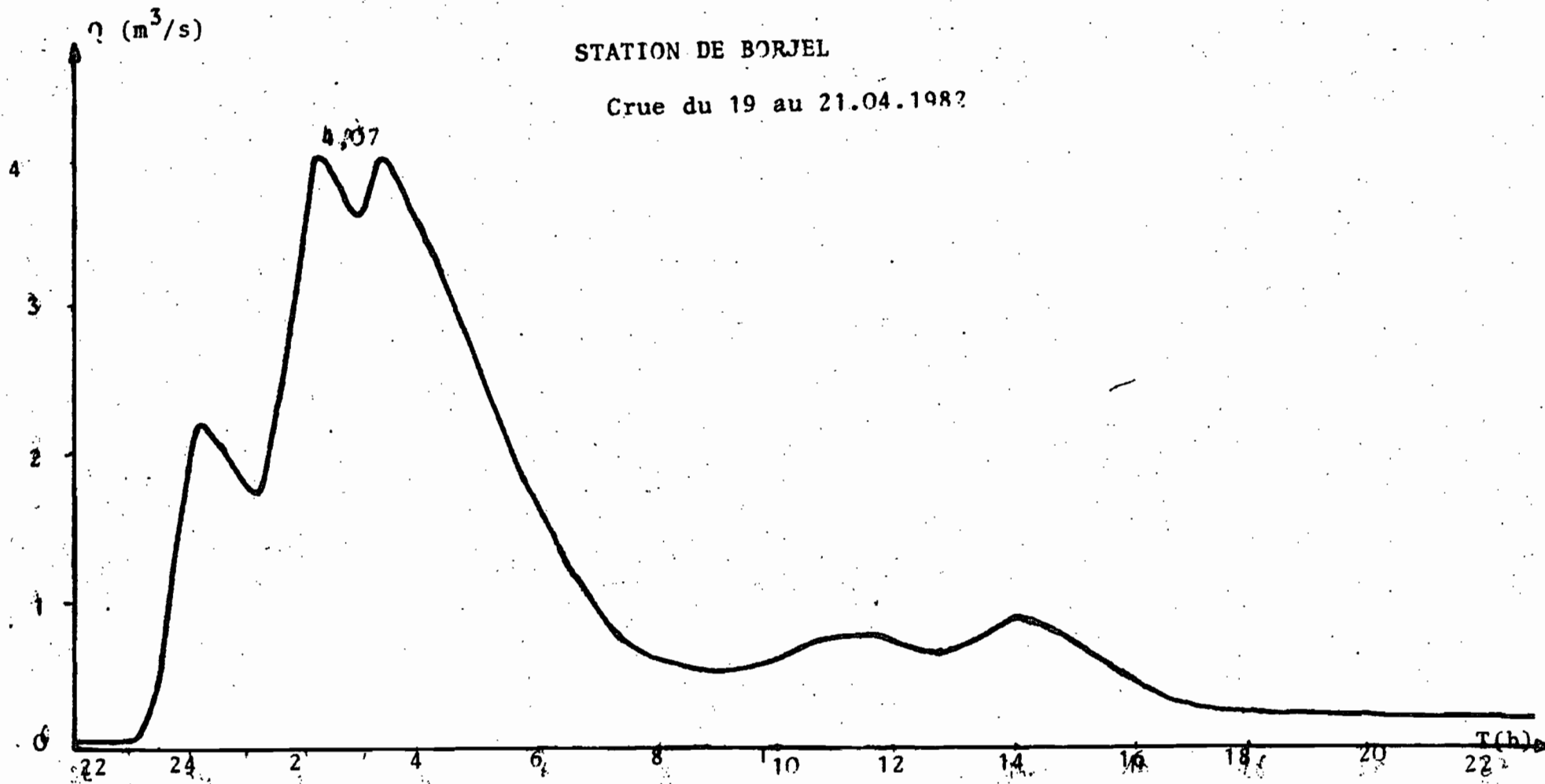
Evènement du 19. et 20.0.4.1982

P = 41mm

19-04-1982

20-04-1982

A<sub>3</sub>-2

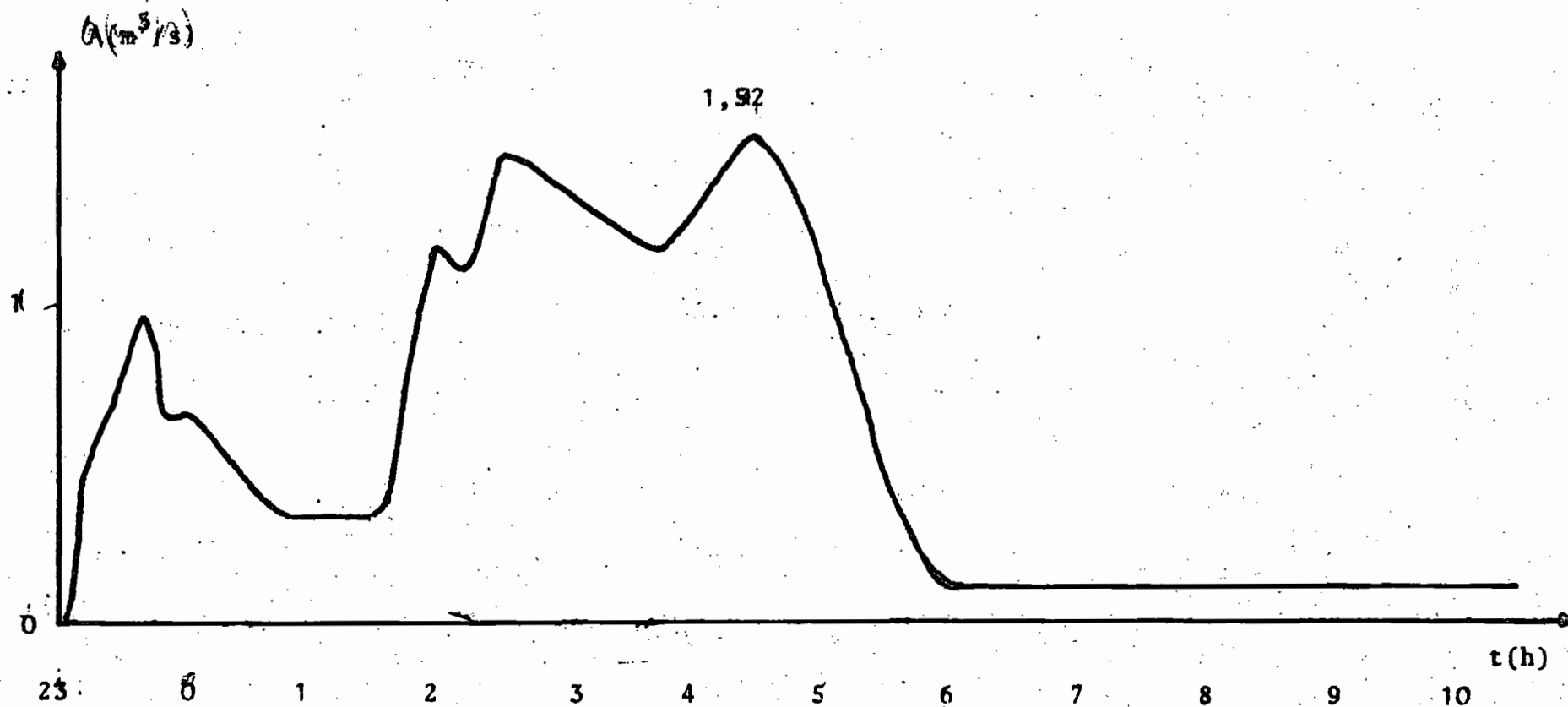




A<sub>3</sub>-3

STATION EL MENZAH

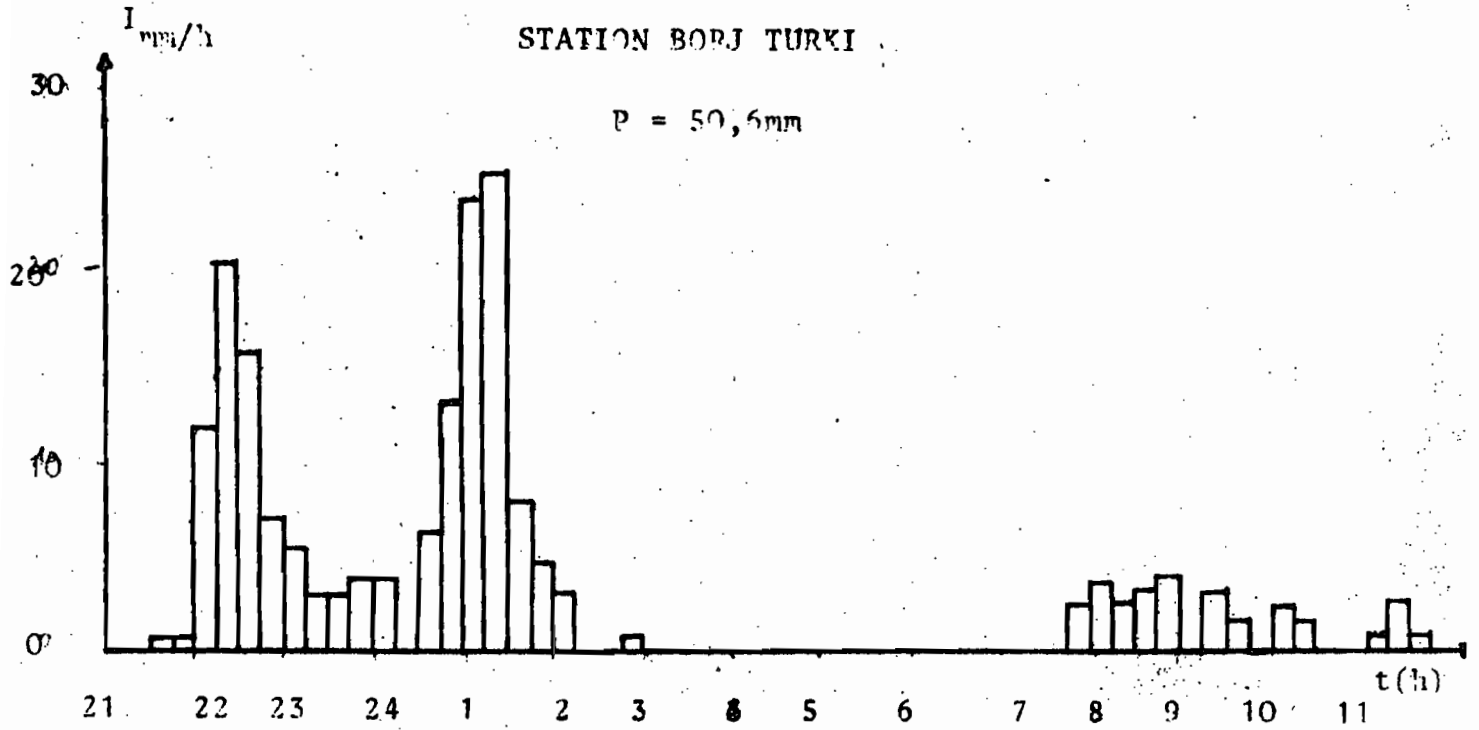
CRUE DU 19.20.04.1982



A<sub>3</sub>-4  
 Averse 19 et 20.04.1982

STATION BORJ TURKI

P = 50,6mm



STATION EL MANAR

P = 40,2mm

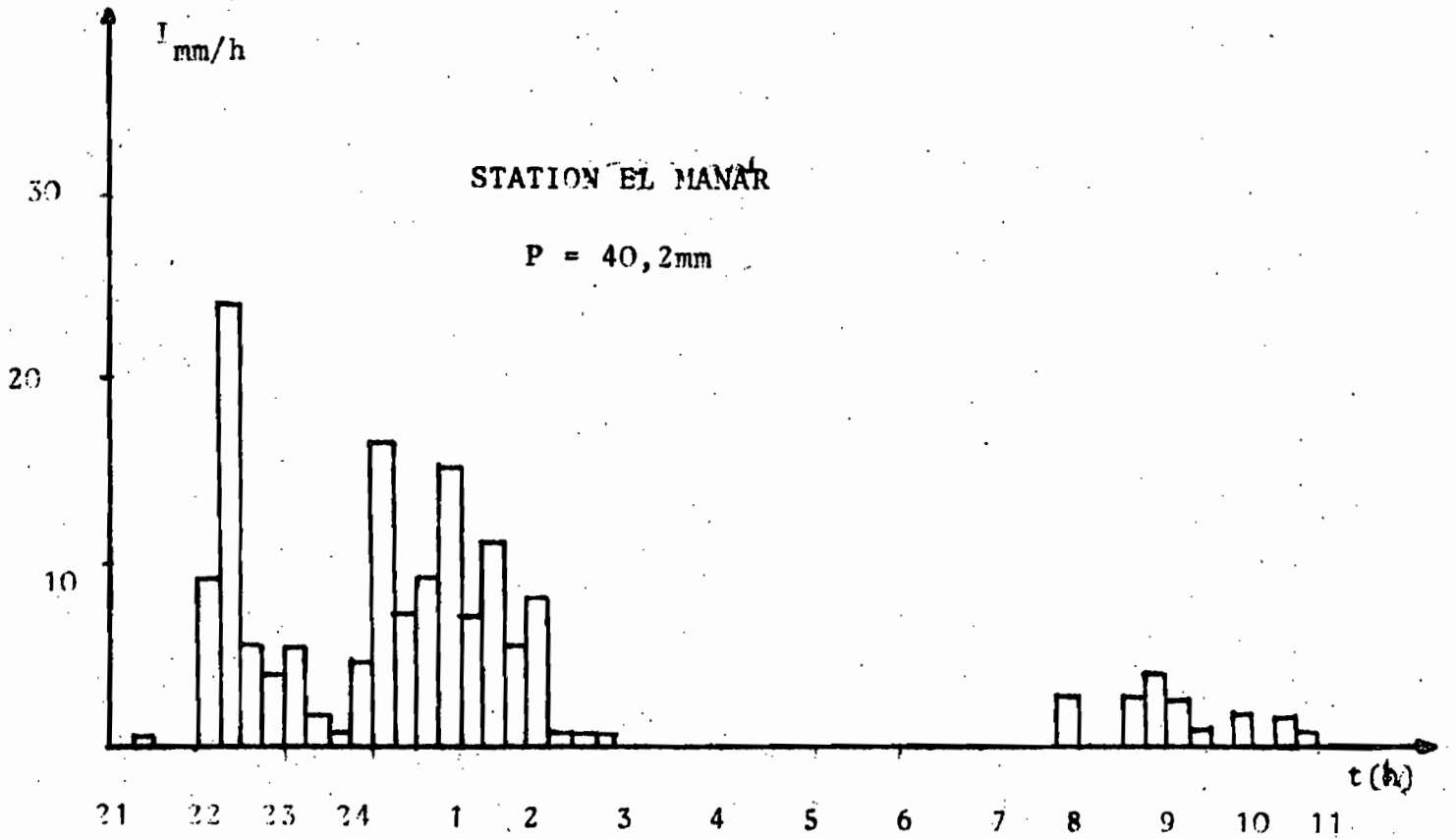


TABLEAU I.1.

DISTRIBUTION DES SUPERFICIES SUIVANT LES ALTITUDES

B.V. RORICHE

Altitude (m)	Superficies supérieures cumulées (km <sup>2</sup> )	% de superficie S/S total	% d'Altitude $Z = Z - Z_{\min.}$ Zmax - Zmin
3	10,30	100	0,00
5	10,03	97,38	0,86
10	9,68	93,98	3,00
20	9,09	88,25	7,32
30	7,975	77,43	11,64
40	6,875	66,75	15,95
50	6,096	59,18	20,26
60	5,00	48,54	24,57
70	4,16	40,39	28,88
80	3,21	31,17	33,19
90	2,855	27,72	37,50
100	2,275	22,08	41,80
110	1,90	18,44	46,0
120	1,632	15,85	50,43
130	1,349	13,097	54,74
140	1,076	10,45	59,0
150	0,726	7,05	63,36
160	0,524	5,09	67,67
170	0,360	3,495	71,98
180	0,224	2,175	76,30
190	0,120	1,165	80,60
200	0,069	0,67	84,90
220	0,037	0,36	89,20
220	0,020	0,194	93,50
230	0,009	0,087	97,80
235	0,00	0,00	100

TABLEAU 2.

DISTRIBUTION DES SUPERFICIES SUIVANT LES ALTITUDES

B.V. GUEREB

Altitude (m)	Superficie cumulée sup. (en km <sup>2</sup> )	% de superficie S/S total	% Altitude $Z = \frac{Z - Z \text{ min.}}{Z \text{ max.} - Z \text{ min.}}$
3	8,60	100	0,0
5	8,15	94,76	0,86
10	6,915	80,40	3,0
20	5,80	67,40	7,32
30	5,05	58,70	11,64
40	4,26	49,50	15,95
50	3,487	40,50	20,26
60	2,834	33,0	24,57
70	2,212	25,70	28,88
80	1,87	21,74	33,19
90	1,55	18,02	37,50
100	1,20	13,95	41,80
110	0,96	11,16	46,00
120	0,84	9,76	50,43
130	0,658	7,65	54,74
140	0,555	6,45	59,00
150	0,39	4,53	63,36
160	0,281	3,267	67,67
170	0,245	2,848	71,98
180	0,15	1,744	76,30
190	0,093	1,080	80,60
200	0,054	0,627	84,90
240	0,04	0,465	89,20
220	0,028	0,326	93,56
230	0,009	0,104	97,80
235	0,00	0,00	100

COURBES I.D.F.  
STATION TUNIS - CARTHAGE

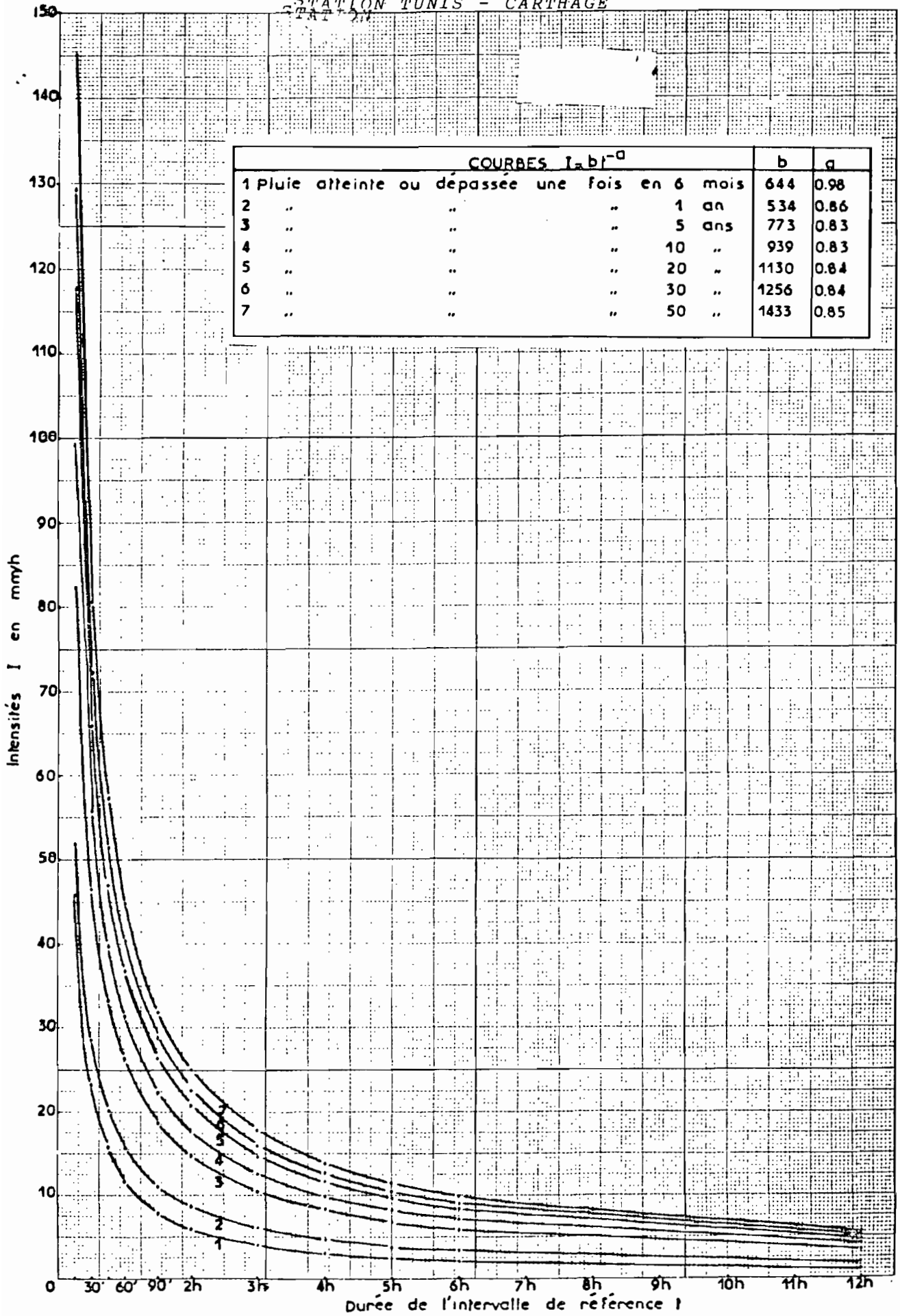


Photo n°1  
Station INAT  
déversoir à seuil  
mince



Photo n°2  
Station EL KHADRA  
déversoir à seuil  
épais

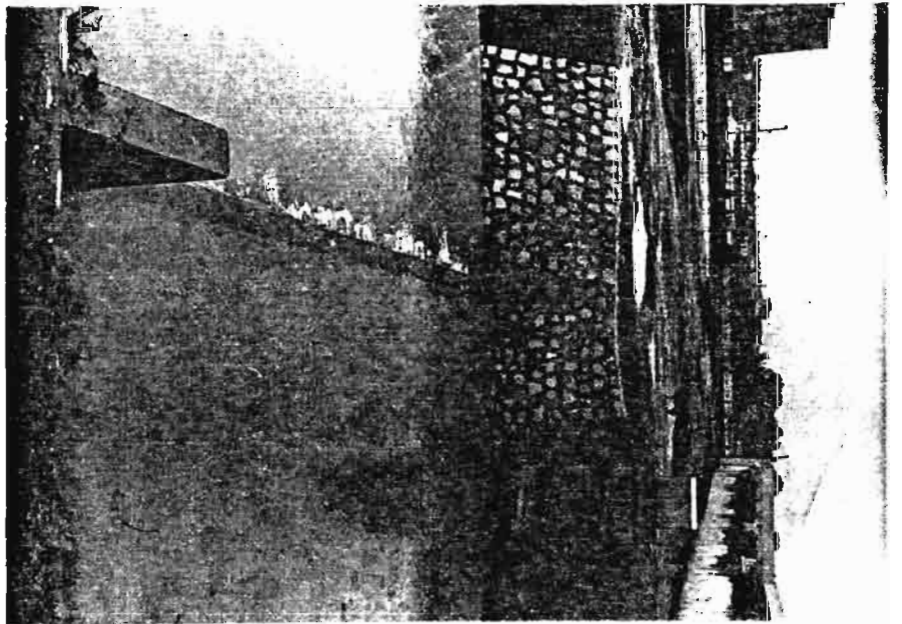


Photo n°3  
Station hydroplu-  
viométrique BELLANA

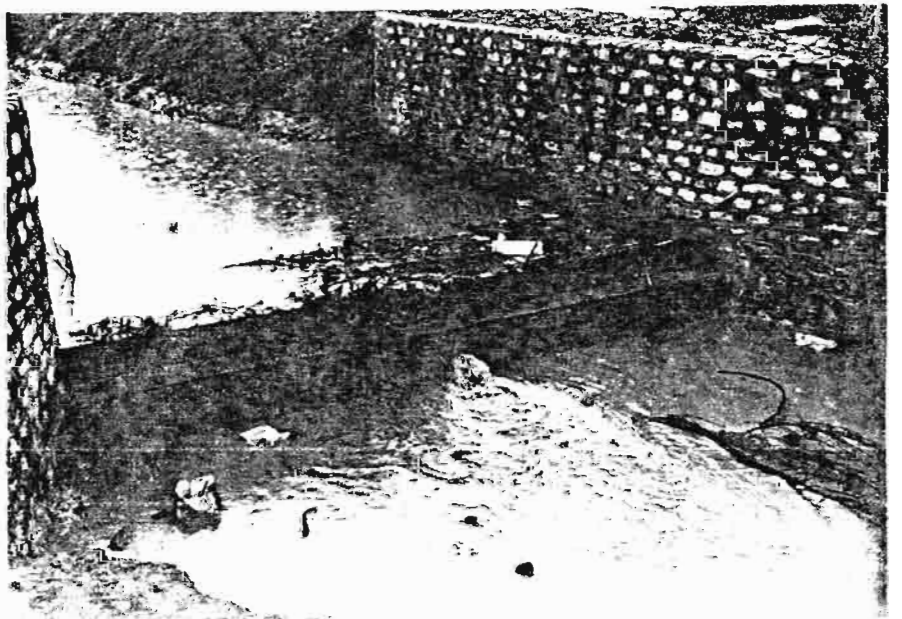


Photo n°4  
L'enregistreur  
"Minilogger  
ML 10"

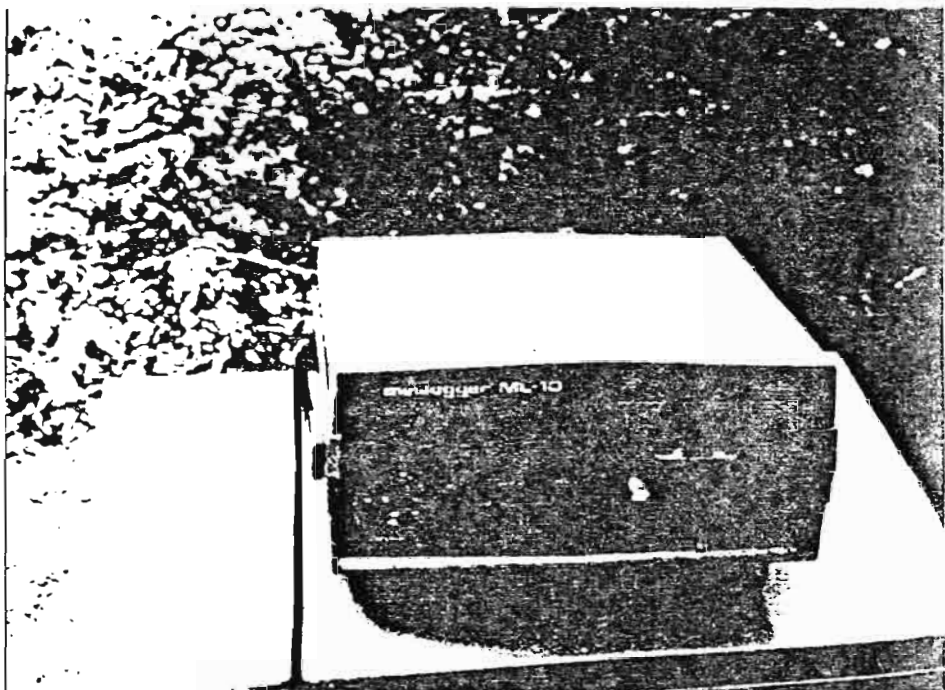


Photo n°5  
La sonde ultra-  
sonique "DU 210"

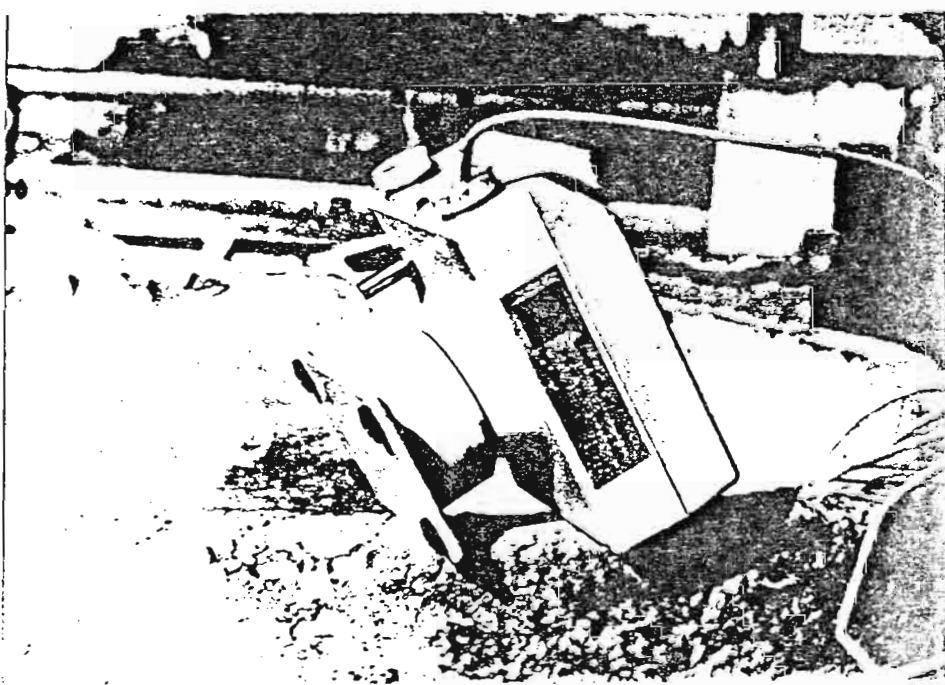


Photo n°6  
Détails du plu-  
viographe type  
"RIMCO"

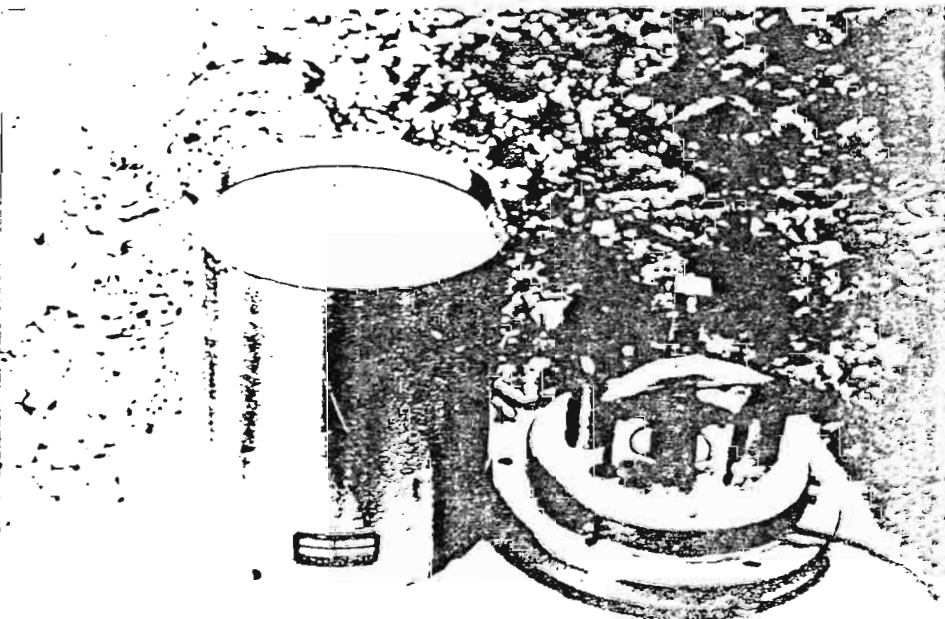




Photo n°7  
L'enregistreur  
et les différents  
convertisseurs

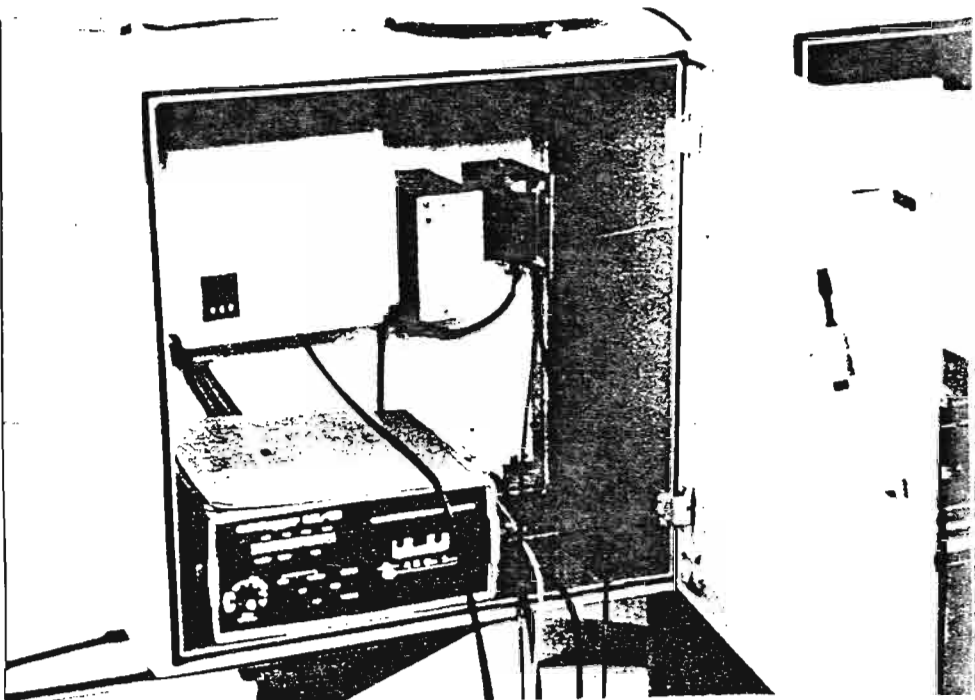


Photo n°8  
Station INAT :  
pluviographes "RIMCO"  
et "Précis mécanique"

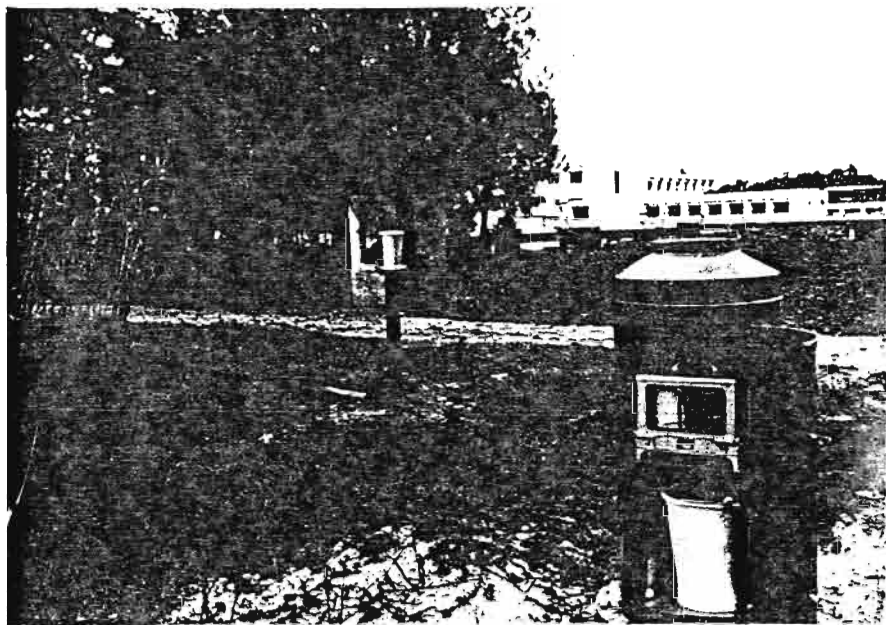


Photo n°9  
Matériel pour la  
méthode du double  
anneau (MUNTZ)

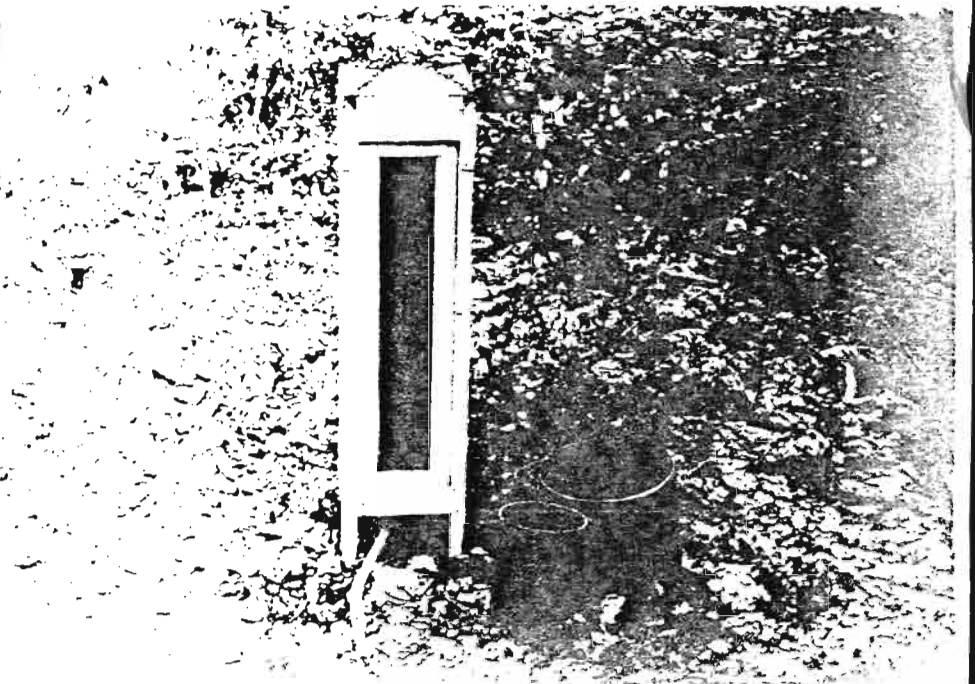




photo n 10

pluviographe RIMCO

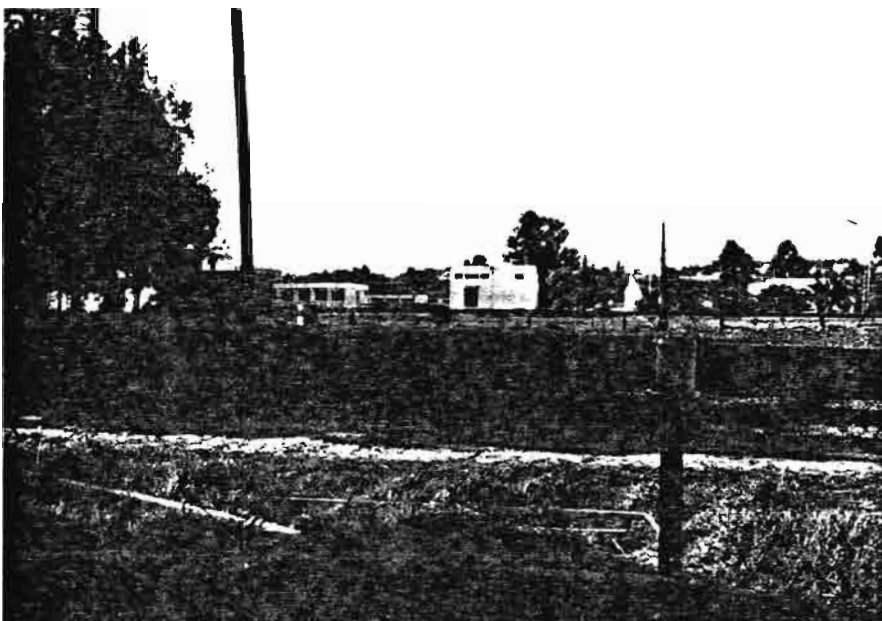


PHOTO N 11

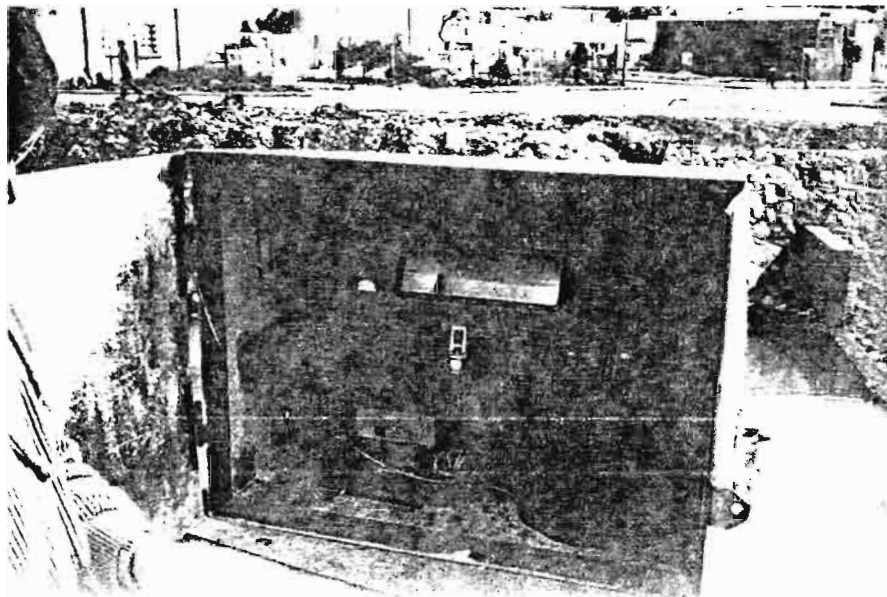
pluviographe PRECIS\_

MECANIQUE



PHOTO N 12

LIMNIGRAPHE ET SONDE ULTRA-  
SONIQUE DU 210



## BIBLIOGRAPHIE

(1) M. SFAR FELFOUL :

Etude préliminaire de la structure du Djebel Nahli de l'ARIANA  
Mémoire de D.E.A. (1980-1981), 20 p

- M. HENTATF A. :

Etude géomorphologique du secteur Nord - Université. Aménagement  
du District de Tunis 10 p

(2) DISTRICT DE TUNIS :

Plan Régional d'Aménagement P.R.A. (1976)

(3) M.M. GUERREE , GOMELLA et BALETTE :

Pratique de l'assainissement des Agglomérations urbaines et  
rurales.

(4) A.T. TROSKOLANSKI :

Théorie et Pratique des mesures hydrauliques.

(5) CH. RIOU et R. CHARTIER (O.R.S.T.O.M.)

Station hydroclimatique du MORNAG n°1 - Description et  
Résultats 1980-1981.

Evaporation en bac d'eau libre et Evapotranspiration Potentielle

(6) CH. RIOU :

Evaluation de l'évaporation des Nappes d'eaux libre pour quelques  
stations de Tunisie.

(7) CH. RIOU :

Evapotranspiration potentielle et bilans hydriques en Tunisie.

(8) : Institut de la Météorologie Nationale:

Climatologie de la Tunisie, I normales et statistiques diverses.

(9) AFOUDA (A.A)

Etude théorique ds modèles de transformations Pluie-débit en  
milieu semi-urbain.

Cah ORSTOM. série hydrologie, vol.XVII, n°2, 1980

(10) M. P. VAUCHEL :

Contribution à l'étude des réseaux d'assainissement - Influence de la répartition spatio-temporelle de la pluie sur le débit de crue d'un bassin versant urbanisé.

Mémoire de stage sept. 1976 - Juillet 1977 p.104

(11) M. DESBORDES :

Le calcul des réseaux d'assainissement : les méthodes anciennes, les méthodes actuelles et leurs perspectives d'évolution.

"techniques et Sciences municipales "n°8 sept.1978 p 419-424.

(12) DEFLY KOKOU :

S Structure du modèle SWMM et ILLUDAS, Etude des performances

de ces modèles sur le bassin versant des oueds GUEREB et RORICH

(TUNIS) 129p.

(13) M. JAMES - W. 1978

Introduction to the STORMWATER MANAGEMENT MODEL

"RUNOFF BLOCK"

VATTENTE KNIK HOGSKOLAN I LUCEA - SWEDEN.39 p.

(14) M. DEBORDES :

Reflexion sur les méthodes de calcul des réseaux d'assainissement urbain

1<sup>è</sup> partie : Etude bibliographique de quelques étapes de calcul sept 1972 ; 91pages.

(15) P. DUBREUIL et J. COLOMBANI

Mesures d'humidité et de perméabilité des sols dans les bassins représentatifs et expérimentaux.

Additifs aux protocoles et Présentation des résultats de l'ORSTOM Note technique n°1, Février 1970.

(16) VEN ET CHOW :

Infiltration

Hand Book of Applied Hydrology .

Section 12, 20p.

(17) M. BEN CHIE YEN :

Unsteady Flow simulation for URBAN STORM SEWER SYSTEMS

IAHR 2<sup>nd</sup> congress of APD

International conference of water Resources Development

May , 11, 1980, 37p.

(18) DESBORDES :

Reflexions sur les méthodes de calcul des réseaux d'assainissement urbains.

8è.partie : sur quelques aspects du stockage temporaire des eaux de ruissellement. Octo. 1973.

(19) REMI GAUDU :

Modèles mathématiques

Cours d'hydrologie tome 2. 1978.

Institut National polytechnique de Toulouse.

(20) J.L. SAUTIER :

Cours d'hydrologie urbaine.

Ecole polytechnique Fédérale de LAUZANNE

Institut GENIE RURAL Fev. 1982.

(21) A. LAFROGNE :

Cours de Protection contre les Inondations I.N.A.T.

(22) C. THIRRIOT, K. MAALEL et M. TRALI.

Fonction de répartitions des averses en Tunisie.

LAHOUILLE BLANCHE n° 7/8 - 1981 p.p 541 - 548.

(23) BOUSABBAH :

Etudes des Intensités maximales d'averses à Tunis -

Manoubia note 508018c DRES : 1971.

(24) SAIDI :

Intensité des précipitations de Tunis-Carthage

Note météorologie Nationale.

(25) SAIDI :

Les valeurs météorologiques extrêmes, leurs ajustements leurs durées de retours.

Note météorologique Nationale.

(26) DRES :

Monographie de l'oued Miliane.

(27) COYNE et BELLIER :

Assainissement du grand Tunis TRANCHE prioritaire, Avant projet - sommaire - Récalibrage du réseau de Tunis I. Mémoire descriptif.

(28) COYNE et BELLIER :

Assainissement du grand Tunis Etude de Factibilité du plan Directeur.

(29) ONAS - COYNE et BELLIER : 1978 :

Assainissement du grand Tunis - Avant projet sommaire - ouvrages pluviaux oueds GUEREB. et RORICHE  
Mémoire descriptif.

(30) BRUNET MORET et ROCHE :

Etude théorique et méthodologique de l'abattement des pluies - cahier série hydrologie n°4 Mai 1966.

(31) M. ROCHE :

Les divers types des modèles déterministes.  
O.R.S.T.O.M. Houille blanche 1971.

(32) J. HERBAUD :

Etude de ruissellement en zone urbaine à Brazzaville. Le Bassin du MAKELEKELE - Mars 1966.

(33) J. HERBAUD :

Etude de ruissellement en zone urbaine à Nauvey. Les Bassins versants du GOUNTI - YENA - Septembre. 1966.

(34) GUISCAFRE (J), MONIOD (F)

Intensité des averses et forme des crues dans une petite région homogène.  
Cahier ORSTOM série hydrologie n°1 1975.

(35) BRUNET MORET (Y)

Influence du corps de l'averse sur le ruissellement d'un petit bassin (Bassin du petit BOUDJOUK)  
cahier ORSTOM série Hydrologie n°3, Oct. 1965.

(36) MOREL SEYTOUX (H)

Pour une théorie modifiée de l'infiltration -  
2ème partie - comment ?  
Cahier ORSTOM. série hydrologie Vol X n°3.

(37) Melle KEBAILI :

Etude statistique de l'hétérogénéité spatiale des  
averses dans la région de Tunis.  
D.E.A. de Mécanique  
Institut National Polytechnique de Toulouse Juin 1981.

(38) BERNARD - BOBEE :

Eléments de statistiques - Université de Québec : 1978.

(39) BRUNET MORET (Y) :

Etude de quelques lois statistiques utilisées en  
hydrologie, ch. ORSTOM. série hydrologie vol VI. n°3 : 1969.

(40) M. ROCHE :

Hydrologie de surface  
ORSTOM Edit. GAUTHIER - VILLARS - PARIS 1983.

(41) DUBREVIL :

Initialisation à l'analyse hydrologique - ORSTOM.  
Edit : MASSON et CIE 216p.

(42) SONDEHEFT :

Cours d'assainissement urbain - TUNIS Tunisie  
STUTTGART , 1977.

(43) NOTICES :

Des matériels hydropluviométriques.

**MEMOIRE de STAGE**  
—  
**HYDROLOGIE URBAINE**

*Sujet*

STRUCTURE DU MODELE S.W.M.M.  
ETUDE DE PERFORMANCE DE CE MODELE  
SUR LE BASSIN VERSANT DES OUEDS  
RORICHE ET GUEREB (TUNIS)

ANNEXE

PAR

**MAHJOUR MOHAMED RAOUF**

ELEVE INGENIEUR STAGIAIRE A LA SECTION HYDROLOGIE  
de L' O. R. S. T. O. M.

## S O M M A I R E

### CHAPITRE VI.

#### SIMULATION DU MODELE SUMM.

I. Les données . . . . .	
I.1. Averse et crues observées . . . . .	
I.2. Les sous-bassins . . . . .	
I.3. Le réseau . . . . .	
I.4. Domaine d'application du modèle . . . . .	
IV. Calage du modèle SUMM . . . . .	
II.1. Principe du calage . . . . .	
II.2. Ajustement des paramètres . . . . .	
II.3. Résultats du calage . . . . .	
III. Sensibilité du modèle . . . . .	
III.1. Principes . . . . .	
III.2. Résultats de simulation . . . . .	
III.2.1. Coefficient de Manning des surfaces imperméables . . . . .	
III.2.2. Coefficient de Manning des émissaires . . . . .	
III.2.3. Simulation des ruisselle- ment dans l'hypothèse de l'urbanisation . . . . .	
III.2.3.1. Les effets de ruisselle- ment urbain . . . . .	



#### IV. EFFETS DE STOCKAGE

##### IV.1. Généralités

##### IV.2. Définition du problème

##### IV.3. Théorie pratique

1. Stockage dans un bief

2. Stockage dans un canal

##### IV.4. Bassins de retenue

1. Introduction

2. Eléments caractéristiques du stockage

##### 1. Lois d'évacuation

##### IV.5. Programmation

. Résultats

. Etude du paramètre  $K$  du modèle

. Variation du paramètre  $K$  en fonction du pourcentage d'imperméabilité

. Variation du volume de stockage avec la surface imperméable

. Variation du volume de stockage avec la hauteur pluviométrique

##### IV.6. Modes de stockages

a. Stockage sur les toits

b. Stockage dans des dépressions dans des zones de verdure

c. Stockage dans les canaux à ciel ouvert

d. Stockage dans les lacs artificiels

e. Les cuvacations des travaux et les délessais d'échangeurs

f. Bassins de stockage à l'air libre

g. Stockage dans les réseaux

h. Stockage dans les plaines d'inondation naturelles

##### IV.7. Conception et entretien des bassins de retenue et la pollution

1. Conception

2. Entretien

##### IV.8. Conclusion

#### V. PLUIE DE PROJET

1. Méthode de CHICAGO

2. Méthode du "Soil conservation service "SCS"

3. Etude comparative de SWMM et la méthode "SCS".

CONCLUSION GENERALE

ANNEXE I.

*Données du Chapitre VI : figures et tableaux*

ANNEXE II.

*Essais de calage : figures*

ANNEXE III.

*Sensibilité du modèle SWMM : figures*

ANNEXE IV.

*Effets de stockage : figures*

ANNEXE V.

- *Techniques de construction*
- *Méthodes de calcul des bassins de régulation*

## S I M U L A T I O N

I - LES DONNEESI.1. AVERSES ET CRUES OBSERVEES

Le dépouillement et l'étude des averses et des crues des années 1980/1981 et 1981/1982 ont fait l'objet du Chapitre IV.

I.2. LES SOUS-BASSINS

Il s'agit ici de déterminer pour chaque sous-bassin les paramètres suivants :

1. Largeur :  $W'$
2. Surface :  $A$
3. Pourcentage de surface imperméable :  $I$
4. Pente du terrain :  $S$
5. Coefficients de Manning (surfaces perméables et imperméables)  $n$
6. Lamé d'eau stockée dans les dépressions superficielles (surfaces perméables et imperméables) :  $D_d$
7. Infiltration (  $f$  ,  $f_0$  ,  $K$  ).

Les valeurs des paramètres 1,2,3,4 sont déterminées à partir des travaux menés à la fois sur terrain et sur un plan au 1/5.000<sup>e</sup> du bassin versant.

On peut les considérer fixes au cours du calage du modèle SWMM.

Les paramètres 5 et 6 sont les résultats des travaux antérieurs largement rapportés par la littérature (Chapitre V, III.2.1. 2.). Ces paramètres doivent être adaptés aux situations particulières, ils varieront alors au cours des essais de calage.

Les facteurs  $f$  ,  $f_0$  ,  $K$  sont déterminés d'après les essais au perméamètre de MUNTZ. Les résultats de ces mesures sont représentés par les graphes qui donnent une idée de l'évolution de l'infiltration en fonction du temps (fig VI.2.): Ces facteurs seront considérés variables dans un premier temps.

### I.3. LE RESEAU

Les schémas du réseau est constitué d'après les plans existants (fig. VI.3 et fig. VI.4).

Le tableau VI.2. résume les caractéristiques des différents tronçons du réseau ; seul le coefficient de rugosité des principaux émissaires (les Oueds) variera dans les opérations du calage.

### II. DOMAINE D'APPLICATION DU PROGRAMME

Le modèle SWMM a des limites d'application. Il est nécessaire alors de mettre ici en relief certaines contraintes inhérentes au programme.

! Eléments	! Contraintes du	! Données de
!	! programme	! 1981 - 1982
! Nombre de sous-bassins	! 200	! 51
! Canivaux ou conduites	!	!
! dans un sous-bassin	! 200	! 2
! Eléments du réseau	! 160	! 88
! Points de formation des	!	!
! hydrogrammes	! 70	! 51
! Pas de temps	! 150	! 100

Le tableau ci-dessus montre qu'on est dans les conditions d'application de ce modèle.

(voir figures et tableaux en annexe 1.)

## II. CALAGE DU "MODELE SUMM

Le calage du modèle SUMM constitue la plus longue opération au cours de laquelle les paramètres influents et peu influents doivent être essayés.

### II.1. Principes du calage.

Une sélection des événements pluie-débit observés en 1980-1981 et 1981-1982 a tout d'abord été faite; les critères de cette sélection sont :

- la durée de la pluie
- la quantité d'eau tombée ( $> 10\text{mm}$ )

Les événements sélectionnés sont donnés dans le tableau VI.II.1. ci-dessous :

Tableau : VI.II.1.

Date de l'évènement	Durée de la pluie	Période précédant de l'évènement	Quantité d'eau tombée en mm
9 Janv. 1981	6H30'	Sèche	
16 Janv. 1981	35minutes	Humide	
15-16 Janv. 1982	9heures	Sèche	46,8mm
19 Janv. 1982	13heures	Humide	29,6mm
19-20 Avril. 1982	15 heures	Sèche	50,6mm

Pour chacune des événements ci-dessous, on a ensuite tracé :

- les hyétogrammes de pluie correspondant aux pluviogrammes observés.
- les limniogrammes observés.

A partir de ces limniogrammes, on a tracé les hydrogrammes qui en découlent après tarage des stations au moulinet (voir chapitre III).

### II.2. Ajustement des paramètres.

Le modèle comporte un certain nombre de paramètres que l'on peut soit prédéterminer, soit optimiser au mieux de manière à avoir un bon ajustement sur chaque crue, c'est à dire un hydrogramme calculé aussi voisin que possible de l'hydrogramme observé.

Dans l'équation d'HORTON :  $f = f_0 + (f_{\infty} - f_0) e^{-kt}$ , nous avons vu que le paramètre  $k$  dépend théoriquement de la nature du sol.

La valeur initiale  $f_0$  qui caractérise l'état d'humidité du sol avant la crue, varie donc d'une crue à l'autre.

$f_{\infty}$  est une caractéristique du bassin - constante pour l'ensemble des crues. Elle peut être déterminée à priori en fonction des connaissances géologiques et lithologiques du bassin, puis optimisée en fonction des résultats obtenus.

Les valeurs initiales des paramètres  $f_0$ ,  $f_{\infty}$  et  $k$  déterminées par la méthode de MUNTZ sont judicieusement calculées et par conséquent considérées comme des constantes au cours du calage du modèle SWMM.

Les coefficients de rugosité, les lames d'eau stockée dans les dépressions et dans une moindre mesure le pourcentage d'imperméabilité ont constitué les principaux paramètres ajustés au cours du calage.

Les différents essais ont couvert des domaines de variation importants de ces paramètres : on peut les résumer dans le tableau suivant :

Tableau VII.II.2. Variation des paramètres dans les approches successives du calage.

	E M I S S A I R E S	
Coefficients de Manning	Surface perméable	0,25 / 0,35 et 0,50
	Surface imperméable	0,013 à 0,025
Lames d'eau stockée dans les dépressions (inches)	Surface perméable	0,184 à 0,20
	Surface imperméable	0,062 à 0,080
Pas de temps	5 min 10 min.	

### II.3. Résultats du calage.

On a axé le calage du modèle sur la station BORGEL qui consitue l'escutoire du bassin. L'évènement choisi pour le calage est celui du 19-20 Avril 1982, au vu de sa durée de son intensité maximale de la quantité d'eau recueillie et surtout de son débit.

Le calage de la station BORGEL a un effet direct sur le calage des autres stations qui se trouvent à l'amont.

Cependant le réglage du modèle implique l'utilisation d'une méthode d'optimisation, ou fonction critère qui permet d'estimer globalement, l'écart entre les sorties calculées (débits calculés  $Q_{cal}$ ) et les résultats de référence (débits observés  $Q_{obs}$ ), et ceci pour toute la période de calage. Par mi les différentes fonctions critères, on a appliqué l'écart relatif ( $\frac{Q_{cal} - Q_{max}}{Q_{max}}$ ).

Les courbes de figures VI.II.1.2.3. concernant l'évènement du 19-20 Avril 1982 représentent les approches successives : les hydrogrammes 1 et 2 donnent les meilleures approximations de la crue observée à la station BORGEL et peuvent être retenues a priori. Mais le calcul des erreurs relatives à la fois sur les débits de pointe, les volumes et la somme des écarts relatifs des débits conduit à porter le choix sur l'hydrogramme simulé 2, malgré une légère meilleure approximation donnée par 1 pour la station BORGEL (voir fig.VI.II.1.)

Un décalage horaire entre l'hydrogramme observé d'Avril et celui calculé à la station EL MENZEH est à remarquer.

La comparaison des courbes observée et simulée des différentes stations montre que ce décalage est dû non pas à un avance horaire de la pluie à cette station mais à un mauvais fonctionnement du limnigraphe.

Le tableau suivant confronte les crues observées avec les crues simulées pour les différentes stations : on peut en dégager une analyse comparative.

Tableau VI. II.3. Analyse comparative des causes simulées par S.F.M.H.

19-4-1982	Observée	Simulée	Calculée	erreurs	Obsér.	
			observée	relatives	vaticns	
$Q_{max}^3 / s$	4,07	4,56	1,12	+ 12	Approximi-	
					mations	
BORGEL	$v_m^3$	93280	82692	0,886	- 11	Accepta-
						ble
	$Q_{max}^3 / s$	2,167	2,66	1,23	+ 23	Approximi-
						mation
I.N.A.T.	$v_m^3$	35662	32131	0,9	- 9	acceptable
						avec des
						réserves
						pour le
						"pic"
	$Q_{max}^3 / s$	1,52	2,05	1,35	+ 35	Mauvaise
						approximat
						tion
EL MENZAH	$v_m^3$	21690	24807	1,14	+ 14	

Les causes de ces différences observées sur les débits de pointe, les volumes et le temps peuvent être nombreuses :

- vu le manque de données pluviométriques sur toutes les stations du bassin et compte tenu de l'étendue (18,9km<sup>2</sup>) et la complexité du bassin, l'homogénéité spatiale de l'averse pourrait être mise en cause.

Dans notre cas, cependant on s'est contenté de caler la Station BORGEL se trouvant à l'exutoire du bassin et d'essayer de faire une meilleure approche des valeurs simulées sur les autres stations.

A la station EL MENZEH, la mauvaise approximation obtenue sur les débits de pointe est due en partie au mauvais fonctionnement des instruments de mesure (échosondeur, limnigraphe) aux dépôts solides cumulés au cours des différentes crues passant par la station, ainsi aux changements apportés au lit de l'oued RORICHE à l'amont de la station, causés par les chantiers quasi-permanents.



## - Evénements du 15-16 et 19-20 Janvier 1982.

Ces deux événements ont été choisis pour tester le calage du modèle SMM. Les résultats du calage sont donnés par les figures VI.II.4,5,6,7,8 et les tableaux VI.II.4. et VI.II.5.

Pour caler par exemple la station EL MENZEH par l'événement 15.16/01/1982 sans influencer sur les autres stations BORGEL et INAT, nous avons fait varier la rugosité et le pourcentage d'imperméabilisation. En fait nous avons fait augmenter la rugosité ( $n$  : Manning strickler) de l'émissaire se trouvant à l'amont d'EL MENZEH, pour faire freiner les ondes de la crue et par conséquent faire décaler l'hydrogramme et diminuer la rugosité du tronçon de l'émissaire.

Tableau VI.II.4. Evénement du 15-16 Janvier 1982.

		Observé	Simulé	Paramètre calculé	Observations
				Paramètre observé	
BORGEL	$Q_{max}^3 / s$	3,00	3,125	1,04	Approximation acceptable avec du réserve sur le volume.
	$V_m^3 / s$	75900	96235	1,25	
INAT	$Q_{max}^3 / s$	1,76	2,38	1,35	Mauvaise Approximation
	$V_m^3$	33075	43015	1,30	
EL MENZEH	$Q_{max}^3 / s$	2,05	1,76	0,86	Approximation acceptable avec réserve.
	$V_m^3$	29735	33006	1,14	

Tableau : VI.II.5. Evénement du 19-20 Janvier 1982.

		Observé	Simulé	$\frac{P.cal}{P.obs.}$	Observations
BORGEL	$Q_{max}^3 / s$	1,16	1,2	1,03	Bonne
	$Q_{2epic}^3 / s$	1,736	1,716	0,93	Approximation
	$V_m^3$	51097	50197	0,98	
EL MENZEH	$Q_{max}^3 / s$	0,70	0,85	1,4	Approximation
	$Q_{2epic}^3 / s$	0,83	0,758	0,91	acceptable avec réserve
	$V_m^3$	21696	17826	0,82	pour le 1er pic.

Pour que les surfaces à l'amont d'EL MENZEH participent mieux à l'infiltration, et pour que en conséquent la valeur de la pointe de l'hydrogramme de cette station diminue, nous avons fait diminuer le pourcentage d'imperméabilisation de ces stations, une augmentation de pourcentage d'imperméabilisation des surfaces situées à l'aval de la station d'EL MENZEH s'est imposée pour ne pas influencer la valeur de la pointe de l'hydrogramme de la station BORGEL.

L'examen des hydrogrammes calculés par le modèle avec ces jeux de paramètres montre une adéquation acceptable du Schéma proposé à la reconstitution des écoulements des bassins en zone urbaine.

On doit remarquer que les débits reconstitués sont surestimés au début de crue, et qu'ils ont tendance à être sous estimés au début de décrue. Le phénomène pourrait être dû à la sous-estimation du volume de la lame d'eau stockée dans les dépressions à l'amont de la station (voir fig.VI.II.4. station BORGEL pour l'évènement du 15 et 16 Janvier 1982).

Les simulations avec les évènements de l'année 1980-1981 n'ont pas donné des résultats acceptables pour la station BORGEL, ce qui traduit l'insuffisance des informations utilisées : exploitation des données d'une seule station pluviométrique, manque de données sur le réseau pluviométrique surtout à l'amont de la route X; et la différence d'estimation des valeurs de quelques paramètres d'infiltration ( $f_0$ ,  $f_1$  et  $k$ ) et le pourcentage d'imperméabilisation pour la même année.

Ainsi lorsqu'il y a surcharge du réseau, le temps de concentration devient long, ce qui freine et par conséquent retarde les ondes des crues.

(voir figures en annexe 2)

### III. SENSIBILITE DU MODELE SUMM.

#### III.1. Principe.

L'étude de sensibilité du modèle consiste à évaluer les erreurs de sorties à partir des erreurs dans les évaluations des entrées et des paramètres du modèle (erreur des mesures ou d'estimation).

L'erreur liée aux entrées peut être étudiée en déformant systématiquement le signal d'entrée et en suivant la réponse à ce signal déformé.

On s'intéresse alors à deux éléments caractéristiques de l'entrée et de la sortie par exemple : pointe de débit de sortie - pointe de débit d'entrée. Un modèle peut être excellent pour certains éléments et mauvais pour d'autres.

Nous nous sommes bornés à ce dernier type de perturbation en considérant les quatre principaux paramètres du modèle.

- Manning strickler
- % d'imperméabilisation.
- Pas de temps
- Stockage.

L'analyse a consisté à faire évoluer chacun d'eux à tour de rôle, les autres étant fixés à une valeur moyenne, et à examiner les conséquences sur les caractéristiques de l'hydrogramme de sorties correspondant (débit de pointe  $Q_p$  et volume écoulé  $V_e$ ) etc, à partir d'une averse type qui est dans notre cas celle du 19.10.Avril 1982.

#### III.2. Résultats de la simulation.

Les résultats des essais de simulation sont regroupés dans les figures VI.III.1.8. et le tableau VI.III.1.

Tableau : VI.III.1.

	Coefficient de Manning des surfaces perméables	Coef. de Manning des émissaires	Pas de temps mn	% d'Imp	STOCKAGE
Valeurs	0,020	0,25	15		500-501
Initiales					
Hypothèses	0,015	0,20		40	502-503
de	et	0,35		50	504-505
Variation	0,035	0,50	5	60	et 506

Par analyse comparative, on peut tirer de ces données les conclusions suivantes :

### III.2.1 Coefficient de Manning des surfaces imperméables.

Les courbes tracées pour les deux différentes valeurs du coefficient de Manning ( $n = 0,015$  et  $0,035$ ) sont superposables, c'est à dire que la réponse du modèle est identique pour les différentes valeurs.

Le modèle n'est pas sensible vis à vis du coefficient de Manning STRICKLER des surfaces imperméables (voir fig.VI.III.1.)

### III.2.2 Coefficient de Manning STRICKLER des émissaires.

Coefficient MANNING n	$\sigma_{D3}$ m/s	Temps de montée	Temps de concentra- tion
n = 0,20	5,53	4h15'	7h30'
n = 0,35	4,22	4 h30'	11h30'
n = 0,50	3,34	4h15'	13h30'

Une analyse du tableau VI.III.2. ci-dessous et les courbes de la figure VI.III.2. nous conduit à tirer les remarques suivantes :

- L'augmentation de la valeur du coefficient de Manning STRICKLER des émissaires étale l'onde de la crue, retarde la pointe de l'hydrogramme et la diminue. Le temps de concentration augmente en conséquence.
- Le temps de montée a légèrement varié.

Le modèle SWMM est donc sensible à la variation de la valeur de Manning STRICKLER des émissaires, déjà démontré au cours du calage.

En ce qui concerne le pas de temps  $t$ , son influence est négligeable car, dans notre cas, les pluies de calage sont de longues durées (de 6h à 8h) (voir fig.VI.III.6.7.9).

Par contre pour les pluies d'orage, l'allongement du pas de temps avance la pointe de l'hydrogramme et la diminue.

### III.2.3. Simulation du ruissellement dans l'hypothèse de l'urbanisation.

L'urbanisation a des effets sur le cycle de l'eau en général et le ruissellement pluvial en particulier.

1. Les effets sur le cycle de l'eau se traduisent par :
  - Une augmentation sensible des précipitations annuelles.

- . L'îlot de chaleur urbain favorise l'instabilité.
- . La rugosité créée par les bâtiments augmente et développe l'ascendance.
- . La présence d'un plus grand nombre de particules dans l'atmosphère accroît le nombre des noyaux de condensations
- Une diminution du débit de percolation dans les rivières due à la réduction de l'infiltration par l'imperméabilisation du sol ou des lits des rivières du fait des rejets urbains.
- Une augmentation des débits de basses eaux des rivières par rejets dans ces dernières des eaux usées.

#### III.2.3.1. Les effets de ruissellement urbain.

Le tableau VI.III.3. ci-dessous résume les valeurs caractéristiques des hydrogrammes obtenus en fonction du pourcentage d'imperméabilisation du bassin. On remarque cependant que les effets du pourcentage d'imperméabilisation sur le ruissellement urbain se manifestent par :

- Un accroissement important des volumes ruisselés (lane ruisselée =  $\frac{Vr}{A}$ )
- Une diminution du "temps de concentration" du bassin due à la plus grande rapidité de réponse des surfaces imperméabilisées et à un rapide drainage vers les exutoires au moyen d'un réseau plus étoffé de collecteurs des eaux de pluie, dont la densité est liée au degré d'urbanisation.
- Une augmentation rapide du débit de pointe (voir tableau VI.III.3.) ; cette augmentation est liée à la réduction des pertes par infiltration (voir valeur de  $1 - \frac{I_r}{P_m}$ ) et à la diminution du temps de concentration  $t_c$  qui conduit, pour le bassin, à des averses critiques de durée plus courte et d'intensité plus importante.

Cependant l'effet de l'imperméabilisation joue un rôle déterminant dans l'évaluation des débits de pointe des sites urbains. Les débits de pointe peuvent être considérablement plus importants qu'en zone rurale. A cet effet KREIF (U.S.A.) a montré : "lorsque se produisait le débit de pointe en provenance des surfaces imperméables, le ruissellement de surface commençait à peine sur les sols perméables et ceci pour des valeurs moyennes de leur humidité initiale" ceci est à notre avis très significatif.

Tableau : VI.III.3./: Caractéristiques des hydrogrammes ruisselés en fonction du % d'Imperméabilisation  
(Pluie du 19.20.Avril 1982)

	Gas	Débit de pointe m <sup>3</sup> /s	Lame ruisse- lée mm	Pluviométrie moyenne P <sub>m</sub> (mm)	Perte $1 - \frac{I_r}{P_m} \times 100$	Coefficient de ruissellement K%	Temps de concen- tration t <sub>c</sub>
BORGEL	1	4,56	4,48		88	11,84	9h15mn
	2	7,43	7,50	37,84	80	20	8h45mn
	3	9,88	9,81		74	26	7h55mn
I.N.A.T.	1	2,66	3,39		90	9,37	6h30mn
	2	4,39	7,48	36,17	79	20	5h25mn
	3	6,07	9,90		72,6	27,36	4h40mn
EL BENZAH	1	2,65	2,80		92,30	7,7	6h15mn
	2	4,35	7,20	36,30	19,80	19,8	5h00mn
	3	5,99	9,79		7,73	27,0	4h20mn
Cité EL KHADRA	1	2,38	5,88		85,4	14,6	8h30mn
	2	3,16	8,00	40,22	80,1	19,9	6h05mn
	3	3,90	10,11		74,86	25,1	5h45mn
Cité EL MILAHA	1	1,25	3,02		93	7,0	3h30mn
	2	2,59	5,13	42,67	87,9	12,0	3h00mn
	3	2,93	9,30		78,2	21,8	2h30mn

- 1 - d'après le % d'Imperméabilisation après calage du modèle  
 2 - " " " égale à 40% dont l'urbanisation ne dépasse pas l'autoroute projetée x 20  
 3 - " " " " " dépasse l'autoroute projetée x 20

Il faut bien noter que les surfaces imperméables en liaison directe avec le réseau d'assainissement, peuvent ne représenter que 60% seulement de la surface imperméable totale du bassin; l'évaluation exacte de ce pourcentage fait toujours défaut et cela est pour une grande part responsable du sous dimensionnement de certains réseaux.

- Un accroissement important du coefficient de ruissellement, si en hydrologie rurale classique ce coefficient est lié à la variabilité considérable des pertes sur le bassin (infiltration, évaporation, stockage dans les dépressions...).

En hydrologie urbaine, l'importance jouée par les surfaces imperméables change la nature du problème en diminuant considérablement les pertes .,

La connaissance des surfaces en liaison directe avec les collecteurs conduirait à une meilleure approximation du coefficient du ruissellement.

Ces différents effets ont pour conséquence une réduction dans le temps de l'efficacité des réseaux d'assainissement, entraînant des nuisances de plus en plus fréquentes. Les bassins de régulation peuvent être un moyen efficace voir économique de faire face aux problèmes posés par une urbanisation accélérée.

(voir figures en annexe 3)

#### IV. EFFETS DE STOCKAGE

##### IV.1. GENERALITES

La quantité d'eau précipitée subit une première réduction due à l'interception par la végétation, les bâtiments, etc...

L'eau interceptée retombe partiellement à des niveaux inférieurs, le reste est évaporé plus tard. La zone d'interception constitue donc en toute rigueur un niveau de stockage.

Une partie de l'eau au niveau du sol va s'écouler en surface pour constituer le ruissellement, une autre partie va stagner définitivement dans les dépressions du sol et s'évaporer par la suite, le reste va s'infiltrer dans le sol.

Durant une averse, la progression de l'eau infiltrée se fait d'abord à travers une tranche de sol non saturée appelée "zone aérée" qui constitue un troisième niveau de stockage après celui de l'écoulement hypodermique généralement négligé.

Les excédents de la zone aérée vont alimenter un quatrième niveau de stockage : les nappes souterraines.

Le réseau hydrographique constitue lui aussi un réservoir dont l'effet de stockage agit sur la formation de l'hydrogramme de crue.

Construire un modèle de transformation "pluie - débit" c'est traduire par des expressions mathématiques les relations entre certains ou tous les phénomènes physiques mis en jeu (par exemple : lois de l'infiltration, lois de vidange d'un réservoir, loi de l'évapotranspiration etc...). Le sous modèle "stockage/traitement" du modèle SWMM traduit l'effet de stockage en utilisant l'équation simple d'un réservoir dans lequel le stockage varierait linéairement avec le débit de sortie.

L'étude des effets de stockage sur des bassins de retenue et des exemples de ces bassins déjà utilisés en Tunisie ou ailleurs font l'objet de ce chapitre.

##### IV.2. DEFINITION DU PROBLEME

Equation de stockage (voir Chap. V.I.2)

$$S(t) = K Q(t) \quad (1)$$

C'est l'équation d'un réservoir dans lequel le stockage varierait linéairement avec le débit de sortie.

$S(t)$  : Volume stocké au temps  $t$ .

$Q(t)$  : débit instantané à l'exutoire (débit sortant)

$K$  : paramètre de stockage.



L'équation de stockage est associée à l'équation de continuité

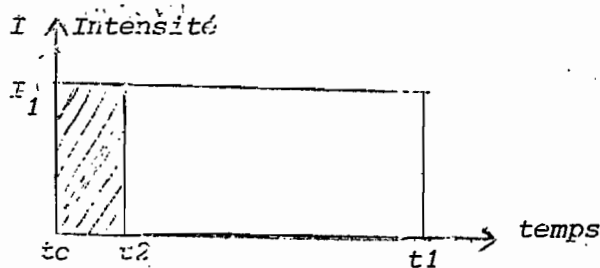
$$\frac{dS(t)}{dt} = I(t) - Q(t) \quad (2)$$

avec  $I(t)$  l'intensité nette de la pluie en temps  $t$ .

L'équation (2) conduit à l'équation différentielle du processus de transformation de la pluie nette au débit, soit :

$$\frac{dQ(t)}{dt} + \frac{1}{K} Q(t) = \frac{1}{K} I(t) \quad (3)$$

Pour une pluie prise "en bloc" dont l'intensité est considérée constante pour toute sa durée, est définie par la figure ci-dessous.



$$I(t) = I_1 \text{ pour } t_0 \leq t < t_1$$

$$I(t) = 0 \text{ pour } t < t_0, t > t_1$$

$t_0$  est l'instant origine du début de la pluie  $I(t)$

$$Q(t) = 0 \text{ pour } t < t_0$$

La solution générale de l'équation différentielle est

$$Q(t) = I_1 \left( 1 - e^{-\frac{t_0 - t}{K}} \right) \text{ pour } t_0 \leq t < t_1 \quad (5)$$

Le débit maximum  $Q(t_1)$  est donné pour  $t = t_1$  par :

$$Q(t_1) = I_1 \left( 1 - e^{-\frac{t_0 - t_1}{K}} \right) \quad (6)$$

pour  $t_2 < t < t_1$

$$Q(t_1^-) = I_1 \left( 1 - e^{-\frac{t_2 - t_1}{K}} \right) \quad (7)$$

Equation (6) donne le débit maximum sans tenir compte des pertes (infiltration, évaporation, interception...).

soit :

$$R = \frac{Q(t_1^-)}{Q(t_1)} = \frac{I_1 \left( 1 - e^{-\frac{t_2 - t_1}{K}} \right)}{I_1 \left( 1 - e^{-\frac{t_0 - t_1}{K}} \right)} \quad (8)$$

d'où :

$$R = \frac{e^{-\frac{t_1 - t_0}{K}} - e^{-\frac{t_2 - t_0}{K}}}{e^{-\frac{t_1 - t_0}{K}} - 1} \quad (9)$$

Or le volume de la lame d'eau stockée dans les dépressions de surface est :

$$Ds = I1 (t2 - t0)$$

et le volume total V

$$V = I1 (t1 - t0)$$

d'où :

$$R = \frac{Q'(t)}{Q(t)} = \frac{e^{-\frac{V}{I1K}} - e^{-\frac{Ds}{I1K}}}{e^{-\frac{V}{I1K}} - 1} \quad (10)$$

De 10, on pourrait déduire Ds

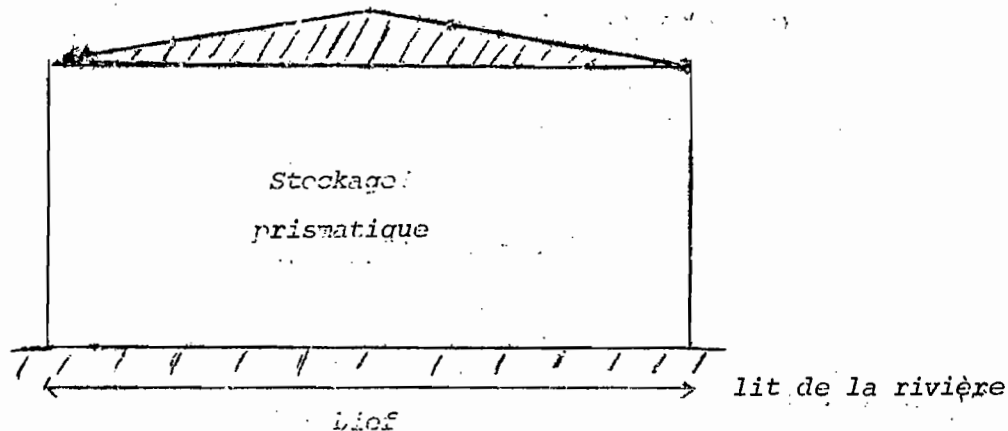
$$Ds = KI1 \ln (1 - R) e^{-\frac{V}{I1K}} + R \quad (11)$$

#### IV.3. THEORIE PRATIQUE

##### 1. Le stockage dans un bief

Le stockage dans un bief comprend :

- le stockage prismatique
- le stockage triangulaire ou en coin



##### 1. STOCKAGE DANS UN BIEF

Cette distinction est faite en considérant simplement que la pente de la surface du plan n'est pas uniforme durant la crue.

En considérant la continuité du flot le long de la rivière, il est clair que ce qui ~~xxx~~ entre au point A doit sortir au point B, ou temporairement être stockée entre ces deux points.

$$Q_H = Q_S + \frac{ds}{dt}$$

I = Débit entrant

D = Débit sortant

$\frac{Ds}{dt}$  = Variation de stockage en fonction du temps t dans le bief.

Pour un intervalle de temps  $t$ , l'équation (1) devient :

$$\frac{Q_{E1} + Q_{E2}}{2} \cdot t - \frac{Q_{S1} + Q_{S2}}{2} \cdot t = S_2 - S_1$$

où les indices 1 et 2 indiquent respectivement le début et la fin de la période de propagation.

## 2. LE STOCKAGE DANS UN CANAL

Le stockage dans un canal est fonction du débit entrant et du débit sortant. La méthode du MUSKINGUM est donnée par l'expression :

$$S = K [XQ_E + (1 - X) Q_S]$$

où  $X$  constante, sans dimension, caractérise la portion du canal considéré.

$K$  = constante du stockage, dimension du temps, qui doit être déterminée à partir des hydrogrammes  $I$  et  $D$  aux deux stations  $A$  et  $B$  simultanément.

Les fig. VI.IV.1 représentent simultanément l'hydrogramme d'entrée et de sortie d'une portion d'un canal.

- lorsque  $Q_E > Q_S$ , il y a stockage dans le bief

$Q_E < Q_S$ , il y a vidange du bief

### Détermination du $X$ et $K$

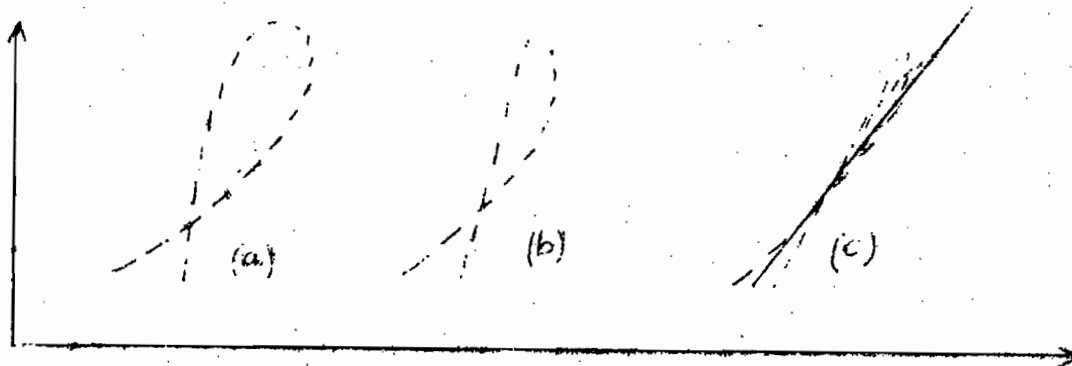
Donnons une valeur à  $X$  et calculons l'expression  $(X Q_E + (1 - X) Q_S)$

pour plusieurs pas de temps et comparons les valeurs obtenues avec celles trouvées précédemment.

Le graphique résultant de cette comparaison est connu sous le nom de "boucle de stockage" (fig VI.IV.1-a).

Choisissons d'autres valeurs pour  $X$  jusqu'à ce qu'on obtienne une relation linéaire (fig. VI.IV.1-c), la valeur de  $X$  est alors trouvée.

$K$  est déterminée en mesurant la pente de la droite représentant la relation linéaire  $K$  a pour unité le jour



Dans le cas d'un réservoir  $X = 0$  car le stockage est seulement fonction du débit sortant. Le débit entrant n'a que très peu d'influence.

Dans le cas d'un canal, si le débit croît uniformément,  $X = 0,5$  car les débits entrant et sortant ont le même poids.

Une fois  $X$  et  $K$  connues, on peut déterminer le débit sortant  $Q_s$  en combinant et simplifiant les deux équations suivantes :

$$\frac{Q_{E1} + Q_{E2}}{2} \cdot t - \frac{Q_{S1} + Q_{S2}}{2} \cdot t = S_2 - S_1$$

et

$$S_2 - S_1 = K [ X (Q_{E2} - Q_{E1}) + (1 - X) (Q_{S2} - Q_{S1}) ]$$

On obtient :

$$Q_{S2} = C_0 Q_{E2} + C_1 Q_{E1} + C_2 Q_{S1}$$

avec :

$$C_0 = \frac{KX - 0,5t}{K - KX + 0,5t}$$

$$C_1 = \frac{KX + 0,5t}{K - KX + 0,5t}$$

$$C_2 = \frac{K - KX - 0,5t}{K - KX + 0,5t}$$

où  $t$  = période d'itération,  $1/4 \leq t \leq 1/3$  du temps de parcours de l'ordre de crue à travers la section du canal.

#### IV.4 BASSINS DE RETENUE

##### 4.1. INTRODUCTION

Les réseaux d'assainissement urbains sont calculés actuellement pour évacuer un débit maximum décennal à pleine section. Dans le cas d'un réseau séparatif n'évacuant que les eaux de pluie, le fonctionnement du réseau est pour le moins peu économique puisqu'il sera très souvent vide (temps sec) ou partiellement rempli, car il fonctionne en débit maximum à peu près tous les 10 ans. Pour remédier à cet inconvénient la création des bassins de stockage temporaire du ruissellement urbain semble une solution intéressante présentant de nombreux avantages. En outre, le développement accéléré de l'urbanisation dans certaines villes, fait que les capacités d'évacuation initialement prévues deviennent insuffisantes. Stocker l'eau pour faire face à ce nouveau problème peut être plus économique que d'ouvrir le sol urbain dans des conditions souvent difficiles pour mettre en place des réseaux de renforcement (le cas du centre de Tunis). Dans certains cas, ces bassins

peuvent s'intégrer dans le plan d'aménagement urbain sous la forme de plans d'eau paysagers dans la mesure où l'on peut maîtriser les problèmes liés à la pollution du ruissellement pluvial urbain.

Les bassins de retenue apparaissent comme des ouvrages de régulation d'un fonctionnement plus souple qu'un simple réseau.

A titre indicatif, il ne faut pas confondre les "bassins de retenue" dont le rôle est, en réseau séparatif, de stocker les eaux pluviales afin de limiter le débit à l'aval, avec les bassins d'orage situés en réseau unitaire, à l'amont d'une station d'épuration en vue d'épargner à celle-ci les surcharges dues aux orages.

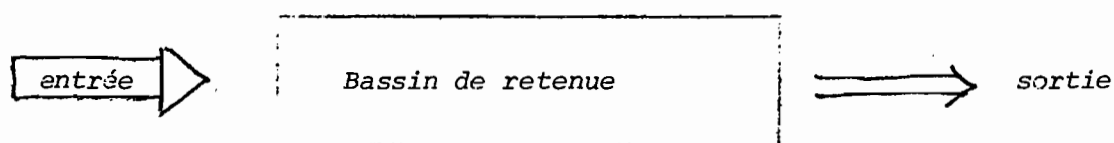


fig. Schéma du fonctionnement du bassin de retenue.

Les bassins de retenue ont d'après les rôles qu'ils sont appelés à jouer, une sortie étranglée vers le réseau d'évacuation ou bien vers le cours d'eau récepteur, quand ce dernier ne peut sans risques d'être endommagé, évacuer ces débits.

La diminution du volume d'eau qui s'écoule par unité du temps s'obtient par stockage d'où une prolongation de la durée d'écoulement.

Les bassins de retenue doivent être en général munis de déversoirs de secours, car l'intensité de pluie prise pour la base dans le dimensionnement peut être dépassée par un autre d'une fréquence annuelle inférieure.

Un grand nombre de paramètres peuvent caractériser un réservoir. En premier lieu ceux qui décrivent les contraintes de son fonctionnement hydrologique : capacité de rétention maximale d'évacuation de l'eau stockée (vannes et déversoirs d'un barrage, forages et pompes d'un réservoir souterrain), éventuellement capacité d'alimentation du réservoir (liée au bassin de réalimentation d'une nappe par exemple), et enfin échelle de temps de l'écoulement (qui peut être grande pour un stockage souterrain). Bien d'autres paramètres, à dimensions sociale, économique ou écologique, peuvent être définis. Nous en citerons quelques uns pour les retenues superficielles :

- $V/C$ , rapport du volume du réservoir à son coût, qui caractérise l'investissement par unité de volume de stockage. Il permet de classer différents sites possibles.
- $V/A$ , rapport du volume de la retenue à sa surface, égal à la profondeur moyenne du lac de retenue. C'est un paramètre important du fonctionnement hydrobiologique du lac et influence donc la qualité des eaux stockées mais ce paramètre mesure aussi l'importance des expropriations à effectuer par unité de volume de stockage.

-  $B/V$ , rapport de la surface du bassin versant de la retenue au volume de la retenue. Il caractérisera sous un climat donné, la facilité de remplissage de la retenue.

L'implantation d'un ou plusieurs bassins de stockage en zone urbaine est caractérisé par deux faits :

- le coût relativement élevé de son installation (acquisition de terrain assez chère....)
- le choix limité de sa localisation

#### IV.4.2. ELEMENTS CARACTERISTIQUES DU STOCKAGE [47]

Ils comprennent essentiellement :

- une loi d'évolution de la surface du plan d'eau

$$A = A_1 \times h^{B_1} \quad (1)$$

$h$  = étant la hauteur d'eau "utile" de stockage comptée au-dessous d'une côte de référence correspondant un zéro de l'ouvrage d'évacuation

- une loi d'évacuation, qui en régime permanent s'écrit :

$$Q' = A_2 h^{B_2} \quad (2)$$

Les équations se combinent pour donner une loi de stockage très généralement non linéaire :

$$S' = \int_b^h A(u) du = \frac{A_1}{1+B_1} \times \left( \frac{1}{A_2} \right)^{\frac{1+B_1}{B_2}} + Q' \quad (3)$$

Dans les conditions de stockage dans les plans d'eau naturels de dimensions importante l'exposant  $\frac{1+B_1}{B_2}$  est voisin de 1 et de ce fait le stockage est quasiment linéaire.

Le type de bassin envisagé dans notre essai est un bassin cylindrique, de surface de base 16 722 m<sup>2</sup> (180.000 SQ Feet) et de hauteur de 3,00 m (10 Feet).

$$A = \pi R^2 h^1 \Rightarrow \begin{cases} B_1 = 1 \\ A_1 = \pi R^2 h \end{cases}$$

##### IV.4.2.1. LOIS D'EVACUATION

Elles sont principalement de 2 types :

a. Evacuation par déversoir

Dans le cas d'un déversoir classique, l'équation (2) s'écrit :

$$Q' = \mu \times l \times h \times \sqrt{2gh}$$

En général  $\mu < 0,4$  et pour une largeur unité, on aura donc :

$$A_2 < 1,8 \quad \text{et} \quad B_2 = 1,5$$

b. Evaluation par vanne de fond

- l'équation (2) est alors :

$Q' = K \times \pi \times \frac{d^2}{4} \times \sqrt{2gh}$  pour une vanne cylindrique suivant l'aménagement de l'évacuation, on aura  $0,5 < K < 1$

$$Q' = 3,48 \times K \times d^2 \times h^{1/2}$$

$d$  étant le diamètre de la vanne.

voir les différentes méthodes de calcul des bassins de régulation à l'annexe.

#### IV.IV.5. PROGRAMMATION.

Le sous-modèle stockage traitement, écrit en langage FORTRAN, est composé de huit sous-programmes. Il calcule l'hydrogramme aval avec les données de base de calcul mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Le modèle ne peut prendre en compte que deux réservoirs au maximum. Cependant, on a fait déplacer les deux réservoirs 1 et 2 déjà existant, sur Boriche et Guereb à l'amont du bassin, au pied des hauteurs du Jebel Nahli (voir figure 34).

Trois cas ont été envisagés :

1er cas - Implantation des deux réservoirs à l'exutoire des sous-bassins se trouvant à l'amont des autres sous-bassins, là où les conduites sont surchargées, contribuant ainsi à diminuer le prix de collecteurs principaux du réseau rassemblant l'eau des divers sous-bassins.

2ème cas - Déplacement des mêmes bassins plus à l'aval

3ème cas - Création d'un réservoir à l'exutoire du bassin pour faire face à l'insuffisance d'un collecteur par suite d'un accroissement excessif du degré d'urbanisation à l'amont, entraînant la nécessité de la mise en parallèle d'un second collecteur.

Le dimensionnement de ces réservoirs est donné par le tableau VI.IV.5.1. ci-dessous :

Tableau VI.IV.5.1.

	502.503	504.505	506
Profondeur			
max(m)	10	15	17
Surface de base m <sup>2</sup>	4000	4000	4000
Périmètre de base (m)	224	224	224
Pente de la côte	00	00	00



Résultats :

Les effets des bassins de régulation sur les crues urbaines sont décrits par le tableau VI.IV.5.2. ci-après et les figures VI.IV.5.1.2.3. dont on peut dégager les remarques suivantes :

- Le stockage dans les bassins de régulation a conduit principalement dans les stations se trouvant à l'amont de ces bassins à une réduction notable des débits de pointe , et à l'étalement des hydrogrammes des crues. Ce qui a impliqué l'augmentation du temps de montée, le temps de concentration du bassin versant, ainsi que le volume stocké. Les variations de ces paramètres augmentent avec les surfaces imperméabilisées. Ce qui explique les variations importantes à l'aval du bassin.

A la station BORGEL, l'exutoire du bassin, les débits de pointe pour les trois cas étudiés diminuent de - 32% à - 67% du débit de pointe observé, et les calages entre les temps de montée des hydrogrammes calculés et observés pour chaque cas varient de 2h30 à 4h00.

Table VI.IV.5.2.

	500 - 501	502 - 503	504 - 505	506	OBSERVATION
BORGEL	$t_m$ 4h15	6h45	8h15'		Station BORGEL se
	$t_c$ 9h15'	9h30	10h00		trouve à l'aval de
	$Q_{p1}$ (m <sup>3</sup> /s) 4,56	3,12m <sup>5</sup> /s	3,12	1,509	tous les bassins
	$V_p$ (m <sup>3</sup> ) 60198	75680	77716	80143	T 500 506
	$K = \frac{V_p}{p}$ (s) 13201	24256	24909	53110	
CITE EL KHADRA	$t_m$ 4h30'	8h45'	4h45'	4h45	La station Cité EL
	$t_c$ 8h30'	8h45'	8h30	8h30	KHADRA se situe à
	$Q_{p1}$ (m <sup>3</sup> /s) 2,38m <sup>3</sup> /s	1,76	2,36	2,36	l'aval des bassins
	$V_p$ (m <sup>3</sup> ) 32351m <sup>3</sup>	41377	46942	46942	500 et 503 et à
	$K = \frac{V_p}{p}$ (s) 13592	23510	19891	19890,7	l'amont des bassins
I. N. A. T.	$t_m$ 3h30'	3h45' 6h15'	4h25	4h25	La station INAT
	$t_c$ 6h30	6h45'	6h20	6h20	se situe à l'aval
	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s) 2,2m <sup>3</sup> /s	1,92	2,72	2,66	du 501 et 502 et à
	$V_p$ (m <sup>3</sup> ) 24717m <sup>3</sup>	30516	32131	32131	l'amont de 504 et
	$K = \frac{V_p}{p}$ (s) 11235s	15894	11813	12079	506

Tableau VI.IV.5.3. Pourcentage de la variation de la valeur du débit de pointe de l'hydrogramme à la sortie du bassin par rapport aux hydrogrammes observés avec les bassins 500 - 501.

	502-503	504-505	506
	%	%	%
BORGEL	-31,6	-31,6	-67
CITE EL KHADRA	-26	-1	-1
I.N.A.T.	-13	+23	+21

D'après le tableau VI.IV.5.3. ci-dessus, on constate que le pourcentage de variation du débit de pointe calculée par rapport à celui observé est important surtout pour les stations qui se trouvent juste à l'aval des bassins tels que BORGEL (-67%) et cité EL KHADRA (-26%). Ces stations se situent juste à l'aval de ces bassins et dont la surface imperméable qui les sépare est inexistante.

La supposition de non existence de l'état actuel du barrage 1 (bassin 500) sur l'oued RORICHE fait augmenter la pointe de l'hydrogramme de plus de 20% et diminuer les temps de montée et de concentration à la station INAT.

L'amortissement est donc considérable dans l'ouvrage (barrage 1) et montre bien par conséquent son intérêt malgré la modestie de son volume ( $50.000\text{m}^3$ ).

Tableau VI.IV.5.4. : Variations de  $t_c$  et  $t_m$  par rapport à ceux des hydrogrammes observés avec les bassins (500-501)

	502-503	504-505	506
BORGEL	$t_m$ +2h30	+4h00	-
	$t_c$ +15mn	+15mn	-
CITE EL KHADRA	$t_m$ +4h15mn	+15mn	+15mn
	$t_c$ +15mn	0	0
INAT.	$t_m$ 15mn-2h45mn	+55mn	+55mn
	$t_c$ +15mn	-10mn	-10mn

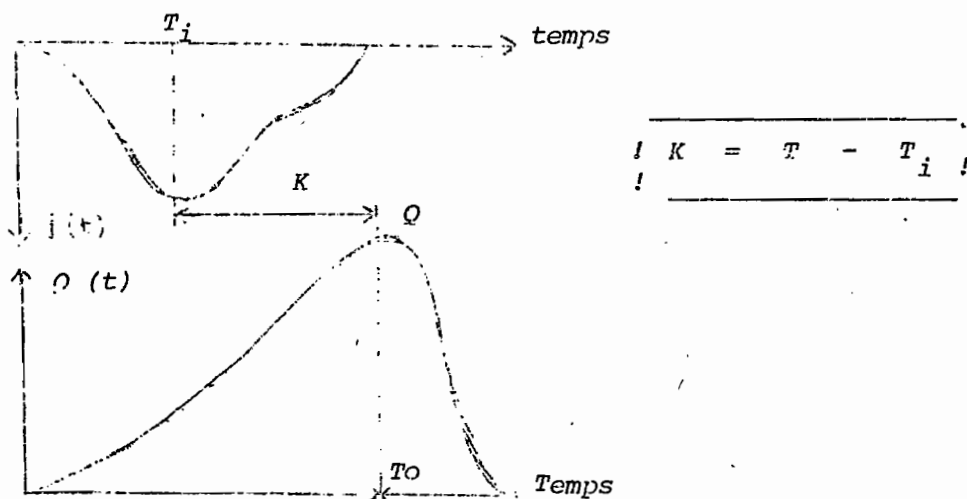
Etude du paramètre K du modèle.

Nous avons vérifié l'hypothèse <sup>d'un stockage</sup> linéaire en dépouillant les débits de pointe et le volume stocké correspondant pour chaque cas du stockage. La liaison expérimentale :  $S(t) = f(Q(t))$  est en fait rarement linéaire. Elle représente cependant dans notre cas, une boucle suffisamment aplatie pour que l'on puisse l'approximer par une droite. Les figures VI.IV.5.4, 5, 6, 7, 8, 9, montrent cette liaison expérimentale pour le bassin RORICHE et GUEREB. Stockage et débit  $q$  sont, par commodité, exprimés en hauteur d'eau (en mm) rapportée à la surface du bassin.

Nous avons également constaté que pour le même bassin, la pente de la droite approximant la boucle, c'est à dire le paramètre K de l'équation, variait d'une façon importante d'une averse à l'autre. Ces variations sont à rattacher vraisemblablement, en raison de la faible superficie du bassin et sa complexité, à la non linéarité réelle du processus de transformation de la pluie en débit sur un bassin versant.

Ces constatations devront être mises à profit dans la recherche de variables expliquant l'évolution du paramètre K de notre bassin.

D'un point de vue théorique, K correspond d'après Desbordes au décalage entre les centres de gravité de la pluie nette et du débit qui en résulte : c'est un "log-time" des hydrogrammes américains, la figure ci-dessous illustre cette remarque :



Signification physique de K

Pour un échantillon de 55 observations sur les bassins français et 91 sur les bassins américains, Desbordes a ainsi établi l'expression :

$$K = 5,07 A^{0,18} P^{-0,36} (1 + (IMP/100))^{-1,9} TP^{0,21} L^{0,15} HP^{-0,07}$$

- A : surface du bassin (ha)  
 P : pente moyenne du bassin  
 IMP : pourcentage de surface imperméable  
 TP : durée de la pluie  
 HP : volume de la pluie  
 L : longueur m

Variation du paramètre K en fonction du pourcentage d'imperméabilité.

L'étude des courbes de la figure IV.10 montre que le paramètre de stockage varie dans le même sens que le pourcentage d'imperméabilité du bassin. Les courbes des différentes stations ont les mêmes formes sauf pour la station "CITE EL KHADRA où le phénomène de variation de K est renversé. Ce renversement est dû au passage d'un hydrogramme de faible pointe enregistrée dans cette station à cause de la faible pente de l'oued à cet endroit, de l'existence d'une végétation aquatique abondante dans cette portion de la rivière GUEREB (voire chap.III)

D'après la forme parabolique des courbes  $K = f(IMP)$ , le paramètre de stockage K ne varie pas linéairement avec le pourcentage d'imperméabilisation.

3. Variation du volume de stockage avec la surface imperméable.

Les courbes de la figure IV.11 représentent la surface imperméable cumulée du bassin en fonction de son volume de stockage. Le volume de stockage pour chaque station est déterminé par le volume de l'hydrogramme passant par la station, diminué des pertes (infiltration, évaporation, interception -).

La surface imperméable cumulée est déterminée par la mesure des surfaces imperméables des sous-bassins qui drainent la station constituant l'exutoire de ces sous-bassins.

L'allure de ces courbes montre que le volume de stockage croît avec la surface imperméable du bassin. La pente de ces courbes diminue avec le réservoir de stockage placé le plus à l'aval du bassin. Cependant l'eau n'est pas retenue à l'amont pour un autre réservoir de stockage et le ruissellement devient très important dans les zones urbaines. L'implantation d'un seul réservoir à l'aval du bassin et à l'exutoire de celui-ci (réservoir 506) favorise donc le ruissellement et par conséquent le stockage dans le bassin. Tandis que la présence des barrages 1(500) et 2(501)

sur ROPICHE et GUEREB au pied du Jebel Nahli fait augmenter la pente de la courbe (1) et par conséquent l'hydrogramme de crue et atténuation du débit de pointe. Le volume de stockage est donc diminué sur tout le bassin.

L'implantation d'autres réservoirs à l'aval du bassin est donc nécessaire pour soulager le réseau, déjà dépassé par l'accroissement excessif du degré de l'urbanisation. Le choix est déterminé par des comparaisons économiques dans lesquelles le coût des terrains est une composante importante.

#### 4. Variation du volume de stockage avec la hauteur pluviométrique.

Par évidence, le volume de stockage croît avec la hauteur pluviométrique. En effet pour  $\Delta 5 = 10\text{mm}$  correspond une hauteur d'eau pluviométrique de 5mm. (voire fig VI.IV.5.11.) ce qui montre l'effet de la hauteur d'eau pluviométrique sur le volume de stockage.

L'effet de l'intensité de la pluie sur le stockage est évident, en effet, l'intensité de la pluie qui fait participer tout le bassin est prise pour base dans le dimensionnement des bassins de retenue et qu'il faut prendre en considération.

Le volume de stockage croît considérablement avec la pluie de période de retours (5ans et 10ans) (voir fig VI.IV.5.11) ce qui a conduit les spécialistes à utiliser la pluie de période de retour de 10ans pour faire dimensionner le réseau urbain.

(voir figures en annexe 4).

## MODE DE STOCKAGE

Le manque relatif d'expérience dans ce domaine peut laisser libre cours à l'imagination. Plusieurs types de bassins de stockage peuvent être retenus pour le stockage des eaux pluviales seulement (système séparatif). Quelques exemples heureux du stockage ont été appliqués en Tunisie et ailleurs seront brièvement décrits.

a. STOCKAGE sur les toits des maisons qui alimentent pendant la pluie, des citernes souterraines. Ces citernes servent à stocker l'eau de la pluie pour la consommer ensuite en eau potable. Elles sont répandues surtout dans le sud tunisien et en particulier dans la région de Sfax, où "la moyenne pluviométrique est de 200mm. La profondeur maximale admissible sur le toit (fonction des critères et méthode de construction) est en général 75 à 100mm.

Malheureusement, ces sortes de réservoirs sont de plus en plus abandonnés, malgré leur rôle entr' autre joué dans la gestion de l'eau et en particulier du ruissellement.

b. STOCKAGE dans des dépressions dans des zones de verdure (Exemple : celui du jardin Belvédère) : ces réservoirs sont les plus couramment employés en Europe et aux Etats Unis. Une loi a été décrétée aux Etats Unis pour que les fermiers implantent une multitude de petits bassins dans les cours d'eau de la rivière.

A l'aval on peut même avoir une rivière complètement asséchée.

c. STOCKAGE dans les canaux à ciel couvert : l'exemple de Hoffrat El Hubass à Sousse est le plus significatif. En effet cette grande dépression est souvent inondée. Pour pouvoir la livrer à la construction, on a fait construire un canal pour y stocker l'eau en cas de grosse averse. Ce stockage réduit alors l'onde de crue, et par conséquent soulage le réseau qui se trouve à l'amont (voir Schéma 1).

d. STOCKAGE dans les lacs artificiels (5). Au Canada, ces lacs ont un niveau permanent correspondant à une profondeur moyenne de 2,5m dont environ 1m pour les dépôts en suspension. Ces lacs comprennent un déversoir et le niveau de l'eau peut s'élever de 1m à 1,50m pour être déversé. Les berges ont une pente de 1 : 7 et sont traités afin de limiter la croissance de la végétation aquatique. Ces lacs sont des décanteurs assez

efficaces et peuvent assurer la protection des exutoires avals.

Ces lacs sont utilisés seulement comme zones de repos ou pour la navigation de plaisance. Les surfaces des bassins et des lacs sont déterminées en tenant compte de l'évaporation.

e. Les excavations des travaux et les déleçsais d'échangeurs routiers qui, utilisés comme bassins de retenue, permettant d'opérer des économies sur les ouvrages d'évacuation des eaux, de lutter contre les inondations et de recueillir les eaux pluviales de l'agglomération.

Exemple : le bassin de retenue formé par les excavations des travaux de l'autoroute Tunis-Sousse et le pont de Bab-Alouia. Une grosse conduite passant au dessous du pont évacue l'eau de pluie. Une fois la conduite surchargée, l'eau excédentaire sort de la conduite par une ouverture pour inonder le bassin. Une partie de cette eau en principe s'infiltrer et une autre regagne la conduite de nouveau pour être véhiculée vers le lac de Tunis (voir Schéma 2).

Dans le cas particulier de Bab-Alouia cette infiltration n'est pas possible car le fond du bassin correspond exactement à la surface de la nappe.

f. Bassins de stockage à l'air libre. Ces bassins de stockage sont répandus aux Etats Unis et en particulier à "LONG ISLAND", île près de New York. Cette île connaît un développement rapide de l'urbanisation et une extension progressive des agglomérations. La nappe souterraine est surexploitée et le problème de l'eau se pose. Pour résoudre le problème de ruissellement et celui des besoins en eau, une loi a été décrétée pour que les architectes et constructeurs prévoient pour chaque cité nouvelle de 100 maisons un bassin naturel ouvert à l'air libre.

Les toits des maisons ne sont plus connectés au réseau pluvial; ce qui permet à l'eau pluviale d'être stockée dans le bassin pour s'infiltrer et alimenter ensuite la nappe souterraine (voir Schéma 3). Ces bassins gazonnés ne manquent pas d'esthétiques et sont utilisés quand ils sont à sec pour les jeux d'enfants.

g. Stockage dans les réseaux, un nombre de petits bassins construits par l'ONAS, sont reliés au collecteur principal des eaux pluviales le long de l'autoroute qui relie Tunis- à Bizerte. Ces bassins sont construits pour soulager le collecteur lors de son surcharge (voir Schéma 4).



h. Stockage dans les plaines d'inondation naturelles.

Lorsque celles-ci sont aménagées et que les dégats encourus sont relativement faibles.

i. ADENVER (U.S.A.) en 1969, on a augmenté le niveau de protection contre les inondations des caves et des sous-sols, pour des orages ayant une période de retour de 1000ans. En utilisant le principe de "deux système " (dual drainage) on atteint ce but par l'utilisation des rues (systèmes majeurs) comme canaux ayant des pentes et des points de rejet convenables et par un choix raisonnable de l'espace entre queulard (ou avaloirs) Ceci permet de réduire la dimension des égouts (Schéma 5).

ADENVER  
 U.S.A.  
 1969  
 Schéma 5

## Conception, entretien des bassins de retenue

### 1. Conception

La forme du bassin pose un problème sérieux pour le projecteur. Car en site assez gréquenté, une forme compliquée veut être agréable à l'oeil mais entraîner des nuisances dues à la stagnation de l'eau dans les recoins ; à l'inverse, en site peu fréquenté, une forme géométrique simple est plus économique, mais elle semble moins favorable à la vie aquatique et à l'empoisonnement.

Le problème de sécurité est très sérieux et il faut lui donner une place de choix dans la conception de l'ouvrage (2).

### 2. Entretien des bassins de retenue

Le bon entretien d'un bassin de retenue passe d'abord par une bonne conception et une bonne exploitation des branchements et du réseau d'eaux usées comme de celui des eaux pluviales. Un autre aspect de l'entretien concerne la digue et ses ouvrages d'évacuation (2) (risque de dégradation des fondations, risques de fissures, de glissements, de fuites et effets renard etc...)

### Conclusion :

Dans de nombreux cas, soit dans le projet de création d'un réseau, soit pour faire face à un taux d'urbanisation non initialement prévue pour un réseau déjà en place, le stockage temporaire des eaux de ruissellement doit pouvoir être avantageusement utilisé d'un point de vue économique : lutte contre la pollution urbaine, rôle de décantation, de filtration ou d'oxygénation ; l'aménagement des espaces urbains peuvent être également des arguments en sa faveur.

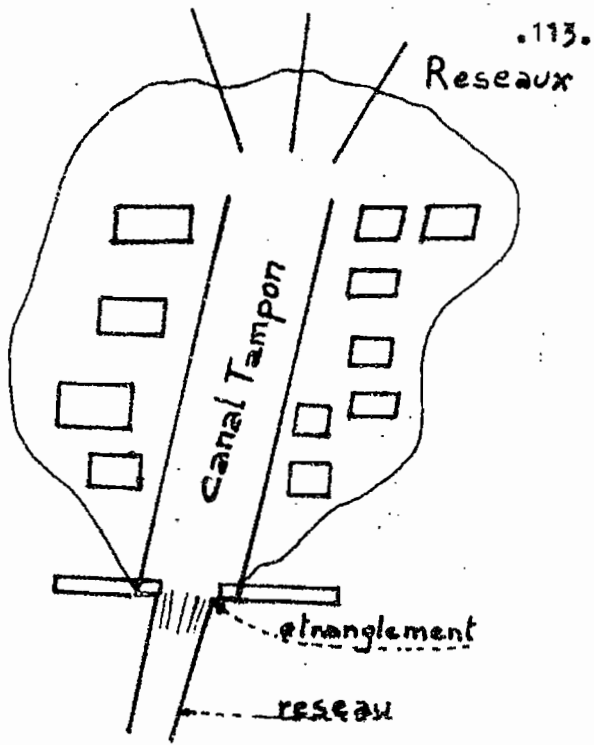
Ils nous a paru intéressant à ce propos de produire dans le tableau, le coût suivant le mode de stockage.

Suivant, le tableau, il apparaît que si le transport des eaux peut se faire à l'air libre (odeurs, pollution, topographie ...) la combinaison stockage air libre - canal semblerait la plus avantageuse.

TABLEAU VI.IV.5.5. ELEMENTS DE COUTS DU STOCKAGE

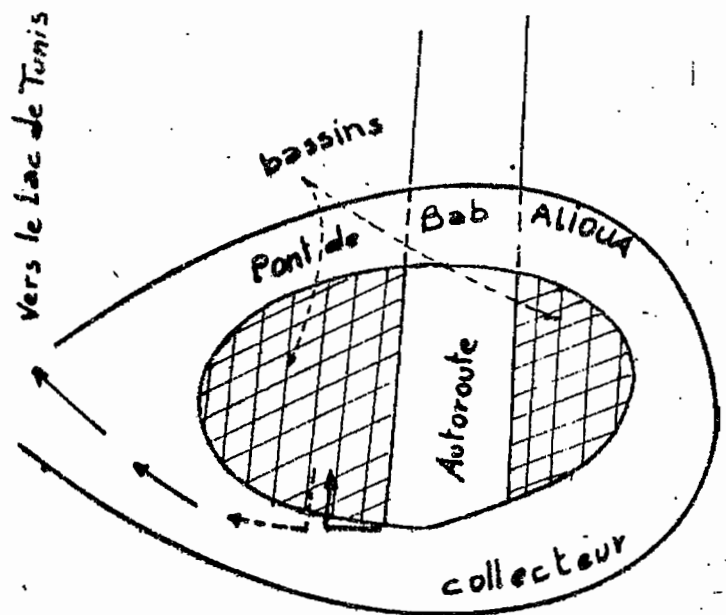
S T O C K A G E	COUT UNITAIRE (en Dinars Tunisiens actuels)
<p>Réservoir à l'air libre composé d'une excavation et dont la capacité est accrue par une digue (coût du terrain + terrassement).</p>	<p>de 6 à 16 D</p>
<p>Canalisations, conduites enterrées utilisées pour le transport de l'eau (fourniture, transport, ouvrages d'art, pose....).</p>	<p>de 72 (Ø 400) à 210 (Ø 1250)</p>
<p>Stockage en plaines inondables naturelles (profondeur 1 m environ)</p>	<p>de 3 à 12</p>
<p>Canaux trapézoïdaux (à ciel ouvert) de 1,60 de hauteur et de 2,20 m la petite base.</p>	<p>en béton 300 en terre 20</p>
<p>Béton armé</p>	<p>105</p>

SOURCE : ONAS

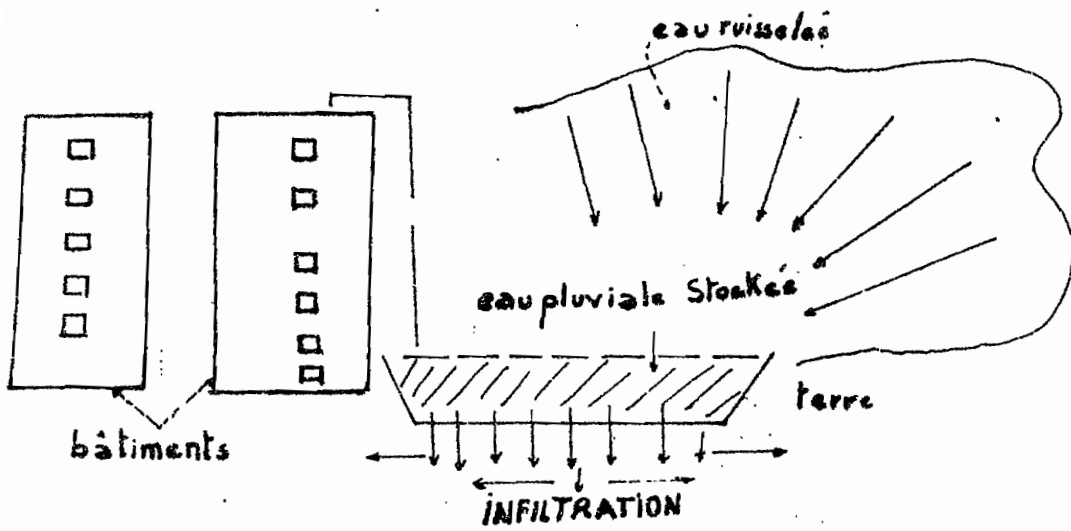


SCHEMA 1

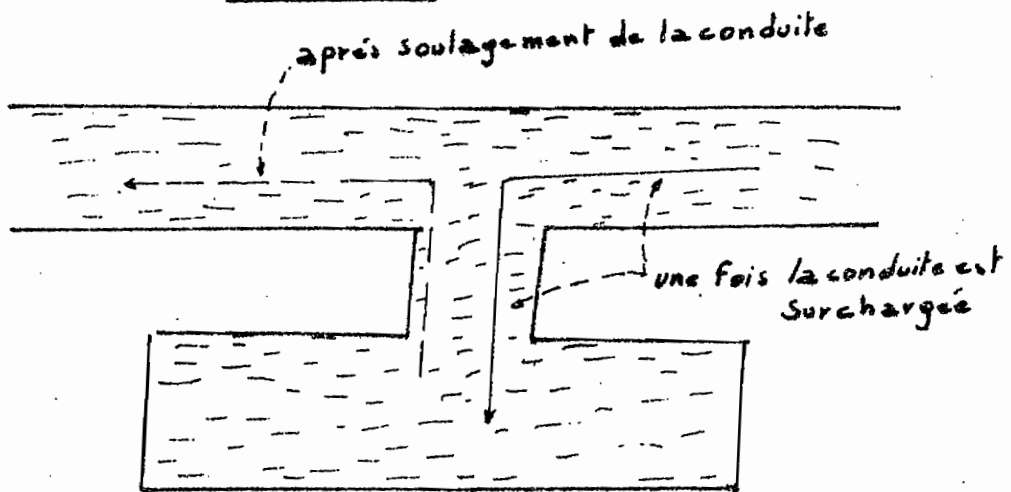
HOFRAT EL HUBOSS



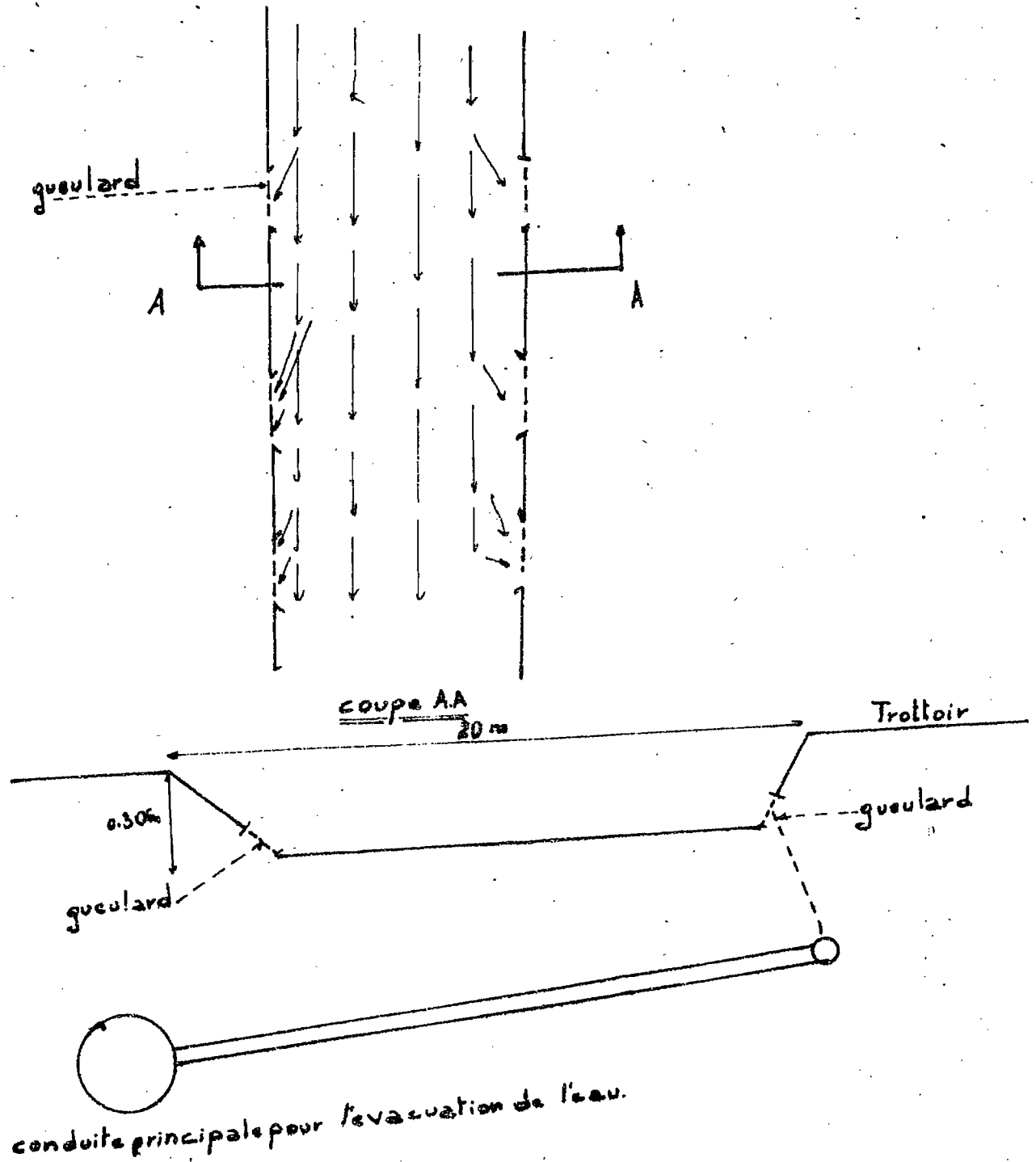
SCHEMA 2



SCHEMA N°3



SCHEMA N°4



SCHEMA 5

PLUIE DE PROJET

D'après l'étude menée dans le chapitre IV, on a :

- Une homogénéité spatiale des averses sur le bassin étudié avec un coefficient d'abattement estimé à 0,88

- La courbe "Intensité-Durée-Fréquence" de la station Carthage est adoptée pour notre étude.

- Une tendance de fortes intensités dans les premières minutes du début de l'averse.

- Etalement de la pluie dans le temps.

La pluie du projet admise est l'orage de fréquence décennale dans les caractéristiques sont données par le tableau IV.3 du chapitre IV et la courbe I.D.F de la station Tunis-Carthage.

Deux méthodes ont été envisagées pour la répartition des intensités de la pluie décennale.

1- La méthode de CHIGAGO consiste à supposer que l'averse est distribuée symétriquement autour du "pic" localisé au milieu de l'hyétoqramme. Cette méthode a été rejetée car l'hyétoqramme construit ne représente pas la réalité de notre bassin.

2- La méthode du "soil conservation service" (S.C.S.)

Cette méthode a été utilisée par COYNE et BELLIER pour le recalibrage du réseau d'assainissement de Tunis.

Cette méthode consiste à supposer que l'orage est précédé par une petite pluie à intensité constante de 3,33 mm/h dont la hauteur totale est de 5mm (1,5heures) et suivi par une autre intensité constante à 2mm/h et d'une durée de 16,5 heures de façon à obtenir pour 24 heures la pluie décennale journalière de 96cm.

Cette méthode est à discuter, car elle considère que la pluie du projet (pluie décennale) est à intensité décroissante avec le temps et que l'intensité maximale de la pluie a lieu au début de la pluie. Alors que cette hypothèse n'est pas vérifiée par les hyétoqrammes observés (voir chapitre IV) où il y a une tendance de fortes intensités, non pas le maximum, audébut de l'averse.

Trois essais ont été faits avec cette dernière méthode pour trois valeurs différentes de pourcentage d'imperméabilisation (40% ; 50% et 60%) pour le calcul des débits de pointe à chaque station hydrométrique du bassin.

3- Etude comparative de SWMM et la méthode de SCS

Le tableau suivant récapitule les débits maxima calculés par les deux méthodes SWMM et SCS (USA) .29, au niveau de chaque

station hydrométrique qui constitue l'exutoire d'un tronçon de l'émissaire.

Tableau = Débits maximum ( $m^3/s$ ) calculés par SWMM et SCS.

	BERLIET	INAT	EL MENZAH	JEUNESSE	ARIANA
I = 60%	14,58	10,39	10,117	4,76	9,30
I = 50%	14,07	10,35	10,08	3,825	7,614
1981-1982	12,671	9,488	9,227	3,443	6,46
1980-1981		33	33	7,7	1,14
COYNE ET BELLIER	51	28	26	21	1,9

D'après le tableau ci-dessous, on peut remarquer :

- que le débit est presque invariant aux stations INAT et EL MENZAH, qui sont proches l'une de l'autre.

- que les tests des années 1980-1981 et 1981-1982 ont donné des valeurs des débits maximum très différentes.

Ces différences sont dues aux résultats des différentes mesures faites sur terrain telles que celles des paramètres de l'infiltration, l'estimation du pourcentage d'imperméabilité, des superficies des sous-bassins du coefficient de Manning Strickler (n).

La densité du réseau pour l'année 1981-1982 est plus importante surtout dans la partie amont du bassin Roriche et Guereb. Une grande partie du réseau est surchargée lors de la pluie décennale, ce qui a fait retarder l'hydrogramme de crue et baisser sa pointe.

- que SWMM est la méthode de COYNE et BELLIER (SCS) ne conduisent pas aux mêmes résultats. Vu le manque de données pluviométriques sur le bassin, COYNE et BELLIER a pris des hypothèses qui peuvent être contradictoires avec les données mesurées utilisées par SWMM. En effet, les méthodes utilisées



par COYNE et BELLIER pour l'estimation des paramètres tels que le pourcentage d'imperméabilisation, l'infiltration et la division du bassin en sous-bassins sont différentes de celles de SMM. Ainsi, les modèles classiques peuvent donner des erreurs de 100%. Les mesures in situ doivent être répétées et vérifiées d'une année à l'autre, vu la progression de l'urbanisation, pour avoir des données fiables et représentatives du bassin.

CONCLUSION

Les simulations par le modèle SWMM des données des deux campagnes 1980-1981 et 1981-1982 ont été globalement satisfaisantes (voir tableau ci-dessous).

TABLEAU : Estimation avec précision moyenne absolue

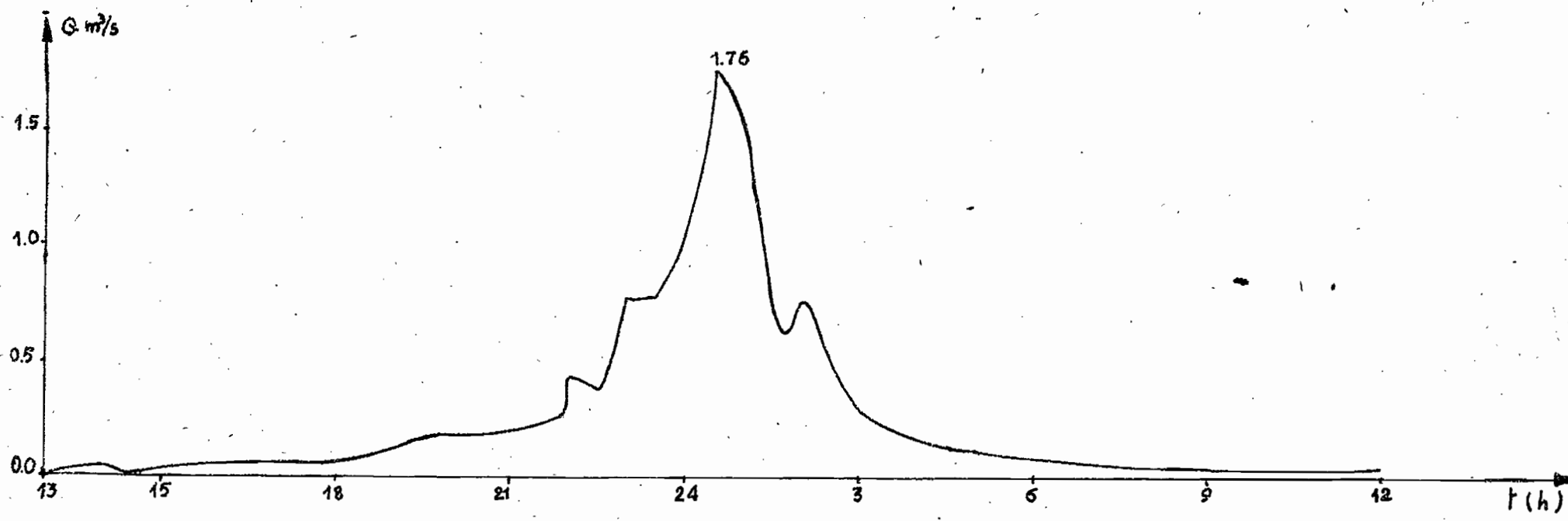
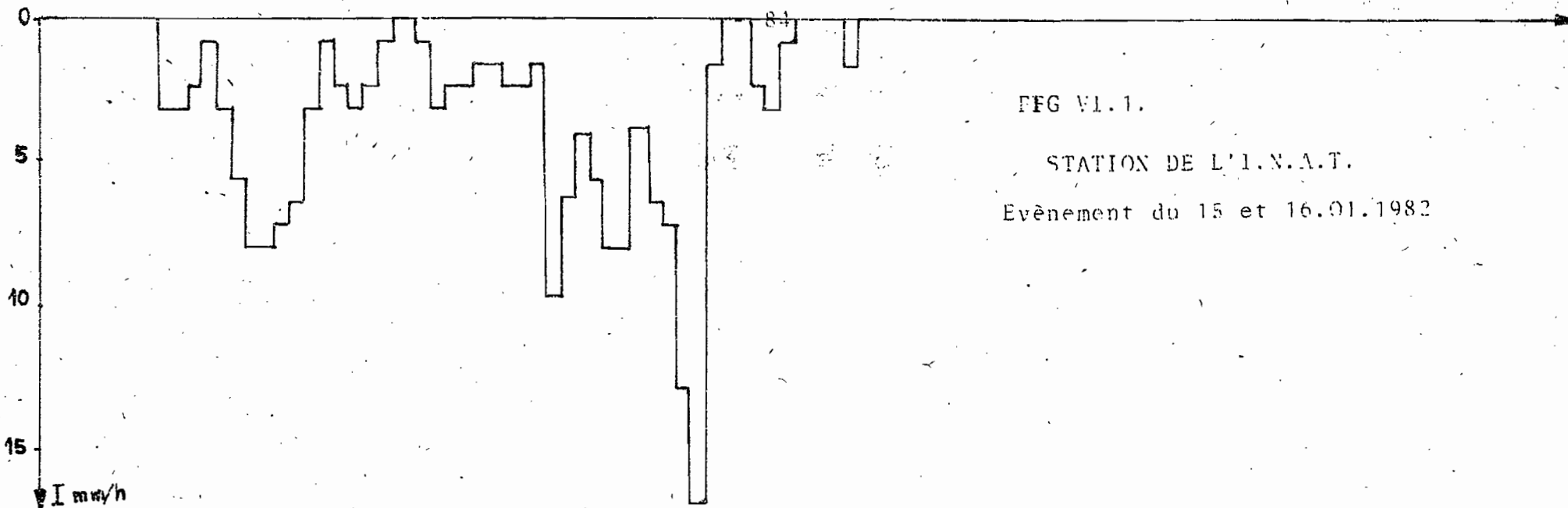
	Volumes écoulés	débits de pointe
1980 - 1981	5%	8%
1981 - 1982	11%	7%

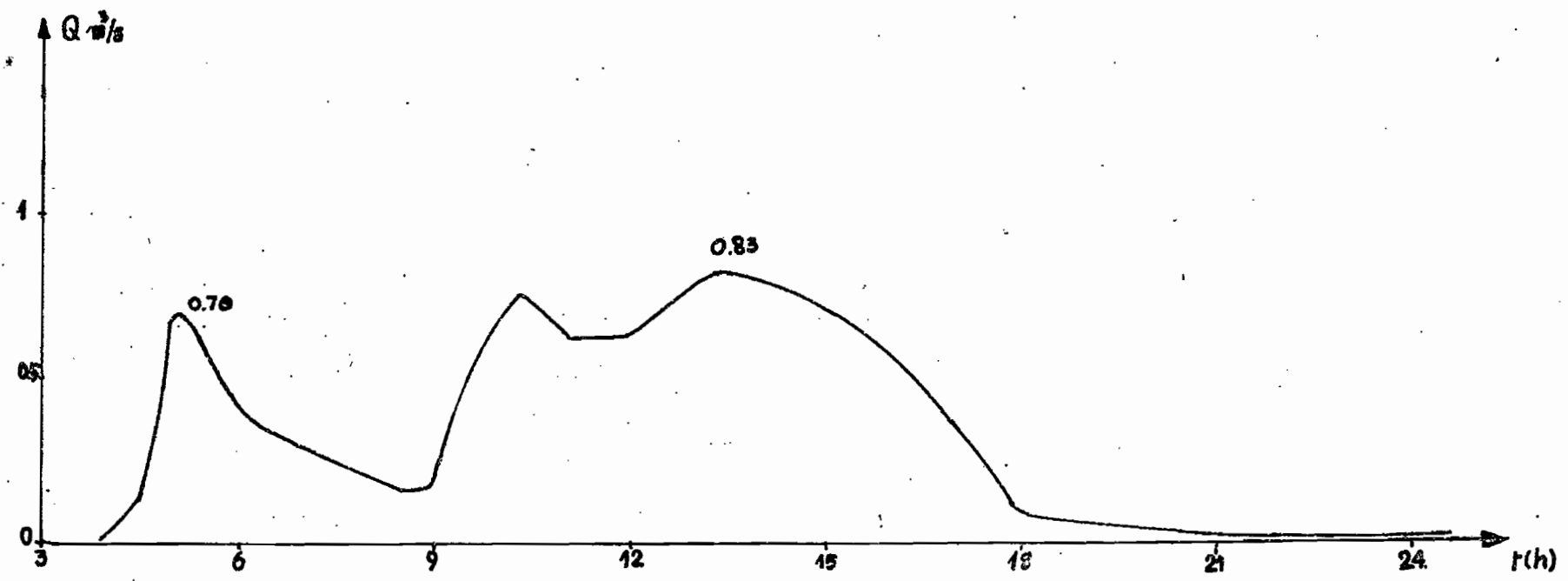
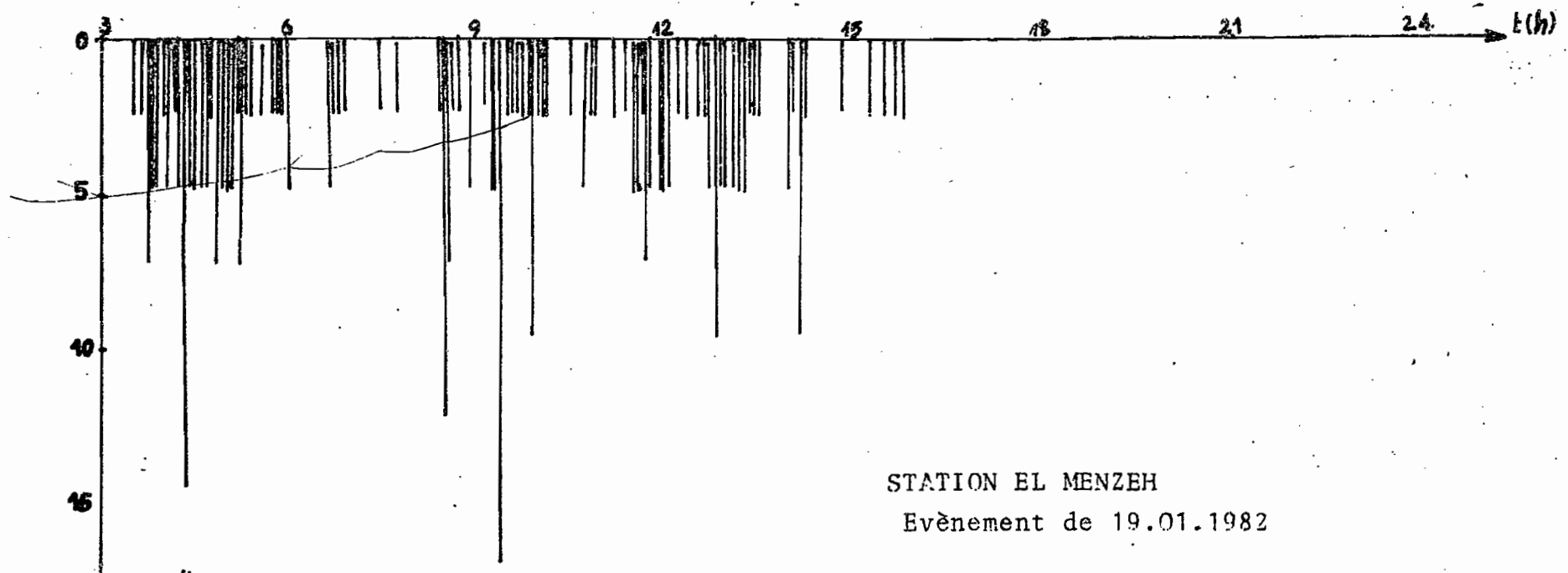
Le modèle SWMM surestime d'une façon générale les débits de pointe, alors que les volumes peuvent être considérés sous estimés.

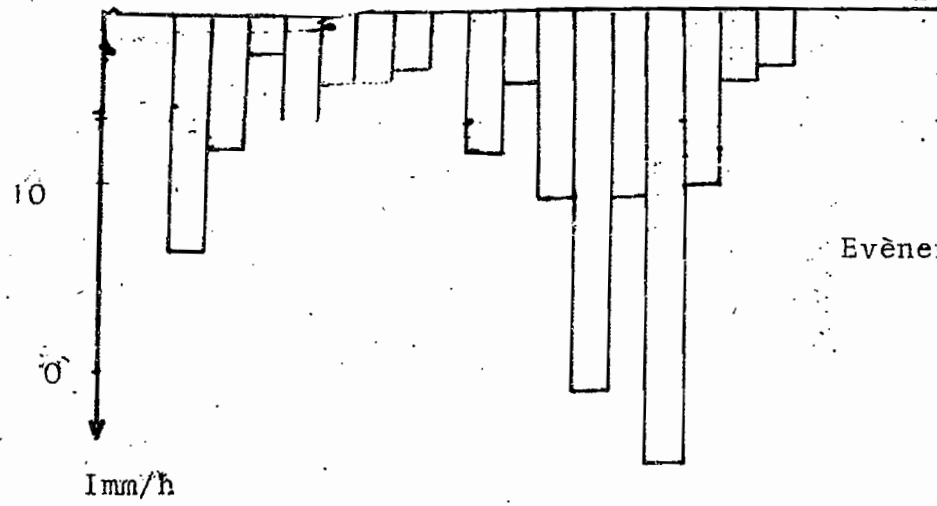
Les bassins de régulation peuvent être un moyen efficace voir économique de faire face aux problèmes posés par une urbanisation accélérée. Les effets des bassins augmentent artificiellement le "temps de concentration" des bassins versants sur lesquels il sont implantés. Une tendance actuelle serait au stockage des eaux de ruissellement pour limiter les effets de la pollution au milieu urbain. Des expériences récentes semblent démontrer l'efficacité de ces stockages.

ANNEXE - I -

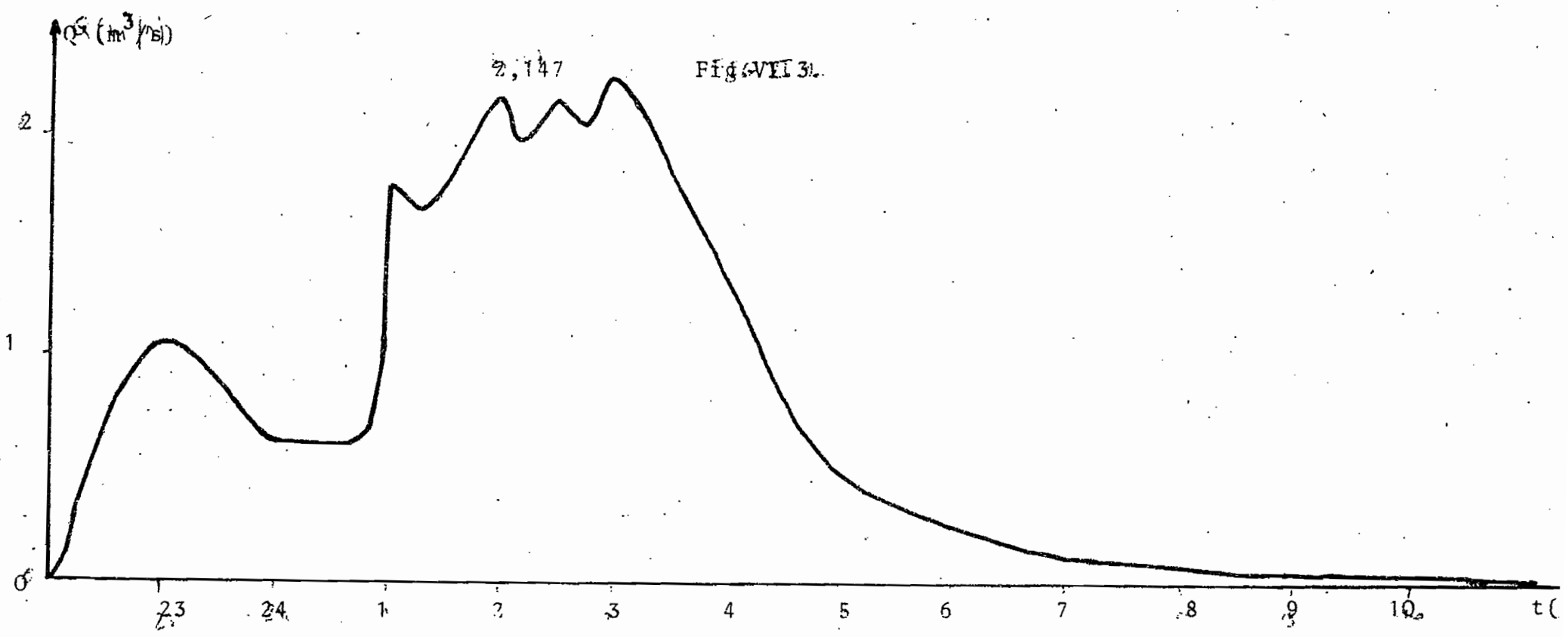
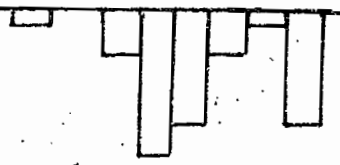
Données du chapitre VI  
figures et tableaux







STATION I.N.A.T.  
 Evènement DU 19 et 20.04.1982  
 P = 41mm



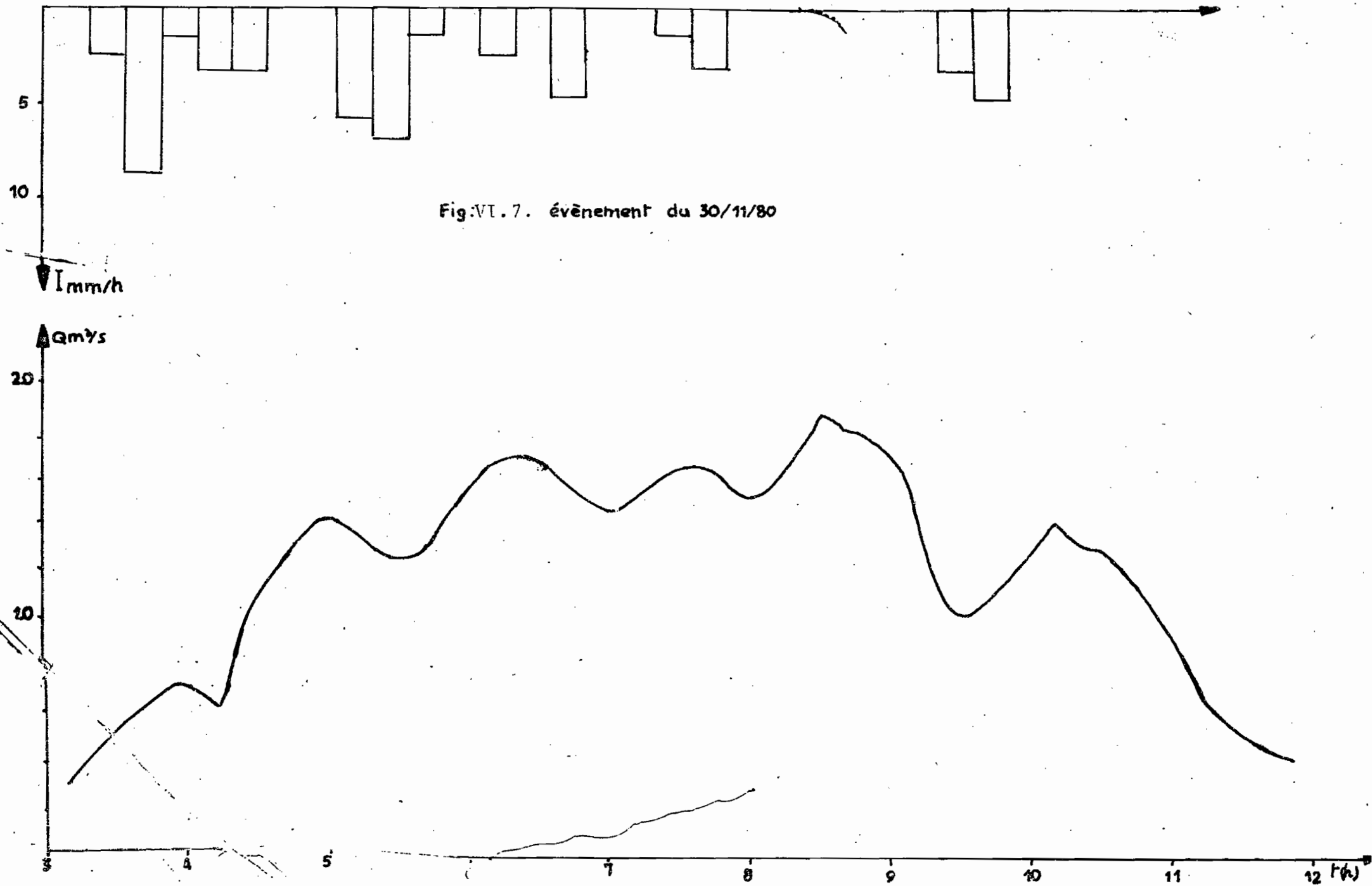
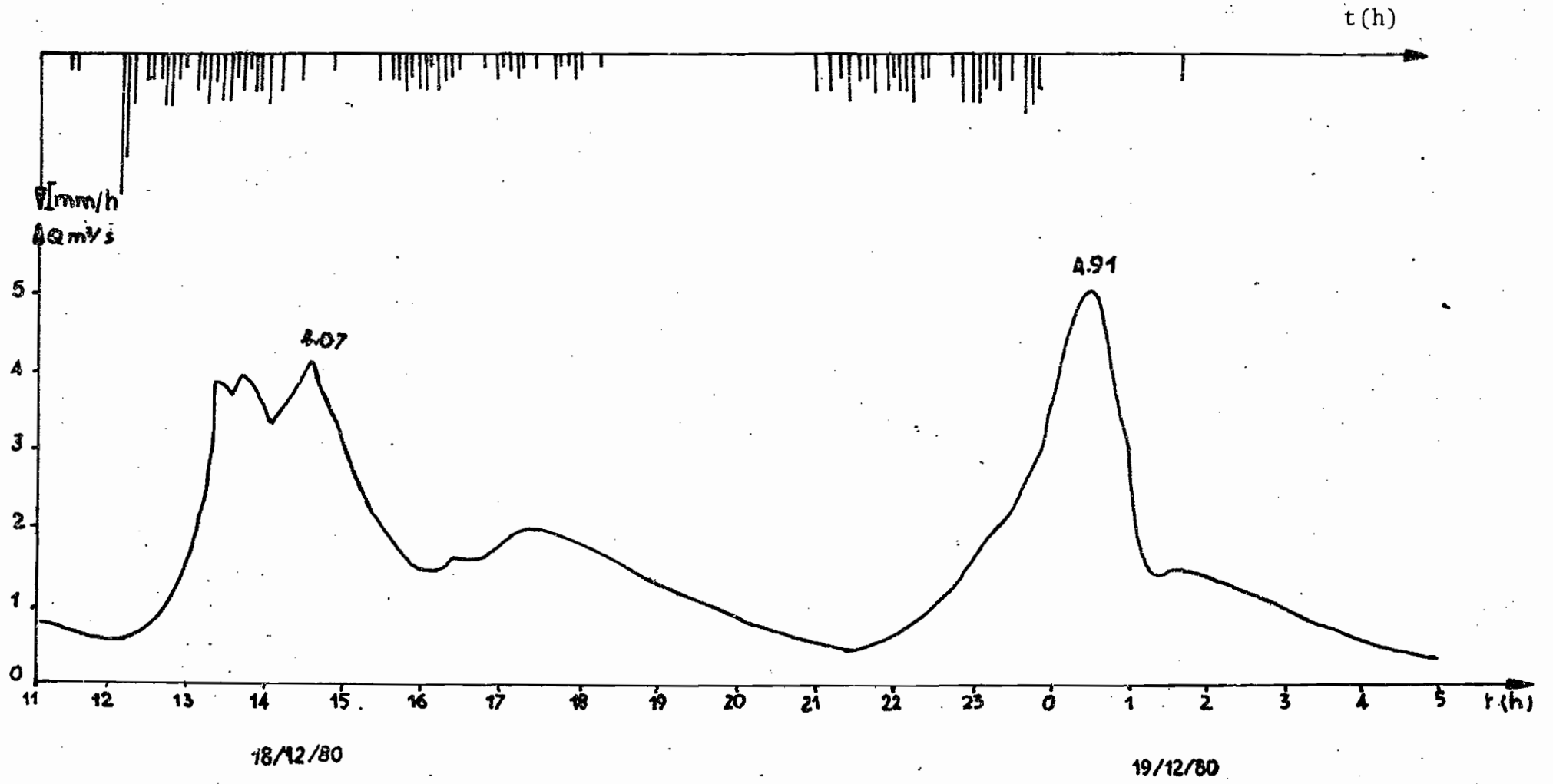


Fig: VI.6. évènement des 18-19/12/80





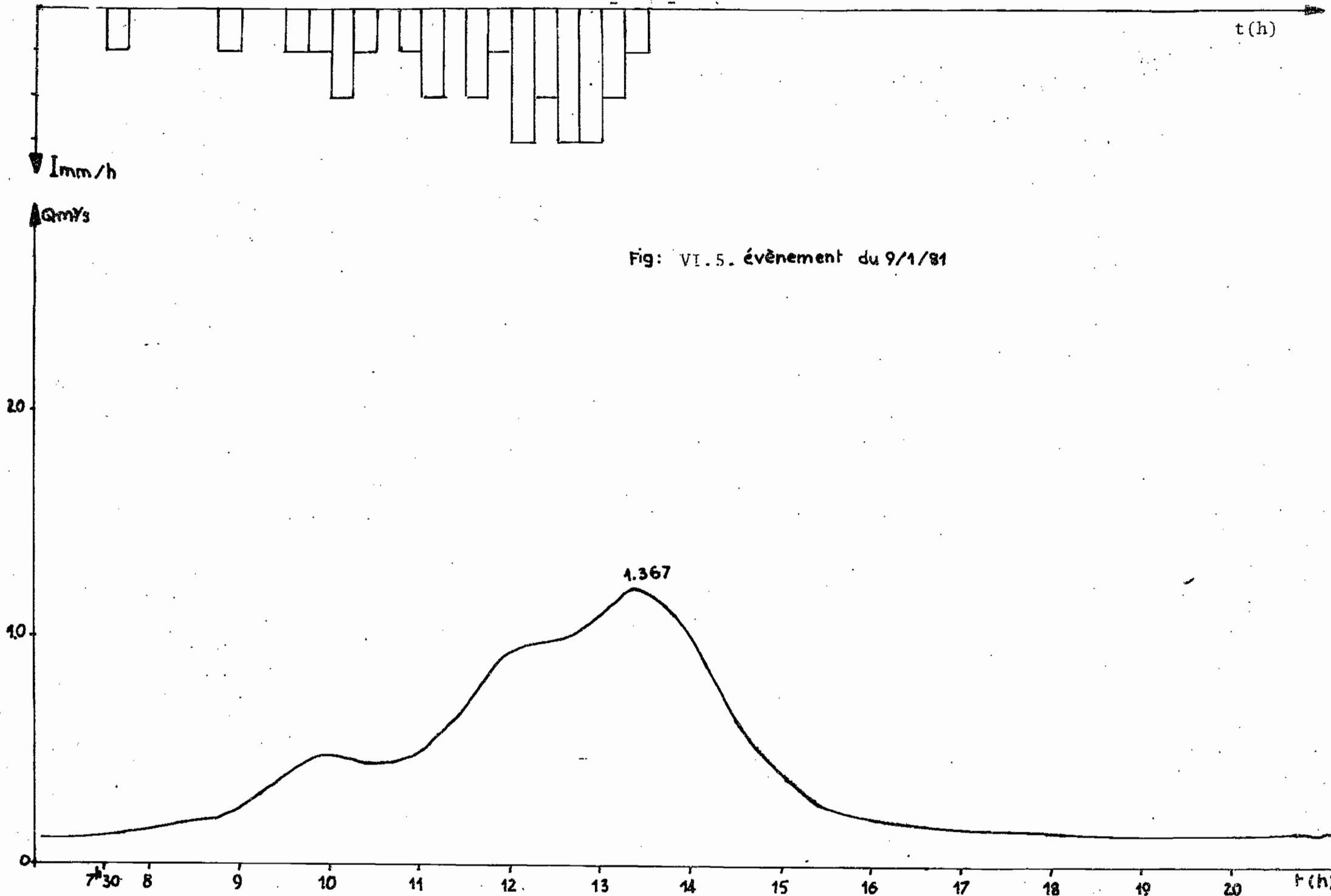


Fig: VI.5. évènement du 9/1/81

Fig: VI.4. événement du 16/1/81

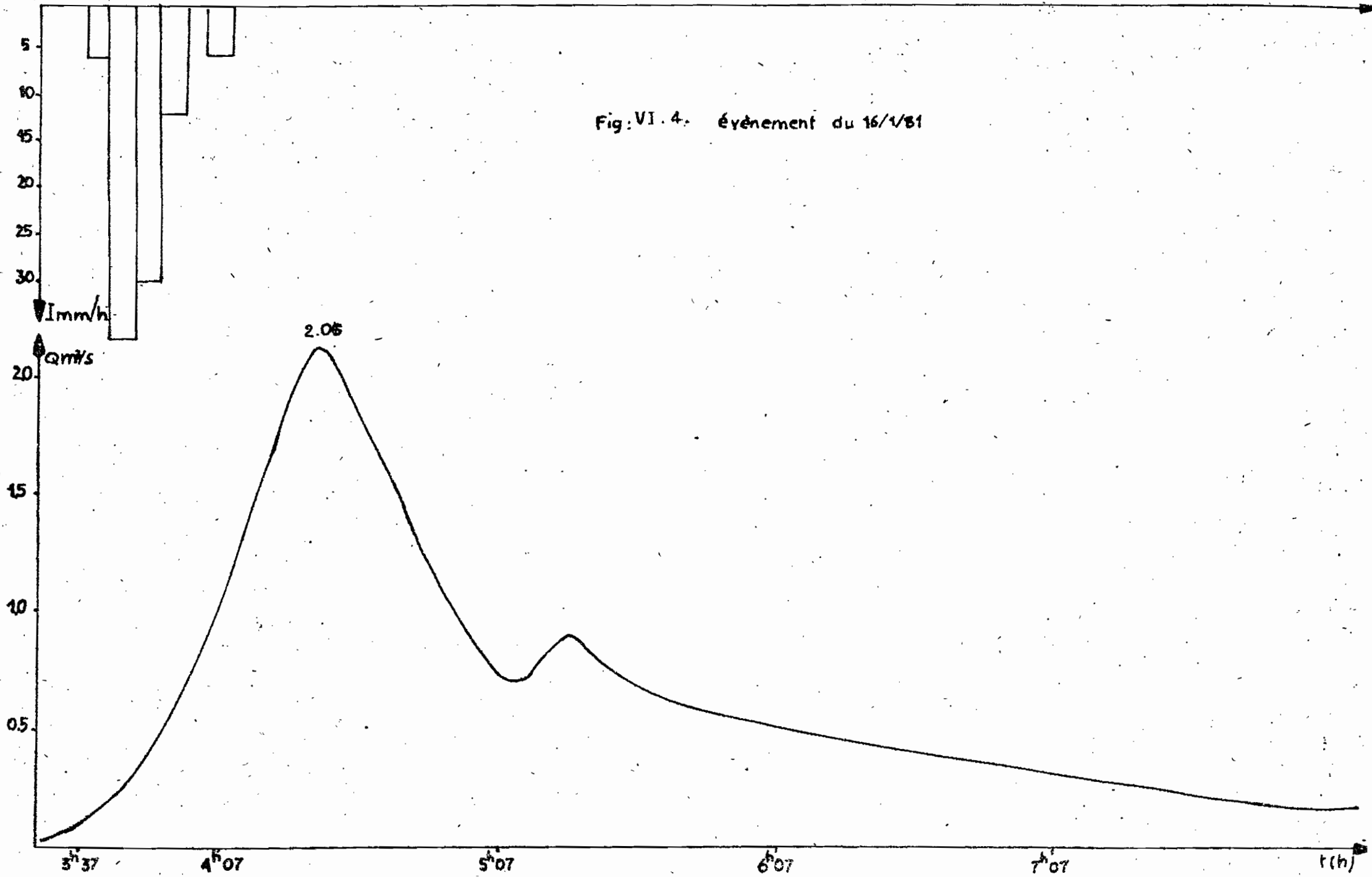


Fig. VI.2.1. COURBES DES ESSAIS AU MUNTZ

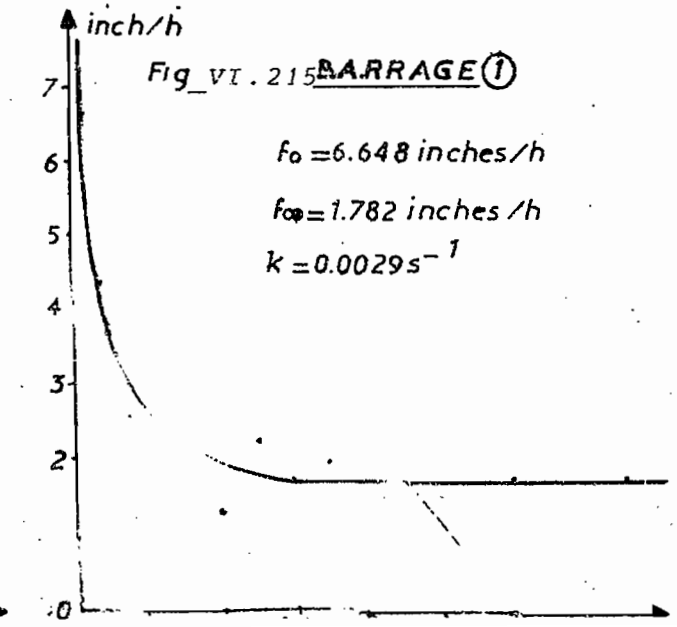
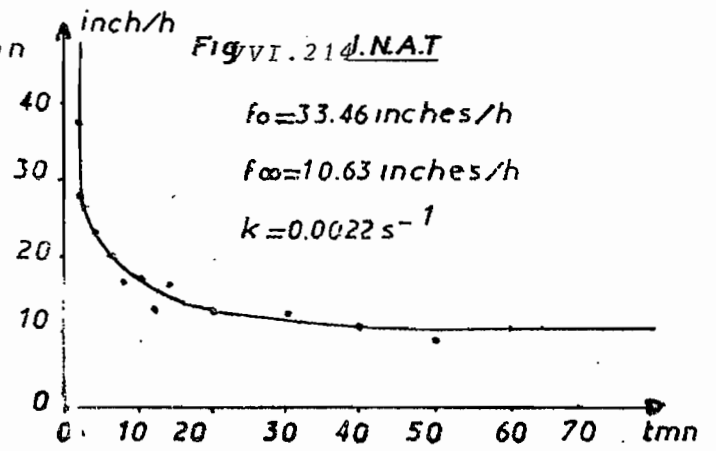
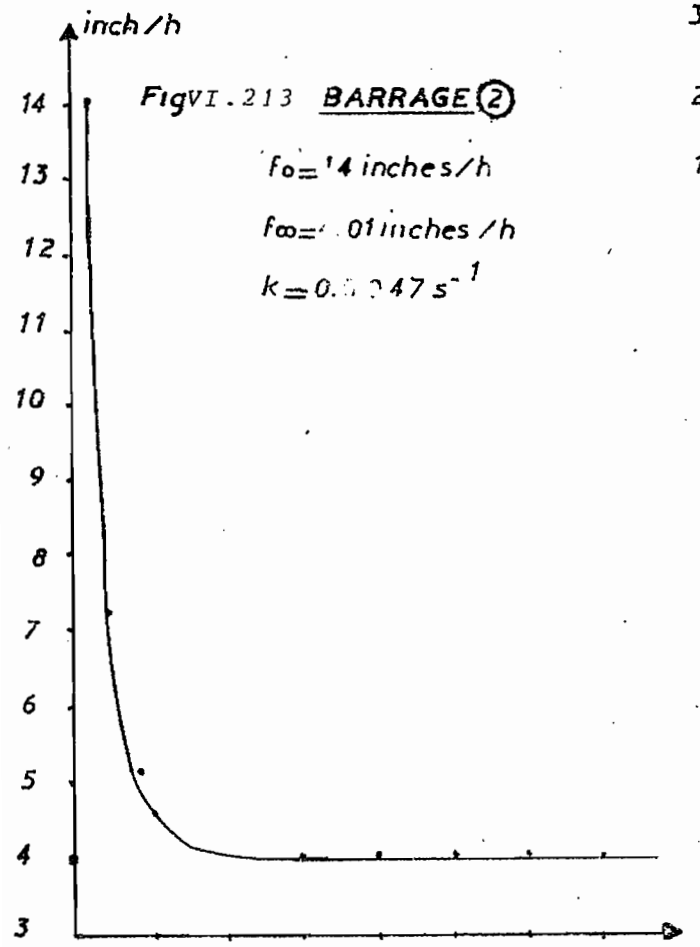
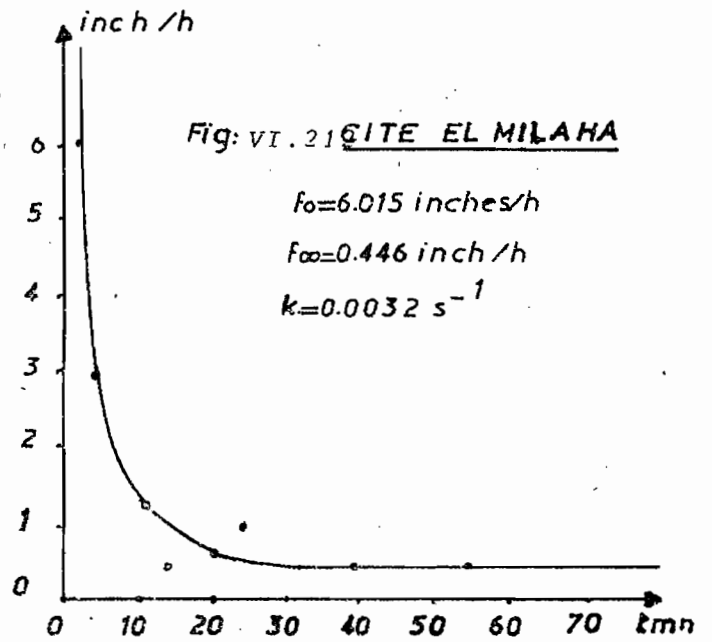
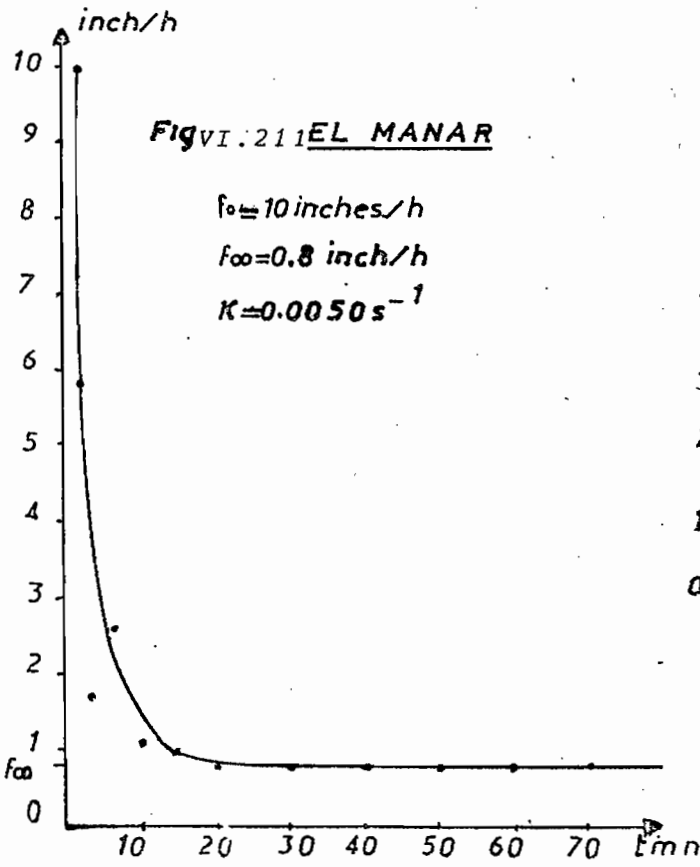
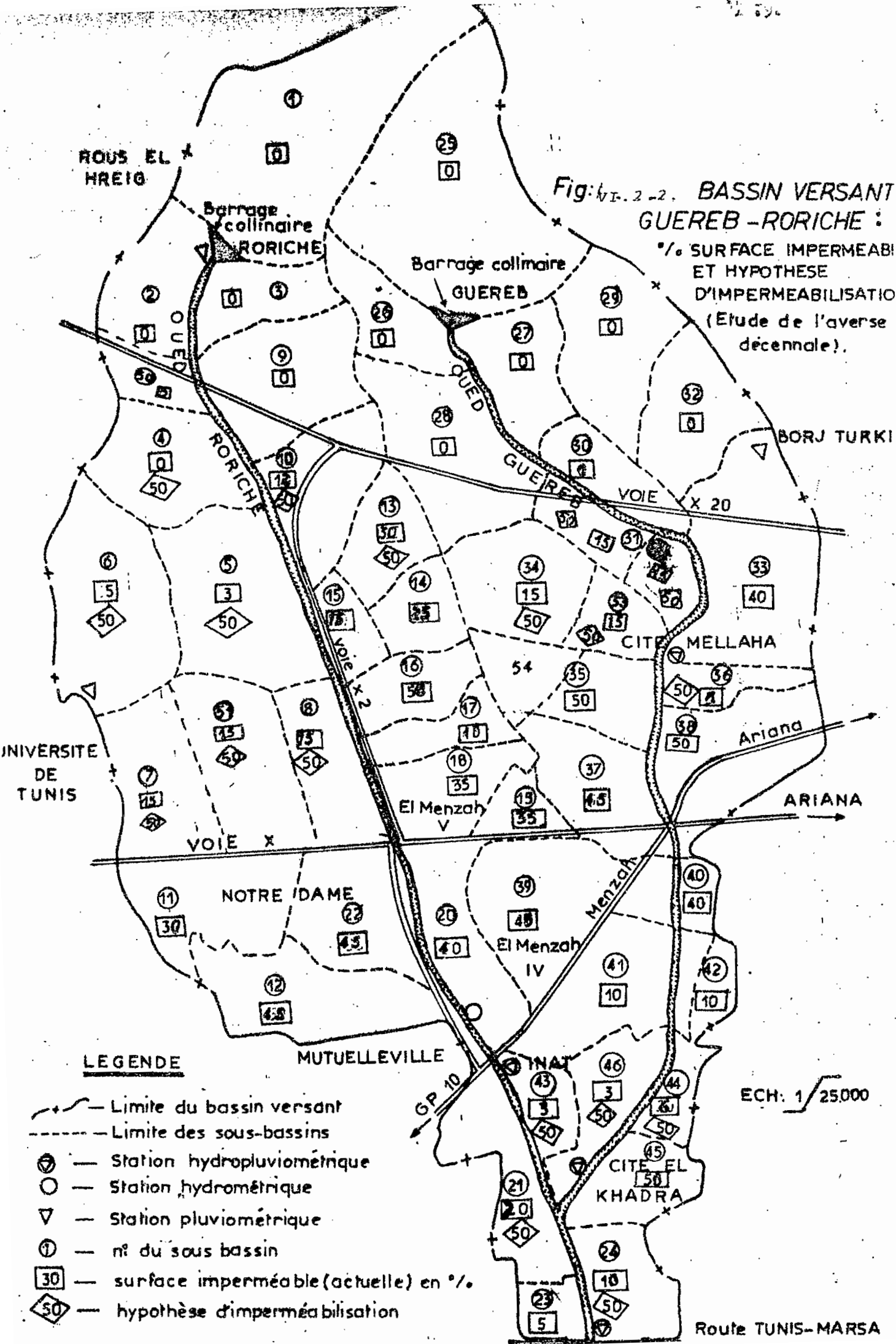


Fig. VI.2-2. BASSIN VERSANT GUEREB-RORICHE :

% SURFACE IMPERMEABLE ET HYPOTHESE D'IMPERMEABILISATION (Etude de l'averse décennale).



LEGENDE

- Limite du bassin versant
- - - Limite des sous-bassins
- ⊙ — Station hydropluviométrique
- — Station hydrométrique
- ▽ — Station pluviométrique
- ① — n° du sous bassin
- 30 — surface imperméable (actuelle) en %
- 50 — hypothèse d'imperméabilisation

Route TUNIS-MARSA

Fig. VI.3

BASSIN VERSANT  
GUEREB - RORICHE  
RESEAU ET SOUS-BASSIN

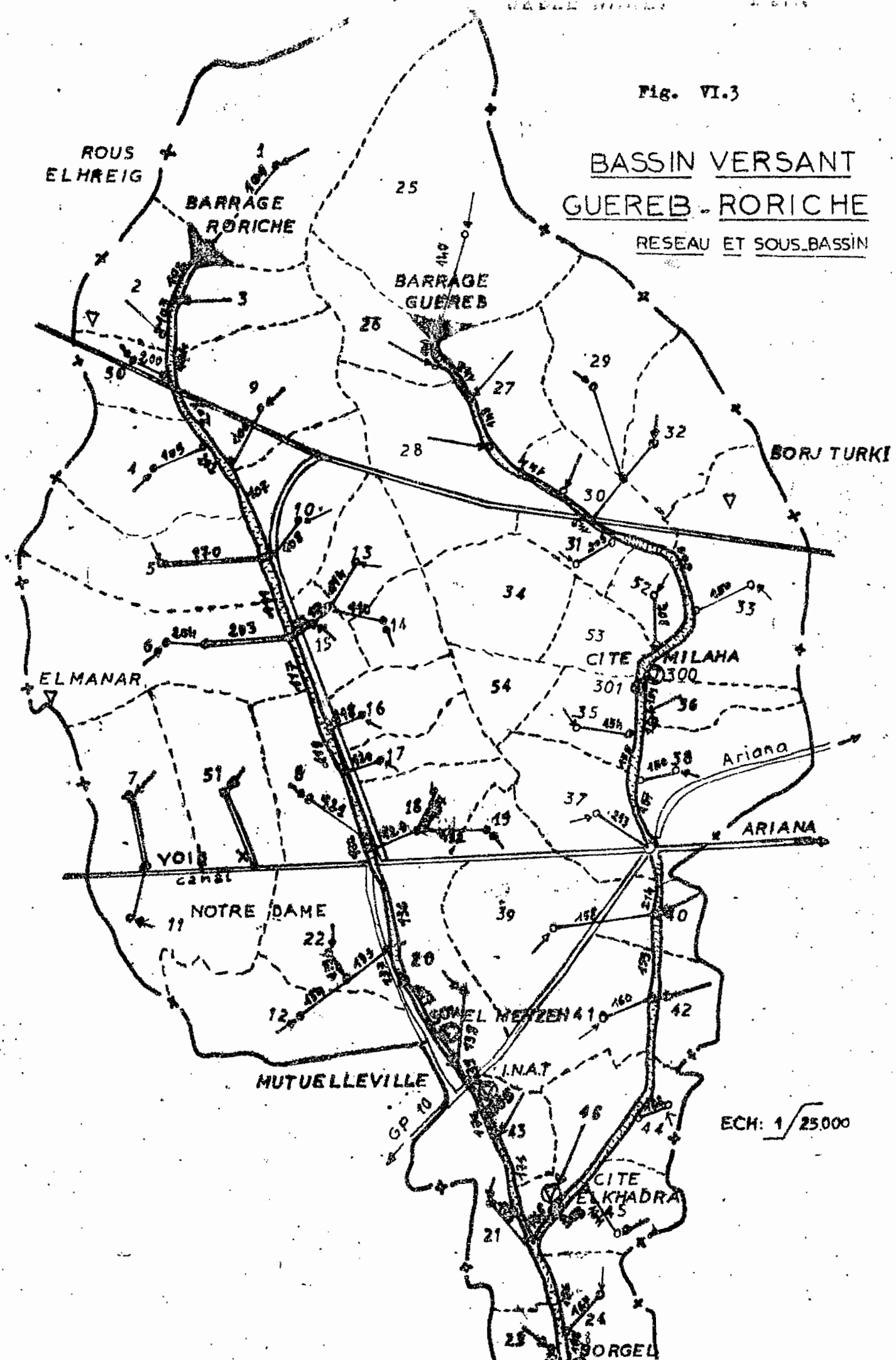


Fig. VII. 4.  
Schema du réseau (SWMM)

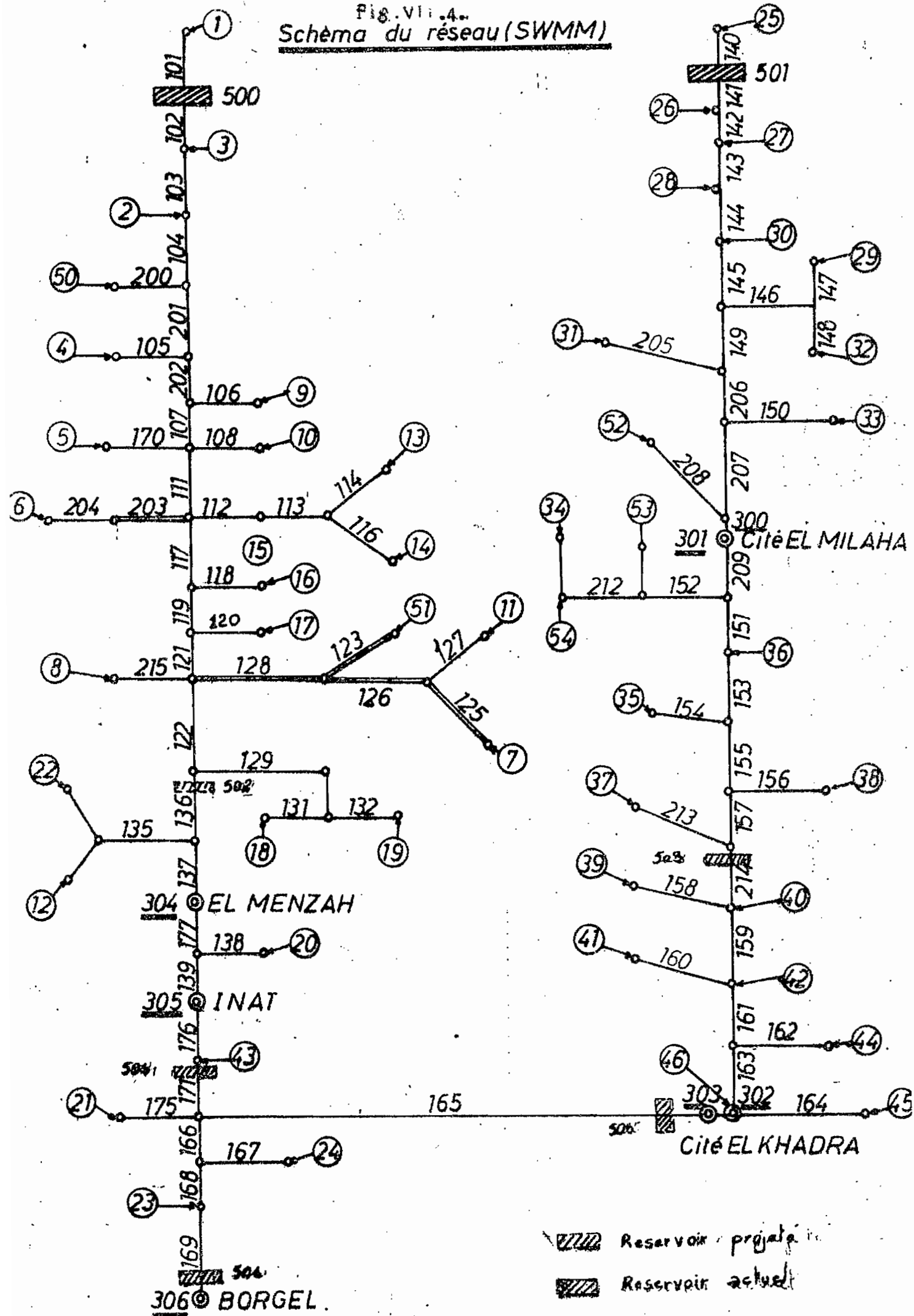


Tableau VI.1. : Valeurs initiales des paramètres caractéristiques des sous-bassins

SUBCATCHMENT DATA						Manning		D <sub>s</sub>		Infiltration			
NO. SUBCATCHMENT	Repas OR INLET	W (FT) WIDTH (FT)	A (AC) AREA (AC)	I. % PERCENT IMPERV.	S (FT/FT) SLOPE (FT/FT)	Imp. RESISTANCE IMPERV.	Per. FACTOR PERV.	Imp. SURFACE IMPERV.	Per. STORAGE (IN) PERV.	f <sub>o</sub> (IN/H) MAXIMUM INFILTRATION RATE (IN/HR)	f <sub>c</sub> (IN/H) MINIMUM INFILTRATION RATE (IN/HR)	K (S) DECAY RATE (1/SEC)	
1	1	1	10000.	285.	.00	.1600	.013	.250	.062	.200	6.65	1.78	.00290
2	2	2	5000.	105.	.00	.1500	.013	.250	.062	.200	6.65	1.78	.00290
3	3	3	3000.	52.	.00	.0800	.013	.250	.062	.200	6.65	1.78	.00290
4	50	50	5000.	43.	.00	.1500	.013	.250	.062	.200	6.65	1.78	.00290
5	4	4	3000.	97.	.00	.1200	.013	.250	.062	.200	10.00	.80	.00500
6	5	5	3900.	126.	3.00	.0700	.015	.250	.062	.200	10.00	.80	.00500
7	6	6	2000.	213.	5.00	.1200	.013	.250	.062	.200	10.00	.80	.00500
8	9	9	14000.	136.	.00	.1000	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
9	10	10	3000.	97.	12.00	.0800	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
10	13	13	10000.	64.	30.00	.1000	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
11	14	14	10000.	52.	25.00	.0800	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
12	15	15	10000.	32.	15.00	.0600	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
13	25	25	20000.	282.	.00	.1800	.013	.250	.062	.200	6.65	1.78	.00290
14	26	26	10000.	37.	.00	.1000	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
15	27	27	10000.	77.	.00	.0900	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
16	28	28	20000.	124.	.00	.1000	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
17	29	29	20000.	139.	.00	.1000	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
18	30	30	50000.	57.	3.00	.1000	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
19	31	31	20000.	58.	30.00	.0400	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
20	52	52	20000.	48.	30.00	.0200	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
21	32	32	90000.	77.	.00	.1000	.013	.250	.062	.200	14.00	4.00	.00470
22	33	33	30000.	134.	40.00	.0800	.013	.250	.062	.200	6.02	.45	.00320
23	34	34	50000.	74.	15.00	.0800	.013	.250	.062	.200	6.02	.45	.00320
24	53	53	50000.	119.	19.00	.0800	.013	.250	.062	.200	6.02	.45	.00320
25	19	19	50000.	44.	35.00	.1000	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
26	7	7	2000.	124.	5.00	.1200	.013	.250	.062	.200	10.00	.80	.00500
27	51	51	2000.	93.	15.00	.0800	.013	.250	.062	.200	10.00	.80	.00500
28	8	8	1200.	73.	15.00	.0400	.013	.250	.062	.200	10.00	.80	.00500
29	16	16	20000.	33.	34.00	.0700	.013	.250	.062	.200	34.46	10.63	.00220
30	17	17	20000.	43.	10.00	.0600	.013	.250	.062	.200	34.46	10.63	.00220
31	18	18	50000.	83.	32.00	.0300	.013	.250	.062	.200	34.46	10.63	.00220
32	35	35	50000.	100.	30.00	.0400	.013	.250	.062	.200	6.02	.45	.00320
33	34	34	30000.	33.	50.00	.0400	.013	.250	.062	.200	6.02	.45	.00320
34	36	36	1000.	30.	1.00	.0100	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
35	37	37	50000.	94.	45.00	.0400	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
36	38	38	50000.	84.	50.00	.0300	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
37	11	11	30000.	134.	30.00	.1400	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
38	12	12	90000.	138.	45.00	.1200	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
39	20	20	90000.	134.	48.00	.1000	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
40	21	21	30000.	77.	20.00	.0300	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
41	22	22	50000.	94.	45.00	.0800	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
42	23	23	1000.	32.	5.00	.0200	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
43	24	24	3000.	84.	10.00	.0100	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
44	39	39	50000.	94.	45.00	.0300	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
45	40	40	13000.	22.	40.00	.0200	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
46	41	41	7000.	19.	10.00	.0200	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
47	42	42	3200.	59.	10.00	.0100	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
48	43	43	3500.	49.	3.00	.0100	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
49	44	44	5000.	32.	4.00	.0100	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
50	45	45	50000.	94.	50.00	.0100	.013	.250	.062	.200	33.46	10.63	.00220
51	46	46	4000.	79.	3.00	.0100	.013	.250	.062	.200	6.65	1.78	.00290

**LEGENDES**

- W : Largeur équivalente en FT/1FT = 1 pied = 0,3048
- A : Surface du sous-bassin en acre  
1 acre = 0,4047 ha.
- I : Pourcentage de surface imperméable en %
- S : Pente du terrain en FT/FT
- "n" : Manning : rugosité des surfaces imperméables et perméables
- D<sub>s</sub> : Stockage superficiel des surfaces imperméables et perméables
- f<sub>o</sub> : Taux d'infiltration maximale en inch/h
- f<sub>c</sub> : Taux d'infiltration minimale en inch/h  
1 inch = 25,4mm
- K : Facteur de forme.

TABLEAU VI.2.: Valeurs initiales des paramètres caractéristiques  
du réseau

XT. LE. UM.	type	DESCRIPTION	SLOPE (FT/FT) S	DISTANCE (FT) L	MANNING ROUGHNESS "n"	GEOM1 (FT) G1	GEOM2 (FT) G2	GEOM3 (FT) G3	NUMBER OF BARRFIS	AFULL (SQ.FT)	GFULL (CFE)	QMAX (CFE)
101	13	TRAPEZOID	.0450	1155.0	.1750	10.0	9.0	1.0	1.0	190.000	1016.233	1016.233
102	13	TRAPEZOID	.0360	410.0	.1750	10.0	6.0	1.0	1.0	160.000	721.832	721.832
103	13	TRAPEZOID	.0360	984.0	.1750	10.0	6.0	1.0	1.0	160.000	721.832	721.832
104	13	TRAPEZOID	.0180	1148.0	.1750	15.0	6.0	3.0	1.0	165.000	504.999	504.999
105	1	CIRCULAR	.0740	1082.0	.0130	3.3	.0	.0	1.0	8.450	230.802	249.266
106	13	TRAPEZOID	.0420	820.0	.1750	15.0	3.0	3.0	1.0	120.000	479.550	479.550
107	13	TRAPEZOID	.0110	1312.0	.1750	15.0	6.0	3.0	1.0	165.000	394.776	394.776
108	1	CIRCULAR	.0270	1247.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.048	35.800	38.664
111	13	TRAPEZOID	.0120	1510.0	.1750	15.0	6.0	2.0	1.0	202.500	561.154	561.154
112	1	CIRCULAR	.0300	200.0	.0130	3.3	.0	.0	2.0	8.450	146.955	158.711
113	1	CIRCULAR	.0710	590.0	.0130	3.3	.0	.0	1.0	8.450	226.075	244.161
114	1	CIRCULAR	.0370	820.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.048	41.909	45.261
116	1	CIRCULAR	.0370	656.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.048	41.909	45.261
117	13	TRAPEZOID	.0100	820.0	.1750	15.0	6.0	1.0	1.0	247.000	676.945	676.945
118	1	CIRCULAR	.0380	738.0	.0130	3.3	.0	.0	1.0	8.450	165.392	178.624
119	13	TRAPEZOID	.0100	656.0	.1750	13.0	6.0	1.0	1.0	247.000	676.945	676.945
120	1	CIRCULAR	.0300	984.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.048	37.737	40.756
121	13	TRAPEZOID	.0100	748.0	.1750	13.0	3.3	.7	1.0	284.329	785.588	785.588
122	13	TRAPEZOID	.0100	984.0	.1750	13.0	3.3	.7	1.0	284.329	785.588	785.588
123	1	CIRCULAR	.0300	1476.0	.0130	2.6	.0	.0	2.0	5.391	80.722	87.179
125	1	CIRCULAR	.0300	1312.0	.0130	2.0	.0	.0	2.0	3.048	37.737	40.756
126	13	TRAPEZOID	.0420	1411.0	.1750	4.9	4.9	.0	1.0	48.020	156.795	156.795
27	1	CIRCULAR	.0420	759.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	93.579	101.066
28	13	TRAPEZOID	.0420	1969.0	.1750	4.9	4.9	1.0	1.0	48.020	156.795	156.795
29	2	RECTANGULAR	.0140	1148.0	.0130	2.6	5.2	.0	1.0	13.520	166.666	209.688
30	1	CIRCULAR	.0250	410.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	72.198	77.974
31	1	CIRCULAR	.0100	1312.0	.0130	2.5	.0	.0	1.0	4.909	41.128	44.418
32	1	CIRCULAR	.0100	820.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	45.662	49.315
33	1	CIRCULAR	.0150	197.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	55.924	60.398
34	1	CIRCULAR	.0150	525.0	.0130	3.3	.0	.0	1.0	8.553	105.611	114.060
35	1	CIRCULAR	.0230	110.0	.0130	3.3	.0	.0	1.0	3.553	130.776	141.238
36	13	TRAPEZOID	.0090	2460.0	.1750	13.0	5.0	.6	1.0	346.667	949.319	949.319
37	13	TRAPEZOID	.0100	350.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	1051.407	1051.407
38	1	CIRCULAR	.0200	300.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	64.576	69.742
39	13	TRAPEZOID	.0060	740.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	814.416	814.416
40	13	TRAPEZOID	.0450	1650.0	.1750	10.0	9.0	1.0	1.0	190.000	1016.233	1016.233
41	13	TRAPEZOID	.0320	1056.0	.1750	15.0	3.0	3.0	1.0	120.000	418.585	418.585
42	13	TRAPEZOID	.0320	1080.0	.1750	15.0	3.0	3.0	1.0	120.000	418.585	418.585
43	13	TRAPEZOID	.0140	1722.0	.1750	15.0	3.0	3.0	1.0	120.000	276.868	276.868
44	13	TRAPEZOID	.0140	990.0	.1750	12.0	3.0	2.0	1.0	108.000	256.521	256.521
45	13	TRAPEZOID	.0140	1747.0	.1750	12.0	3.0	2.0	1.0	108.000	256.521	256.521
46	13	TRAPEZOID	.0130	2000.0	.1750	10.0	3.0	1.0	1.0	130.000	326.193	326.193
47	13	TRAPEZOID	.0130	656.0	.1750	10.0	3.0	1.0	1.0	130.000	326.193	326.193
48	13	TRAPEZOID	.0580	740.0	.1750	12.0	3.0	2.0	1.0	108.000	522.122	522.122
49	13	TRAPEZOID	.0080	984.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	940.407	940.407
50	1	CIRCULAR	.0270	984.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	75.030	81.033
51	13	TRAPEZOID	.0080	558.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	940.407	940.407
52	1	CIRCULAR	.0450	1312.0	.0130	4.1	.0	.0	1.0	13.203	326.329	352.436
53	13	TRAPEZOID	.0080	1480.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	940.407	940.407
54	1	CIRCULAR	.0250	482.0	.0130	1.9	.0	.0	1.0	2.835	31.280	33.783
55	13	TRAPEZOID	.0080	1310.0	.1750	9.0	6.0	1.0	1.0	135.000	271.508	271.508
56	1	CIRCULAR	.0100	748.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.142	22.683	24.498
57	13	TRAPEZOID	.0070	656.0	.1750	9.0	3.0	1.0	1.0	108.000	187.193	187.193
58	1	CIRCULAR	.0500	984.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	102.103	110.272
59	13	TRAPEZOID	.0030	1804.0	.1750	9.0	6.0	.6	1.0	189.000	244.188	244.188
60	1	CIRCULAR	.0100	520.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.142	22.683	24.498
61	13	TRAPEZOID	.0020	1476.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	470.203	470.203
62	1	CIRCULAR	.0100	394.0	.0130	1.3	.0	.0	1.0	1.327	7.191	7.767
63	13	TRAPEZOID	.0010	1640.0	.1750	13.0	6.6	.6	1.0	367.667	342.171	342.171
64	1	CIRCULAR	.0100	820.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	45.662	49.315
65	13	TRAPEZOID	.0030	1400.0	.1750	10.0	12.0	.6	1.0	286.667	423.330	423.330
66	13	TRAPEZOID	.0020	1400.0	.1750	9.0	12.0	.5	1.0	270.000	307.291	307.291
167	1	CIRCULAR	.0010	328.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	14.440	15.595
168	13	TRAPEZOID	.0050	600.0	.1750	9.0	12.0	.5	1.0	270.000	485.869	485.869
169	13	TRAPEZOID	.0050	600.0	.1750	9.0	12.0	.5	1.0	270.000	485.869	485.869
170	1	CIRCULAR	.0330	1969.0	.0130	3.3	.0	.0	1.0	8.553	156.666	169.178
171	13	TRAPEZOID	.0060	1345.0	.1750	12.0	6.0	1.0	1.0	216.000	438.901	438.901
175	1	CIRCULAR	.0010	508.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.309	14.440	15.595
176	13	TRAPEZOID	.0060	1060.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	814.416	814.416
177	13	TRAPEZOID	.0100	400.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	1051.407	1051.407
200	1	CIRCULAR	.1000	820.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.048	68.897	74.409
201	13	TRAPEZOID	.0180	1181.0	.1750	15.0	6.0	3.0	1.0	165.000	504.999	504.999
202	13	TRAPEZOID	.0180	787.0	.1750	15.0	6.0	3.0	1.0	165.000	504.999	504.999
203	2	RECTANGULAR	.0600	2789.0	.0130	1.6	.9	.0	2.0	1.440	17.831	19.433
204	1	CIRCULAR	.0800	1148.0	.0130	3.3	.0	.0	1.0	8.450	239.976	259.174
205	1	CIRCULAR	.0420	722.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.391	95.511	103.152
206	13	TRAPEZOID	.0080	1640.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	940.407	940.407
207	13	TRAPEZOID	.0080	787.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	940.407	940.407
208	1	CIRCULAR	.0700	1017.0	.0130	2.6	.0	.0	1.0	5.391	123.304	133.169
209	13	TRAPEZOID	.0080	262.0	.1750	13.0	6.0	.6	1.0	359.667	940.407	940.407
210	1	CIRCULAR	.0450	940.0	.0130	4.1	.0	.0	1.0	13.203	326.329	352.436
211	1	CIRCULAR	.0450	692.0	.0130	4.1	.0	.0	1.0	13.203	326.329	352.436
212	1	CIRCULAR	.0450	1772.0	.0130	4.1	.0	.0	1.0	13.203	326.329	352.436
213	1	CIRCULAR	.0250	1312.0	.0130	1.9	.0	.0	1.0	2.835	31.280	33.783
214	13	TRAPEZOID	.0070	1509.0	.1750	9.0	3.0	1.0	1.0	108.000	187.193	187.193
215	1	CIRCULAR	.0300	984.0	.0130	2.0	.0	.0	1.0	3.048	37.737	40.756
500	19	STORAGE UNIT	.0000	.0	.0000	.0	.0	.0	1.0	.000	.000	.000
501	19	STORAGE UNIT	.0000	.0	.0000	.0	.0	.0	1.0	.000	.000	.000



A N N E X E - II -

Essais de calage  
figures

Fig. VI II.1.

ESSAIS DE CALAGE

Station BORGEL

Evènement du 19.20/04/1982

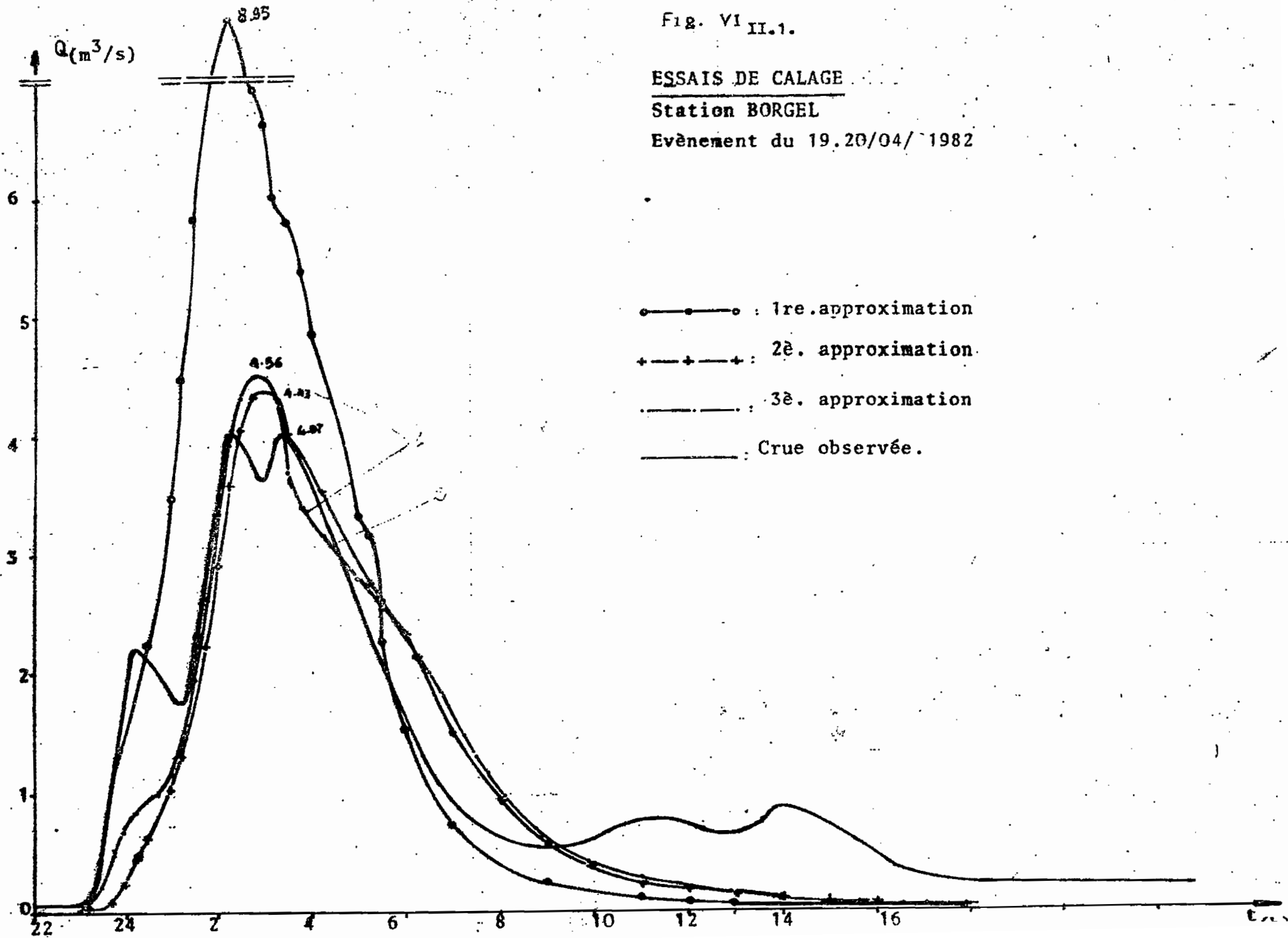


Fig. VI.11.9.

Station BORGEL  
Evènement du 19.20/04/1982

..... : approximation retenue  
———— : crue observée

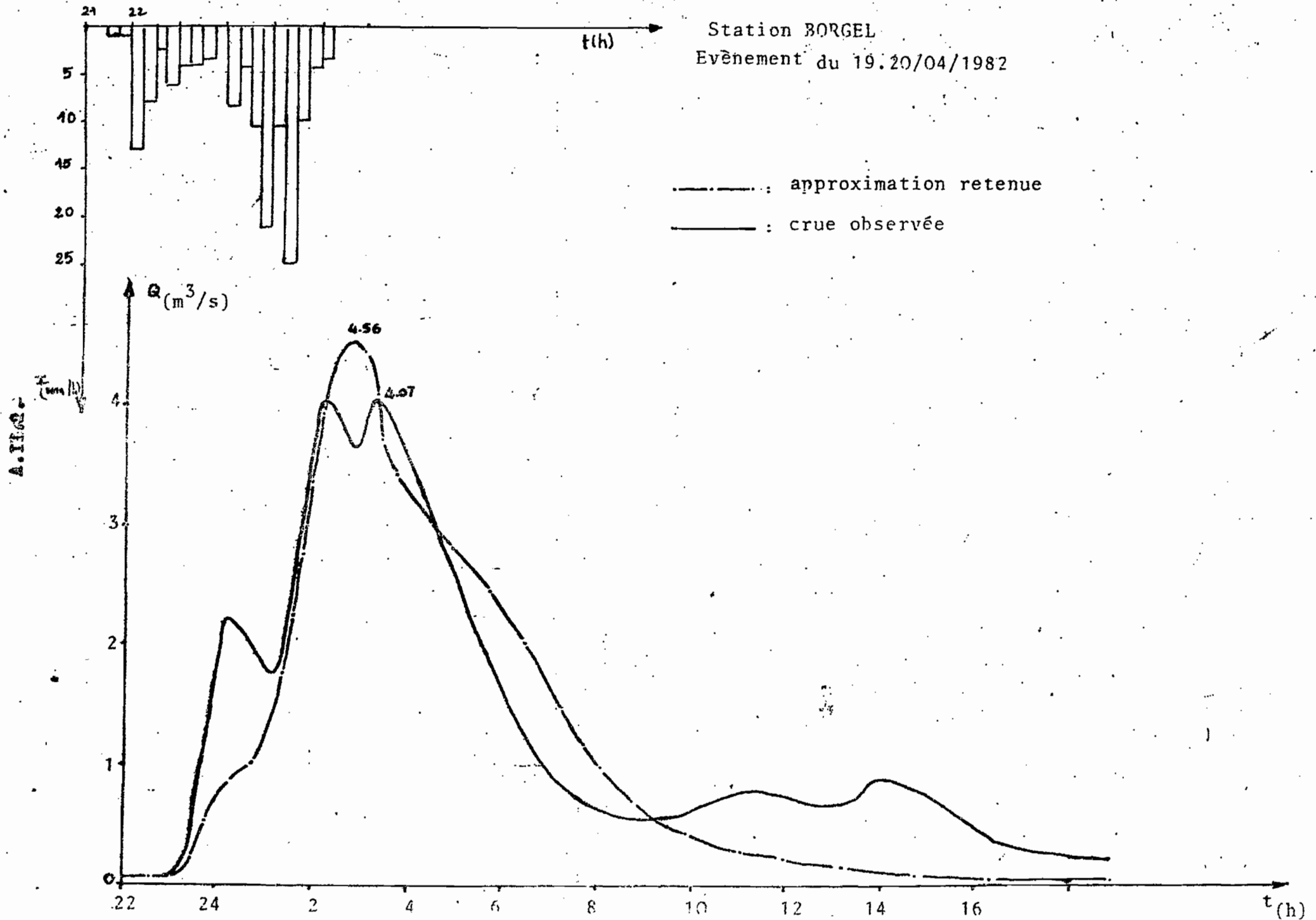


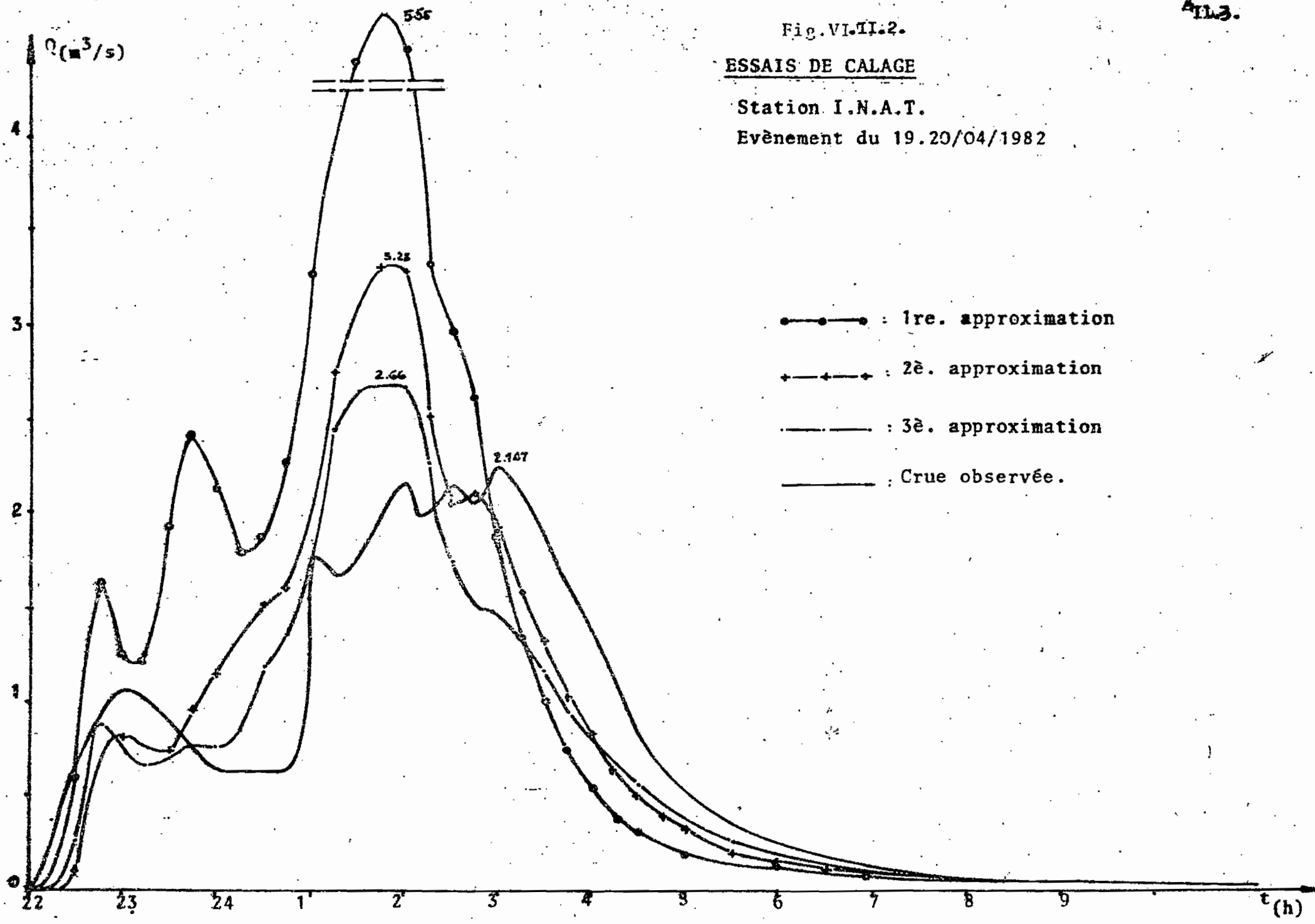
Fig. VI.11.2.

ESSAIS DE CALAGE

Station I.N.A.T.

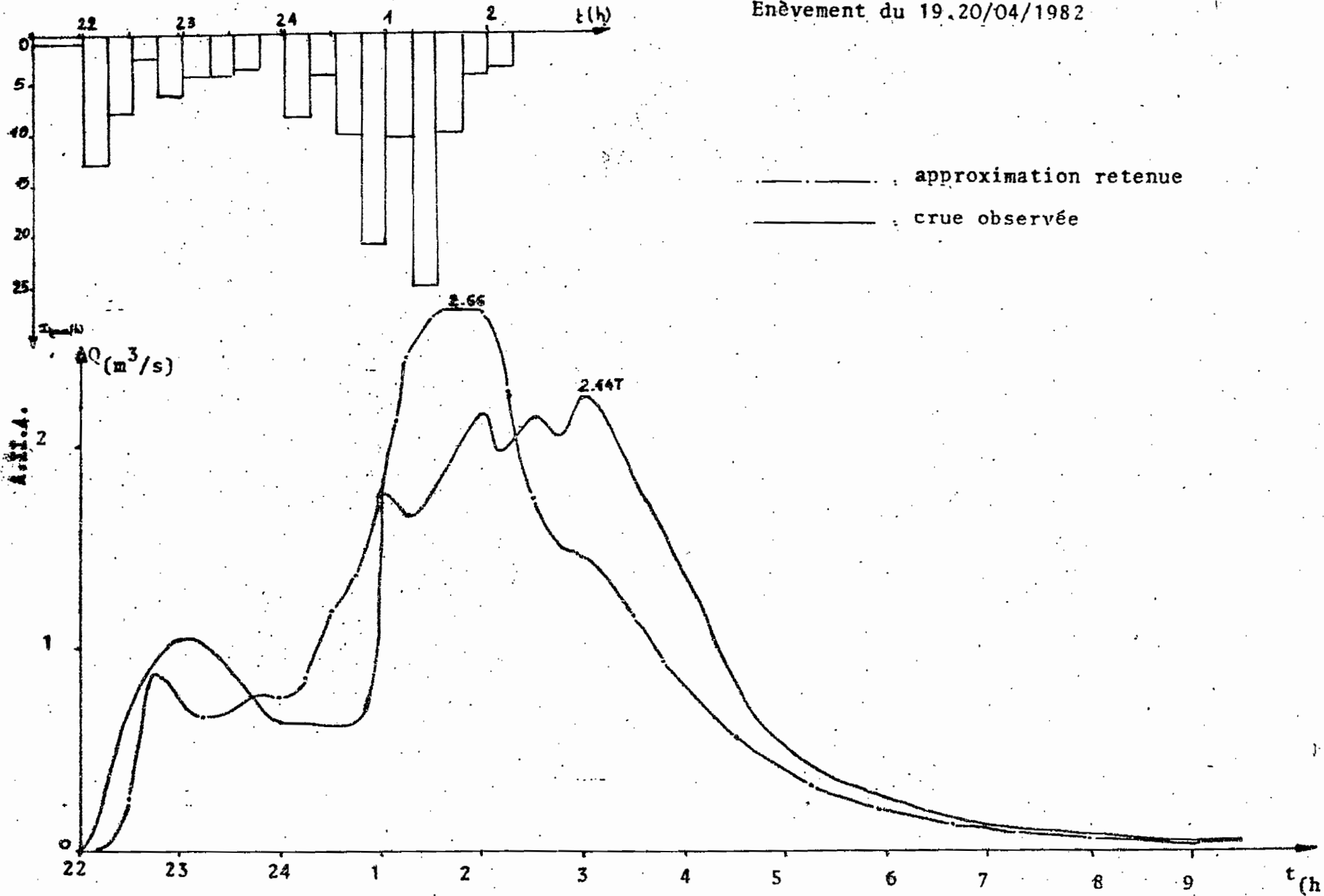
Evènement du 19.20/04/1982

A.11.3 -



- : 1re. approximation
- ◆—◆ : 2e. approximation
- : 3e. approximation
- : Crue observée.

Fig. VI.11.10.  
 Station I.N.A.T.  
 Enèvement du 19.20/04/1982



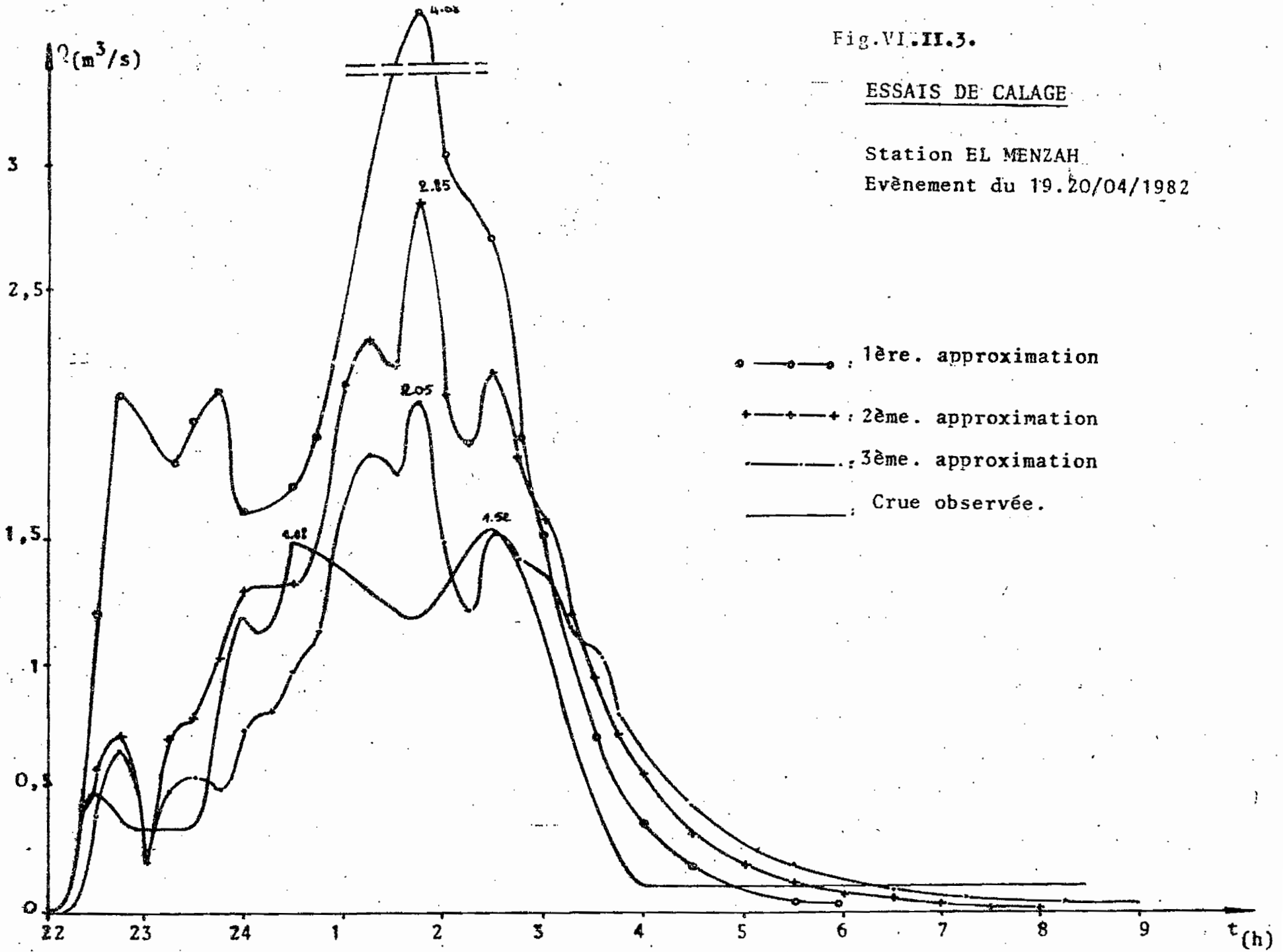


Fig.VI.II.3.

ESSAIS DE CALAGE

Station EL MENZAH

Evènement du 19.20/04/1982

- — ○ : 1ère. approximation
- ✦ — ✦ : 2ème. approximation
- — — : 3ème. approximation
- : Crue observée.

A. H. S.

Fig. VI.II.31.

Station EL MENZAH

Evènement du 19.20/04/1982

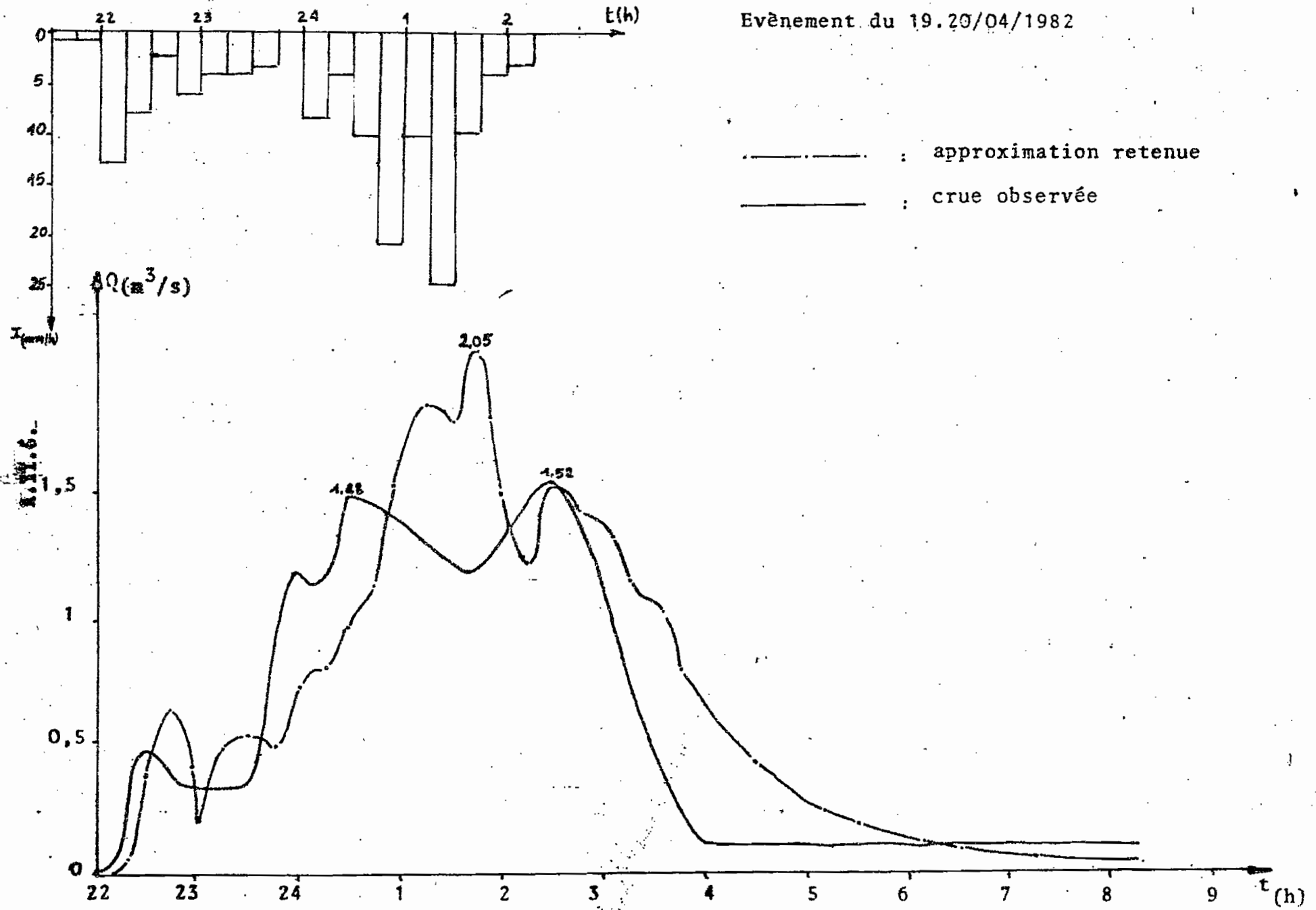


Fig. VI.11.4.

TEST DU MODELE

Station BORGEL

Evènement du 15.16/01/1982

..... crue simulée  
—— crue observée

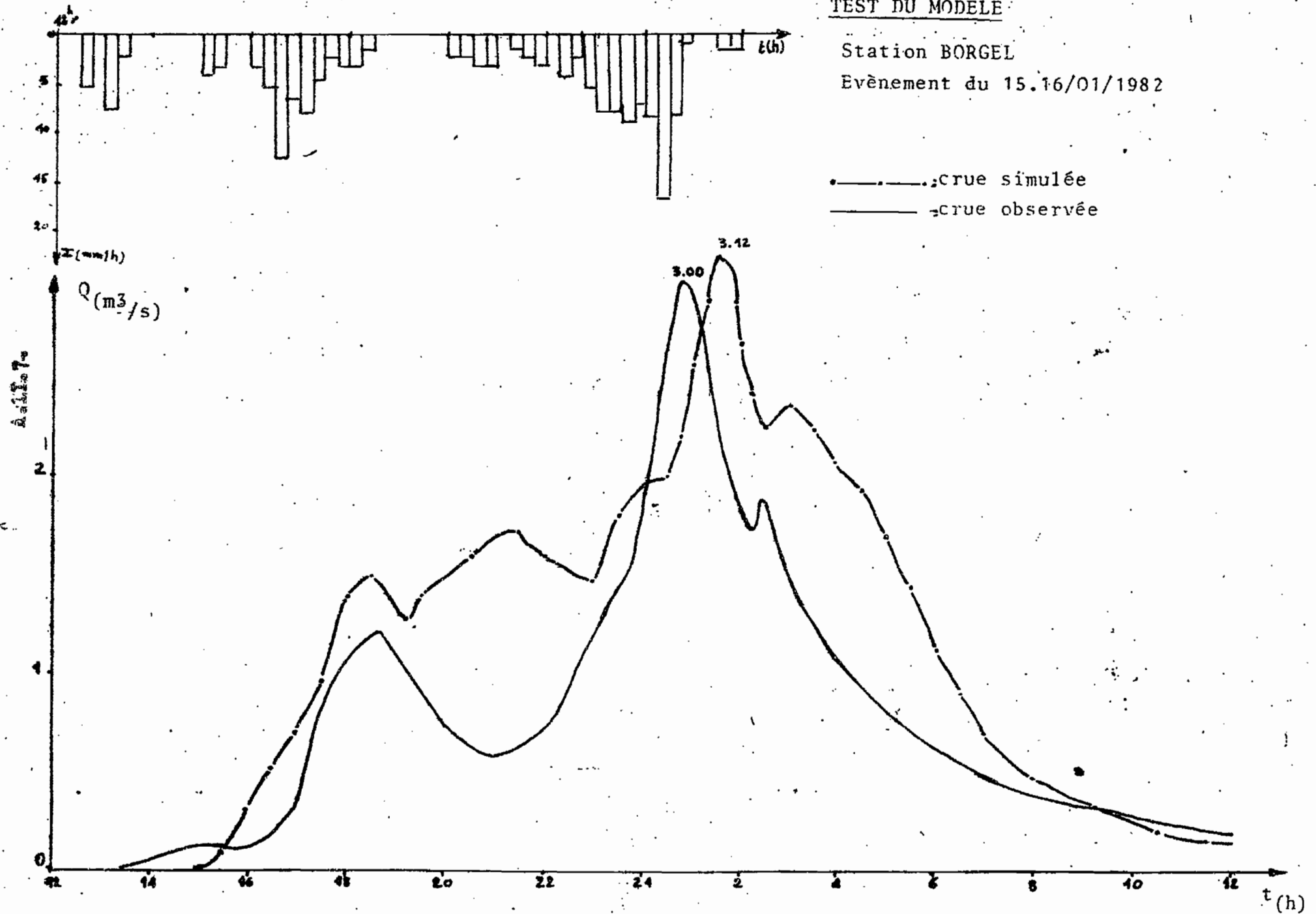




Fig. VI.11.5.  
TEST DU MODELE  
 Station I.N.A.T.  
 Evènement du 15.16/01/1982

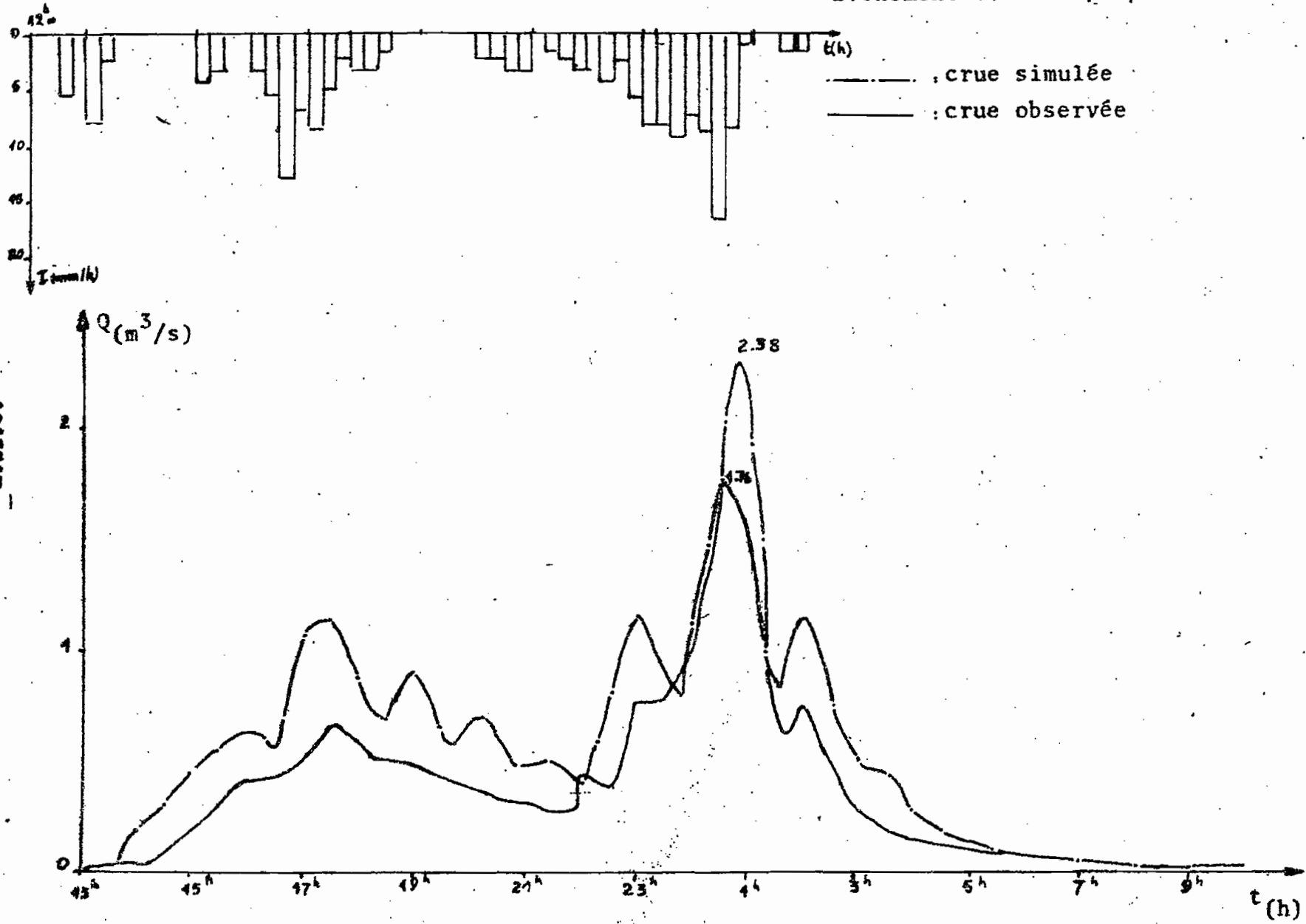


Fig. VI.11.6.

TESTDU MODELE

Station EL MENZAH

Evènement du 15.16/01/1982

— · — · — · , crue simulée  
———, crue observée

A.11.6

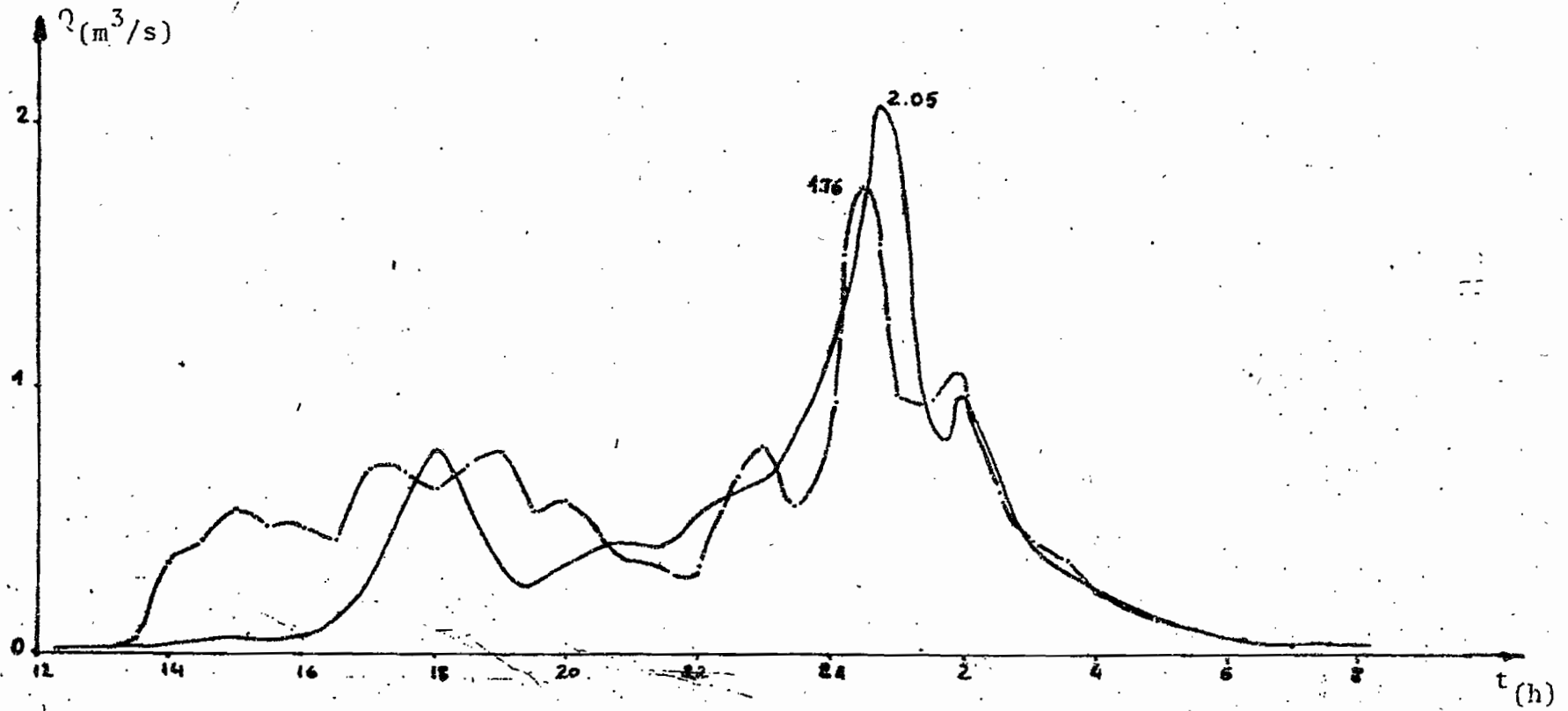


Fig. VI. II. 7.

TEST DU MODELE

Station BORGEL

Evènement du 19.20/01/1982

-A.II.10.

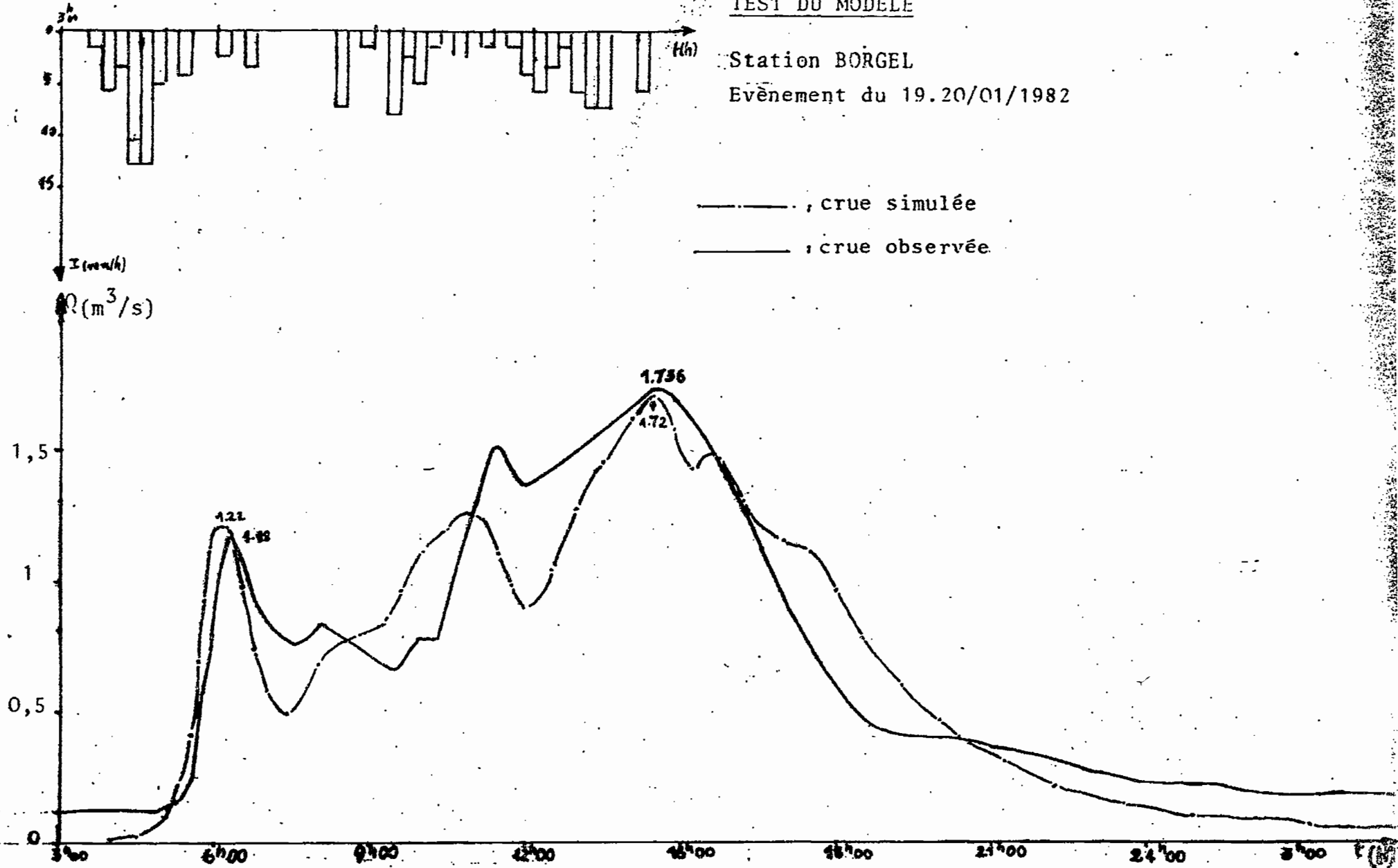
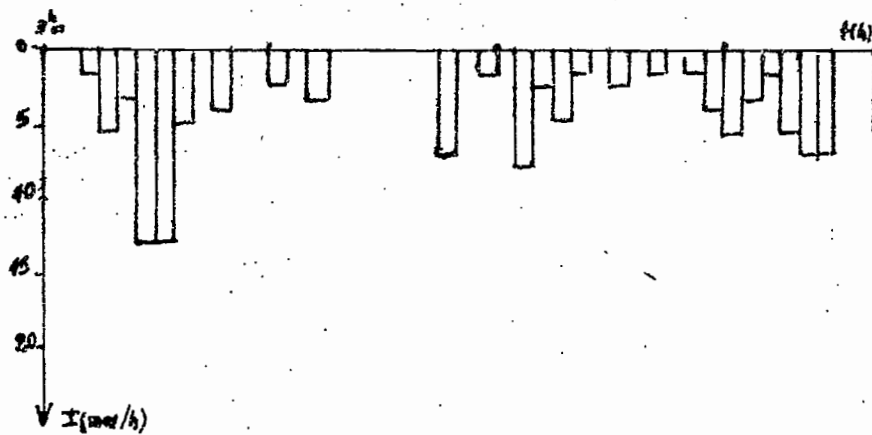


Fig. VI.11.8.

TEST DU MODELE

Station EL MENZAH

Evènement du 19.20/01/1982



----- : crue simulée  
————— : crue observée

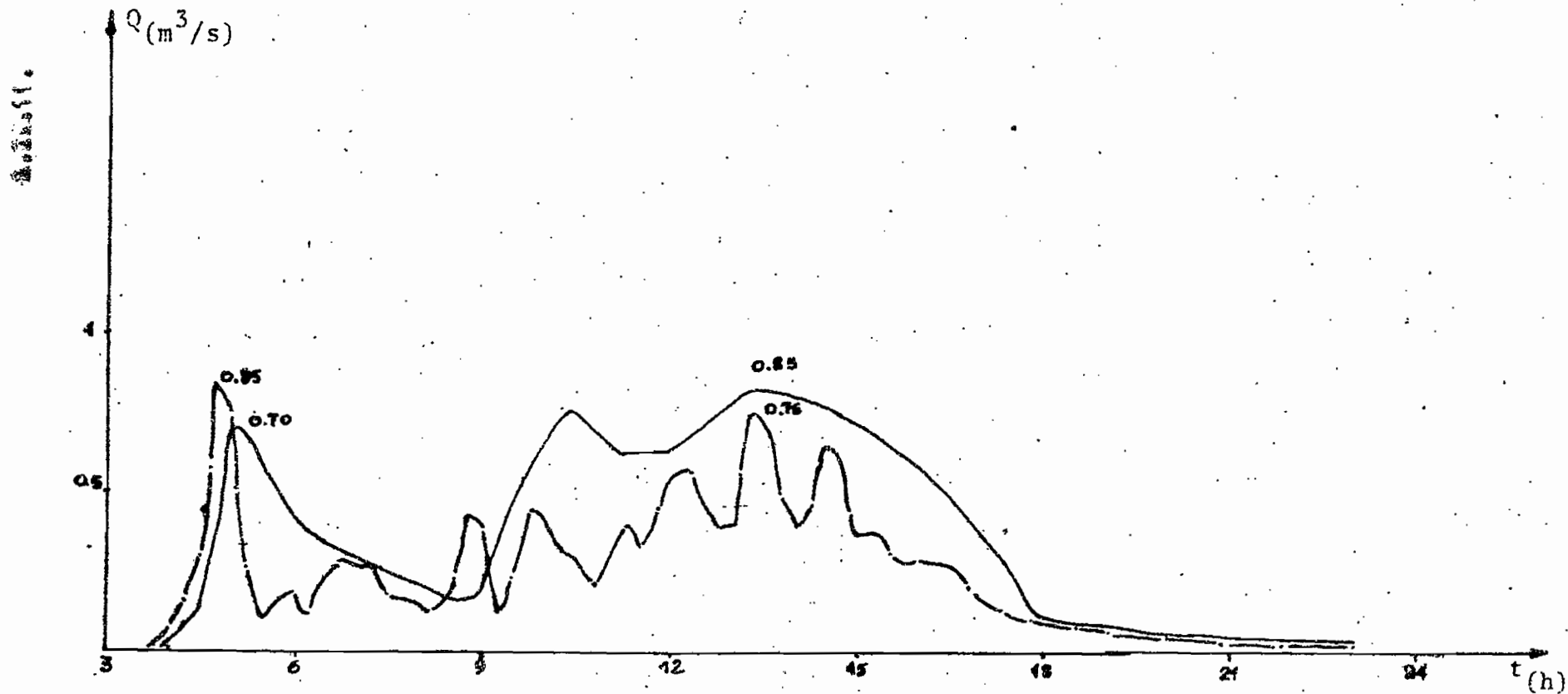


Fig. VI.11.12

Station BORGH  
Evénement du 9/01/1981

crue simulée

crue observée

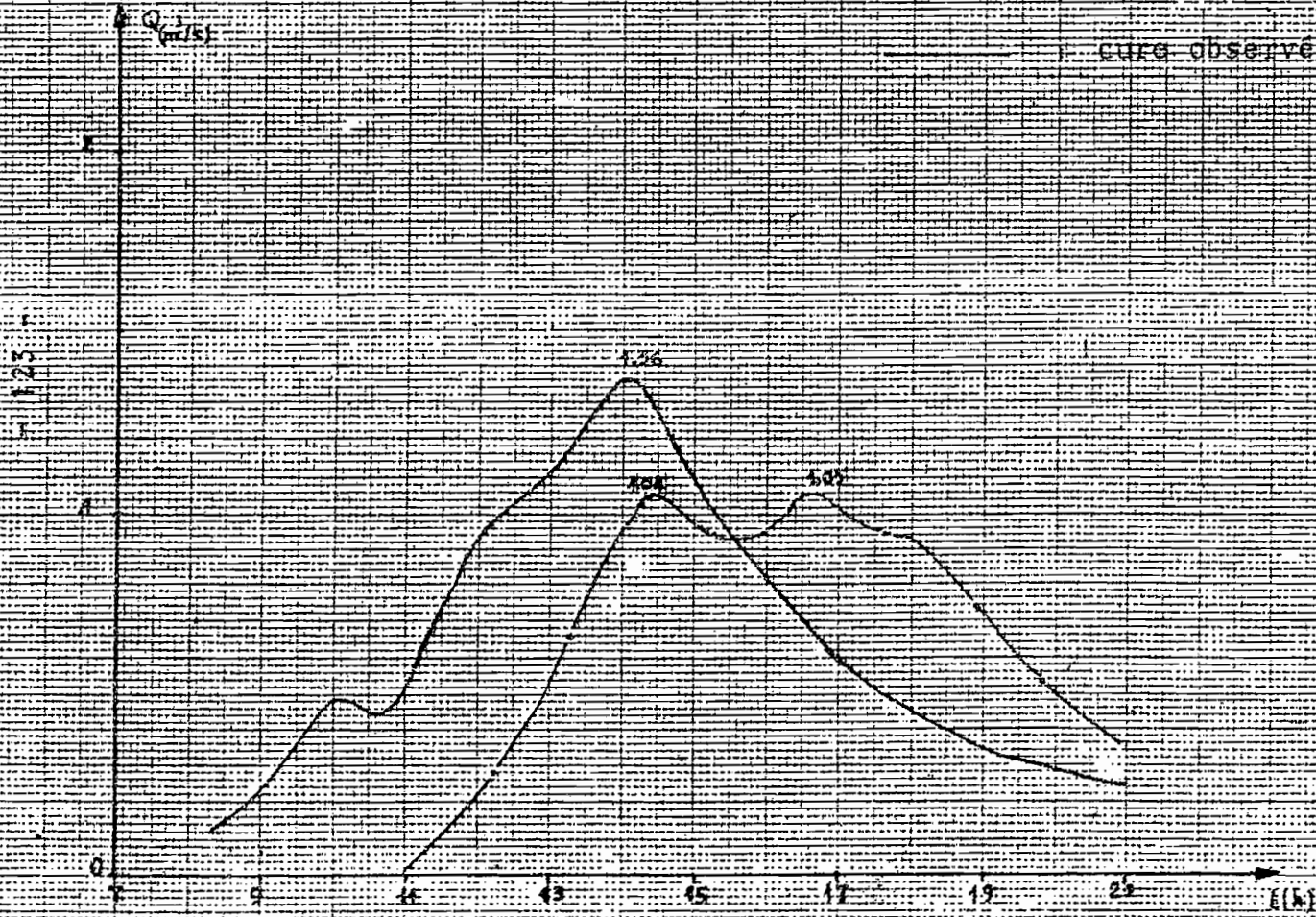


Fig. VI.11.03

Station BORGEL

Evènement du 16/01/1987

1124

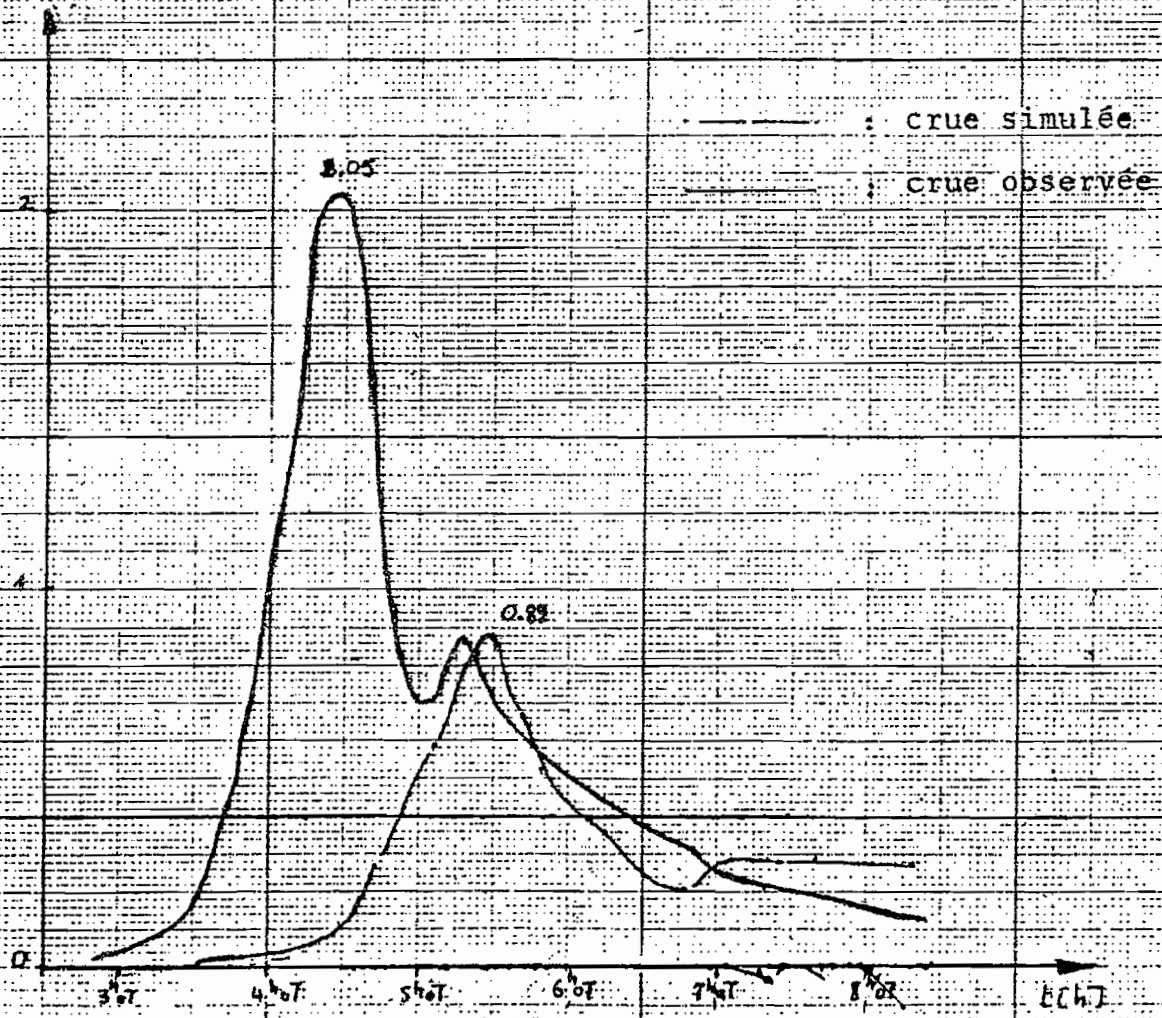


TABLEAU VI.1. : CRUE SIMULEE (en m<sup>3</sup>/s)  
Averse du 15.16.01.82

FLÖDE I M <sup>3</sup> PER SEKUND					
TID	301	303	304	305	306
11.45	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
12.00	.0000	.0002	.0000	.0000	.0000
12.15	.0000	.0017	.0005	.0003	.0000
12.30	.0000	.0021	.0042	.0033	.0001
12.45	.0026	.0050	.0015	.0000	.0000
13.00	.0081	.0190	.0139	.0069	.0004
13.15	.0262	.0156	.0337	.0257	.0007
13.30	.0912	.0038	.0832	.0186	.0004
13.45	.2013	.0016	.3508	.0494	.0007
14.00	.1779	.0013	.3432	.2127	.0008
14.15	.0905	.0079	.2779	.3517	.0005
14.30	.0534	.0067	.4048	.3067	.0026
14.45	.0281	.0059	.5086	.3700	.0057
15.00	.0195	.0000	.5322	.4854	.0017
15.15	.0178	.0031	.5105	.5303	.0060
15.30	.0610	.0272	.4712	.5458	.0752
15.45	.1499	.0949	.4780	.5810	.1909
16.00	.1739	.1275	.4785	.6358	.3082
16.15	.1249	.1220	.3314	.5515	.4205
16.30	.1137	.2347	.4010	.5616	.5127
16.45	.2855	.3869	.6044	.7815	.6077
17.00	.5336	.4624	.7008	1.0694	.7075
17.15	.5930	.4558	.7258	1.1171	.8114
17.30	.5087	.4312	.6708	1.1394	.9705
17.45	.4397	.3866	.6690	1.0194	1.1898
18.00	.3228	.3191	.6270	.8535	1.3814
18.15	.2503	.3599	.5939	.7108	1.4863
18.30	.2564	.5205	.7259	.7256	1.5061
18.45	.2389	.6644	.8206	.9323	1.4385
19.00	.1930	.7251	.7629	.9377	1.3165
19.15	.1391	.7829	.6360	.8179	1.2702
19.30	.0953	.8465	.5351	.6676	1.3782
19.45	.0780	.9373	.5122	.5898	1.4633
20.00	.0682	1.1422	.5777	.6746	1.5318
20.15	.0618	1.0389	.5368	.7301	1.5787
20.30	.0691	1.0262	.4261	.6740	1.6173
20.45	.1213	1.0083	.3742	.5546	1.6625
21.00	.1809	.9990	.3508	.4700	1.7032
21.15	.2108	1.0091	.3700	.4934	1.7262
21.30	.2028	.9571	.3493	.5077	1.7219
21.45	.1479	.8169	.2722	.4543	1.6644
22.00	.1228	.7708	.3181	.4170	1.6081
22.15	.1658	.8361	.5418	.6113	1.5864
22.30	.1840	.7968	.6295	.8238	1.5307
22.45	.1926	.8418	.6584	.9797	1.4564
23.00	.2244	.9185	.7722	1.1732	1.4819
23.15	.3044	.8501	.7060	1.1609	1.6844
23.30	.4363	.8801	.5526	.8922	1.8082
23.45	.5413	.7248	.7024	.7957	1.9089
24.00	.5679	.9419	.9389	1.1051	1.9802
24.15	.5755	1.0587	1.1782	1.4992	1.9790
24.30	.6720	1.2645	1.7643	2.0548	1.9938
24.45	.8908	1.3345	1.6944	2.3799	2.2241
25.00	.7914	1.0505	.9568	1.9359	2.5700
25.15	.4357	.9690	.8544	1.0135	2.9252
25.30	.2251	1.1674	.9761	.8394	3.1252
25.45	.1602	1.2520	1.0788	1.0925	3.0773
26.00	.1567	1.3703	1.0042	1.1572	2.7101
26.15	.1858	1.3407	.7770	.9980	2.3127
26.30	.1961	1.4216	.6359	.7951	2.2559
26.45	.1633	1.4330	.4927	.6318	2.3613
27.00	.1119	1.5671	.4136	.5233	2.3704
27.15	.0837	1.4117	.3880	.4520	2.3042
27.30	.0652	1.4746	.3562	.4494	2.2462
27.45	.0534	1.4270	.2650	.3722	2.1746
28.00	.0450	1.3586	.2298	.2997	2.0419
28.15	.0385	1.2617	.2092	.2368	1.9698
28.30	.0332	1.1377	.1726	.2172	1.9250
28.45	.0289	.9982	.1469	.1901	1.8411
29.00	.0252	.8616	.1282	.1602	1.7265
29.15	.0220	.7416	.1137	.1392	1.5832
29.30	.0193	.6416	.1016	.1230	1.4409

SUMMA I PUNKTEN:						
	301	303	304	305	306	
FLÖDEI	12803.7091	49761.8594	33906.8125	43015.4150	96235.4053	M <sup>3</sup>
800I	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
88I	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
COLIF.I	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	MPN



TABLEAU VI.2. CRUE SIMULEE (en m<sup>3</sup>/s)

Averse du 19.20.01.82

		FLÔDE I M <sup>3</sup> PER FUNKT				
		301	303	304	305	306
3.45	.0037	.0005	.0000	.0000	.0000	.0000
4.00	.0170	.0196	.0049	.0000	.0000	.0002
4.15	.0801	.0538	.0396	.0326	.0015	.0015
4.30	.2517	.2960	.3056	.2198	.0084	.0084
4.45	.4318	.5700	.8527	1.0162	.0310	.0310
5.00	.4385	.5305	.7461	1.0216	.0775	.0775
5.15	.3109	.2323	.2517	1.0332	.1437	.1437
5.30	.3110	.0918	.1071	.4573	.3675	.3675
5.45	.2776	.1537	.1537	.119	.8781	.8781
6.00	.1486	.1239	.1901	.2543	1.1963	1.1963
6.15	.0944	.1173	.1221	.2067	1.2021	1.2021
6.30	.0669	.2744	.2355	.2070	.9782	.9782
6.45	.0612	.3704	.2955	.3010	.7338	.7338
7.00	.0753	.4793	.2743	.3892	.5843	.5843
7.15	.1028	.5086	.2785	.4166	.5069	.5069
7.30	.1183	.4797	.1980	.2890	.4935	.4935
7.45	.1193	.5206	.1679	.2384	.5911	.5911
8.00	.0973	.5311	.1420	.1765	.6822	.6822
8.15	.0651	.5321	.1310	.1569	.7152	.7152
8.30	.0456	.6016	.1903	.1616	.7714	.7714
8.45	.0330	.6305	.4425	.4359	.7923	.7923
9.00	.0325	.7325	.4185	.6402	.8047	.8047
9.15	.1140	.4943	.1265	.4580	.6312	.6312
9.30	.2213	.6317	.2192	.3347	.8120	.8120
9.45	.2167	.8010	.4589	.4973	1.0356	1.0356
10.00	.2815	.7091	.3947	.6551	1.1163	1.1163
10.15	.3470	.5442	.3280	.6086	1.1586	1.1586
10.30	.2598	.4710	.3081	.4925	1.1986	1.1986
10.45	.1600	.3837	.2019	.3420	1.2407	1.2407
11.00	.1063	.4606	.3285	.3114	1.2365	1.2365
11.15	.0835	.4890	.4080	.3949	1.2203	1.2203
11.30	.0755	.4786	.3427	.4291	1.0957	1.0957
11.45	.0915	.5415	.4328	.4590	.9668	.9668
12.00	.1458	.6997	.5648	.6514	.8917	.8917
12.15	.2428	.7179	.5807	.8443	.8289	.8289
12.30	.3388	.6276	.4810	.7818	1.0348	1.0348
12.45	.3239	.6091	.3978	.6136	1.1420	1.1420
13.00	.2654	.7298	.5179	.6474	1.2764	1.2764
13.15	.2601	.8908	.7542	.9347	1.3922	1.3922
13.30	.2407	.8012	.7430	1.0997	1.4597	1.4597
13.45	.2063	.7135	.5072	.9006	1.5188	1.5188
14.00	.1555	.6762	.3988	.5893	1.6052	1.6052
14.15	.1343	.7233	.4604	.4548	1.6853	1.6853
14.30	.1427	.9235	.6333	.6823	1.7198	1.7198
14.45	.1188	.7852	.5911	.8070	1.6505	1.6505
15.00	.0786	.6861	.3735	.6037	1.4968	1.4968
15.15	.0598	.7170	.3713	.4320	1.4294	1.4294
15.30	.0482	.7433	.3134	.3485	1.4850	1.4850
15.45	.0423	.7412	.2823	.3340	1.4748	1.4748
16.00	.0385	.7744	.2916	.3437	1.3963	1.3963
16.15	.0353	.7707	.2968	.3378	1.2888	1.2888
16.30	.0322	.7444	.2745	.3491	1.1990	1.1990
16.45	.0290	.6646	.2070	.2965	1.1611	1.1611
17.00	.0260	.6097	.1638	.2374	1.1459	1.1459
17.15	.0232	.5638	.1427	.1812	1.1309	1.1309
17.30	.0206	.5215	.1234	.1539	1.1018	1.1018
17.45	.0183	.4800	.1108	.1331	1.0415	1.0415
18.00	.0162	.4394	.1007	.1191	.9644	.9644
18.15	.0144	.4006	.0923	.1078	.8748	.8748
18.30	.0127	.3642	.0843	.0985	.7971	.7971
18.45	.0115	.3303	.0767	.0905	.7275	.7275
19.00	.0101	.2989	.0694	.0829	.6647	.6647
19.15	.0092	.2705	.0625	.0757	.6090	.6090
19.30	.0080	.2447	.0561	.0682	.5584	.5584
19.45	.0072	.2212	.0503	.0623	.5135	.5135
20.00	.0065	.2002	.0451	.0563	.4723	.4723
20.15	.0060	.1812	.0405	.0509	.4348	.4348
20.30	.0054	.1644	.0364	.0459	.4002	.4002
20.45	.0049	.1493	.0328	.0415	.3684	.3684
21.00	.0044	.1359	.0297	.0376	.3390	.3390
21.15	.0040	.1240	.0269	.0341	.3119	.3119
21.30	.0035	.1135	.0244	.0310	.2870	.2870
21.45	.0033	.1041	.0221	.0283	.2643	.2643
22.00	.0033	.0958	.0202	.0256	.2435	.2435
22.15	.0033	.0884	.0184	.0236	.2245	.2245
22.30	.0033	.0817	.0168	.0216	.2072	.2072
22.45	.0033	.0758	.0154	.0198	.1915	.1915
23.00	.0033	.0704	.0141	.0182	.1773	.1773
23.15	.0033	.0655	.0129	.0168	.1644	.1644
23.30	.0033	.0611	.0119	.0155	.1527	.1527

SUMMA I FUNKTEN:

	301	303	304	305	306	
FLÔDE:	7543.9537	32351.3879	17826.4045	24716.5789	60197.8706	M <sup>3</sup>
BOD:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
BS:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
COLIF.:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	MPN



TABLEAU VI.3.

CRUE SIMULÉE (en m<sup>3</sup>/s)

Averse du 19.20.04.82

TID	FLODE I M <sup>3</sup> PER SEKUND				
	301	303	304	305	306
21.30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
21.45	.0000	.0001	.0000	.0000	.0000
22.00	.0006	.0018	.0000	.0000	.0000
22.15	.0109	.0479	.0205	.0010	.0007
22.30	.2341	.3914	.4094	.2718	.0111
22.45	.8833	.3374	.6567	.8796	.0242
23.00	1.1260	.1443	.2163	.7208	.0536
23.15	1.1586	.2713	.4924	.6658	.1038
23.30	.8275	.2056	.5448	.6927	.2379
23.45	.4821	.1808	.4910	.7547	.5294
24.00	.3275	.1527	.7323	.7450	.7548
24.15	.3901	.1929	.8019	.8415	.8686
24.30	.3929	.3690	.9717	1.1846	.9401
24.45	.3481	.5778	1.1228	1.3986	1.0075
25.00	.3635	.9690	1.6532	1.8397	1.1643
25.15	.6510	1.3577	1.8460	2.4438	1.4602
25.30	1.1516	1.6378	1.7637	2.6316	1.9625
25.45	1.2496	1.9389	2.0574	2.6401	2.6678
26.00	1.1790	2.1358	1.4746	2.6672	3.3818
26.15	.8014	2.3794	1.2090	2.2635	3.9487
26.30	.3682	2.3569	1.5242	1.7204	4.3569
26.45	.3138	1.9589	1.4162	1.4895	4.5650
27.00	.2253	1.8402	1.3389	1.4477	4.5518
27.15	.2107	1.8789	1.1414	1.2828	4.2379
27.30	.1888	1.9165	.9594	1.1513	3.7210
27.45	.1671	1.9545	.7954	.9418	3.4387
28.00	.1382	2.0026	.6475	.8006	3.3141
28.15	.1100	1.9983	.5214	.6544	3.1882
28.30	.0876	2.0241	.4229	.5360	3.0699
28.45	.0710	2.0147	.3414	.4378	2.9307
29.00	.0581	1.9225	.2780	.3596	2.8110
29.15	.0482	1.8315	.2277	.2962	2.7026
29.30	.0402	1.7439	.1880	.2462	2.5984
29.45	.0339	1.6110	.1562	.2045	2.4633
30.00	.0289	1.4386	.1305	.1720	2.3209
30.15	.0247	1.2526	.1101	.1451	2.1875
30.30	.0213	1.0748	.0934	.1232	2.0378
30.45	.0184	.9159	.0798	.1054	1.8674
31.00	.0161	.7806	.0686	.0906	1.6820
31.15	.0140	.6678	.0594	.0784	1.4970
31.30	.0125	.5742	.0516	.0682	1.3204
31.45	.0109	.4967	.0452	.0596	1.1602
32.00	.0098	.4324	.0397	.0524	1.0180
32.15	.0086	.3788	.0350	.0463	.8945
32.30	.0076	.3335	.0311	.0410	.7880
32.45	.0069	.2955	.0277	.0365	.6970
33.00	.0063	.2631	.0247	.0327	.6190
33.15	.0057	.2353	.0222	.0293	.5512
33.30	.0051	.2113	.0200	.0264	.4925
33.45	.0046	.1904	.0180	.0238	.4425
34.00	.0042	.1722	.0163	.0216	.3980
34.15	.0038	.1562	.0148	.0196	.3600
34.30	.0034	.1421	.0134	.0179	.3263
34.45	.0031	.1296	.0123	.0163	.2971
35.00	.0031	.1185	.0113	.0149	.2710
35.15	.0031	.1085	.0105	.0137	.2481
35.30	.0031	.0997	.0098	.0126	.2275
35.45	.0031	.0917	.0090	.0117	.2092
36.00	.0031	.0846	.0082	.0109	.1928
36.15	.0031	.0781	.0074	.0102	.1781
36.30	.0031	.0723	.0067	.0094	.1648
36.45	.0031	.0670	.0062	.0087	.1528
37.00	.0031	.0623	.0057	.0080	.1419
37.15	.0031	.0580	.0053	.0073	.1319
37.30	.0031	.0540	.0049	.0068	.1229
37.45	.0031	.0504	.0046	.0063	.1147
38.00	.0031	.0471	.0043	.0056	.1073
38.15	.0031	.0440	.0040	.0056	.1005
38.30	.0031	.0412	.0040	.0051	.0941
38.45	.0031	.0386	.0040	.0047	.0885
39.00	.0031	.0362	.0040	.0047	.0832
39.15	.0031	.0341	.0040	.0047	.0781
39.30	.0031	.0321	.0040	.0047	.0737
39.45	.0031	.0303	.0040	.0047	.0696
40.00	.0031	.0286	.0040	.0047	.0657
40.15	.0031	.0271	.0040	.0047	.0619
40.30	.0031	.0257	.0040	.0047	.0584
40.45	.0031	.0244	.0040	.0047	.0551
41.00	.0031	.0232	.0040	.0047	.0522
41.15	.0031	.0221	.0040	.0047	.0493

SUMMA I PUNKTEN:

	301	303	304	305	306	
FLODE:	12598.7340	46941.7217	24807.3442	32131.0466	82692.1543	M <sup>3</sup>
BOD:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
SSI:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
COLF:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	

Tableau VII.1. bis : valeurs proposées des paramètres caractéristiques des sous-bassins

LEGENDES

***** SUBCATCHMENT DATA *****						"n" Manning		D <sub>d</sub>		Infiltration			
n° sous-bassin SUBCATCHMENT NO.	Regard GUTTER OR INLET	W(FT) WIDTH (FT)	A(AC) AREA (AC)	I.y. PERCENT IMPERV.	S (FT/FT) SLOPE (FT/FT)	Imp.	Per.	Imp.	Per.	f <sub>o</sub> (in/h)		K(S)	
						RESISTANCE IMPERV.	FACTOR PERV.	SURFACE IMPERV.	STORAGE (IN) PERV.	MAXIMUM RATE (IN/HR)	MINIMUM RATE (IN/HR)	DECAY RATE (1/SEC)	
1	1	1	2500.	285.	.00	.1600	.025	.250	.080	.200	6.65	1.78	.00290
2	2	2	1200.	105.	.00	.1500	.025	.250	.080	.200	6.65	1.78	.00290
3	3	3	750.	52.	.00	.0800	.025	.250	.080	.200	6.65	1.78	.00290
4	50	50	1250.	63.	.00	.1500	.025	.250	.080	.200	6.65	1.78	.00290
5	4	4	750.	97.	.00	.1200	.025	.250	.080	.200	10.00	.80	.00500
6	5	5	1000.	126.	2.00	.0700	.025	.250	.080	.200	10.00	.80	.00500
7	6	6	500.	213.	3.00	.1200	.025	.250	.080	.200	10.00	.80	.00500
8	9	9	3500.	136.	.00	.1000	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
9	10	10	750.	97.	6.00	.0800	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
10	13	13	5000.	64.	15.00	.1000	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
11	14	14	5000.	42.	11.00	.0800	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
12	15	15	5000.	32.	7.00	.0800	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
13	25	25	10000.	282.	.00	.1800	.025	.250	.080	.200	6.65	1.78	.00290
14	26	26	5000.	37.	.00	.1000	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
15	27	27	5000.	77.	.00	.0900	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
16	28	28	10000.	174.	.00	.1000	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
17	29	29	10000.	179.	.00	.1000	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
18	30	30	25000.	37.	2.00	.1000	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
19	31	31	10000.	58.	20.00	.0600	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
20	32	32	10000.	40.	20.00	.0200	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
21	32	32	45000.	77.	.00	.1000	.025	.250	.080	.200	14.00	4.00	.00470
22	33	33	15000.	136.	33.00	.0800	.025	.250	.080	.200	6.02	.45	.00320
23	34	34	25000.	76.	10.00	.0800	.025	.250	.080	.200	6.02	.45	.00320
24	53	53	75000.	119.	10.00	.0800	.025	.250	.080	.200	6.02	.45	.00320
25	19	19	25000.	44.	29.00	.1000	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
26	7	7	1000.	124.	2.00	.1200	.025	.250	.080	.200	20.00	1.80	.00500
27	51	51	1000.	93.	7.00	.0800	.025	.250	.080	.200	10.00	.80	.00500
28	8	8	600.	73.	7.00	.0400	.025	.250	.080	.200	10.00	.80	.00500
29	16	16	10000.	53.	29.00	.0700	.025	.250	.080	.200	34.46	10.63	.00220
30	17	17	10000.	43.	5.00	.0400	.025	.250	.080	.200	34.46	10.63	.00220
31	18	18	25000.	83.	17.00	.0500	.025	.250	.080	.200	34.46	10.63	.00220
32	35	35	25000.	100.	45.00	.0600	.025	.250	.080	.200	6.02	.45	.00320
33	54	54	25000.	35.	34.00	.0400	.025	.250	.080	.200	6.02	.45	.00320
34	34	34	500.	30.	1.00	.0100	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
35	37	37	25000.	94.	52.00	.0400	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
36	38	38	25000.	86.	41.00	.0300	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
37	11	11	35000.	106.	13.00	.1400	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
38	12	12	45000.	156.	20.00	.1200	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
39	20	20	45000.	156.	35.00	.1000	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
40	21	21	15000.	77.	18.00	.0300	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
41	22	22	25000.	96.	30.00	.0800	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
42	23	23	500.	32.	5.00	.0200	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
43	24	24	1500.	86.	10.00	.0100	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
44	39	39	25000.	96.	30.00	.0300	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
45	40	40	6000.	22.	35.00	.0200	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
46	41	41	3500.	19.	9.00	.0200	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
47	42	42	1400.	39.	5.00	.0100	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
48	43	43	1750.	49.	2.00	.0100	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
49	44	44	2500.	32.	4.00	.0100	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
50	45	45	25000.	96.	45.00	.0100	.025	.250	.080	.200	33.46	10.63	.00220
51	46	46	3000.	79.	2.00	.0100	.025	.250	.080	.200	6.65	1.78	.00290

- W : Largeur équivalente en FT/1FT = 1 pied = 0,3048 m
- A : Surface du sous-bassin en acr 1 acre = 0,4047 ha.
- I : Pourcentage de surface imperméable en %
- S : Pente du terrain en FT/FT.
- "n" : Manning : rugosité des surfaces imperméables et perméables
- D<sub>d</sub> : Stockage superficiel des surfaces imperméables et perméables
- f<sub>o</sub> : Taux d'infiltration maximale en inch/h
- f<sub>c</sub> : Taux d'infiltration minimale en inch/h  
1 inch = 25,4mm.
- K : Facteur de forme.



A N N E X E - III -

---

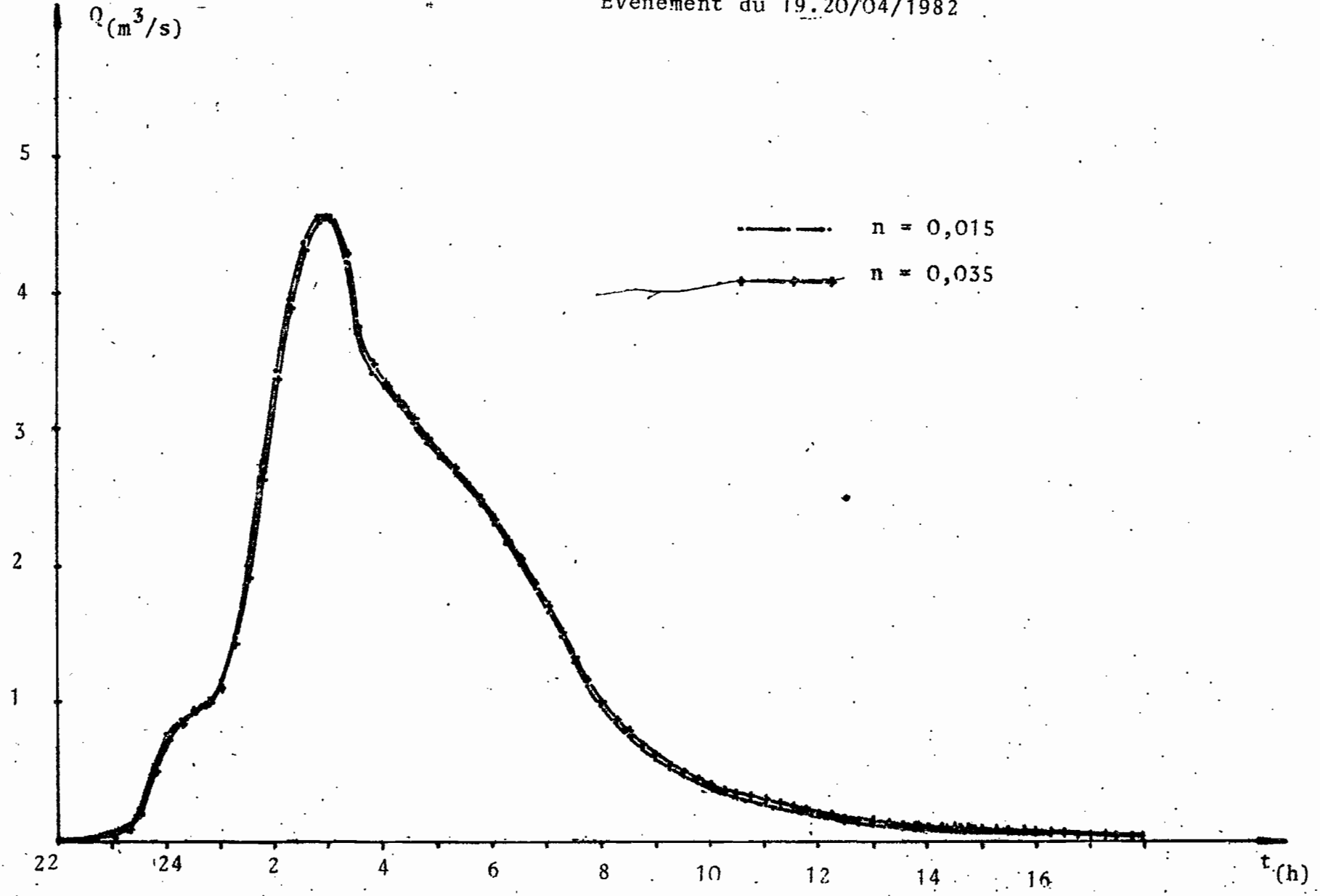
Sensibilité du Modèle S W M M  
figures

Fig. VI. III. 1.

Sensibilité à la rugosité des surfaces

Station BORGEL

Evènement du 19.20/04/1982



A.III.3.  
A III - 3

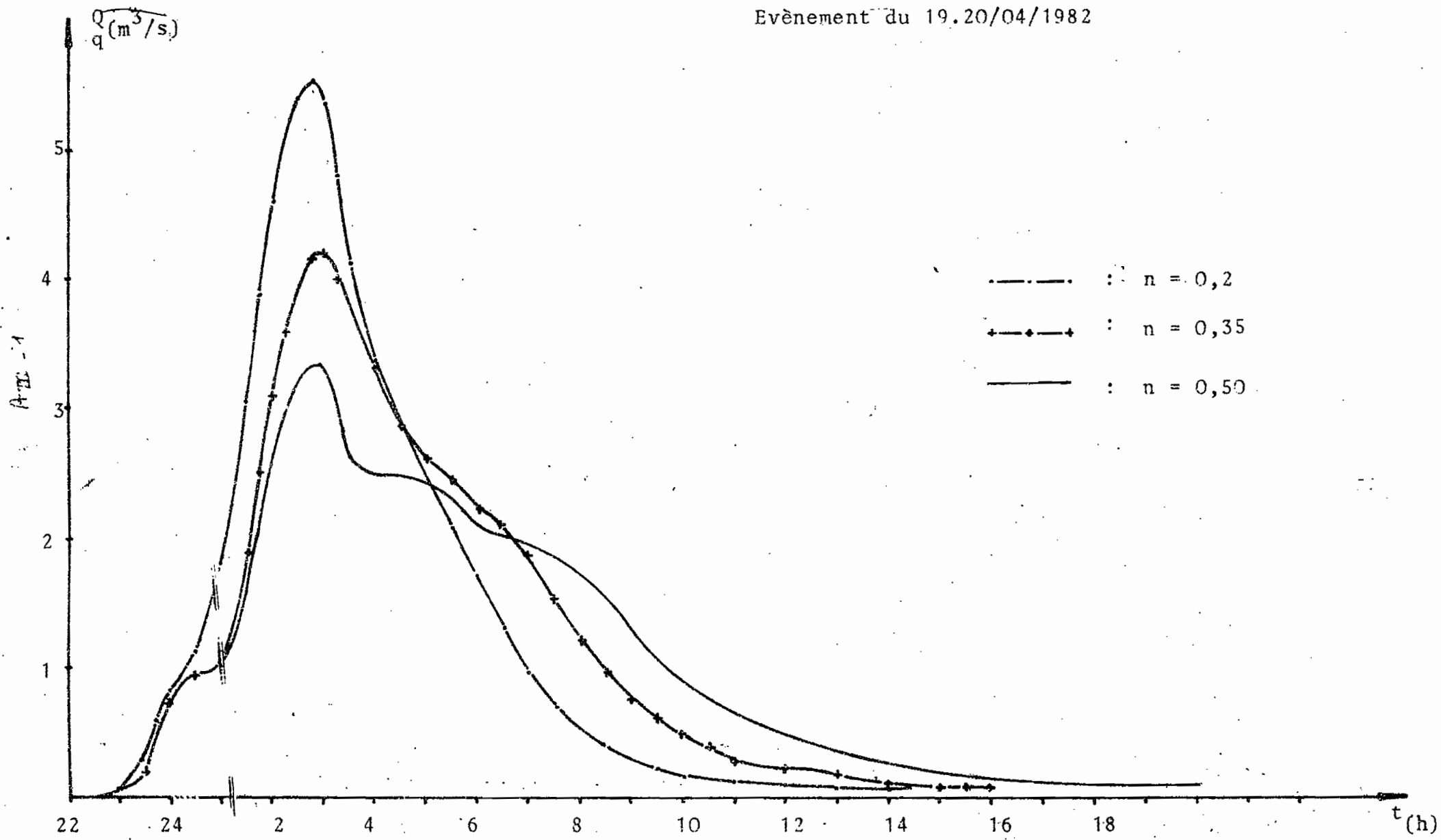
A.III.3

Fig. VI. III. 2

Sensibilité à la rugosité des émissaires

Station BORGEL

Evènement du 19.20/04/1982



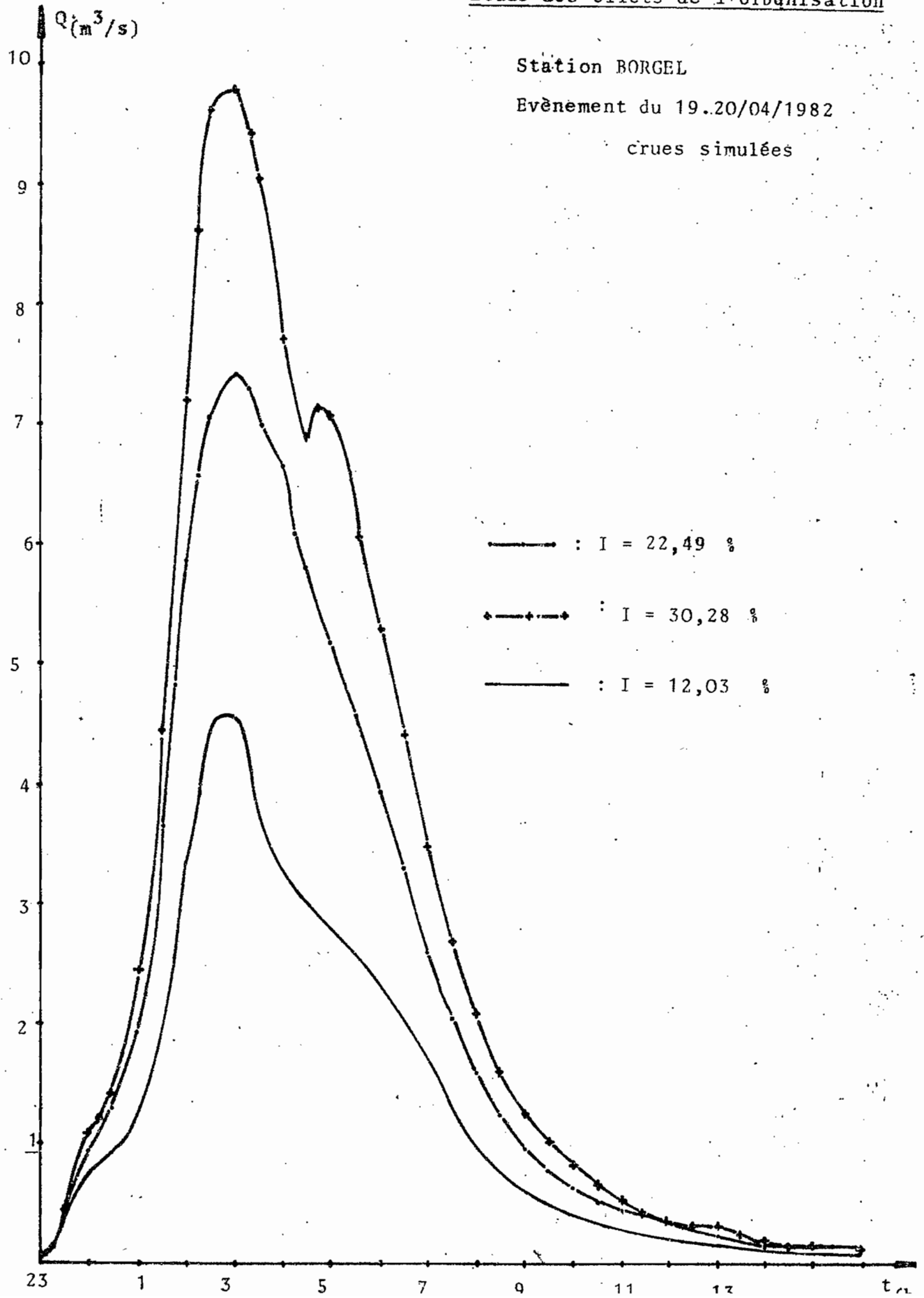
ATE 1

20.11.82

Station BORGEL

Evènement du 19.20/04/1982

crues simulées



Station I.N.A.T.

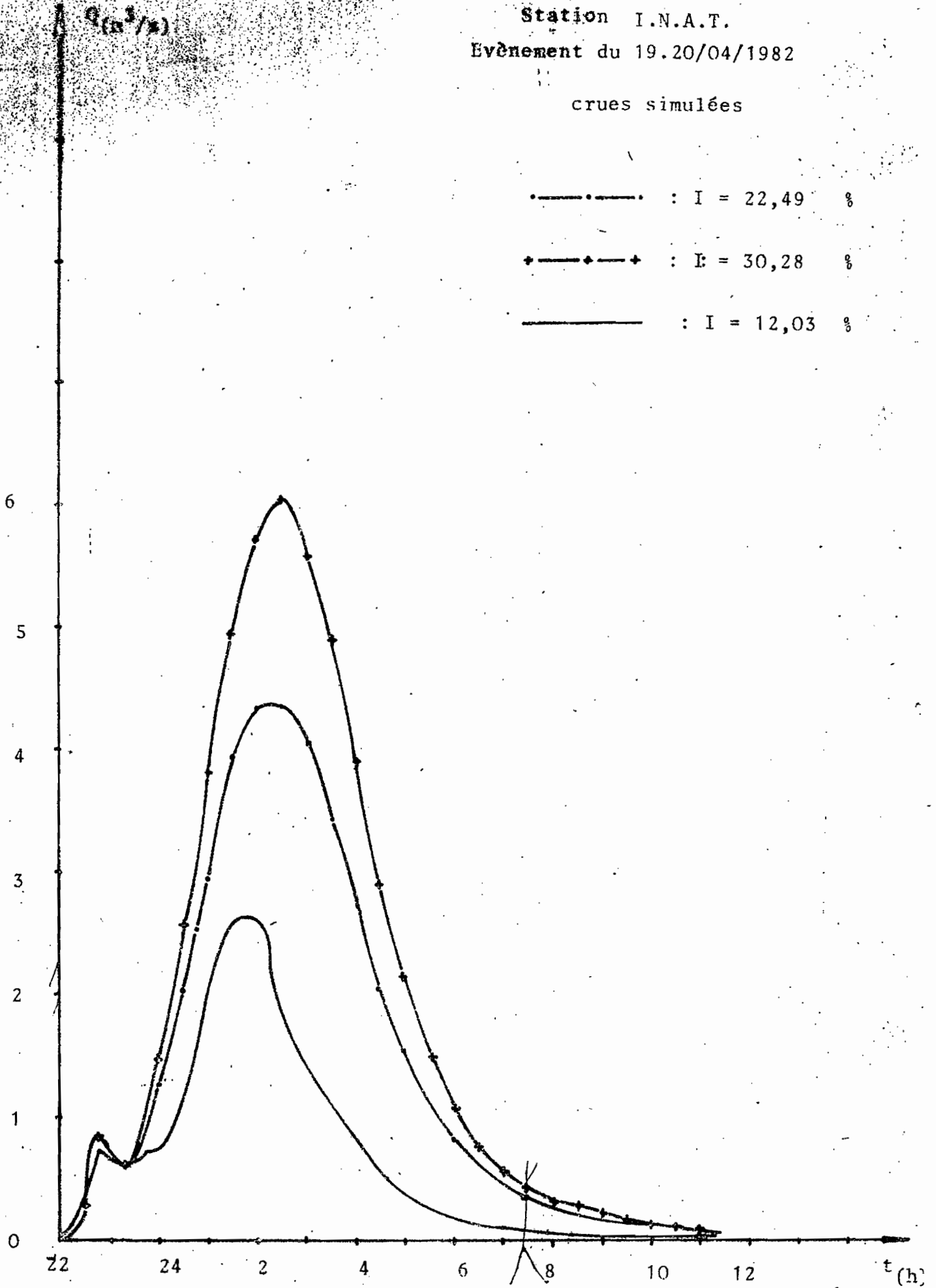
Evènement du 19.20/04/1982

crues simulées

..... : I = 22,49 %

+-----+ : E = 30,28 %

————— : I = 12,03 %

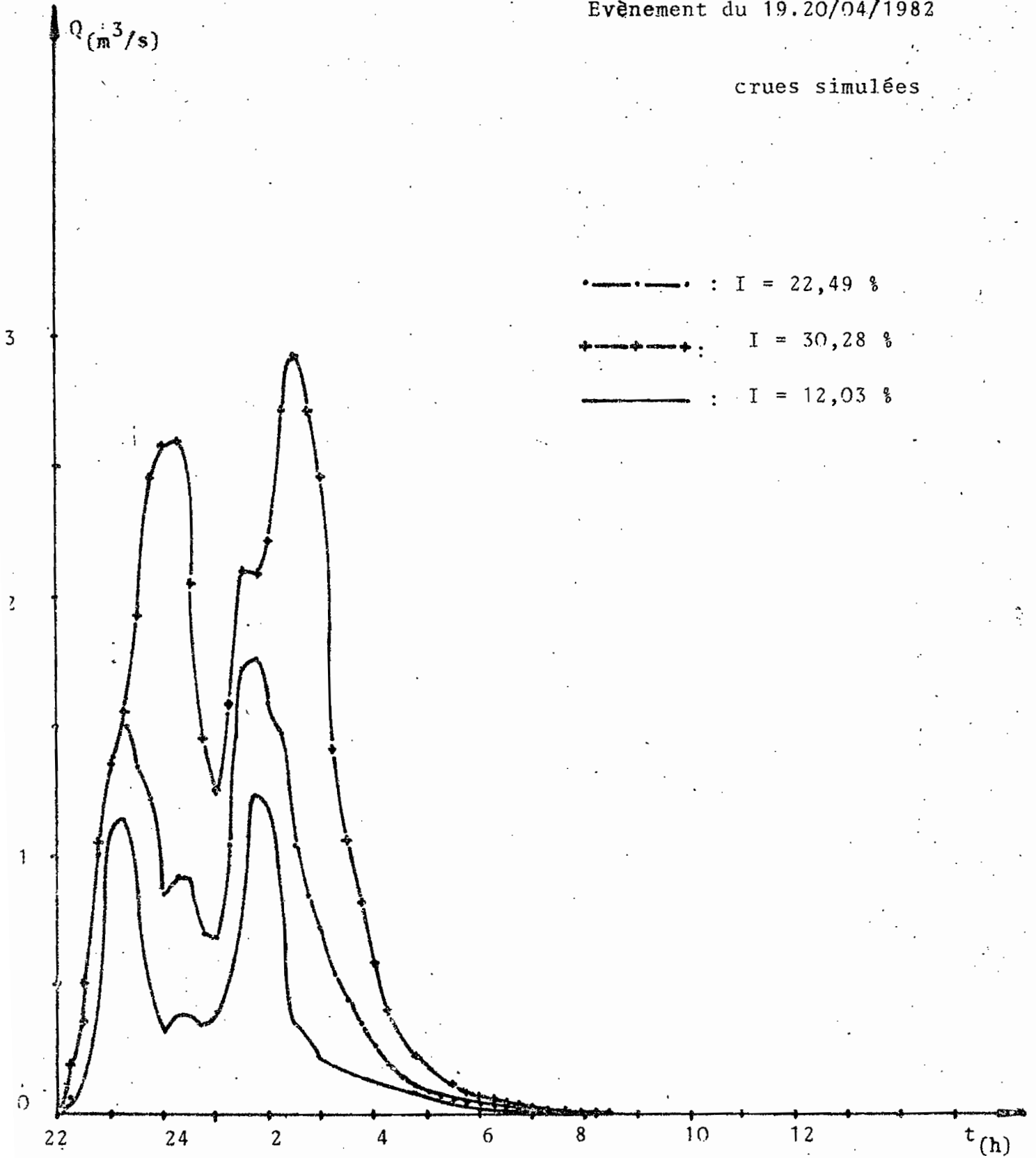




Station EL MILAHA

Evènement du 19.20/04/1982

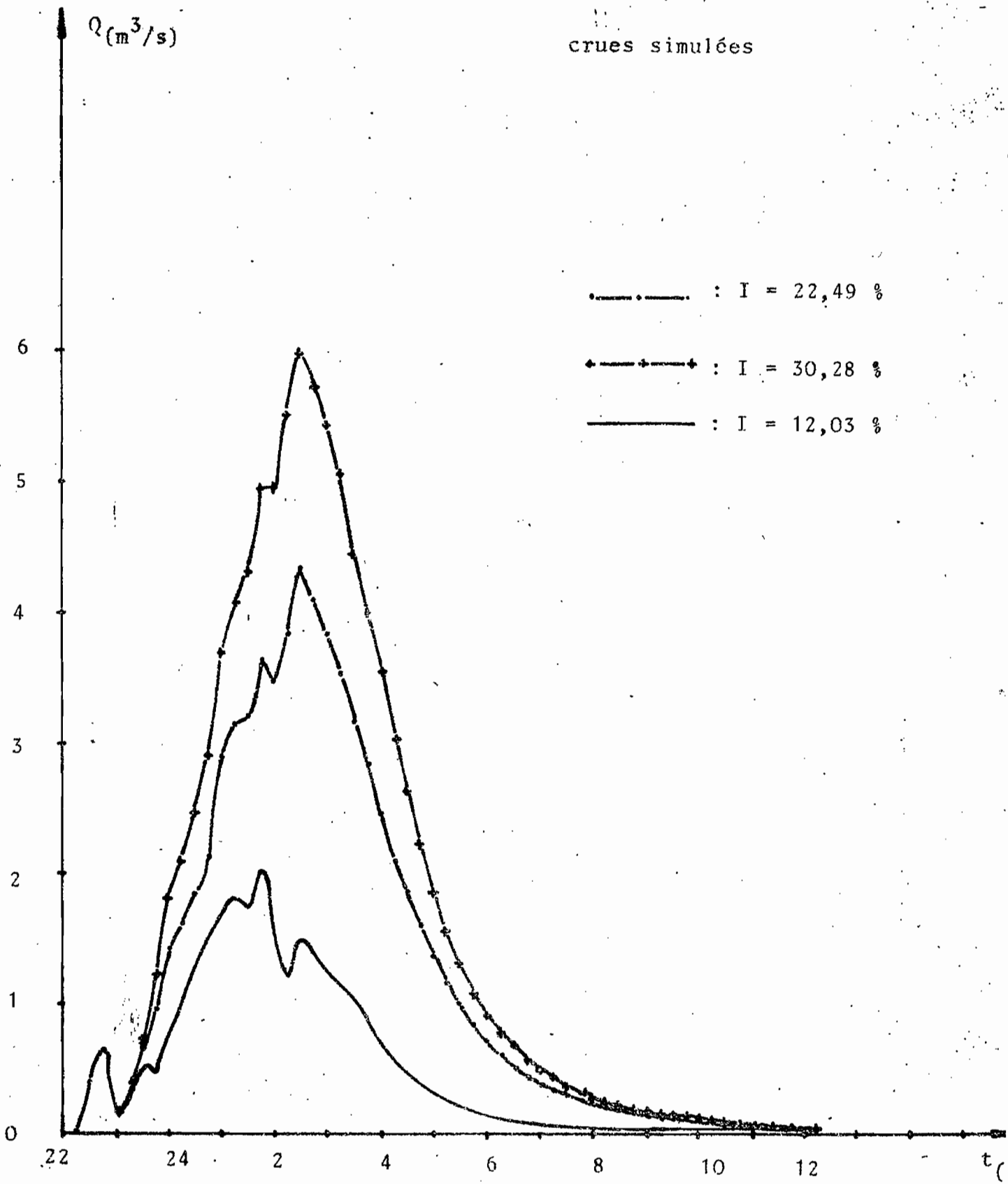
crues simulées



Station EL MENZAH

Evénement du 19.20/04/1982

crues simulées



ANNEXE 4

Fig. VI. ANN. 7

Etude des effets de l'urbanisation

Station EL KHADRA

Evènement du 19.20/04/1982

crues simulées

- ..... : I = 22,49 %
- +-----+ : I = 30,28 %
- : I = 12,03 %

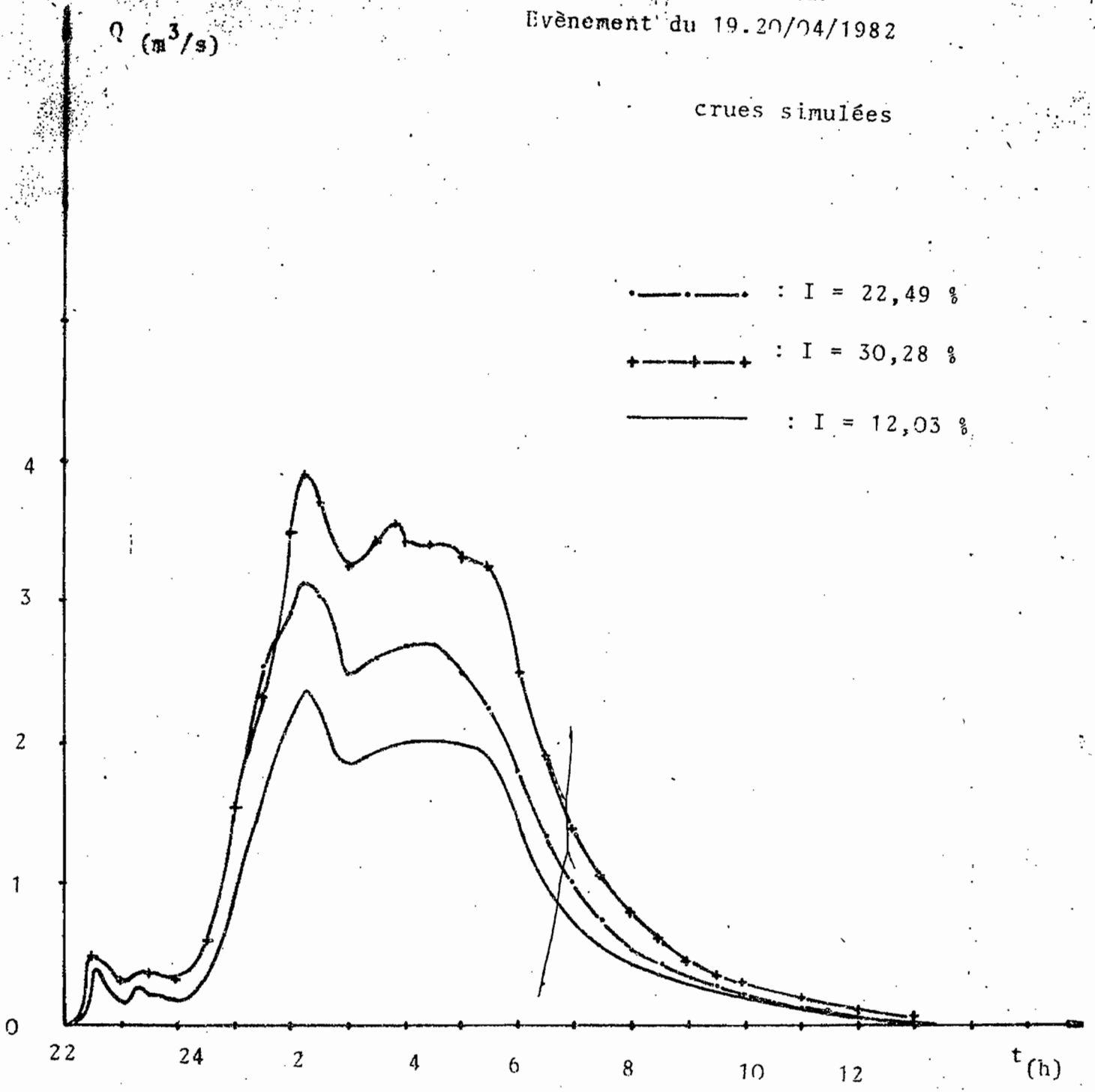
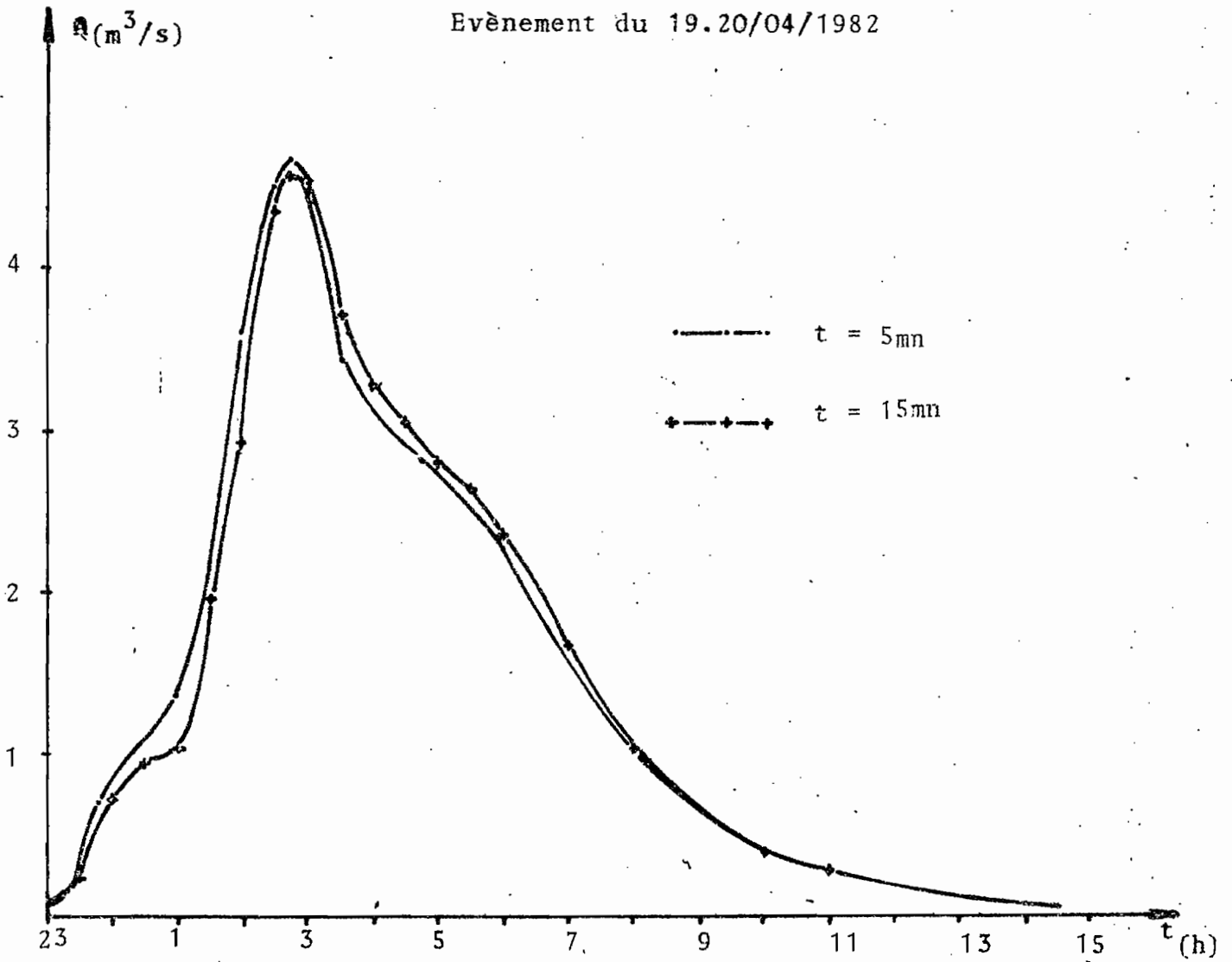


Fig.VI.III.8

Sensibilité au pas de temps

Station BORGEL

Evènement du 19.20/04/1982



**Tableau VI.III.2**  
**Crue simulée en 13/5**  
**Averse du 19.20.04.1982**  
**IMP = 60%**

A.111.9

110	FLUËT I MMS PER SEKUND				
	301	303	304	305	306
.05	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.10	.0007	.0010	.0000	.0000	.0000
.15	.0067	.0079	.0030	.0000	.0000
.20	.0134	.0202	.0129	.0063	.0063
.25	.0181	.0297	.0283	.0154	.0006
.30	.0252	.0347	.0382	.0224	.0009
.35	.0353	.0473	.0450	.0276	.0012
.40	.0444	.0586	.0484	.0368	.0012
.45	.0579	.0730	.0437	.0389	.0012
.50	.0698	.0857	.0553	.0532	.0017
.55	.0960	.1007	.1219	.1061	.0029
1.00	.1367	.1270	.1745	.1525	.0039
1.05	.1855	.1431	.1945	.2008	.0047
1.10	.2361	.1516	.2071	.2599	.0053
1.15	.2807	.1561	.2115	.3110	.0060
1.20	.3202	.1585	.2142	.3495	.0073
1.25	.3521	.1600	.2153	.3748	.0109
1.30	.3736	.1613	.2153	.3910	.0183
1.35	.3968	.16718	.3316	.4562	.0329
1.40	2.8620	3.9832	4.7481	3.2867	.1450
1.45	5.7905	3.3154	5.3663	5.9408	.2358
1.50	7.0576	1.9718	3.2743	6.7288	.4759
1.55	6.0724	2.0502	4.2748	7.0649	.9257
2.00	5.5892	1.3258	3.8980	5.9066	1.6860
2.05	5.1833	.9729	3.8178	5.3968	2.8731
2.10	5.3307	.6228	3.8671	5.0151	4.4681
2.15	5.8979	.4808	4.0159	4.3637	5.9527
2.20	6.7722	.3808	4.1973	4.5090	6.7738
2.25	7.7486	.6867	4.2293	4.5021	7.1399
2.30	8.5009	.9963	4.5354	4.6172	7.3743
2.35	9.0836	1.2920	5.0966	4.6027	7.4770

2.40	9.2991	1.3617	5.9386	5.1575	7.2803
2.45	8.6291	2.0096	6.9084	5.7476	6.6907
2.50	7.6847	2.2163	7.8835	6.5714	6.6596
2.55	6.7278	1.9854	8.4608	7.4648	6.3679
3.00	5.9262	2.7557	9.0585	8.2491	6.4922
3.05	5.2618	4.1797	9.4855	8.9002	6.7397
3.10	4.7053	3.1202	9.7342	9.4191	7.1188
3.15	4.2361	3.3444	9.8506	9.7781	8.3033
3.20	3.8370	3.6418	9.8752	9.9937	10.0501
3.25	3.4937	4.7624	9.8844	10.1043	11.0983
3.30	3.2125	3.6469	9.9052	10.1590	13.0192
3.35	2.9719	3.6819	9.9940	10.2017	13.4023
3.40	2.7702	3.7578	10.0607	10.2493	13.6977
3.45	2.6036	4.0101	10.1128	10.3385	13.8492
3.50	2.4659	3.8716	10.0781	10.3907	14.1756
3.55	2.3531	3.7754	9.9725	10.3796	14.3186
4.00	2.2612	4.0931	9.7599	10.3355	14.4329
4.05	2.1869	3.7662	9.5126	10.1950	14.5562
4.10	2.1272	3.7556	9.2661	9.9716	15.5650
4.15	2.0796	4.1048	9.0320	9.7289	15.5833
4.20	2.0418	3.8154	8.8083	9.4900	14.5519
4.25	2.0121	3.9414	8.5886	9.2621	14.3535
4.30	1.9891	3.9210	8.3677	9.0418	14.1643
4.35	1.9673	3.7915	8.1343	8.8223	13.9819
4.40	1.9356	3.3745	7.8596	8.5603	13.8962
4.45	1.8889	3.7197	7.5884	8.2553	13.8299
4.50	1.8167	3.8057	7.3314	7.9584	13.0272
4.55	1.7214	3.9205	7.1442	7.6893	12.7858
5.00	1.6875	3.9304	6.9606	7.4662	11.8068
5.05	1.6497	3.8385	6.7842	7.2796	13.2662
5.10	1.7048	3.6795	6.6094	7.1007	11.4306
5.15	1.7132	3.4321	6.4391	6.9265	11.7870
5.20	1.7032	3.2843	6.2940	6.7546	11.5242
5.25	1.6607	3.0865	6.0923	6.5932	11.2317
5.30	1.6016	2.9909	5.8709	6.4326	11.3317
5.35	1.5392	2.8898	5.8153	6.2304	14.0079
5.40	1.4796	2.8289	5.7959	6.0569	10.6822
5.45	1.4519	2.7730	5.7184	6.0015	10.3889
5.50	1.4426	2.7635	5.6519	5.9620	10.0831
5.55	1.4665	2.8000	5.5176	5.8904	9.7805
6.00	1.4940	2.8307	5.3910	5.8076	9.3934
6.05	1.5351	2.8122	5.1990	5.6814	8.1282
6.10	1.5822	2.8429	5.1081	5.5407	8.6726
6.15	1.6328	2.8211	5.0484	5.3799	8.5633
6.20	1.6814	2.8364	4.8802	5.2913	8.3125

	SUMMA I PERSENT					
	301	303	304	305	306	
FLUËT:	81044.3818	85807.5156	162301.2500	171816.6965	253780.2188	MMS
SDP:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
SG:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	EG
	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	MPN



Tableau VI.III.3  
 Crue simulée en M3/5  
 Averse du 19.20.04-1982

IMP = 40 %

T10	FLÖDE I M**3 PER SEKUND				
	301	303	304	305	306
.05	.0000	.0002	.0000	.0000	.0000
.10	.0006	.0010	.0000	.0000	.0000
.15	.0056	.0079	.0000	.0000	.0000
.20	.0106	.0202	.0129	.0063	.0003
.25	.0135	.0297	.0283	.0154	.0001
.30	.0183	.0347	.0382	.0224	.0009
.35	.0248	.0373	.0450	.0278	.0012
.40	.0318	.0386	.0484	.0368	.0012
.45	.0387	.0430	.0437	.0369	.0012
.50	.0464	.0657	.0553	.0532	.0017
.55	.0642	.1002	.1219	.1081	.0028
1.00	.0941	.1270	.1745	.1525	.0038
1.05	.1281	.1431	.1945	.2008	.0047
1.10	.1618	.1516	.2068	.2599	.0054
1.15	.1910	.1561	.2118	.3110	.0063
1.20	.2154	.1585	.2159	.3493	.0079
1.25	.2363	.1601	.2173	.3747	.0112
1.30	.2516	.1612	.2181	.3915	.0167
1.35	.2623	1.3711	.8677	.4646	.0537
1.40	2.3009	3.9832	4.3383	3.3919	.1337
1.45	4.2457	3.3360	5.2576	6.0395	.2182
1.50	4.2936	1.9724	2.8990	6.5877	.2177
1.55	3.8880	2.0506	2.9403	6.9136	1.1106
2.00	3.6868	1.3258	2.5726	5.1964	1.7022
2.05	3.4248	.9729	1.8265	4.2646	2.5474
2.10	3.6096	.6317	2.3887	3.7207	3.6568
2.15	4.1463	.4283	2.6275	2.6536	4.7438
2.20	4.8028	.5324	3.3461	2.9058	5.5289
2.25	5.4270	.6862	3.8222	3.2464	6.0061
2.30	5.9973	.8587	4.3242	3.7496	6.3118
2.35	6.3431	1.0828	4.8286	4.2512	6.3731
2.40	6.4597	1.2647	5.3046	4.7324	6.1596
2.45	6.2093	1.4445	5.7953	5.2012	5.5738
2.50	5.6903	1.5603	6.3286	5.6963	5.1951
2.55	5.0994	2.0283	6.8620	6.2205	4.8970
3.00	4.5516	2.1868	7.3672	6.7566	5.0828
3.05	4.0684	2.5455	7.8273	7.2805	5.2934
3.10	3.6477	2.3987	8.2342	7.7772	5.6745
3.15	3.2820	3.2213	8.5743	8.2243	6.1169
3.20	2.9639	2.5007	8.8318	8.6076	6.7247
3.25	2.6893	2.8532	9.0281	8.9199	7.2818
3.30	2.4537	2.9314	9.1654	9.1629	8.4215
3.35	2.2526	3.1046	9.2254	9.3387	9.8327
3.40	2.0814	3.0455	9.2271	9.4463	10.7553
3.45	1.9378	2.8748	9.1414	9.4888	11.2580
3.50	1.8174	3.1894	8.8960	9.4865	11.7778
3.55	1.7168	3.1193	8.6158	9.3553	12.2658
4.00	1.6332	3.1812	8.4736	9.1055	12.5725
4.05	1.5642	3.2771	8.2294	8.8779	12.6384
4.10	1.5074	3.2143	8.0007	8.7026	12.6712
4.15	1.4610	3.4533	7.7299	8.4641	12.5595
4.20	1.4232	3.3475	7.3439	8.2253	12.4762
4.25	1.3927	3.2452	6.8663	7.9232	12.3208
4.30	1.3680	3.2255	6.4879	7.5280	11.9862
4.35	1.3462	3.2659	6.0791	7.1037	12.0172
4.40	1.3186	3.2283	5.7067	6.6754	11.8984
4.45	1.2829	3.0947	5.3225	6.2246	11.6579
4.50	1.2314	3.0578	5.0571	5.8334	11.3107
4.55	1.1733	2.9745	4.8244	5.4867	10.9362
5.00	1.1341	2.9599	4.6435	5.2224	10.4896
5.05	1.1171	2.9227	4.4608	5.0021	10.0369
5.10	1.1205	3.0041	4.3231	4.8191	9.5751
5.15	1.1260	2.9998	4.2030	4.6442	9.0690
5.20	1.1332	3.0404	4.0834	4.5070	7.9638
5.25	1.1309	3.0083	3.9580	4.3862	8.1606
5.30	1.1217	3.0305	3.8320	4.2645	8.0097
5.35	1.1041	3.0351	3.7131	4.1401	7.7617
5.40	1.0801	3.0277	3.6160	4.0192	7.5431
5.45	1.0521	3.0181	3.5318	3.9076	7.5384
5.50	1.0220	3.0054	3.4579	3.8085	7.9997
5.55	.9916	3.0272	3.3939	3.7224	7.4743
6.00	.9622	3.0442	3.3289	3.6483	7.9130

SUMMA I PUNKTEN:

	301	303	304	305	306	M**3
FLÖDE:	51769.7891	73079.7236	123234.4404	133369.1543	205260.9629	
800:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
85:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
COLIF:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	MPN

Crue simulée en z3/5  
Averse du 19/20/04-1982

n = 0,50

	FLDDE I M...3 PER SEGRND				
TID	301	303	304	305	306
21.30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
21.45	.0000	.0001	.0000	.0000	.0000
22.00	.0006	.0018	.0000	.0000	.0000
22.15	.0109	.0479	.0132	.0010	.0007
22.30	.1589	.3915	.3562	.2615	.0111
22.45	.6573	.3371	.6637	.8456	.0243
23.00	.9885	.1443	.1394	.7074	.0552
23.15	1.0927	.7713	.4891	.6887	.0973
23.30	.8973	.5083	.7431	.6940	.2021
23.45	.5974	.1821	.5438	.7304	.4774

24.00	.3876	.1586	.5119	.6369	.7132
24.15	.3506	.1765	.6109	.6105	.8435
24.30	.3463	.2895	.8371	.9852	.9208
24.45	.3210	.3562	1.0417	1.2610	.9212
25.00	.3255	.5398	1.5940	1.7517	1.0423
25.15	.5793	.6606	1.8513	2.4003	1.2289
25.30	1.0243	.6839	1.7410	2.6216	1.5837
25.45	1.1485	.8209	1.9896	2.6058	2.1000
26.00	1.1985	.9732	1.4170	2.6036	2.6083
26.15	1.0026	1.2022	.9805	2.1713	2.9757
26.30	.5212	1.3617	1.2617	1.5206	3.2157
26.45	.3710	1.1830	1.2382	1.2244	3.3562
27.00	.2217	1.1943	1.2760	1.2672	3.3010
27.15	.1822	1.4438	1.2301	1.2470	2.9788
27.30	.1732	1.3389	1.1104	1.2264	2.6033
27.45	.1705	1.4156	.9820	1.1010	2.4624
28.00	.1848	1.5551	.8445	.9287	2.5079
28.15	.1544	1.4977	.7099	.8428	2.5106
28.30	.1403	1.5364	.5947	.7156	2.5156
28.45	.1254	1.5657	.4945	.6028	2.4870
29.00	.1109	1.5022	.4113	.5072	2.4155
29.15	.0975	1.6571	.3431	.4234	2.3367
29.30	.0855	1.6750	.2875	.3598	2.2550
29.45	.0748	1.6488	.2415	.3036	2.1884
30.00	.0655	1.6477	.2043	.2570	2.1142
30.15	.0573	1.7022	.1736	.2193	2.0814
30.30	.0503	1.6967	.1481	.1848	2.0293
30.45	.0443	1.6362	.1274	.1614	1.9669
31.00	.0391	1.5379	.1100	.1395	1.9587
31.15	.0346	1.4157	.0954	.1212	1.9395
31.30	.0307	1.2881	.0812	.1027	1.9145
31.45	.0273	1.1626	.0729	.0927	1.8604
32.00	.0244	1.0443	.0641	.0816	1.7757
32.15	.0218	.9360	.0567	.0711	1.6726
32.30	.0196	.8383	.0503	.0650	1.5549
32.45	.0177	.7516	.0448	.0570	1.4353
33.00	.0160	.6753	.0400	.0510	1.3153
33.15	.0144	.6084	.0359	.0457	1.2034
33.30	.0132	.5499	.0323	.0411	1.0972
33.45	.0120	.4985	.0291	.0371	.9998
34.00	.0110	.4538	.0264	.0336	.9109
34.15	.0100	.4146	.0239	.0305	.8309
34.30	.0093	.3800	.0218	.0278	.7524
34.45	.0084	.3494	.0199	.0254	.6839
35.00	.0077	.3222	.0182	.0232	.6305

	SUMMA I PUNKTEN:				
	301	303	304	305	306
FLDDE:	12899.6398	47412.9843	25207.4077	32528.7549	83340.5928
800:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
SSI:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
COLIF.:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

MPN



Tableau VI.III.4  
Crue simulée en m3/5  
Averse du 19.20.04 - 82

n = 0,35

	FLUËE I M <sup>3</sup> PER SEKUND				
TIG	301	303	304	305	306
21.30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
21.45	.0000	.0001	.0000	.0000	.0000
22.00	.0000	.0018	.0000	.0000	.0000
22.15	.0109	.0479	.0352	.0010	.0007
22.30	.2059	.3914	.4400	.2780	.0111
22.45	.8182	.3373	.6483	.8948	.0242
23.00	1.0852	.1443	.2096	.7268	.0542
23.15	1.1467	.2713	.5167	.6589	.1013
23.30	.8520	.2077	.5615	.7089	.2320
23.45	.5139	.1810	.5595	.7845	.5262
24.00	.3310	.1524	.8233	.7993	.7545
24.15	.3714	.1785	.8548	.9454	.8723
24.30	.3814	.3138	1.0107	1.2505	.9540
24.45	.3473	.4458	1.1448	1.4368	1.0348
25.00	.3658	.7283	1.6900	1.8698	1.1996
25.15	.6313	1.0449	1.8585	2.4724	1.4846
25.30	1.1176	1.2437	1.8002	2.6549	1.9049
25.45	1.2266	1.5565	2.1085	2.6766	2.4894
26.00	1.1958	1.7960	1.4846	2.7102	3.0905
26.15	.8439	2.0385	1.2695	2.2866	3.5905
26.30	.3980	2.2877	1.5751	1.7665	3.9808
26.45	.3128	1.8093	1.4228	1.5399	4.1555
27.00	.2134	1.6938	1.3259	1.4521	4.2290

27.15	.2033	1.7146	1.3000	1.2651	4.0253
27.30	.1905	1.7712	.9042	1.1154	3.5825
27.45	.1767	1.8172	.7318	.8874	3.3172
28.00	.1536	1.8539	.5836	.7415	3.1666
28.15	.1284	1.9031	.4618	.5938	3.0162
28.30	.1056	1.8915	.3687	.4795	2.8861
28.45	.0875	1.9782	.2935	.3860	2.7429
29.00	.0729	1.8536	.2364	.3134	2.6301
29.15	.0611	1.8613	.1914	.2554	2.5351
29.30	.0516	1.8601	.1570	.2105	2.4509
29.45	.0438	1.7979	.1294	.1734	2.3306
30.00	.0374	1.6725	.1079	.1451	2.2461
30.15	.0321	1.5079	.0905	.1218	2.1919
30.30	.0278	1.3299	.0765	.1031	2.1206
30.45	.0241	1.1577	.0652	.0878	2.0194
31.00	.0211	1.0014	.0559	.0753	1.8801
31.15	.0185	.8655	.0483	.0650	1.7200
31.30	.0163	.7501	.0419	.0565	1.5497
31.45	.0141	.6523	.0366	.0493	1.3854
32.00	.0129	.5702	.0322	.0433	1.2305
32.15	.0114	.5012	.0284	.0382	1.0918
32.30	.0104	.4431	.0252	.0339	.9680
32.45	.0091	.3936	.0224	.0301	.8606
33.00	.0083	.3518	.0200	.0269	.7664
33.15	.0073	.3156	.0180	.0242	.6852
33.30	.0062	.2845	.0162	.0218	.6140
33.45	.0061	.2574	.0146	.0197	.5519
34.00	.0057	.2337	.0132	.0178	.4966
34.15	.0052	.2128	.0120	.0162	.4509
34.30	.0048	.1943	.0110	.0147	.4099
34.45	.0043	.1779	.0102	.0135	.3734
35.00	.0040	.1622	.0094	.0124	.3417
35.15	.0037	.1500	.0087	.0114	.3131
35.30	.0033	.1423	.0078	.0106	.2879
35.45	.0031	.1376	.0070	.0099	.2652
36.00	.0031	.1180	.0063	.0091	.2449
36.15	.0031	.1093	.0058	.0083	.2266
36.30	.0031	.1013	.0053	.0076	.2101
36.45	.0031	.0942	.0049	.0070	.1951
37.00	.0031	.0876	.0046	.0064	.1815
37.15	.0031	.0815	.0043	.0060	.1692
37.30	.0031	.0760	.0040	.0053	.1580
37.45	.0031	.0710	.0040	.0053	.1477
38.00	.0031	.0665	.0040	.0046	.1383

	SUMMA I PUNKTEN:					
	301	303	304	305	306	
FLUËE:	12681.8591	47156.7124	24705.7563	32024.8552	82768.6406	M <sup>3</sup>
BOD:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
SS:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
COLIF.:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	MPN



A N N E X E - IV -

---

Effets du stockage  
figures

FIG VI.IV.5.1  
STATION BERLIET

EVENEMENT DU 19.20.82

- bassin de stockage 500-501
- ... " " " 502-503
- +++ " " " 504-505
- o-o-o " " " 506

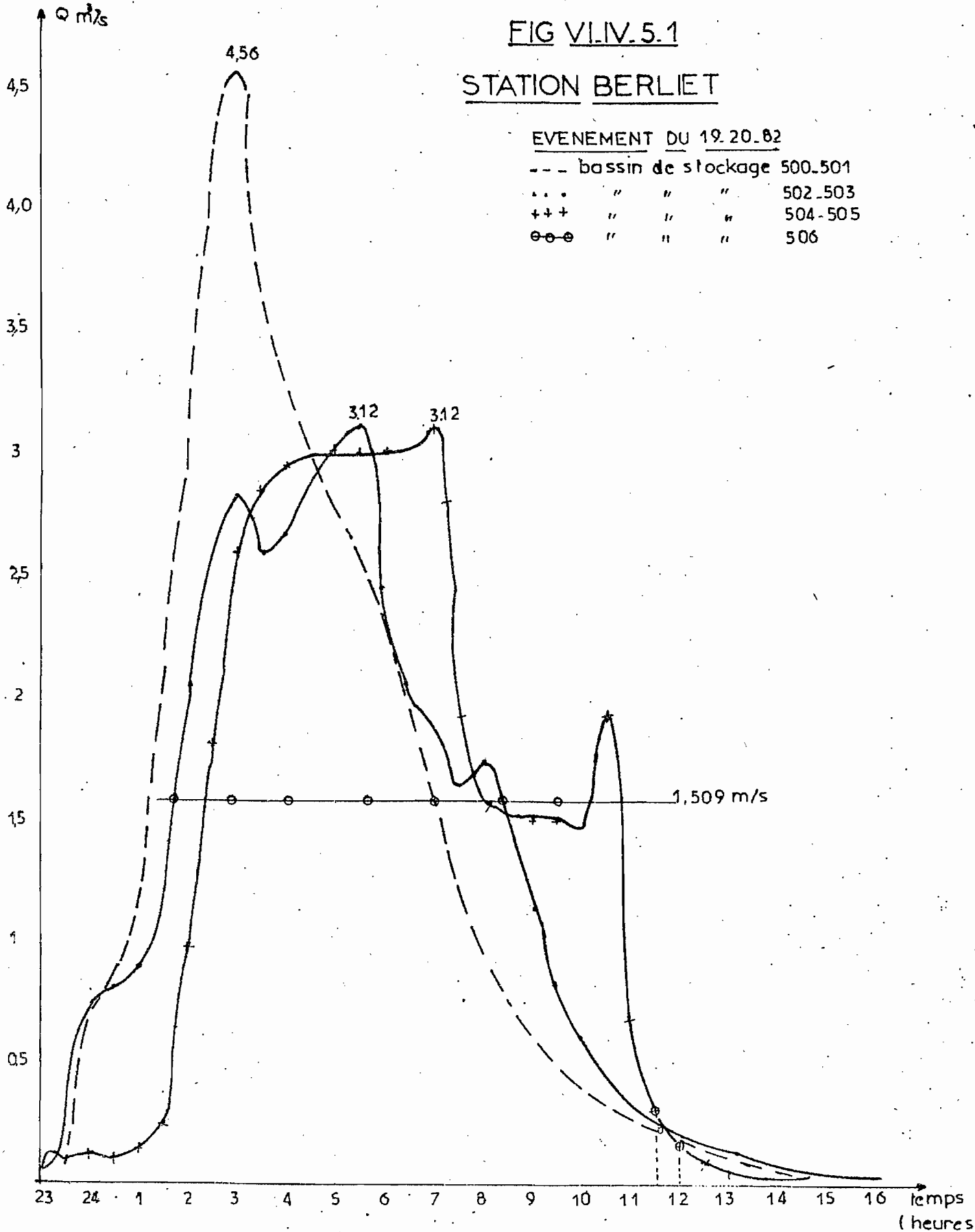


FIG-VI-IV-5-2

STATION I.N.A.T

EVENEMENT DU 19 20 04 82

---	bassin de stockage	500	501
.....	"	"	502 503
+--+	"	"	504 505
o-o-o	"	"	506

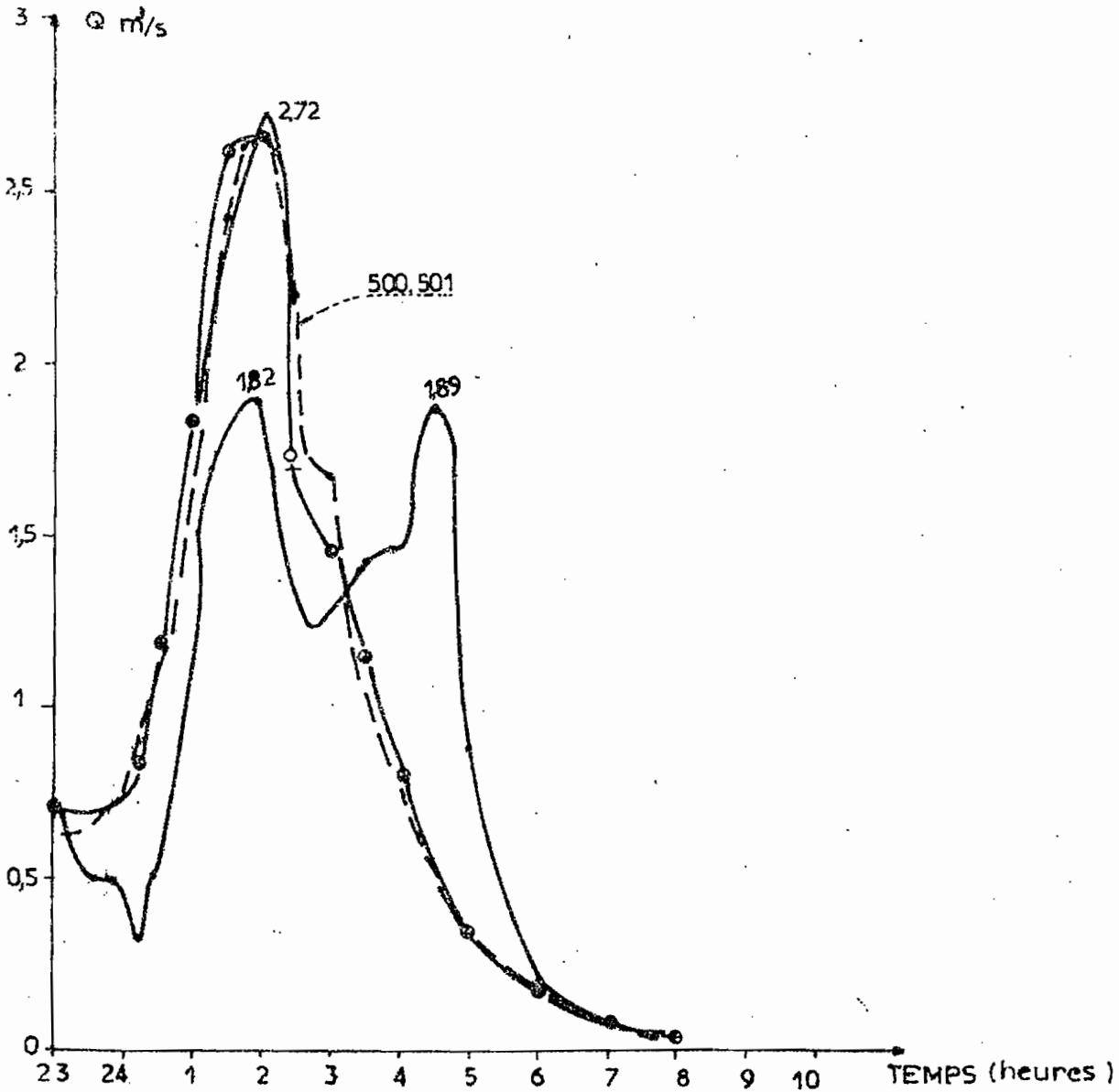
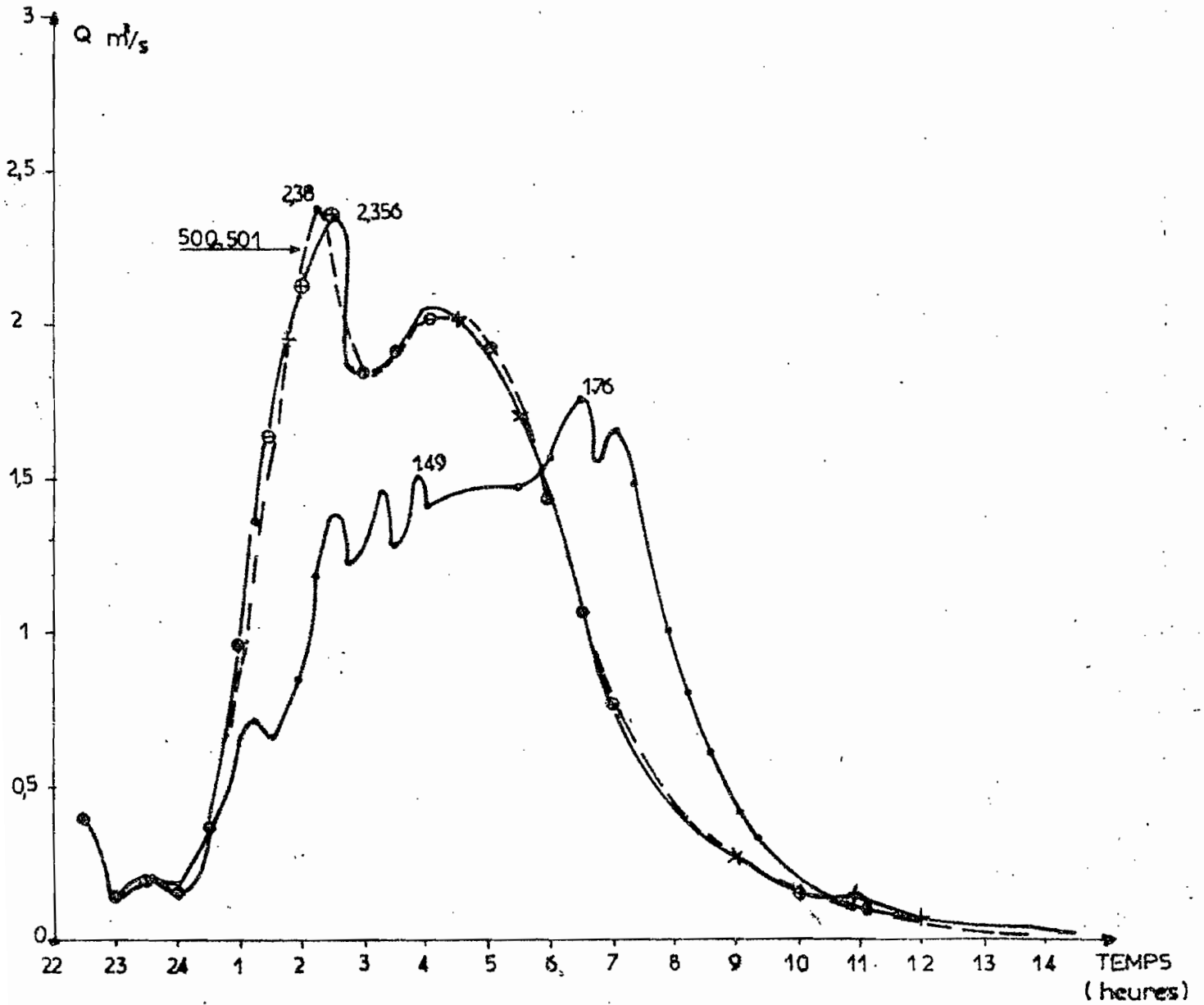
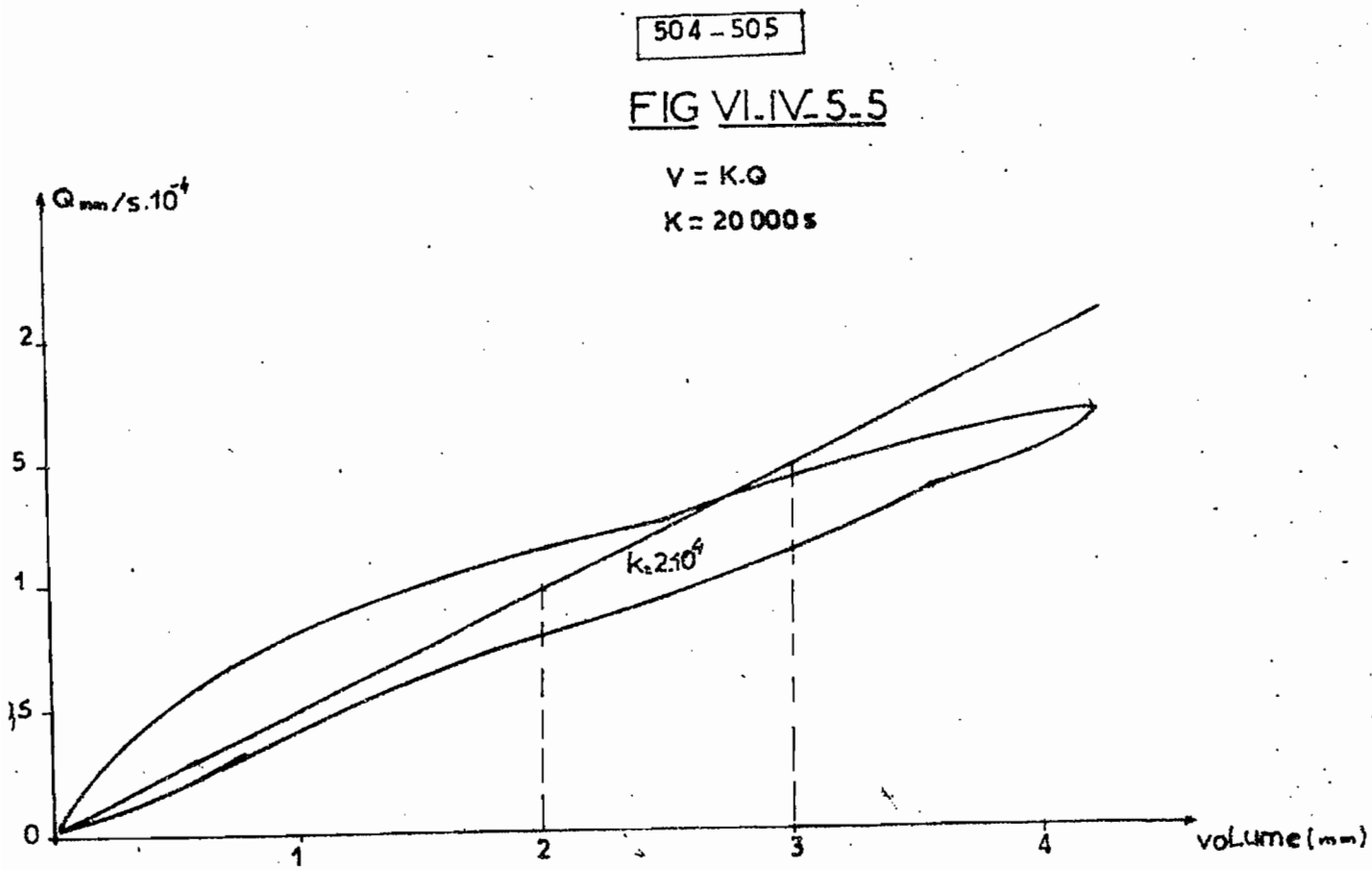
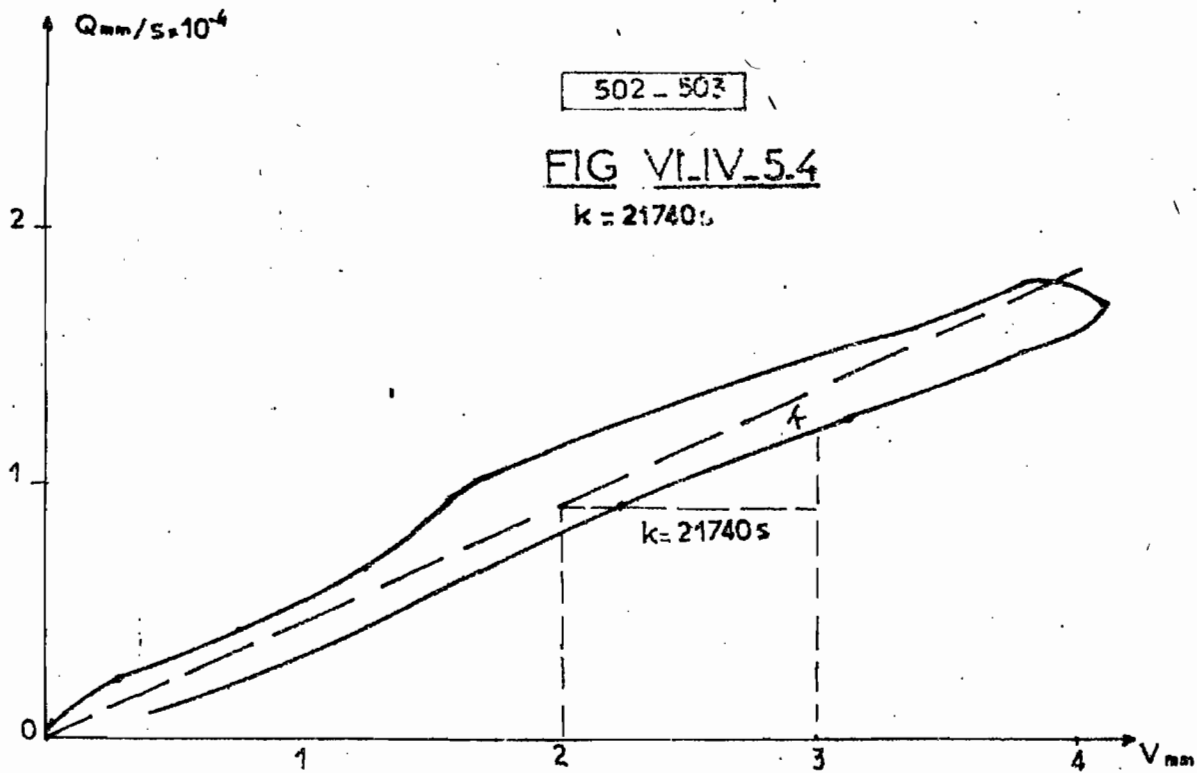


FIG VI.IV. 5.3  
STATION JEUNESSE

EVENEMENT DU 19\_20\_04\_82  
 --- bassin de stockage 500 501  
 ... " " " 502 503  
 +++ " " " 504 505  
 ooo " " " 506





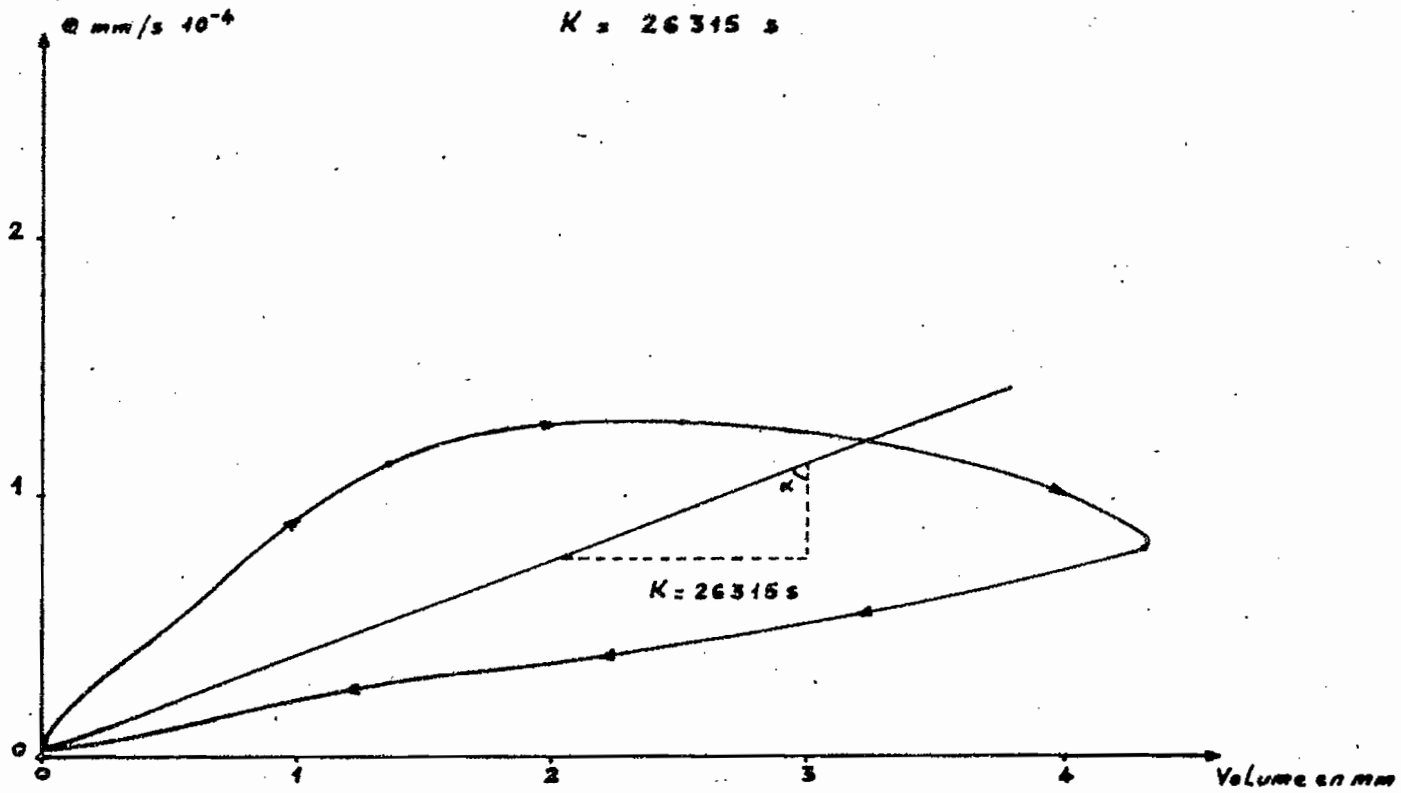
A IV. 5

306

FIG. VI. IV. 5. 6

$$V = K \cdot Q$$

$$K = 26315 \text{ s}$$





A<sub>IV.6</sub>

FIG VI.IV.5.7

Averse du 19.20/01/1982

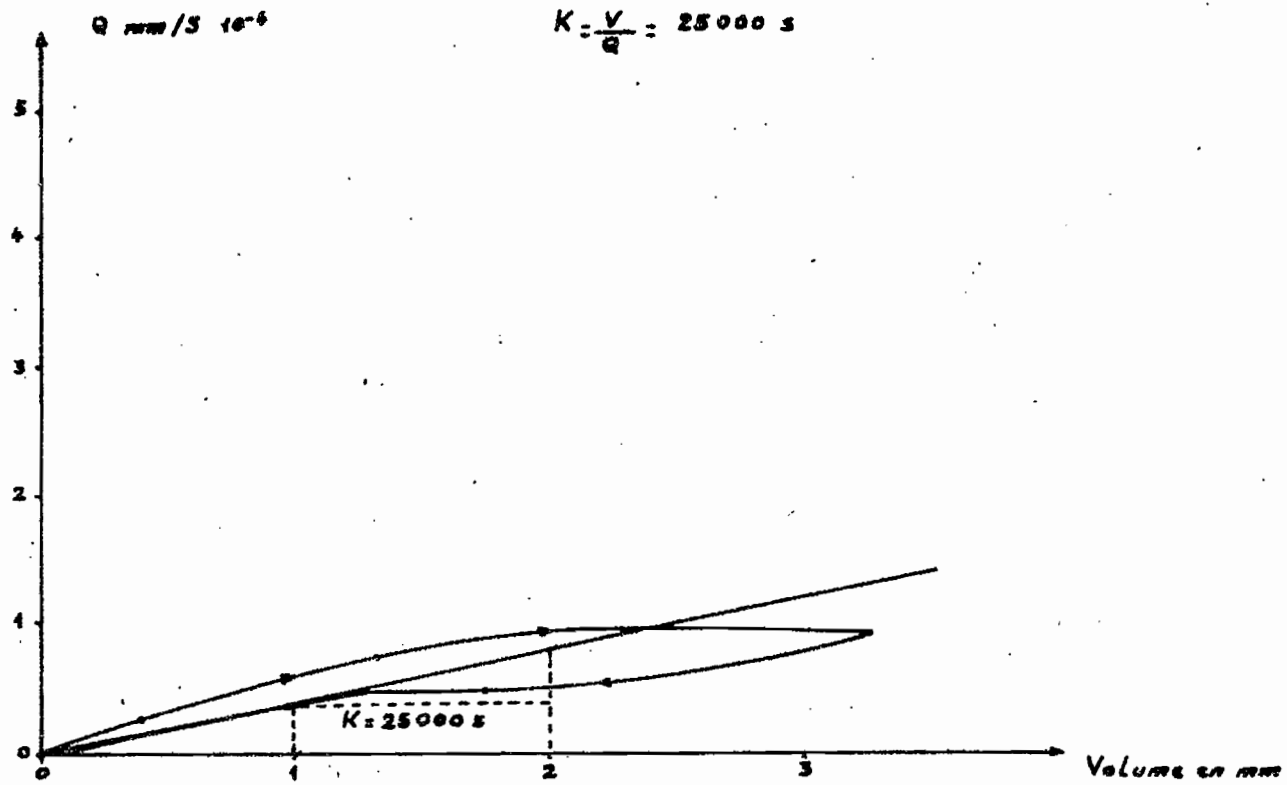


FIG VI-IV-5.8

AVERSE DU 15.16.01.82  
 $k = 26315s$

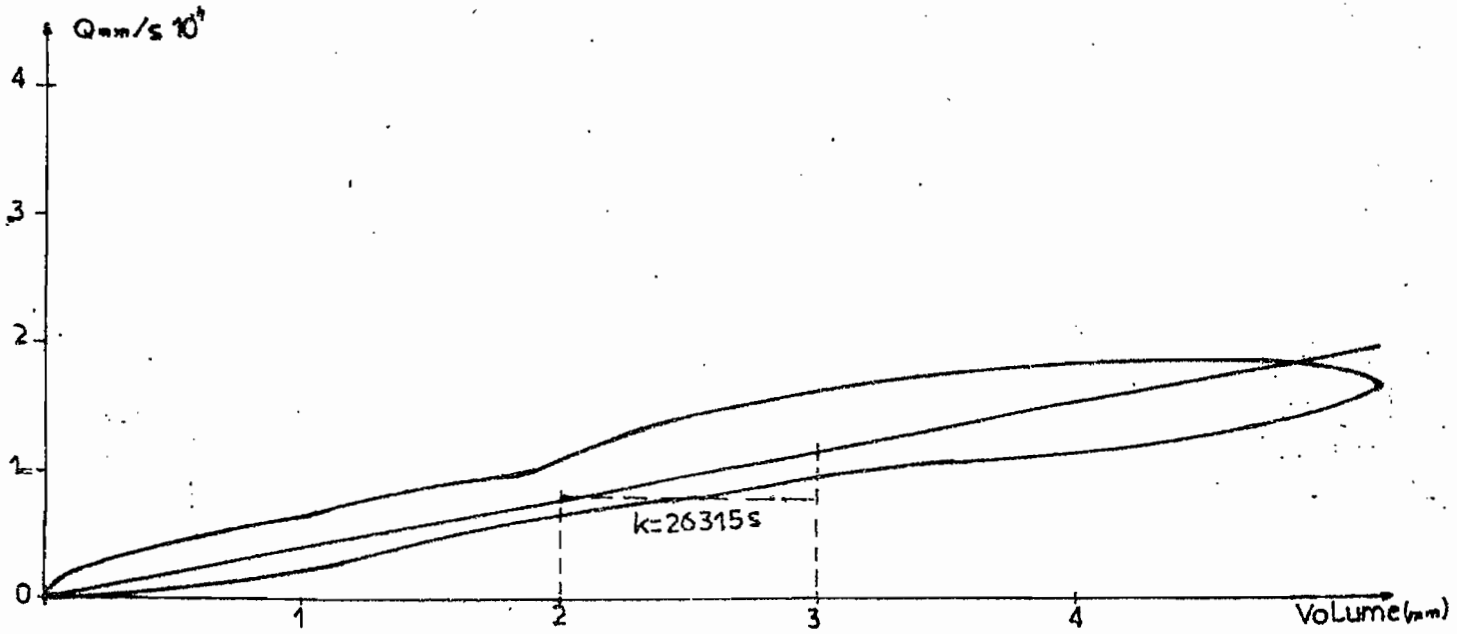
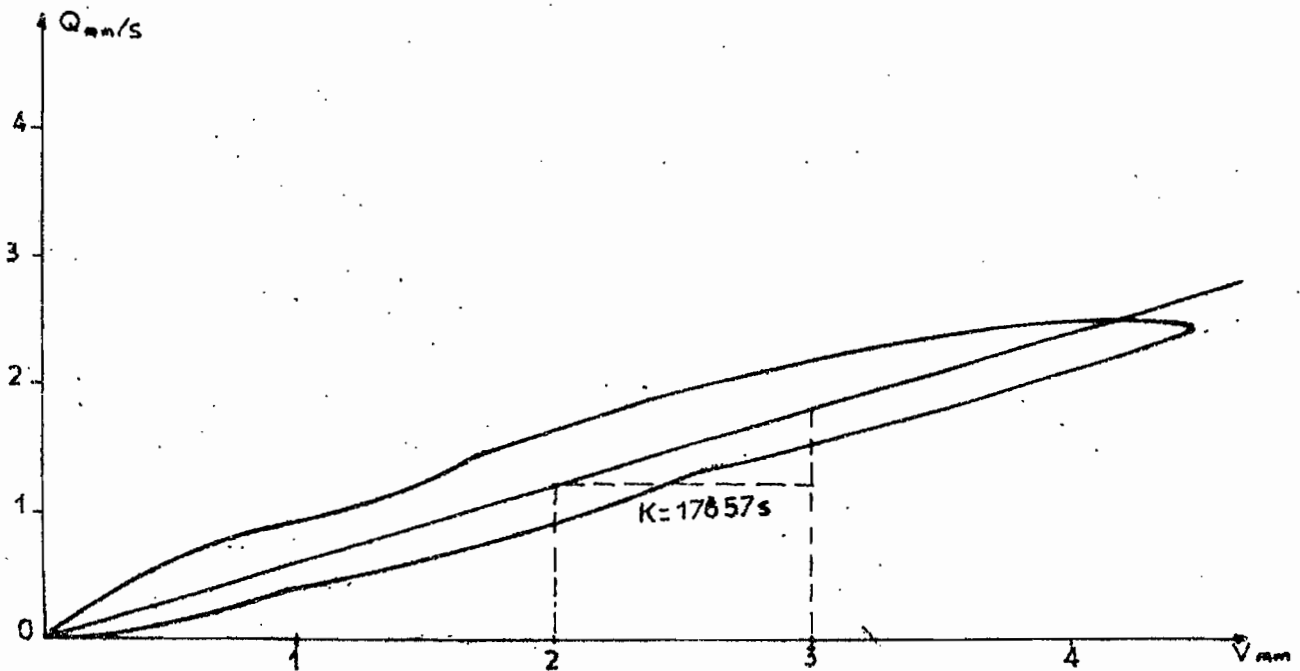


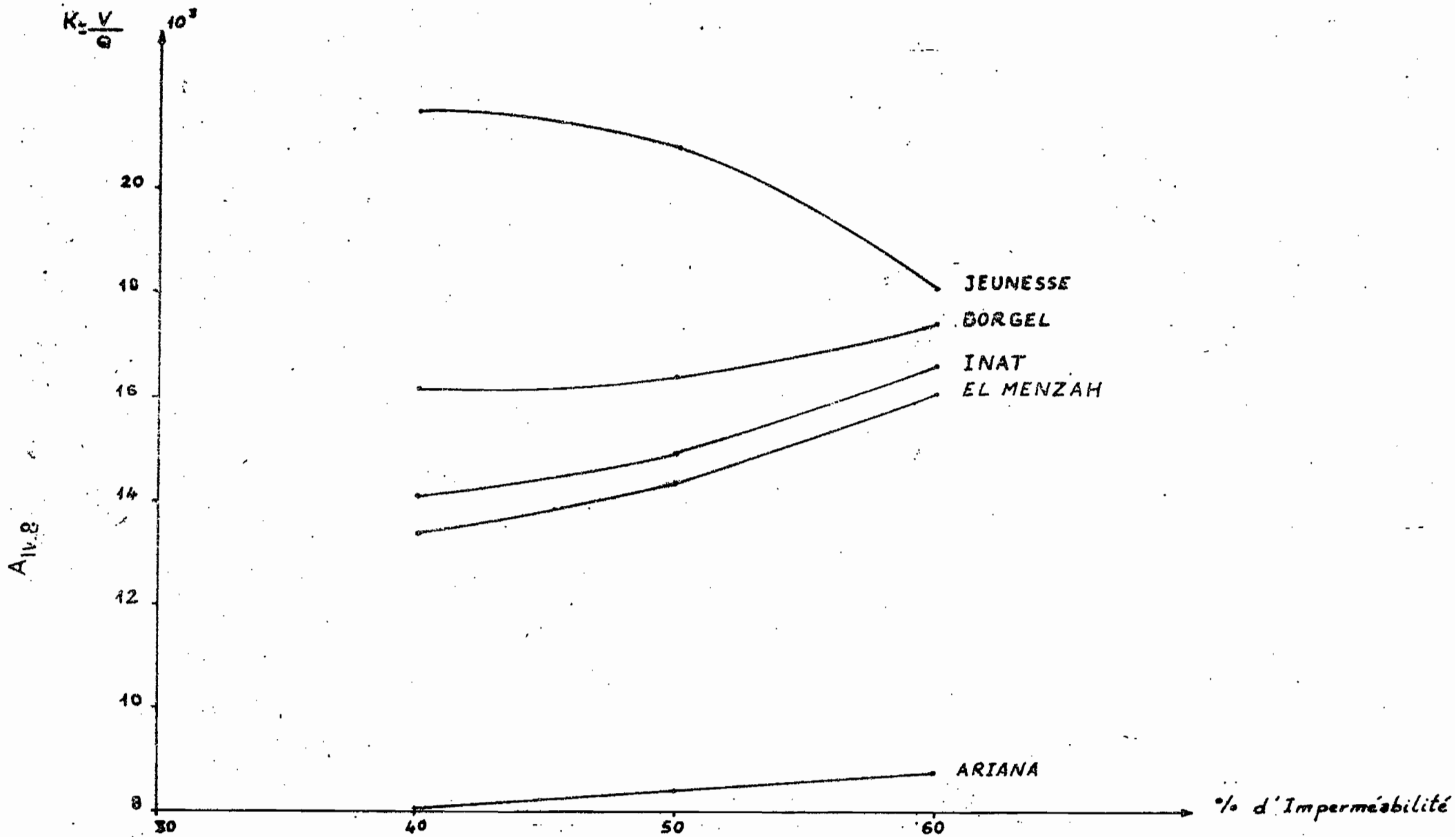
FIG VI-IV-5.9

AVERSE DU 19.20.04.82  
 $K = 17857$



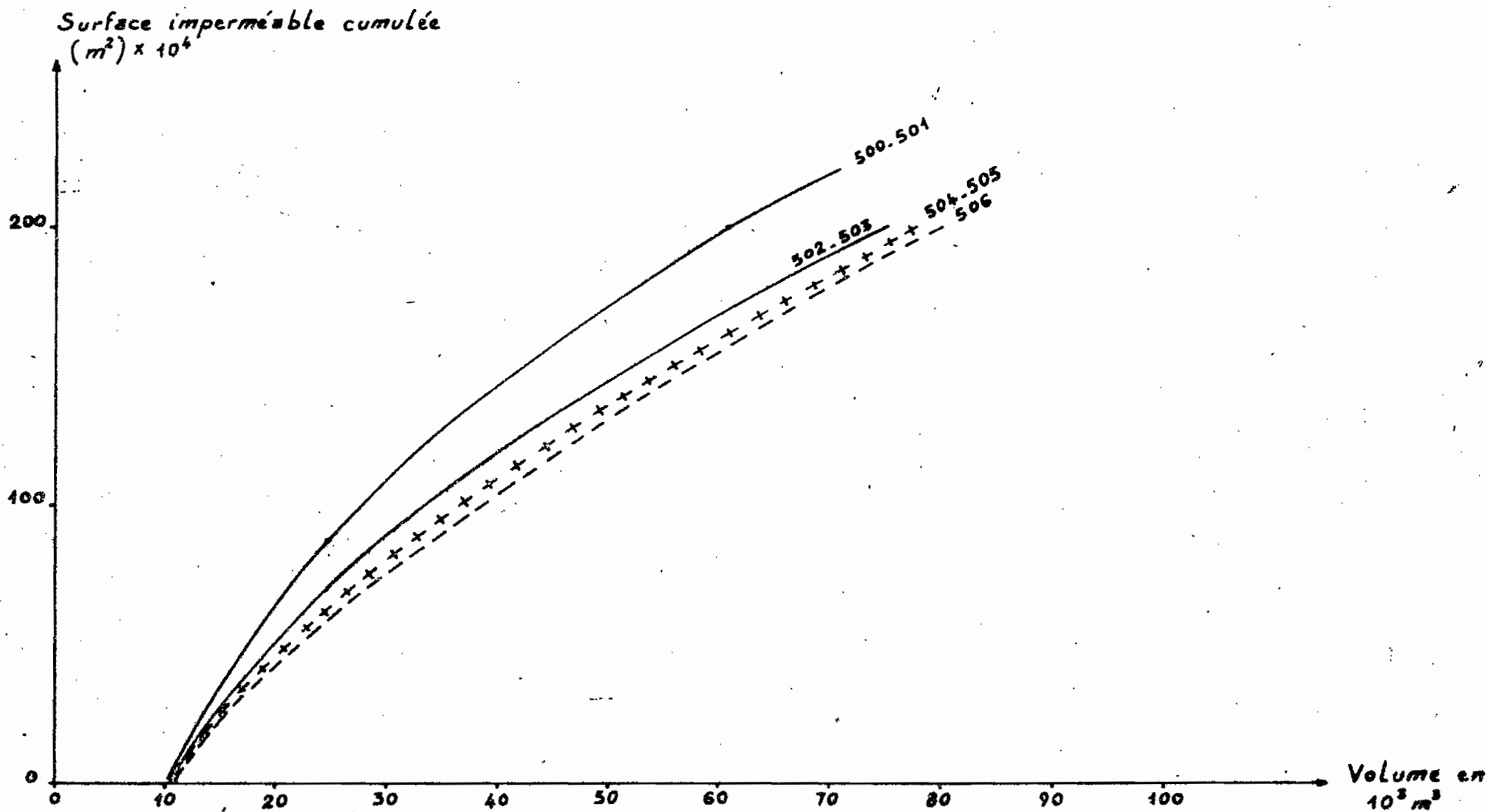
AIV.8

FIG. VI. IV. 5.10.  $K = F$  (% d'Imperméabilité)



A<sub>IV</sub> 9

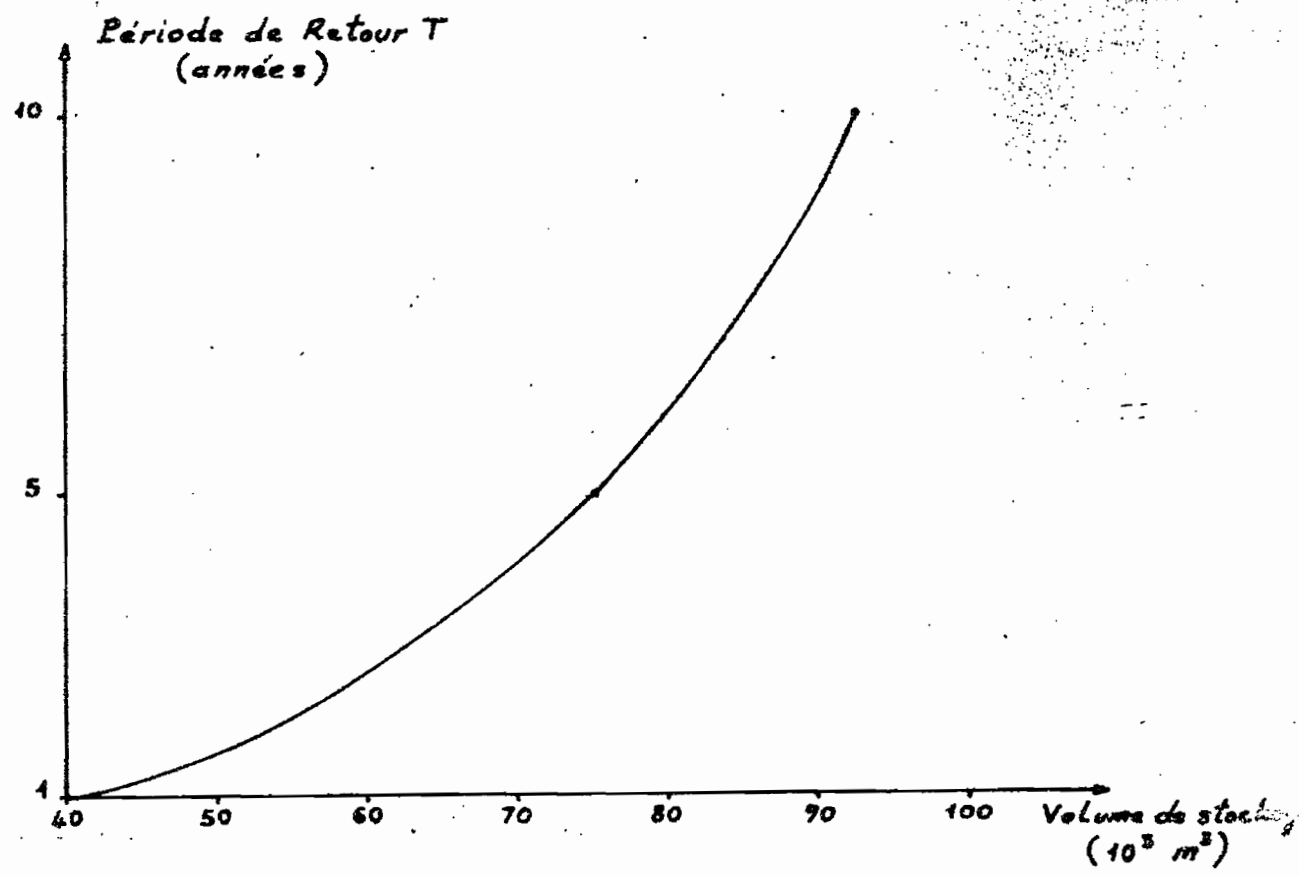
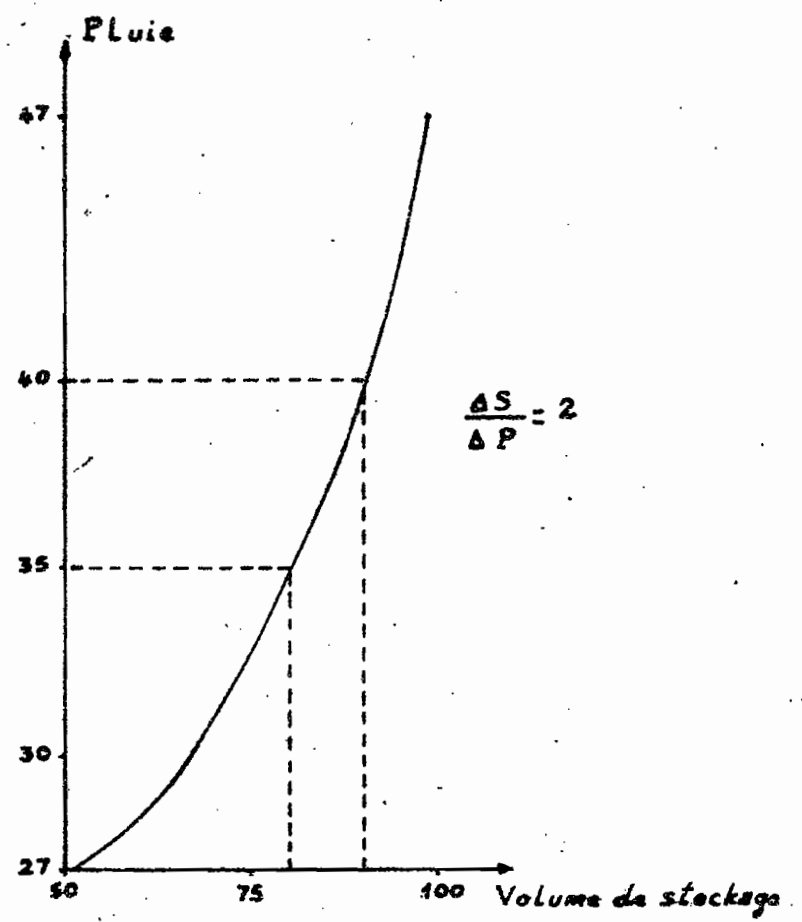
FIG. VI. IV. 5.10 b



A IV-10

FIG. VI. IV. 5. 11

### STATION BORGEL



Sensibilité au stockage superficiel

Station BORGEL

Evènement du 19.20/04/1982

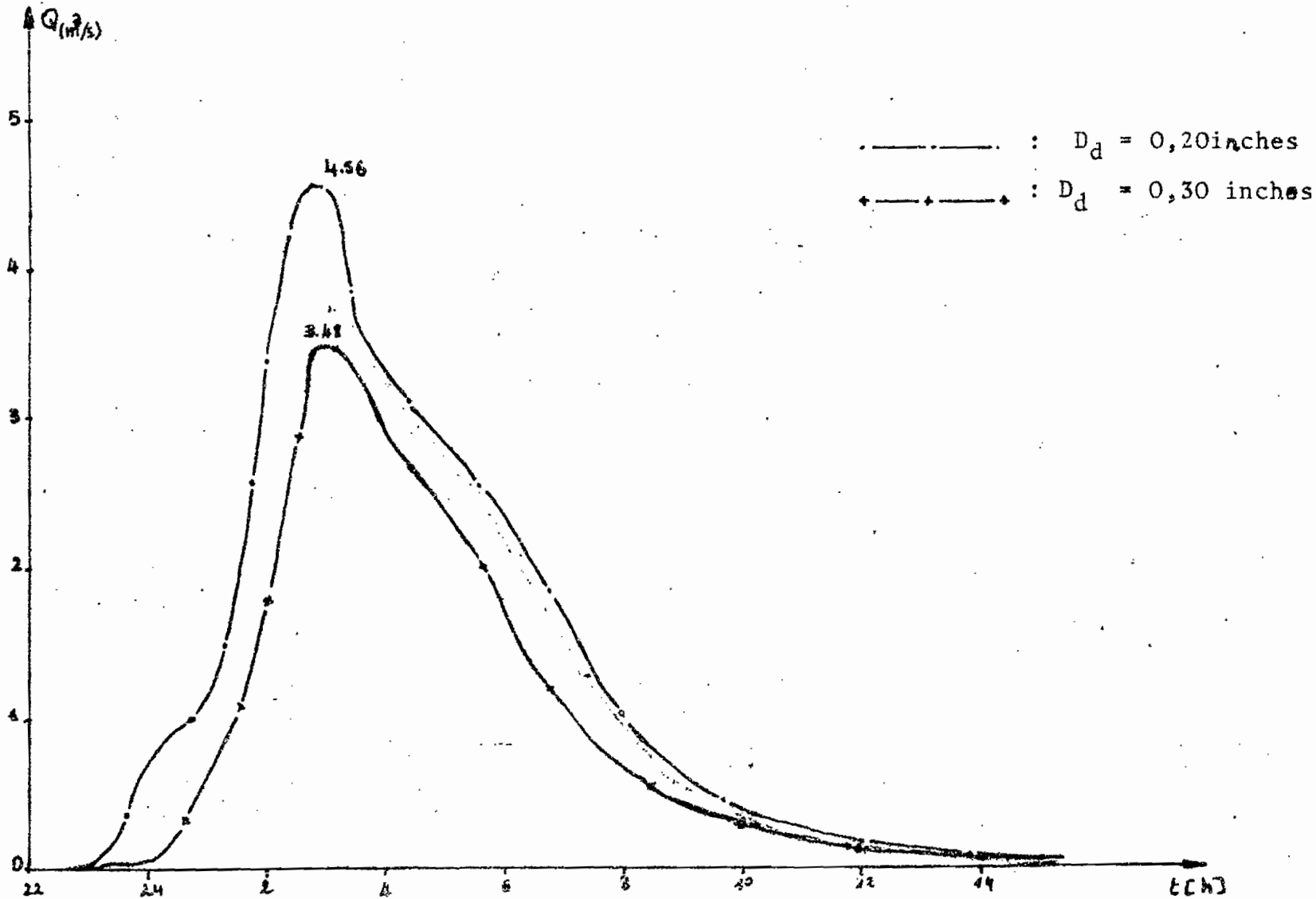


Tableau VI.IV.51  
Crue Simulée en m<sup>3</sup>/s  
RESERVOIR DE STOCKAGE : 502.503

M. 20.12

		FLOUE I M <sup>3</sup> PER SEKUND				
TID	301	303	304	305	306	
21.00	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	
21.15	.0000	.0001	.0000	.0000	.0000	
22.00	.0006	.0018	.0000	.0000	.0000	
22.15	.0109	.0479	.0205	.0016	.0007	
22.30	.2341	.3914	.4094	.2718	.0111	
22.45	.8833	.3374	.6567	.8796	.0242	
23.00	1.1260	.1443	.1438	.7133	.0536	
23.15	1.1586	.2713	.2722	.6029	.1038	
23.30	.8275	.2113	.3695	.5090	.2377	
23.45	.4821	.1926	.1902	.5316	.3265	
24.00	.3275	.1828	.2285	.4909	.7365	
24.15	.1901	.2193	.1534	.3237	.8114	
24.30	.3929	.3607	.3774	.5396	.8273	
24.45	.3481	.4489	.4759	.7324	.8429	
25.00	.3635	.6703	.8942	1.1264	.8922	
25.15	.6510	.7272	1.2206	1.6880	.9751	
25.30	1.1516	.6516	1.0463	1.9545	1.2088	
25.45	1.2496	.7237	1.2566	1.9182	1.6208	
26.00	1.1790	.8872	.8807	1.9149	2.0433	
26.15	.8014	1.1825	.8464	1.7298	2.3796	
26.30	.3685	1.3966	1.2548	1.3804	2.6159	
26.45	.3138	1.2377	1.2742	1.2342	2.7865	
27.00	.2253	1.2526	1.3530	1.3240	2.8473	
27.15	.2107	1.4694	1.4240	1.3463	2.7809	
27.30	.1888	1.3830	1.4603	1.4305	2.6091	
27.45	.1671	1.4955	1.4817	1.4609	2.5981	
28.00	.1382	1.4247	1.4939	1.4831	2.6790	
28.15	.1100	1.4422	1.9983	1.6287	2.7459	
28.30	.0876	1.4550	1.8585	1.8968	2.8396	
28.45	.0710	1.4648	.7858	1.7041	2.9169	
29.00	.0561	1.4726	.5618	.9071	3.0237	
29.15	.0482	1.4790	.3419	.4867	3.1127	
29.30	.0402	1.4846	.2342	.4247	3.1216	
29.45	.0339	1.5017	.1629	.2498	2.9121	
30.00	.0289	1.5837	.1176	.1969	2.4596	
30.15	.0247	1.5719	.0870	.1409	2.1542	
30.30	.0213	1.7776	.0662	.1088	2.0228	
30.45	.0184	1.5626	.0508	.0835	1.9065	
31.00	.0161	1.6644	.0400	.0661	1.8699	
31.15	.0140	1.5866	.0318	.0527	1.8665	
31.30	.0125	1.4007	.0257	.0426	1.7880	
31.45	.0109	1.1853	.0210	.0349	1.7719	
32.00	.0098	.9812	.0173	.0289	1.7514	
32.15	.0086	.8039	.0145	.0241	1.6465	
32.30	.0076	.6564	.0122	.0204	1.4952	
32.45	.0069	.5366	.0104	.0173	1.3177	
33.00	.0063	.4407	.0089	.0149	1.1462	
33.15	.0057	.3637	.0077	.0128	.9856	
33.30	.0051	.3016	.0067	.0112	.8458	
33.45	.0046	.2516	.0058	.0098	.7240	
34.00	.0042	.2112	.0051	.0086	.6216	
34.15	.0038	.1781	.0045	.0076	.5346	
34.30	.0034	.1514	.0040	.0068	.4620	
34.45	.0031	.1294	.0036	.0060	.4009	
35.00	.0031	.1112	.0032	.0054	.3487	
35.15	.0031	.0961	.0029	.0049	.3041	
35.30	.0031	.0834	.0026	.0044	.2666	
35.45	.0031	.0728	.0024	.0041	.2348	
36.00	.0031	.0638	.0022	.0035	.2070	
36.15	.0031	.0562	.0020	.0033	.1838	
36.30	.0031	.0497	.0018	.0030	.1635	
36.45	.0031	.0441	.0018	.0030	.1462	
37.00	.0031	.0393	.0018	.0026	.1310	
37.15	.0031	.0352	.0018	.0024	.1178	
37.30	.0031	.0317	.0018	.0024	.1063	
37.45	.0031	.0286	.0018	.0024	.0961	
38.00	.0031	.0259	.0018	.0024	.0873	
38.15	.0031	.0235	.0018	.0024	.0796	
38.30	.0031	.0214	.0018	.0024	.0727	
38.45	.0031	.0195	.0018	.0024	.0665	
39.00	.0031	.0178	.0018	.0024	.0609	
39.15	.0031	.0163	.0018	.0024	.0559	
39.30	.0031	.0150	.0018	.0024	.0515	
39.45	.0031	.0139	.0018	.0024	.0475	
40.00	.0031	.0127	.0018	.0024	.0441	
40.15	.0031	.0119	.0018	.0024	.0410	
40.30	.0031	.0109	.0018	.0024	.0382	
40.45	.0031	.0102	.0018	.0024	.0357	
41.00	.0031	.0094	.0018	.0024	.0334	
41.15	.0031	.0088	.0018	.0024	.0314	
41.30	.0031	.0082	.0018	.0024	.0295	
41.45	.0031	.0077	.0018	.0024	.0279	
42.00	.0031	.0072	.0018	.0024	.0263	

SUMMA I PUNKTEN:

	301	303	304	305	306	M <sup>3</sup>
FLOUE:	12598.7340	41376.8511	23178.8174	30516.3301	75679.6650	KG
BOD:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
SS:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG

Tableau VI.IV.5.2  
Crue simulée en m3/5

RESERVOIR DE STOCKAGE : 504.505

TID	FLODE I M**3 PER SEKUND					306
	301	303	304	305	306	
21.30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
21.45	.0000	.0001	.0000	.0000	.0000	.0000
22.00	.0000	.0018	.0000	.0000	.0000	.0000
22.15	.0109	.0479	.0205	.0010	.0007	.0007
22.30	.2341	.3914	.4094	.2718	.0111	.0111
22.45	.8833	.3374	.6567	.8796	.0246	.0246
23.00	1.1260	.1443	.2163	.7208	.0666	.0666
23.15	1.1586	.2713	.4924	.6658	.1218	.1218
23.30	.8275	.2056	.5448	.6927	.1052	.1052
23.45	.4821	.1808	.4910	.7547	.1048	.1048
24.00	.3275	.1527	.7323	.7450	.1123	.1123
24.15	.3901	.1929	.8019	.8415	.1095	.1095
24.30	.3929	.3690	.9717	1.1846	.1061	.1061
24.45	.3481	.5778	1.1228	1.3986	.0958	.0958
25.00	.3635	.9690	1.6532	1.8397	.1432	.1432
25.15	.6510	1.3577	1.8460	2.4438	.2091	.2091
25.30	1.1516	1.6378	1.7637	2.6316	.2541	.2541
25.45	1.2496	1.9389	2.0574	2.6401	.4210	.4210
26.00	1.1790	2.1358	1.4746	2.6672	.9839	.9839
26.15	.8014	2.3794	1.2090	2.2635	1.4029	1.4029
26.30	.3685	2.3569	1.5242	1.7204	1.8211	1.8211
26.45	.3138	1.9589	1.4162	1.4895	2.3173	2.3173
27.00	.2253	1.8402	1.3389	1.4477	2.6001	2.6001
27.15	.2107	1.8789	1.1414	1.2828	2.7543	2.7543
27.30	.1888	1.9165	.9594	1.1513	2.8549	2.8549
27.45	.1671	1.9545	.7954	.9418	2.9176	2.9176
28.00	.1382	2.0026	.6475	.8006	2.9576	2.9576
28.15	.1100	1.9983	.5214	.6544	2.9818	2.9818
28.30	.0876	2.0241	.4229	.5360	2.9965	2.9965
28.45	.0710	2.0147	.3414	.4378	3.0053	3.0053
29.00	.0581	1.9225	.2780	.3596	3.0116	3.0116
29.15	.0482	1.8315	.2277	.2962	3.0138	3.0138
29.30	.0402	1.7439	.1880	.2462	3.0138	3.0138
29.45	.0339	1.6110	.1562	.2045	3.0161	3.0161
30.00	.0289	1.4386	.1305	.1720	3.0158	3.0158
30.15	.0247	1.2526	.1101	.1451	3.0158	3.0158
30.30	.0213	1.0748	.0934	.1232	3.0158	3.0158
30.45	.0184	.9159	.0798	.1054	3.0305	3.0305
31.00	.0161	.7806	.0686	.0906	3.1287	3.1287
31.15	.0140	.6678	.0594	.0784	2.8046	2.8046
31.30	.0125	.5742	.0516	.0682	1.9427	1.9427
31.45	.0109	.4967	.0452	.0596	1.6902	1.6902
32.00	.0098	.4324	.0397	.0524	1.6105	1.6105
32.15	.0086	.3788	.0350	.0463	1.5417	1.5417
32.30	.0076	.3335	.0311	.0410	1.5357	1.5357
32.45	.0069	.2955	.0277	.0365	1.5179	1.5179
33.00	.0063	.2631	.0247	.0327	1.5182	1.5182
33.15	.0057	.2353	.0222	.0293	1.5128	1.5128
33.30	.0051	.2113	.0200	.0264	1.5129	1.5129
33.45	.0046	.1904	.0180	.0238	1.5117	1.5117
34.00	.0042	.1722	.0163	.0216	1.4837	1.4837
34.15	.0038	.1562	.0148	.0196	1.4740	1.4740
34.30	.0034	.1421	.0134	.0179	1.4452	1.4452
34.45	.0031	.1296	.0123	.0163	1.1584	1.1584
35.00	.0031	.1185	.0113	.0149	.6946	.6946
35.15	.0031	.1085	.0105	.0137	.5004	.5004
35.30	.0031	.0997	.0098	.0126	.3080	.3080
35.45	.0031	.0917	.0090	.0117	.2390	.2390
36.00	.0031	.0844	.0082	.0109	.1601	.1601
36.15	.0031	.0781	.0074	.0102	.1291	.1291
36.30	.0031	.0723	.0067	.0094	.0936	.0936
36.45	.0031	.0670	.0062	.0087	.0781	.0781
37.00	.0031	.0623	.0057	.0080	.0597	.0597
37.15	.0031	.0580	.0053	.0073	.0504	.0504
37.30	.0031	.0540	.0049	.0068	.0406	.0406
37.45	.0031	.0504	.0046	.0061	.0345	.0345
38.00	.0031	.0471	.0043	.0056	.0289	.0289
38.15	.0031	.0440	.0040	.0056	.0248	.0248
38.30	.0031	.0412	.0040	.0051	.0213	.0213

SUMMA I PUNKTEN:

	301	303	304	305	306	
FLÖDE:	12598.7340	46941.7217	24807.3442	32131.0466	77715.5732	M**3
BOU:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
SS:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
COLIF.:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	MPN



Tableau VI.IV.5.3.  
Crue simulée en m<sup>3</sup>/s

RESERVOIR DE SOTCKAGE : 506

T10	FLUDE I M <sup>3</sup> /S PER SEKUND				
	301	303	304	305	306
21.30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
21.45	.0000	.0001	.0000	.0000	.0000
22.00	.0006	.0018	.0000	.0000	.0000
22.15	.0109	.0479	.0205	.0010	.0000
22.30	.2341	.3914	.4094	.2718	.0000
22.45	.8833	.3374	.6567	.8796	.0000
23.00	1.1260	.1443	.2163	.7208	.0000
23.15	1.1586	.2713	.4924	.6658	.0000
23.30	.8275	.2056	.5448	.6927	.0000
23.45	.4821	.1808	.4910	.7547	.0000
24.00	.3275	.1527	.7323	.7450	.0000
24.15	.3901	.1929	.8019	.8415	.0000
24.30	.3929	.3690	.9717	1.1846	.0000
24.45	.3481	.5778	1.1228	1.3986	.0000
25.00	.3635	.9690	1.6532	1.8397	.0000
25.15	.6510	1.3577	1.8460	2.4438	.0000
25.30	1.1516	1.6378	1.7637	2.6316	.0000
25.45	1.2496	1.9389	2.0574	2.6401	1.5093
26.00	1.1790	2.1358	1.4746	2.6672	1.5093
26.15	.8014	2.3794	1.2090	2.2635	1.5093
26.30	.3685	2.3569	1.5242	1.7204	1.5093
26.45	.3138	1.9589	1.4162	1.4895	1.5093
27.00	.2253	1.8402	1.3389	1.4477	1.5093
27.15	.2107	1.8789	1.1414	1.2828	1.5093
27.30	.1888	1.9165	.9594	1.1513	1.5093
27.45	.1671	1.9545	.7954	.9418	1.5093
28.00	.1182	2.0026	.6475	.8006	1.5093
28.15	.1100	1.9983	.5214	.6544	1.5093
28.30	.0876	2.0241	.4229	.5360	1.5093
28.45	.0710	2.0147	.3414	.4378	1.5093
29.00	.0581	1.9225	.2780	.3596	1.5093
29.15	.0482	1.8315	.2277	.2962	1.5093
29.30	.0402	1.7439	.1880	.2462	1.5093
29.45	.0339	1.6110	.1562	.2045	1.5093
30.00	.0289	1.4386	.1305	.1720	1.5093
30.15	.0247	1.2526	.1101	.1451	1.5093
30.30	.0213	1.0748	.0934	.1232	1.5093
30.45	.0184	.9159	.0798	.1054	1.5093
31.00	.0161	.7806	.0686	.0906	1.5093
31.15	.0140	.6678	.0594	.0784	1.5093
31.30	.0125	.5742	.0516	.0682	1.5093
31.45	.0109	.4967	.0452	.0596	1.5093
32.00	.0098	.4324	.0397	.0524	1.5093
32.15	.0086	.3788	.0350	.0463	1.5093
32.30	.0076	.3335	.0311	.0410	1.5093
32.45	.0069	.2955	.0277	.0365	1.5093
33.00	.0063	.2631	.0247	.0327	1.5093
33.15	.0057	.2353	.0222	.0293	1.5093
33.30	.0051	.2113	.0200	.0264	1.5093
33.45	.0046	.1904	.0180	.0238	1.5093
34.00	.0042	.1722	.0163	.0216	1.5093
34.15	.0038	.1562	.0148	.0196	1.5093
34.30	.0034	.1421	.0134	.0179	1.5093
34.45	.0031	.1296	.0123	.0163	1.5093
35.00	.0031	.1185	.0113	.0149	1.5093
35.15	.0031	.1085	.0105	.0137	1.5093
35.30	.0031	.0997	.0098	.0126	1.5093
35.45	.0031	.0917	.0090	.0117	1.5093
36.00	.0031	.0846	.0082	.0109	1.5093
36.15	.0031	.0781	.0074	.0102	1.5093
36.30	.0031	.0723	.0067	.0094	1.5093
36.45	.0031	.0670	.0062	.0087	1.5093
37.00	.0031	.0623	.0057	.0080	1.5093
37.15	.0031	.0580	.0053	.0073	1.5093
37.30	.0031	.0540	.0049	.0068	1.5093
37.45	.0031	.0504	.0046	.0063	1.5093
38.00	.0031	.0471	.0043	.0056	1.5093
38.15	.0031	.0440	.0040	.0056	1.5093
38.30	.0031	.0412	.0040	.0051	1.5093
38.45	.0031	.0386	.0040	.0047	1.5093
39.00	.0031	.0362	.0040	.0047	1.5093
39.15	.0031	.0341	.0040	.0047	1.5093
39.30	.0031	.0321	.0040	.0047	1.5093
39.45	.0031	.0303	.0040	.0047	1.5093

SUMMA I PUNKTEN:						
	301	303	304	305	306	
FLUDE:	12598.7340	46941.7217	24807.3442	32131.0466	80143.1748	M <sup>3</sup>
BOD:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
SS:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	KG
COLIF.:	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	MPN

II-) N N E X E V

---

- TECHNIQUES DE CONSTRUCTION
- METHODES DE CALCUL DES BASSINS DE REGULATION

## I. TECHNIQUE DE CONSTRUCTION

Pour la technique de construction, on disposait des études et de l'expérience des services du Ministère de l'Agriculture, notamment la Direction des Etudes et Grands Travaux Hydrauliques (EGTH) sur les petits barrages et surtout sur les lacs collinaires qui ont en irrigation, le même rôle de stockage d'eau que les bassins de retenue. Une brochure très complète est sortie sous les auspices de la Direction de l'Aménagement au Ministère de l'Agriculture : elle est intitulée "Technique des barrages en aménagement rural" et elle traite d'un aspect très important en matière de sécurité des petits barrages : digue et ses ouvrages d'évacuation.

## II. METHODES DE CALCUL DES BASSINS DE REGULATION

Suivant le problème à résoudre et le degré de précision requis, on peut envisager des techniques plus ou moins complexes.

### II.1. METHODES APPROCHEES

Ces méthodes mettent en jeu des mécanismes simples et elles font l'objet la plupart du temps, d'une résolution graphique aisée.

#### II.1.1. Méthode des pluies ou "hollandaise"

Cette méthode a été mise au point par les Techniciens Hollandais. Elle se prête à la résolution de problème dans lesquels l'évacuation s'effectue à débit constant.

#### II.1.2. Exposé de la méthode

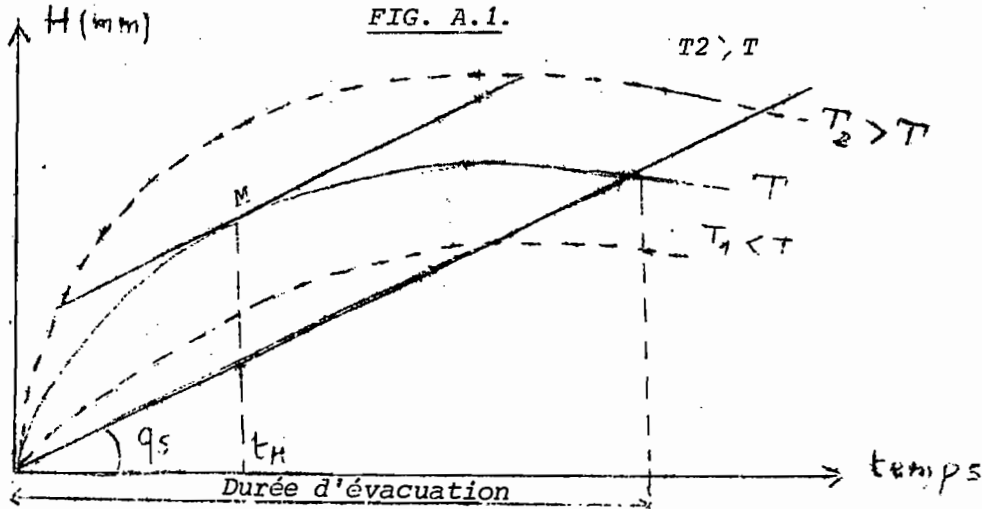
Soit un bassin versant de surface  $A$  (ha) de coefficient de ruissellement  $K_r$  ( $K_r = \frac{\text{lame d'eau tombée}}{\text{lame d'eau ruisselée}}$ ) pour lequel on désire stocker des pluies de période de retour  $T$ , pour les évacuer à débit constant  $q$  (l/s).

On appelle le produit ( $A \times K_r$ ) surface efficace contribuant au ruissellement et le débit spécifique par unité de surface efficace est donnée par :

$$q_s \text{ (l/s/ha)} = \frac{q}{A \times K_r}$$

Le calcul du volume à stocker, de fréquence de retour  $T$  connaissant  $A, C, T, q_s$  est alors conduit de la façon suivante :

- On effectue l'analyse fréquentielle des hauteurs de pluie tombées pendant 1h, 2h, etc... Cette analyse fréquentielle est menée d'une façon classique par ajustement du type GUMBEL des hauteurs de pluies maximales annuelles. Il est possible de construire dans le système de coordonnées "volumes - durées" un faisceau de courbe  $H(t, T)$  paramétrées en période de retour, analogue aux classiques courbes "intensité - durée - fréquence" et dont l'allure générale est représentée par la figure ( A.1 ) donnant le principe de la méthode



sur le même graphique, le volume évacué est représenté par une droite partant de l'origine et ayant comme pente  $q_s$ .

Le point d'intersection de la droite avec la courbe correspondant à la période  $T$  correspond à la durée de vidange du réservoir. La différence maximale de cote verticale  $DH$  entre les deux courbes donne la hauteur d'eau répartie sur l'ensemble de la surface active du bassin, cette hauteur doit être stockée dans la réserve. L'expression du volume à stocker sera alors :

$$V_{m3} (q_s, T) = 10 DH_{(mm)} \times A_{(ha)} \times K_e$$

Il est intéressant de noter que l'on peut relier les courbes  $H(t, T)$  aux courbes "I.D.F" qui sont la plupart du temps mises sous la forme  $I = a(T) \cdot t^{b(t)}$  ( $a$  et  $b$  sont des coefficients régionaux) et que cette liaison permet de donner une expression analytique du résultat : En effet :  $H(t, T) = a t^{b+1}$  soit  $V_e$  le volume entrant et  $V_s$  le volume sortant du bassin de retenue.

$$\begin{aligned} V : V_e - V_s &= 10 \times H(t, T) \times A \times K_e - q \times t \\ &= 10 \times a t^{b+1} \times A \times K_e - q \times t \end{aligned}$$

Le volume passe par un maximum quand  $\frac{dv}{dt} = 0$ , soit :

$$10 \times a (b + 1) t^b \times A \times K_e - q = 0, t^b = \frac{q}{A \times K_e} \cdot \frac{1}{10 q (b+1)}$$

soit quand t :  $\left[ \frac{q s}{10 \times a (b+1)} \right] \frac{1}{b}$

d'où  $V = \left[ \frac{q s}{10 \times a (b+1)} \right] \frac{1}{b} \left( - \frac{b q s}{b+1} \right)$

on doit remarquer que cette méthode conduit à une estimation par excès du volume à réserver, car elle ne tient pas compte de l'effet de stockage dans le ruissellement et le réseau secondaire. Néanmoins cette méthode au stade des avants-projets peut donner un ordre de grandeur intéressant.

## II.2. METHODES COMPLETES

L'intérêt principal des méthodes complètes réside dans le fait qu'elles permettent de simuler d'une façon suffisante des lois d'évacuation aussi différentes que déversoir haut, vidange de fond etc... donc d'approcher le fonctionnement réel de la réserve. Ces méthodes supposent comme l'hydrogramme d'entrée dans la retenue (hydrogramme réelle, ou utilisation d'un modèle de transformation pluie - débit). Elles nécessitent également la connaissance de la forme qu'à sera donnée à la réserve donc une loi "hauteur - volume" ou "hauteur - surface" et la connaissance de la loi d'évacuation "hauteur - débits".

### II.2.1. Méthodes numériques (3)

Cette méthode repose sur l'intégration numérique de l'équation de conservation des volumes qui s'écrit :

$$A(z) \frac{dz}{dt} = Q_e(t) - Q_s(z)$$

avec :

$Q_s(z)$  la loi d'évacuation du réservoir

$Q_e(t)$  l'hydrogramme entrant

$A(z)$  la courbe surface - hauteur du bassin de retenue.

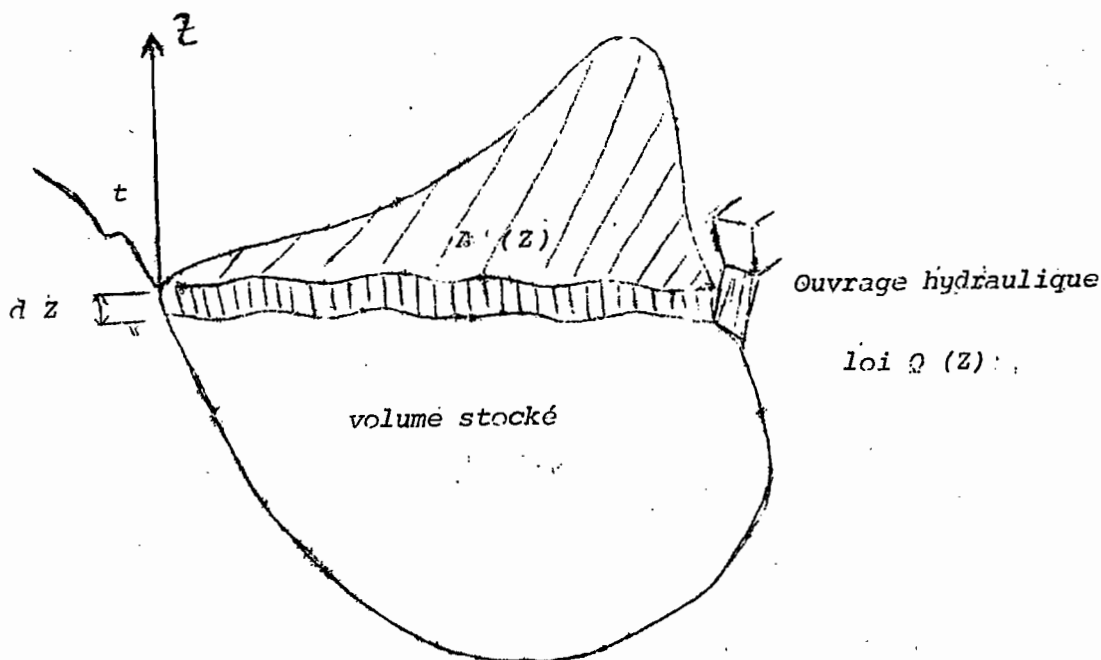
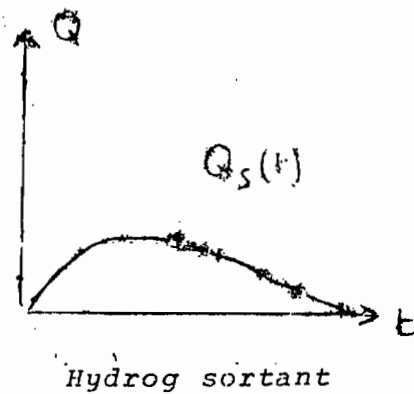
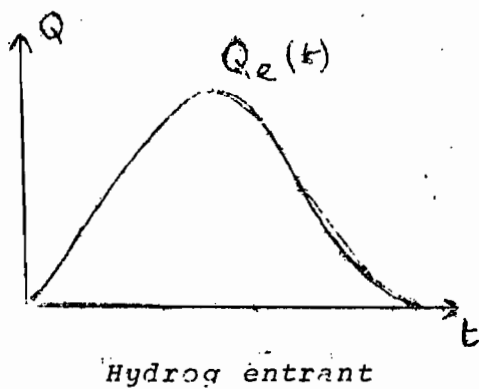
Cette équation s'intègre sans difficulté et l'on obtient la hauteur maximale atteinte dans la retenue, donc le volume à stocker, ainsi que l'évolution dans le temps du débit de sortie.

C'est une méthode d'une grande souplesse, car elle permet de simuler différents scénarios possibles d'aménagement et d'optimiser pour chacun d'eux la protection des zones aval, et le type de régulation souhaitée.

La méthode mathématique issue de cette méthode peut tester d'une façon beaucoup plus globale les avantages d'un bassin de retenue.

### II.2.2. Méthodes graphiques [2]

Les méthodes graphiques connues sous le nom "d'Epure de BLACKMORE" sont dépassés et pratiquement abandonnés au profit des méthodes numériques.



B I B L I O G R A P H I E

[44] C. BASALO

Les bassins de retenue : commentaires à propos de l'instruction du 22 juin 1977.  
Techniques et Sciences Municipales du 8.9.1978.

[45] C.T.G.R.E.F.

Techniques des barrages en Aménagement Rural.

[46] M. CALVET

Méthodes de calcul pour le dimensionnement des bassins d'orage.  
Eau Aménagement de la région Provinciale N° 17 Avril/Juin 1978

[47] M. DESBORDES

Reflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement  
pluvial : 11è partie. 2Op. Décembre, 1975.

[48] J.L. SAUTIER

Hydrologie urbaine  
Ecole Polytechnique de LAUSANNE, Institut de Génie Rural.