

INSTITUT HYDROMETEOROLOGIQUE D'ODESSA
(OGMI)

YDK 556.166.'32''.048

BAMBA FATOGOMA

THESE DE DOCTORAT Ph.D SUR LE THEME :

« UTILISATION DES MODELES DU COURANT D'EAU AU MOUVEMENT NON
PERMANENT POUR LE CALCUL DE LA PROPAGATION DES ONDES DES
LACHERS D'EAU DES BARRAGES ET DES CRUES PLUVIALES DANS
LES LITS DES COURS D'EAU ET DANS LES RETENUES D'EAU »

(Traduction intégrale du Russe en Français)

11.00.07 – SPECIALITE : HYDROLOGIE CONTINENTALE / RESSOURCES EN EAU

DIRECTEUR DE THESE : PROFESSEUR IVANIENKO, A.G.

ODESSA, 1988

SOMMAIRE

Introduction	04
Chapitre 1 : Les modèles du courant d'eau au mouvement non permanent dans les lits des cours d'eau	07
1.1 Equations de Barre De Saint Venant pour le mouvement non permanent du courant d'eau dans les canaux ouverts	08
1.2 Utilisation des équations du mouvement non permanent du courant d'eau dans les canaux ouverts	11
1.3 Utilisation du système d'équations de Barre de Saint Venant pour le mouvement non permanent du courant d'eau dans les canaux ouverts	14
1.4 Méthodes de résolution des équations du mouvement non permanent du courant d'eau	19
1.5 Les méthodes simplifiées de calcul du mouvement non permanent du courant d'eau dans les lits des cours d'eau	24
Chapitre 2 : Utilisation du modèle hydrodynamique des ondes pour le calcul de la propagation des ondes des lâchers d'eau en aval des ouvrages hydrauliques	28
2.1 Description des tronçons de calcul et des données pour les calculs	30
2.1.1 Tronçon sur le fleuve Volga : du barrage hydroélectrique de Volgograd à la station La Haute Lebiage	30
2.1.2 Tronçon sur le fleuve Dniepr : du barrage hydroélectrique de Kakovski à la station du village Kerson	32
2.1.3 Tronçon sur le fleuve Volga : du barrage hydroélectrique de Novotveresque à la station Babie	34
2.2 Détermination des paramètres hydrauliques et morphologiques des lits des cours d'eau en aval des trois barrages	36
2.3 Détermination des caractéristiques hydrauliques et morphologiques des lits des cours d'eau en aval des trois barrages hydrotechniques	39
2.4 Analyse des résultats des calculs de l'écoulement des ondes des lâchées d'eau des barrages hydroélectriques de Volgograd, de Kakovski et de Novotveresque	44
Chapitre 3 : Calcul du cheminement des crues pluviales dans les retenues des cours d'eau (Retenue d'eau de Doubassarsque)	61
3.1 Méthodes de calcul du cheminement des crues pluviales et de fonte de neige dans les retenues d'eau	63
3.2 Description de la zone d'étude	65

3.3	Modèle de diffusion et la méthode numérique de résolution de ses équations	69
3.4	Détermination des données nécessaires pour les équations du modèle de diffusion	74
3.5	Calcul du cheminement des ondes des crues pluviales dans la retenue d'eau de Doubassarsque	79
Chapitre 4 : Calcul du cheminement des crues pluviales dans le réseau hydrographique du bassin supérieur du fleuve Amour		89
4.1	Description du réseau hydrographique du Haut bassin du fleuve Amour	93
4.2	Utilisation du modèle de diffusion du courant d'eau pour le calcul de l'écoulement au mouvement non permanent des crues pluviales dans le réseau hydrographique du Haut bassin du fleuve Amour	98
4.3	Estimation des débits des petits cours (affluents latéraux)	109
4.4	Utilisation du modèle de diffusion du courant d'eau pour le calcul de l'écoulement au mouvement non permanent des crues pluviales dans le réseau hydrographique du Haut bassin du fleuve Amour	111
Chapitre 5 : Calcul de l'écoulement des crues pluviales dans le réseau hydrographique du Haut bassin du fleuve Amour avec détermination des débits latéraux des affluents aux tronçons de calcul par le modèle « Pluie – débit »		122
5.1	Description sommaire des conditions physico géographiques de la formation de l'écoulement sur le Haut bassin du fleuve Amour	124
5.1.1	Partie Occidentale	124
5.1.2	Partie Orientale	125
5.2	Description du modèle mathématique de formation des crues pluviales sur les bassins des cours d'eau	128
5.3	Identification des paramètres du modèle	131
5.4	Application du modèle du Centre Hydrométéorologique de l'URSS pour la détermination de l'écoulement sur les bassins versants des petits cours d'eau du Haut bassin du fleuve Amour	134
5.5	Calcul de la propagation des crues pluviales dans le réseau hydrographique du bassin du Haut Amour avec pour cela la détermination des apports des petits cours d'eau aux tronçons de calcul par le modèle du Centre Hydrométéorologique de l'URSS	137
Conclusions		147
Bibliographie		149
Annexes		158

INTRODUCTION

En cette fin des années 90, le problème de l'utilisation rationnelle et économique des ressources en eau, leur protection environnementale de la pollution est devenu très important non seulement pour l'Union des Républiques Socialistes Soviétiques (URSS) mais aussi pour tout le monde entier en général.

Pour beaucoup de zones du monde, il est devenu très important la protection des habitations, des villages, des villes et des champs agricoles des effets d'inondation des crues fluviales.

La résolution de ces problèmes nécessite la planification et la réalisation de mesures hydro agricoles, hydrologiques et hydrauliques permettant la formulation des stratégies d'utilisation des eaux et leur protection environnementale. Une importance capitale pour cela acquiert la problématique des calculs de la propagation des ondes des crues fluviales. Ces calculs, s'ils sont réalisés permettront l'estimation des apports des eaux dans les retenues d'eau des barrages et leur utilisation rationnelle. Sur la base de ces calculs, il devient ainsi possible de planifier les lâchers d'eau des barrages, chose indispensable pour circonscrire les effets des inondations en aval de ces ouvrages et en même temps pouvoir fournir la quantité d'eau indispensable pour la navigation, l'irrigation et d'autres buts. Cela permet aussi la préservation écologique de l'aval des barrages. Il est indispensable que les différents lâchers d'eau soient calculés avec beaucoup de précision surtout en période de basses eaux et ce, pour pouvoir satisfaire non seulement tous les utilisateurs en quantité d'eau en aval des ouvrages hydrauliques mais aussi les besoins énergétiques pour lesquels les dits ouvrages ont été construits. C'est justement en cette période que les besoins (en énergie, en irrigation, en pisciculture et autres) souvent contradictoires en eau augmentent.

En plus de ces problèmes hydro agricoles, le calcul de l'influence des barrages sur les crues pluviales a une importance capitale pour la planification des mesures de lutte contre les inondations des territoires.

Tout cela pose l'actualité des problèmes posés dans cette thèse. Donc, le but principal de cette thèse est de mettre au point des méthodologies d'utilisation des modèles du courant d'eau à l'écoulement non permanent pour le calcul de la propagation des ondes des lâchers d'eau des barrages et des crues (pluviales et de la fonte de la neige) dans les lits des cours d'eau et dans les retenues d'eau.

Ainsi, dans cette thèse, les problèmes suivants ont été traités :

- Utilisation du modèle dynamique du courant pour le calcul de la propagation des ondes des crues causées par les lâchers d'eau des barrages dans les lits des cours d'eau (avec comme application les barrages hydro électriques de Novotvèresque, de Volgograd et de Kakovski) ;
- Modèle de diffusion et son utilisation pour le calcul de la propagation des ondes des crues fluviales dans les retenues d'eau (avec comme application la retenue d'eau de Doubassarsque) ;
- Réalisation du modèle du courant au mouvement non permanent pour le calcul de la propagation des ondes des crues pluviales dans les réseaux hydrauliques (avec comme application le réseau hydrographique du bassin du Haut Amour) ;
- Utilisation du modèle pluie-débit pour la transformation de la pluie en débit dans le but de l'estimation des eaux des affluents (petits cours d'eau) dans les conditions d'insuffisance des données hydro météorologiques.

Dans ce travail, nous avons utilisé les méthodes mathématiques de modélisation des processus du mouvement des eaux dans les lits des cours d'eau. Pour cela, les équations de l'hydromécanique ont été utilisées. Ces équations différentielles ont été résolues par les méthodes des différences finies.

Pour l'estimation des paramètres du modèle "Pluie - débit" des petits cours d'eau du réseau hydrographique du bassin du Haut Amour, nous avons utilisé la méthode d'optimisation dite du gradient.

La détermination de la qualité des hydrogrammes calculés s'est faite avec les méthodes statistiques.

Dans cette thèse, les principaux résultats trouvés personnellement par l'auteur et qui font l'objet de la soutenance sont :

- il a été démontré que pour le calcul des lâchées d'eau des barrages, il est indispensable d'utiliser le modèle dynamique du courant ;
- il a été justifié le choix de la caractéristique de débit comme paramètre principal du modèle du mouvement non permanent des eaux dans les lits des cours d'eau. Ce paramètre a été optimisé ;
- il a été établi le schéma de calcul du mouvement des ondes des crues pluviales dans la retenue d'eau du barrage de Doubassarsque en tenant compte du changement de la morphologie de son fond dû au dépôt des matières en suspensions provenant de l'érosion des bassins versants ;
- il a été réalisé le schéma du modèle de calcul du mouvement des ondes des crues fluviales dans le réseau hydrographique compliqué du bassin du Haut Amour.

Il faut signaler que les points importants de cette thèse ont été présentés à la conférence d'évaluation scientifique de l'Institut Hydro météorologique d'Odessa en avril 1987 et à la 2^{ème} conférence internationale des Jeunes Savants dans la ville d'Odessa en septembre 1987. Les résultats des recherches ont été aussi présentés au séminaire des chaires d'hydrologie, des recherches hydrauliques, des prévisions hydrologiques et modélisation de l'Institut Hydro météorologique d'Odessa en mars 1988.

Les différentes méthodologies et les programmations informatiques pour les calculs ont trouvé leur utilisation dans plusieurs projets de fin d'études.

La présente thèse est constituée de cinq chapitres, d'une conclusion, de la bibliographie et des annexes.

Dans le premier chapitre, on parle des principaux modèles de calcul du courant d'eau au mouvement non permanent dans les lits des cours d'eau.

Le deuxième est consacré au calcul de la propagation des ondes (dans les lits des cours d'eau) des lâchers d'eau des barrages.

Le troisième traite le mouvement des eaux des crues dans les retenues d'eau (retenue du barrage de Doubassarsque).

Le quatrième traite le mouvement des eaux des crues pluviales dans le réseau hydrographique du Haut Amour à partir des eaux des petits cours d'eau (affluents).

Le cinquième et dernier chapitre traite aussi le mouvement des eaux des crues pluviales dans les réseaux hydrographiques du Haut Amour, mais avec la pré détermination des eaux des petits affluents par le modèle "pluie-débit".

Pour la réalisation des dites méthodes de calcul du courant d'eau au mouvement non permanent dans les lits des cours d'eau, une attention particulière a été portée sur les hautes eaux. Pour cela, dans les calculs, nous avons choisi les années durant lesquelles il y a eu des grandes crues.

Ce travail a été fait au Département des Recherches Hydrauliques de l'Institut Hydro météorologique d'Odessa sous la direction du Professeur Alexandre Grigorevich Ivanienko auquel l'auteur adresse sa reconnaissance et ses vifs remerciements. Les remerciements vont également à tous les travailleurs du dit Département et du Centre de calcul informatique de l'Institut et à tout le corps professoral du dit Institut.

CHAPITRE I

LES MODELES DU COURANT D'EAU AU MOUVEMENT NON PERMANENT
DANS LES LITS DES COURS D'EAU.

1.1 EQUATIONS DE BARRE DE SAINT VENANT POUR LE MOUVEMENT NON PERMANENT DU COURANT D'EAU DANS LES CANAUX OUVERTS.

Les équations les plus importantes de la mécanique des fluides qui décrivent le mouvement des ondes des eaux ont été obtenues en utilisant les lois physiques comme celle de la conservation du matériel et de la quantité de mouvement et d'autres.

Pour la première fois, de telles équations ont été obtenues pour les canaux ouverts en 1871 par Barre de Saint Venant.

Le système des équations différentielles de Saint Venant, pour le mouvement du courant d'eau non permanent dans les canaux ouverts des cours d'eau comprend :

- L'équation de l'équilibre dynamique :

$$I = \frac{\alpha}{g} V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V^2}{RC^2}, \quad (1.1)$$

- et l'équation de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.2)$$

Dans les conditions d'existence des apports latéraux des affluents aux tronçons de calcul, le système d'équations de Barre de Saint Venant devient :

$$I = \frac{\alpha}{g} V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V^2}{RC^2} + \frac{qV}{gA}, \quad (1.3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1.4)$$

Dans ces équations, on a :

x et t – sont des variables désignant les distances et le temps ; V – la vitesse moyenne du courant dans la section ; A – l'aire de la section transversales du courant (paramètre dépendant de la profondeur du courant) ; Q – les débits du courant, égal au produit de V et de A ; C – le Coefficient de Chésy ; R – le rayon hydraulique (il est pris égal à la profondeur moyenne h pour les cours d'eau naturels avec des sections larges) ; q – les débits latéraux (apports) sur l'unité de distance ; I – la pente de la ligne du plan d'eau ; g – l'accélération de la pesanteur ; α et β – les coefficients de correction de vitesses, caractérisant la variabilité de la vitesse du courant dans la section.

Il y a lieu de remarquer que dans des cas, certains auteurs [4, 5, 61, 86, 111, 129, 132, etc ...] ont écrit l'équation de l'équilibre dynamique sous la forme suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + J_f \right) = 0 \quad (1.5)$$

où J_f – pertes de charge ; Z – le niveau de la surface de l'eau.

L'équation de continuité s'écrit aussi également :

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial(A.V)}{\partial x} = 0 \quad (1.6)$$

Dans ces conditions, $Q = A.V$ et $\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial A}{\partial Z} \cdot \frac{\partial Z}{\partial t}$, avec

$$\frac{\partial A}{\partial Z} = B - \text{largeur du courant d'eau dans le lit.}$$

Il est à remarquer que les équations (1.5) et (1.6) sont équivalentes à celles (1.1) et (1.2) écrites plus haut.

Les équations de Barre de Saint Venant constituent un modèle mathématique simplifié d'un phénomène très compliqué du mouvement non permanent du courant d'eau dans les lits des cours d'eau naturels. Ces équations ont été obtenues dans les conditions suivantes :

- il est considéré que les composantes verticale et transversale de la vitesse du courant d'eau dans sa section sont négligeables par rapport à celle en longueur. C'est pourquoi, le système d'équations (1.1) et (1.2) s'inscrit seulement par rapport à l'axe x (le long du cours d'eau) dans la direction de laquelle on prend en compte la pente de la surface de l'eau. Dans ces conditions, la vitesse du courant est considérée comme constante dans toute la section et, les erreurs pouvant survenir dans ces conditions sont prises en compte par l'introduction de coefficients de correction de la vitesse α et β .
- Le courant est considéré lentement variable. Ceci permet de ne pas prendre en compte les pertes de charges locales. Ce type de mouvement du courant d'eau se rencontre sur les fleuves et canaux où le mouvement non permanent se combine avec les ondes du mouvement des eaux ce qui entraîne des valeurs faibles de la courbe de la surface de l'eau.
- Le terme $\left(\frac{V^2}{RC^2} \right)$ de l'équation de l'équilibre dynamique dans les sections limitant le courant d'eau est pris en compte par les lois de résistance élaborées pour le courant au mouvement à sens unique.
- La pente du lit du cours d'eau est considérée tellement petite que le cosinus de l'angle de sa pente par rapport à l'horizontal peut être pris égal à 1.

Dans le travail de l'auteur de l'article [28], il est réalisé l'analyse de ces conditions énumérées avec le point de vue de son influence sur les résultats des calculs des courants d'eau au mouvement non permanent en utilisant les équations de Barre de Saint Venant. Il est bien mis en évidence dans ce travail que les deux premières conditions sont les plus importantes et limitent dans certains cas l'utilisation de ces équations pour les calculs.

Il y a lieu de dire que, les équations de Barre de Saint Venant, obtenues sur la base des lois de conservation de la masse d'eau et de la quantité du mouvement ne sont pas exclusivement essentielles du point de vue de la liaison entre les paramètres hydrauliques du mouvement non permanent des liquides et les caractéristiques morphologiques des lits des cours d'eau. Dans les travaux [46 et 86], d'autres méthodes sont citées pour l'obtention de ces liaisons en utilisant par exemple les lois de conservation de la masse d'eau et de l'énergie du courant d'eau. Les équations d'écoulement obtenues dans ces conditions diffèrent des précédentes bien que n'ayant pas de grande importance pour des résultats pratiques. C'est pourquoi, pour le calcul du courant d'eau au mouvement non permanent, on utilise très généralement le système des équations de Barre de Saint Venant qui donne de bons résultats (une très grande ressemblance entre les éléments hydrauliques calculés et observés sur les cours d'eau naturels lors des mouvements non permanentes du courant) malgré les conditions précaires de son obtention.

1.2 UTILISATION DES EQUATIONS DU MOUVEMENT NON PERMANENT DU COURANT D'EAU DANS LES CANAUX OUVERTS.

L'analyse faite plus haut est valable dans le cas des lits d'écoulement avec des formes simples des sections transversales du lit pour lesquelles à l'aide des coefficients de correction se trouve respectée l'une des conditions pour l'obtention des équations de Barre de Saint Venant, à savoir la constance de la vitesse dans la section du courant.

Pour les écoulements des eaux avec lits majeurs (où les eaux du cours d'eau dans la même section n'ont pas la même direction) de tels préalables amènent à beaucoup d'erreurs. C'est pourquoi, il est judicieux de les étudier séparément.

Des résultats de recherches sur la diminution de la vitesse d'écoulement des hautes eaux lors des crues pluviales et de fonte de neige ont été obtenus pour la première fois en URSS par A.N. BIFANI [20, 23] et ses prédécesseurs [43,52,87, etc ...].

Dans son travail [20], A.N. BEFANI à propos de cette question a fait des recherches sur l'interaction entre les courants des lits mineur et majeur.

Les questions d'analyse sur les particularités de calcul du courant d'eau au mouvement non permanent dans les cours d'eau avec lits majeurs en URSS ont été traitées par beaucoup de chercheurs. C'est ainsi qu'on peut citer V.A. FEDOSSEV [33, 34], D.E. SKORODOUMOV [133], M.C. GROUCHEVSKII [47], A.N. BIFANI [20], G.V. GELESNIAKOV [42], N.B. BARICHNIKOV [9, 10], N.E. KONDRATIEV [68], I.V. PAPOV et Y.C. GAVRIN [117], V.P. POROUNOVICH [120] et autres.

Dans tous ces travaux, on souligne la complexité du phénomène du mouvement des courants d'eau des lits mineurs et majeurs, les différentes formes d'interaction de leurs courants. Les principaux points d'estimation du rôle du lit majeur dans la formation du mouvement non permanent des eaux dans le cours d'eau y sont donnés.

Beaucoup de chercheurs portent l'attention particulière sur le rôle de régulation du lit majeur (avec ses points d'accumulation sur toute sa surface).

D'autres en général portent leur attention sur l'augmentation des résistances hydrauliques lors de la sortie de l'eau dans le lit majeur et des questions d'interaction des courants des lits mineur et majeur.

Il revient de signaler que les recherches du deuxième groupe de chercheurs sont réalisables dans le calcul du courant d'eau au mouvement non permanent seulement dans les conditions d'existence de la forme plane des parties et du relief de la surface du lit majeur.

Dans la résolution des problèmes des crues sur les grands bassins fluviaux, il revient dans le calcul l'utilisation d'un nombre important de données mesurées et morphologiques du lit. La régulation des crues par les lits majeurs dépend de la grandeur et du relief de sa superficie. Les questions de régulation des crues pluviales et de fonte de neige par les lits majeurs des cours d'eau se trouvent traitées dans la littérature hydrologique [9, 70, 116, 130, 133, 134, 135, 138, 139, 149, etc ...].

Les recherches détaillées sur la morphologie des lits majeurs et les particularités hydrodynamiques de la régularisation des lits majeurs ont été effectuées sous la direction de E.N. KONDRATIEVA et I.V. POPOVA [68,116]. Ces travaux ont donné comme résultat, l'existence de phases successives d'inondation et de retrait des eaux des lits majeurs en période de crues. Il ressort que le processus d'inondation commence par les points bas avec apparition du courant de transit quand les cotes dans le cours d'eau augmentent considérablement. En ce moment, la vitesse du courant dans le lit majeur chute de beaucoup par rapport à celui du lit mineur. Dès que le niveau commence à diminuer, le courant de transit cesse et se forment des zones inondées sur la surface du lit majeur. A partir de ce moment, l'eau se retire progressivement du lit majeur dans le lit principal du cours d'eau [70]. Le processus d'accumulation des eaux des crues qui vient d'être décrit se rapporte aux lits majeurs avec comme on l'appelle une forme normale [116]. Pour d'autres types de lits majeurs, le processus d'accumulation des crues peut être d'un autre type. Malgré ça, même sans beaucoup de points bas sur la surface du lit majeur, son rôle de régulation des crues apparaît avec la brusque diminution de la vitesse du courant à sa sortie dans le lit majeur. La cause principale de ce phénomène est la grande résistance que l'eau courante rencontre dans le lit majeur. Ceci entraîne une grande diminution de la vitesse du courant dans le lit majeur. Ceci à son tour favorise la retenue de l'eau assez longtemps sur sa surface. La recherche sur l'influence de ce phénomène sur la transformation des crues fluviales a été faite dans le travail [128] dans une expérience numérique pour le calcul de la vitesse de propagation des ondes des lâchers d'eau pour différentes largeurs du lit majeur.

La présence sur le lit majeur des zones d'accumulation constitue une structure compliquée d'interaction entre les courants d'eau des lits mineur et majeur. Ceci entraîne la formation d'un champ de vitesse non permanent et compliqué dans les sections des lits majeurs des stations hydrologiques. Dans ces conditions, apparaît la non correspondance entre le mouvement du courant réel dans l'interaction des lits mineur et majeur et celui qui a été à la base pour l'obtention du système des équations de Barre de Saint Venant. Pour sortir de cette contradiction, on peut réaliser des voies de sortie de réalisation du schéma de calcul du courant au mouvement non permanent des crues pluviales dans les fleuves avec lits majeurs et qui peuvent être :

1) Première voie : La surface de la section est divisée en parties morphologiquement homogènes. Ainsi, la description du courant d'eau au mouvement non permanent peut se faire dans chaque partie avec l'utilisation du système des équations de Barre de Saint Venant avec la prise en compte des apports latéraux (q) des affluents d'une manière uniforme sur le tronçon de calcul considéré.

Dans ces conditions, l'équation dynamique du système (1.3) s'inscrit sous cette forme [112, 147] :

$$I = \frac{a}{g} V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V^2}{RC^2} + \frac{1}{gA} (V - \theta)q, \quad (1.7)$$

où θ – la composante longitudinale de la vitesse du courant des apports latéraux des affluents. L'équation de continuité se conserve sous la forme (1.4).

Cette voie de calcul du courant au mouvement non permanent nécessite les données des apports latéraux des affluents avec ses vitesses qui changent énormément le long du cours d'eau. Les calculs se font pour chaque tronçon séparément et les débits calculés doivent être additionnés à la fin de tous les dits tronçons. C'est pourquoi, la présente variante ne peut s'utiliser que pour un nombre limité de tronçons le long du cours d'eau où il existe des

données morphologiques du lit et des relevés des paramètres sur l'interaction des eaux des lits mineur et majeur. Des exemples de tels calculs se retrouvent dans les travaux de D.E. SKORODOUMOVA [133 etc ...].

2) Deuxième voie : Cette deuxième voie d'analyse et de calcul du courant d'eau au mouvement non permanent pour les cours d'eau dans le lit majeur a été réalisée récemment dans les travaux [86, 120 etc ...].

L'idée de cette voie est basée sur la supposition que le courant des lits mineur et majeur très compliqué est composé d'une zone active (zone de transit) qui fait passer la grande partie des eaux du cours d'eau et d'une autre zone d'accumulation sur le lit majeur (zone morte). Cette dernière zone avec ces tronçons pourvus de peu d'apports latéraux où les débits d'écoulement dans le sens d'écoulement du courant principal constituent une partie minime par rapport aux débits de la zone active. Ceci permet de négliger ces débits. C'est pourquoi, dans l'équation dynamique (1.5) on ne prend pas toute la surface de la section transversale du courant, mais seulement celle de la partie active A_a . Dans ces conditions, la dite équation devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{Aa} \right) + gAa \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + If \right) = 0 \quad (1.8)$$

L'équation de continuité conserve toujours sa forme et la signification de ses paramètres. A – désigne la surface totale de la section transversale du courant en incluant les zones active et d'accumulation.

Les problèmes de cette voie résident dans la difficulté de réaliser des rapports entre les zones active et d'accumulation des surfaces des sections transversales du courant d'eau des lits mineur et majeur.

1.3 UTILISATION DU SYSTEME D'EQUATIONS DE BARRE DE SAINT VENANT POUR LE MOUVEMENT NON PERMANENT DU COURANT D'EAU DANS LES CANAUX OUVERTS.

Le calcul du courant d'eau au mouvement non permanent par les équations de Barre de Saint Venant, décrites plus haut, demande un grand volume de calcul sur ordinateur avec aussi un autre volume aussi grand de données caractérisant les tronçons des lits mineur et majeur des cours d'eau. C'est pourquoi, dans la pratique des calculs hydrauliques, se sont répandus les modèles mathématiques du mouvement non permanent, basés sur la forme simplifiée des équations de base de Barre de Saint Venant.

La justification de la simplification des équations du mouvement non permanent du courant d'eau est décrite d'une manière détaillée dans la littérature hydrologique et dans des travaux spéciaux [46, 47, 86 etc ...].

Dans les documents [47, 86] ces simplifications sont classées et pour chacune d'entre elles est réalisé le schéma du calcul numérique. C'est pourquoi, dans le présent travail nous montrons seulement les simplifications les plus utilisées du système des équations de Barre De Saint Venant dans lesquelles les forces d'inertie sont négligées. Dans l'équation dynamique (1.1) ce sont :

Le premier terme $\frac{\beta}{g} \frac{\partial V}{\partial t}$ - pente liée à l'accélération

et le deuxième $\frac{\alpha}{g} V \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right)$ - pente liée à la vitesse le long du courant

Ces deux pentes constituent la pente d'accélération.

Le troisième terme : $\frac{V^2}{RC^2}$ constitue la pente de résistance.

La somme des trois pentes de l'équation (1.1) constitue la pente de la surface libre du courant (I) dans la section. C'est pourquoi, il est possible une utilisation simple pour l'estimation de chacune des trois parties dans la formation de la pente de la surface libre du courant. Encore, en 1939 A.N. BIFANY a été l'un des premiers en URSS à montrer que les pentes liées aux forces d'inertie sont de beaucoup inférieures par rapport aux autres membres des équations. A la même conclusion sont arrivés d'autres auteurs comme G. A. Cunge, F. M. Kolly et A. Vervei dans leur document [86]. C'est pourquoi, dans les calculs pratiques, les termes d'inertie sont très souvent négligés.

Les modèles de propagation des ondes des crues basés sur les équations de Barre De Saint Venant les plus connus sont :

- les modèles de diffusion et cinématique utilisant les équations simplifiées ;
- et le modèle dynamique basé sur le système d'équations complètes.

Analysons le modèle de diffusion des ondes qui a été décrite en 1951 dans l'article [35]. En excluant de l'équation dynamique (1.5) les deux premiers membres d'inertie on obtient :

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + If = 0 \quad (1.9)$$

En utilisant la formule de Chézy pour le débit $Q = K\sqrt{If}$, de laquelle on obtient la pente de superficielle du courant d'eau If :

$$If = \frac{Q|Q|}{K^2} \quad (1.10)$$

$$\text{Avec } K = AC\sqrt{R} \quad , \quad (1.11)$$

Avec cette forme de $Q|Q|$, on tient compte du signe (-) pour le débit dans le cas des ondes de remous. Avec cette forme d'écriture, l'équation (1.9) peut tenir compte du sens contraire des ondes de remous le long des cours d'eau. Ce phénomène s'observe au point de rencontre de deux cours à un moment quand un est en crue par rapport à un autre.

En combinant les équations (1.9) et (1.10) et en remplaçant le paramètre Z par Z_0+h , où Z_0 est la cote du fond du lit et h la profondeur du cours d'eau, on obtient l'équation dynamique sous la forme suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial Z_0}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{K^2} = 0 \quad (1.12)$$

L'équation de continuité (1.6) sera réécrite sous la forme :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial x} (V.A) = 0 \quad (1.13)$$

En prenant l'hydro module (la caractéristique de débit) comme fonction de la profondeur (h) dans l'équation (1.11) et en supposant $B = \text{constante}$, puis faisant le différentiel de (1.13) par rapport à x , on obtient :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (1.14)$$

et l'équation par :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} + \frac{2|Q|}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Q|Q|}{K^3} \frac{\partial K}{\partial t} = 0 \quad (1.15)$$

en tenant compte de :

$$\frac{\partial K}{\partial t} = \frac{dK}{dh} \frac{\partial h}{\partial t} \quad , \quad (1.16)$$

et considérant (1.13)

$$\frac{\partial h}{\partial t} = - \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} \quad , \quad (1.17)$$

on obtient l'équation (1.15) sous la forme suivante :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t} + \frac{2|Q|}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Q|Q|}{K^3} \frac{dK}{dh} \left(- \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} \right) = 0 \quad (1.18)$$

En déduisant de l'équation (1.14) $\frac{\partial^2 h}{\partial x \partial t}$ et en mettant le résultat dans l'équation (1.18), après des transformations on obtient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{Q}{BK} \frac{dK}{dh} \right) \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{K^2}{2B|Q|} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (1.19)$$

Cette équation constitue l'équation de convection de diffusion par rapport à un paramètre $Q(x, t)$ avec des coefficients variables qui sont : $\left(\frac{Q}{BK} \frac{dK}{dh} \right)$ - qui constitue la vitesse de convection et $\left(\frac{K^2}{2B|Q|} \right)$ - le coefficient de diffusion.

L'équation de diffusion décrit l'amortissement de l'onde de crue par le débit $Q(x, t)$. Une très grande importance est la possibilité de l'équation de diffusion de tenir compte des ondes de remous des affluents latéraux. De l'avis de certains chercheurs [4, 35], cet effet peut être pris en compte en utilisant le système réduit des équations dynamiques de Barre De Saint Venant : l'équation dynamique (1.9) et celle de continuité du type (1.2). Ainsi, on obtient :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial Z}{\partial x} + I_f &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.20)$$

Quant au débit Q , il se détermine par la formule de Chézy-Manning comme suit :

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{I_f} \quad , \quad (1.21)$$

où n - le coefficient de rugosité de Manning

La pente de la ligne d'eau du courant (I_f) se détermine par l'équation (1.20) comme suit :

$$I_f = - \frac{\partial Z}{\partial x} \quad (1.22)$$

En mettant cette valeur de I_f dans l'équation (1.21), on obtient :

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \frac{-\frac{\partial Z}{\partial x}}{\sqrt{\left| \frac{\partial Z}{\partial x} \right|}} \quad (1.23)$$

Avec cette forme d'écriture du débit, on peut tenir compte des ondes de remous comme c'est possible en utilisant l'équation différentielle (1.19). C'est pourquoi, le système d'équation (1.20) en prenant en compte (1.23) a reçu l'appellation du modèle de diffusion de l'onde du courant [4].

Dans la pratique des calculs hydrauliques, le modèle de diffusion de l'onde n'a pas reçu une bonne vulgarisation. La plus utilisée à l'heure actuelle est le modèle cinématique de l'onde qui est plus simple. Ce modèle s'utilise pour les cours d'eau avec des pentes grandes du lit

($I_0 = -\frac{\partial Z_0}{\partial x}$) où on peut négliger les pentes additionnelles de la surface libre des eaux

d'écoulement ($I = -\frac{\partial Z}{\partial x}$) par rapport aux premières. Ainsi, l'équation dynamique rejoint

l'équation de Chézy qui en tenant compte du coefficient de Manning prend la forme :

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} I_0^{1/2} \quad (1.24)$$

En plaçant la valeur du débit Q de l'équation (1.24) dans l'équation de continuité (1.20), l'équation du modèle cinématique des ondes prend la forme :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{A}{n} R^{2/3} I_0^{1/2} \right) = 0 \quad (1.25)$$

L'onde cinématique peut s'écouler seulement le long du courant et suppose une relation univoque entre les débits et les cotes à l'échelle de l'eau.

Dans la littérature hydrologique, beaucoup de travaux ont été réalisés sur le modèle cinématique de l'onde de crue [12, 30, 48, 80, 85, 86, etc ...]. Dans certains de ces travaux, une analyse est faite sur la comparaison des calculs des caractéristiques hydrauliques du courant par l'utilisation des équations complètes de Barre De Saint Venant avec ceux du modèle cinématique de l'onde de crue. Les conditions dans lesquelles l'utilisation du modèle cinématique des ondes de crue ne donne pas d'erreurs importantes ont été déterminées dans les articles [19, 53, 69 etc ...].

Le modèle cinématique de l'onde de crue dans sa structure est beaucoup plus simple que le modèle de diffusion. Mais, les schémas de calcul ont les mêmes difficultés. C'est pourquoi dans ce travail, nous avons utilisé le modèle de diffusion qui a beaucoup plus de bases théoriques d'étude de l'écoulement des ondes des crues.

Dans les années 30, M.A. VELIKANOV [141] a obtenu les équations du mouvement non permanent de l'écoulement dans la même forme que le système des équations de Barre De Saint Venant (1.1) et (1.2) et en prenant les coefficients $\alpha = \beta = 1$

Il a ainsi proposé une méthode approximative de résolution de l'équation du mouvement non permanent de l'écoulement dans les lits des cours d'eau des crues pluviales. La méthode est basée sur deux (2) suppositions : négligence des forces d'inertie et de la pente additionnelle de la surface libre de l'eau.

En résolvant l'équation cinématique des ondes avec la largeur du lit constante le long du cours d'eau, K. V. Grichanine [44] a obtenu l'équation de l'écoulement sous la forme suivante :

$$Q = \frac{1}{M^2} \sqrt{gB} H^2 \quad ,$$

où M – Coefficient de l'écoulement presque permanent (sa valeur oscille au tour de 1) ; B – largeur de la section transversale du courant ; H – profondeur du cours d'eau ; g – l'accélérateur de la pesanteur.

L'intérêt de cette formule se résume par le fait qu'on peut faire l'interpolation et l'extrapolation des courbes de débits (dans le lit principal). Par rapport aux calculs par la formule de Chézy, cette méthode de calcul est meilleure par le fait qu'elle ne demande pas la connaissance de la pente de la surface libre du courant et du coefficient de rugosité du lit dont les valeurs s'estiment approximativement en cas de non disponibilité de données de mesures.

1.4 METHODES DE RESOLUTION DES EQUATIONS DU MOUVEMENT NON PERMANENT DU COURANT D'EAU.

M.C. GROUCHEVSKI [46] comme d'autres auteurs [109, etc ...] divisent toutes les méthodes de calcul de l'écoulement non permanent du courant d'eau en deux (2) grands groupes : les méthodes complètes et celles simplifiées. Les méthodes complètes (ou méthodes hydrodynamiques) sont toutes celles qui sont basées sur la résolution du système d'équation de Barre De Saint Venant. Quant aux méthodes simplifiées, elles utilisent les modèles simplifiés du phénomène qui ne sont pas basés sur les équations de Barre De Saint Venant. Parallèlement à ces méthodes, l'auteur fait ressortir un autre groupe de modèles, basés sur le système d'équations partielles de Barre De Saint Venant (modèles de diffusion et cinématique), qui prend une place intermédiaire entre les méthodes complètes et simplifiées.

Il faut dire que les modèles de diffusion et cinématique des ondes du courant d'eau ont été obtenus à partir du système d'équations de Barre De Saint Venant dans toute sa forme après justification des modifications et en faisant en sorte que les résultats soient les mêmes [11, 51, 130]. A partir de là, ces modèles peuvent être considérés comme faisant parti du groupe des méthodes complètes.

D'autres auteurs contemporains, surtout étrangers travaillant sur l'écoulement non permanent du courant d'eau dans les canaux n'accordent pas d'importance aux méthodes simplifiées et toutes celles des méthodes complètes qui n'ont pas de résolution numérique.

Les méthodes numériques pour la résolution des équations de l'écoulement non permanent du courant d'eau sont les suivantes :

- la méthode des caractéristiques ;
- la méthode des éléments finis et ;
- la méthode des différences finies.

La première des méthodes est sous dessous décrite. Quant à la méthode des éléments finis, elle n'a pas encore obtenu beaucoup d'utilisation ; c'est pourquoi dans cette thèse nous avons apporté plus d'attention à celle des différences finies.

Méthode des différences finies : la base de cette méthode consiste à élaborer les analogues des différences finies des équations de l'écoulement non permanent du courant d'eau qui sont après résolus algébriquement. Le changement dans les équations des dérivés partielles par les relations discrètes de la variation de la fonction et de l'argument est décrit d'une manière détaillée dans la mathématique numérique [116]. La méthode de discrétion des paramètres dans les équations de l'écoulement du courant d'eau peut avoir une grande disparité du point de vue des résultats finaux du calcul du mouvement non permanent de l'écoulement du courant d'eau par les différences finies des équations. C'est pourquoi, beaucoup d'attention a été portée au problème de réalisation des schémas des différences finies dans une littérature spéciale [46, 47, 83, 86, 109, etc...].

Dans la réalisation des schémas des différences finies, on utilise les nœuds de calcul dans le plan (t, x) , où t – le temps et x – la distance le long du cours d'eau jusqu'aux sections dans lesquelles les valeurs de la fonction (paramètres hydrauliques du courant d'eau) sont déterminées. Les coordonnées t et x sont prises dans le plan discrètement à travers un choix préalable des intervalles du temps Δt et de la distance Δx . Ces valeurs ont une grande importance pour l'exactitude de l'approximation des équations différentielles avec les schémas des différences finies pour une résolution exacte de ces équations.

Dans chaque point du plan de résolution (t , x) les fonctions - paramètres hydrauliques (A, Q et autres), dépendant de x et de t peuvent avoir des valeurs concrètes. Cette fonction est désignée en général par f. Dans ces conditions, la fonction f (fonction de nœud) dans chaque point sera décrite par exemple avec ses indexes comme suit f(j, i+1) où j – est l'indexe de l'intervalle de temps et i – l'indexe de l'intervalle de distance en longueur du cours d'eau. Dans le cadre de la résolution des équations par les différences finies de la fonction et des variables, on peut approximativement calculer les différentielles par exemple :

- par la variable x entre les points comme :

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{f(j, i+1) - f(j, i)}{\Delta x} ,$$

- par la variable t entre les points comme :

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{f(j+1, i) - f(j, i)}{\Delta t} ,$$

En utilisant ces schémas, on obtient des équations algébriques qui contiennent des éléments connus (exemple : les conditions initiales et celles terminales) et inconnus qui devront être déterminés par les équations de l'une des méthodes (itération et autres). Le caractère de ces calculs dépend beaucoup du type d'approximation des différentielles contenues dans les équations du mouvement non permanent de l'écoulement du courant d'eau.

Il existe deux classes de schémas des différences finies : claires et non claires. Dans la littérature hydrologique moderne [46, 81, 83, 86, etc ...], ces schémas sont décrits d'une manière détaillée. C'est pourquoi, nous n'allons pas d'une manière détaillée les décrire ici. Remarquons seulement que les schémas des différences finies non claires d'approximation des différentielles permettent la résolution du système d'équations pour toutes les valeurs de x pour lesquelles on calcule les éléments de l'intervalle de temps (j+1) à partir des données connues ou calculées au préalable à l'intervalle de temps (j). Comme exemple à de tels schémas, on peut parler du schéma réalisé par un groupe de chercheurs de l'Institut Hydrodynamique de l'Académie des Sciences de l'URSS dirigé par Vasilev. La description détaillée de cette méthode peut être trouvée dans la littérature [140].

Quant au schéma des différences finies claires, il permet de déterminer la valeur du paramètre hydraulique recherché par calculs successifs pour chaque nœud du schéma de calcul (x , t). Ci-dessous, il sera décrit d'une manière contractée les méthodes les plus connues pour le calcul du mouvement non permanent de l'écoulement du courant d'eau qui ont permis de découvrir la physique de ce phénomène très compliqué et qui ont eu une plus grande utilisation pratique.

Méthode des caractéristiques : Cette méthode, utilisée pour le calcul du mouvement non permanent de l'écoulement du courant d'eau a été proposée pour la première fois par Cristianovich [27]. Dans cette méthode, on utilise l'équation du mouvement de l'eau dans les canaux ouverts sous forme d'équation dynamique de la forme :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{2g} \frac{\partial (V^2)}{\partial x} - I + \frac{V}{(C^2)R} = 0 \quad (1.26)$$

et d'équation de continuité du courant comme :

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.27)$$

Après des déductions, en utilisant les relations hydrauliques Cristianovich a obtenu les deux (2) équations suivantes :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{g}{B} \frac{\partial A}{\partial x} = K, \quad (1.28)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (1.29)$$

où :

$$K = g \left(i - \frac{V^2}{(C^2)R} \right) \quad (1.30)$$

C.A. Cristianovich sur la base des équations (1.28) et (1.29) a pu d'une manière mathématique donner la compréhension du front de l'onde et la vitesse avec laquelle il se déplace. La présence du front de l'onde signifie mathématiquement une rupture de la discontinuité des différentielles des formules (1.28) et (1.29), c'est-à-dire : $\frac{\partial A}{\partial t}$, $\frac{\partial A}{\partial x}$, $\frac{\partial V}{\partial t}$ et $\frac{\partial V}{\partial x}$ et en amont du front, ces différentielles doivent être discontinues.

En utilisant la loi de transcription des différentielles totales par le temps pour A et V en différentielles partielles, Cristianovich change les équations (1.28) et (1.29) sous la forme suivante :

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\partial x}{\partial t} - V \right) \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{g}{B} \frac{\partial A}{\partial x} &= \frac{dV}{dt} - K \\ - A \frac{\partial V}{\partial x} + \left(\frac{dx}{dt} - V \right) \frac{\partial A}{\partial x} &= \frac{dA}{dt} \end{aligned} \right\} \quad (1.31)$$

Ce système d'équation peut être résolu par rapport aux variables à déterminer $\frac{\partial V}{\partial x}$ et $\frac{\partial A}{\partial x}$ par lesquels comme il a été dit plus haut on peut faire ressortir la position du point de discontinuité des fonctions principales A et V. La distance de ce point en longueur du cours d'eau à partir de la section de départ x change avec le mouvement du front de l'onde des sections amont vers celles de l'aval. C'est pourquoi, le problème de l'analyse du mouvement du front de l'onde doit être l'obtention de la fonction analytique $x = f(t)$. La résolution de ce problème se fait par la méthode des caractéristiques qui permet de réécrire le système d'équations (1.31) sous la forme :

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{dx}{dt} - V\right)^2 &= \frac{gA}{B} \\ \left(\frac{dx}{dt} - V\right)\left(\frac{dV}{dt} - K\right) &= -\frac{g}{B} \frac{dA}{dt} \end{aligned} \right\} \quad (1.32)$$

Du fait que les équations (1.32) répondent aux conditions d'existence du front de l'onde, donc de la première équation on peut obtenir la fonction pour la vitesse de déplacement du front de l'onde directe (l'onde dont la direction coïncide avec la direction du sens de l'écoulement). Cette vitesse s'inscrit sous la forme :

$$\frac{dx}{dt} = V + \sqrt{\frac{gA}{B}} \quad (1.33)$$

La deuxième équation du système (1.32) peut être transformée en tenant compte de l'équation (1.33) et aboutit à la suivante :

$$\frac{dV}{dt} = K - \sqrt{\frac{g}{BA}} \cdot dA \quad (1.34)$$

L'intégrale de cette équation par rapport à V donne l'expression suivante :

$$V = \int K dt - g \int \frac{dA}{\sqrt{gA}} + C \quad (1.35)$$

que l'on peut corriger en incluant la fonction arbitraire C et écrire la différence de deux fonctions avec comme variables t et x comme suit :

$$V = \xi(t) - \lambda(A) \quad (1.36)$$

Pour l'onde indirecte (l'onde dont le sens de déplacement est contraire au sens d'écoulement du cours d'eau), les deuxièmes membres des parties droites des équations (1.33) et (1.34) s'inscrivent avec les signes contraires.

L'idée de la suite des calculs conduit à l'utilisation des analogues des différences finies des équations caractéristiques (1.33) pour les ondes directes et indirectes et l'utilisation de x et t à travers les intervalles de temps dt et de distance dx. Dans ces conditions, on considère que les paramètres x et t sont connus pour la section de départ, à savoir : $x = x_0$ et $t = t_0$ et la nouvelle position de la section d'écoulement de l'onde se fixe par calcul de la variable (dx) dans l'équation (1.33). Les valeurs de (V) et (A) pour cette section se trouvent en résolvant l'équation (1.36). Ainsi, passant d'une étape de calcul à une autre, on détermine la position de la section et le temps à travers le calcul du temps de déplacement de l'onde à ces sections. Ceci permet de calculer pour chaque section les paramètres V et A le long du cours d'eau en aval de la section $x = x_0$.

La méthode des caractéristiques bien que utilisée comme « Etalon » par rapport à la précision des calculs se trouve vieillissante et plus contraignante que les autres méthodes de calculs numériques. Son plus grand inconvénient est que dans le processus de calcul, les

caractéristiques du courant d'eau ne se déterminent pas dans des sections et temps fixés au préalable mais, dans des sections et temps qui se déterminent successivement au cours des calculs.

Méthode des régimes instantanées : Cette méthode a été pour la première fois mise au point en URSS par H.M. Bernadski [16] et la mise en forme a été faite par B.A. Harhanguinski [8], A.D. Guildenblat et A.B. Karaouchev [66].

La méthode est basée sur l'équation de continuité suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1.37)$$

et l'équation dynamique sous sa forme simplifiée comme suit :

$$I = Q^2/K^2 \quad (1.38)$$

Ici, I – c'est la pente de la surface de l'eau, K – le module des débits et Q – les débits qui se déterminent par la formule ci-dessous en tenant compte de la diminution de la pente Δz sur la longueur Δx et le module des forces de résistance F comme suit :

$$Q = \pm \sqrt{\frac{|\Delta Z|}{F}} \quad , \quad (1.39)$$

Le signe (+) s'emploie quand le sens de l'axe x (sens du courant) coïncide avec celui de diminution des cotes d'eau.

Le module de résistance se détermine par la formule suivante :

$$F = \Delta x / K^2 \quad , \quad (1.40)$$

En remplaçant $\eta = \frac{1}{\sqrt{F}}$, on obtient :

$$Q = \pm \eta \sqrt{|\Delta Z|} \quad , \quad (1.41)$$

Par la suite, le calcul du mouvement non permanent du courant d'eau se fait en réalisant les analogues des équations (1.37) et (1.41) par la méthode des différences finies par étape pour un temps précis et pour toutes les sections du cours d'eau. Pour la section de départ ($x = x_0$) sont connus les hydrogrammes des hauteurs d'eau et des débits. Ils le sont aussi pour toutes les sections de calcul pour le temps initial (de départ) $t = t_0$.

1.5 LES METHODES SIMPLIFIEES DE CALCUL DU MOUVEMENT NON PERMANENT DU COURANT D'EAU DANS LES LITS DES COURS D'EAU.

Les difficultés de détermination de toutes les données nécessaires pour le calcul du mouvement non permanent du courant d'eau par les méthodes dynamiques et aussi, le volume très important des calculs obligent à utiliser les méthodes les plus simples. La description de ces méthodes se trouve dans beaucoup de documents scientifiques [24, 35, 46, 47, 48, 64, 94, etc ...].

Dans la pratique hydrologique, une grande utilisation a obtenu les méthodes simplifiées suivantes :

- les méthodes du bilan (Méthode Kalinine – Miloukov et celle de Maskingam) et
- celles basées sur l'intégrale de Douamel.

Les méthodes du bilan sont obtenues à partir de la résolution de l'équation du bilan hydrologique et de l'équation dynamique sous une forme simplifiée (différentes formes selon les conditions de simplification).

L'équation du bilan hydrologique a la forme suivante :

$$\frac{Q'd + Q'f}{2} - \frac{Q''d + Q''f}{2} = \frac{Wf}{\Delta t} - \frac{Wd}{\Delta t} \quad (1.42)$$

On suppose ici que le débit entrant dans la section (Q') et celui sortant (Q'') changent selon une loi linéaire au cours de l'intervalle de temps Δt (les indexes (d) et (f) désignent le début et la fin du tronçon).

Méthode Kalinine-Miloukov : Cette méthode, beaucoup décrite dans la littérature [64] est basée sur la supposition suivante : le tronçon du cours d'eau avec sa longueur L (appelé tronçon caractéristique) a une action de régulation sur l'onde des crues tout comme sur celle des lâchers d'eau qui est égale au volume W stocké dans cette partie. Il est aussi supposé que sur cette partie du cours d'eau, lors du mouvement non permanent des eaux, il existe une fonction univoque entre le volume d'eau et le débit dans l'exutoire, c'est-à-dire :

$$W = f(Q'') \quad (1.43)$$

La longueur du tronçon caractéristique du cours d'eau (L) se détermine par la formule suivante :

$$L = \frac{Q}{iy} \frac{dZy}{dQy} \quad (1.44)$$

où Q_y , iy et Z_y sont respectivement les débits, les pentes et les cotes de la surface de l'eau pour un régime permanent du courant d'eau.

Ainsi, par l'équation (1.42) et la fonction (1.43) se calculent successivement les débits d'un tronçon à un autre en longueur du cours d'eau (dans le sens de l'écoulement).

Pour les calculs, dans la partie (de longueur L) du cours d'eau, la fonction (1.43) est prise sous sa forme linéaire, à savoir :

$$W = \tau Q,$$

où le coefficient τ est le temps de propagation de l'onde sur la partie du cours d'eau de longueur L. Sous sa forme générale, τ s'inscrit comme suit :

$$\tau = \frac{dW}{dQ} \approx \frac{\Delta W}{\Delta Q}$$

Les auteurs de la méthode recommandent de prendre les valeurs de Δt telles que : $\Delta t \leq \tau$. Selon eux, la méthode donne de bons résultats pour les calculs particuliers (calcul partiel du mouvement non permanent du régime des cours d'eau). Mais, avec l'existence de beaucoup de tronçons caractéristiques (de longueurs L_i) le long du cours d'eau, les calculs deviennent énormes. C'est pourquoi, les auteurs recommandent l'utilisation des courbes de propagation des ondes.

Méthode de Maskingam : La description détaillée de cette méthode se trouve dans beaucoup de littératures [35, 47, 92, 94]. Elle a été élaborée par Mac-Carty et utilisée pour la première fois sur le fleuve Maskingam (aux U.S.A). Elle est basée sur la résolution des équations du bilan hydrologique et de la courbe des volumes sous sa forme linéaire (W) en fonction du débit moyen (Q_{moy}) sur le tronçon de longueur L, c'est-à-dire :

$$W = f(Q_{moy}) = \tau \cdot Q_{moy}, \quad (1.45)$$

où Q_{moy} se détermine par l'expression suivante :

$$Q_{moy} = kQ' + (1-k)Q'', \quad (1.46)$$

Les valeurs du coefficient k sont prises comme constantes sur le tronçon et varient dans l'intervalle entre 0 et 0,5, c'est-à-dire : $0 < k < 0,5$.

Le paramètre τ par sa valeur est presque égal au temps de propagation des débits maxima sur le tronçon. En prenant $\tau = \text{constante}$ et $k = \text{constante}$, l'équation de calcul devient :

$$Q''f = C_0 Q'f + C_1 Q'd + C_2 Q''d, \quad (1.47)$$

où :

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= \frac{\Delta t - 2\tau \cdot k}{\Delta t + 2\tau(1 - k)} \\ C_1 &= \frac{\Delta t + 2\tau \cdot k}{\Delta t + 2\tau(1 - k)} \\ C_2 &= \frac{\Delta t - 2\tau(1 - k)}{\Delta t + 2\tau(1 - k)} \end{aligned} \right\} \quad (1.48)$$

avec :

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1. \quad (1.49)$$

Le problème le plus important de l'utilisation de cette méthode est la détermination des paramètres τ et k . La méthodologie de leur détermination à partir des données mesurées est faite dans le travail [92]. La aussi, sont recommandées deux autres méthodes qui sont décrites dans la littérature [45].

En tenant compte des apports (ou des prises) d'eau (q) aux (ou des) tronçons de calcul, à la place des équations (1.42), (1.45) et (1.46) on peut écrire :

$$W_f - W_d = \left(\frac{Q'd + Q'f}{2} - \frac{Q''d + Q''f}{2} + q' + q'' \right) \Delta t, \quad (1.50)$$

$$W_d = \tau [k(Q'd + q'd) - (1-k)(Q''d + q''d)], \quad (1.51)$$

où : $q = q' + q''$ (q' et q'' – sont respectivement les apports ou prises d'eau au début et à la fin du tronçon de calcul.

Dans de telles conditions, à la place de l'équation (1.47) on obtient :

$$Q''f = C_0 Q'f + C_1 Q'd + C_2 Q''d + C_3 q, \quad (1.52)$$

où :

$$C_3 = C_0 + C_1 = 1 - C_2 = (2 \Delta t) / [\Delta t + 2 \tau(1-k)]. \quad (1.53)$$

Méthodes basées sur l'intégrale de Douamel : Ces méthodes d'une manière détaillée sont décrites dans la littérature [7, 82, etc ...] et diffèrent les unes des autres par la façon dont est donnée la fonction analytique d'influence. Avec l'existence seulement des débits entrant et sortant sur le tronçon du cours d'eau et le manque des données morphologiques et de pertes hydrauliques, le dit tronçon est pris comme « une boîte noire » qui transforme l'hydrogramme entrant en celui sortant. En considérant les paramètres de la boîte noire comme des constantes, on obtient l'intégral de Douamel sous cette forme :

$$Q''(t) = \int_0^t Q'(t) P(t - \tau) d\tau, \quad (1.54)$$

où : $P(t - \tau)$ – fonction d'influence (ou la fonction intégrale du temps de propagation)

Soulignons que lorsqu'il existe une relation linéaire entre les données entrant et celles sortant sous forme d'équation différentielle d'ordre n de sorte :

$$\varphi' = a_0(d^n \varphi'')/dt^n + a_1(d^{n-1} \varphi'')/dt^{n-1} + \dots + a_n \varphi'', \quad (1.55)$$

cette relation peut être transcrite sous forme d'intégrale de Douamel qui est la solution de l'équation (1.55) pour les conditions initiales (de début) égales à zéro [47, 80, 81, 100, etc ...].

Pour l'obtention de la fonction d'influence sur un tronçon du cours d'eau sans apports d'eau aux tronçons de calcul, on utilise différentes méthodes dont les descriptions se trouvent dans la littérature [46, 81, etc ...]. Aussi, il est admis que :

$$\int_0^t P(t-\tau) \rightarrow 1 \quad , \quad \text{pour } t \rightarrow \infty \quad (1.56)$$

Ci-dessus, il a été fait une description sommaire des méthodes existantes pour le calcul du mouvement non permanent de l'écoulement des eaux dans les canaux ouverts et qui sont beaucoup utilisées dans le calcul du mouvement des crues pluviales et des lâchers d'eau dans les lits des cours d'eau et canaux. Une description détaillée de ces méthodes se trouve dans les monographies et articles qui sont données dans la bibliographie de ce travail.

Dans les chapitres qui vont suivre, il y aura question de l'utilisation des modèles du mouvement non permanent de l'écoulement des eaux dans les lits : les modèles dynamique et de diffusion pour le calcul des lâchers d'eau des barrages et des crues pluviales dans le lit des cours d'eau concrets. Au cours de la résolution des équations, on a utilisé la forme mathématique du modèle en utilisant la méthode des différences finies et en faisant une programmation informatique dans la langue PL/1.

CHAPITRE II

UTILISATION DU MODELE HYDRODYNAMIQUE DES ONDES POUR LE
CALCUL DE LA PROPAGATION DES ONDES DES LACHERS
D'EAU EN AVAL DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

Ces dernières années, l'augmentation des besoins en eau dans tous les secteurs de la vie de l'humanité (augmentation de la population, de l'industrialisation et de l'agriculture les ayant occasionné) a contraint à ce que l'on s'intéresse de plus en plus à la gestion de cette précieuse ressource. Pour cela, des ouvrages hydrauliques ont dû être réalisés dans les lits de certains cours d'eau. La réalisation de ces ouvrages a entraîné un changement du régime hydrologique des cours d'eau sur lesquels ils sont construits. Ce phénomène est beaucoup plus accentué en aval des ouvrages hydroélectriques. Ce changement est lié au régime de travail des turbines. Dans le but du maintien de la quantité d'eau nécessaire pour toutes les autres activités de la vie (agriculture, navigation, industrie, etc ...) il devient obligatoire une gestion optimale des eaux de ces cours d'eau. Pour cela, le calcul et la prévision du régime des cours d'eau (hauteurs d'eau et débits) s'imposent en aval des ouvrages hydrauliques à partir d'un planning bien élaboré des débits turbinés. Dans ces conditions, il devient nécessaire le calcul de la propagation des ondes des lâchers d'eau sur une grande distance où l'on observe le mouvement non permanent de l'écoulement.

Pour la résolution du problème posé, on utilise généralement les modèles hydrodynamiques, du mouvement basés sur les équations de Barre De Saint Venant. Il faut signaler que l'analyse des résultats de calcul en utilisant ces équations a montré que c'est le modèle hydrodynamique de l'onde de crue qui donne de meilleurs résultats [55]. Ceci s'explique par le fait que tout juste au pied des turbines d'eau (en aval immédiat des ouvrages), il se produit des variations très grandes du régime de l'eau dans le lit. Cela donne une grande importance aux forces d'inerties des équations du mouvement non permanent. En effet, ignorer ces forces entraîne des erreurs de calculs non acceptables et donc de mauvais résultats de calcul [55].

2.1 DESCRIPTION DES TRONCONS DE CALCUL ET DES DONNEES POUR LES CALCULS.

Pour l'application du modèle de calcul, nous avons choisi trois (3) tronçons sur les biefs inférieurs des centrales hydroélectriques de Volgograd, de Kakovski et de Novostveresque.

2.1.1 Tronçon sur le fleuve Volga : du barrage hydroélectrique de Volgograd à la station La Haute Lebiage

Il va du barrage hydroélectrique de Volgograd sur le fleuve Volga à la station de la Haute Lebiage. La partie du cours d'eau concernée a une longueur de 470 km (Fig.2.1).

A l'heure actuelle, la Volga est l'un des fleuves les plus dérivés de l'URSS par le changement de son régime hydrologique dû à la construction sur son cours d'eau d'une cascade de retenues d'eau (Ivanovski, Koubichevski et Volgogradski). Au moment de la période de remplissage de la cascade de retenues d'eau de Volgo-Lamski, il est apparu un danger de diminution non seulement des ressources halieutiques (ressources en poisson) de la partie inférieure du fleuve Volga et de la mer Caspienne mais aussi des superficies de pâturage dans les zones des steppes et semi - désertiques. Afin de palier à ces problèmes, à partir de 1974 au sommet du delta du fleuve Volga (station la Haute Lebiage) a été créé un partiteur par lequel en période des basses eaux on fait passer de l'eau du lit principal à la partie Ouest du delta pour les canaux de production de poissons [113].

Pour un fonctionnement effectif du partiteur, il s'avère important le calcul et la prévision du régime du cours d'eau à la station la Haute Lebiage à partir des lâchers d'eau planifiés du barrage hydroélectrique de Volgograd.

Sur le tronçon à étudier, le fleuve Volga coule dans la plaine inondable de Kapinski de près de 40 km de largeur. Lors des lâchers d'eau, cette plaine exerce une grande influence sur l'écoulement dans le lit du cours d'eau.

La longueur de la partie du cours d'eau à étudier a été divisée en dix (10) profils repartis à la distance 30-50 km les uns des autres. Les caractéristiques morphologiques de ces profils (Tableau I des Annexes) montrent l'existence d'une grande plaine inondable. Cette partie du cours d'eau avec une large plaine inondable fait que l'écoulement lors des lâchées d'eau sur le tronçon est très compliqué.

En plus de l'existence des données morphologiques sur les dix profils, on dispose des hydrogrammes des hauteurs d'eau et des débits mesurés sur les deux stations limitant le tronçon : au niveau du barrage hydroélectrique (données turbinées) et à la station Haute Lebiage. Il faut noter que la fréquence de mesure de ces données est journalière.

Du fait que sur toute la longueur du tronçon à étudier il n'existe pas d'affluents importants, ce dernier peut être considéré comme sans apports ou prises latérale ($q = 0$).



- - Limites du lit principal
- - Limites de la zone d'inondation
- - Ecoulement dans le lit principal
- 1, 2, ..., 10 - Sections transversales

Figure 2.1 : Carte schématique du tronçon du fleuve Volga (du site du barrage à la station Haute Lebiage)

2.1.2 Tronçon sur le fleuve Dnièpr : du barrage hydroélectrique de Kakovski à la station du village Kerson

Depuis la mise en exploitation sur le fleuve Dnièpr du barrage hydroélectrique de Kakovski et la construction d'autres stations hydroélectriques, son régime hydrologique a beaucoup changé. Des recherches spéciales, faites par les travailleurs de « Novo-Kakovskaya Stansia » ont permis de s'en rendre compte que les changements brusques des débits à travers les turbines du barrage entraînent des changements aussi importants en aval du barrage. Les années après la construction du barrage hydroélectrique de Kakovski, la quantité des poissons passant par les passes de poissons a beaucoup chuté [113]. De plus, avec la construction d'un port à Kerson pour l'accostage des grands bateaux de mer, il est devenu plus qu'indispensable le maintien des profondeurs suffisantes sur le tronçon pour la navigation à partir des lâchers d'eau.

La partie du cours d'eau pour les calculs sur le fleuve Dnièpr (du barrage hydroélectrique à la station Kerson) a une longueur totale de 62 km. Ici, les eaux s'écoulent dans un lit avec une plaine d'inondation pas importante. En effet, la plaine d'inondation varie entre 3 et 7 km. Le long du tronçon de calcul c'est seulement au niveau de Kerson qu'apparaît un affluent (fleuve Ingoulet) pas beaucoup important à droite du cours d'eau et qui apporte une quantité infime d'eau dans le Dnièpr. La partie importante des eaux du Dnièpr est formée par la partie supérieure du bassin (jusqu'à la ville de Kiev) et qui constitue près de 83 % des eaux du fleuve Dnièpr. A la station Kakovski, cette proportion dépasse les 83 % [113]. Dans de telles conditions, le tronçon du cours d'eau pour les calculs peut être considéré comme sans apports ou prises latéraux.

Le long des 62 km de cette partie du cours d'eau prise pour le calcul, il existe 3 stations hydrométriques (Fig. 2.2) pour la mesure des données hydrométriques. Ce sont : Louvovo (à 16 km du barrage), Sadovoi (à 29 km de Louvovo) et Kerson (à 17 km de Sadovoi). Pour toutes ces stations, il existe les coordonnées des profils (Tableau 2 des Annexes) et les données des hauteurs d'eau avec une fréquence journalière.

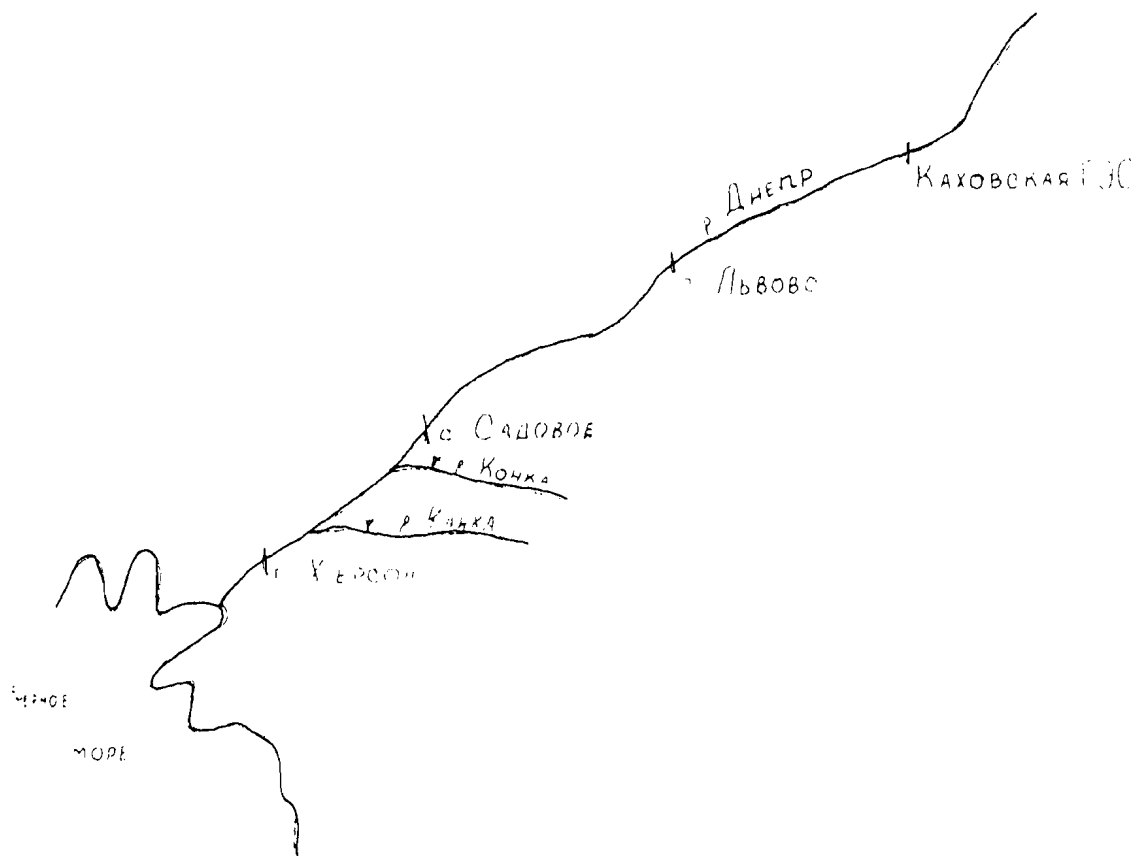


Figure 2.2 : Schéma du tronçon d'étude sur le fleuve Dniepr (du barrage hydroélectrique de Kakovski à la station Kerson)

2.1.3 Tronçon sur le fleuve Tversa: Du barrage hydroélectrique de Novotveresque à la station Babie

Ce tronçon du cours d'eau a été choisi pour l'expérimentation du modèle de calcul de l'écoulement des lâchés d'eau.

Le dit tronçon a une longueur de 48 km. Sur son parcours, il existe quelques affluents (Fig. 2.3 et Tableau 2.1) pas trop importants. A partir des données mesurées en août 1959, le volume total d'apports des affluents a été à estimé à près de $0,49 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui est très insignifiant par rapport aux lâchers d'eau qui varient entre 20 et $120 \text{ m}^3/\text{s}$. C'est pourquoi, les apports latéraux ici sont considérés comme absents ($Q_L=0$).

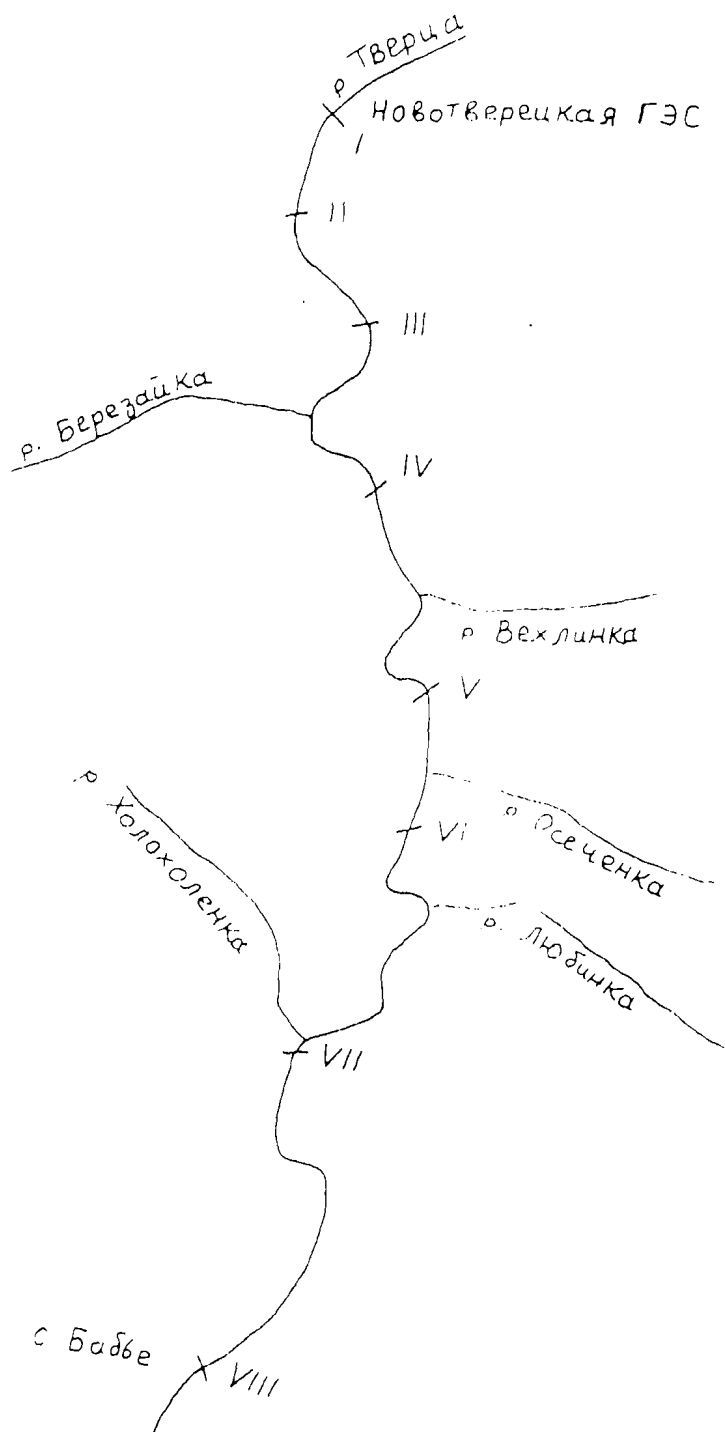
A partir des missions de terrain, sur le tronçon, il a été obtenu les données morphologiques des lits mineur et majeur du fleuve et aussi les profils en travers des stations. Les données de ces profils sont contenues dans la brochure [31].

La mesure des hauteurs d'eau et des débits s'est faite avec des fréquences de 10-30 minutes sur les stations très proches du barrage (stations I à VI) et sur celles plus éloignées (VII à VIII) avec des fréquences de deux heures. Par la suite, pour les calculs, nous avons pris l'intervalle de temps de calcul égal à deux (2) heures.

Tableau 2.1 : Liste des affluents du fleuve Tversa

Nom de l'affluent	Position de l'affluent	Distance du barrage (km)	Superficie du bassin (km^2)
Berezaika	Droite	7,5	51,1
Veklinka	Gauche	15,4	47,6
Ocechenka	“	23,7	272,7
Loubinka	“	34,2	47,0
Kolokolenko	Droite	39,5	46,8

(Source : bibliographie 146)



I, II, ..., VII - Numérotation des stations hydrométriques

Figure 2.3 : Schéma hydrographique du tronçon d'étude sur le fleuve Tversa (du barrage hydroélectrique de Novotveresque à la station Babie)

2.2 LA METHODE DES DIFFERENCES FINIES POUR LA RESOLUTION DES EQUATIONS DU MODELE DYNAMIQUE DU COURANT D'EAU.

Dans le chapitre 1, il a été décrit le modèle du mouvement non permanent de l'écoulement dans les lits ouverts sous forme d'équations différentielles de Barre De Saint Venant [46, 105, 109] comme suit :

- L'équation de l'équilibre dynamique (ou équation dynamique) :

$$I = - \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\alpha}{g} V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V|V|}{RC^2} + \frac{qV}{gA}, \quad (2.1)$$

- et l'équation de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.2)$$

où H – la hauteur d'eau à l'échelle, $I = - \frac{\partial H}{\partial x}$ – la pente de la surface du courant d'eau, V – la vitesse d'écoulement, α et β – coefficients caractérisant la variabilité de la vitesse du courant dans la section, C – coefficient de Chézy, R – Rayon hydraulique, Q – débits d'eau, A – surfaces de la section transversale du courant d'eau, g – l'accélération de la pesanteur, x – la distance à partir de la section initiale (de départ) de calcul le long du tronçon, t – temps, q – les apports d'eau des affluents sur l'unité de longueur du tronçon de calcul. Les équations (2.1) et (2.2) constituent le modèle dynamique de l'onde [46].

Du fait que les tronçons en aval des barrages hydroélectriques que nous avons pris pour l'étude sont sans affluents importants, donc $q = 0$. De plus, pour la simplification des calculs, on considère les coefficients α et β comme des paramètres constants avec leur valeur égale à 1, c'est à dire : $\alpha = \beta = 1$. Ainsi, les équations (2.1) et (2.2) peuvent s'écrire :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{V|V|}{RC^2} + \frac{\partial H}{\partial x} = 0, \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.4)$$

Dans la pratique des calculs du mouvement non permanent de l'écoulement des eaux, on utilise une autre forme d'écriture de l'équation dynamique semblable à celle de (1.5), dans laquelle à la place de la vitesse V on écrit le débit Q comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{Q|Q|}{R(CA)^2} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0, \quad (2.5)$$

Pour la résolution du système d'équations (2.4) et (2.5) avec des intervalles de temps d'un jour ou d'une heure sur un cours d'eau sur lequel il existe des stations de calcul (disposant des données morphologiques) pas beaucoup fréquentes, on utilise la méthode des différences finies comme la méthode numérique la plus efficace pour le calcul du mouvement non permanent de l'écoulement.

Comme il a été dit dans le chapitre 1, il est plus correct d'utiliser les schémas clairs d'approximation des équations. En effet, avec ces schémas, on peut obtenir des résultats de calculs plus stables pour la résolution des équations différentielles de type (2.4) et (2.5) pour les paramètres pris constants pour ces équations [77, 86].

En rapport avec la littérature [86], pour l'approximation des équations différentielles, le schéma de type suivant a été pris :

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{[\Psi f(j+1, i+1) + (1-\Psi)f(j+1, i)] - [\Psi f(j, i+1) + (1-\Psi)f(j, i)]}{\Delta t}, \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\theta[f(j+1, i+1) - f(j+1, i)] + (1-\theta)[f(j, i+1) - f(j, i)]}{\Delta x}, \quad (2.7)$$

où Ψ et θ – coefficients de poids, f – fonction de la grille (dans le cas concret, les éléments hydrauliques et morphologiques en fonction de x et de t), Δt – le pas de temps et Δx – le pas de distance (distance entre deux stations prises dans le calcul) le long du tronçon de calcul.

Comme l'indique l'expérience d'utilisation des schémas (2.6) et (2.7), les résultats des calculs par les équations de Barre De Saint Venant dépendent du choix des valeurs des coefficients de poids Ψ et θ .

Pour l'obtention des calculs stables, les auteurs du document [86] recommandent de prendre Ψ variant entre 0,5 et 1,0 et θ entre 0,6 et 1,0.

Pour l'obtention des valeurs optimales de ces coefficients, nous avons utilisé les données de lâchers d'eau du barrage hydroélectrique de Volgograd. Il a été fait un calcul par ce modèle en faisant une combinaison des différentes valeurs des dits coefficients. La comparaison des résultats pour toutes les valeurs possibles de Ψ et θ nous a permis de prendre $\Psi = \theta = 1,0$. Dans ces conditions, les schémas (2.6) et (2.7) deviennent :

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{f(j+1, i+1) - f(j, i+1)}{\Delta t} \quad (2.8)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{f(j+1, i+1) - f(j+1, i)}{\Delta x} \quad (2.9)$$

Utilisant ce schéma, les équations (2.4) et (2.5) sous la forme des différences finies deviennent :

$$\frac{Q(j+1,i+1) - Q(j+1,i)}{\Delta x(i+1)} + \frac{A(j+1,i+1) - A(j,i+1)}{\Delta t} = 0, \quad (2.10)$$

$$\begin{aligned} - \frac{H(j+1,i+1) - H(j+1,i)}{\Delta x(i+1)} &= \frac{Q(j+1,i+1) - Q(j,i+1)}{g\Delta t A(j+1,i+1)} + \\ &+ \frac{\left(\frac{Q^2}{A}\right)(j+1,i+1) - \left(\frac{Q^2}{A}\right)(j+1,i)}{g\Delta x(i+1)A(j+1,i+1)} + \frac{Q(j+1,i+1)|Q(j+1,i+1)|}{[(CA)^2 R(j+1,i+1)]}, \end{aligned} \quad (2.11)$$

où $j+1$ – désigne le numéro du pas de temps dans lequel se font les calculs et j – le numéro précédent dans lequel les résultats sont déjà connus (déjà calculés), $i+1$ – le numéro du pas de distance dans l'espace à la distance $\Delta x(i+1)$ de la section i .

Les équations (2.10) et (2.11) constituent les analogues des différences finies des équations (2.4) et (2.5) pour le calcul du cheminement des crues pluviales et des lâchers d'eau dans les lits des cours d'eau. Mais avant de faire les calculs par ces équations il est indispensable de mettre au point la méthode de détermination des paramètres A , R et C pour toutes les sections de calcul pour différentes hauteurs d'eau (H). Pour cela, il a été possible pour nous l'utilisation de la méthode d'interpolation soit par tableau soit à partir d'une fonction analytique obtenue elle à partir des données travaillées des sections des profils. Il faut signaler que l'utilisation de la méthode analytique est celle qui donne de meilleurs résultats pour le calcul du cheminement des eaux dans le lit mineur du cours d'eau. En effet, dans les lits mineurs des cours d'eau, on obtient une bonne corrélation entre ces fonctions et les hauteurs d'eau. La justesse de détermination de ces fonctions influence beaucoup l'exactitude des calculs.

2.3 DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES ET MORPHOLOGIQUES DES LITS DES COURS D'EAU EN AVAL DES TROIS BARRAGES.

La qualité des résultats du calcul par ce modèle dépend beaucoup des procédés de détermination des caractéristiques hydrauliques et morphologiques du lit des cours d'eau. A cette question, beaucoup de travaux ont été consacrés [62, 71, 74, 75, 77, 79, 111, 112, 123, 124, etc ...].

Dans le modèle en question, on a pris comme caractéristiques morphologiques les surfaces des sections du courant d'eau et les rayons hydrauliques. Pour les caractéristiques hydrauliques, on a pris le coefficient de Chézy (C) qui peut être remplacé par le coefficient de rugosité de Manning (n) ou encore la caractéristique de débit du lit (K).

Pour la détermination des caractéristiques morphologiques, on a utilisé dans ce travail les données mesurées des profils en travers des sections prises sur le tronçon à étudier. Par ces données pour des différentes hauteurs d'eau (H) on détermine les surfaces des sections liquides du courant d'eau et les rayons hydrauliques pour la construction des courbes $A = f(H)$ et $R = f(H)$. Ces courbes sont nécessaires pour le calcul des valeurs de A et R correspondant aux hauteurs d'eau H que l'on détermine par itération dans la résolution des différences finies des équations (2.10) et (2.11).

Lors des calculs manuels ces paramètres peuvent être donnés sous formes de courbes hydrauliques : courbes des surfaces, des rayons hydrauliques ou sous forme de tableaux de données. En utilisant l'outil informatique, les paramètres A et R sont présentés sous forme analytique en fonction des hauteurs d'eau (H) pour chaque section ou sous forme de matrice de données. Il faut signaler que cette dernière méthode augmente le volume des calculs. Dans cette thèse, nous avons utilisé les deux procédés. Le premier des procédés est utilisé pour les formes de courbes des surfaces des sections liquides des cours d'eau (relations univoques), quand c'est possible d'avoir une bonne relation $A = f(H)$ et $R = f(H)$. Par contre, quand les courbes ne sont pas univoques (pour des lits avec plaines d'inondations importantes), il convient d'utiliser le deuxième procédé.

Dans la première tentative, on a essayé de décrire les courbes des surfaces des sections liquides et des rayons hydrauliques sous forme de polynômes d'ordre m en fonction des hauteurs d'eau H, c'est-à-dire :

$$\begin{aligned} A &= a_0 + a_1H + a_2H^2 + \dots + a_mH^m \\ R &= b_0 + b_1H + b_2H^2 + \dots + b_mH^m \end{aligned} \tag{2.12}$$

où $a_0, a_1, a_2, \dots, a_m$ et $b_0, b_1, b_2, \dots, b_m$ sont respectivement les coefficients des courbes de surfaces et des rayons hydrauliques.

Pour la détermination de ces coefficients, nous avons utilisé la méthode des moindres carrés.

Le choix optimal de puissance (m) s'est fait par étape pour m allant de 1 à 6 en prenant comme critère de qualité de l'approximation l'écart moyen quadratique entre les valeurs mesurées et calculées. Il a été aussi calculé les écarts moyens quadratiques en valeur absolue et en pourcentage.

L'analyse des écarts moyens quadratiques et des écarts moyens absolus pour différentes puissances du polynôme a permis de mettre en évidence qu'il est suffisant de se limiter à la valeur de $m = 2$ pour $A = f(H)$ et $R = f(H)$ dans l'équation (2.12). Les coefficients des polynômes pour $m = 2$ ont été utilisés pour la détermination analytique des valeurs des surfaces de la section liquide du courant et des rayons hydrauliques qui entrent dans l'équation dynamique des ondes pour toutes les hauteurs d'eau dans les sections de calcul. Les calculs réalisés par les corrélations de type (2.12) donnent de bons résultats quand il s'agit de l'écoulement des masses d'eau dans le lit mineur. Par contre, quand les eaux sortent dans le lit majeur, les résultats se dégradent surtout à partir des cotes de sortie des eaux dans les plaines d'inondation. Cette dégradation des résultats s'explique par le fait qu'à partir de ces cotes, les courbes $A = f(H)$ et $R = f(H)$ changent de formes si bien que la description de ces courbes par une forme analytique n'est plus bonne. C'est pourquoi dans ce travail, il a fallu renoncer au procédé analytique de détermination des paramètres morphologiques et hydrauliques. Pour cela, on a utilisé les données sous forme de tableaux. Ainsi, les données des surfaces A et de rayons hydrauliques R ont été mises sous forme de matrices en fonction des hauteurs d'eau H . Pour chaque valeur de hauteurs d'eau H , les valeurs correspondantes de A et de R se déterminent par la méthode d'interpolation linéaire entre les données consécutives.

Quand à la courbe $C = f(H)$, elle se détermine approximativement à l'aide de la formule de Manning comme suit :

$$C = \frac{1}{n} \sqrt[6]{R} \quad , \quad (2.13)$$

où n – c'est le coefficient de rugosité de Strickler-Manning.

En incluant cette valeur de C dans la formule de Chézy pour la détermination de vitesse du courant, à savoir $V = C \sqrt{RI}$, on obtient de la dernière formule la formule de détermination du coefficient de rugosité de Strickler-Manning de la forme :

$$n = \frac{1}{V} \sqrt[3]{R^2 \sqrt{I}} \quad , \quad (2.14)$$

Ainsi, à la place de la courbe $C = f(H)$ on peut en utilisant la formule (2.14) à partir des données mesurées de vitesses, des rayons hydrauliques et des pentes de la surface de l'eau calculer les valeurs du coefficient de rugosité de Strickler-Manning. Mais comme l'indiquent les nombreux calculs réalisés pour différentes sections du courant d'eau, le coefficient varie beaucoup en fonction des hauteurs d'eau dans le lit du cours d'eau [3, 20, 86, etc ...]. Ceci est dû au fait que, quand les hauteurs d'eau augmentent le profil en travers du courant d'eau devient compliqué avec des lits mineur et majeur.

Quand l'eau sort du lit mineur pour le lit majeur, le coefficient de rugosité de Strickler-Manning brusquement augmente. Cette augmentation est due à l'apparition de différents courants (de transit et d'accumulation) dans les lits mineur et majeur et aussi l'existence des herbes dans la zone d'inondation [20, etc ...].

En étudiant ce phénomène en 1947, Gelesniak [41] a découvert et décrit ce qu'il appelle « l'effet cinétique » des courants des lits mineur et majeur. Il a ainsi trouvé la loi de

diminution des vitesses et de la capacité de drainage des lits mineur (zone active) et majeur et du courant en général. C'est ainsi que dans le travail [42], il mentionne l'influence de la largeur du lit majeur sur la vitesse du courant dans le lit. Il faut signaler qu'il n'a pu décrire d'une manière claire la courbe de cette relation. Apparemment, l'augmentation de la largeur du lit majeur (zone d'inondation), augmente l'influence de freinage sur le courant du lit (augmentation des pertes d'énergie du courant), ce qui entraîne l'augmentation du coefficient de rugosité. Aux cotes d'eau à l'échelle dépassant la sortie de l'eau dans le lit majeur, quand les courants d'eau des lits mineur et majeur se mélangent et forment un seul courant d'eau, le pole des vitesses se transforme et dans certains cas, il apparaît « l'effet cinétique » des deux courants [42]. Bifani A.H dans ces travaux [20] est arrivé à la même conclusion que Gelesniak. Il souligne que le cheminement des ondes des crues pluviales constitue un processus unique de transport de la masse d'eau au cours duquel les courants d'eau des lits mineur et majeur s'entre influencent. Il se produit ainsi un mélange et un écoulement de ces courants. Les expériences et les observations faites sur les écoulements dans les lits ont permis de distinguer trois (3) phases du mouvement du courant des lits mineur et majeur. La description des trois phases se trouve détaillée dans les travaux de Bifani [20]. Ainsi donc, on peut dire qu'à la sortie du courant d'eau dans le lit majeur, se complique l'hydraulique du processus du courant d'eau des lits mineur et majeur et ceci influence sur la forme de la courbe de relation $n = f(H)$.

Comme exemple, il a été montré sur la figure 2.4 les résultats des calculs du coefficient de rugosité en fonction de la hauteur d'eau pour le fleuve Tversa dans la 4^{ème} section. Le coefficient de rugosité (n) a été calculé par la formule (2.14) en utilisant les données mesurées des débits dans les sections. Des courbes analogues ont été trouvées pour les autres sections. Ainsi, dans l'équation dynamique, il convient d'utiliser la courbe du coefficient de rugosité en fonction des hauteurs d'eau. Ceci donne :

$$\begin{aligned}
 - \frac{H(j+1, i+1) - H(j+1, i)}{\Delta x(i+1)} &= \frac{Q(j+1, i+1) - Q(j, i+1)}{g \Delta t A(j+1, i+1)} + \\
 &+ \frac{\left(\frac{Q^2}{A} \right) (j+1, i+1) - \left(\frac{Q^2}{A} \right) (j+1, i)}{g \Delta x(i+1) A(j+1, i+1)} + \frac{Q(j+1, i+1) | Q(j+1, i+1)|}{\left[\left(\frac{A}{n} \sqrt{R} \right) (j+1, i+1) \right]^2 R(j+1, i+1)}
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

Mais, une telle forme de la pente : $- [H(j+1, i+1) - H(j+1, i)] / \Delta x(i+1)$ dans l'équation dynamique (2.15) nécessite de prendre comme non rationnelle pour les causes suivantes :

- Pour la résolution de cette équation il convient de déterminer les caractéristiques géométriques et hydrauliques par trois fonctions dépendantes des hauteurs d'eau qui sont : le coefficient de rugosité $n = f(H)$, la surface de la section liquide du courant $A = f(H)$ et le rayon hydraulique $R = f(H)$. Ceci nécessite un volume important de calculs supplémentaires, surtout avec l'utilisation de la méthode d'itération de détermination des paramètres.
- L'obtention d'une bonne courbe $n = f(H)$ est très difficile surtout avec le manque de données de mesures pendant les hautes eaux. En plus de cela, les formules (2.13) et (2.14) ne sont valables que pour le courant au mouvement permanent dans les lits et ont un caractère très approximatif. Ceci donne au coefficient de rugosité des valeurs fictives permettant un débit donné pour les caractéristiques morphologiques du courant donné [86]. En reconnaissant le caractère fictif de la courbe $n = f(H)$ par la

formule (2.4), on peut arrêter sa forme en choisissant ses coordonnées avec les conditions que les hydrographes mesurés et calculés soient les plus proches possibles. Pour cela, on utilise les méthodes d'optimisation. De tels calculs ont été faits dans ce travail pour un nombre élevé de lâchées d'eau sur les trois tronçons dont il a été question ci-dessus. Il s'est avéré des courbes des valeurs dites fictives du coefficient de rugosité (n) en fonction des hauteurs d'eau (H) que ces valeurs (n) diminuent en fonction de l'augmentation de H . Donc, les valeurs de n vont des valeurs maximales pour les petites valeurs de H aux valeurs les plus petites pendant le remplissage du lit du cours d'eau. Grouchev a dans ses travaux [46] obtenu la même forme de la courbe $n = f(H)$.

Il semble qu'une telle forme de la courbe $n = f(H)$ obtenue par calculs en utilisant la formule de Chézy - Manning, explique la limite de l'utilisation des équations de Saint Venant pour les cours d'eau naturels avec des écoulements compliqués mais, avec la possibilité pour ces conditions l'utilisation des équations (2.13) et (2.14).

En tenant compte de tout ce qui vient d'être dit plus haut, il convient d'utiliser à la place des trois courbes $n = f(H)$, $A = f(H)$ et $R = f(H)$ dans l'équation dynamique un autre paramètre des caractéristiques morphologiques et hydrauliques du courant d'eau : la caractéristique de débits de la forme :

$$K = \frac{1}{n} A \sqrt{R^2} = \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad , \quad (2.16)$$

Les valeurs de K pour différentes valeurs des hauteurs d'eau H sont déterminées par calcul, en cherchant à minimiser les erreurs entre les débits calculés par le modèle dynamique de calcul des lâchers d'eau et ceux mesurés.

L'équation dynamique sous forme d'analogie de différences fines dans de telles conditions devient :

$$\begin{aligned} \frac{H(j+1, i+1) - H(j+1, i)}{\Delta x(i+1)} &= \frac{Q(j+1, i+1) - Q(j, i+1)}{g \Delta t A(j+1, i+1)} + \dots \dots \dots \\ &+ \frac{\left(\frac{Q^2}{A}\right)(j+1, i+1) - \left(\frac{Q^2}{A}\right)(j+1, i)}{g \Delta x(i+1) A(j+1, i+1)} + \frac{Q(j+1, i+1) | Q(j+1, i+1)|}{[K(j+1, i+1)]^2} \end{aligned} \quad (2.17)$$

Et l'équation de continuité sous sa forme primitive reste comme suit :

$$\frac{Q(j+1, i+1) - Q(j+1, i)}{\Delta x(i+1)} + \frac{A(j+1, i+1) - A(j, i+1)}{\Delta t} = 0, \quad (2.18)$$

Ces analogues des différences finies utilisées pour le calcul de l'écoulement des ondes des lâchers d'eau des barrages hydroélectriques de Volgograd, de Kakovski et de Novotveresque ont donné les résultats consignés dans le point qui suit.

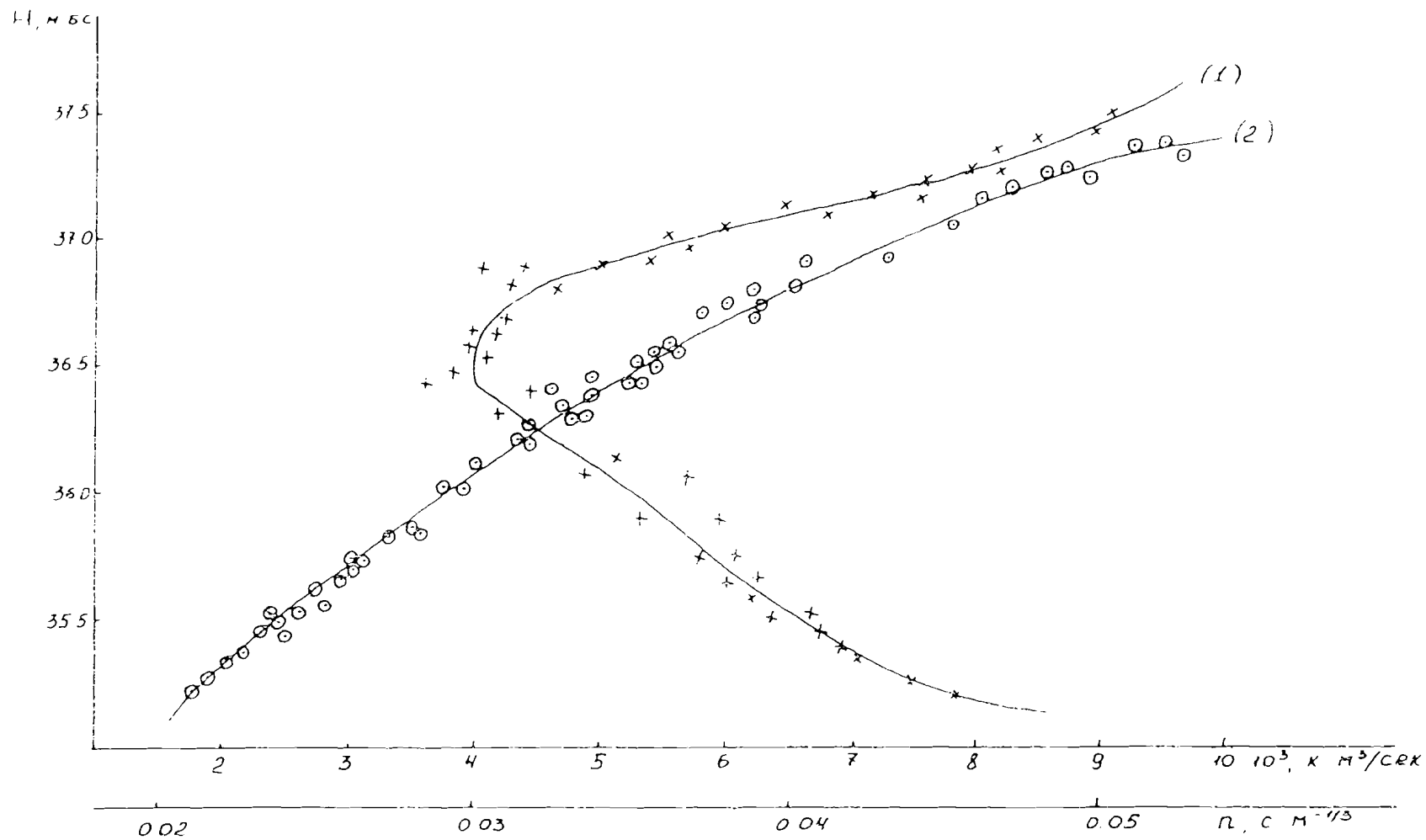


Figure 2.4 : Courbes du coefficient de rugosité de Manning – Stickler (1) et de la caractéristique de débits (2) en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Tversa sur la station IV.

2.4 ANALYSE DES RESULTATS DES CALCULS DE L'ÉCOULEMENT DES ONDES DES LACHERS D'EAU DES BARRAGES HYDROELECTRIQUES DE VOLGOGRAD, DE KAKOVSKI ET DE NOVOTVERESQUE.

Lors des calculs de l'écoulement des lâchers d'eau dans les lits des cours d'eau en aval de ces trois barrages hydroélectriques, nous avons utilisées les différences finies des équations (2.10) et (2.17) du modèle dynamique des ondes. Par ces équations, se calculent successivement les hauteurs d'eau et les débits pendant l'intervalle de temps de calcul Δt pour toutes les sections en aval des barrages disposées aux distances entre elles égales à Δx .

Le choix de l'intervalle de temps de calcul (Δt) et des distances entre les sections (Δx) se fait en tenant compte des données mesurées disponibles. En tenant compte du fait que les données sur les stations hydrométriques se mesurent avec un intervalle d'un jour en aval des barrages hydroélectriques de Volgograd et de Kakovski et deux heures pour celle de Novotveresque, l'intervalle de temps a été pris respectivement égale à un jour et deux heures. Avec de telles valeurs de Δt , pour l'obtention de la stabilité dans les calculs il est nécessaire de limiter la distance (Δx) entre les sections de calcul le long du lit en aval des barrages.

Pour cela, on utilise les conditions de stabilité des calculs appelées « Kouranta – Fredrix - Levis », décrites par ses auteurs [86] pour le cas des schémas clairs d'approximation des équations différentielles de l'écoulement non permanent.

$$\left| C \frac{\Delta t}{\Delta x} \right| \leq 1 \quad , \quad C = \sqrt{gh} \quad , \quad (2.19)$$

où h – les valeurs moyennes des profondeurs de la section dans le lit, C – la vitesse de l'onde. De cette formule, il devient facile de donner des limites pour les valeurs de Δx sous cette forme :

$$\Delta x \geq \Delta t \sqrt{gh} \quad , \quad (2.20)$$

En utilisant cette dernière formule, on détermine les distances Δx le long des lits en aval des trois barrages hydroélectriques pour les intervalles de temps (Δt) préalablement choisis. Les calculs par la formule (2.20) de la valeur acceptable pour la distance entre les sections (Δx) en tenant compte de l'intervalle de temps (Δt) des données disponibles dans les dites sections donnent des résultats dépassant la longueur totale des tronçons allant des barrages hydroélectriques à la dernière section. Ceci permet de conclure que les schémas clairs d'approximation des équations différentielles (2.4) et (2.5) ne peuvent pas être utilisés pour la réalisation des analogues des différences finies de ces équations.

C'est pourquoi, pour le calcul de l'écoulement des ondes des lâchers d'eau dans les lits en aval des barrages hydroélectriques, il est indispensable d'utiliser les schémas non clairs qui donnent une stabilité sans conditions des calculs quelque soient les valeurs de Δx et Δt [86].

Le schéma décrit ci-dessus et utilisé dans ce travail constitue l'un des schémas non clairs. Pour le calcul de l'écoulement non permanent des eaux par les différences finies des équations, une grande importance est la donne des conditions initiales et de limite. Comme données initiales, on a pris les données des hauteurs d'eau et de débits pendant le temps initial

NU – le nombre d’horizons du profil en travers :

- le tableau des cotes de la surface de l’eau : $Z_1(1 : NU)$;
- le tableau des surfaces de la section liquide du courant d’eau : $A_1(1 : NU)$;
- le tableau des caractéristiques du lit : $K_1(1 : NU)$.

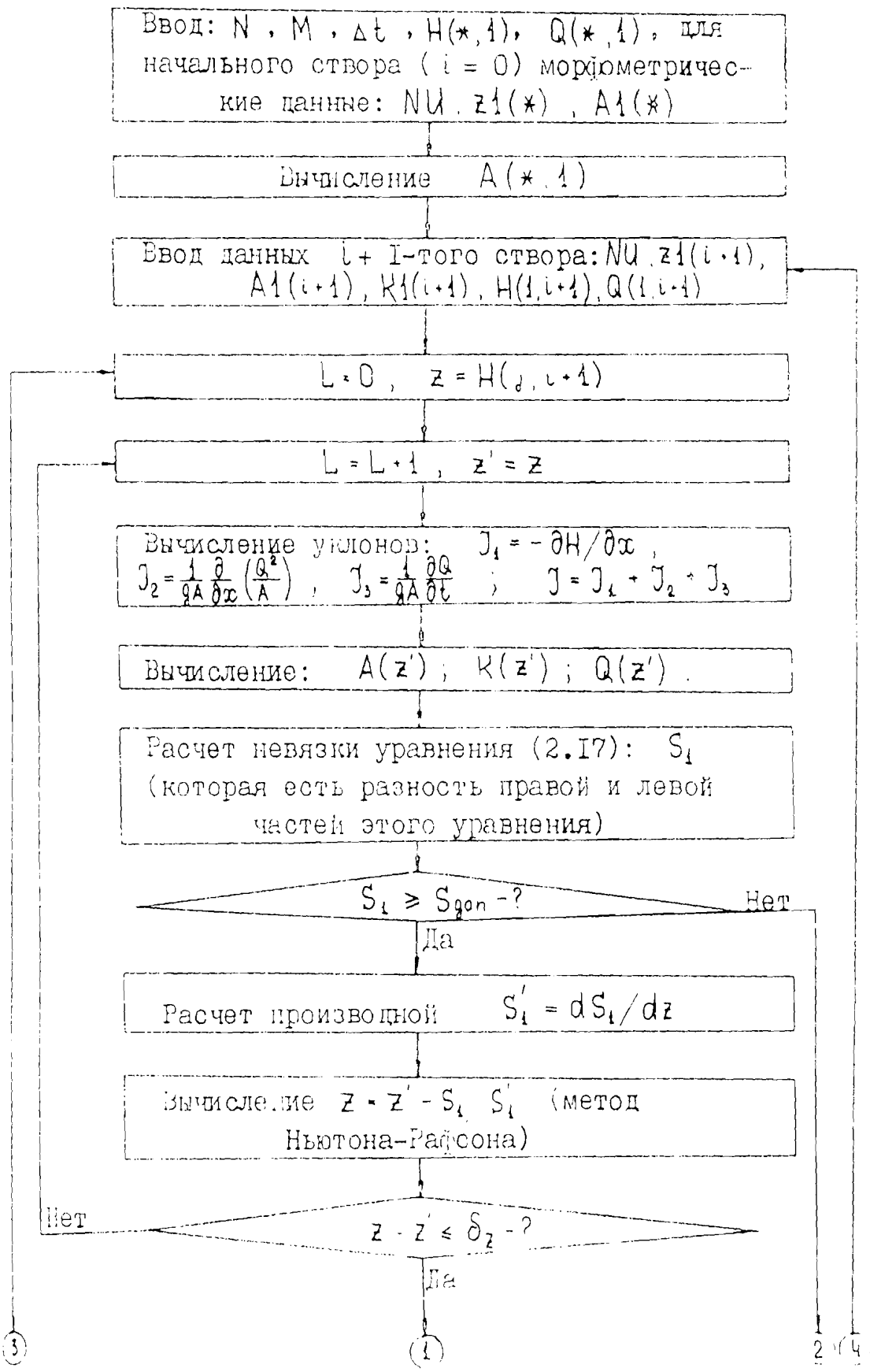
Δz – l’erreur de calcul des hauteurs d’eau, égale à 0,01 m ;

L – numéro d’itération ;

S_{gon} – la valeur maximale acceptable pour la partie droite de l’équation (2.17), égale à 0,000001 (sa valeur est prise de beaucoup de fois inférieure à la pente de la surface de l’eau des cours d’eau en question) ;

z' – les valeurs calculées des hauteurs d’eau pour le pas d’itération ;

$A(z')$, $K(z')$ et $Q(z')$ – respectivement les valeurs de la surface des sections liquides, du module des débits et des débits pour la hauteur d’eau donnée z' .



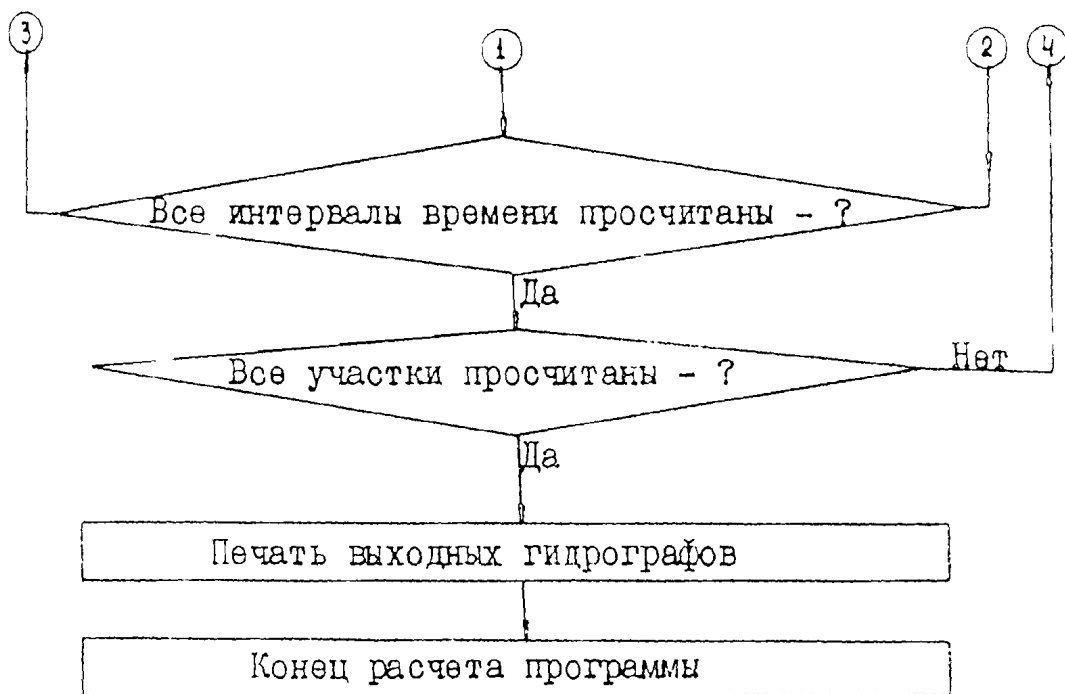


Figure 2.5 : Schéma simplifié de l'algorithme du modèle dynamique de l'onde du courant d'eau.

La réalisation du modèle en question a été faite sur les tronçons en aval des trois barrages hydroélectriques décrits ci-dessus.

Pour la comparaison entre les hydrogrammes mesurés et calculés, nous avons utilisé les critères de qualité S/σ et ρ [16].

où : S - désigne la moyenne quadratique des écarts entre les débits (ou hauteurs d'eau) mesurés (Q_m ou H_m) et calculés (Q_c ou H_c) par le modèle ; σ - la moyenne quadratique des écarts entre les valeurs mesurées et leur moyenne ; ρ - le rapport de corrélation.

Les critères de qualité des calculs sont déterminés par les formules suivantes :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_m - Q_c)^2}{N - P}} \quad , \quad (2.22)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_m - Q_{moy})^2}{N - 1}} \quad , \quad (2.23)$$

où Q_m et Q_c - les débits mesurés et calculés dans la section ; Q_{moy} - la moyenne des débits mesurés ; N - le nombre de débits de l'hydrogramme des lâchers d'eau ; P - nombre égal au nombre de variables dans l'équation. Dans le cas précis, $P = 2$.

Le critère S/σ permet de juger l'acceptabilité des calculs. Selon les recherches des travaux [24], on prend les critères suivants de qualité des calculs :

- pour les valeurs de $S/\sigma < 0,5$ - la méthode de calcul est jugée bonne ;
- pour $0,5 < S/\sigma < 0,8$ la méthode est passable.

En plus, la comparaison entre les hydrogrammes mesurés et calculés peut être faite par le rapport de corrélation (ρ) qui se calcule par la formule suivante [21] :

$$\rho = \sqrt{1 - (S/\sigma)^2} \quad , \quad (2.24)$$

Il convient de signaler que le modèle dynamique de l'onde comme tout autre modèle, décrit seulement d'une manière approximative le phénomène très compliqué de l'écoulement non permanent des eaux dans les cours d'eau naturels. En plus de cela, la détermination aussi approximative des éléments hydrauliques (A , Q , R) et des caractéristiques du lit (n ou K) entraîne des erreurs de calcul qui influencent la qualité de la comparaison des hydrogrammes mesurés et calculés. Ceci nécessite un calibrage du modèle sur les données mesurées dans les sections du cours d'eau. Comme il a été dit plus haut, il est indispensable la détermination beaucoup plus exacte de la caractéristique de débit $K = f(H)$ si l'on veut obtenir une bonne ressemblance entre les débits (ou les hauteurs d'eau) mesurés et calculés sur les stations hydrométriques.

Dans ces conditions, on tient compte du fait que la caractéristique de débit est stable pour chaque section et on peut l'obtenir à partir des données d'un lâcher d'eau. Ensuite, elle est utilisée dans sa forme sans changement pour le reste des calculs. La forme initiale de la courbe de la caractéristique de débit est obtenue à partir des données mesurées des débits et des pentes de la surface du courant d'eau.

de calcul, c'est-à-dire : $H(1,*)$ et $Q(1,*)$. Pour les conditions de limite, on a pris les hydrogrammes de hauteurs d'eau et de débits dans les premières sections (c'est-à-dire, les hydrogrammes des lâchers d'eau à travers les turbines).

Du fait que les dits tronçons sont sans affluents, les arrivées transversales ne sont pas calculées dans cette partie du travail.

Le calcul de l'écoulement des lâchers d'eau par le modèle dynamique des ondes se fait de la manière suivante : à partir des données initiales et de limite connues pour le calcul du débit et de la hauteur d'eau pendant l'unité de temps $(j+1)$ par les équations (2.17) et (2.18) se trouvent connues les hauteurs d'eau $H(j, i)$, $H(j, i+1)$ et aussi la hauteur calculée au préalable pour la section précédente $H(j+1, i)$. Par les données de ces hauteurs d'eau, on détermine en utilisant les tableaux matriciels des données des surfaces des sections liquides du courant $A(j, i)$, $A(j, i+1)$ et $A(j+1, i)$ et aussi les modules des débits $K(j, i)$, $K(j, i+1)$ et $K(j+1, i)$. Pour cela, on utilise la méthode d'interpolation linéaire pour la détermination des valeurs A et K à déterminer correspondant aux hauteurs d'eau calculées. Ainsi, dans les équations (2.17) et (2.18) comme inconnues il reste seulement la hauteur d'eau $H(j+1, i+1)$. Les autres éléments : $A(j+1, i+1)$, $K(j+1, i+1)$ et $Q(j+1, i+1)$ sont dépendantes de $H(j+1, i+1)$. Ceci permet de faire le choix de $H(j+1, i+1)$ et des fonctions dépendantes de lui : $A(j+1, i+1)$, $K(j+1, i+1)$ et $Q(j+1, i+1)$ pour lesquelles les égalités des équations (2.17) et (2.18) seront vérifiées. Dans le processus de réalisation du modèle pour la détermination des hauteurs d'eau et des débits calculés dans chaque section et pendant chaque intervalle de temps, on utilise la méthode d'itération de Newton-Rafson, basée sur la formule [8, 92] suivante :

$$H_{m+1} = H_m - S_1(H_m) / S'_1(H_m) \quad , \quad (2.21)$$

où H_{m+1} – la valeur de la hauteur d'eau pour $m+1$ pas d'itération, $S_1(H_m)$ – une fonction de calcul dépendante de la hauteur d'eau, $S'_1(H_m)$ – dérivée par H_m de la fonction $S_1(H_m)$.

En utilisant la méthode d'itération de choix, on utilise les équations (2.17) et (2.18) sous la forme suivante :

- 1) On se donne une certaine valeur de $H(j+1, i+1)$;
- 2) On calcule les paramètres correspondants à cette valeur $A(j+1, i+1)$ et $K(j+1, i+1)$ par le tableau de données en utilisant l'interpolation linéaire ;
- 3) De l'équation (2.18), on détermine le débit correspondant $Q(j+1, i+1)$;
- 4) On vérifie l'exactitude du choix de $H(j+1, i+1)$ en mettant la valeur calculée de $Q(j+1, i+1)$ dans l'équation (2.17). Dans la même équation, on y met tous les paramètres calculés en fonction de $H(j+1, i+1)$, c'est-à-dire $A(j+1, i+1)$, $K(j+1, i+1)$;
- 5) Si la valeur de $H(j+1, i+1)$ est bien choisie, on obtient à droite de l'équation (2.17) zéro. Dans le cas contraire, on obtient une certaine valeur égale à $S_1(H_m)$. Ainsi, la valeur corrigée de la hauteur d'eau se détermine par la formule (2.21).

Les différents calculs sont illustrés par le bloc - schéma (Fig. 2.5). Sur la base de cet algorithme du modèle dynamique des ondes, il a été programmé l'écoulement non permanent des lâchers d'eau dans les lits des cours d'eau sur la langue de programmation PL/1.

Les symboles de ce bloc – schéma sont :

- N – le nombre des ordonnées des hydrogrammes ;
- M – le nombre de sections de calcul le long du lit ;
- Δt – l'intervalle de temps de calcul, en secondes ;

C'est ainsi qu'ont été déterminés dans ce travail pour chaque section de calcul des trois tronçons en aval des barrages hydroélectriques les courbes de la caractéristique de débit en fonction des hauteurs d'eau, c'est-à-dire $K = f(H)$.

Pour le tronçon en aval du barrage hydroélectrique de Volgograd (à la station La Haute Lebiage), cette courbe a été obtenue à partir des données des lâchers d'eau de 1979 (Fig. 2.6). La courbe optimale $K = f(H)$ ainsi obtenue a été utilisée pour le calcul des lâchers d'eau des autres années.

Pour le tronçon barrage hydroélectrique de Kakovski – Kerson, les lâchers d'eau de 1970 ont été utilisés pour l'obtention des courbes optimales $K = f(H)$ pour toutes les sections de calcul (stations Louvovo, Sadovoe et Kerson) (Fig. 2.7). Pour les autres lâchers d'eau, comme il a été fait plus haut, ces courbes ont été utilisées comme courbe de calcul.

Sur le fleuve Tversa, le long du tronçon expérimental du barrage hydroélectrique de Novostveresque à la station Babie, les données des lâchers d'eau de 1959 ont été utilisées pour l'obtention de la courbe optimale de calcul $K = f(H)$ pour les stations hydrométriques (stations de débits) (Fig. 2.8).

En tenant compte de l'algorithme très compliqué de calcul des lâchers d'eau par le modèle dynamique du courant, dans cette thèse, il a été aussi expérimenté le modèle beaucoup plus simple de diffusion dont la description détaillée est donnée dans les chapitres qui suivront. Comme critères de qualité des calculs, on a utilisé les mêmes du modèle dynamique du courant, c'est-à-dire S/σ et ρ .

Les résultats des calculs par les modèles (dynamique et de diffusion) du courant (pour les biefs aval des barrages hydroélectriques de Volgograd et de Kakovski) sont consignés dans les tableaux 2.2 et 2.3. De ces tableaux, on remarque que les meilleurs résultats pour le calcul des lâchers d'eau ont été obtenus par le modèle dynamique du courant. En effet, le critère S/σ pour le modèle dynamique est plus petit que pour celui de diffusion. Par contre, ρ est plus élevée.

Tableau 2.2

Valeurs des critères de qualité des calculs (S/σ et du rapport de corrélation ρ) du cheminement des ondes des lâchers d'eau par les modèles dynamique et de diffusion du courant sur le tronçon : barrage hydroélectrique de Volgograd – Station La Haute Lebiage du fleuve Volga.

Années	S/σ		ρ	
	Modèle de diffusion	Modèle dynamique	Modèle de diffusion	Modèle dynamique
1975	0,50	0,31	0,86	0,95
1976	0,41	0,32	0,91	0,95
1977	0,45	0,34	0,90	0,94
1979	0,37	0,34	0,93	0,94
1984	0,42	0,33	0,91	0,94

N.B. : Le modèle a été calibré à partir des données des lâchers d'eau de 1979.

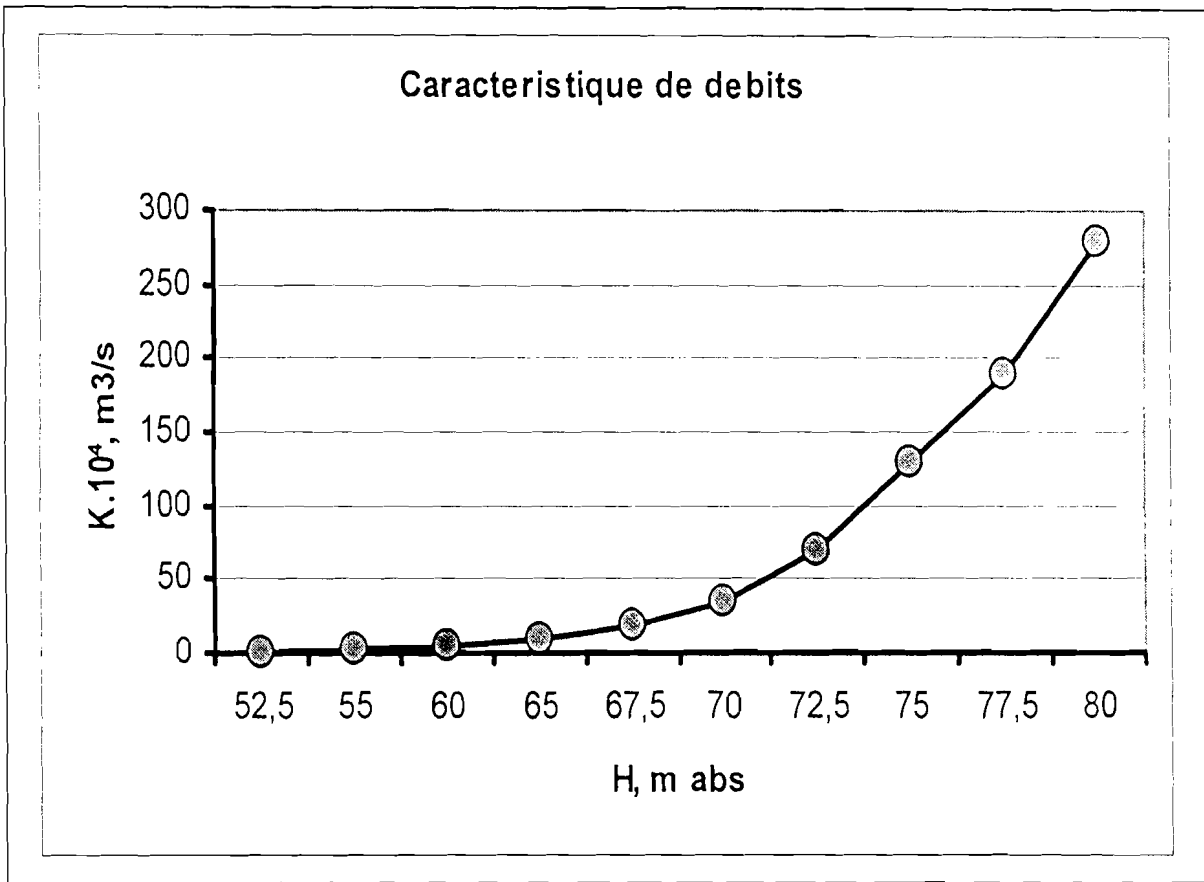


Figure 2.6 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau à la station Haute Lebiage (fleuve Volga)

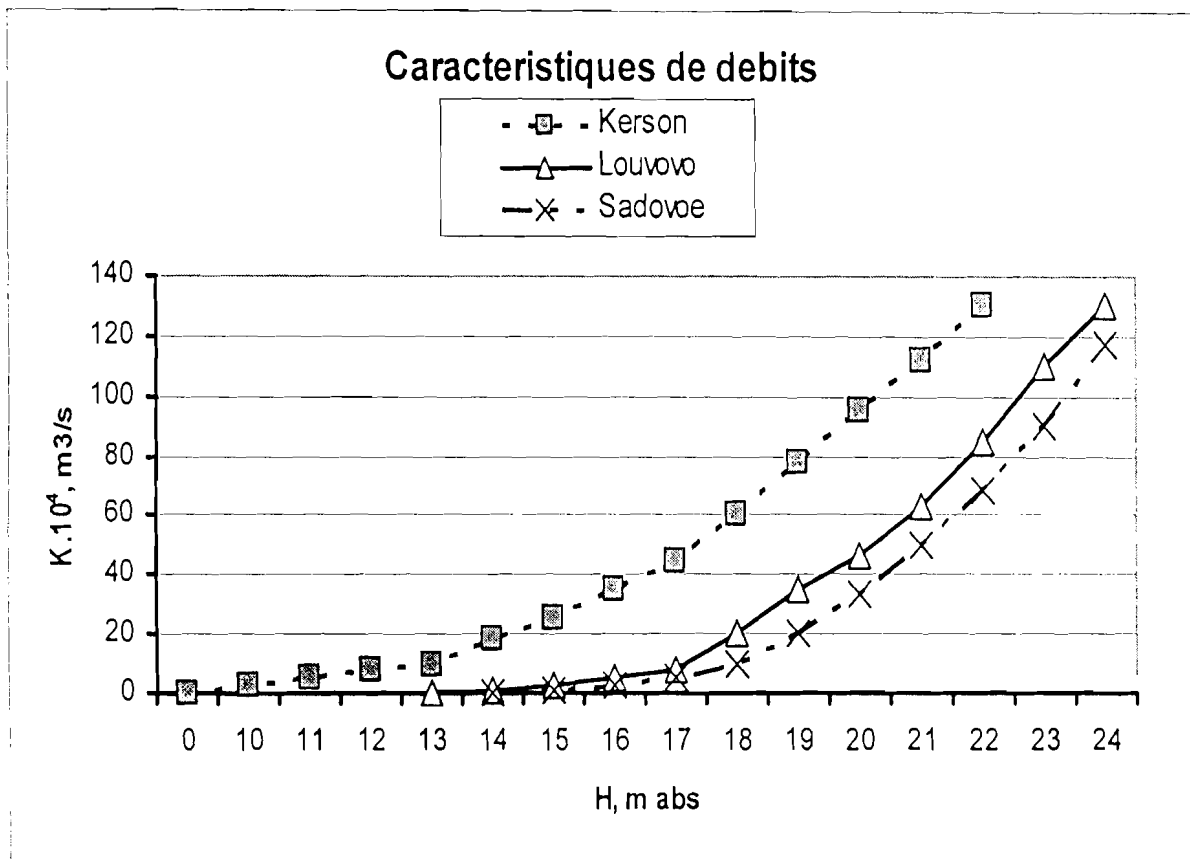


Figure 2.7 : Courbes de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau aux stations de calcul en aval du barrage hydroélectrique de Kakovski (fleuve Dniepr)

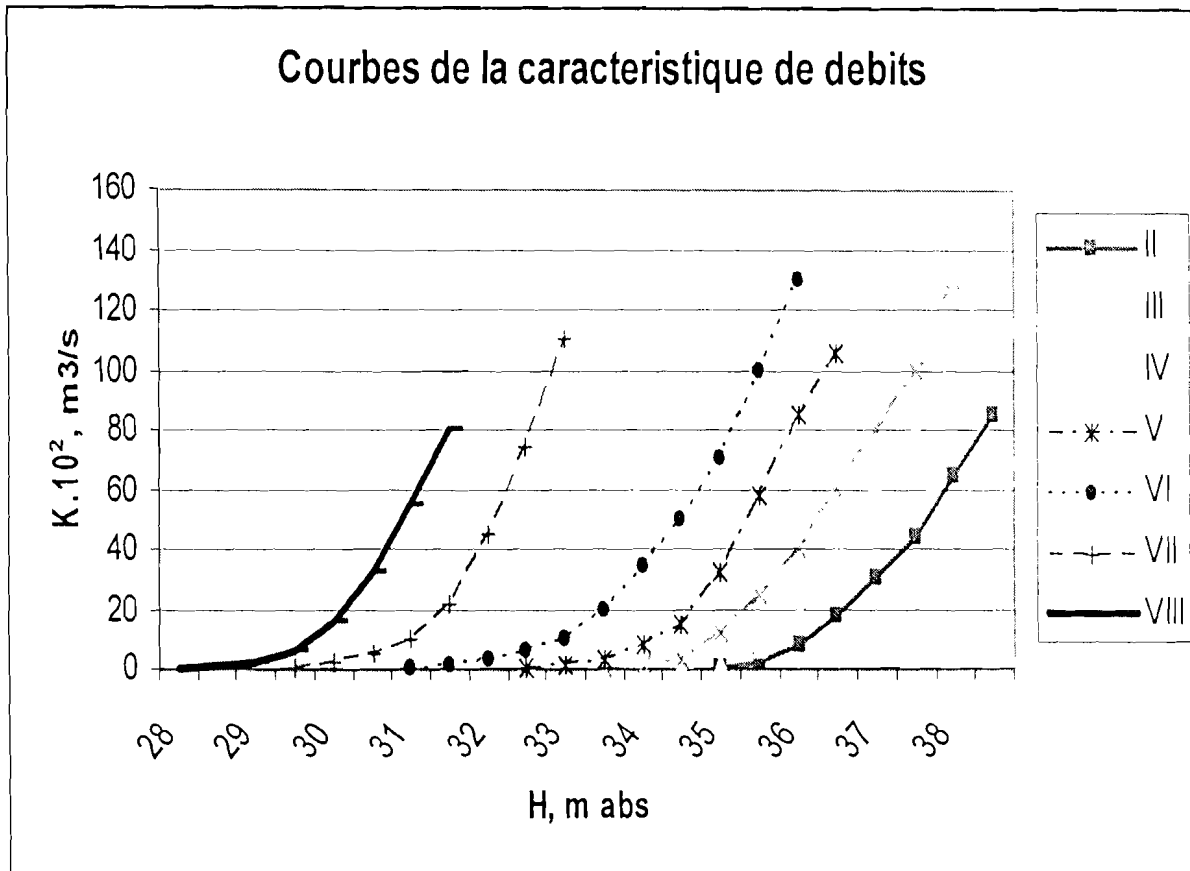


Figure 2.8 : Courbes de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau aux stations de calcul en aval du barrage hydroélectrique de Novotveresque (fleuve Tversa).

Tableau 2.3

Valeurs des critères de qualité des calculs (S/σ et du rapport de corrélation ρ) du cheminement du courant d'eau lâché par les modèles dynamique et de diffusion du courant en aval du barrage hydroélectrique de Kakovski sur le fleuve Dniepr.

Stations	Δx , Km	Années	Modèle dynamique		Modèle de diffusion	
			S/σ	ρ	S/σ	ρ
Louvovo	16	1966	0,12	0,99	0,18	0,98
		1970	0,13	0,99	0,17	0,98
Sadovoi	29	1966	0,43	0,91	0,55	0,84
		1970	0,40	0,92	0,48	0,88
Kerson	17	1966	0,58	0,82	0,85	0,54
		1970	0,56	0,84	0,84	0,54

N.B. : Le modèle a été calibré à partir des données des lâchers d'eau de 1970.

Pour la comparaison des hydrogrammes mesurés et calculés par les deux modèles, les figures (Figures 2.9 et 2.10) ont été construites. Il faut remarquer que si les critères de qualité ont été déterminés par les hydrogrammes de débits sur les stations de calcul du tronçon du bief inférieur du barrage hydroélectrique de Novotveresque, ils l'ont été avec les hydrogrammes des hauteurs d'eau pour ceux de Kakovski. Ceci s'explique par le fait que ces dernières stations sont des stations limnimétriques

Le modèle de diffusion du courant pour le calcul des lâchers d'eau dans le lit du fleuve Tversa en aval du barrage hydroélectrique de Novotveresque a donné des résultats passables sur le tronçon en aval à partir de la station No VI se trouvant à la distance de 27,76 km du barrage et ce, jusqu'à la dernière (station No VIII) à Babie. Mais, pour les stations plus proches du barrage hydroélectrique, c'est-à-dire les II, III, IV et V (la no I étant le barrage), on a obtenu une instabilité dans les calculs. Ceci a entraîné l'obtention de débits calculés fictifs ne correspondant pas avec la réalité. Comme il a été mentionné dans l'article [55], ces mauvais résultats s'expliquent par le fait que le modèle de diffusion n'est pas bon pour le calcul des lâchers d'eau près des barrages où l'on observe une turbulence du courant d'eau.

En effet, dans l'équation dynamique du système d'équations de Barre De Saint Venant (2.17), les termes d'inertie jouent une grande importance liée à l'amplitude très grande des hauteurs d'eau et des débits à ces stations.

Ainsi, pour l'obtention des résultats de calculs acceptables en aval des barrages hydroélectriques, il est nécessaire d'utiliser les équations du modèle dynamique du courant. Les résultats des calculs par ce modèle sont consignés dans le tableau 2.4 et sur la figure 2.11.

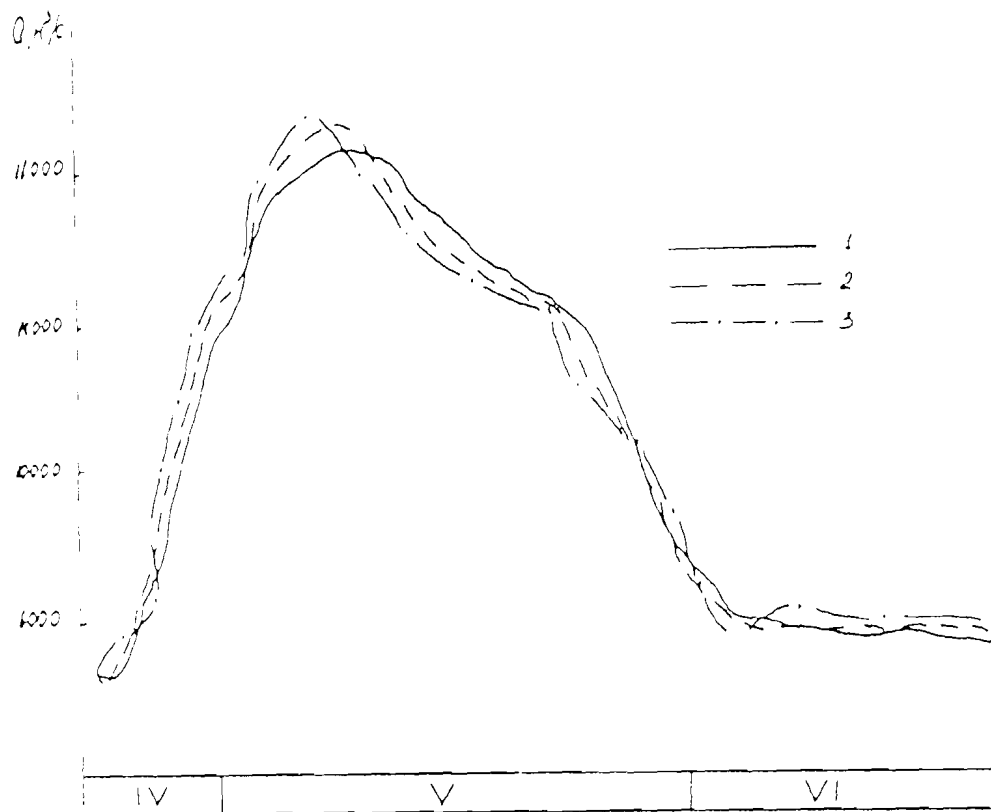
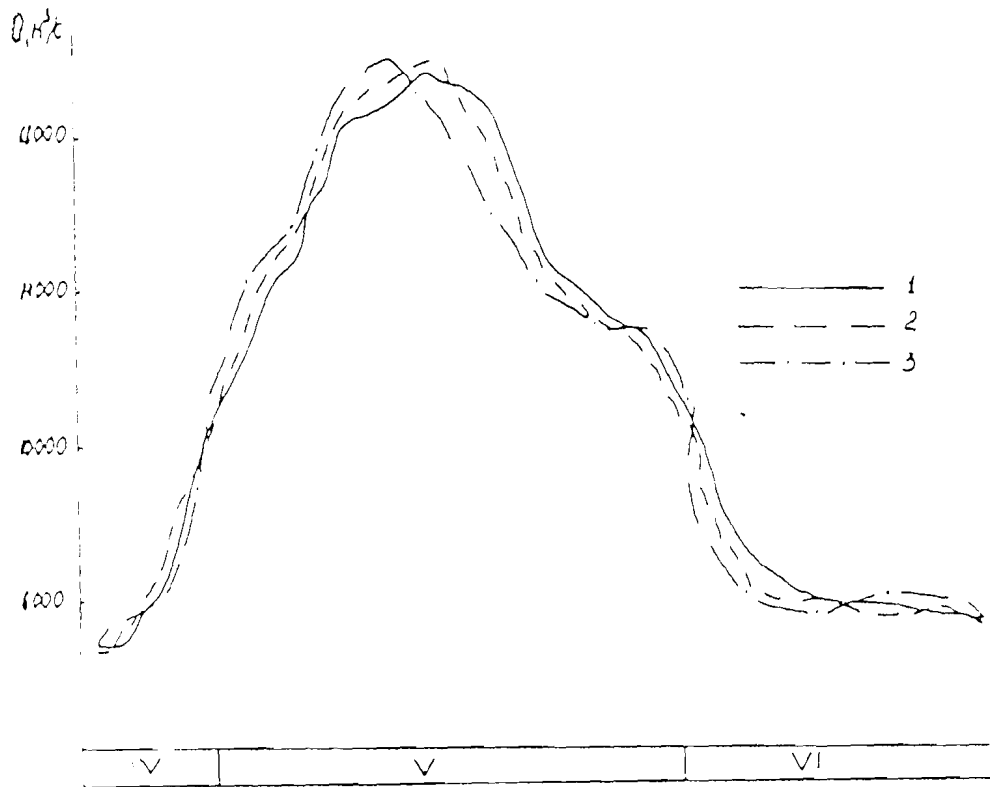


Figure 2.9 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées par le modèle dynamique (2) et celui de diffusion (3) sur le fleuve Volga à la station Haute Lebiage en 1984.

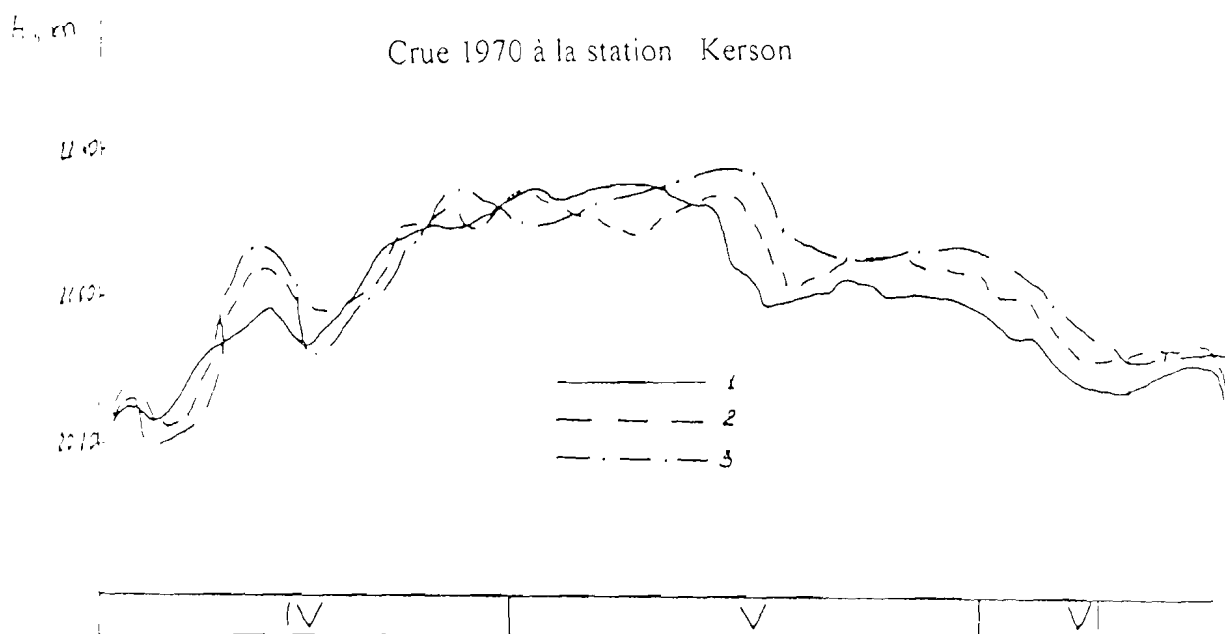
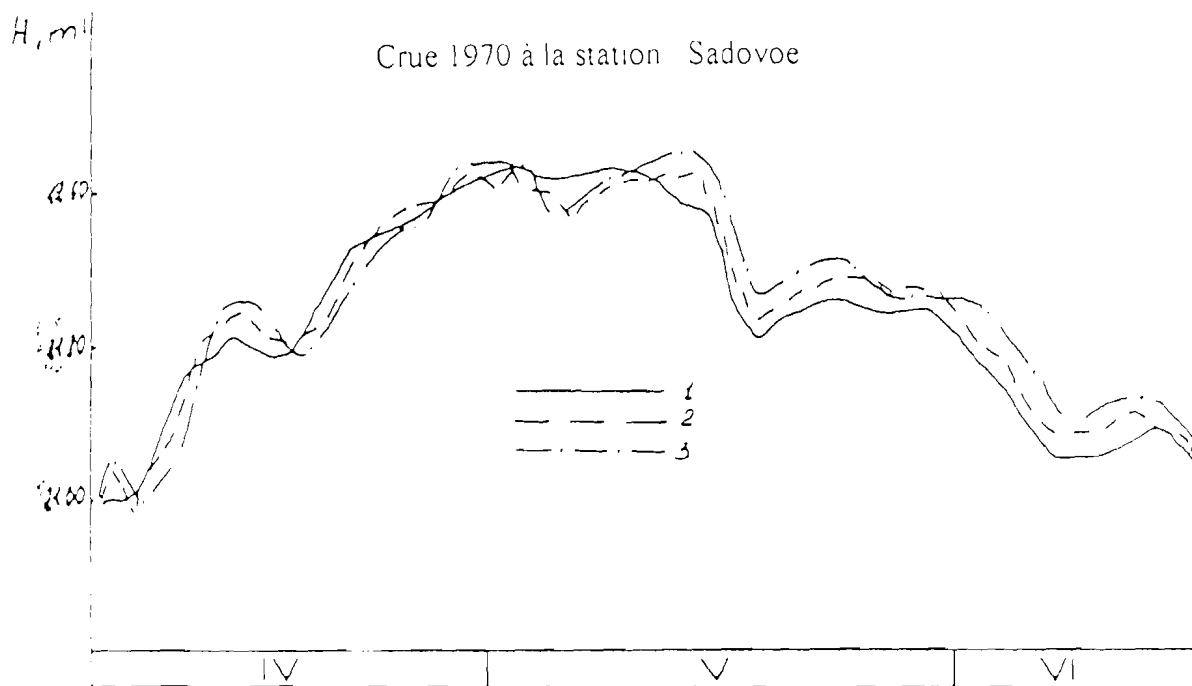


Figure 2.10 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées par le modèle dynamique (2) et celui de diffusion (3) sur le fleuve Dniestr aux stations Sadovoe et Kerson en 1970.

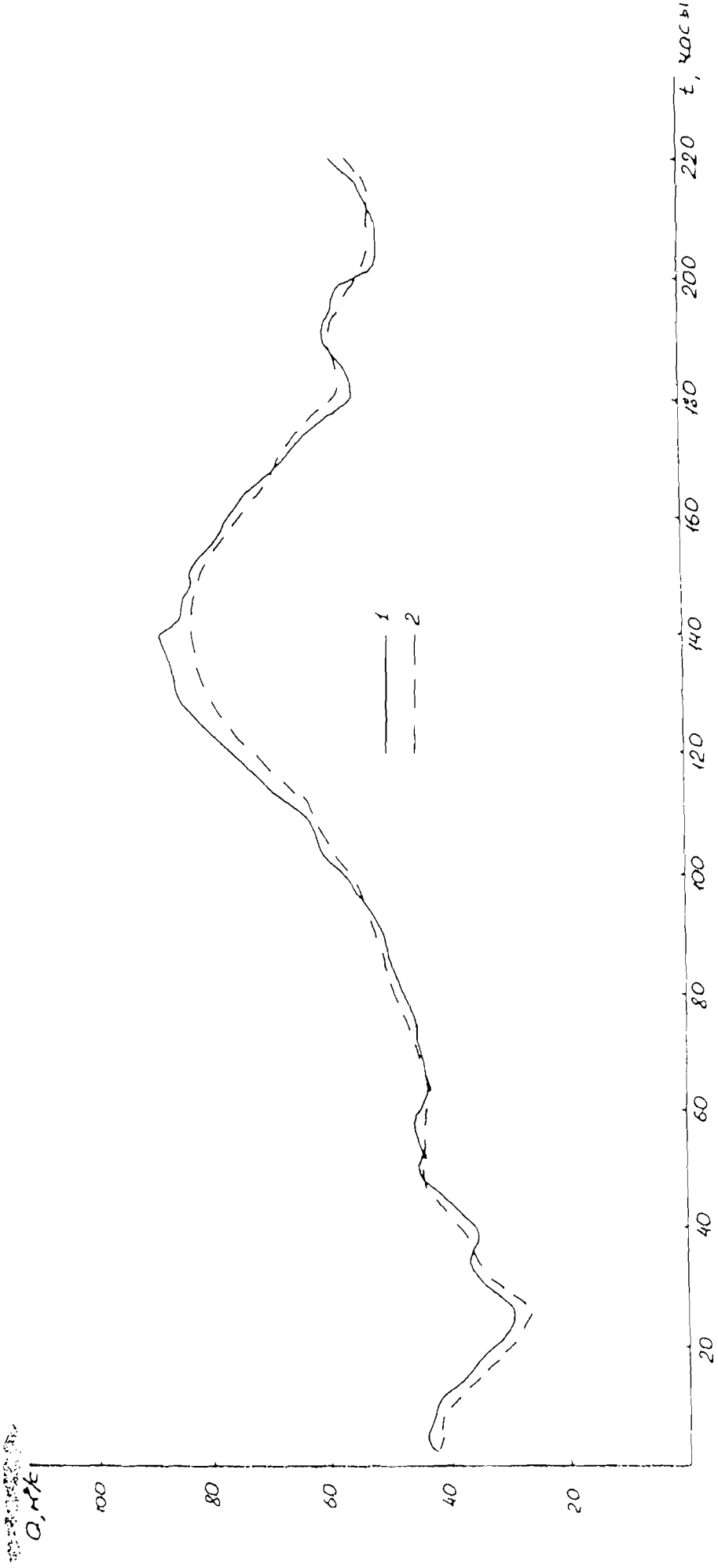


Figure 2.11 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées par le modèle dynamique (2) et celui de diffusion (3) sur le fleuve Tverska à la station No VI en 1959

Tableau 2.4

Valeurs des critères de qualité des calculs (S/σ et du rapport de corrélation ρ) du cheminement des ondes des lâchers d'eau par le modèle dynamique sur le tronçon : barrage hydroélectrique de Novotveresque – Babie du fleuve Tversa.

No des Stations	Distances du barrage (km)	S/σ	ρ
II	1,38	0,22	0,98
III	4,88	0,24	0,97
IV	11,82	0,28	0,96
V	20,61	0,27	0,96
VI	27,76	0,30	0,95
VII	39,75	0,31	0,95
VIII	48,03	0,32	0,95

La construction sur une même figure (Figure 2.12) des hydrogrammes des hauteurs d'eau calculées dans toutes les stations du fleuve Tversa montre une diminution de l'amplitude de variation des hauteurs d'eau au fur et à mesure qu'on s'éloigne du barrage.

A partir de ces résultats de calculs, on peut tirer les conclusions suivantes :

- 1) Pour le calcul du cheminement des lâchers d'eau en aval des barrages hydroélectriques, parmi les modèles basés sur les équations de Saint De Venant, il faut utiliser le modèle dynamique du courant. Ceci s'explique par le fait que lors des lâchers d'eau on observe des variations très grandes et brusques du régime de l'écoulement dans les lits des cours d'eau en aval des barrages et les termes d'inertie de l'équation dynamique du système d'équation de Saint De Venant sont très importants et leur négligence (les prendre comme zéro) comme cela est fait dans le modèle de diffusion entraîne des calculs instables.
- 2) L'utilisation des modèles sans les termes d'inertie entraîne l'apparition de l'instabilité dans les calculs et abouti à l'obtention des valeurs fictives des hauteurs d'eau (ou des débits).
- 3) Pour l'amélioration des résultats de calcul, il est nécessaire surtout pour les hautes eaux (quand l'eau sort dans le lit majeur) de prendre comme paramètre essentiel du modèle, la courbe de la caractéristique de débit en fonction des hauteurs d'eau $K = f(H)$ qui est une fonction des surfaces de la section du courant liquide, du rayon hydraulique et du coefficient de rugosité de Manning-Stickler..

Ainsi, le modèle dynamique du courant et son logiciel de calcul informatique par le schéma non clair pour le calcul du cheminement des lâchers d'eau dans les lits des cours d'eau sont fonctionnels. Ceci est très important pour les mesures de planification de la lutte contre les inondations, pour l'irrigation, la navigation et d'autres travaux pratiques.

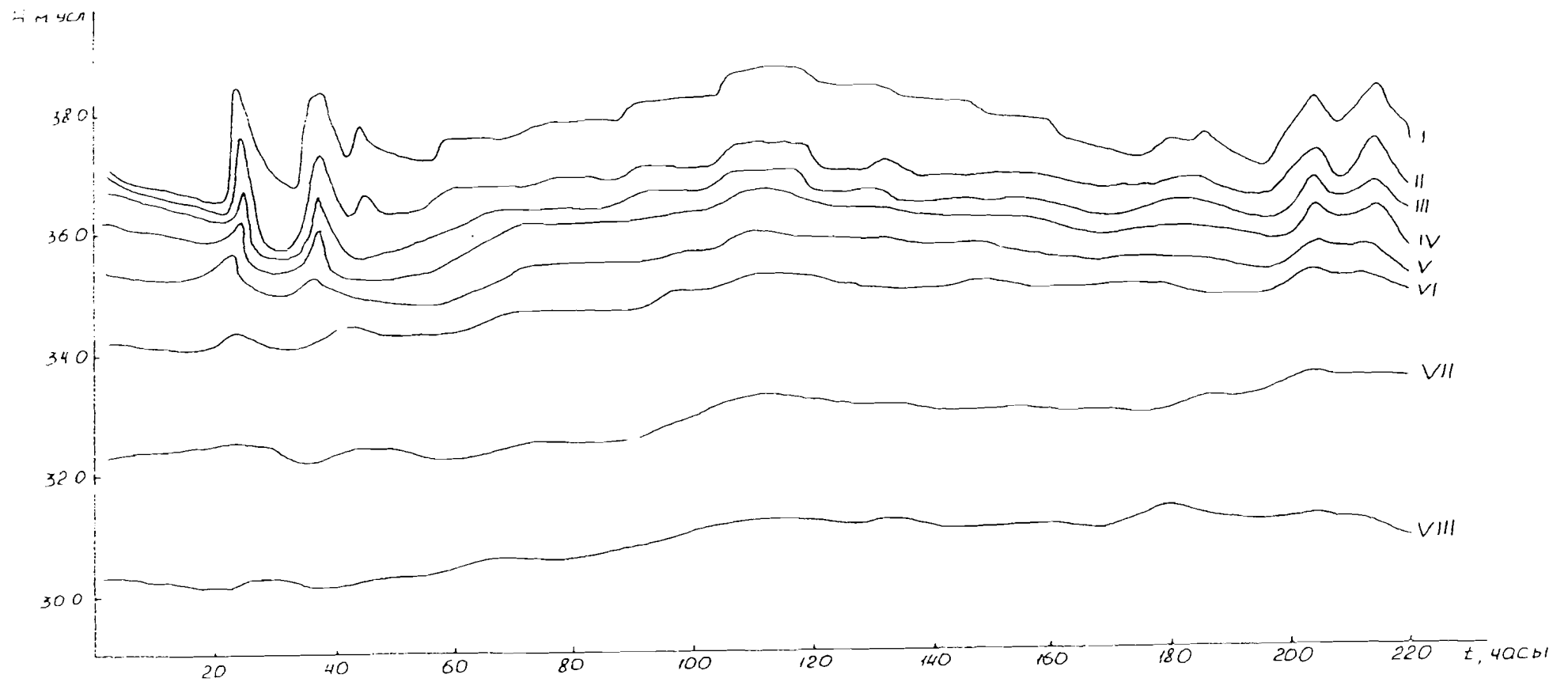


Figure 2.12 · Hydrogrammes des hauteurs d'eau calculées sur toutes les stations de calcul, distantes du barrage hydroélectrique de :
 II – 0,43 km ; III – 1,38 km ; IV – 4,88 km ; V – 20,61 km ; VI – 27,76 km ; VII – 39,75 km ; VIII – 48,03 km.

CHAPITRE III

CALCUL DU CHEMINEMENT DES CRUES PLUVIALES DANS LES RETENUES
DES COURS D'EAU (RETENUE D'EAU DE DOUBASSARSQUE)

3.1 METHODES DE CALCUL DU CHEMINEMENT DES CRUES PLUVIALES ET DE FONTE DE NEIGE DANS LES RETENUES D'EAU.

Dans cette partie, on s'intéresse aux méthodes de calcul pour lesquelles l'influence de la capacité de la retenue sur la régulation du régime est primordiale.

La question relative au calcul de l'écoulement non permanent dans les retenues d'eau n'est pas nouvelle. Mais, la plupart des recherches sont basées sur seulement le régime de variation des hauteurs d'eau dans la retenue lors de l'écoulement au mouvement non permanent du courant [25, 81, 82, 83, etc ...].

Pour le calcul du courant au mouvement non permanent dans les retenues d'eau, on peut utiliser les mêmes méthodes que celles des cours d'eau pour le même problème. Par exemple, dans les travaux [20] pour le calcul de l'écoulement des crues pluviales dans les retenues d'eau on utilise la méthode simplifiée de Maskingam. Mais, les travaux pour l'utilisation d'un modèle beaucoup plus consistant ne sont pas nombreux. Pour le même but, dans certains projets des Etats du Tennesi, on peut citer comme exemple le travail [123] dans lequel il est utilisé une méthode de calcul exacte pour la résolution des problèmes suivants :

- pour l'analyse du mouvement non permanent dans les stations atomiques ;
- pour la détermination de la dynamique de la vitesse du courant et des hauteurs d'eau dans le lit rétrécis en aval des stations hydroélectriques ;
- pour le calcul de la variation dans le temps et dans l'espace des vitesses du courant d'eau, des hauteurs d'eau et des débits d'écoulement dans la retenue pour un graphique donné de débits turbinés ;
- pour l'analyse du régime de deux cascades de retenues d'eau qui sont liées entre elles ;
- pour la modélisation du cheminement des crues pluviales dans la retenue d'eau.

En tenant compte de la limite imposée sur l'intervalle de temps de calcul et sur la distance entre les sections de calcul (conditions nécessaires pour l'obtention des résultats de calcul stables), les auteurs du travail [143] proposent la méthode des caractéristiques pour la résolution du problème posé. Dans ce travail, il est fait un exemple et une technique de calcul des hydrogrammes des crues dans les retenues d'eau de forme trapézoïdale avec des lâchées d'eau non régulières à travers le barrage. Les auteurs donnent aussi le logiciel dans la langue de programmation FORTRAN pour la résolution du problème.

La difficulté du calcul du mouvement non permanent du courant des crues pluviales et de la fonte des neiges dans la retenue d'eau est due au fait que l'écoulement ici se fait dans les conditions de remous du au barrage et entraînant un écoulement inverse d'une partie de la masse d'eau [105]. Mais, que ce soit les ondes directes (ondes dans le sens de l'écoulement général) ou que les ondes contraires (remous) l'écoulement dans les retenues d'eau a un caractère graduellement varié. Du fait de l'augmentation très brusque et grande de la surface de la section liquide du courant, la variation des hauteurs d'eau dans la retenue d'eau se fait lentement au cours du temps et le long du courant. C'est pourquoi, il devient évident la possibilité de calculer l'écoulement des crues pluviales et de la fonte des neiges dans les retenues d'eau par les équations du mouvement non permanent du courant en annulant les termes d'inertie. Dans cette simplification, il faut tenir compte des remous. En effet, le modèle cinétique du courant ne permet pas de tenir compte des remous. Pour ces calculs, il devient possible l'utilisation du modèle de diffusion du courant de la forme (2.20). Il faut signaler que ces équations (modèle de diffusion du courant) sont plus simples que celles du

...
système d'équations complètes de Saint De Venant (modèle dynamique du courant) et comme ces dernières tiennent aussi compte des remous. Il faut signaler que les remous apparaissent sur les cours d'eau en amont des barrages.

3.2 DESCRIPTION DE LA ZONE DE L'ETUDE

La zone de l'étude (Figure 3.1) se trouve sur le fleuve Dniestr et est située entre les villages Moguilev-Podolski et Doubassar. Elle peut être divisée en deux parties :

- une partie fluviale commençant par le village Moguilev-Podolski et se termine au poste Kamenka avec une longueur de 177 km ;
- et la retenue elle-même de Doubassar du poste Kamenka au village de Doubassar avec une longueur de 127,5 km, située dans la partie la plus rétrécie et asymétrique du bassin du Dniestr.

La zone d'étude est en général une plaine, ce qui explique l'écoulement presque permanent dans la retenue. Le profil en long du lit du Dniestr a une forme en zigzag. La pente moyenne du lit est de 0,15 ‰.

Le réseau hydrographique du bassin du fleuve Dniestr dans la zone d'étude se caractérise par une multitude d'affluents drainant des petites quantités d'eau qui n'ont pratiquement pas de grande influence au plan quantitatif sur le régime de la retenue.

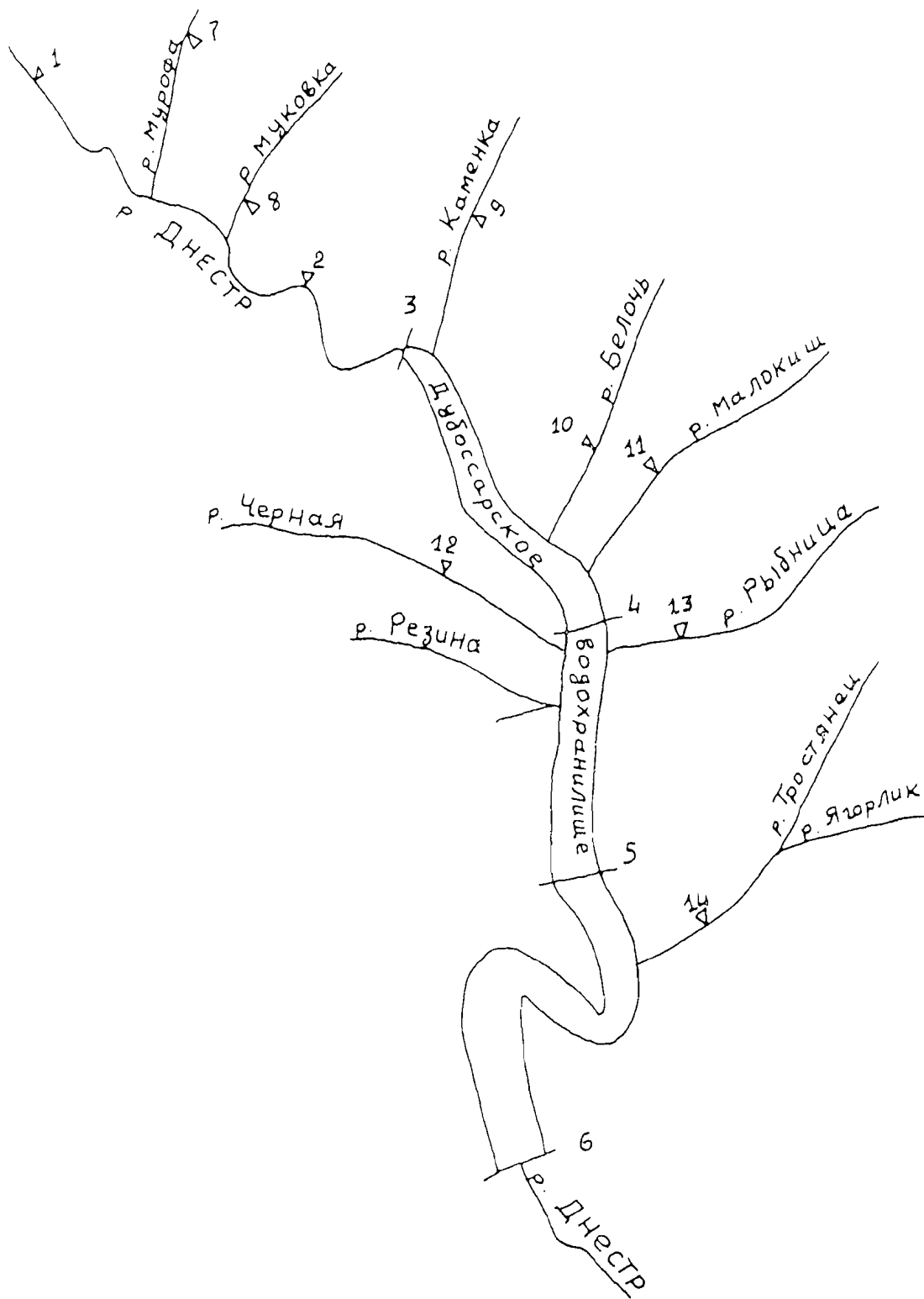
Au niveau de la première partie de la zone d'étude du fleuve Dniestr, sa partie fluviale, on peut noter en rive gauche les affluents suivants : Mourafa et Markovka avec des petites surfaces de bassins versants et des petits débits. C'est pourquoi, les eaux ici sont transitaires et la forme générale des hydrogrammes reste la même que sur les stations hydrométriques en amont. Seulement, on peut noter que les débits maxima et la date de passage du pic ont un peu changé par suite de la transformation des crues le long du lit.

Dans la partie de la retenue, on note à droite deux petits affluents : Chernaya et Resina. Par contre à gauche il existe cinq affluents qui sont : Kamenka, Pibnitsa, Beloch, Malokich et Yagorlik. Ces affluents aussi comme ceux de la rive droite ne sont pas importants et n'ont pas une grande influence dans le volume de la retenue. C'est pourquoi, comme débits entrants dans la retenue de Doubassarque, on prend seulement le débit du cours d'eau principal du fleuve Dniestr. Quand au régime de variation du plan d'eau dans la retenue, il se détermine en fonction du caractère du régime des hauteurs d'eau dans la partie supérieure du bassin du fleuve Dniestr.

A la suite de nombreuses études sur plusieurs années, il a été obtenu que le volume annuel moyen apporté par le fleuve Dniestr dans la retenue de Doubassar est égal à $9,6 \text{ km}^3$ dans lequel celui des affluents est de $0,4 \text{ km}^3$ [1].

Sur le plan morphologique, la retenue se divise par son axe en trois parties : les parties Supérieure, moyenne et inférieure.

La partie supérieure avec une longueur de 49 km commence aux environs du village Kamenka et se termine à Ribnitsa. Dans cette partie, les hauteurs d'eau des crues pluviales et de fonte de neige sont assez importantes. Ceci crée un régime fluvial pour l'écoulement avec une pente moyenne i égale à 0,18 ‰. Ceci favorise un écoulement rapide avec des vitesses atteignant 0,28 – 1,34 m/s [2]. La chute des cotes de la surface de l'eau dans cette partie est en moyenne dans l'année égale à 10,5 mètres avec une variation de 4,73 à 0,04 mètres. La pente de la surface de l'eau varie entre 0,095 et 0,0008 ‰ et dans l'année 0,021 ‰.



▽ - Stations de débits
 - - Stations limnimétriques

Figure 3.1 : Schéma de la retenue d'eau de Doubassarsque (fleuve Dniestr)

La partie moyenne (du village Ribnitsa à Garmatskoe) a une longueur égale à 43 km. Ici, les cotes de l'eau pendant la grande partie de l'année ne changent pas beaucoup. La pente moyenne du lit ici est à peu près 0,12 ‰. La surface de l'eau n'a non plus pas une grande valeur de la pente (0,003 ‰). Ceci fait que la vitesse d'écoulement n'est pas grande. Elle est de l'ordre de 0,15 – 0,28 m/s. Dans certaines périodes de l'année, elle diminue jusqu'à atteindre zéro. Durant les périodes de crues, elle peut augmenter et atteindre les valeurs de la partie supérieure.

La partie inférieure (du village Garmatskoe au barrage hydroélectrique de Doubassarque) a la longueur la plus petite. Elle est de 33 km et à une pente du lit égale à 0,07 ‰. Ici, les vitesses d'écoulement du courant ne dépassent pas en moyenne 0,05 – 0,15 m/s.

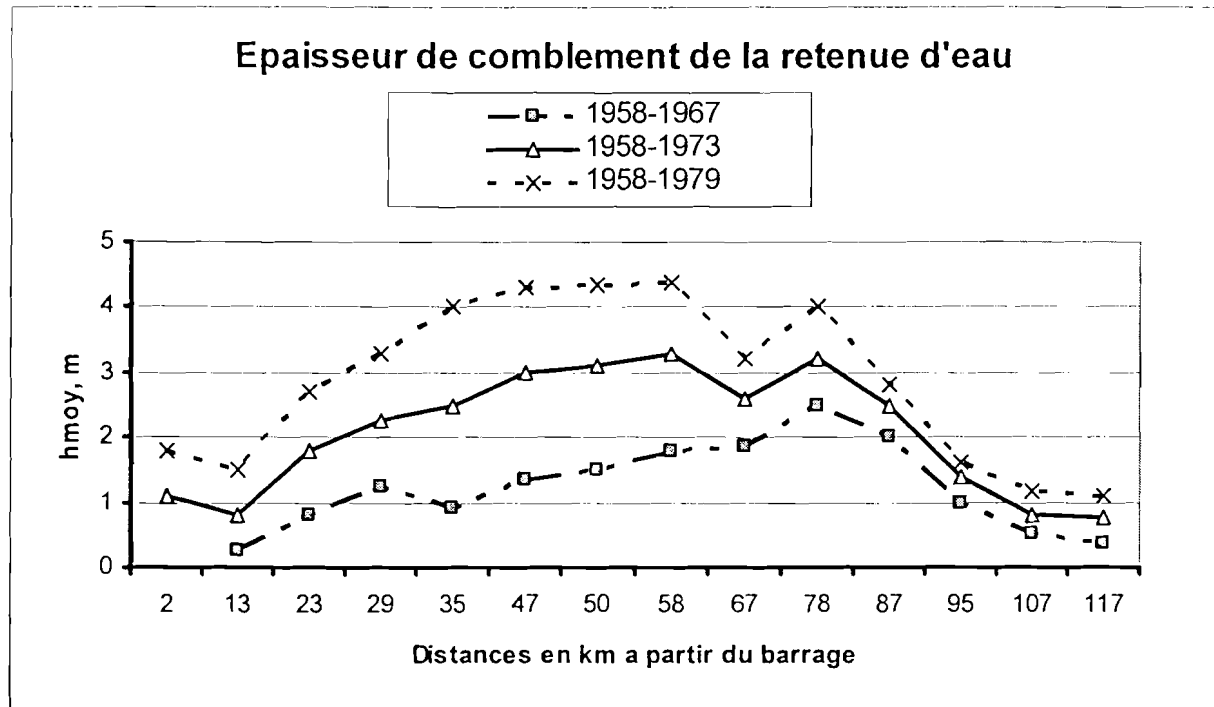
La combinaison des conditions morphologiques et hydrologiques de la retenue de Doubassar permet de la classer parmi les retenues d'eau de type fluvial avec sa partie supérieure qui conserve les traits du régime hydrologique des fleuves [18].

Les recherches menées par l'auteur de la thèse [2] montrent que le maximum de dépôt des matières en suspension dans la retenue d'eau s'est produit pendant la période 1958 – 1966 dans la section située au village de Ribnitsa. Quant à la section du village de Garmatskoe, il a eu lieu pendant les périodes 1967 – 1972 et 1973 – 1978. C'est que le dépôt s'effectue au fur et à mesure qu'on s'approche du barrage (Fig. 3.2).

A partir des données de « Hydroproekt » basées sur les mesures lors des missions de terrain de la Station de la retenue d'eau de Doubassarque, l'accumulation des matières en suspension dans la retenue à partir de 1958 s'est faite avec les chiffres suivants :

- fin 1966 : $46 \cdot 10^6 \text{ m}^3$;
- fin 1972 : $105 \cdot 10^6 \text{ m}^3$;
- fin 1978 : $148 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Avec une telle dynamique de dépôt des matières en suspension dans la retenue, il se pose le problème de la prise en compte de ce phénomène dans le calcul de l'écoulement des crues pluviales et de fonte de neige qui se produisent annuellement dans cette retenue.



h_{moy} – L'épaisseur moyenne des dépôts
 L – Distance à partir barrage

Figure 3.2 : Courbes du comblement de la retenue d'eau de Doubassarsque à partir des données de « Guidroproekt » pour les périodes suivantes :
 1 – 1958 – 1967
 2 – 1958 – 1973
 3 – 1958 – 1979

3.3 MODELE DE DIFFUSION ET LA METHODE NUMERIQUE DE RESOLUTION DE SES EQUATIONS.

En 1951, Hayami a été l'un des premiers qui a proposé le calcul de l'écoulement au mouvement non permanent par l'équation de diffusion linéaire [35].

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \Psi \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + \Psi Q_L \quad , \quad (3.1)$$

où Ψ et μ sont des constantes et désignent respectivement les vitesses de convection et de diffusion et correspondent à l'expression (1.19).

Hayami a ensuite considéré que l'introduction de la valeur nulle du coefficient de diffusion μ caractérise l'influence de la non uniformité du lit sur la longueur de l'onde et a proposé de le déterminer à partir de la comparaison des résultats de calculs avec les valeurs mesurées. Il a aussi proposé la formule de détermination Ψ .

L'inconvénient de cette méthode réside dans la prise des paramètres Ψ et μ comme constantes. Ceci ne permet pas d'utiliser la méthode pour des crues à grandes amplitudes.

Dans le travail [35] la méthode a connu un développement faisant que les paramètres Ψ et μ sont pris comme fonctions du débit à calculer. Ainsi, la méthode a reçu le nom de méthode avec les paramètres variables.

L'interprétation physique des coefficients de l'équation de convection et de diffusion (3.1) peut se faire sur la base de la transformation du système des équations de Saint Venant en excluant les termes d'inertie de l'équation du mouvement. Ainsi, le système se réécrit sous la forme suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad , \quad (3.2)$$

$$Q = \frac{1}{n} A \sqrt{R^2} - \frac{\frac{\partial H}{\partial x}}{\sqrt{\left| \frac{\partial H}{\partial x} \right|}} \quad , \quad (3.3)$$

où H – les hauteurs d'eau.

Il faut signaler que les équations (3.2) et (3.3) sont écrites dans les conditions selon lesquelles l'arrivée transversale est égale à zéro.

Ces équations transformées dans le sous-chapitre 1.3 aboutissent à l'équation de diffusion (1.19) comme la formule (3.1). Comme on le voit dans ces transformations, le coefficient Ψ

(vitesse de convection) pour le débit est égal à : $\frac{Q}{BK} \frac{dK}{dh}$, et le coefficient de diffusion μ est

égal à : $\frac{K^2}{2B|Q|}$.

Ainsi, les coefficients Ψ et μ dépendent des caractéristiques morphologiques et hydrauliques du lit et déterminent l'intensité de diminution de l'onde des crues. L'équation (3.1) permet de tenir compte de l'influence des remous des grands affluents, barrages et autres sur les cours d'eau principaux. Mais, la difficulté dans la détermination des paramètres ψ et μ de l'équation (1.19) a obligé les chercheurs [4, 5, 46, etc ...] pour les calculs pratiques de l'écoulement au mouvement non permanent à utiliser les équations (3.2) et (3.3) sans les transformer sous la forme (1.19). Ainsi, ils donnent à ces équations le nom de modèle de diffusion avec sa résolution par les méthodes numériques.

Pour la résolution du système d'équations (3.2) et (3.3), comme il a été dit dans les chapitres I et II, il est indispensable l'utilisation des schémas non clairs des différences finies sous la forme (2.6) et (2.7).

Pour $\Psi = 1/2$, le schéma se transforme en la forme qui nous est connue sous l'appellation de Schéma de Presman et qui est décrit dans les travaux [30, 71, 80, 84, 128, etc ...]. Ainsi, les équations (2.6) et (2.7) prennent la forme suivante :

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{f(j+1, i+1) + f(j+1, i) - f(j, i+1) - f(j, i)}{2\Delta t}, \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\theta[f(j+1, i+1) - f(j+1, i)] + (1-\theta)[f(j, i+1) - f(j, i)]}{\Delta x}, \quad (3.5)$$

Pour obtenir la stabilité des calculs, les auteurs de ce schéma recommandent de prendre le coefficient θ dans l'intervalle entre 0,6 et 1,0.

Le schéma de Presman a obtenu une large utilisation pour le calcul de l'écoulement au mouvement non permanent du courant.

Les schémas de type Presman ne donnent pas seulement une bonne approximation des équations intégrales et différentielles mais aussi disposent de beaucoup d'avantages pour les calculs numériques. Ces avantages sont décrits dans le travail [86].

Comme le montre l'expérience de l'utilisation de ce schéma, les résultats des calculs par les équations de Saint De Venant dépendent beaucoup du choix du coefficient de poids θ dans l'équation (3.5). Pour cela, nous avons fait beaucoup de calculs pour différentes valeurs de θ dans l'intervalle 0,6 – 1,0. Après analyse des résultats, nous avons pris $\theta = 1,0$. C'est ainsi que dans la suite des calculs, le schéma de Presman prend la forme suivante :

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{f(j+1, i+1) + f(j+1, i) - f(j, i+1) - f(j, i)}{2\Delta t}, \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{f(j+1, i+1) - f(j+1, i)}{\Delta x}, \quad (3.7)$$

En utilisant ce schéma d'approximation, on réécrit les équations (3.2) et (3.3) sous la forme suivante des différences finies :

$$\frac{A(j+1, i+1) + A(j+1, i) - A(j, i+1) - f(j, i)}{2\Delta t} + \frac{Q(j+1, i+1) - Q(j+1, i)}{\Delta x(i+1)} = 0, \quad (3.8)$$

Les retenues d'eau dans les lits des fleuves constituent des régulateurs importants du régime d'écoulement du courant d'eau. Mais, en accomplissant la tâche d'accumulation des eaux, les retenues d'eau influencent beaucoup le régime naturel de ces fleuves. Les crues pluviales et de la fonte des neiges en arrivant dans les retenues d'eau des fleuves voient leurs vitesses d'écoulement diminuer. Cette diminution est due à l'augmentation des surfaces de la section du courant liquide, ce qui entraîne une transformation de l'ampleur de la crue.

La détermination des hydrogrammes entrant dans les retenues d'eau permet de contrôler leurs remplissages et l'utilisation rationnelle de ses eaux. Il permet aussi de planifier les lâchers d'eau des barrages en préservant les inondations en aval et en garantissant la quantité d'eau nécessaire pour la navigation, l'irrigation, les différentes prises d'eau en aval.

En dehors de la résolution de ces problèmes, le calcul de l'écoulement des crues pluviales et de fonte de neige par les retenues d'eau permet de planifier les mesures permettant de régulariser le régime des cours d'eau dans le but de la diminution des valeurs maximales des débits lâchés dans les lits des cours d'eau en aval des barrages.

Dans ce chapitre, on traite les questions du calcul de l'écoulement des hautes eaux des crues dans les retenues d'eau.

$$Q(j+1, i+1) = K(j+1, i+1) \frac{\frac{H(j+1, i+1) - H(j+1, i)}{\Delta x(i+1)}}{\sqrt{\frac{H(j+1, i+1) - H(j+1, i)}{\Delta x(i+1)}}}, \quad (3.9)$$

où
$$K(j+1, i+1) = \frac{1}{n(j+1, i+1)} A(j+1, i+1) \sqrt{R(j+1, i+1)^2}.$$

L'algorithme de résolution de ce schéma et celui de résolution du modèle dynamique sous forme de différences finies diffèrent seulement dans la partie d'écriture de $Q(j+1, i+1)$ de l'équation (3.9) dans celle (3.8) et la détermination de l'erreur de calcul par cette équation. Ceci est visible sur le bloc - schéma de résolution du système d'équations (3.8) et (3.9) sur la figure 3.3.

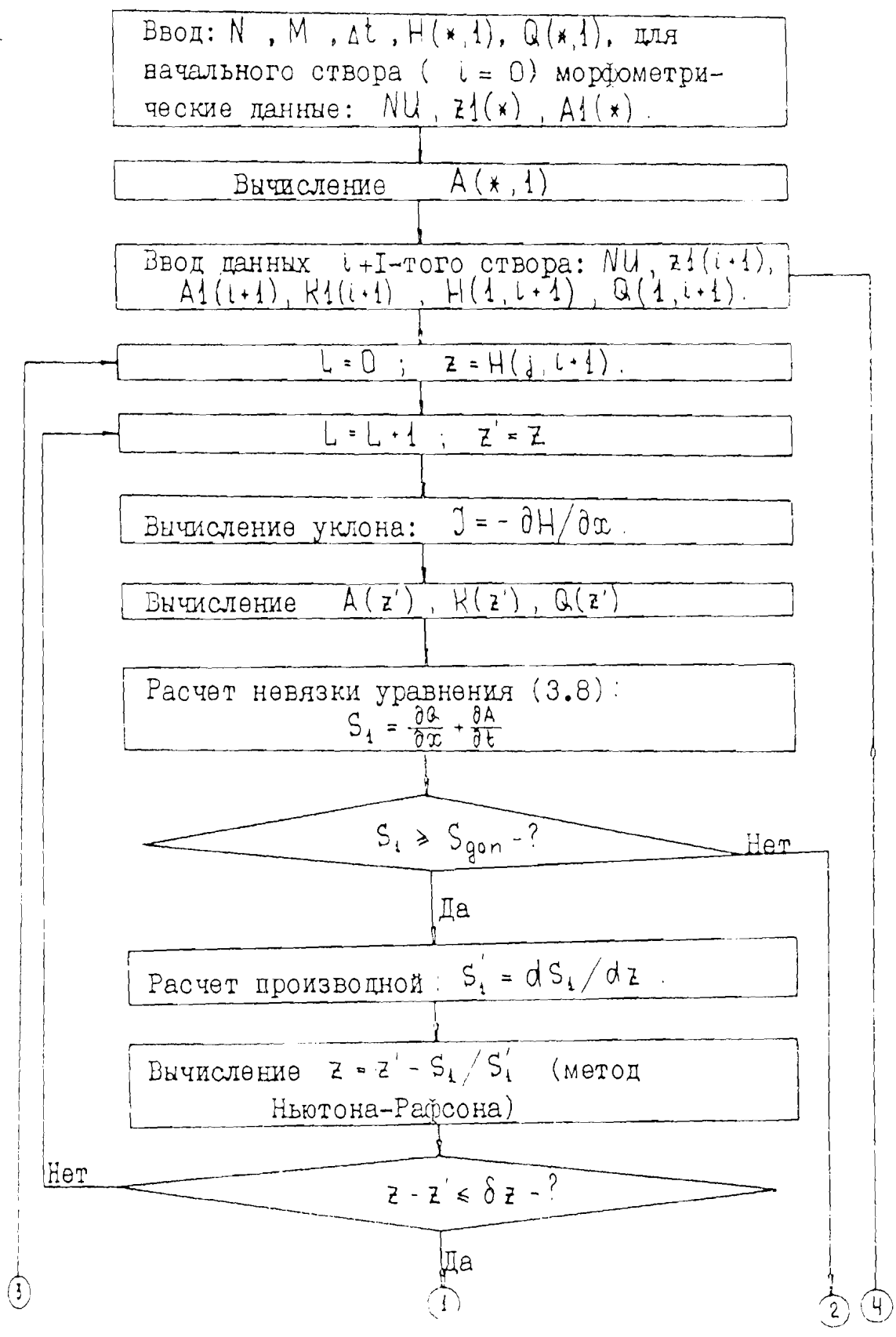
Comme il est visible sur le schéma de l'algorithme, disposant des données initiales et de celles limitantes des hauteurs d'eau pendant le temps $(j+1)$, on dispose déjà des hauteurs d'eau $H(j, i)$, $H(j, i+1)$, et aussi la valeur de la hauteur d'eau calculée au préalable dans la section précédente $H(j+1, i)$. A partir de ces données, on détermine dans le tableau matriciel par la méthode d'interpolation linéaire les surfaces des sections liquides $A(j, i)$, $A(j, i+1)$ et $A(j+1, i)$ et aussi les modules de débits $K(j, i)$, $K(j, i+1)$ et $K(j+1, i)$. Ainsi, dans les équations (3.8) et (3.9), il reste comme inconnue seulement $H(j+1, i+1)$. Les autres éléments $A(j+1, i+1)$, $K(j+1, i+1)$ et $Q(j+1, i+1)$ sont fonctions de $H(j+1, i+1)$.

Pour la détermination de $H(j+1, i+1)$, on utilise la méthode d'itération de choix en utilisant les équations (3.9) et (3.8) dans l'ordre suivant :

- 1) on se donne une valeur quelconque de $H(j+1, i+1)$;
- 2) on calcule les valeurs correspondantes de $A(j+1, i+1)$ et $K(j+1, i+1)$ dans les tableaux matriciels des données par la méthode linéaire d'interpolation ;
- 3) par l'équation (3.9) on calcule $Q(j+1, i+1)$;
- 4) on vérifie la justesse du choix de $H(j+1, i+1)$ en introduisant la valeur calculée de $Q(j+1, i+1)$ dans l'équation (3.8). Dans la même équation on introduit tous les autres paramètres calculés en fonctions de $H(j+1, i+1)$;
- 5) si la valeur de $H(j+1, i+1)$ choisie est juste, on aura zéro (ou une certaine valeur inférieure à l'erreur acceptable) à droite de l'équation (3.8). Dans le cas contraire, la partie droite de l'équation serait égale à $S_1(H)$. Pour cela, la valeur optimale (précise) de $H(j+1, i+1)$ se déterminera par l'expression (2.21).

Le schéma ci-dessus ainsi décrit pour la résolution des équations du modèle de diffusion du courant peut être utilisé pour le calcul de l'écoulement des crues pluviales et de fonte de neige dans la retenue de Doubassarque.

Comme on le remarque par le bloc – schéma et l'algorithme, le calcul des hauteurs d'eau et des débits pour différentes sections et différents intervalles de temps nécessite un certain nombre de données dont la description sera faite dans le sous – chapitre qui va suivre.



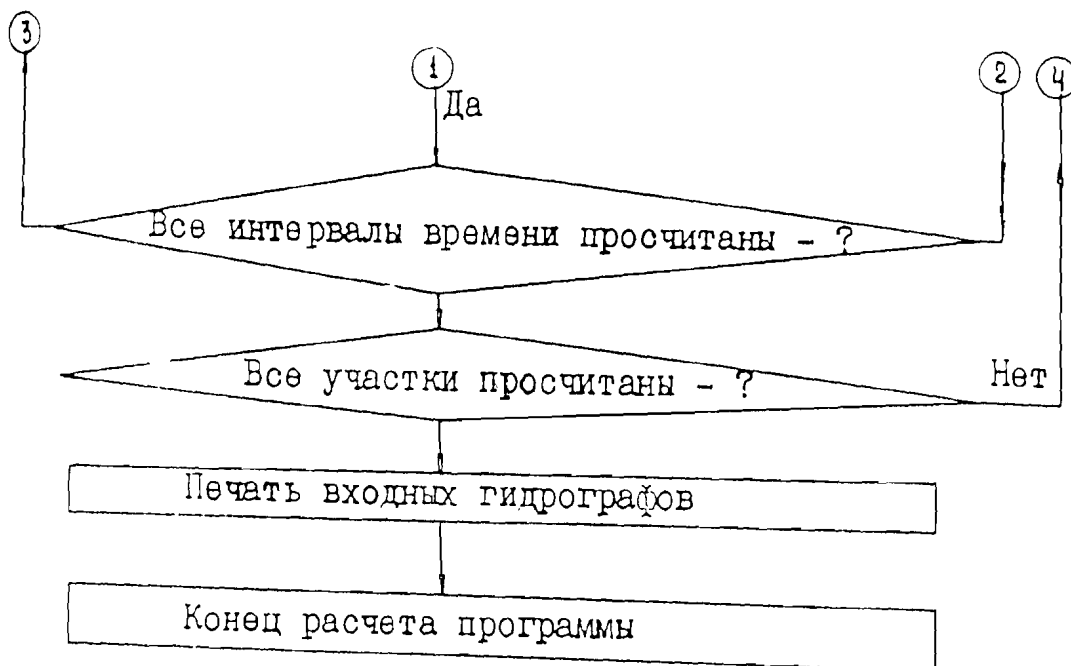


Figure 3.3 : Schéma simplifié de l'algorithme simplifié du programme de calcul par les équations du modèle de diffusion de l'onde du courant d'eau.

3.4 DETERMINATION DES DONNEES NECESSAIRES POUR LES EQUATIONS DU MODELE DE DIFFUSION DU COURANT

Comme on l'a dit plus haut, le tronçon de calcul peut être divisé en deux parties : une partie fluviale (du village Moguilev-Podolski jusqu'au poste Kamenka) et la retenue elle-même de Doubassar (du poste Kamenka au barrage hydroélectrique au village de Doubassarque). Le choix de la section de calcul au niveau de la partie fluviale permet de suivre la transformation des ondes des crues jusqu'à l'entrée de la retenue à l'intérieur.

Comme sections de calcul dans la partie fluviale du lit, nous avons arrêté les stations hydrométriques pour lesquelles il existe des données mesurées de débits. Quand à l'intérieur de la retenue, on a pris les stations limnimétriques sur lesquelles on dispose de données continuellement mesurées de hauteurs d'eau et du comblement de la retenue par les matières en suspension. Le choix de ces sections permet de juger le modèle par la comparaison des hydrogrammes calculés et mesurés.

L'intervalle de temps a été pris égal à un jour et ce, en fonction de la disponibilité des données mesurées de hauteurs d'eau et de débits.

Les caractéristiques morphologiques et hydrauliques dans les sections de calcul se déterminent à partir des profils en travers du document [2] et qui ont été obtenus pour beaucoup d'années de recherches par le Département des Recherches Hydrauliques de l'Institut Hydrométéorologique d'Odessa lors de l'étude du processus de comblement de la retenue de Doubassarque (voir Tableau 3 des Annexes). A partir des données de ce tableau, il a été construit les courbes de la surface de la section du courant liquide en fonction des hauteurs d'eau pendant les années de l'étude du processus de comblement de la retenue (Figures 3.4, 3.5, 3.6). Comme on le remarque sur ces figures, l'intensité maximale du comblement de la retenue s'est produite durant la période 1967 – 1979 dans la partie inférieure de la retenue. A cet endroit, l'épaisseur du comblement atteint 4 – 5 mètres (Figure 3.6).

Pour la détermination des caractéristiques morphologiques des stations de la partie fluviale, on a utilisé les données mesurées des surfaces et des profondeurs des sections.

Comme plus haut, on a pris comme caractéristique hydraulique, le module de débit (K) qui se détermine par l'expression (2.16).

Pour la réalisation de tous les calculs, toutes les caractéristiques ont été mises sous forme de données de tableaux matriciels en fonction des hauteurs d'eau.

Les conditions initiales et de limite ont été prises comme suit :

- comme conditions initiales, les données des hauteurs d'eau et des débits ont été prises dans toutes les sections de calcul au début de la montée des eaux ;
- les conditions de limite sont les hydrogrammes en amont (station du village Moguilev – Podolski) et en aval (hydrogramme des hauteurs d'eau en amont du barrage de Doubassarque. Le choix de deux conditions de limite s'explique par le fait que le régime d'écoulement des eaux (ou le remplissage de la retenue) dépend beaucoup des lâchers d'eau en aval du barrage.

Le long du tronçon de calcul jusqu'à la station au village de Kamenka, les affluents sont tous peu importants. Ceci fait qu'ils n'influencent pas le régime hydrologique du Dniestr et c'est pourquoi ici, l'arrivée latérale (transversale) n'est pas prise en compte dans les calculs ($Q_L = 0$). Il faut signaler néanmoins que le calcul des débits journaliers des affluents entrant dans les retenues est une problématique très importante. En effet, leur juste détermination permet de calculer avec précision le bilan hydrologique des retenues. Ce problème est beaucoup traité dans la littérature [36, 37, 38, 79, 80] dans laquelle le débit entrant et non régularisé dans la retenue se détermine soit par l'équation du bilan hydrologique soit par la somme des débits des fleuves apportant de l'eau dans la retenue.

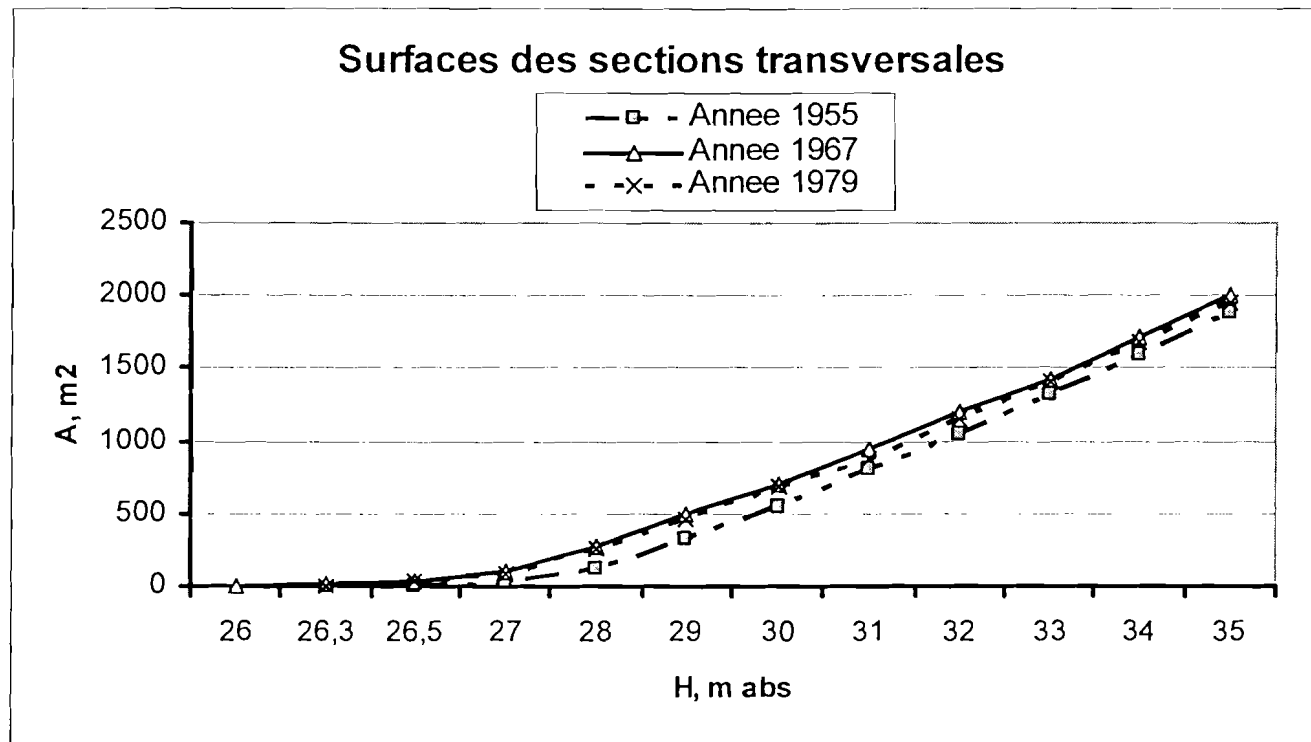


Figure 3.4 : Courbes des surfaces transversales des sections en fonction des hauteurs d'eau à la station Kamenka (Retenue d'eau de Doubassarsque).

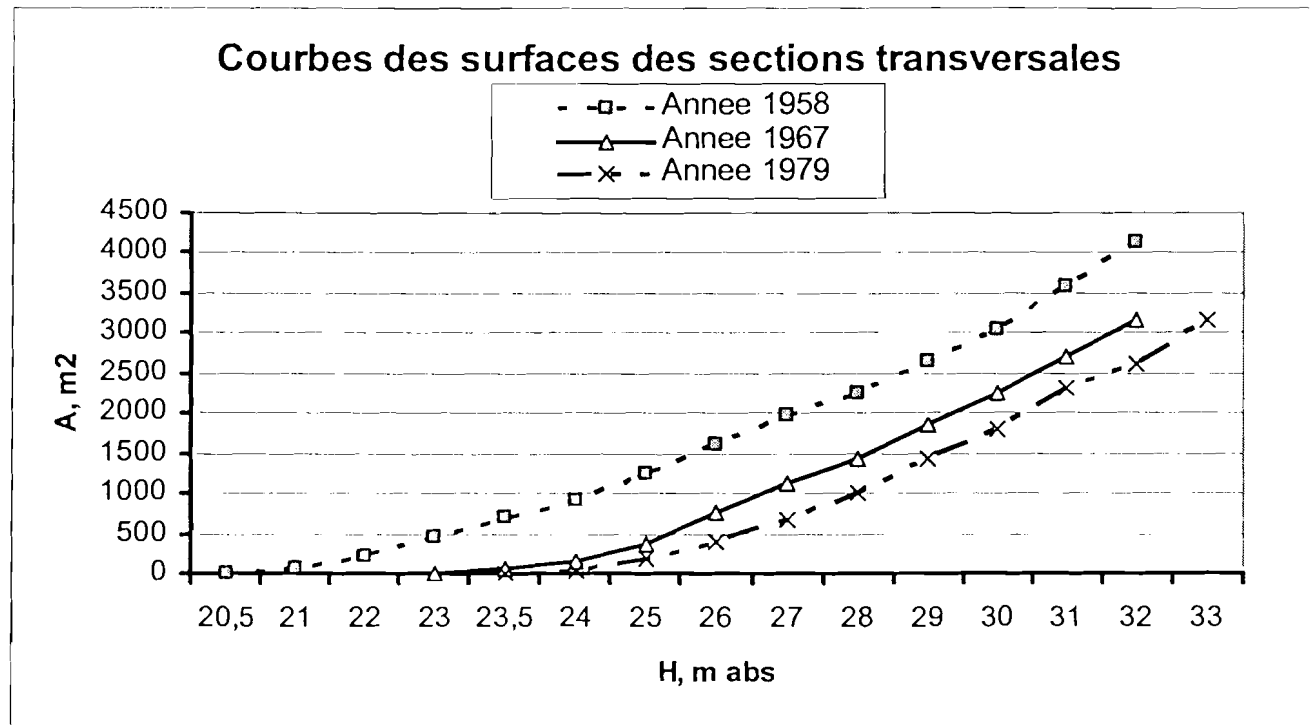


Figure 3.5 : Courbes des surfaces transversales des sections en fonction des hauteurs d'eau à la station Ribnitsa (Retenue d'eau de Doubassarsque).

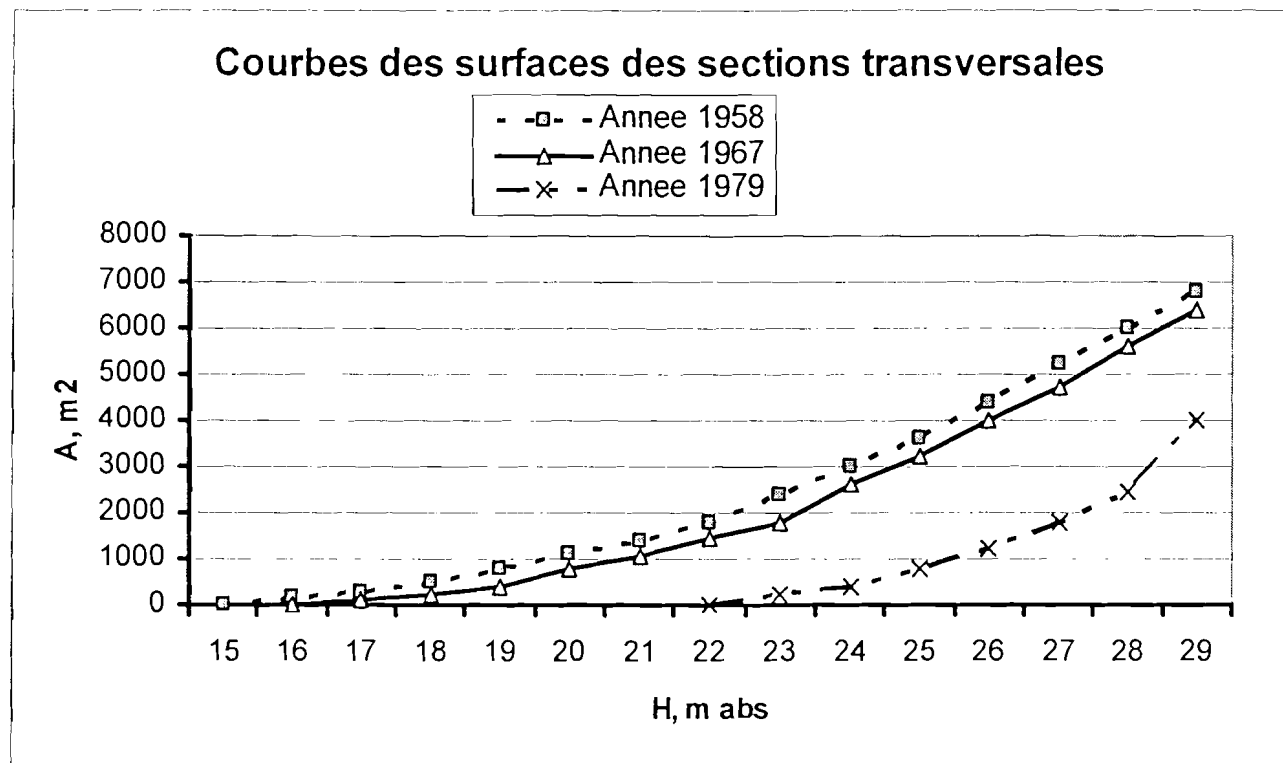


Figure 3.6 : Courbes des surfaces transversales des sections en fonction des hauteurs d'eau à la station Garmatskoe (Retenue d'eau de Doubassarsque).

L'utilisation de la courbe moyenne (sur les années 1967 et 1979) pour les calculs de l'année 1977 a donné des résultats acceptables mais moins bons avec un critère de qualité des calculs $S/\sigma = 0,50$.

Comme il a été dit plus haut, le comblement maximum (entre 1967 et 1979) a été observé dans la partie inférieure de la retenue. Ceci a entraîné une modification de la courbe optimale de la caractéristique de débits (Figure 3.10). C'est pourquoi les calculs de contrôle pour la crue de 1977 par la courbe moyenne de $K = f(H)$ ont donné le critère de qualité de calculs les plus bas. En effet, sa valeur est $S/\sigma = 0,60$.

Les processus de comblement ont été étudiés dans le travail [2] où les lois de comblement sont décrites d'une manière détaillée. La cause principale de la variation dans l'espace du comblement est la diminution des vitesses du courant et de l'augmentation des profondeurs au fur et à mesure qu'on s'approche du barrage. Ceci s'illustre très bien sur le graphique de la variation des vitesses moyennes dans les sections du courant le long de la retenue. Les vitesses diminuent d'une manière continue de 0,75 m/s dans les stations de la partie supérieure à près de zéro au niveau du barrage (Figure 3.11). De telles figures ont été aussi construites pour les valeurs maximales et minimales des vitesses du courant dans les sections et sont dans les Annexes.

La conclusion importante de cette partie de l'étude, obtenue sur la base de l'analyse de la variation dans l'espace et dans le temps des paramètres pour le calcul de l'écoulement au mouvement non permanent est l'apparition de l'instabilité des paramètres du modèle dans les conditions de comblement des retenues d'eau.

Dans ce travail, la tentative de faire ressortir la courbe de la caractéristique de débits pour l'année 1979 à partir de celle de 1967 en tenant compte du changement des cotes du lit pendant ces années n'a pas donné d'effet positif. Ceci s'explique par le fait que le coefficient de rugosité de Manning-Stickler influe la caractéristique du débit. En effet, le coefficient de rugosité varie en fonction des changements morphologiques de la retenue lors du comblement de la retenue. La détermination des coefficients de rugosité pendant les hautes eaux dans la retenue n'est possible que s'il existe des données de jaugeages (vitesses et débits mesurés) dans les stations.

Ainsi, pour le calcul du cheminement des eaux au mouvement non permanent dans les retenues d'eau avec un comblement intensif par les matières en suspension, il est indispensable de calculer pour chaque étape de changement morphologique de la retenue la caractéristique de débit. Jugeant par les données disponibles de la morphométrie de la retenue de Doubassarque, les changements importants du paramètre essentiel du modèle de l'écoulement non permanent (la caractéristique de débit) se produisent quand les variations des cotes des courbes de la surface de la section liquide du courant de la retenue en moyenne dépassent 0,20 mètres. Il devient donc évident que lorsque la variation des cotes des courbes de la surface de la section liquide ne dépasse pas cette valeur, on peut utiliser l'ancienne courbe.

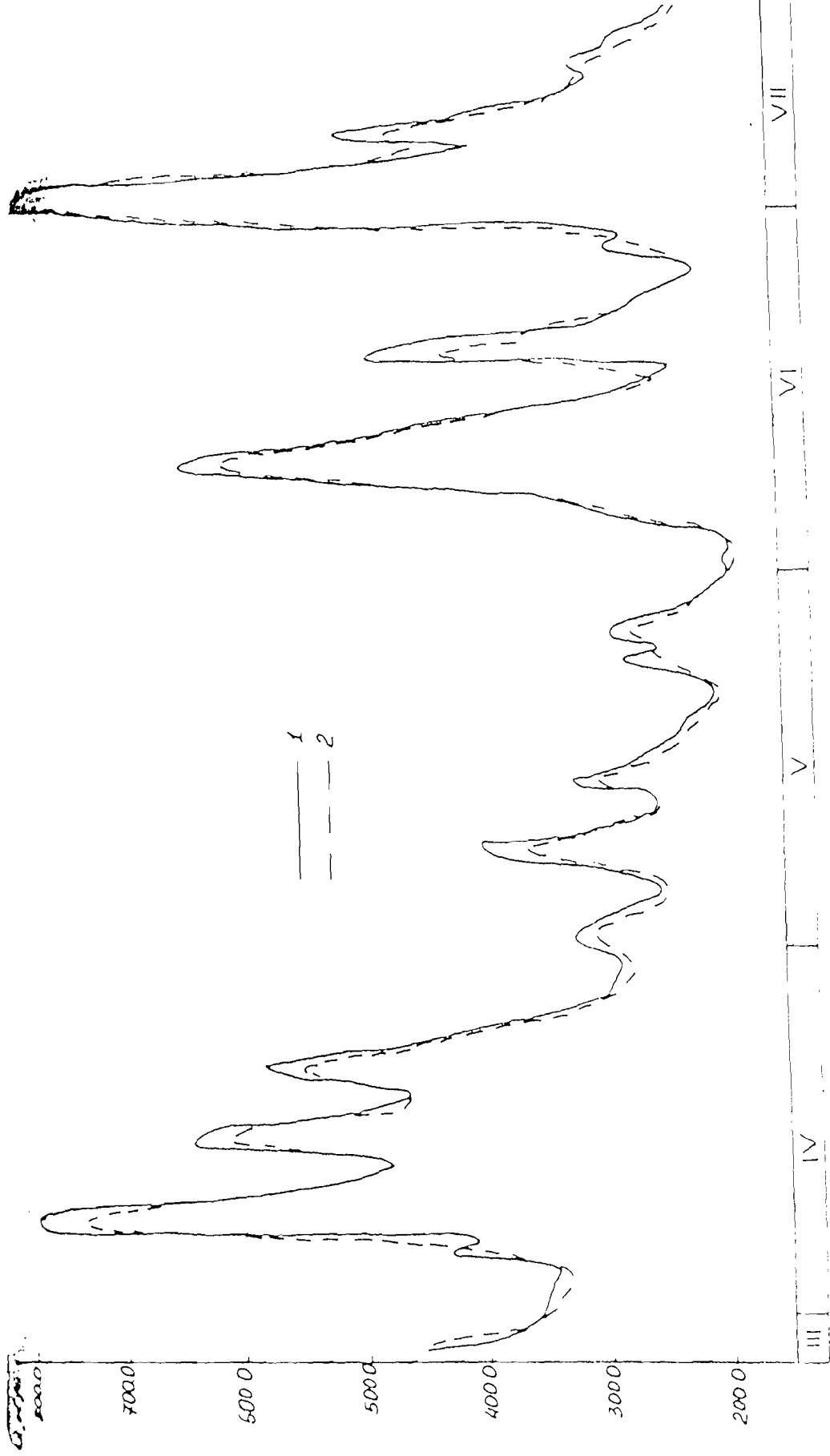


Figure 3.7 · Comparaison des hydrographes des crues mesurées (1) et calculées (2) sur le fleuve Dniestr à la station Grouchka en 1977.

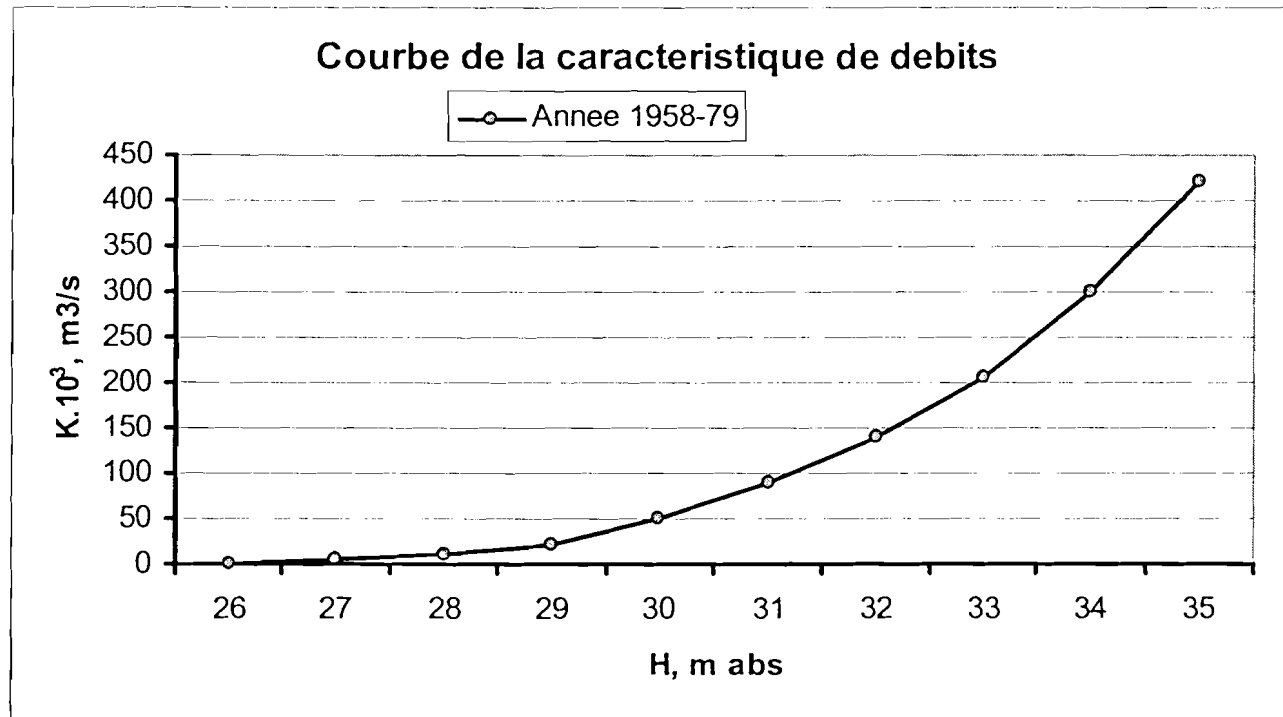


Figure 3.8 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau de la retenue d'eau de Doubassarsque à la station Kamenka.

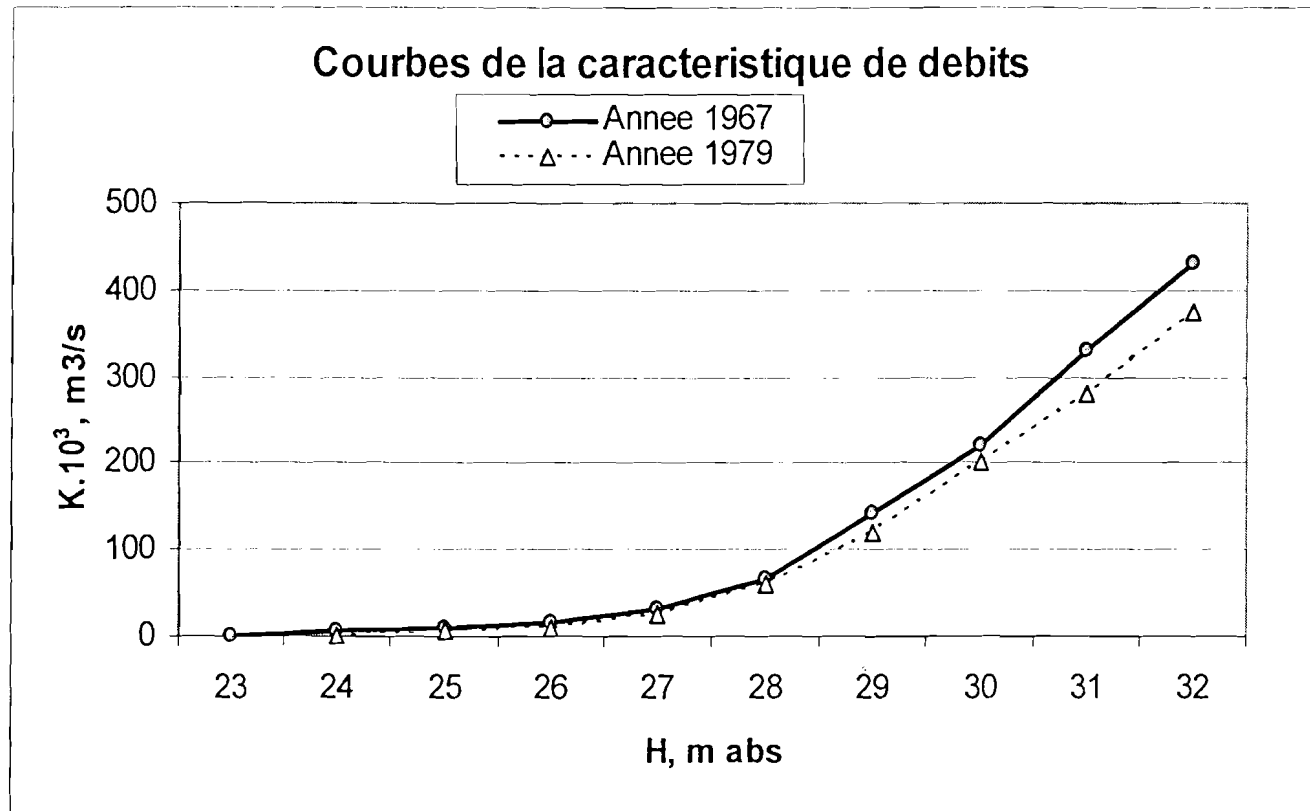


Figure 3.9 : Courbe optimale de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau de la retenue d'eau de Doubassarsque à la station Ribnitsa.

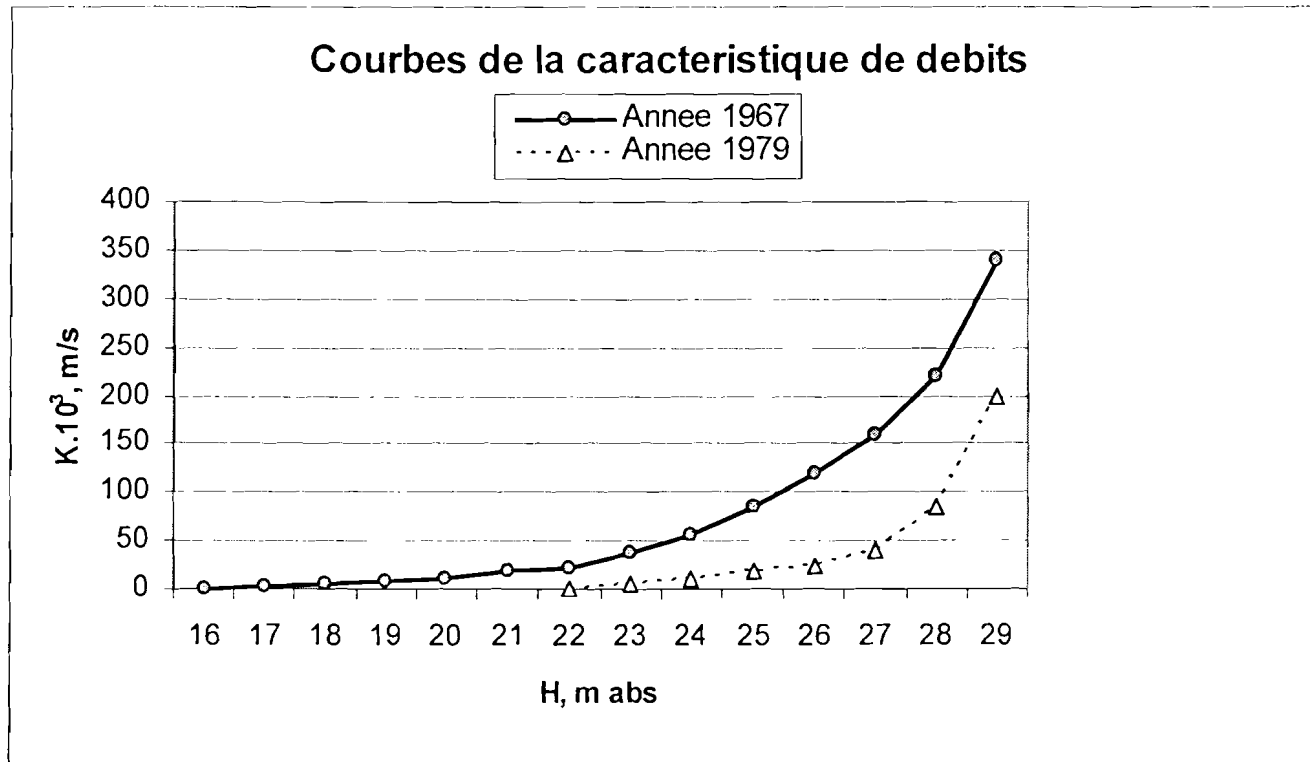


Figure 3.10 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau de la retenue d'eau de Doubassarsque à la station Garmatskoe.

Il faut signaler que la conclusion ci-dessus a été faite à partir des données dont le nombre de stations est limité et d'une seule retenue. Il est donc nécessaire de faire les calculs similaires sur d'autres retenues et cours d'eau.

Sur la base de cette analyse dans ce sous chapitre des résultats des calculs du mouvement non permanent, on peut conclure comme quoi, le modèle de diffusion est utilisable pour le calcul du cheminement des crues pluviales et de fonte de neige dans les retenues d'eau.

Tableau 3.2

Valeurs du critère de qualité des calculs (S/σ) et du rapport de corrélation (ρ) pour les calculs du cheminement des ondes des crues pluviales dans la retenue d'eau de Doubassarque.

No	Cours - Station	Δx , km	1957		1967		1977		1979	
			S/σ	ρ	S/σ	ρ	S/σ	ρ	S/σ	ρ
2	Dniestr – Grouchka	141,0	-	-	-	-	0,21	0,98	0,17	0,99
3	Dniestr – Kamenka (dans retenue)	36,0	0,33	0,94	0,35	0,94	0,30	0,95	0,23	0,97
4	Dniestr – Ribnitsa (dans retenue)	48,4	0,55	0,84	0,57	0,82	0,50	0,87	0,41	0,92
5	Dniestr – Garmatkoe (dans retenue)	43,0	0,61	0,80	0,62	0,78	0,60	0,80	0,52	0,86

N.B. : Le modèle a été calibré à partir des données de 1957, 1967 et 1979.

3.5 CALCUL DU CHEMINEMENT DES ONDES DES CRUES PLUVIALES DANS LA RETENUE D'EAU DE DOUBASSARSQUE

Pour la réalisation des calculs du cheminement des crues dans la retenue de Doubassarque, nous avons utilisé un programme que nous avons écrit dans la langue de programmation PL/1. Pour cela, les équations (3.8) et (3.9) constituant le modèle de diffusion du courant ont été utilisées. Le programme a été réalisé en tenant compte du bloc – schéma de la figure 3.3.

Le paramètre essentiel du modèle tout comme nous l'avons fait avec le modèle dynamique du courant a été la courbe de la caractéristique de débit $K = f(H)$. La justification de l'utilisation de cette courbe comme paramètre de modélisation pour l'obtention de meilleurs résultats a été faite dans le sous - chapitre 2.3. La forme initiale de cette courbe s'obtient à partir des données mesurées des débits et des pentes des surfaces de l'eau sur les stations hydrométriques (stations de débits). Au cours de la construction de ces courbes, il a été observé que sur le tronçon à partir de la station du village Moguilev – Podolski jusqu'à l'entrée de la retenue à la station du village Grouchka d'une longueur de 141 km, on obtient des courbes $K = f(H)$ stables, ne changeant pas de forme pendant une longue période de plusieurs années. C'est pourquoi, pour les stations de cette partie du tronçon (par exemple pour l'année 1979 à la station Grouchka) on est arrivé à obtenir une forme de cette courbe qu'on a ensuite utilisée pour le calcul du cheminement des crues des autres années (exemple pour l'année 1977). Par cette courbe ainsi construite, nous avons obtenu de bons résultats en comparant les hydrogrammes mesurés et calculés (voir Figure 3.7) avec un critère de qualité des calculs $S/\sigma = 0,21$.

Par contre, la situation s'est compliquée pour les calculs de la partie du tronçon de la retenue. Il s'est avéré qu'ici, il est impossible pour nous d'obtenir une courbe stable de la caractéristique de débit et ceci à cause du comblement de la retenue par les matières en suspensions. Ces phénomènes ont été très bien étudiés dans la littérature [2, 98, 99]. Une analyse sommaire de ces travaux est faite dans le sous – chapitre 3.2 En effet dans ce sous chapitre une description sommaire de la dynamique de comblement de la retenue de Doubassarque est faite.

Ainsi, la courbe de la caractéristique de débits change d'une année à une autre en fonction du processus de comblement. Ceci est très visible avec les courbes optimales de la caractéristique de débits pour différents stades du phénomène de comblement (courbes obtenues en comparant les hydrogrammes mesurés et calculés). Ces courbes sont construites sur les figures 3.8, 3.9 et 3.10 pour les stations au poste de Kamenka et aux villages de Ribnitse, et Garmatskoe. De ces figures, on remarque que la partie supérieure de la retenue (station du poste de Kamenka) a sa caractéristique de débit qui ne change pas beaucoup de 1967 à 1979. Ceci s'explique par le fait que le lit à cet endroit est beaucoup plus stable dû à un comblement faible. En effet, pendant cette période les cotes ont changés de 15-20 cm. Ceci est visible sur la figure 3.4. Cette courbe optimale nous a permis d'obtenir de bons résultats avec un critère de qualité des calculs $S/\sigma = 0,30$ pour l'hydrogramme de 1977.

Sur la partie du tronçon du poste du village Kamenka à la station du village de Ribnitsa avec une longueur de 36,0 km pendant la période 1967 – 1979, il a été observé un énorme comblement. Ce comblement en 9 ans a constitué en moyenne 0,5 mètres (Figure 3.5). Ceci nous a obligé à la détermination des courbes optimales de la caractéristique de débit $K = f(H)$.

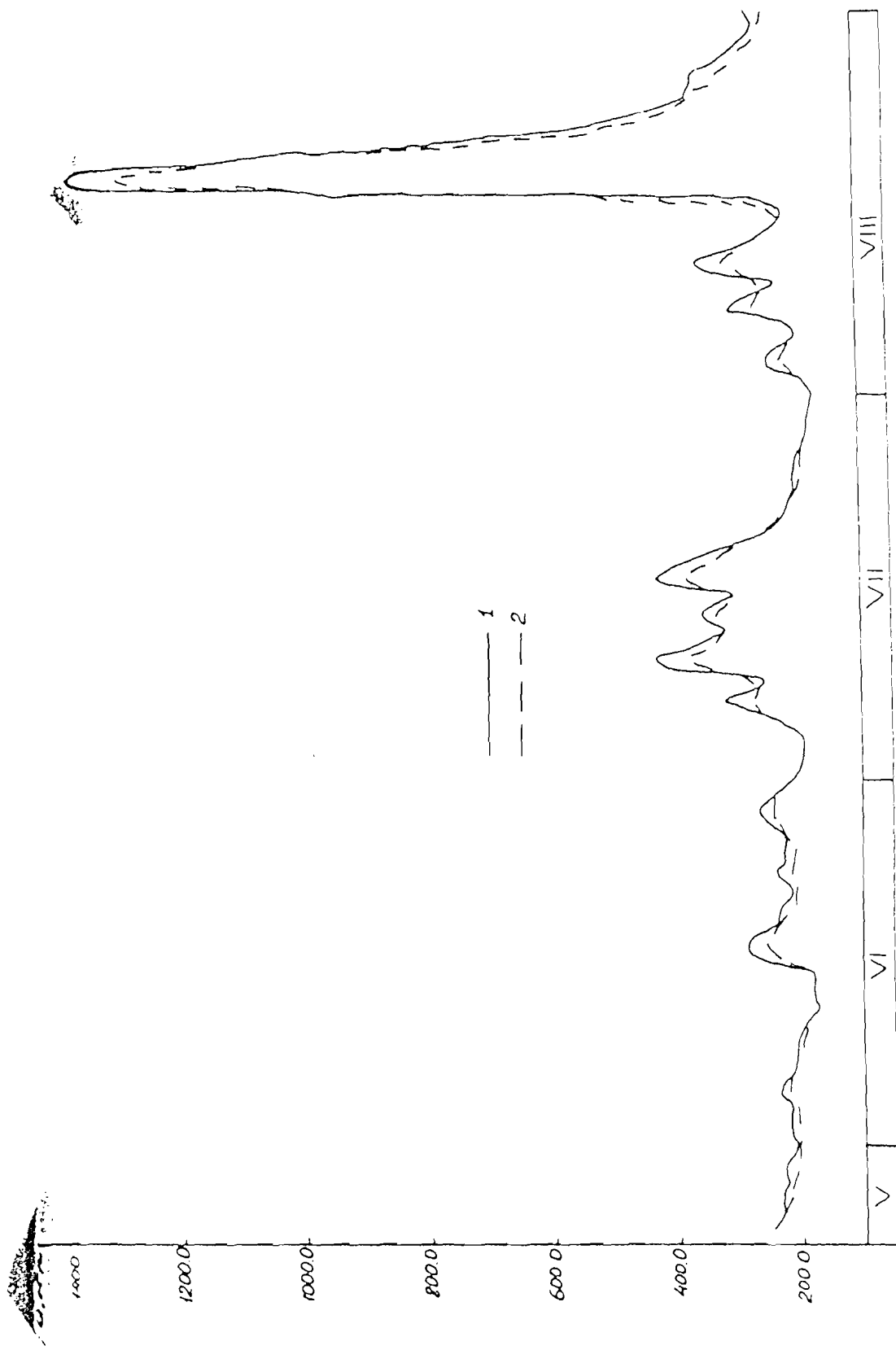


Figure 3.12 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées (2) sur le fleuve Dniestr à la station Girouchka en 1979

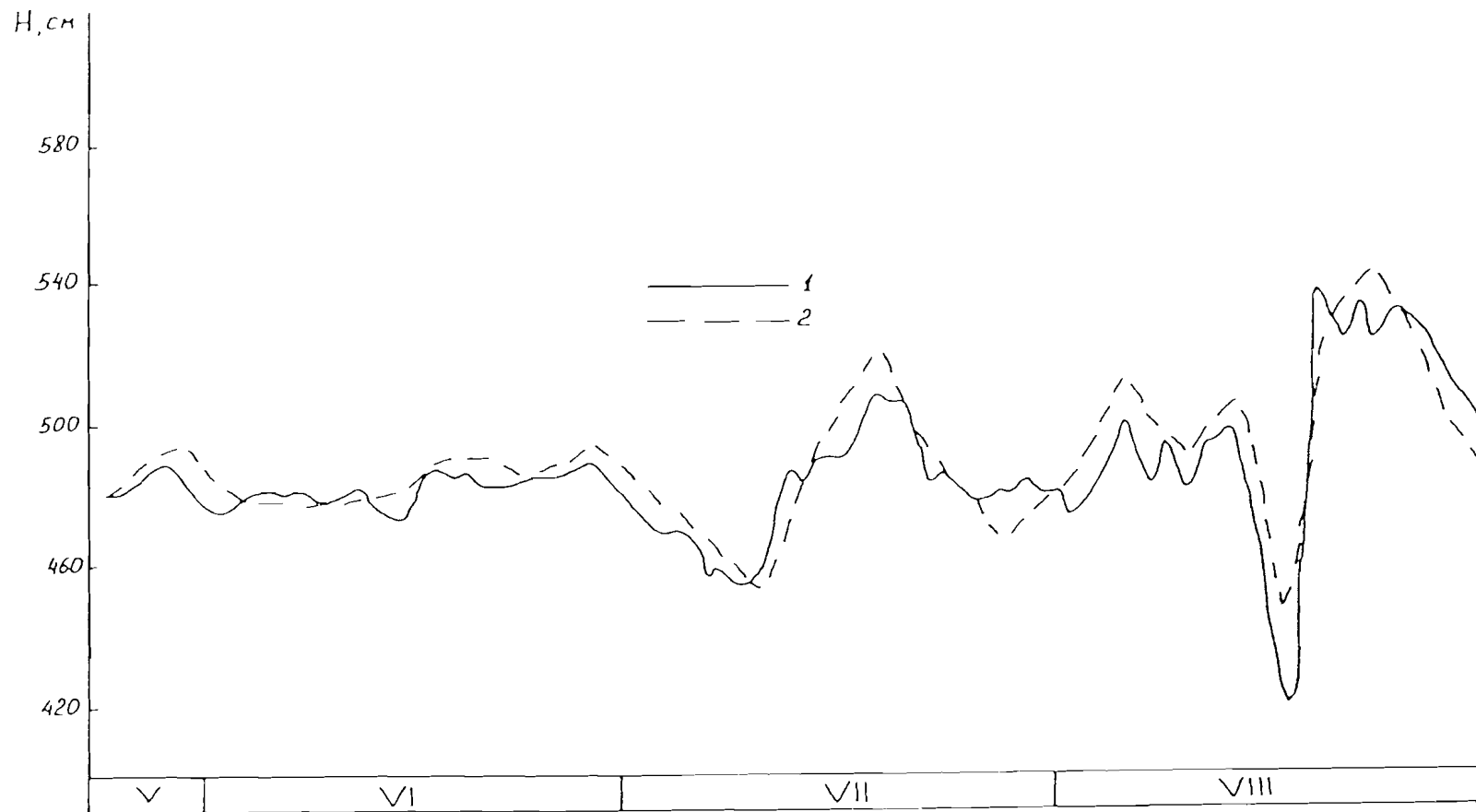


Figure 3.13 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées (2) sur le fleuve Dniestr à la station Garmatskoe (dans la retenue d'eau de Doubassarsque) en 1979.

CHAPITRE IV

CALCUL DU CHEMINEMENT DES CRUES PLUVIALES DANS LE RESEAU
HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN SUPERIEUR DU FLEUVE AMOUR

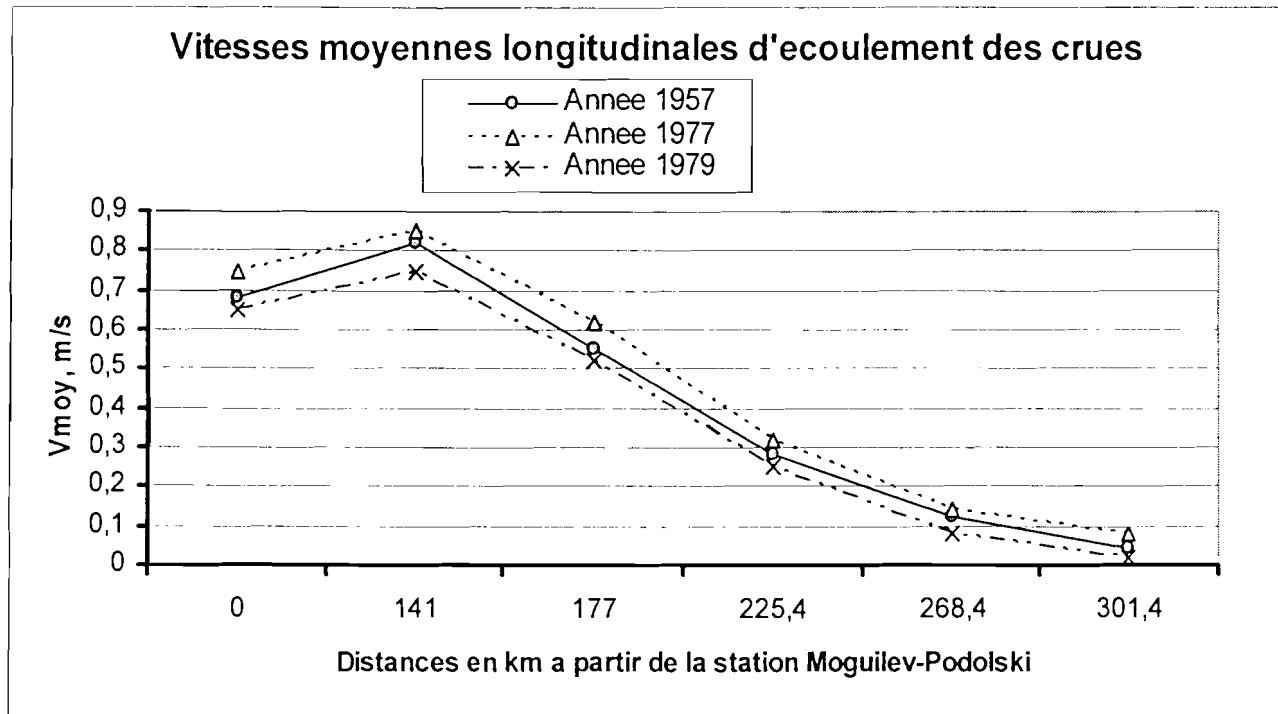


Figure 3.11 : Profils en long des vitesses moyennes d'écoulement de la station Moguilev-Podolski (fleuve Dniestre) au barrage hydroelectrique de Doubassarsque (dans la retenue d'eau de Doubassarsque)

Le cheminement des masses d'eau à travers les réseaux hydrographiques et leur passage dans l'exutoire constitue la phase finale de formation du courant d'eau. Pendant cette phase, dans les réseaux hydrographiques se concentre la grande partie des eaux des bassins versants. Dans le but de gestion de cette eau, cette phase révèle une importance capitale. C'est pourquoi pendant longtemps, beaucoup d'attention a été portée sur les calculs du mouvement non permanent de l'écoulement à travers les réseaux hydrographiques par rapport aux autres phases. La bibliographie par rapport à cette problématique est basée en général sur l'étude du mouvement des masses d'eau dans les cours d'eau sans ouvrages hydrauliques [5, 17, 25, 26, 30, 36, 38, 39, 46, 47, 48, 57, 59, 67, 72, 107, 121, 132, 144, etc ...]. Une grande partie de cette bibliographie est basée sur l'étude de l'écoulement non permanent des courants d'eau dans les lits unitaires et dans les canaux dans les conditions d'arrivée transversale (affluents) limitée ou pour sa valeur égale à zéro. Cette limite aux lits unitaires s'explique par le fait qu'en utilisant les réseaux hydrographiques, le volume des calculs se trouve élevé et ceci abouti aux calculs compliqués sans outil informatique.

Grâce à l'outil informatique, il apparaît la possibilité de procéder aux calculs du mouvement non permanent du courant d'eau pas seulement dans des lits unitaires des cours d'eau, mais aussi dans de grands réseaux hydrographiques composés d'un grand nombre d'affluents d'ordres différents [54, 60, 78, 84, 125, 148, etc ...]. Dans ces conditions, l'utilisation des données mesurées sur un grand nombre de petits cours d'eau drainant les eaux dans les réseaux hydrauliques à partir des bassins versants permet d'augmenter la qualité des calculs et du temps de prévisions du régime hydrologique des cours d'eau.

Le calcul du cheminement des crues dans les réseaux hydrographiques a une grande importance pour la gestion des eaux. En effet, cette gestion est nécessaire pour les activités agricoles, la navigation, l'électricité, etc ...

Le problème est d'actualité surtout pour le bassin de la partie Supérieure du fleuve Amour soumis chaque année à des inondations destructives causant ainsi des grandes pertes matérielles [91]. Ici, sur une grande partie du territoire tombent des pluies à fortes intensités. De telles pluies avec des conditions de relief (relief montagneux) et des lits des cours d'eau très rétrécis, favorisent les conditions d'écoulement et de formations de crues. C'est pourquoi, les courants d'eau pendant les crues pluviales s'écoulent avec des grandes vitesses entraînant ainsi la montée des eaux dans les cours d'eau. Du fait de la coïncidence des pics des crues du fleuve Amour avec ceux de ses nombreux affluents (Argoune, Chilka, Oxone, et Ingode), il se produit très souvent des crues catastrophiques dans le bassin de la partie Supérieure du fleuve Amour [91]. Ceci est illustré sur la figure 4.1 par les images de photographies aériennes obtenues pendant l'inondation catastrophique le 28/04/1981 (a) et pendant l'étiage, le 01/09/1981 prises dans la même échelle. Il est assez très visible sur la photographie (figure 4.1a) l'ampleur de l'inondation dans la zone d'étude.

Sur la base de cette description on voit aisément quelle doit être pour la zone d'étude l'importance de planification des mesures de lutte contre les inondations. Une grande importance pour cela requiert le calcul du cheminement des ondes des crues pluviales, basé sur la théorie du mouvement du courant d'eau dans les lits et les méthodes de leurs résolutions. Le degré de non stationnarité du mouvement des eaux dans les cours d'eau se détermine par le rapport de la valeur maximale de la pente longitudinale pendant l'écoulement non permanent du courant d'eau ($i = i_0 + \Delta i$) à celle i_0 qu'on observe pendant le mouvement permanent. Plus, ce rapport est proche de 1, moins les courbes de débits sont compliquées pendant l'écoulement au mouvement non permanent [27, 30]. En tenant compte de ce rapport et aussi du degré de variation des éléments hydrauliques dans le temps et en longueur du

cours d'eau (partie supérieure du fleuve Amour), on peut conclure comme quoi, l'écoulement des eaux dans ce réseau hydrographique est de type uniformément variée. Ceci nous permet d'utiliser le système simplifié des équations de Saint De Venant [46].

Comme il a été dit plus haut, il est plus judicieux d'utiliser le modèle de diffusion du courant. En effet, avec ces équations on peut tenir compte des ondes de remous dans les points de rencontre des affluents avec le cours d'eau principal. Ceci a une importance capitale pour le calcul du mouvement du courant d'eau dans les réseaux hydrographiques compliqués comme celui du bassin du Haut Amour.

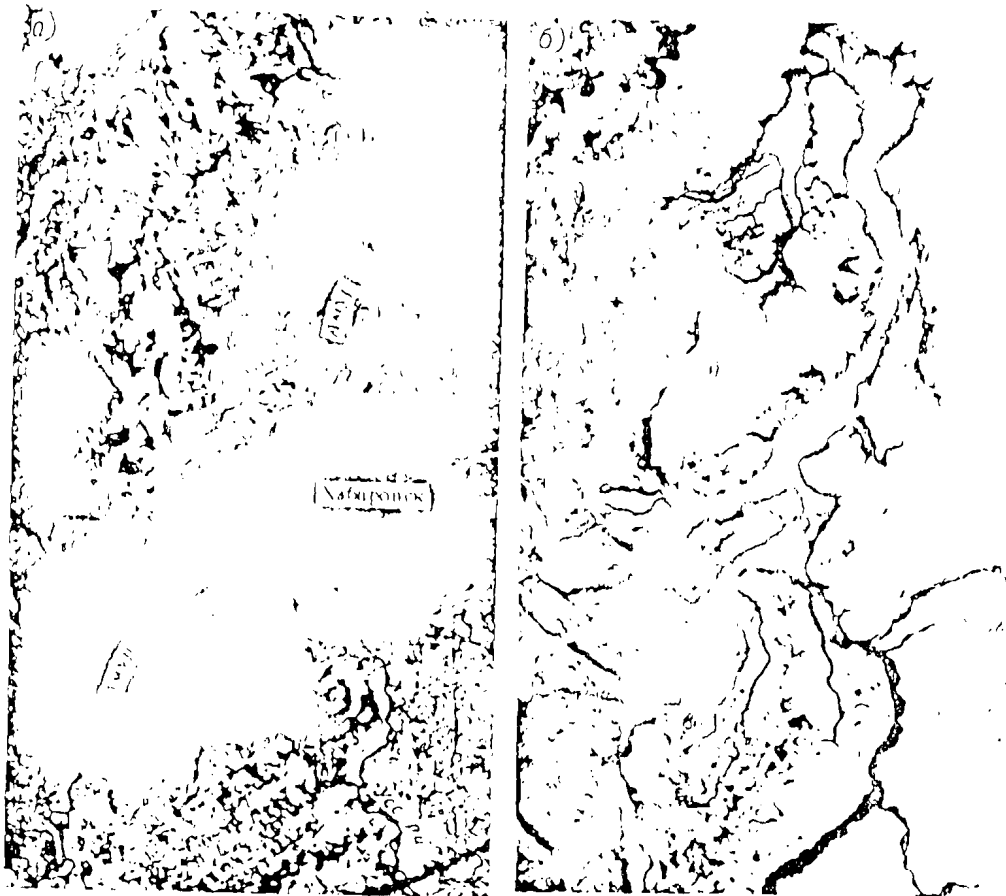


Figure 4.1 : Photo aérienne (par le stellite « Meteor ») du bassin du fleuve Amour lors de la crue catastrophique du 28 avril (a) et durant la décrue le 01 septembre (b) 1981.

4.1 DESCRIPTION DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU HAUT BASSIN DU FLEUVE AMOUR.

La zone d'étude du bassin du fleuve Amour a un réseau hydrographique bien tracé (Figure 4.2). Le coefficient de drainage de la zone est de $0,4 \text{ km/km}^2$.

L'existence d'un réseau hydrographique bien formé avec des terrasses avec des pentes bien précises, les courbures des cours d'eau et des dépôts d'alluvions épais montrent que ce bassin fluvial est très ancien bien qu'il ait subi des changements énormes ces derniers temps [93]. Dans le bassin, les chaînes de montagnes sont dirigées dans le sens du nord – ouest. Leurs positions ont favorisé l'existence de plaines les longeant et qui ont donné naissance à beaucoup de cours d'eau comme : Chilka avec les cours d'eau Oxone, Ingoda ; Argoune avec les affluents comme Gazimour, Ouroumkane et Oourov.

Presque tous les cours d'eau ont des plaines asymétriques avec des pentes en terrasses, des fonds de lits larges et des plaines inondables bien formées pour l'écoulement. Entre les chaînes de montagnes les largeurs des plaines inondables atteignent 1- 2 km pour le fleuve Ingoda dans la zone de Chitinsko-Ingodinskoe et pour le fleuve Oxone – 6 km dans le lieu de rencontre avec le cours d'eau Tourti.

Les vitesses d'écoulement des eaux dans les lits principaux des cours d'eau du bassin sont variées. Sur les grands cours d'eau et pendant la période des crues maximales elles atteignent 3-4 m/s. En ce qui concerne les cours d'eau moyens les vitesses atteignent 2-3 m/s et pour ceux des montagnes elles sont de : 5-6 m/s

Les cours d'eau dans les bassins de Chilka et Argoune ont des lits peu courbés bien que dans les dépressions entre les montagnes cette courbure augmente.

Les profils en long des cours d'eau du réseau hydrographique du bassin du Haut Amour diffèrent les uns des autres. Les profils les mieux formés et précis sont ceux des grands fleuves comme : Amour, Chilka, Oxone et Ingoda. Néanmoins, on rencontre souvent pour ces cours d'eau des zones avec des pentes brusques. On rencontre dans certains endroits du bassin du fleuve Argoune une forme parabolique du profil en long [93].

Le plus fréquent des profils en long pour les cours d'eau moyens est la forme exponentielle et pour certains il a une forme en escaliers (fleuves Oourov, Dgil, etc ...).

La pente du profil en long change beaucoup le long des cours d'eau. Pour les grands fleuves, elle est de l'ordre de $0,1 - 0,4 \text{ ‰}$; $0,5-3,0 \text{ ‰}$ pour les cours d'eau moyens. Pour les cours d'eau de montagne, les pentes atteignent $15-20 \text{ ‰}$ et aux abords de leurs sources $120-140 \text{ ‰}$.

Le fleuve Amour est l'un des fleuves très importants de l'URSS de par sa longueur qui est de 2 824 km (de la confluence des fleuves Argoune et Chilka jusqu'à son embouchure). La longueur du fleuve Amour dans la zone de notre étude est de 656 km. Le fleuve Argoune a une longueur qui est de 3 724 km. Quand à Ingoda elle est de 3 372 km.

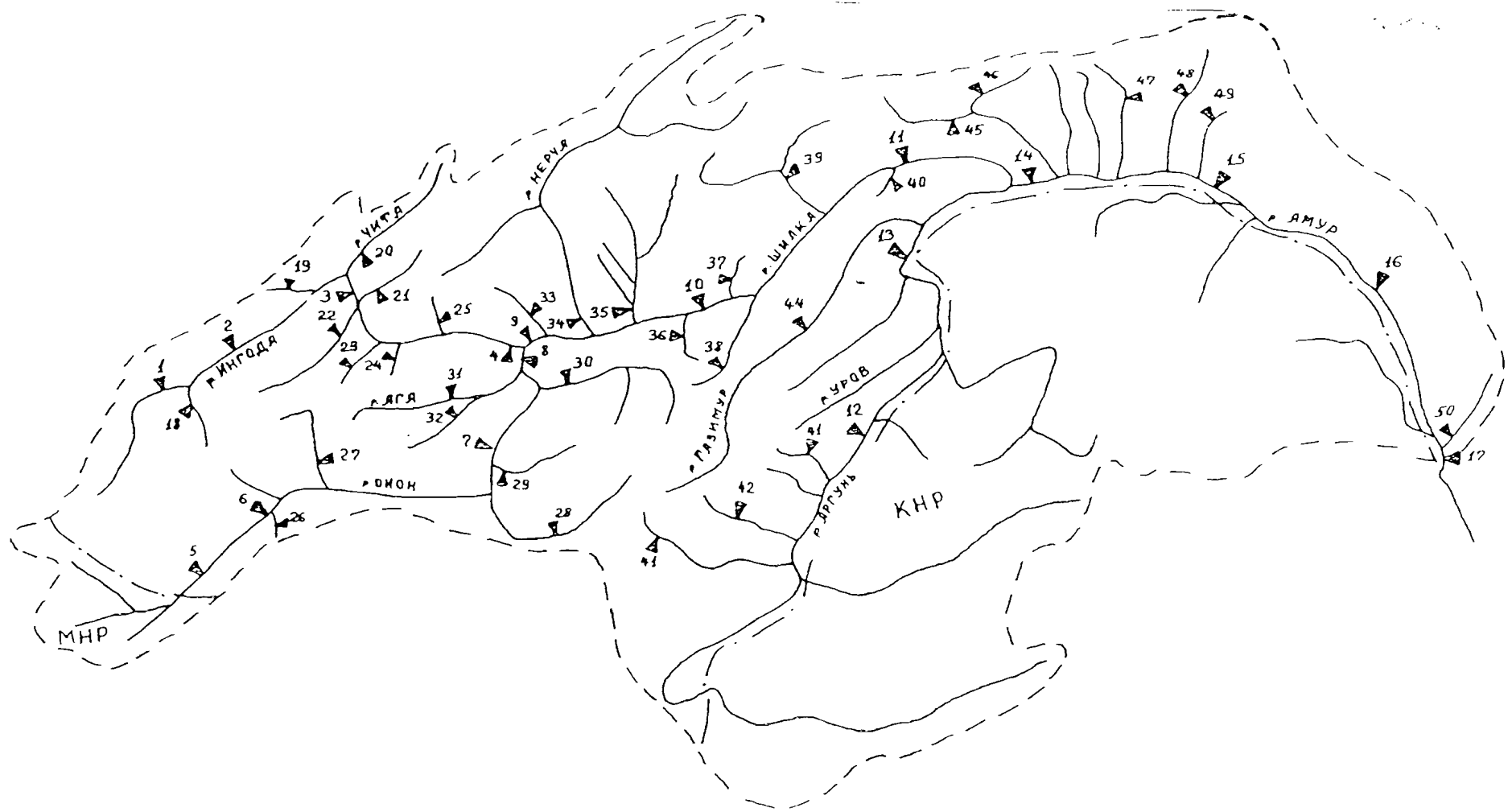
La surface totale du bassin est de $1 856 000 \text{ km}^2$ dont 66,3 % sur le territoire de l'URSS, 24,0 % en Chine et 6,7 % en Mongolie.

Par le caractère de constitution de sa plaine et du lit du cours d'eau et des conditions d'écoulement des eaux, le fleuve Amour (à la station Koumara) est considéré comme un cours d'eau de montagne.

Le bassin est limité à droite par les montagnes de Bachoi Xangane et à gauche par les chaînes de montagnes de Amasor. Le lit du cours d'eau se rétrécit jusqu'au village de Djalinda avec la valeur minimale dans la zone de rencontre avec le fleuve Amasar, ou le fleuve Amour en traversant des barrières de granite coule dans des lits avec des pentes grandes. En aval du village de Djalinda, les élévations à gauche s'éloignent du cours d'eau laissant place aux plaines. Mais, la partie droite constituée du Bolchoi Xingane reste haute. Plus en aval, la plaine s'élargie et atteint au niveau du village Bikovo la largeur de 10 km. Le lit majeur (plaine inondable) change d'une rive à une autre et seulement en aval du village de Djalinda sa largeur augmente beaucoup.

Le fleuve Argoune, un affluent de la rive droite du fleuve Amour prend sa source dans la partie Ouest de Bolchoi Xingane. Il coule sur une longueur de 669 km sur le territoire de la République Populaire de Chine où il prend le nom de Xailar ou Xailarxe. Au kilomètre 951 de sa source il arrive sur le territoire de l'URSS. Et plus en aval il sert de frontière entre l'URSS et la Chine. La longueur totale de ce fleuve est de 1 620 km. La superficie de son bassin versant est de 164 000 km². Sur le territoire de l'URSS la superficie est de 49 100 km² ce qui constitue 30 % du bassin. Le bassin du fleuve Argoune s'allonge du sud au nord. A l'ouest la ligne de limite du bassin versant passe par les crêtes des chaînes de montagnes de Nerchens, Koukoulbei et Borchovoch. Au sud le cours d'eau coule par la plaine de Barga.

Le fleuve Chilka, un affluent de la rive gauche du fleuve Amour commence à partir de la rencontre des fleuves Oxone et Ingoda à 20 km au sud-ouest du village de Chilka. La longueur du cours d'eau fait 560 km. Mais ensemble avec le fleuve Oxone, sa longueur devient 1 592 km. La superficie du bassin versant est de 206 000 km². La partie supérieure du bassin versant se trouve en territoire de Chine (32 000 km², soit 15,5 % de la superficie totale). Le bassin du fleuve s'étale en direction nord-ouest sur près de 1000 km. La ligne de limite du bassin versant passe par les crêtes des chaînes de montagnes Borchovochnei, Cherski, Yablonovoi et Olekimski. Au sud-ouest, la ligne de limite passe par la plaine Barka, séparant le bassin de l'Amour des zones de petits lacs de Toreiski. De la source jusqu'au village de Sretienka, le fleuve coule en direction sud-ouest dans les steppes de Nerchenski dans une plaine où les altitudes varient entre 600 et 700 m. La plaine est ici en grande partie asymétrique avec les cotés droits beaucoup plus hauts. Le fleuve coule dans cette plaine avec une largeur de son lit faisant 1,5-2 km et sur la partie allant du village Chilka à celui de Xorbone elle fait 4-7 km. En dehors de cette partie où le lit majeur (plaine d'inondation) atteint 4 km, le plus souvent il n'existe pas et s'il existe il est de l'ordre de 0,5 km. Le lit est presque droit. La largeur du fleuve pendant les étiages est de l'ordre de 200 – 300 mètres avec des vitesses d'écoulement du courant variant entre 1,2 et 3,0 m/s. Du village Sretenska jusqu'à l'embouchure le fleuve coule dans un lit entre les montagnes. Le lit majeur ici n'est pas important. La largeur du fleuve ici pendant les basses eaux est de l'ordre de 200 – 300 mètres avec des vitesses d'écoulement variant entre 1,0 et 2,8 m/s.



▽ - Stations hydrométriques ;

----- Limites du bassin ;

———— - Frontières entre les pays.

Figure 4.2 : Carte du Haut bassin du fleuve Amour

Tableau 4.1

Liste des stations hydrométriques sur les cours d'eau du Haut Amour

No des stations	Cours d'eau - station	Distances de l'embouchure (km)	Superficie du bassin versant (km ²)
1	Ingoda – Dechoulan	468,0	6 130
2	Ingoda – Oulete	386,0	12 500
3	Ingoda – Atamanovka	219,0	22 000
4	Ingoda – Krasnayarovo	20,0	37 000
5	Oxone – Verxhi Oulxoune	538,0	45 000
6	Oxone – Bitev	437,0	49 500
7	Oxone – Olovianaya	138,0	75 100
8	Oxone – Chirone	12,0	95 900
9	Chilka – Ous-Oxone	552,0	133 000
10	Chilka – Sretiensk	395,0	175 000
11	Chilka – Chassovaya	149,0	200 000
12	Argoune – Olocha	425,0	106 000
13	Argoune – Ouroupinskoe	148,0	145 000
14	Amour – Pakrovka	2820,0	370 000
15	Amour – Djalinda	2618,0	406 000
16	Amour – Chernyaevo	2388,0	440 000
17	Amour – Koumare	2168,0	478 000
18	Djila – 0,8 km de l'embouchure	0,8	2 780
19	Zoun-Kouka – Yablonovaya	18,0	106
20	Chitinka – Chita	6,4	4 170
21	Krouchina – Tanha	34,0	1 360
22	Alengoui – Elisabetino	21,0	3 640
23	Toura – Koumahata	52,0	849
24	Oungourga – Mayaki	20,0	330
25	Ouroulga – Ouroulga	4,1	992
26	Oouchirka – Betev	5,6	462
27	Cad Chabartoui – Douldourga	0,6	36,3
28	Borzia – Borzia	141,0	3980
29	Tourga – RZD-73	5,8	3 480
30	Ounda – Novo-Ivanovsk	37,0	7 650
31	Aga – RZD-70	103,0	3 830
32	Hila – Aga	3,0	1 490
33	Kia – Kokoui-Komogorsevo	23,0	997
34	Nercha – Nerchinsk	10,0	27 500
35	Kouenga – Oukourei	45,0	4 880
36	Kouenga – Mironovo	39,0	1 430
37	Chacha – Bori	26,0	1 080
38	Tourov – Tourov	15,0	573
39	Chernaya – Sbegga	76,0	10 300
40	Vernaya Loubia – Chassovaya	1,2	226
41	Ourouloungoui – Margoussek	158,0	3 540
42	Vernaya Borzia – Borzia	77,0	2 280
43	Niznaya Borzia – Mihalovska	29,0	1 530

44	Garzimour – Alexandrovski zavod	56,0	-
45	Amazar – Amazar	149,0	5 170
46	Bolchaya Chichitka – Amazar	2,2	2 830
47	Ouroucha – Ouroucha	106,0	1 880
48	Malei Oldoi – Tactamigda	26,0	3 370
49	Bolchoi Never – Skovorodino	89,0	563
50	Bereya – Saskal	26,0	1 940

4.2 UTILISATION DU MODELE DE DIFFUSION DU COURANT D'EAU POUR LE CALCUL DE L'ÉCOULEMENT AU MOUVEMENT NON PERMANENT DES CRUES PLUVIALES DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU HAUT BASSIN DU FLEUVE AMOUR.

Pour cela, on a réalisé le schéma topologique des tronçons de calculs. Du fait de la possibilité de l'utilisation de l'outil informatique, les sections de calcul ont été choisies sur les fleuves suivants : Ingoda, Oxone, Argoune, Chilka et Amour (Figure 4.3) ce qui constitue deux segments de forme Y.

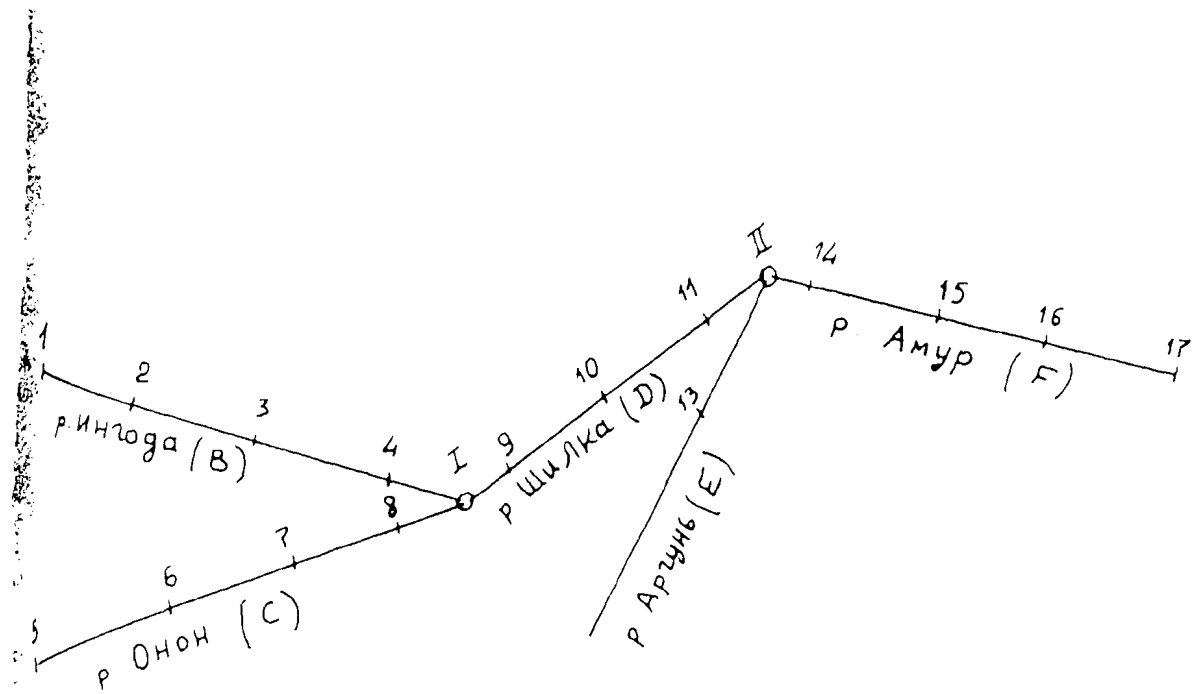
Les calculs se réalisent solitairement et d'une manière successive pour chaque segment constitué d'un nœud qui est formé de la rencontre de deux cours d'eau.

Dans les conditions d'existence d'un nombre élevé de segments de forme Y avec un seul nœud de rencontre pour deux affluents, on calcule successivement le cheminement du courant des crues sur les tronçons entre les nœuds au niveau desquels on fait la somme des débits arrivant de chaque cours d'eau. Tenant compte du fait que dans ce travail, le Haut Amour est constitué seulement de deux segments de forme Y, sous – dessous, nous donnons les équations du modèle de l'écoulement non permanent, les conditions initiales et de limite pour tout le système faisant cinq (5) tronçons (5 cours d'eau) représentés sur la figure 4.3 par les lettres B, C, D, E et F et les nœuds (qui sont au nombre de deux) par I et II.

Pour le calcul du cheminement des ondes des crues pluviales par chaque bras (cours d'eau), on utilise les analogues des équations des différences finies de type (3.8) et (3.9) du modèle de diffusion du courant dans lesquelles on introduit un paramètre supplémentaire caractérisant l'intensité des débits latéraux des affluents (q) sur toute la longueur du tronçon de calcul Δx . Ainsi, les équations (3.8) et (3.9) peuvent se réécrire sous la forme suivante :

$$\frac{A(j+1, i+1) + A(j+1, i) - A(j, i+1) - A(j, i)}{2\Delta t} + \frac{Q(j+1, i+1) - Q(j+1, i)}{\Delta x(i+1)} - \frac{q(j+1, i+1)}{\Delta x(i+1)} = 0 \quad (4.1)$$

$$Q(j+1, i+1) = K(j+1, i+1) \frac{H(j+1, i+1) - H(j+1, i)}{\Delta x(i+1)} \sqrt{\frac{H(j+1, i+1) - H(j+1, i)}{\Delta x(i+1)}}, \quad (4.2)$$



- 1, 2, 3, stations pour les calculs
- I, II - nœuds
- B, C, D, E - cours d'eau

Figure 4.3 Le schéma topologique des tronçons de calcul du réseau hydrographique du Haut bassin du fleuve Amour.

Il faut signaler que les équations (4.1) et (4.2) sont écrites pour le cheminement des masses d'eau par un seul cours d'eau. Pour la résolution du problème par un système de cours d'eau, il faut tenir compte des conditions de rencontre dans les nœuds. Tel est le cas avec le réseau du Haut Amour ayant comme deux nœuds :

- nœud I (lieu de rencontre des fleuves Ohone : C et Ingoda : B) qui donne naissance au fleuve Chilka (D). Ceci permet d'écrire :

$$\begin{aligned} Q_D(j+1, 1) &= Q_B(j+1, MB) + Q_C(j+1, MC) & , \\ H_D(j+1, 1) &= H_B(j+1, MB) = H_C(j+1, MC) & , \end{aligned} \tag{4.3}$$

- nœud II (lieu de rencontre des fleuves Chilka : D et Argoune : E) qui donne à son tour naissance du fleuve Amour (F)

$$\begin{aligned} Q_F(j+1, 1) &= Q_D(j+1, MD) + Q_E(j+1, ME) & , \\ H_F(j+1, 1) &= H_D(j+1, MD) = H_E(j+1, ME) & , \end{aligned} \tag{4.4}$$

Les indices B, C, D, E, F – désignent les cours d'eau selon le schéma de la figure 4.3 ; MB, MC, MD, ME – désignent la dernière station (dernière section) de calcul sur les cours d'eau B, C, D, E ; le chiffre 1 désigne la première station pour chaque cours d'eau.

Dans les calculs, comme conditions de limite connues, nous avons pris les hydrogrammes des crues dans les premières stations de chaque cours d'eau. Ils sont représentés sur la figure 4.3 par les chiffres :

- 1 pour le fleuve Ingoda à la station de Dechoulan ;
- 5 pour le fleuve Ohone à la station Vernei Oulhoune ;
- et 13 pour le fleuve Argoune à la station Ouroupinskoe.

Les conditions initiales sont constituées par les données des débits tout juste avant le début de la crue sur toutes les stations représentées sur la figure 4.3.

Comme données de base pour le calcul du cheminement des crues dans le système du réseau hydraulique on peut citer les courbes des caractéristiques morphologiques des lits qui sont :

- surfaces des sections du courant liquide A ;
- rayons hydrauliques R.

Tenant compte du fait de la facilité de réaliser les calculs en utilisant une forme analytique des caractéristiques morphologiques des lits en fonction des hauteurs d'eau nous avons d'une manière approximative déterminé pour chaque station des équations de ces caractéristiques de type polynômes de degré m comme suit :

$$Y = a_0 + a_1H + a_2H^2 + \dots + a_mH^m \tag{4.5}$$

où Y – caractéristiques morphologiques du lit (A ou R) ; $a_0, a_1, a_2, \dots, a_m$ – coefficients de l'équation.

Les valeurs des coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_m$ se déterminent par la méthode de régression en utilisant la méthode des moindres carrés [32, 45]. Le choix de la valeur optimale du paramètre (m) se fait par calcul en lui donnant les valeurs successives, c'est-à-dire en prenant :

$m = 1, 2, \dots, k$ (avec $k \ll N$, ou N – nombre de points). Les calculs se font par itération jusqu'à ce que l'erreur de calcul soit minimale pour une certaine valeur de m qui est prise comme valeur optimale. Il faut signaler que la valeur de k a été prise égale à 10, c'est dire que m ne peut dépasser cette valeur.

En utilisant cette méthode, on a ainsi déterminé les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_m$ pour les polynômes des surfaces de la section liquide du courant (A) et des profondeurs moyennes ou rayons hydrauliques (R) pour toutes les stations de calcul du réseau hydrographique du Haut Amour. Ainsi, pour toutes les stations de calcul on a pratiquement obtenu $m = 2$. Seulement, pour le fleuve Oxone à la station Olovianaya, on a obtenu pour les surfaces (A) : $m = 3$. Ceci apparemment s'explique par le fait que nous avons utilisé comme données de base pour la détermination des coefficients de l'équation (4.5) les valeurs mesurées de la surface et des profondeurs moyennes du courant dans le lit obtenues lors des jaugeages. Il faut signaler que ces mesures se font quand le courant circule dans le lit principal sans que l'eau ne sorte dans la plaine d'inondation. Les valeurs des coefficients se trouvent dans le tableau 4 des Annexes et pour le fleuve Oxone à la station Olovianaya, ils sont : $a_0 = 5058.10^3$, $a_1 = -53,76.10^3$ et $a_2 = 47,98$.

Les valeurs de la caractéristique de débit se calculent par la formule (2.16) en utilisant les données mesurées des débits et des pentes moyennes de la surface de l'eau pour différentes phases du régime de l'écoulement sur toutes les stations de calcul des cinq cours d'eau du réseau (Oxone, Ingoda, Chilka, Argoune et Amour). A partir de ces données de (K) calculées, on a construit les courbes de (K) en fonction des hauteurs d'eau (H). Ceci fait l'objet des figures 4.4 et 4.5.

Dans la réalisation de l'algorithme de résolution des équations de différence finie du modèle de diffusion du courant, on a écrit les valeurs de K en fonction de H dans un tableau sous forme de matrice de données. Leur détermination à partir de la hauteur H calculée se fait par interpolation linéaire.

Lors de la description des méthodes de calcul de l'écoulement au mouvement non permanent pour les cours d'eau ayant des plaines d'inondation, dans le chapitre 1 il a été question de l'introduction dans l'équation dynamique la surface active de la section du courant liquide (A_a) à la différence de la surface totale de la section du courant liquide (A) qui contient la partie active (la zone du lit principal) et celle d'accumulation (la zone de la plaine d'inondation). Comme il a été dit plus haut, l'équation de continuité doit prendre en compte toute la surface de la section liquide du courant (A).

Ainsi, pour les calculs des crues pluviales et de fonte de neige dans les cours d'eau ayant des plaines d'inondation, il se pose le problème de détermination de la zone active. Ceci est nécessaire surtout là où les plaines d'inondation sont très importantes comme cela s'observe pour les cours d'eau de cette zone. Dans ces conditions, il devient pratiquement impossible de contrôler les vitesses du courant et leurs directions sur toutes les parties de la section transversale du courant. C'est pourquoi les données des stations hydrométriques ne contiennent pas tous les renseignements sur la section liquide du courant. Ceci se voit sur la photo aérienne de la figure 4.1 où l'influence de la grande plaine inondée par la grande crue de 01/09/1981 à la station de Koumara n'est pas visible dans les données mesurées de surfaces. Nous avons tenté de comparer la largeur de la zone inondée par les données mesurées et celle de la photo aérienne. Pour cela, la station de Koumara sur le fleuve Amour a été localisée sur la photo aérienne. Nous avons eu des valeurs beaucoup différentes (les données mesurées lors des jaugeages sont de beaucoup inférieures à celles de la photo

aérienne). On remarque qu'il n'existe pratiquement pas de mesures des vitesses du courant d'eau dans la plaine d'inondation. Ceci s'explique par le fait qu'il est difficile de donner une direction précise au courant dans la zone d'accumulation (plaine d'inondation) [42]. La mesure des vitesses d'écoulement du courant liquide sur les stations avec des plaines d'inondations des cours d'eau de cette zone dans les sections se fait jusqu'aux cotes de sortie de l'eau du lit mineur (dans les plaines d'inondation). Ceci nous permet de délimiter la surface de la zone active pour cette amplitude des hauteurs d'eau.

Le caractère de la variation de la limite de la zone active pour les grandes hauteurs d'eau inondant les plaines a été étudié dans les laboratoires comme sur les cours d'eau naturels par beaucoup de chercheurs [9, 42, 133, 135, etc ...]. Gelesniak [42] suppose que du fait de la découverte par eux du phénomène de l'effet cinématique dans les cours d'eau avec un écoulement à surface libre et l'interaction des courants d'eau des lits mineur et majeur, la surface de la section transversale du courant liquide quand les eaux sortent du lit mineur (du lit principal) ne peut pas avoir une forme avec des angles droits dont la largeur du lit est égale à la distance entre les rives du cours d'eau. Sur le schéma réalisé dans son travail par le même Gelesniak [42], les limites de la section transversale du courant liquide de la zone active du lit s'extrapolent, constituant une partie des plaines d'inondation (Figure 4.6).

Tenant compte de ce qui a été dit plus haut, les mesures de la zone active pour les cours d'eau de la zone se déterminent par extrapolation (jusqu'aux cotes maximales) des courbes des surfaces obtenues lors des jaugeages quand l'écoulement est dans le lit principal. Comme exemple, nous avons montré sur la figure 4.8 la courbe des surfaces de la section transversale du courant liquide dans l'intervalle des mesures (partie A-B) et la partie extrapolée (B-C) pour les hautes eaux ou l'on ne dispose pas de données de mesures. Sur la figure 4.7, il est donné le profil de la section transversale sur lequel il est montré la limite de la zone active correspondant à l'extrapolation de la courbe de surfaces.

Il convient de noter que dans nos calculs, les mesures de la zone active ont été obtenues par une extrapolation analytique de la courbe des surfaces jusqu'à la cote maximale. Sur la figure 4.7, il est montré justement une extrapolation analytique de la courbe de surfaces. Pour les autres stations de calcul, l'extrapolation a été faite en tenant compte des coefficients de l'équation analytique qui sont dans le tableau 4 des Annexes.

Ainsi, disposant des courbes de surfaces et des profondeurs moyennes (Rayons hydrauliques) pour toute l'amplitude de variation des hauteurs d'eau, on peut utiliser le système d'équations (4.1) et (4.2) pour le calcul des hauteurs d'eau et des débits sur toutes les stations de calcul du réseau hydrographique du Haut Amour. Pour cela, il devient nécessaire la détermination du coefficient de rugosité de Manning - Strickler (n) pour toutes les hauteurs d'eau. Mais comme il est connu dans beaucoup de travaux de l'hydrométrie [9, 133, etc ...], le coefficient de Chézy (C) tout comme le coefficient de rugosité de Manning-Strickler peut beaucoup varier lors de la sortie des eaux d'écoulement dans les plaines d'inondation (lit majeur). L'ampleur de cette variation dépend de la forme de la plaine d'inondation et de l'interaction entre les courants des lits mineur et majeur. C'est pourquoi, la détermination de la forme de la courbe du coefficient de rugosité pour tout le diapason de variation des hauteurs d'eau est un exercice compliqué. Il faut signaler que l'on peut par des calculs déterminer sa courbe fictive pour différentes hauteurs d'eau. Le caractère fictif de cette courbe s'explique non seulement par le fait que les vitesses mesurées ne sont pas disponibles pour les très hautes eaux, mais aussi par l'effet cinétique et aussi par la méthode pas trop précise de détermination de la zone active.

A partir de ces suppositions, il est nécessaire pour le calcul du cheminement de l'écoulement non permanent par le modèle de diffusion d'utiliser comme paramètre principal la caractéristique de débit (K). Sa valeur définitive se détermine par optimisation en comparant les hydrogrammes de débits (hauteurs d'eau) calculés et ceux mesurés des crues. Ceci permet d'écarter les difficultés de détermination des trois paramètres (n , A et R) dont le caractère approximatif de détermination est décrit plus haut. C'est justement cette méthodologie que nous avons utilisée pour l'application du modèle de diffusion dans cette thèse. En tenant compte de la complexité du système de réseau hydrographique du Haut Amour avec l'existence de beaucoup d'affluents pour ces cinq cours d'eau à étudier, il se pose donc le problème de détermination des débits latéraux de ces affluents aux tronçons de calcul.

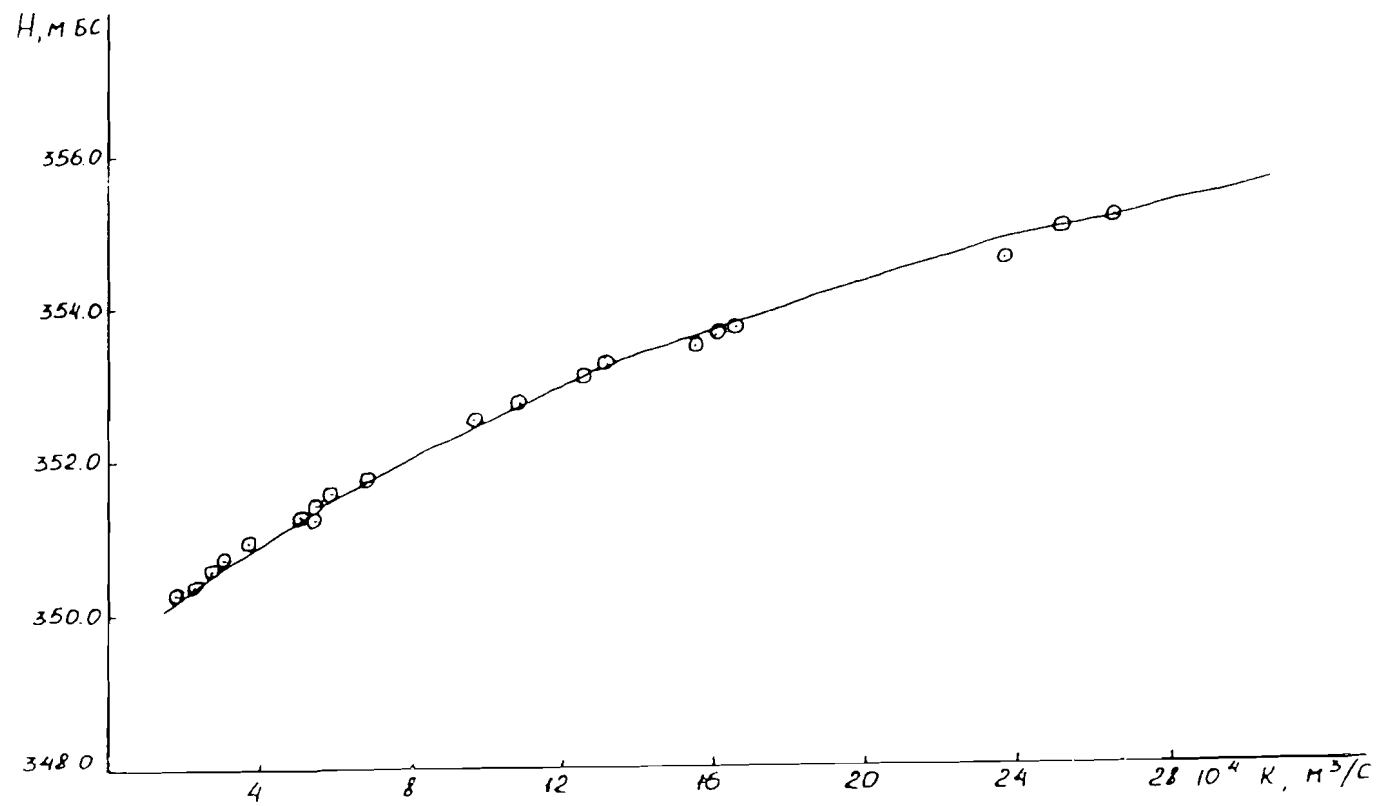


Figure 4.4 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Chilka à la station Chassovaya.

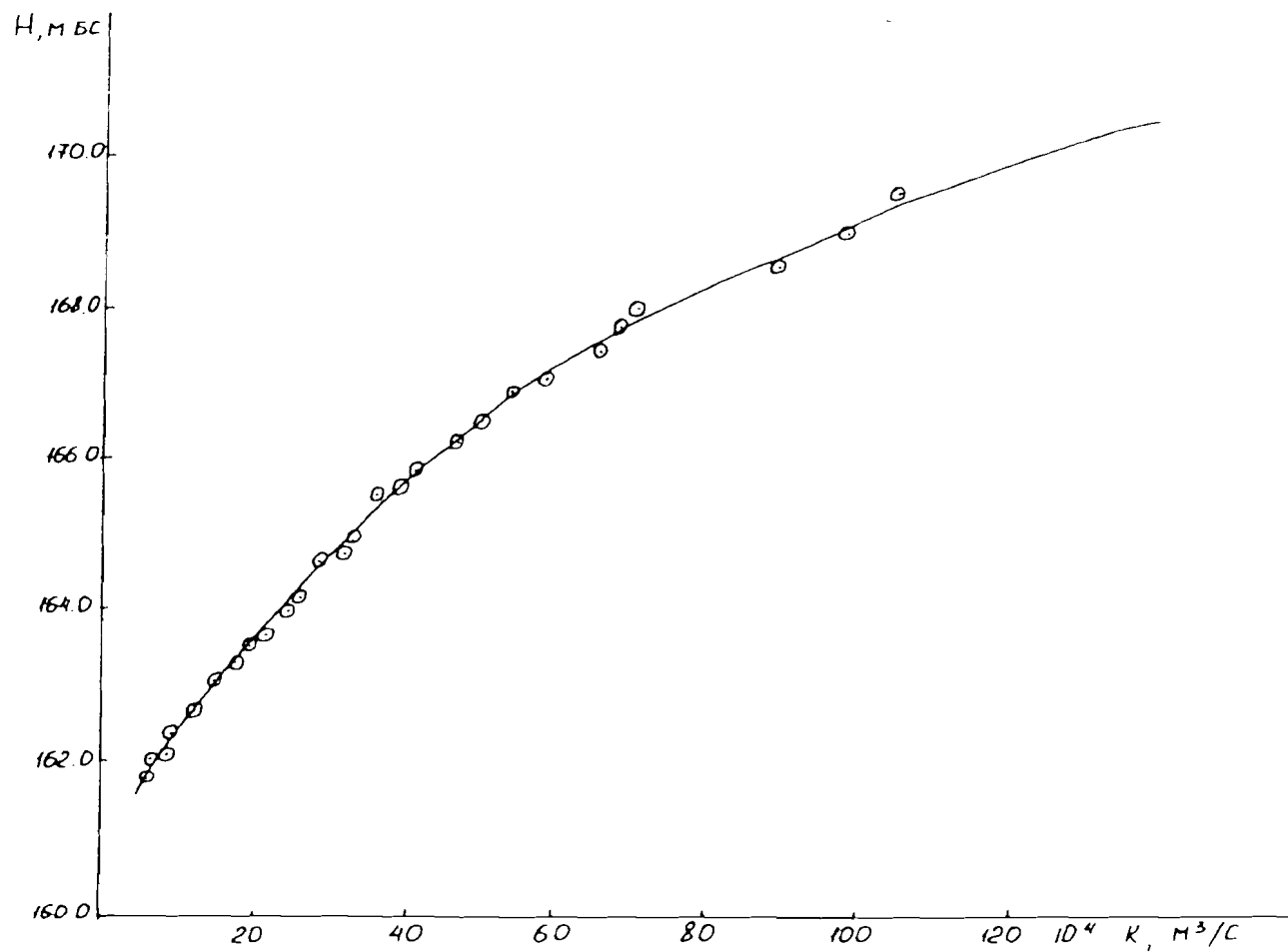
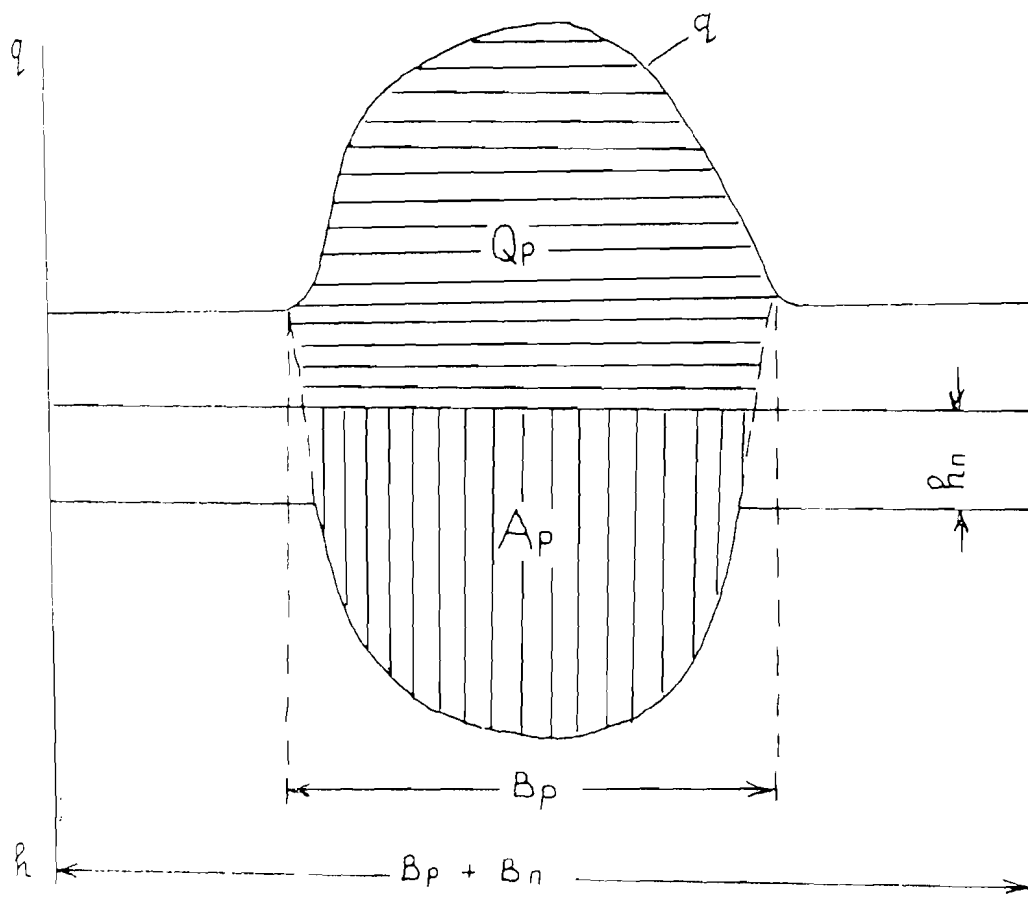
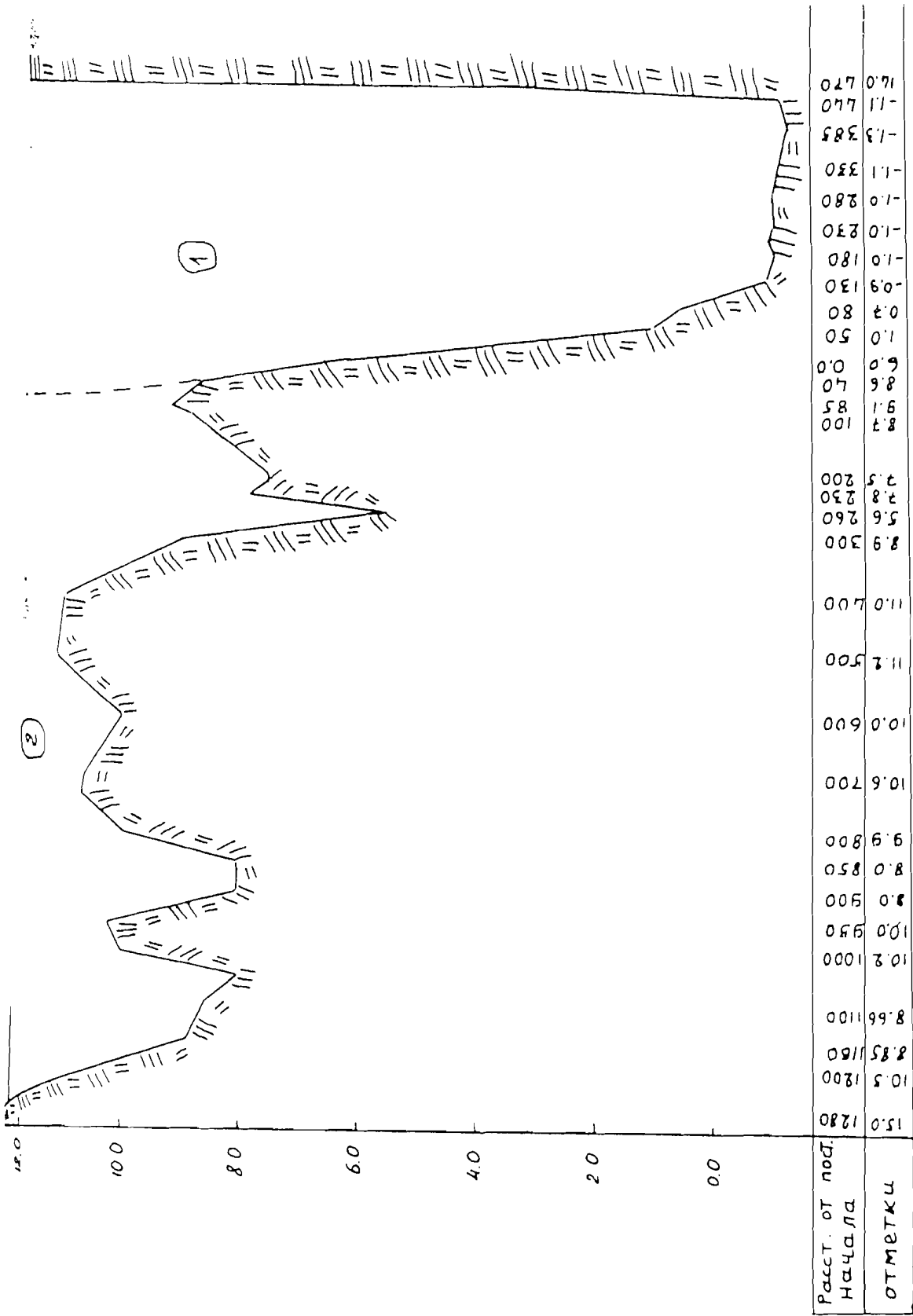


Figure 4.5 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Amour à la station Koumara.



Q_p , A_p , B_p – Débit, Surface de la section du courant liquide et la largeur du lit principal
 B_n , h_n – Largeur et cotes de l'eau.

Figure 4.6 : Schéma de détermination de la surface de la section transversale du courant liquide et du débit du lit principal lors de l'interaction des différents courants d'eau (des lits mineur et majeur)



1 — Zone active ; 2 — Zone inondable.

Figure 4.7 : Profil en travers du lit du fleuve Amour à la station Koumara

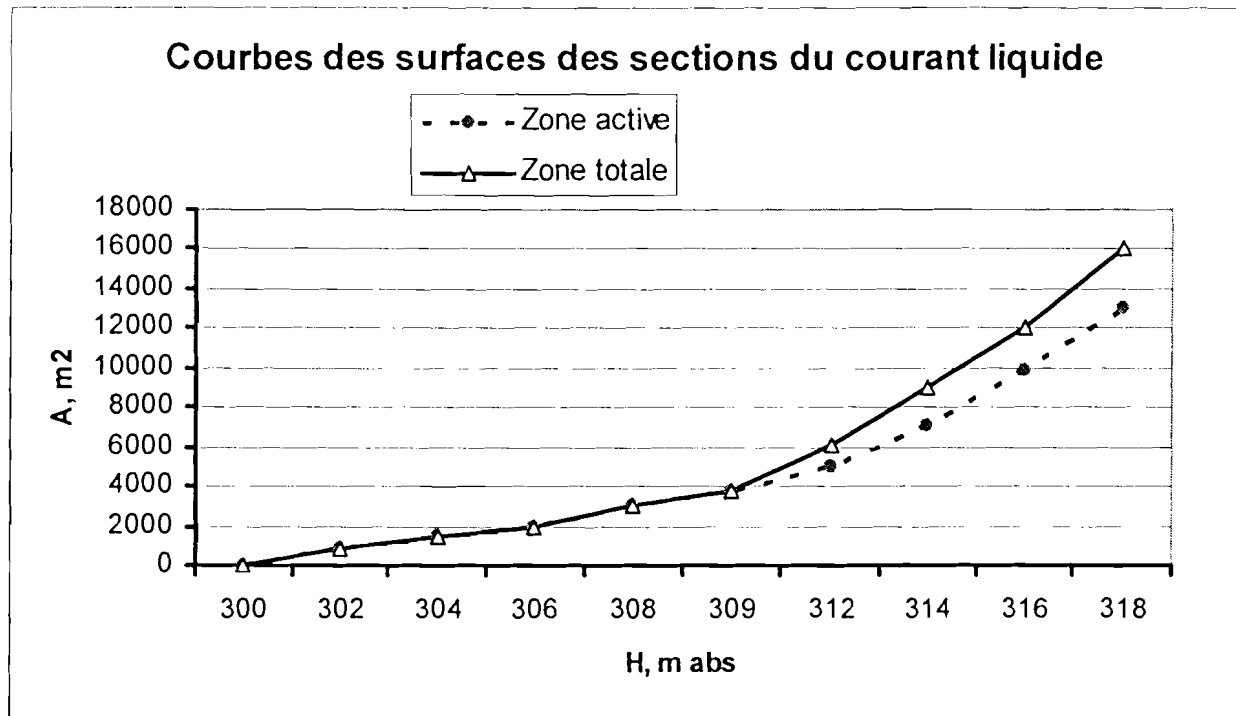


Figure 4.8 : Courbes des surfaces des sections du courant liquide en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Amour à la station Koumara

N.B. : Zone totale = zone active plus la zone d'inondation.

4.3 ESTIMATION DES DEBITS DES PETITS COURS D'EAU (AFFLUENTS LATERAUX) AUX TRONCONS DE CALCUL.

Dans ce sous chapitre, il nous a été utilisé la méthode connue dans la pratique des calculs et prévisions hydrologiques pour la détermination des arrivées transversales par les débits des petits cours d'eau [7, 56, etc ...]. L'utilisation de ce procédé de calcul du cheminement des crues pluviales dans les lits du Haut Amour s'explique par les raisons suivantes :

- 1) Les stations hydrométriques sur les cours d'eau de cette zone sont bien réparties sur les affluents de différents ordres et dans beaucoup de cas dans leurs embouchures ;
- 2) Le coté positif de cette méthode réside dans le fait que l'on prend comme arrivées transversales les hydrogrammes des petits cours d'eau que l'on peut déterminer par le modèle pluie – débit.
- 3) Dans cette méthode, le débit latéral des affluents aux sections de calcul se détermine par la formule suivante [56] :

$$q(t, x) = \sum_{i=1}^N Q_i(t - \tau_i, x) \cdot K_i , \quad (4.6)$$

où $Q_i(t, x)$ – le débit latéral des affluents aux tronçons de calcul sur le tronçon x pendant le temps t ; $Q_i(t - \tau_i, x)$ – l'arrivée transversale de la station du cours d'eau i (affluent) déversant ses eaux sur le tronçon entre les deux stations de calcul avec le temps de propagation (τ_i) entre la station sur le cours d'eau i (affluent) et le tronçon de calcul ; N – le nombre de petits cours d'eau (affluents) tombant entre les deux stations de calcul ; K_i – le coefficient de rapport entre la superficie totale du bassin du cours d'eau i (F_i) et la superficie contrôlée par la station sur le cours d'eau i ($F_{ist.}$). Ainsi, on détermine le coefficient K_i pour la station donnée par la formule suivante :

$$K_i = \frac{F_i}{F_{ist}} , \quad (4.7)$$

Dans le cas de la non disponibilité des superficies des bassins versants des cours d'eau i , on utilise la formule suivante [17] :

$$L_i / F_i^{0,56} \approx L_{ist.} / F_{ist.}^{0,56} , \quad (4.8)$$

De la, on obtient :

$$K_i = F_i / F_{ist.} \approx (L_i / L_{ist.})^{1,78} , \quad (4.9)$$

où L_i – la longueur totale du cours d'eau i ; $L_{ist.}$ – la longueur du cours d'eau i de la source jusqu'à la station sur le dit cours d'eau.

Disposant des données de débits des arrivées transversales des affluents et utilisant les formules (4.6) et (4.9), on a pu déterminer les formules de calcul des arrivées transversales pour chaque tronçon. Les résultats de ces calculs font l'objet du tableau 4.3.

Il faut signaler qu'il s'est avéré impossible d'avoir de telles formules pour la détermination de l'arrivée transversale pour le fleuve Argoune. En effet, ce cours d'eau reçoit beaucoup

d'affluents de la République Populaire de Chine pour lesquels on ne dispose pas de données. L'exclusion de cette arrivée transversale pour le calcul du cheminement des masses d'eau par ce fleuve (Argoune) entraîne des grandes erreurs. C'est pourquoi l'hydrogramme initial sur ce cours d'eau a été pris à la station de Ouroupinskoe (Station no 13 sur les figures 4.2 et 4.3). Ainsi, par ces formules ci-dessus décrites, on a pu calculer l'un des paramètres importants du cheminement de l'eau dans les lits du réseau hydrographique du Haut Amour.

Tableau 4.3

Formules de détermination du débit latéral des affluents aux tronçons de calcul du réseau hydrographique du Haut Amour (Les numérotations sont faites conformément au schéma sur la figure 4.3)

Tronçons	Formules de calcul
1 – 2	$q(t) = 1,02Q_{18}(t)$
2 – 3	$q(t) = 3,65Q_{19}(t) + 1,05Q_{20}(t)$
3 – 4	$q(t) = 1,85Q_{21}(t) + 1,19Q_{22}(t) + 2,81Q_{23}(t-2)$
5 – 6	$q(t) = 0$
6 – 7	$q(t) = 1,11Q_{27}(t) + 3,19Q_{28}(t-3) + 1,07Q_{29}(t)$
7 – 8	$q(t) = 1,29Q_{30}(t) + 3,00Q_{31}(t) + 3,55Q_{32}(t)$
I – 9	$q(t) = 0$
9 – 10	$q(t) = 1,03Q_{34}(t) + 1,54Q_{35}(t) + 1,21Q_{36}(t)$
10 – 11	$q(t) = 2,00Q_{37}(t) + 1,40Q_{38}(t) + 2,18Q_{39}(t-1)$
13 – II	$q(t) = 1,40Q_{44}(t)$
II – 14	$q(t) = 0$
14 – 15	$q(t) = 3,15Q_{45}(t-2) + 4,00Q_{46}(t-2) + 3,98Q_{47}(t-2) + 1,51Q_{48}(t-2) + 7,70Q_{49}(t-2)$
15 – 16	$q(t) = 0$
16 – 17	$q(t) = 0$

4.4 UTILISATION DU MODELE DE DIFFUSION DU COURANT POUR LE CALCUL DE L'ECOULEMENT AU MOUVEMENT NON PERMANENT DES CRUES PLUVIALES DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU HAUT BASSIN DU FLEUVE AMOUR.

Par l'algorithme du modèle de diffusion du courant décrit plus haut, une programmation a été faite dans la langue de programmation PL/1 pour le calcul du cheminement des crues pluviales par le système du réseau hydrographique du Haut Amour.

Pour la réalisation des calculs par le dit modèle, après avoir arrêté les données initiales et celles de limite, on a choisi le pas de calcul en longueur et celui du temps.

Le pas de calcul le long du cours d'eau a été pris variable et fonction de la distance entre les stations de calcul. Il faut noter que les stations hydrométriques ont été prises comme stations de calcul. Quant au pas de temps de calcul, il a été pris égal à une journée et ceci en fonction des données disponibles. En effet, les mesures hydrométriques sur les stations sont journalières.

Sur la base de ces données et des paramètres déterminés, on a calculé les hydrogrammes des hauteurs d'eau et des débits pour toutes les stations de calcul du système du réseau hydrographique du Haut Amour.

Pour juger de la qualité des hydrogrammes calculés, il a été déterminé les critères de qualité des calculs par les formules (2.18), (2.19) et (2.20) pour toutes les stations de calcul. Ceci fait l'objet du tableau 4.4. A partir des résultats de ce tableau qui contient les critères (S/σ et ρ) et on peut voir la qualité des calculs pour les années 1959, 1960, 1961 et 1966, années pour lesquelles on dispose de données mesurées des débits et des hauteurs d'eau aux stations de calcul. On peut encore juger des résultats des calculs par la construction des hydrogrammes calculés et mesurés sur les figures 4.10, 4.12, 4.14 et 4.16 et aussi les figures 10 des Annexes pour toutes les stations de calcul.

Le paramètre essentiel pour l'optimisation comme dans les chapitres 2 et 3 a été la caractéristique de débit (K) qui est fonction des hauteurs d'eau (H). La courbe optimale de cette caractéristique a été obtenue de la manière suivante :

- 1) A partir des données des stations de calcul (correspondant avec les stations hydrométriques) on a construit la variante première de la courbe $K = f(H)$ pour une crue d'année de référence de mesures hydrologiques (année 1959). La courbe obtenue à partir des mesures de cette année s'est vue modifiée dans le but de l'obtention d'une bonne ressemblance (très proches) entre les hydrogrammes mesurés et calculés.
- 2) Cette courbe optimale obtenue a été utilisée pour calculer les hydrogrammes des crues des autres années (figures 4.9, 4.11, 4.13 et 4.15). La valeur élevée des critères de qualité des calculs pour les autres années montre que les résultats sont bons dans l'ensemble.

Il faut signaler que bien que le rapport S/σ varie entre 0,14 et 0,40, on remarque dans certains cas, et cela aux stations no 7 et 8 que ce rapport atteint la valeur 0,80. Ce résultat beaucoup moins bon est dû :

- 1) d'une part à l'estimation non précise de l'arrivée transversale sur des tronçons dont les affluents ne disposent pas de données de mesures ;

- 2) et d'autre part au procédé analytique de détermination de la courbe $A = f(H)$ qu'on utilise ensuite même si l'eau sort du lit principal. Il faut signaler que du fait qu'il n'existe pas de mesures des surfaces quand l'eau envahie la plaine d'inondation, l'extrapolation de cette courbe par la formule analytique dans cette zone donne des valeurs des surfaces (A) diminuées par rapport à celles réelles dans la plaine d'inondation. Ceci entraîne des résultats pas trop justes (débits maximaux diminués).

L'analyse des résultats des calculs montre que l'utilisation du modèle de diffusion du courant pour le calcul du cheminement des crues pluviales dans le système du réseau hydrographique du Haut Amour malgré une variabilité très grande sur le bassin des processus de formation des crues pluviales dans l'ensemble est acceptable.

Ainsi, l'utilisation de ce modèle pour le calcul des débits et des hauteurs d'eau le long des cours d'eau permet d'observer la répartition des ressources en eau dans le bassin du Haut Amour et de dégager les zones d'inondations. Ces zones connues, on peut prendre des décisions afin d'endiguer les méfaits des inondations.

L'algorithme et le programme écrit dans la langue de programmation PL/1 peuvent être utilisés dans la pratique des calculs hydrologiques pour la résolution des problèmes agricoles et sur d'autres bassins fluviaux. Ceci n'exclut évidemment pas son amélioration surtout pour les parties suivantes :

- 1) La détermination des débits latéraux des affluents aux tronçons de calcul ;
- 2) Rendre les valeurs maximales des débits calculés beaucoup plus proches de ceux mesurées. Pour cela, il faudra utiliser les profils des sections transversales des lits pour la détermination des caractéristiques morphologiques en lieu et place des formules sous forme de polynômes, obtenues lors des jaugeages seulement dans le lit principal du cours d'eau.

Il faut noter que c'est justement l'utilisation de ces formules analytiques des surfaces (quand l'eau envahit la plaine inondable) qui donne des valeurs plus faibles des surfaces de la section transversale du courant liquide et ceci a son tour abouti à des débits maximaux plus faibles. C'est ce qui probablement a fait augmenter le rapport S/σ sur les stations no 7 et 8 du système du réseau hydrographique du Haut Amour.

Pour l'amélioration du schéma des calculs à la place de la formule analytique de détermination des caractéristiques morphologiques nous avons utilisé le tableau matriciel de ces caractéristiques en fonction des hauteurs d'eau (H). Pour cela, nous avons utilisé les profils en travers du lit (le lit principal et la plaine d'inondation) des stations de calcul des cours d'eau. Les calculs réalisés par cette méthodologie pour l'année 1966 ont donné des résultats semblables aux premiers calculs pour toutes les stations avec une nette amélioration pour les stations 7 et 8. En effet, on a eu pour la station 7 le rapport $S/\sigma = 0,52$ et pour la 8 il est égal à 0,55.

L'analyse des données des profils en travers montre qu'en dehors des stations 7 et 8, les eaux de la crue de 1966 ont coulé seulement dans le lit principal des autres stations. C'est pourquoi, les calculs réalisés par cette méthodologie (détermination des caractéristiques morphologiques par des matrices de tableaux obtenus des profils en travers) ont donné les mêmes résultats que celle précédente (détermination des caractéristiques morphologiques par la formule analytique, données obtenues lors des jaugeages) pour toutes les autres stations.

Dans le but des prévisions hydrologiques des débits et des hauteurs d'eau à la station Koumara sur le fleuve Amour, nous avons utilisé les hydrogrammes de la station Pakrovka (sur le fleuve Amour). Le temps de propagation de l'onde de crue entre ces deux stations est de l'ordre de six (6) jours. Le tronçon a peu d'affluents. On peut noter seulement l'existence de quelques petits affluents dans sa partie supérieure dont les eaux arrivent à la station Koumara aussi au bout de six (6) jours. Ainsi, on peut faire la prévision des débits et des hauteurs d'eau dans cette station à partir de celle de Pakrovka par le modèle de diffusion du courant avec un temps de réponse de six (6) jours. Pour cela, l'arrivée transversale est obtenue comme étant la somme des débits de tous les affluents de la partie supérieure.

A partir des données de 1966, on a procédé à la prévision des débits et des hauteurs d'eau à la station Koumara. Pour juger de la qualité des prévisions, le critère de qualité des calculs (le rapport S/σ_{Δ}) fut déterminé par cette formule :

$$\sigma_{\Delta} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\Delta Q_i - \Delta Q_{moy})^2}{N-1}}, \quad (4.10)$$

où $\Delta Q_i = Q_m(t) - Q_m(t+\tau)$; σ_{Δ} - l'écart moyen quadratique de la variation des débits obtenus par prévisions (ΔQ_i) par rapport à la moyenne de ces mêmes débits (ΔQ_{moy}) avec un temps de réponse des prévisions (τ) ; $Q_p(t)$ les données de débits au temps t ; $Q_p(t+\tau)$ - données des débits au temps $t + \tau$; Q_m - débits mesurés.

Les prévisions ont données le critère de qualité $S/\sigma_{\Delta} = 0,25$.

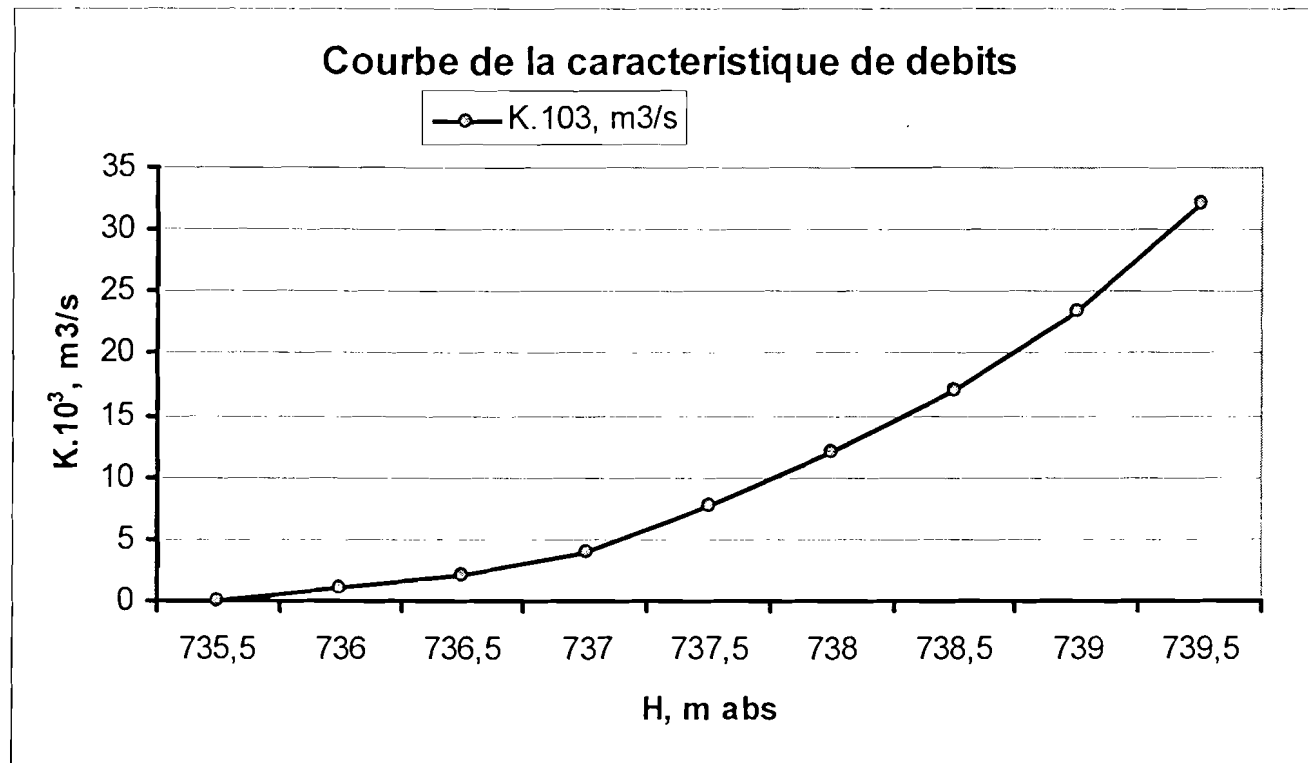


Figure 4.9 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Ingoda à la station Ouliete (en 1959).

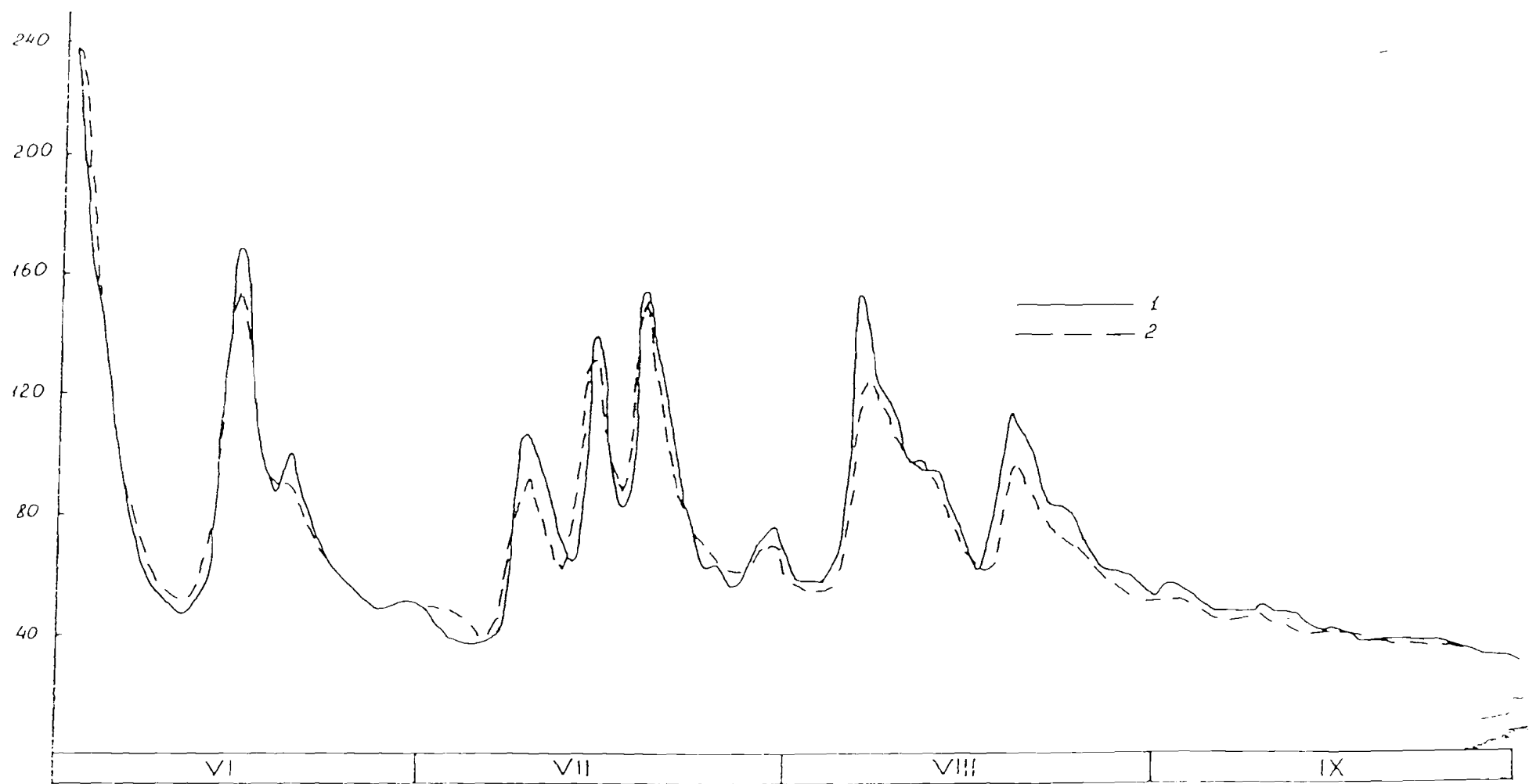


Figure 4.10 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées (2) sur le fleuve Ingoda à la station Ouhete (en 1966)

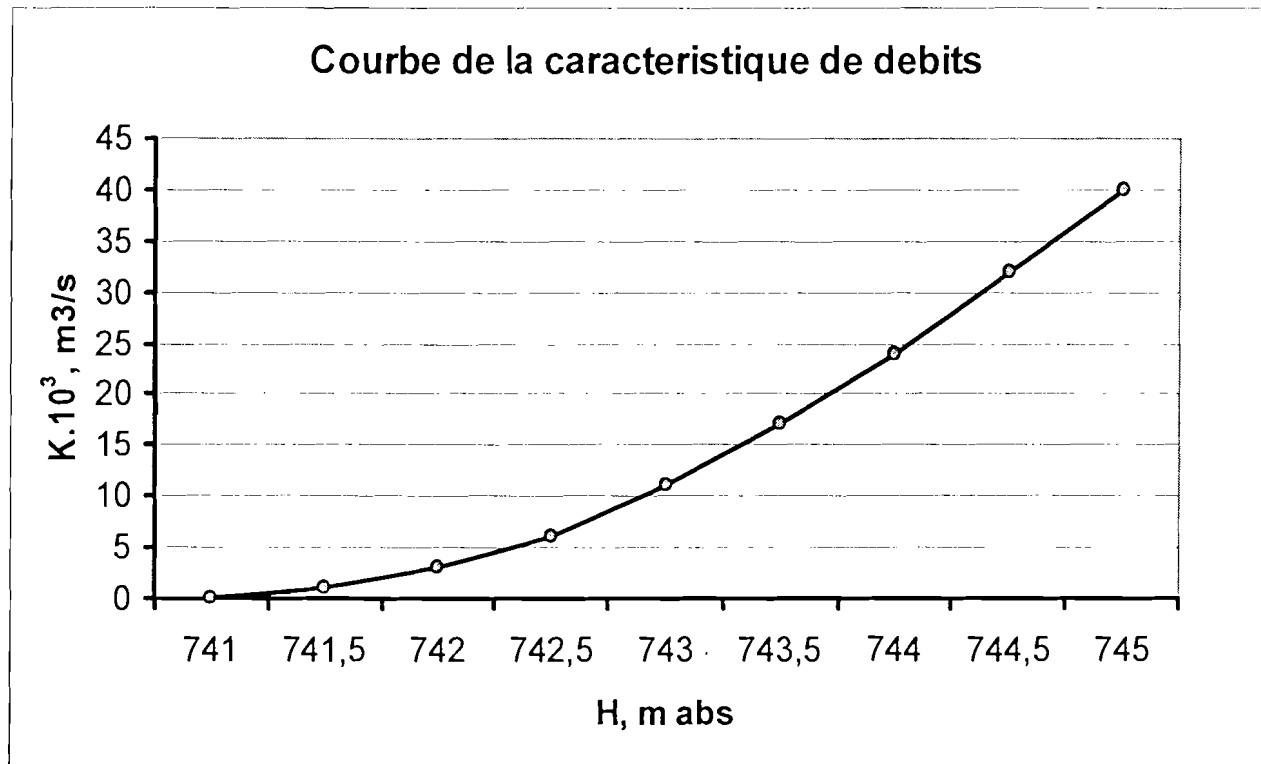


Figure 4.11 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Ohone à la station Betev (en 1959).

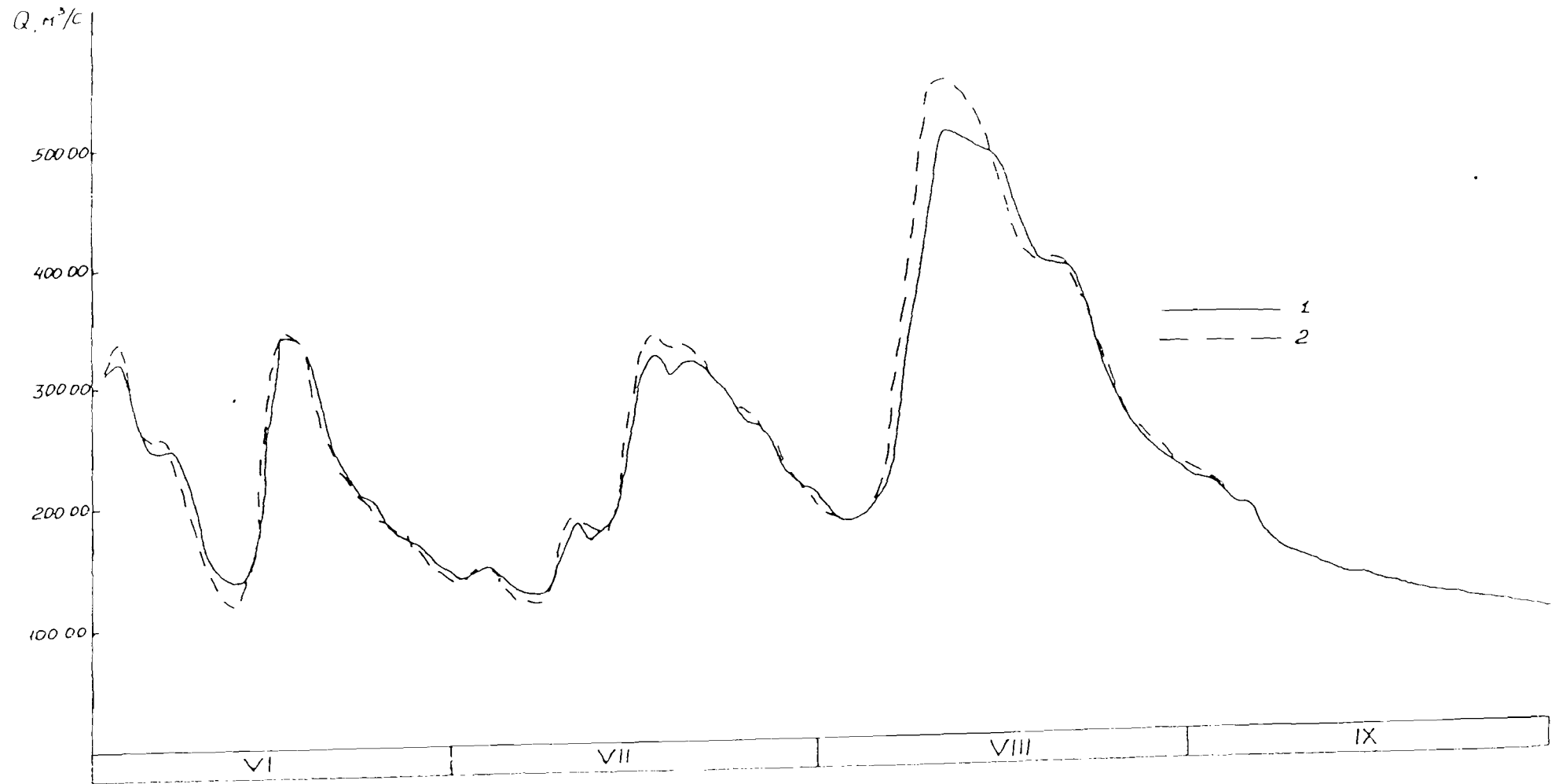


Figure 4.12 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées (2) sur le fleuve Ohone à la station Betev (en 1966)

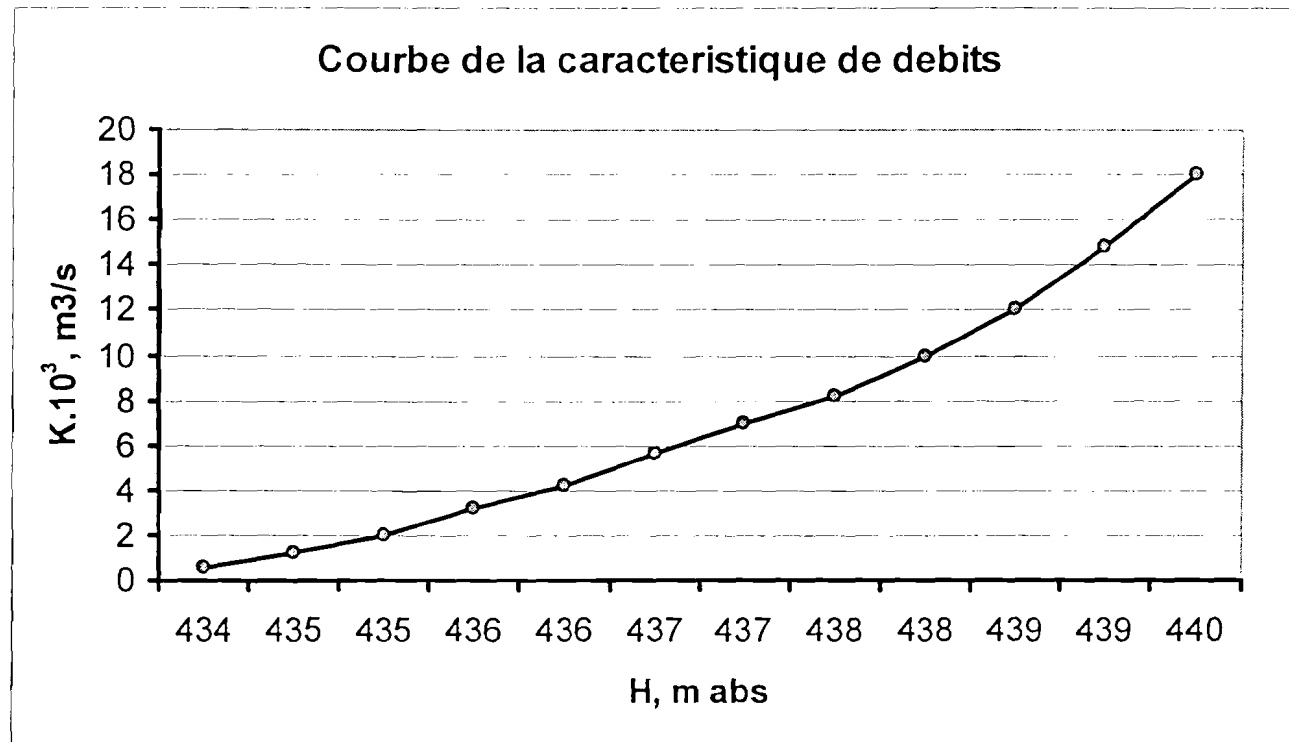


Figure 4.13 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Chilka à la station Sretensk (en 1959).

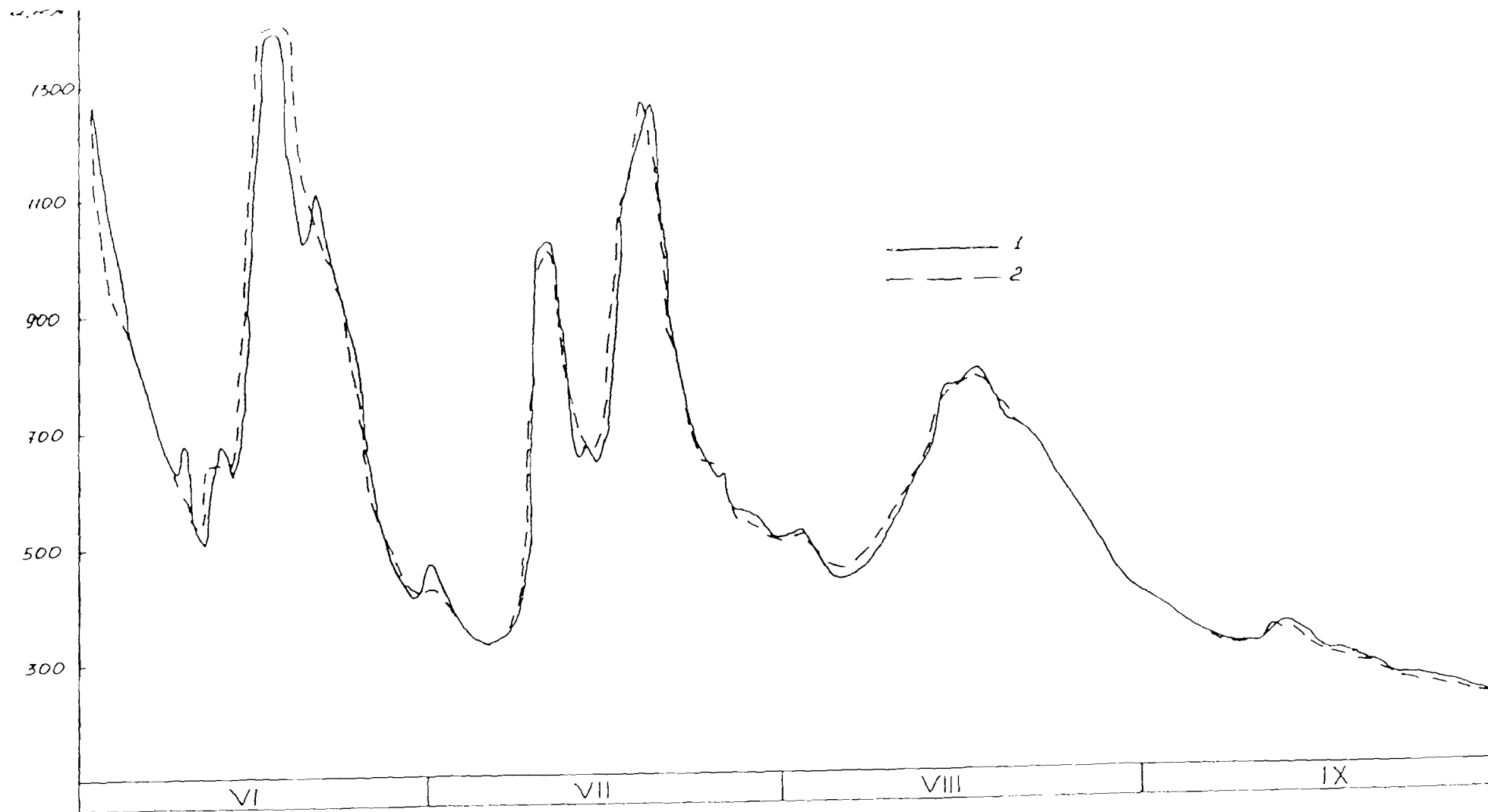


Figure 4.14 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées (2) sur le fleuve Chilka à la station Sretensk (en 1966)

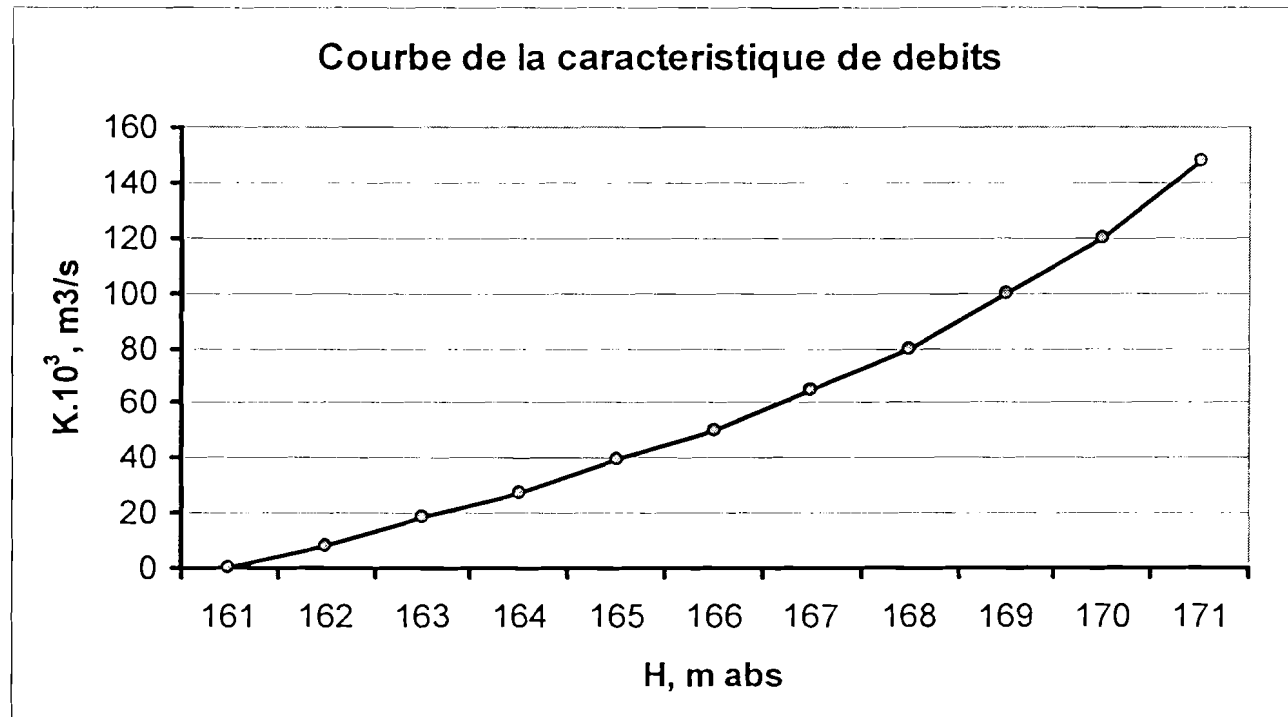


Figure 4.15 : Courbe de la caractéristique de débits en fonction des hauteurs d'eau du fleuve Amour à la station Koumara (en 1959).

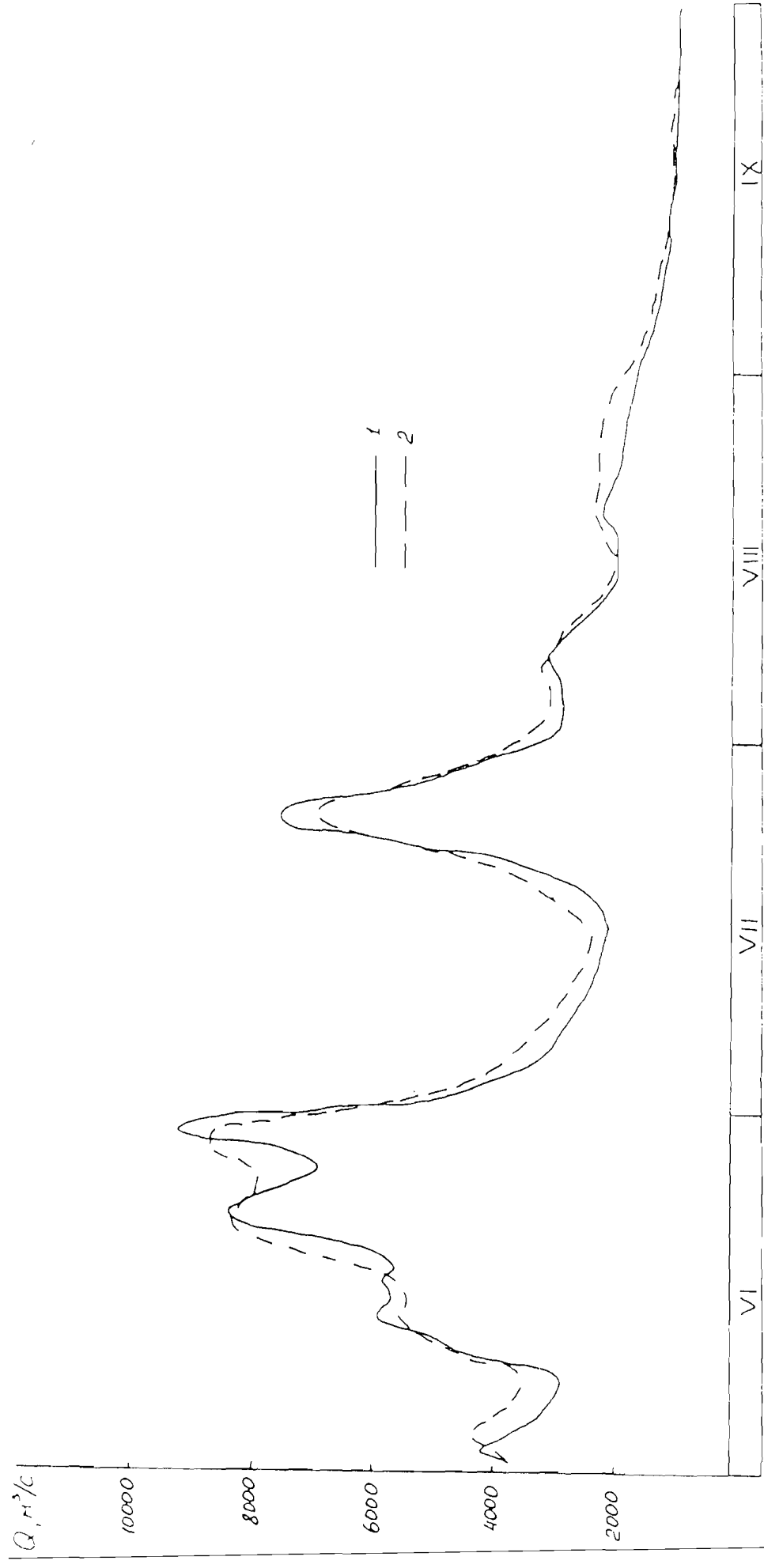


Figure 4.16 : Comparaison des hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées (2) sur le fleuve Amour à la station Koumara (en 1966)

CHAPITRE V

CALCUL DE L'ÉCOULEMENT DES CRUES PLUVIALES DANS LE RESEAU
HYDRAULIQUE DU BASSIN SUPERIEUR DU FLEUVE AMOUR AVEC LA
DETERMINATION DES DEBITS LATERAUX DES AFFLUENTS AUX
TRONCONS DE CALCUL PAR LE MODELE « PLUIE - DEBIT »

Les calculs de l'écoulement des crues pluviales dans le réseau hydraulique dans le bassin du Haut Amour réalisés plus haut en tenant compte des arrivées transversales obtenues par les débits des affluents a donné de bons résultats. Malgré ces bons résultats, il est apparu des insuffisances qui peuvent beaucoup influencer les résultats des calculs quand on aura à faire l'application à un autre bassin. L'utilisation de la méthodologie se complique avec la détermination des arrivées transversales à partir de nombreux affluents qui peuvent exister. Il faut noter que lors de la formation des crues pluviales, il est possible une irrégularité des pluies dans le bassin. Ceci entraîne une différence dans l'écoulement des bassins des affluents et abouti à des erreurs importantes si l'on veut déterminer les eaux des petits affluents n'ayant pas de données à partir de ceux qui en ont. En plus de cela, il faut noter que les écoulements des petits affluents aux stations de calcul se font très souvent dans un délai inférieur au temps de prévisions souhaitées. Pour augmenter ce temps de prévisions, il s'impose la nécessité qu'on utilise un modèle de débits sur le bassin versant pour le calcul des hydrogrammes des petits bassins versants (affluents) qui constituent l'arrivée transversale et aussi les hydrogrammes entrant dans la méthodologie réalisée dans le chapitre 4 pour le calcul de l'écoulement des crues pluviales dans le système hydraulique du Haut Amour.

C'est justement cette procédure de calcul de l'écoulement des crues pluviales dans le système hydraulique du Haut Amour que nous utilisons dans ce chapitre. Pour cela, pour le calcul des crues pluviales sur les bassins versants, nous allons utiliser le modèle réalisé par le Centre Hydrologique de l'URSS par Koraine V.I. et Kouchmaint L.C. [13, 14, 31, 73].

Dans le texte qui suit on décrit les caractéristiques physico – géographiques de la zone d'étude qui sont nécessaires pour dégager les facteurs principaux de l'écoulement. On décrit aussi les bases essentielles du modèle de calcul des crues pluviales sur les bassins versants et aussi les résultats d'optimisation des paramètres du modèle. En conclusions, on analyse la comparaison des hydrogrammes calculés par le modèle de diffusion du courant avec ceux mesurés des crues pluviales dans les stations de calcul. Il faut que pour cela, les hydrogrammes des affluents auront été déterminés par le modèle « Pluie – débit ».

5.1 DESCRIPTION SOMMAIRE DES CONDITIONS PHYSICO GEOGRAPHIQUES DE LA FORMATION DE L'ÉCOULEMENT SUR LE HAUT BASSIN DU FLEUVE AMOUR.

La zone d'étude du bassin du Haut Amour occupe la partie Sud du territoire de Tchitinsk et une petite partie de celui de Amoursk (Figure 5.1). La limite de la partie sud sert de frontière avec les Républiques Populaires de Mongolie et de Chine. A l'Ouest et au nord, ce sont les chaînes de montagnes qui servent de limites avec les grands bassins fluviaux des fleuves de Sibérie qui sont : Eniceï et Lena.

Le bassin du Haut Amour se divise nettement en deux (2) parties : partie Ouest et partie Est qui diffèrent énormément par les conditions physico – géographiques.

5.1.1 Partie Occidentale.

Elle contient les bassins versants des fleuves Ingoda, Oxone, Chilka et Argoune. Elle se trouve dans les zones de forêts et de steppe avec des parties locales de plantes de montagnes.

En général, cette partie du bassin est moyennement montagneuse avec des collines ayant des altitudes variant entre 1000 et 1 500 m au dessus de la mer mais, n'atteignant pas la ligne des neiges perpétuelles. Le relief essentiel ici est constitué de chaînes de montagnes, peu de plateaux, des dépressions entre les montagnes et des plaines. La hauteur moyenne de la zone est de 600 – 700 mètres. Les plus grandes collines sont situées à l'extrême Ouest du bassin avec des altitudes variant entre 2 000 et 2 400 mètres et plus. C'est ici que se trouvent les points les plus hauts de la partie Ouest du bassin qui sont : Soxondo – 2 499 mètres (source du fleuve Ingoda) et les parties élevées de la République Populaire de Chine (montagnes de Hentai à la source du fleuve Oxone) avec les hauteurs supérieures à 2 400 mètres. Les chaînes de montagnes s'alternent avec les dépressions dans lesquelles coulent les fleuves Ingoda, Chita, Nercha, Chilka, Gasimour etc. ... La variation entre les cotes des crêtes de montagnes et les plaines alluviales est de l'ordre de 200 – 400 mètres et atteint souvent 600 – 800 mètres.

Il existe d'importantes plaines qui sont :

- a) la plaine d'Ingoda située entre les crêtes de Yablonov et Cherskii (la cote du fond est en moyenne de l'ordre de 600 – 800 mètres) ;
- b) la plaine de Nerchinskii contenant les fleuves Nercheï et Kouengoi (la cote est en moyenne 500 – 800 mètres) ;
- c) la plaine de pixoniskii (cote égale à 600 – 800 mètres) située au sud de la zone avec le fleuve Oxone.

Les sols ici sont en majorité des granites de différentes sortes. Dans les dépressions entre les montagnes ce sont des sols sablonneux et argileux recouverts d'alluvions. Dans les parties montagneuses du nord, on retrouve les sols en podzols. Dans les parties marécageuses, les sols sont en grande partie en podzol et en tourbières.

Le paysage dans la partie centrale est une forêt de steppe. Plus au Sud, c'est la steppe sèche de type Mongole. Dans les parties montagneuses la steppe est de type forestier avec des sols homogènes de couleur noire.

Dans la partie Ouest du bassin, il existe un climat continental : un hiver froid et persistant, un été chaud et court. La pluviométrie moyenne annuelle varie entre 400 et 500 mm dans la partie montagneuse pour tomber à 200 – 300 mm par la zone des steppes sèches. La plus grande partie des pluies tombe pendant l'été. Ceci est dû à l'influence des moussons d'été. L'épaisseur de la neige est importante. Sur le territoire il existe des zones de couches de neige presque éternelles.

5.1.2 Partie Orientale.

Cette partie du bassin est caractérisée par l'existence des hauts plateaux, de grandes plaines, des montagnes moyennes et des dépressions. Au sud du territoire se dresse la chaîne de montagne de Stanovsk qui sert de limite des bassins versants des fleuves Amour et Lena. Parallèlement à la chaîne de Stanovsk au sud se dressent les chaînes de Toukourengra, Sokratan et Djagda entre lesquelles s'étend une grande plaine. Sur le territoire les sols sont en grande partie en podzols.

Dans cette partie Ouest du bassin le climat est de type mousson. L'influence du continent est grande pendant la période froide. Pendant ce temps, ici soufflent les vents continentaux venant de la périphérie ouest de l'anticyclone asiatique. C'est pourquoi les hivers ici sont très froids avec peu de neige.

La pluviométrie annuelle ici ne dépasse pas 500 mm. La majeure partie de la pluie tombe en Juillet et Août et en moyenne est de l'ordre de 100 – 130 mm par mois. Dans les parties montagneuses de cette partie du bassin, on rencontre souvent des endroits perpétuellement gelés.

Ainsi, le climat de la zone dépend des facteurs suivants : la position géographique sur le continent asiatique, la constitution compliquée de la surface du territoire, la circulation de la mousson atmosphérique et l'action du cyclone. L'aire de tampon entre ces deux zones avec différentes conditions physico – géographiques (humide aux cotes de l'océan pacifique à l'est et continental à l'est de Sibérie et à l'ouest de la Mongolie) se trouve sous l'influence des facteurs tant océanographiques que continentaux. C'est pourquoi le climat diffère ici avec des traits bien précis continentaux et en même temps avec un caractère de mousson.

Les crêtes des grandes lignes de partage des bassins : Yablonovoi au Zaibaikale et Stanovoi dans le territoire de Amour qui séparent les bassins Nord de Ledobitei et de l'océan pacifique. Ceci est la limite climatique nord de cette partie du bassin du fleuve Amour étudié. Grâce à sa situation géographique, le territoire en question est soumis à des vents de constitutions et de directions différentes de ces masses d'air. L'interaction de la circulation de la mousson, l'action cyclonique des vents et le caractère du relief entraînent une différence entre les quantités de pluie tombant par saisons de l'année et sa répartition sur le territoire. Les précipitations en été sont de beaucoup supérieures à celles de l'hiver. Dans la partie orientale du bassin, les précipitations sont beaucoup supérieures à celles de la partie occidentale avec des valeurs grandes dans les zones montagneuses.

Les fleuves du Haut Amour ont un régime qui est fonction du climat sur le territoire. Bien que les fleuves aient un régime identique, il existe des zones où les cours d'eau ont des alimentations différentes. Par les conditions du régime des eaux, les fleuves de la zone relèvent du type d'Extrême - Est avec des crues pluviales formées par l'influence de la

mousson qui prévaut sur la grande partie du territoire du bassin. Pendant la période chaude (été) caractérisée par l'abondance des ressources en eau, on observe une grande variabilité des eaux des cours d'eau. Ceci donne à l'hydrographe une forme de pic.

La source d'alimentation essentielle des cours d'eau est la pluie. Elle constitue en moyenne 50 à 70 % de l'écoulement dans l'année. Quant à l'alimentation due à la fonte de la neige, elle est de 10 à 20 %. En ce qui concerne les eaux souterraines, elles participent à 10 – 30 % à l'écoulement annuel. Le rapport entre les différents types d'alimentation dépend de la position géographique du territoire dans le bassin. Dans ce cas, une place importante a les parties élevées du bassin, l'existence presque éternelle des couches de neiges, le type de sols et plantes sur la surface du bassin.



▽ - Stations hydrométriques ; ○ - Stations météorologiques ; I, II, ..., VI – Bassins versants des petits cours d'eau.

Figure 5.1 : Carte de positionnement des stations météorologiques sur le haut bassin du fleuve Amour

5.2 DESCRIPTION DU MODELE MATHEMATIQUE DE FORMATION DES CRUES PLUVIALES SUR LES BASSINS DES COURS D'EAU.

A l'heure actuelle, une grande utilisation en hydrologie a obtenu les modèles déterministes de l'écoulement des eaux pluviales qui supposent que pour les données de même valeur correspond un et un seul résultat sous forme d'une fonction de l'espace ou du temps. A une description déterministe se rapportent tous les éléments des principaux processus de formation de l'écoulement sur le bassin versant et sa description peut servir à la modélisation de l'écoulement [63].

L'insuffisance des données mesurées dans l'espace fait que parmi les modèles déterministes de l'écoulement des eaux pluviales dans la plupart des cas les modèles dits « avec les paramètres ponctuels » (paramètres moyens en un point) donnent de meilleurs résultats par rapport aux modèles d'autres classes. L'un des modèles à paramètres ponctuels est celui élaboré par Koraine V.I. et Kouchment L.C dans le Centre Hydrologique de l'URSS. La méthodologie de son élaboration et de son usage se trouve décrite par les mêmes auteurs dans leurs brochures [13, 14, 82].

Le modèle comprend les blocs suivants de calcul : l'évaporation, l'infiltration, la retenue superficielle, le ruissellement, l'écoulement de base (du sol) et l'écoulement total à l'exutoire [14].

Considérant que l'évaporation d'un sol homogène et saturée d'eau est égale à celle de la surface de l'eau et que la répartition des superficies relatives avec des différentes valeurs maximales du pouvoir de rétention se décrit à l'aide d'une fonction exponentielle, pour le calcul de l'intensité de l'évaporation (E), les auteurs du modèle utilisent la fonction exponentielle suivante :

$$E(t) = [K_1 + K_2 U(t)] D(t) e^{-d(t)/W_{max}} \quad (5.1)$$

où U(t) – la vitesse du vent ; D(t) – le déficit en humidité de l'air ; d(t) – le déficit en humidité du sol ; W_{max} – la capacité de rétention en eau du sol ; K₁ et K₂ – paramètres empiriques.

L'intensité de l'infiltration (I) se prend proportionnelle au déficit en humidité du sol et se détermine par la formule suivante :

$$I(t) = \begin{cases} d(t) / K_3 + i_0 & \text{quand } P(t) - E(t) > I(t) \\ P(t) - E(t) & \text{quand } P(t) - E(t) < I(t) \end{cases} \quad (5.2)$$

où P(t) – l'intensité des pluies ; i₀ – l'intensité de l'infiltration ; K₃ – paramètre empirique. Le déficit en humidité du sol se détermine par la relation suivante :

$$d(t) = \int_0^t [E(\tau) + i_0 e^{-d(\tau)/W_{max}} + Q(\tau) - P(\tau)] d\tau \quad (5.3)$$

où Q(τ) – les débits à l'exutoire.

Les auteurs du modèle [9] recommandent de commencer les calculs quand la valeur initiale du déficit en humidité du sol est connue. Dans le cas où ces informations manquent, il est nécessaire de commencer les calculs au moment où cette valeur est nulle (0). Ceci est possible quand la neige a fini de fondre ou tout juste après une grande pluviométrie.

Le ruissellement de surface (débit de ruissellement) en tenant compte de la superficie fonctionnelle [88] se calcule par la formule suivante :

$$q_1(t) = [P(t) - E(t) - I(t)] \eta \{ 1 - e^{-m \int [P(\tau) - E(\tau) - I(\tau)] d\tau} \} \quad , \quad (5.4)$$

où η – paramètre désignant le coefficient de ruissellement ; m – paramètre caractérisant la variation de la superficie fonctionnelle du bassin en fonction de la lame d'eau formée sur le bassin versant.

L'écoulement du sol (écoulement de base) dépendant du coefficient d'infiltration et de l'humidité du sol se détermine par la formule suivante :

$$q_2(t) = i_0 e^{-K_5 d(t)/W_{max}} \quad , \quad (5.5)$$

où K_5 – paramètre empirique.

Pour le calcul de l'hydrogramme de l'écoulement à l'exutoire on a utilisé le modèle linéaire de la transformation des écoulements superficiel (ruissellement) et de base comme suit :

$$Q(t) = \int_0^t q_1(t) P_1(t-\tau) d\tau + \int_0^t q_2(t) P_2(t-\tau) d\tau \quad , \quad (5.6)$$

où $P_1(t)$, $P_2(t)$ – sont respectivement les fonctions de réaction des écoulements de ruissellement et de base.

Pour l'approximation des fonctions de réaction, on utilise la fonction Gamma de répartition à deux paramètres de la forme :

$$P_i(t) = \frac{1}{\pi i \Gamma(\pi i)} \left[\frac{t}{\pi i} \right]^{\pi i - 1} e^{-t/\tau_{ii}} \quad , (i = 1, 2), \quad (5.7)$$

où τ_{ii} et πi – paramètres empiriques.

Les formules (5.1) a (5.7) décrivent le processus de formation de l'hydrogramme des crues pluviales sur le bassin versant et comportent douze (12) paramètres inconnus qui sont des valeurs moyennes sur le bassin. Les données entrant (intensité de la pluie, le déficit en eau de l'air et la vitesse du vent) dans le modèle sont aussi prises comme moyennes sur le bassin. C'est pourquoi, les conditions sur le bassin doivent être homogènes. Cela en évidence pose des conditions sur la grandeur des bassins pour lesquels le modèle peut être utilisé. C'est pourquoi, les auteurs [14] recommandent pour les bassins versants avec des parties hétérogènes par les caractéristiques physico – géographiques et les sols, de réaliser le modèle pour chaque partie homogène séparément. Après quoi, en utilisant le schéma de transformation avec beaucoup d'entrées on peut obtenir le modèle pour tout le bassin versant

entier. L'un des avantages du modèle proposé consiste au fait que les calculs de l'humidité du sol se font d'une manière continue. Ceci permet de calculer avec sûreté les processus compliqués de formation des crues pluviales qui sont récurrentes dans la zone.

5.3 IDENTIFICATION DES PARAMETRES.

Partant des conditions hétérogènes de formation des eaux sur les bassins dans des zones à caractéristiques physico – géographiques différentes pour les zones, le Centre Hydrométéorologique (selon l'avis de ses auteurs) a proposé de simplifier et dans certains cas, introduire des changements dans certains blocs (des éléments élémentaires) du processus des crues pluviales sur les bassins.

A partir de l'expérience de son utilisation, le modèle optimal doit être obtenu par la complication progressive du schéma de calcul dans le cadre du modèle général [13, 14, 76]. Dans l'article [14], il est donné la recommandation pratique quand à l'ordre de la complication progressive du schéma du modèle.

Il est à remarquer que le modèle contient des paramètres empiriques dont on ne peut qu'estimer l'intervalle de leurs variations. C'est pourquoi pour chaque bassin versant concret, ces paramètres sont à déterminer soit à partir des données de terrain (expérimentation), soit par les caractéristiques d'entrée et de sortie des années passées.

L'identification des paramètres de tels modèles peut se faire à l'aide des méthodes d'optimisation qui permettent de choisir les valeurs inconnues des paramètres de telle sorte que qu'on puisse obtenir une bonne correspondance entre les débits mesurés et calculés.

L'avantage des méthodes d'optimisation consiste en la possibilité de tenir compte de toute l'information disponible à propos des cas isolés du processus de l'écoulement. Le plus important est que sur les paramètres à optimiser on peut imposer des limites de sa variation à partir de la compréhension physique du paramètre et des données expérimentales de terrain. Ceci permet de diminuer le rôle des erreurs partielles sur les différents éléments et relations et d'augmenter la qualité des paramètres déterminés.

L'une des méthodes d'optimisation des paramètres les plus simples est le choix par étape des valeurs possibles des paramètres et la prise des valeurs qui minimisent les critères de qualité. Ce critère de qualité se détermine par la différence entre les données mesurées et celles calculées par le modèle. Malheureusement, quand le nombre de paramètres est très élevé, cette méthode est pratiquement inutilisable par le volume des calculs à faire pour l'obtention des valeurs optimales des paramètres.

Pour les modèles avec beaucoup de paramètres, on utilise les méthodes suivantes d'optimisation : la méthode des axes changeants, la méthode des gradients, etc .. qui sont décrites dans les articles [6, 97, 111].

L'expérience de détermination des paramètres des modèles des crues pluviales montre l'avantage de l'utilisation de la procédure d'optimisation de Rozembroc [14, 50], permettant de tenir compte de la topographie du critère de qualité avec un nombre élevé de paramètres. Cette méthode repose sur l'optimisation avec des tournures périodiques des axes des coordonnées. Dans le processus de calcul, le pas de calcul est automatiquement choisi pour chaque coordonnée et les axes de ces coordonnées tournent de telle sorte que l'un des axes coïncide avec la direction optimale de la recherche.

Ainsi, pendant l'optimisation des paramètres, il apparaît les principaux problèmes suivants :

- 4) le choix du critère de qualité ;
- 5) la multiplicité des minima des critères de qualité et la complication de sa topographie ;

- 6) l'influence des erreurs hasardeuses sur le processus d'optimisation ;
- 7) l'insuffisance du volume des informations ;
- 8) la non adéquation du modèle au processus réel de l'écoulement.

Lors du choix du critère de qualité, il est nécessaire de respecter quelques conditions. Au point de vue mathématique, le problème d'optimisation nécessite l'utilisation d'un seul critère de qualité de calcul des hydrogrammes.

D'habitude, on utilise le critère poly empirique [6, 74], donnant un grand poids à l'une ou l'autre caractéristique de l'hydrogramme.

Très souvent, le critère de qualité se calcule comme l'intégrale des carrés des différences entre les débits mesurés et calculés de la sorte :

$$K_1' = \sum_{j=1}^N \int_0^{T_j} [Q_{mi}(\tau) - Q_{ci}(\tau, x_i)]^2 d\tau \quad , \quad (5.8)$$

où Q_{mi} et Q_{ci} – les débits des hydrogrammes mesurés et calculés ; T_j – le temps de base de l'hydrogramme de la crue j ; x_i - le vecteur des paramètres du modèle ; N – le nombre d'hydrogrammes (de crues) pris en compte dans l'optimisation des paramètres.

Le critère (5.8) calcule avec le même d'ordre d'erreurs tant les débits maximums que les débits minimums. Mais, dans la pratique des calculs des hydrogrammes, on accorde beaucoup plus d'attention à la correspondance des débits maximaux (calculés et mesurés), chose qui est possible à l'aide de la fonction de poids dépendante des débits. Cette fonction se présente sous la forme suivante :

$$K_2' = \sum_{j=1}^N \int_0^{T_j} [Q_{mi}(\tau) - Q_{ci}(\tau, x_i)]^2 f(Q_{mi}) d\tau \quad , \quad (5.9)$$

Dans la pratique de la modélisation hydrologique on rencontre beaucoup d'autres variantes du critère de qualité [73, 76, etc ...]. Dans notre thèse, nous avons utilisé la formule (5.8).

Les difficultés de recherche du minimum du critère de qualité apparaissent dans le cas d'existence de plusieurs minimums locaux de ce critère de qualité. L'obtention de l'un ou de l'autre minimum du critère de qualité en grande partie dépend du choix des valeurs initiales des paramètres. Il est clair que plus le modèle est bien structuré avec des intervalles des paramètres bien définis, mieux peuvent être données les valeurs initiales des paramètres et moins on a la chance de tomber sur un minimum « faux » du critère. Dans le but d'exclure de tomber sur un minimum faux, les auteurs de l'article [14] recommandent de faire l'optimisation en compliquant progressivement le modèle. Ceci permet de prendre comme valeurs initiales des paramètres à optimiser du modèle, celles obtenues par optimisation du modèle à une étape passée et plus simple. La probabilité de tomber sur des minimums faux peut être diminuée en donnant des limites aux intervalles de variation des paramètres. Pour la diminution de l'influence des erreurs hasardeuses lors de l'optimisation des paramètres il est nécessaire de prendre des bonnes données de mesures. Pour cela, dans ce travail on a utilisé les données publiées dans les annuaires hydrologiques et météorologiques de la zone. En plus, on a construit sur le même graphique les figures de variation des valeurs moyennes des pluies

pour chaque bassin versant et l'hydrogramme du courant à son exutoire. La synchronisation de ces figures permet de juger de la bonne qualité des données mesurées pour la modélisation. Du fait de l'hétérogénéité des conditions de formation des hydrogrammes pendant des différentes années, les paramètres obtenus lors de l'optimisation d'une seule année peuvent différer par rapport à ceux des autres années [9]. Mais si l'optimisation est faite séparément pour chaque année et après on fait une moyenne des paramètres [29, 89, 108] ceci aboutit à des erreurs plus importantes des valeurs des paramètres surtout quand le nombre de ces paramètres est élevé. C'est pourquoi pour le modèle en question, lors de l'optimisation des paramètres, les auteurs recommandent d'utiliser en même temps les données de plusieurs années tout en tenant compte de l'hétérogénéité des conditions de formation des écoulements sur le bassin. C'est dans ce but que pour les bassins en question, on a utilisé dans l'optimisation les données des années 1960 - 1970. Pour cela, les crues ont été choisies durant différents mois de l'année. Grâce à cette méthode on arrive à obtenir des paramètres plus stables du modèle après optimisation.

5.4 APPLICATION DU MODELE DU CENTRE HYDROMETEOROLOGIQUE DE L'URSS POUR LA DETERMINATION DES ECOULEMENTS SUR LES BASSINS DES PETITS COURS D'EAU DU HAUT AMOUR.

Dans la réalisation pratique du modèle du Centre Hydrométéorologique pour le calcul des débits latéraux des affluents aux tronçons de calcul du réseau hydraulique du Haut Amour nous avons sélectionné six (6) bassins versants placés d'une manière uniforme sur le territoire et dont le régime des eaux est contrôlé par des stations hydrométriques (Tableau 5.1). A partir des données journalières des débits publiés dans les annuaires hydrologiques, nous avons choisi le pas de temps de calcul (Δt) égal à une journée.

Les entrées du modèle sont : l'intensité de la pluviométrie, le déficit en eau de l'air et la vitesse du vent. Le fait que les valeurs journalières de la vitesse du vent et du déficit en eau de l'air font défaut, le coefficient permettant de prendre en compte la vitesse du vent (K_2) dans la formule (5.1) est pris égal à zéro (0). Quand au déficit en eau de l'air $D(t)$, il se calcule par la formule suivante, conformément à l'article [95] :

$$D(t) = E'(t) - e(t) \quad , \quad (5.10)$$

où $E'(t)$ – la pression atmosphérique de saturation ; $e(t)$ – la tension de la vapeur d'eau. Partant du fait que l'humidité relative $f(t)$ se détermine par la formule suivante :

$$f(t) = e(t) / E'(t) \quad \text{ou} \quad e(t) = E'(t).f(t), \quad (5.11)$$

$$\text{donc, } D(t) = E'(t)[1 - f(t)] \quad , \quad (5.12)$$

où $f(t)$ – l'humidité relative du vent.

Pour la détermination de $E'(t)$, on utilise la formule suivante, conformément à l'article [74] :

$$E'(t) = E_0' \cdot 10^{8,61503t'/273,15 + t'} \quad , \quad (5.13)$$

où $E_0' = 6,1078$ – la pression atmosphérique de saturation à la température de l'air égale à zéro degré Celsius (0°C ou $273,15\text{K}$).

Ainsi, les entrées du modèle deviennent : l'intensité de la pluviométrie, la température et l'humidité relative de l'air. Les valeurs moyennes sur le bassin versant de la pluviométrie et de la température de l'air ont été déterminées par la méthode de la moyenne arithmétique des données des stations météorologiques existantes sur les dits bassins versants et ce, conformément au tableau 5.2 suivant :

Tableau 5.2
Liste des stations météorologiques des bassins versants

Bassins versants		Station météo sur le bassin versant	
No	Cours d'eau - station	No	Station
I	Ingoda - Dechoulan	1	Griazi
II	Oxone – Verxnii -Oulxoun	2	Kira
		3	Boukougoun
III	Argoune - Olocha	4	Nrchinskii zavod
		5	Dono
		6	Crasnei Velikan
		7	Kailastoui
IV	Ounda – Novoi Ivanovsk	8	Chelopougouina
		9	Balei
V	Nercha - Nerchinsk	10	Kiker
		11	Oussougli
		12	Zoulzia
		13	Edakoui
		14	Nerchinsk
VI	Chernaya – Sbegu	15	Ksenievskaya
		16	Chita

Du fait de l'existence de l'humidité relative sur seulement deux (2) stations météorologiques (Nerchinskii zavod et Chita) sur tout le territoire du Haut Amour, les valeurs moyennes de ce paramètre ont été obtenues en faisant la moyenne arithmétique des données de ces deux stations.

En appliquant la méthode de la complication successive réalisée par les auteurs [14], dans cette thèse, nous avons déterminé les paramètres du modèle pour tous les bassins versants. Pour cela, nous avons utilisé le critère de qualité des calculs K_1' de la formule (5.8). L'optimisation a été faite en utilisant en même temps les données des crues sur la période 1960 – 1970. Ceci permet d'obtenir des paramètres beaucoup plus stables et plus proches des valeurs recherchées du fait qu'on a utilisé des crues de différentes conditions de formation des crues pour les mêmes bassins versants [13]. Les résultats d'optimisation des paramètres font l'objet du tableau 5.3.

Les calculs de vérification faits de quelques crues sur les bassins versants en utilisant les valeurs optimales des paramètres optimisés du modèle ont donné des résultats acceptables entre les hydrogrammes calculés et mesurés. En effet, on a obtenu le critère de qualité des calculs $S/\sigma < 0,65$ pour toutes les crues calculées. La bonne qualité des résultats des calculs fait l'objet des figures 5.2 (a, b, c, d, e, f). Sur ces figures, sont construits les hydrogrammes mesurés et calculés par le modèle et aussi quelques paramètres intermédiaires calculés (évaporation, infiltration, déficits en eau du sol et de l'air, l'écoulement de base) qui ont un certain intérêt dans l'analyse des processus de formation des crues. Les résultats des calculs acceptables sur des données non prises en compte dans l'optimisation des paramètres permet de supposer que les paramètres ainsi obtenus sont non seulement stables mais aussi déterminés avec beaucoup d'exactitude sur les bassins versants.

Tableau 5.3

Valeurs optimales des paramètres du modèle du Centre Hydrologique de l'URSS pour quelques bassins versants du bassin du Haut Amour.

Cours d'eau – station	Nombre de crues dans l'optimisation	Paramètres										
		K_1 Mm/j	K_3 jours	K_5	W_{max} mm	I_0 mm/j	η	m	τ_1 jours	τ_2 jours	n_1	n_2
Ingoda – Dechoulan	6	0,60	2,80	0,12	18,0	1,10	0,80	4,05	2,00	4,80	2,01	3,50
Oxone – Verxnii Oulxoun	6	0,59	1,50	0,30	20,1	0,60	0,81	6,50	4,36	7,00	1,99	4,01
Argoune – Olocha	6	0,80	2,20	0,61	18,9	0,35	0,76	5,50	2,80	4,50	2,00	3,80
Ounda – Novo Ivanovsk	5	0,69	2,70	0,47	18,5	0,55	0,76	5,01	2,01	3,55	3,02	5,55
Nercha – Nerchinks	6	1,70	2,00	0,22	21,5	0,38	0,78	5,80	3,00	5,00	2,00	3,80
Chernaya – Sbegga	5	0,62	2,50	0,56	20,0	0,72	0,75	6,01	1,20	2,00	3,00	4,80

5.5 CALCUL DE LA PROPAGATION DES CRUES PLUVIALES DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN DU HAUT AMOUR AVEC POUR CELA LA DETERMINATION DES APPORTS DES PETITS COURS D'EAU AUX TRONCONS DE CALCUL PAR LE MODELE DU CENTRE HYDROMETEOROLOGIQUE DE L'URSS.

Du fait que pour la résolution du problème, nous n'avons pas pu utiliser le modèle « Pluie – débit » pour tous les petits bassins versants du territoire du bassin du Haut Amour, nous avons donc pris le tronçon suivant : de la station 9 (sur le fleuve Chilka à la station de Oust-Oxone) jusqu'à la station 14 (le fleuve Amour à la station Pakrovka). Les affluents importants de ce tronçon sont : les fleuves Nercha et Chernaya. Le modèle a été donc appliqué à ces bassins versants.

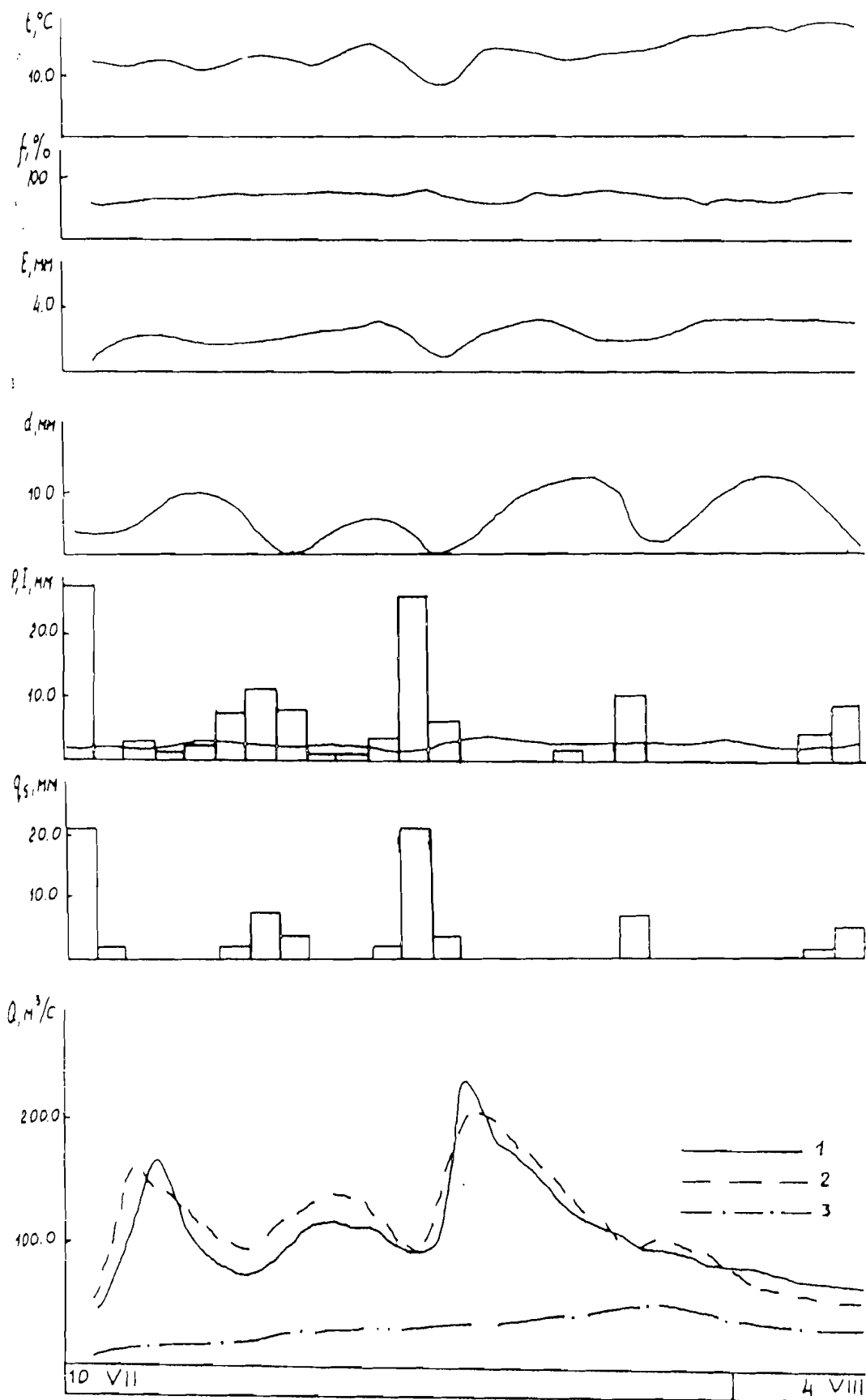
Utilisant les paramètres du modèle du Centre Hydrologique de l'URSS, déterminés pour ces bassins versants à partir de la pluviométrie, nous avons calculé les hydrogrammes de l'écoulement dans les exutoires, c'est-à-dire : sur le fleuve Nercha à la station Nerchinsk, et sur le fleuve Chernaya à la station Sbegga pour la crue de 1966. Ces hydrogrammes calculés à partir de la pluviométrie ont été pris comme débits latéraux aux tronçons de calcul. Maintenant, utilisant la méthodologie réalisée pour les calculs par le modèle de diffusion du courant dans le chapitre 4, nous avons calculé le cheminement des ondes des crues pluviales dans les lits des fleuves du Haut Amour jusqu'à la station Pakrovka pour l'année 1966. Utilisant le critère de qualité des calculs des formules (2.18) et (2.19), on a calculé le rapport de qualité des calculs S/σ pour toutes les stations de calcul. La valeur de ce critère s'est trouvée acceptable dans l'ensemble et a été de : 0,35 pour le fleuve Chilka à Sretinsk, 0,41 pour Chilka à Chacovaya et 0,46 pour le fleuve Amour à Pakrovka. Comme l'on voit par ces valeurs, on peut remarquer que les résultats des calculs se sont dégradés par rapport aux calculs du chapitre 4 pour la même crue et dans les mêmes stations. Cette dégradation des résultats de calcul s'explique par la détermination pas trop exacte des débits latéraux des affluents à partir de la pluviométrie. Malgré cela, ce modèle peut être recommandé car il permet d'augmenter le délai des prévisions de 2 à 4 jours, ce qui est très important dans la prévision des inondations.

Sur les figures 5.3 et 5.4, comme exemples, nous avons construit les hydrogrammes des débits mesurés et calculés dans les stations N° 10 (fleuve Chilka à la station Sretinsk) et 14 (fleuve Amour à la station Pakrovka).

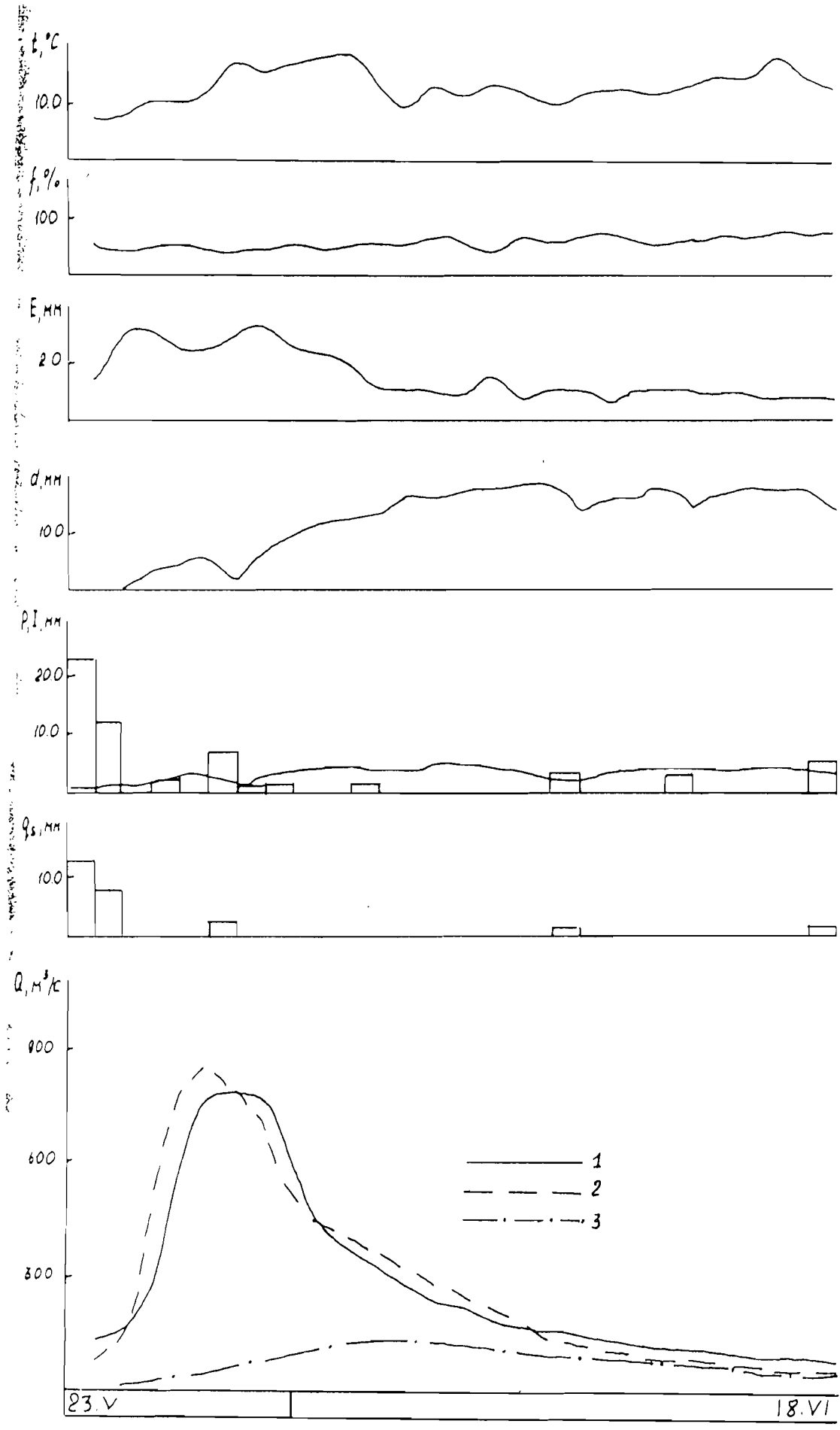
L'obtention des résultats acceptables sur ce tronçon de calcul permet d'affirmer qu'il est possible d'utiliser le modèle du Centre Hydrologique de l'URSS (en utilisant la pluviométrie) pour la détermination des hydrogrammes des débits latéraux aux tronçons de calcul du système du réseau hydraulique du Haut Amour, ce qui permet d'augmenter le temps de réponse des prévisions.

Figures 5.2 (a, b, c, d, e, f)

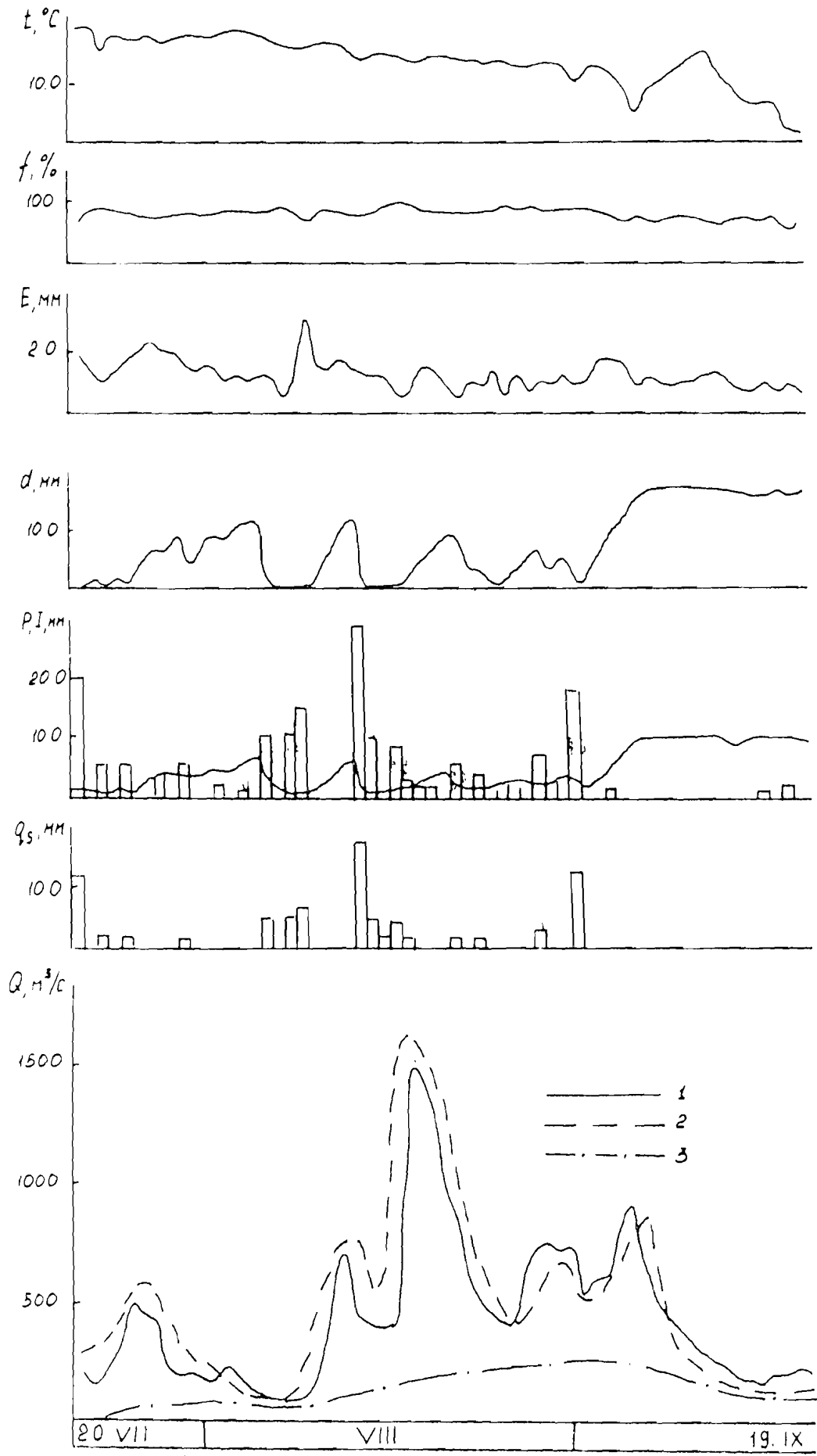
Hydrogrammes des crues mesurées (1) et calculées (2), de l'écoulement de base (3), des précipitations (P), de l'infiltration (I), de la pluie utile (qs), de l'humidité relative de l'air (f) et de la température de l'air (t).



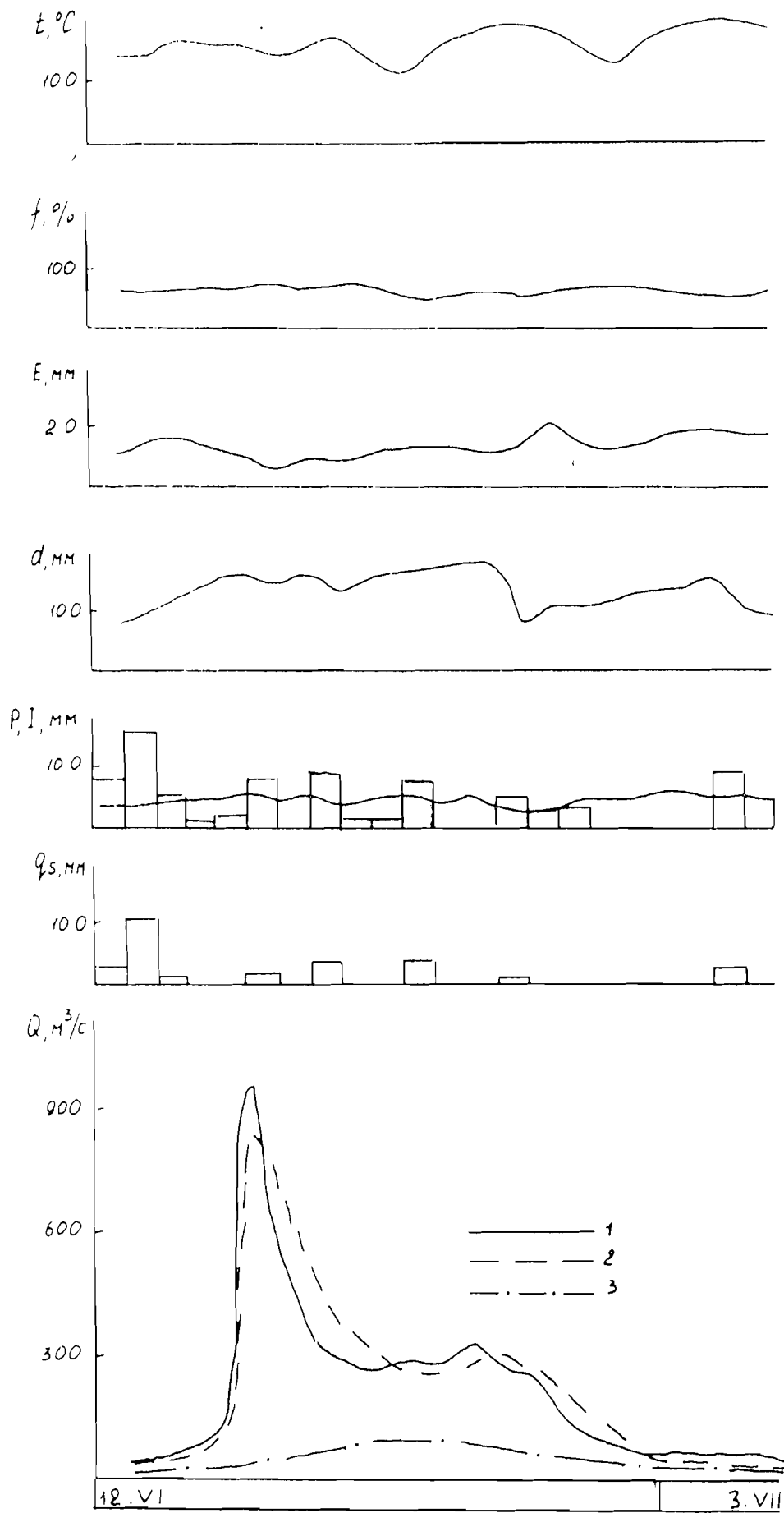
a) Fleuve Ingoda à la station Dechoulan en 1964



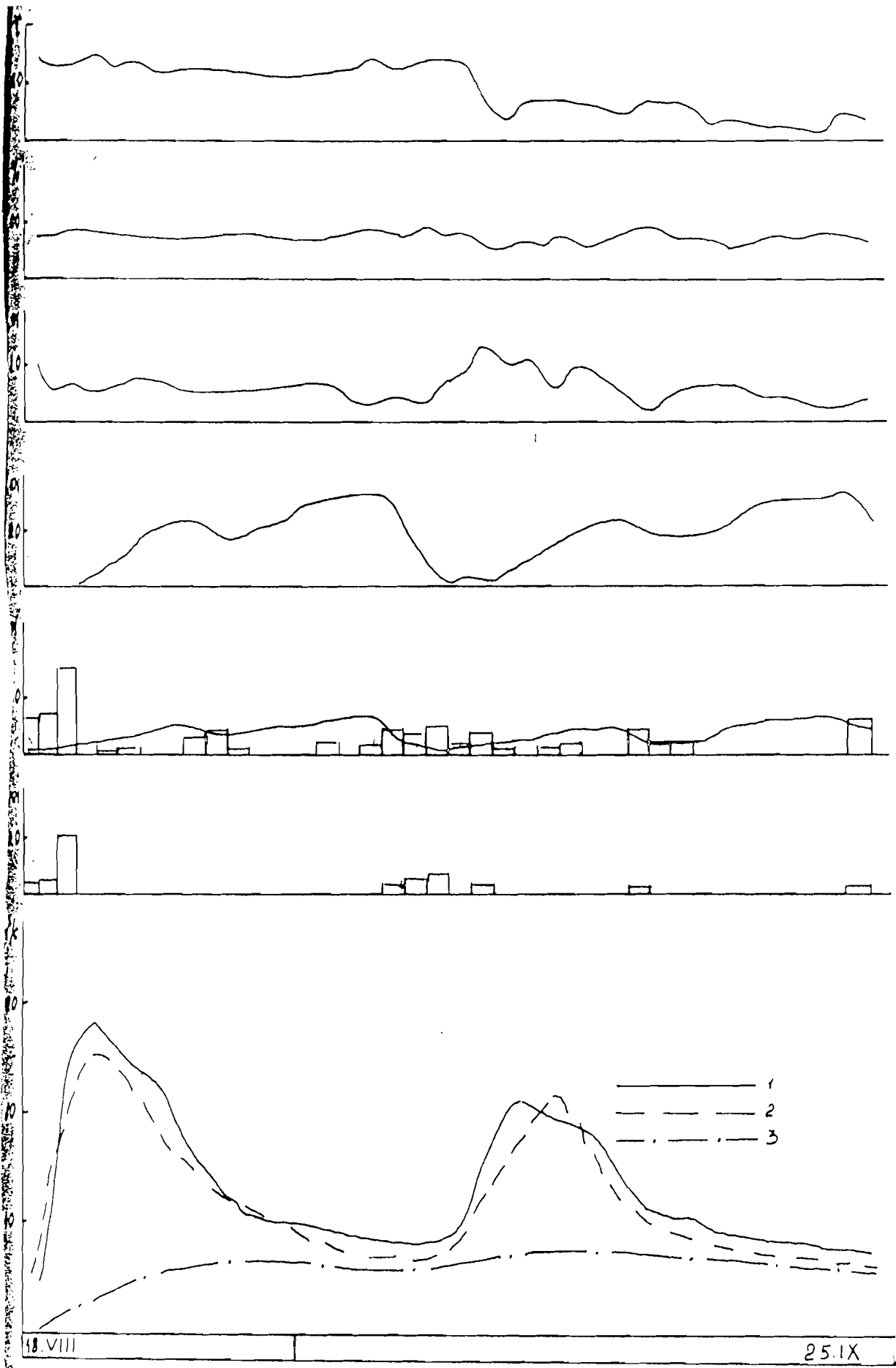
b) Fleuve Ohone à la station Verxni Oulhoune en 1968



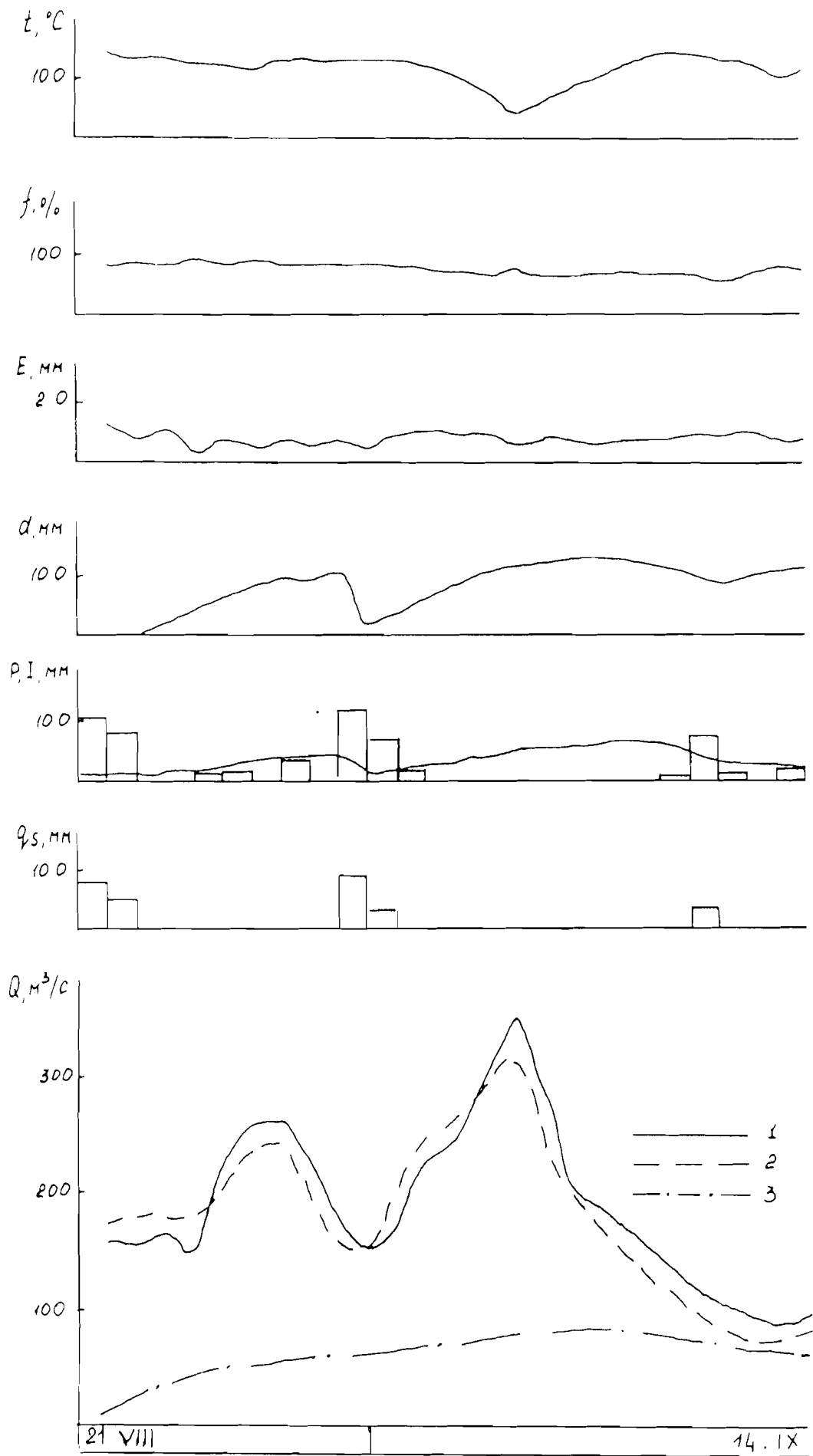
c) Fleuve Nercha à la station Nerchinsk en 1969



d) Fleuve Chernaya à la station Sbeqa en 1966



e) Fleuve Ounda à la station Novo Ivanosk en 1968



f) Fleuve Chernaya à la station Sbegga en 1969

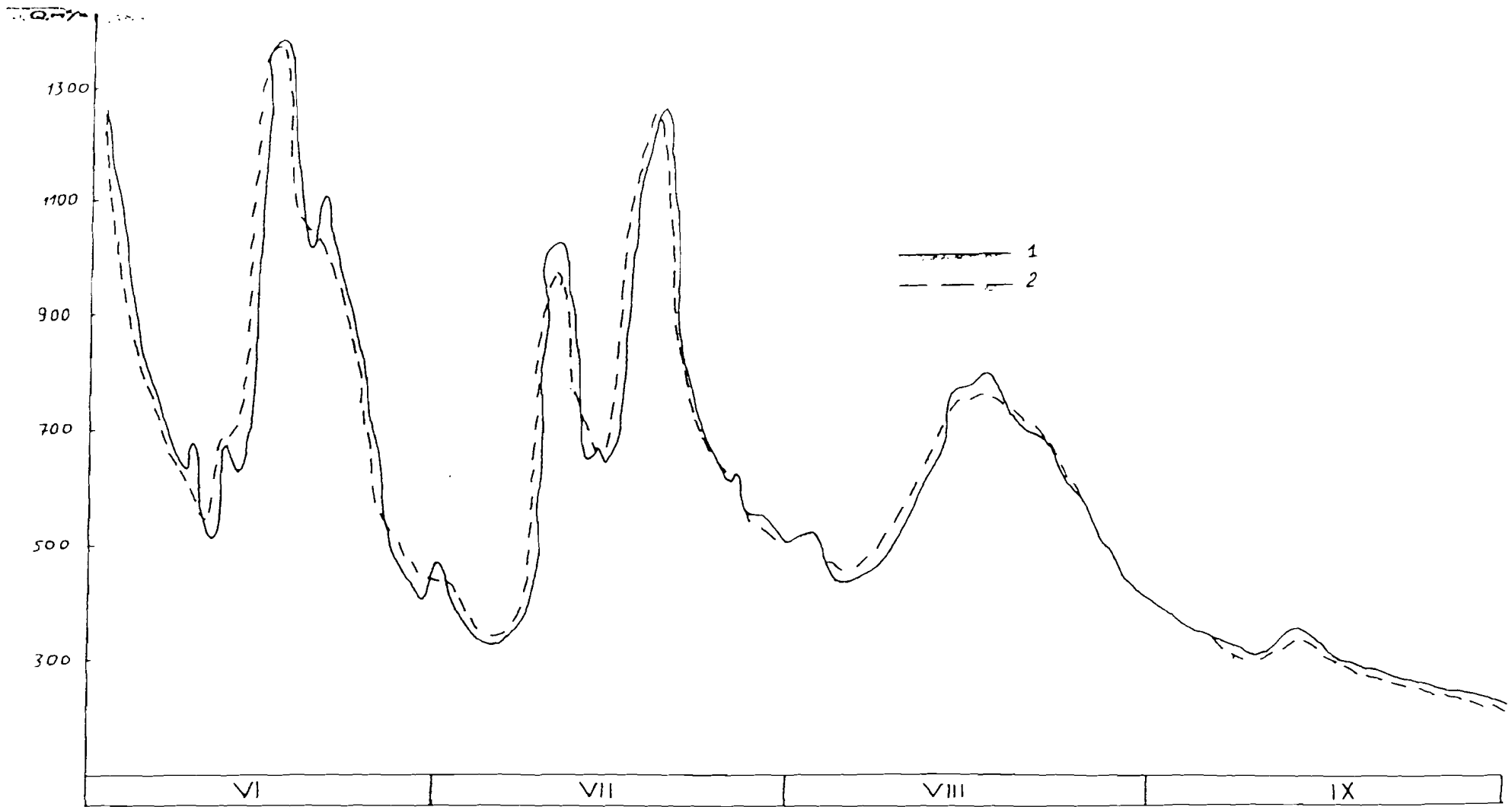


Figure 5.3 : Comparaison des hydrogrammes mesurés (1) et calculés (2) sur le fleuve Chilka à la station Sretensk en 1966

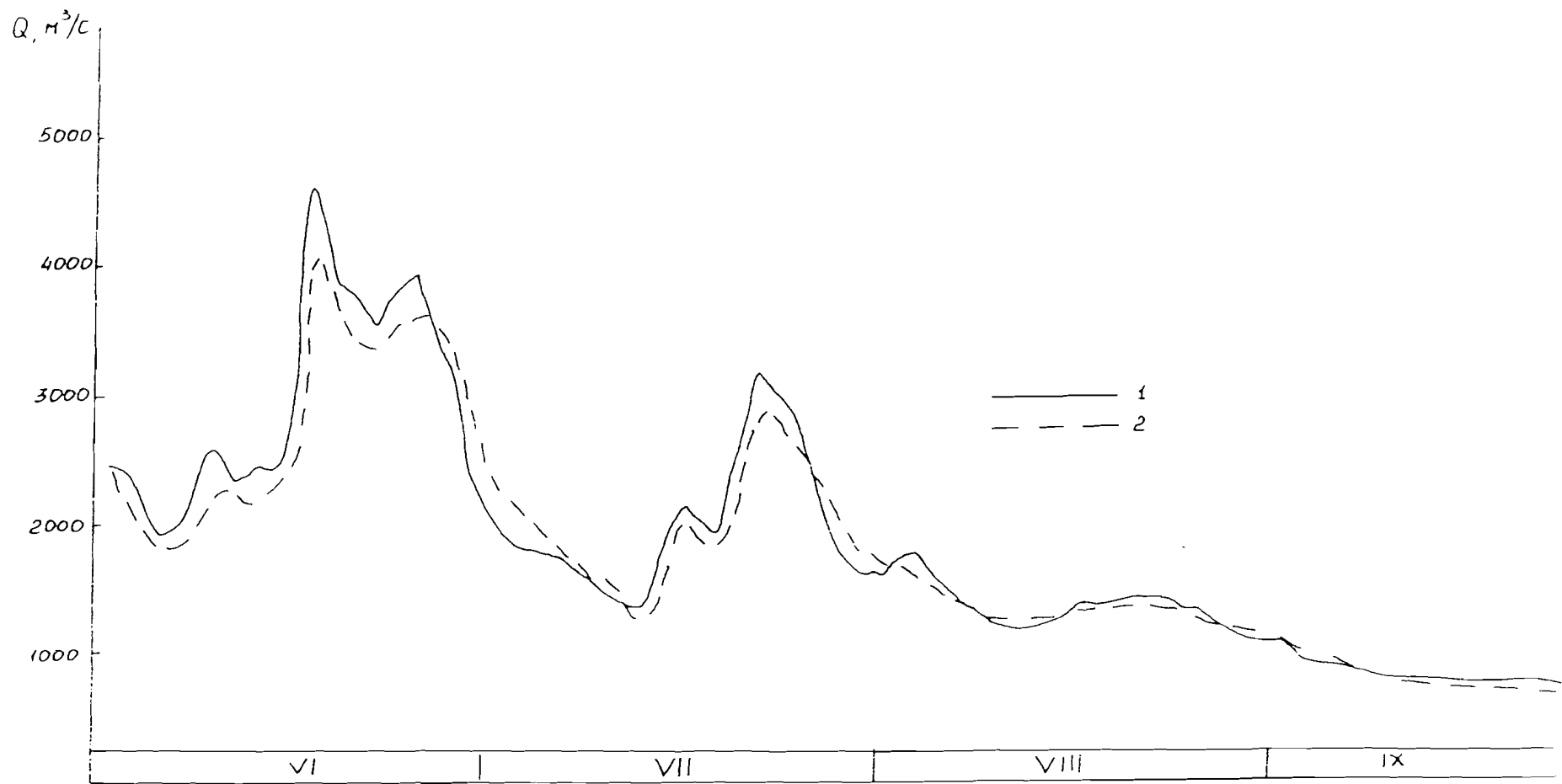


Figure 5.4 : Comparaison des hydrogrammes mesurés (1) et calculés (2) sur le fleuve Amour à la station Pakrovka en 1966

CONCLUSIONS

Lors des calculs dans cette thèse, nous avons abouti aux résultats suivants :

- 1) Les calculs du cheminement des ondes des crues des lâchers d'eau des barrages hydroélectriques dans les lits des cours d'eau en utilisant les modèles dynamique et de diffusion du courant d'eau ont permis de donner les conditions d'utilisation de chacun des modèles. Il a été prouvé que dans l'aval immédiat des barrages où le régime d'écoulement est turbulent, il est plus judicieux d'utiliser le modèle dynamique du courant pour le calcul du cheminement des ondes, c'est-à-dire les équations complètes de Saint Venant.
- 2) Dans le but de l'amélioration des résultats des calculs pour tout l'intervalle de variation des hauteurs d'eau, il est nécessaire de prendre comme paramètre essentiel du modèle la caractéristique des débits comme fonction des hauteurs d'eau H et qui est aussi fonction des surfaces de la section transversale du courant liquide, du rayon hydraulique et du coefficient de rugosité de Manning – Stickler. Ceci permet de diminuer le volume des calculs. En effet, à la place de trois (3) paramètres (la surface de la section du courant liquide, le rayon hydraulique et le coefficient de rugosité de Manning - Stickler) on a à faire à un seul paramètre qui est la caractéristique de débit (K). La diminution du volume des calculs est d'une grande importance surtout quand on a à utiliser les méthodes difficiles d'itérations de choix des paramètres. En plus, ceci permet d'exclure les nombreux calculs et les difficultés de détermination du coefficient de rugosité de Manning – Stickler en fonction des hauteurs d'eau. Il faut aussi signaler que l'absence de données permettant de déterminer ce coefficient pour les hautes cotes des eaux, est l'une des grandes difficultés de sa détermination précise.
- 3) Dans le calcul du cheminement des ondes des crues pluviales dans la retenue d'eau de Doubassarsque, on peut utiliser une seule courbe de la caractéristique de débit sur une longue période dans les parties fluviales de la retenue (parties très distantes du barrage hydroélectrique) où le phénomène de dépôts des matières en suspension n'est pas important. En ce qui concerne les parties de la retenue où on observe un processus intensif de dépôt des matières en suspension (très proches du barrage hydroélectrique), on se retrouve avec des différentes courbes de la caractéristique des débits. En effet, ces courbes changent dans le temps d'une année à une autre en fonction de l'état de dépôts des matières en suspension. C'est pourquoi, lors des calculs du cheminement des ondes des crues pluviales et de la fonte des neiges dans les retenues d'eau avec un phénomène intensif de dépôts de matières en suspension, il est indispensable de déterminer la courbe de la caractéristique des débits assez fréquemment dans le temps et ce, à chaque changement important de la morphologie de la retenue.
- 4) Il a été réalisé la méthodologie de calcul de l'écoulement des crues pluviales dans le système du réseau hydraulique du Haut bassin du fleuve Amour. Ainsi, la détermination des hauteurs d'eau et des débits le long des fleuves de ce système du réseau hydraulique a permis de localiser les zones d'inondation et de prendre les mesures nécessaires pour la lutte contre les inondations très récurrentes dans cette partie du territoire de l'URSS.
- 5) Dans le but du calcul du débit latéral aux tronçons de calcul des cours d'eau, il a été utilisé le modèle « Pluie – débit ». Le calcul des hauteurs d'eau et des débits le long

des fleuves avec la détermination par ce modèle des débits latéraux (débits des affluents) aux tronçons de calcul des cours d'eau a donné des résultats de calcul moins bons par rapport à la détermination des hydrogrammes à partir des débits des affluents. Néanmoins, l'utilisation de ce modèle permet d'augmenter le délai des prévisions, chose indispensable pour la prise à temps des mesures nécessaires pour la lutte contre les effets d'inondation.

BIBLIOGRAPHIE

1. Abbot M.B. : Weak solutions of the equations of open channel flow, chapter 7 of unsteady flow in open channels. Water resources. Publications, Fort Collins. Colorado, 1975. (en Anglais).
2. Abdelatif Lakdar : Particularités d'encombrement des retenues d'eau par les matières en suspension (la retenue de Doubassarsque), Thèse de Doctorat à l'Institut Hydrométéorologique d'Odessa, 1983, 245 p (en Russe).
3. Abel A. : Modélisation de la résistance hydraulique à la surface d'un bassin fluvial. Afouda, Cahiers ORSTOM, Série hydrologiques, 1982, Volume XIX, No1, pp. 3-13. (en Français).
4. Ali Osman Akan, Ben Chie Jen : Diffusion wave flood routing in channel networks. Journal Hydrology Division Proc ASCE, June 1981, Volume 107, NHY 6, pp. 719-731. (en Anglais).
5. Ali Osman Akan, Ben Chie Jen : A nonlinear diffusion. Wave model for unsteady open-channel flow. Seventeenth congress of the International Association for Hydraulic Research, 15-19 August 1977, Volume 2, pp. 181-190. (en Anglais).
6. An automatic method of finding greatest or least value of a function computer journal, 1960, Volume 3, 210 p. (en Anglais).
7. Appolov B.A., Lalinine G.P., Camarov V.D. : Cours de prévisions hydrologiques. Leningrad, Guidrométéoizdat, 1974, 419 p (en Russe).
8. Arhenguenski V.A : Le calcul du courant d'eau au mouvement non permanent dans les canaux ouverts. Edition de l'Académie des Sciences de l'URSS, 1950, 163 p (en Russe).
9. Barichkov N.B. : Calculs des plaines d'inondation. Morphologie et Hydraulique. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1978, 146 p. (en Russe).
10. Barichnikov N.B. : Calcul des vitesses moyennes du courant d'eau dans le lit principal et son interaction avec celui de la plaine d'inondation. Météorologie, Climatologie et Hydrologie, 1981, Série 17, pp. 27-31 (en Russe).
11. Baxtiarov V.A. : Hydraulique agricole et les calculs hydrauliques. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1961, 430 p. (en Russe).
12. Baxvalov N.C. : Calculs numériques. Tome 1. Moscou, Sciences, 1973, 630p. (en Russe).
13. Belchikov V. A., Korine V.I., Kouchmaint L.C. : Modélisation mathématique des processus de formation de l'écoulement sur les bassins versants. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1972, Série 81, pp. 3-32. (en Russe).
14. Belchikov V.A., Korine V.I., Kouchmaint L.C. : Lignes directrices de la méthodologie pour la construction des modèles mathématiques de la formation des crues pluviales et son utilisation pour les prévisions opérationnelles des débits à l'aide des machines électroniques. Moscou, Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1974, 150 p. (en Russe).
15. Bellostas J.M., Bocquillon C. : Un modèle de simulation de déroulement des inondations d'un fleuve : le modèle de la Basse Vallée de l'Herault. Modélisation mathématique et simulation des systèmes de l'environnement, 21-22 mai 1981, pp. 177-192. (en Français).
16. Bernadski N.M. : Hydraulique fluviale, théorie et méthodologie. Leningrad, Guidroenergoizdat, 1933, 421 p. (en Russe).
17. Bichovets L.B. : Le schéma de calcul du cheminement des ondes des crues pluviales par le système hydraulique du bassin Supérieur du fleuve Dniestr. Travaux de l'Ukraine IGMI, 1982, Série 190, pp. 60-71. (en Russe).

18. Biegou S.E., Dimchina T.D. : La retenue de Doubassarsque. Moscou, Sciences, 1964, 243 p. (en Russe).
19. Bifani A. N. : Etudes sur du ruissellement des eaux sur les petits bassins versants. Travaux de Omsk, Institut agricole Kirova. Omsk, 1939, 148 p. (en Russe).
20. Bifani A.N. : Calcul du temps de propagation des crues fluviales. Météorologie, Climatologie et Hydrologie, 1981, Série 17, pp. 3-10 (en Russe).
21. Bifani A.N. : La base théorique des méthodes de recherche et de calcul des crues pluviales des fleuves de l'Extrême Ouest de l'URSS, Travaux DVNIGMI, 1966, Série 22, pp. 124-215. (en Russe).
22. Bifani A.N. : Théories principales des crues torrentielles. Partie 1, Travaux de l'Institut Hydrométéorologique d'Odessa, 1949, Série IV, pp. 39-177 (en Russe).
23. Bifani A.N. : Théories principales des crues torrentielles. Partie 2, Travaux de l'Institut Hydrométéorologique d'Odessa, 1958, Série 14, pp. 309p (en Russe).
24. Bifani N.F., Kalinine G.P. : Exercices et constructions méthodologiques pour les prévisions hydrologiques. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1983, 309 p. (en Russe).
25. Calculs de l'écoulement au mouvement non permanent des eaux dans les cours d'eau (Cours pratiques). Leningrad, Guidrometeoizdat, 1969, 143 p. (en Russe).
26. Cameron R.J. : An updating version of the Maskingam-Cunge flow routing technique. *Hydraulogical forecasting (proceedings of the Oxford symposium, April 1980)*. IAHS. Publication No 129, pp. 381-387. (en Anglais).
27. Cristianovich S.A. : Ecoulement au mouvement non permanent dans les canaux et rivières. Quelques questions de la mécanique des fluides. Moscou, 1938, 407 p. (en Russe).
28. Cunge J.A., Wegnep M. : Intégration numérique des équations de l'écoulement de Barre De Saint Venant, un schéma implicite des différences finies. Application au cas d'une galerie tantôt en charge, tantôt à surface libre. *La Houille Blanche*, 1964, No 1, pp. 33-39. (en Français).
29. Dawdy D.R. and Lichty R.W. : Meteorology of hydrology model building. The use of analog and digital computers in hydrology. Tucson, Arisona, December 1968, Volume 11, Publication No 81, AIHS. (en Anglais).
30. Eagleson P.S. : The stochastic kinematic wave. *Proc. Of the 1st bilateral US Jap. Semin. In hydrol.*, 1971, 21 p. (en Anglais).
31. Etude du mouvement non permanent de l'écoulement des eaux dans les ours d'eau Tveresque et Orediege. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1961, 288 p. (en Russe).
32. Fadiev D.K., Fadieva B.I. : Les méthodes numériques de l'algèbre linéaire. Moscou, Physmatguiz, 1960, 730 p. (en Russe).
33. Fedossev V.A. : Schématisation de l'écoulement au mouvement non permanent lors de la séparation des lits mineur et majeur. Travaux GGI, 1969, Série 173, pp. 3-32. (en Russe).
34. Fedossev V.A. : Séparation du lit principal du lit majeur et sa prise en compte pour la schématisation de l'écoulement au mouvement non permanent. Résumé de la Thèse des Sciences Techniques. Leningrad, 1973, 28 p. (en Russe).
35. Flood studies report. Food routing studies. Natural Environment Research Council 27 Charing Cross Road. London, 1975, 16. p. (en Anglais).
36. Freeze R.A. : A stochastic – conceptual analysis of rainfall-runoff processes on a hillslope. *Water resource*, 1980, 16, No 2, pp. 398-408.
37. Garrison J.M., Granju J. and Price J.T. : Unsteady flow simulation in rivers and reservoirs. *Proc. ASCE., Journal Hydrol. Div.*, Septembre 1969, pp. 1559-1576. (en Anglais).

38. Gelesniak I.A. : La Methode de Maskingam et les calculs analytiques du mouvement des eaux dans les cours d'eau. Travaux de l'Ukraine NIIGMI, 1973, Série 123, pp. 119-140. (en Russe).
39. Gelesniak I.A. : Les méthodes d'ingénierie pour le calcul de l'écoulement des eaux dans les cours d'eau et retenues d'eau : Résumé Odnisk, Izdatel'sva VNIIGMI-MTD 1973, 23 p (en Russe).
40. Gelesniak I.A. : Régulation de la crue pluviale. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1969, 336 p. (en Russe).
41. Gelesniakov V.G. : La base hydraulique des méthodes de l'hydrométrie des cours d'eau. M. Leningrad, Publications de l'Académie des Sciences de l'URSS, 1950, 163 p. (en Russe).
42. Gelesniakov V.G. : La théorie de l'hydrométrie. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1976, 434 p. (en Russe).
43. Gopchenko E.D. : Le calcul des vitesses d'écoulement des eaux dans les fleuves de montagne du Nord-Est de l'URSS. Météorologie, Climatologie et Hydrologie, 1969, Série 5, pp. 213-217. (en Russe).
44. Grichanine K.V. : Dynamique de l'écoulement dans les anaux. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1979, 311 p. (en Russe).
45. Grigorev V.I., Deyianski V.N. : Recherche d'une relation analytique entre les débits et les hauteurs d'eau par la méthode des erreurs quadratiques minimales. Travaux VNIIGMI, 1976, Série 22, pp. 49-56. (en Russe).
46. Grouchevski M.S. : Ecoulement non permanent dans les lits naturels des fleuves et dans les canaux. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1982, 288 p. (en Russe).
47. Grouchevski M.S. : Les ondes des lâchées d'eau dans les cours d'eau. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1969, 337 p. (en Russe).
48. Grouchevski M.S. : Quelques questions du mouvement non permanent des eaux dans les fleuves. Travaux GGI, 1967, Série 140, pp. 5-43. (en Russe).
49. Grouhevski M.S. : Quelques questions du mouvement non permanent des eaux dans les canaux naturels. Travaux GGI, 1965, Série 121, pp. 6-21. (en Russe).
50. Hermouratski P.V. : La méthode des axes tournants (Méthode de Rozenbroc). Travaux MEI, 1970, Série 76, 120 p. (en Russe).
51. Ian B. Joliffe : Computation of dynamic waves in channel networks. Journal Hydraul. Eng., Volume 110, No 10, Octobre 1984, pp. 1358-1370. (en Anglais).
52. Ivanienko A.G. : Etude des vitesses d'écoulement des crues pluviales dans les cours d'eau du territoire de Zakarpatskii. Travaux OGMI, 1961, Série 24, pp. 52-59. (en Russe).
53. Ivanienko A.G. : Variabilité dans l'espace des facteurs pluviométriques et le calcul de l'écoulement. Résumé de la thèse de Doctorat d'Etat. Odessa, 1984, 30 p. (en Russe).
54. Ivanienko A.G., Bamba F. : L'utilisation du modèle de diffusion du courant pour le calcul du cheminement des vagues des crues pluviales dans le réseau fluvial du Haut Amour. Œuvres de l'Institut de Recherche en Hydrométéorologie de l'Extrême Est de l'URSS, Kabarovsk, 1986, 16 p. (en Russe).
55. Ivanienko A.G., Bamba F. : Le calcul du mouvement non permanent du courant d'eau dans les lits des fleuves par le modèle de diffusion du courant. Météorologie, Climatologie et Hydrologie, 1986,, Série 22, pp. 92-98 (en Russe).
56. Jidikov A.P. : Calcul et prévisions à court terme des apports journaliers dans la retenue d'eau de Ribinskoe pendant la période des crues. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1977, Série 191, pp. 62-88. (en Russe).

57. Jidikov A.P., Levine A.G., Linski V.L., Nechaeva N.S., Cristessachvili V.G. : L'utilisation des principes de minimisation des complications pour les prévisions des débits dans les exutoires des réseaux hydrauliques des cours d'eau. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1972, Série 81, pp. 66-76. (en Russe).
58. Jidikov A.P., Levine V.L., Nechaeva N.S. : Calcul et estimation des apports dans les retenues d'eau. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1974, Série 131, pp. 72-102. (en Russe).
59. Jimmy R. Williams : Flood routing with variable travel time or variable storage coefficients. Transactions of the ASCE, 1969, Volume 12, No 1, pp. 100-103. (en Anglais).
60. John Forsius and Timo Huttula : Application of a mathematical model to a branched water-course. Hydrological Office National Board of Waters. Helsinki, Journal Geophysica, 1982, Volume 19, No 1, pp. 55-64. (en Anglais).
61. Jones S.B. : Choise of space and time steps in the Maskingum – Cunge flood routing method. Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 2, Septembre 1981, Volume 71, No 9, pp. 759-772. (en Anglais).
62. Kalinine G.P., Kouchmaint L.C., Koraine V.I. : Les expérimentations numériques en hydrologie. Météorologie et Hydrologie, 1964, Série 11, pp. 16-22. (en Russe).
63. Kalinine G.P., Kouchmaint L.C. : Méthodes numériques de la résolution des équations de Barre De Saint Venant pour le calcul du mouvement non permanent de l'écoulement dans les cours d'eau. Météorologie et Hydrologie, 1963, Série 6, pp. 3-9. (en Russe).
64. Kalinine G.P., Miloukov P.I. : Calcul approximatif du mouvement non permanent de l'écoulement des masses d'eau. Travaux TIP, Série 66, 72 p. (en Russe).
65. Kantorovits V.K., Kouchmaint L.C. : Utilisation de la méthode des différences finies pour le calcul du mouvement non permanent de l'écoulement des eaux par la simplification des équations de Barre De Saint Venant. Ressources Hydrauliques, 1981, Série 6, pp. 45-53. (en Russe).
66. Karaouchev A.B. : Hydraulique fluviale. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1969, 414 p. (en Russe).
67. Kathuria – Mausam : A numerical model flood routing. Formerly Indian Journal of Meteorology, Hydrology & Geophysics, 1980, April, Volume 31, pp. 523-528. (en Anglais).
68. Kondratiev N.E. : Hydraulique des plaines d'inondation. Recommandations pour le calcul des processus d'écoulement dans les lits des cours d'eau lors des projets de construction des barrages hydroélectriques. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1973, 180 p. (en Russe).
69. Kondratiev S.A. : Conditions de correspondance de la résolution des équations de Barre De Saint Venant avec celles du modèle cinétique du courant. Travaux GGI, 1980, Série 264, pp. 39-41. (en Russe).
70. Kopaliani Z.D., Fedorova Z.N. : Etudes de terrain des processus d'inondation des plaines inondables et l'apparition sur elles des courants liquides sur le fleuve Palamet à la station Zareche. Travaux GGI, 1970, Série 183, pp. 26-32. (en Russe).
71. Koraine V.I. : Intégration des équations de Barre De Saint Venant et approximation des caractéristiques morphologiques et hydrauliques des lits des cours d'eau pour le calcul du courant non permanent. Œuvres du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1974, série 131, pp. 36-48. (en Russe).
72. Koraine V.I. : Intégration des équations de Barre De Saint Venant sans les termes d'inertie et quelques questions par rapport à leur linéarisation. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1968, Série 25, pp. 23-28. (en Russe).

73. Koraine V.I., Kouchmaint L.C. : Construction du modèle mathématique des crues pluviales. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1971, Série 72, pp. 3-32. (en Russe).
74. Koraine V.I., Kouchmaint L.C. : Détermination des caractéristiques morphologiques et hydrauliques des lits fluviaux par calculs inverses des équations de Barre De Saint Venant. Ressources hydrauliques, 1973, Série 4, pp. 83-100. (en Russe).
75. Koraine V.I., Kouchmaint L.C. : Identification des paramètres des modèles du courant avec les paramètres variables. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1974, Série 131, pp. 3-22. (en Russe).
76. Koraine V.I., Kouchmaint L.C. : Le modèle mathématique de formation des crues pluviales, l'optimisation de ses paramètres et son utilisation pour les prévisions hydrologiques. Météorologie et Hydrologie, 1971, Série 11, pp. 59-67. (en Russe).
77. Koraine V.I., Kouchmaint L.C. : Résolution des problèmes inverses pour les modèles avec des paramètres variables (Exemple les équations de Barre De Saint Venant). Travaux IV du Siège National de l'Hydrologie, 1976, Tome 6, pp. 208-216. (en Russe).
78. Koraine V.I., Romanov A.B. : Calcul de l'écoulement au régime non permanent lors de la régulation artificielle du courant dans le système de division en différentes branches du cours d'eau. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1983, Série 246, pp. 41-46. (en Russe).
79. Koraine V.I., Romanov A.V. : Détermination des caractéristiques morphologiques et hydrauliques du lit des cours d'eau lors de l'intégration des équations de Barre De Saint Venant. Météorologie et Hydrologie, 1976, Série 8, pp. 71-81. (en Russe).
80. Kouchmaint L.C. : Les principaux modèles simplifiés de transformation des ondes des crues pluviales. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1972, Série 81, pp. 55-65. (en Russe).
81. Kouchmaint L.C. : Modèles des processus de formation de l'écoulement fluvial. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1980, 140 p. (en Russe).
82. Kouchmaint L.C. : Modélisation mathématique de l'écoulement fluvial. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1972, 191 p. (en Russe).
83. Kouchmaint L.C., Demidov V.N., Motovilov Y.G. : Formation de l'écoulement fluvial. Moscou, Sciences, 1983, 215 p. (en Russe).
84. Kouchmaint L.C., Nechaeva H.C. : Calculs des hydrogrammes de l'écoulement sur grands systèmes hydrauliques. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1967, Série 2, pp. 49-57. (en Russe).
85. Kouchmaint L.C., Troubouxine N.A. : Modèle à double niveau de formation de l'écoulement sur le bassin versant, basé sur les équations cinétiques de l'onde. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1977, Série 183, pp. 21-28. (en Russe).
86. Kounge J.A., Kolly F.M., Vervei A. : Les méthodes numériques pour les problèmes d'hydraulique fluviale. (Traduction de l'Anglais en Russe par Abramova Y.V. et Massa E.M.), Moscou, Energoatomeizdat, 1985, 252 p. (en Russe).
87. Lalikine N.V. : Calcul des vitesses d'écoulement. Travaux de l'Institut Hydrométéorologique d'Odessa, 1958, Série 15, pp. 81-85. (en Russe).
88. Levine A.G. : Prévisions des crues a partir des données des débits des petits cours d'eau. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1967, Série 2, pp. 3-34. (en Russe).
89. Lichty R.W., Dawdy D.R. and Bergman J.M. : Rainfall-runoff model for small basin flood hydrograph simulation. The use of analog and digital computers in hydrology. Tucson, Arisona, December 1968, Volume 11, Publ. No 81, AIHS. (en Anglais).

90. Liggett J.A. : Basic equations of unsteady flow, chapter 2 of unsteady flow in open channels. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1975. (en Anglais).
91. Lilo V.M. : Conditions de formation, calcul et prévisions de l'hydrogramme des crues pluviales sur les cours d'eau du bassin du fleuve Amour. Travaux DHIGMI, 1967, Série 23, 186 p. (en Russe).
92. Linsley R.K., Kolaire M.A., Paoulouss D.D ; Hydrologie appliquée (Traduit de l'Anglais en Russe). Leningrad, Guidrometeoizdat, 1962, 758 p. (en Russe).
93. Mac-Krakaine D., Dorn Y. : Méthodes numériques et programmation sur FORTRAN. Moscou, Monde, 1977, 584 p. (en Russe).
94. Mahmood K. and Yvdjevich V. : Unsteady flow in open channels. Water Resources Publications, P.O. Box 303, Fort Collins, Colo. 80522 USA, V. 1, pp. 1-484, V. 2, pp. 485-923. (en Anglais).
95. Matveev L.T. : Cours de la météorologie générale. Physique de l'atmosphère. Guidrometeoizdat. Leningrad 1984, 750 p. (en Russe).
96. Michouev A.V., Scladkevih M.C. : Equation fondamentale de l'hydraulique des courants à écoulement libre. Hydraulique et défense des ressources en eau, 1975, Série 4, pp. 5-11. (en Russe).
97. Moissev N.N., Ivanilov Y.P, Stoliarova B.M. ; Méthodes d'optimisation. Moscou, Sciences, 1978, 352 p. (en Russe).
98. Moldavanov A.I. : Comblement des lacs et des retenues d'eau dans les zones de steppe. Leningrad, guidrometeoizdat, 1978, 128 p. (en Russe).
99. Moldavanov A.I. : Dynamique de la structure morphologique des retenues d'eau et leurs comblements. Comblement des retenues d'eau et lutte contre le phénomène. Moscou, Koloss, 1970, pp. 275-292. (en Russe).
100. Nash J.E. and Sutcliff J.V. : River flow forecasting through conceptual models. Part 1, a discussion of principles, Journal hydrology, 1970, No 10 (en Anglais).
101. Nejixovski R.A. : Calculs hydrologiques et prévisions pendant l'utilisation des retenues d'eau et des lacs. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1961, 295 p. (en Russe).
102. Nejixovski R.A. : Méthodes de calcul des apports d'eau dans les retenues d'eau (Résumés critiques et annexes). Travaux GGI, 1972, Série 197, pp. 102-111. (en Russe).
103. Ngo Trong Thuan und S. Dyck : Zur berechnung instationärer wasserbewegungen in verzweigten flubnetzen mit einem impliziten differenzenverfahren. Acta hydrophyzica, Berlin Bd. XXX, 1980, H. 3, s. 269-279 (en Allemand).
104. Nikolaev V.F. : Etude de la variation des hauteurs d'eau dans la retenue d'eau de Kakovski liée à son régime de travail des turbines. Travaux GGI, 1977, Série 242, pp. 82-96. (en Russe).
105. Nikolaev V.F. : Modèle du cheminement des eaux dans la retenue d'eau dû à l'action des lâchées d'eau et des eaux turbinées. Travaux GGI, 1980, Série 263, pp.55-67. (en Russe).
106. Nikolaev V.F. : Régime des courants d'eau dans la retenue d'eau de Kakovski lié aux lâchées d'eau du barrage hydroélectrique. Travaux GGI, 1978, Série 252, pp. 112-125. (en Russe).
107. Nikolaos D. Katopodes : On zero inertia and kinematic waves. M. ASCE, Journal of Hydraul. Div. Proc. Of the American Soc. Civ. Eng., November 1982, Volume 108, - 11, pp. 1380-1387 (en Anglais).
108. O'connel P.E., Nash J.E. and Farrel J.P. : River flow forecasting through conceptual models. Part II, Journal Hydrology, 1970, No 10 (en Anglais).

109. Obreskov V.I. : Utilisation de l'informatique dans les calculs hydro énergétiques. Guidroenergoizdat, 1963, 216 p. (en Russe).
110. Oussachev V.F. : Analyse de la variation des hauteurs d'eau pour l'évaluation des processus d'inondation des plaines d'inondation. Travaux GGI, 1972, Série 195, pp. 63-76. (en Russe).
111. Peter Richard Wormleaton and Muthukaruppam Karmegam : Parameter optimization in flood routing. Journal Hydraulic Eng. US, December 1984, Volume 110, No 12, pp. 1799-1814 (en Anglais).
112. Petrov G.A. : Mouvement des liquides avec variation des débits le long des cours d'eau. Stroi-izdat, 1951, 198 p. (en Russe).
113. Plassev A.V., Chekmarev V.A. ; Hydrographie de l'URSS. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1978, 284 p. (en Russe).
114. Polak A : Méthodes numériques d'optimisation. Moscou, Monde, 1974, 260 p. (en Russe).
115. Popov E.G. : Questions de la théorie et de la pratique des prévisions des écoulements fluviaux. Moscou, Guidrometeoizdat, 1963, 395 p. (en Russe).
116. Popov I.V. : Types de plaines d'inondation et les types correspondant des processus d'écoulement. Travaux GGI, 1968, Série 1955. (en Russe).
117. Popov I.V., Gavrine Y.C. : Utilisation des photo aériennes pour l'estimation des phénomènes d'inondation des plaines et naissance des courants sur ces plaines. Travaux GGI, 1970, Série 183, pp. 4-25. (en Russe).
118. Preissman A., Cunge J.A. : Calcul du mascaret sur machines électroniques. La Houille Blanche, 1961, No 5, pp. 588-596 (en Français).
119. Ressources en eaux superficielles. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1966, Tome 18, Série 1, 782 p. (en Russe).
120. Rogounovich V.P., Vap Y.I. : Détermination des paramètres du modèle mathématique du courant dans les conditions de formes non précises des profils en travers. Document des travaux scientifiques du Centre NIIKIVP « Etude et utilisation des ressources en eau ». Moscou, 1980 (en Russe).
121. Roland K. Price : Comparison of four numerical methods for flood routing. Journal of Hydraulics division. Proceedings of the ASCE, July, 1974, Volume 100, No.HY11, pp. 379-434 (en Anglais).
122. Romanov A.V. : Particularités de quelques procédures de régularisation lors de la détermination des caractéristiques morphologiques des courants fluviaux. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1975, Série 168, pp. 38-50. (en Russe).
123. Romanov A.V. Résolution des problèmes inverses lors du calcul de l'écoulement au mouvement non permanent des eaux (Bulletin d'information sur l'utilisation des eaux). 1977, Série 2(20), pp. 98-105.
124. Romanov A.V. : Analyse numérique de quelques procédés de résolution des problèmes inverses du système des équations de Barre De Saint Venant. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1977, Série 183, pp. 29-47. (en Russe).
125. Romanov A.V. : Le schéma numérique de la prévision du régime du courant d'eau dans le réseau fluvial de la Basse Volga. Œuvres du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1983, Série 246, pp. 30-41. (en Russe).
126. Romanov A.V. : Particularités d'identification et de l'intégration numérique du système des équations de Barre De Saint Venant pour le lit avec des plaines d'inondation de forme compliquée. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1977, Série 191, pp. 32-17. (en Russe).
127. Romanov A.V. : Utilisation du modèle uni modale de l'écoulement non permanent des eaux dans la partie inférieure du fleuve Volga dans les conditions de

- fonctionnement du partiteur d'eau. Travaux du Centre Hydrométéorologique de l'URSS, 1979, Série 218, pp. 64-70. (en Russe).
128. Roussinov M.I. : Influence de certains paramètres des lits majeurs prismatiques sur la vitesse de propagation du pic de l'onde des crues (expérimentation numérique). Travaux GGI, 1967, Série 140, pp. 64-82. (en Russe).
 129. Russel G. Nein, Eric M. Laurenson and Thomas A. McMahon, M. ASCE. Journal of the hydraulics division proc. Of the American Soc. Of Civil Engineers, November 1974, Volume 100, No.HY11, pp.1507-1518 (en Anglais).
 130. Salikov V.G. : Etude expérimentale de l'écoulement des eaux et la formation du fond de la configuration dans un lit ouvert lors de l'inondation du lit majeur. Energétique, 1972, Série 1, pp. 109-115. (en Russe).
 131. Sarginson E.J. : Streamflow routing analyses. Civil Engineering and public works review, 1969, Volume 64, No 759, pp. 982-983 (en Anglais).
 132. Sivaloganathan K. : On the use of explicit methods of solution of the Saint Venant equations for open channel flow. Water resources Proc. Of civil Eng. Of England, 1981, Volume 10, pp. 451-460 (en Anglais).
 133. Skorodoumov D.E. : Questions de l'hydraulique de lit avec inondation de la plaine d'inondation et le problème de construction et d'extrapolation des courbes de débits. Travaux GGI, 1965, Série 128, pp. 3-96. (en Russe).
 134. Sokolov Y.N. : Etudes en laboratoire de la capacité d'évacuation des canaux lors de l'intersection sous un angle droit des courants d'eau des lits mineurs et majeur. Question d'hydraulique rurale. Minsk, Publication NII problèmes de l'eau, 1969, pp. 214-224. (en Russe).
 135. Spitsin I.P. : Interaction des courants d'eau du lit principal et de la plaine d'inondation. Météorologie et Hydrologie, 1962, Série 10, pp. 22-27. (en Russe).
 136. Surveillance de la terre de l'espace. Leningrad, Guidrometeoizdat, 1984, 150 p. (en Russe).
 137. Thomas N. Keefer : desktop computer flow routing. A.M. ASCE. Journal of the hydraulics Division, July 1974, Volume 100, No.HY7, pp. 1047-1058, (en Anglais).
 138. Toebes G.H., Sooky A.A. : Hydraulics of meandering rivers with flood plains. T. Waterways and harbors Div. Civ. Eng. 1967, Volume 93, No 2, pp. 213-236 (en Anglais).
 139. Tony H.F. Wong and Eric M. Laurenson : Wave speed discharge relations in natural channels. Water resources research, Volume 19, No 3, pp. 701-706 (en Anglais).
 140. Vassilev O.F., Godounov S.K., Pritvits N.A., Temnoeva T.A : Méthode numérique du calcul de la propagation des ondes longues dans les canaux ouverts et son utilisation pour les problèmes de crues. Conférences de l'Académie des Sciences de l'URSS, 1963, Tome 151, No 3. (en Russe).
 141. Velikanov M.A. : Dynamique de l'écoulement dans les canaux. Tome 2, Moscou. Publications des sciences et de la littérature de l'URSS, 1955, 316 p. (en Russe).
 142. Victor L. Zitta and James M. Wiggert : Flood routing in channel with bank seepage. Water resources research, October 1971, Volume 7, No 5, pp. 1341-1344 (en Anglais).
 143. Vismaine M.L., Xarbat T.I., Knaip D.O. : Introduction en hydrologie (Traduction de l'Anglais sous la direction du Professeur Bifani A.N.). Leningrad 1979,, 468 p. (en Russe).

144. Vujica M. Yevdjevich : Bibliography and discussion of flood routing methods and unsteady flow in channels. Geological survey water supply paper. Washington 1964, Volume 1690, p. 235 (en Anglais).
145. Wmo development of mathematical model of the hydrologic regime of the Upper Nile basin. Ref. No8628 (E). I 116-75, ACRES, Int. Lim. Niagare Falls. Canada, 1975, p. 70 (en Anglais).
146. Zaisseva E.A., Savina V.D., Chabelnikova Z.A. : Méthodologie du calcul des apports journaliers dans la retenue d'eau de Vernii-Volskoi. Travaux regroupés de l'Observatoire d'hydrométéorologie de Ribinski, 1968, Série 4, pp. 83-96. (en Russe).
147. Zbigniew W. Kundzewicz, Henryk T. Mitosek : Remarks on looped stoge-discharge relationships (ration curves). Acta Geophysica Polonica, Volume XXXII, 1984, No 4, pp. 409-418 (en Anglais).
148. Zi – Cai Li, Ling – Jia Zhan and Hui – Li Wang : Differences methods of flow in branch channel. Journal Hydraul. Eng., Volume 109, March 1983, No 3, pp. 424-446 (en Anglais).
149. Znaminskaya N.C., Filaretova N.M. : Etude expérimentale de l'hydraulique des plaines d'inondation pour un nombre limite de méandres. Travaux GGI, 1970, Série 183, pp. 54-69. (en Russe).

ANNEXES

Tableau 1

Données morphologiques des profils des sections transversales dans les stations de calcul le long du fleuve Volga de la station du barrage hydroélectrique à la station Haute Lebiage :

Profil No 1

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	85,3	0,0	0,0
2	86,3	1152,5	0,9
3	87,3	2402,5	1,9
4	88,3	3652,5	2,9
5	89,3	4902,5	3,9
6	90,3	6152,5	4,9
7	91,3	7402,5	5,9
8	92,3	8652,5	6,9
9	93,3	9902,5	7,9
10	94,3	11152,5	8,9
11	95,3	12402,5	9,9
12	96,3	13625,5	10,9
13	97,3	14902,5	11,9

Profil No 2

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	80,1	0,0	0,0
2	80,2	176,2	1,1
3	81,2	389,5	1,8
4	82,2	614,9	2,2
5	83,2	939,9	2,1
6	84,2	1559,5	1,9
7	85,2	2472,5	2,3
8	86,2	3505,6	3,0
9	87,2	4572,6	3,8
10	88,2	5736,2	4,3
11	89,2	7001,2	4,9
12	90,2	8346,7	4,8
13	91,2	9927,8	5,0
14	92,2	11093,3	5,7

Profil No 3

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	79,6	0,0	0,0
2	80,6	243,0	0,7
3	81,6	622,3	1,2
4	82,6	1142,0	1,7
5	83,6	1847,0	2,5
6	84,6	2557,0	2,6
7	85,6	3610,0	2,8
8	86,6	5130,0	3,2
9	87,6	6652,9	4,1
10	88,6	8260,9	4,9
11	89,6	10005,8	5,7

Profil No 4

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	71,9	0,0	0,0
2	72,4	7,5	0,3
3	73,4	28,9	0,8
4	74,4	107,7	1,0
5	75,4	239,3	1,5
6	76,4	519,3	1,3
7	77,4	928,8	1,9
8	78,4	1416,4	2,4
9	79,4	2059,6	2,7
10	80,4	2897,0	3,1
11	81,4	3777,9	4,6
12	82,4	4794,7	5,5
13	83,4	5858,9	6,0
14	84,4	6963,3	6,5
15	85,4	8138,3	6,0
16	86,4	9708,3	5,0

Profil No 5

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	74,8	0,0	0,0
2	76,0	463,8	0,9
3	77,0	1075,1	1,4
4	78,0	1918,9	2,1
5	79,0	2860,9	2,9
6	80,0	4004,7	3,1
7	81,0	5541,8	3,2
8	82,0	7377,3	3,8
9	83,0	9346,1	4,7
10	84,0	11427,4	5,3

Profil No 6

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	67,9	0,0	0,0
2	68,9	31,3	0,5
3	69,9	118,8	1,1
4	70,9	262,6	1,5
5	71,9	468,9	2,0
6	72,9	731,4	2,5
7	73,9	1105,2	1,8
8	74,9	1959,2	1,6
9	75,9	3236,7	2,3
10	76,9	4680,5	3,2
11	77,9	6161,8	4,1
12	78,9	7693,1	4,9
13	79,9	10249,4	2,9
14	80,9	13968,2	3,4

Profil No 7

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	68,6	0,0	0,0
2	69,4	75,0	0,4
3	70,4	337,5	1,0
4	71,4	731,3	1,6
5	72,4	1231,2	2,2
6	73,4	1838,0	2,8
7	74,4	2525,5	3,5
8	75,9	3263,0	4,3
9	76,9	4434,9	5,5
10	77,9	5447,4	4,4
11	78,9	7291,2	3,0
12	79,9	11222,5	2,1
13	80,9	17516,3	2,4

Profil No 8

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	67,8	0,0	0,0
2	68,7	84,4	0,5
3	69,7	328,2	1,1
4	70,7	713,3	1,3
5	71,7	1288,3	2,1
6	72,7	1932,1	2,9
7	73,7	2650,9	3,5
8	74,7	3463,4	4,0
9	76,2	4804,0	5,2
10	77,2	5797,8	5,5
11	78,2	7872,8	2,5
12	79,2	13247,8	1,7

Profil No 9

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	56,6	0,0	0,0
2	57,6	31,3	0,5
3	58,6	125,1	1,0
4	59,6	281,4	1,5
5	60,6	493,9	2,1
6	61,6	762,7	2,5
7	62,6	1094,0	3,0
8	63,6	1475,3	3,7
9	64,6	1906,6	4,1
10	65,6	2400,4	4,6
11	66,6	2944,0	5,2
12	67,6	3531,7	5,8
13	68,8	4156,7	6,5
14	69,6	4819,2	7,0
15	70,6	5519,2	7,7
16	71,6	6250,2	8,3
17	72,6	7050,2	8,5
18	73,6	7944,3	8,6
19	74,6	8931,8	8,7
20	75,6	10025,6	7,4
21	76,6	11369,4	5,6
22	77,6	13619,4	8,3
23	78,6	19063,2	6,4

Profil No 10

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	53,2	0,0	0,0
2	63,2	1687,5	5,0
3	64,2	2087,5	4,5
4	71,2	6068,8	9,0
5	75,2	9068,8	11,0
6	76,2	10031,3	9,1
7	77,2	11375,1	7,2
8	78,2	13481,9	5,1
9	79,2	17000,7	3,9
10	80,2	23275,7	2,9

Tableau 2

Données morphologiques des profils des sections transversales dans les stations hydrometriques le long du fleuve Dniepr de la station du barrage hydroélectrique de Kakovski à la station Kersone :

Profil de la station Novaya Kakovska

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	8,7	0,0	0,0
2	11,0	129,0	1,2
3	12,0	273,0	1,6
4	13,0	473,0	2,1
5	14,0	717,0	2,7
6	15,0	1198,0	1,7
7	16,0	2048,0	2,0
8	17,0	3342,0	1,7
9	18,0	5511,0	2,3
10	19,0	8042,0	3,0
11	20,0	10748,0	3,9
12	21,0	13498,0	4,9
13	22,0	16273,0	5,8
14	23,0	19073,0	6,8
15	24,0	21954,0	7,4
16	25,0	24973,0	8,1

Profil de la station Louvovo

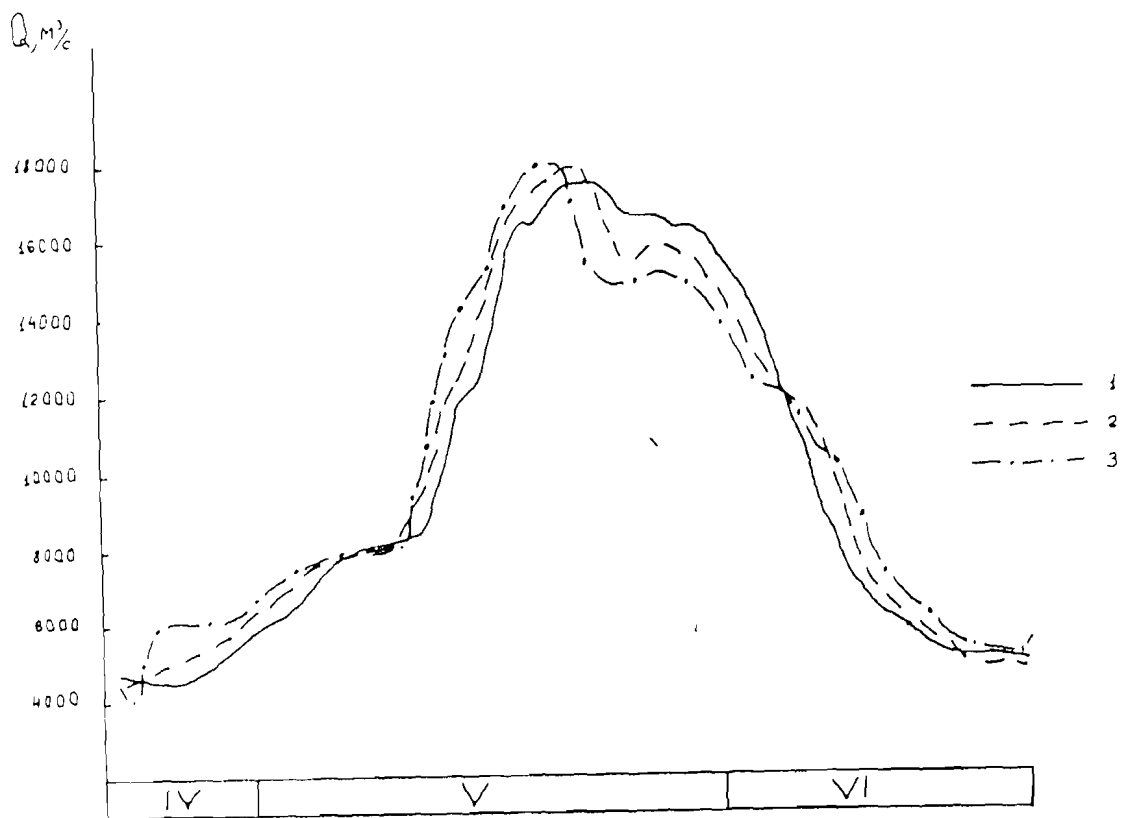
No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	13,1	0,0	0,0
2	14,0	146,0	0,5
3	15,0	727,0	0,9
4	16,0	1689,0	1,6
5	17,0	2739,0	2,3
6	18,0	3970,0	3,2
7	19,0	5239,0	4,1
8	20,0	6539,0	5,0
9	21,0	7864,0	5,9
10	22,0	9220,0	6,7
11	23,0	10651,0	7,2
12	24,0	12189,0	7,7

Profil de la station Sadovoe

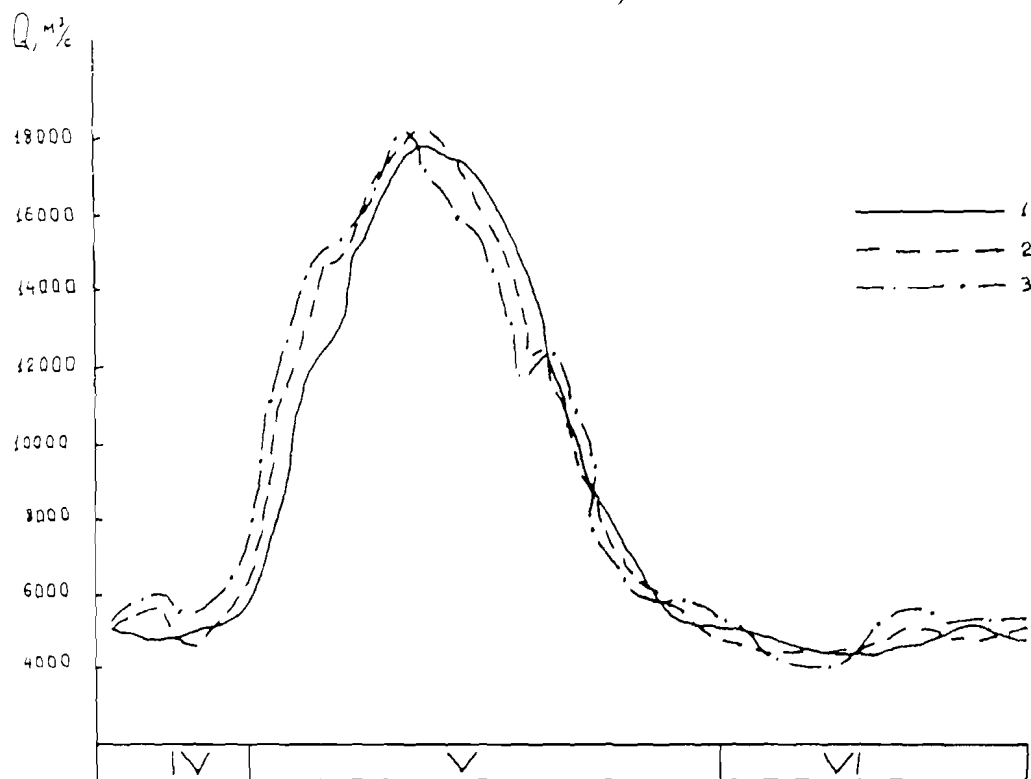
No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	13,9	0,0	0,0
2	15,0	770,0	0,6
3	16,0	2345,0	1,4
4	17,0	4208,0	2,1
5	18,0	6196,0	3,0
6	19,0	8215,0	4,0
7	20,0	10265,0	5,0
8	21,0	12328,0	6,0
9	22,0	14428,0	6,7
10	23,0	16634,0	7,3

Profil de la station Kerson

No Profils	H, m	A, m ²	R, m
1	8,3	0,0	0,0
2	11,5	1000,0	1,6
3	14,0	1125,0	3,7
4	15,0	1175,0	4,6
5	16,0	1225,0	5,4
6	17,0	1275,0	6,2
7	18,0	1338,0	6,9
8	19,0	1375,0	7,6
9	20,0	1425,0	8,4
10	21,0	1500,0	8,9
11	22,0	1625,0	9,2

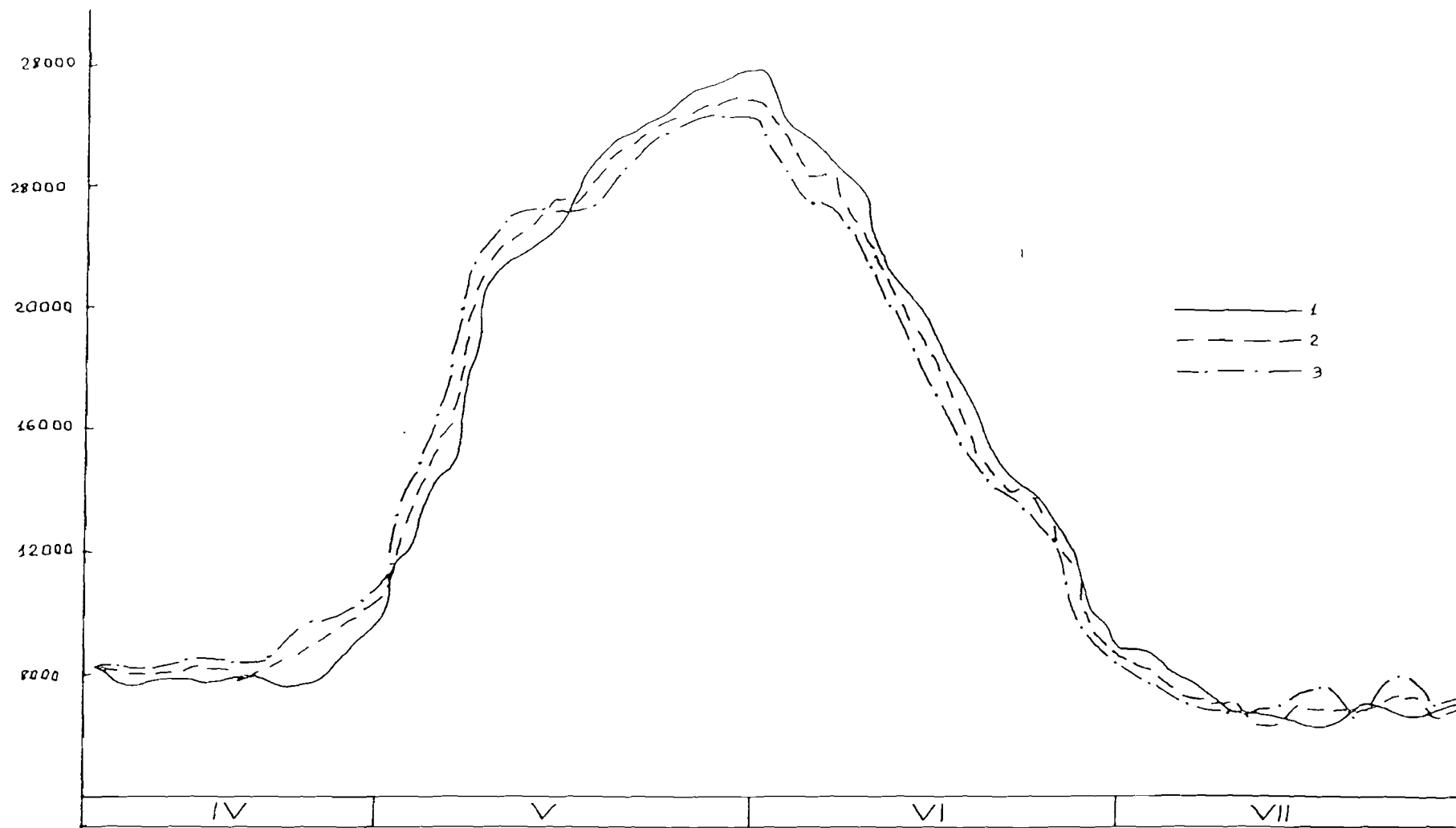


a)



b)

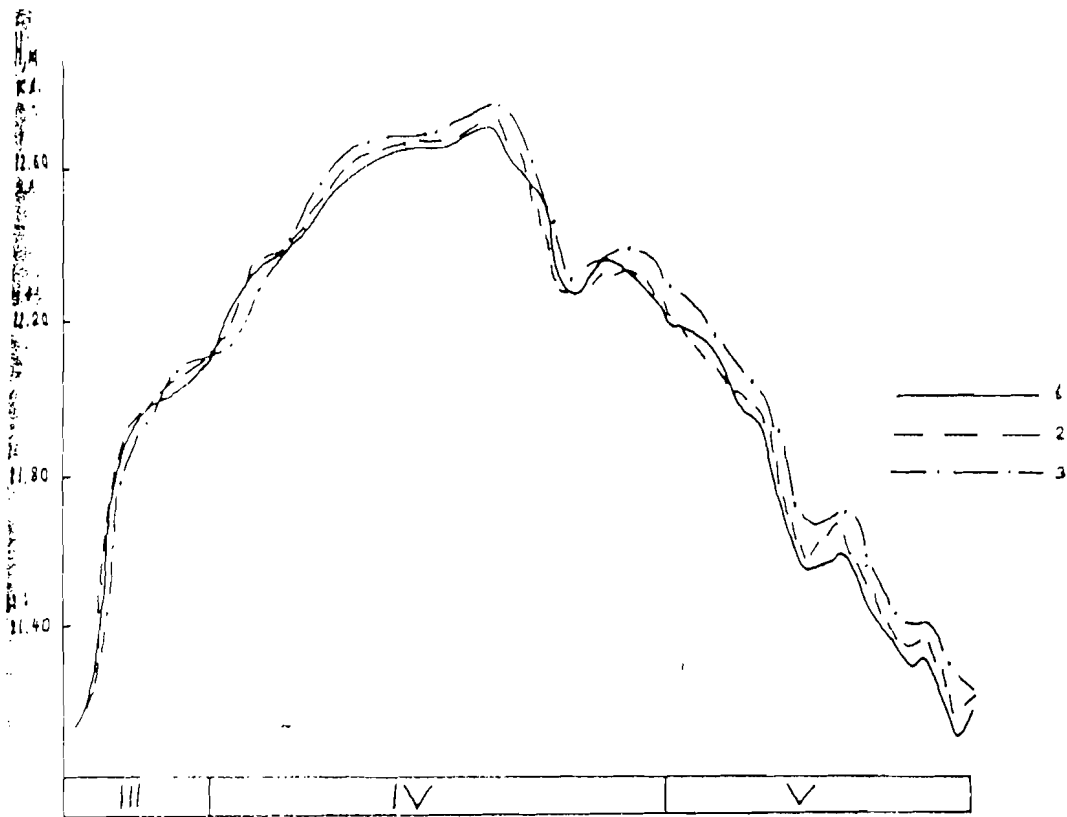
Figure 1 : Comparaison des hydrogrammes de la crue mesurée (1) et de celles calculées par les modèles dynamique (2) et de diffusion (3) sur le fleuve Volga à la station Haute Lebiage en 1976 (a) et 1975 (b).



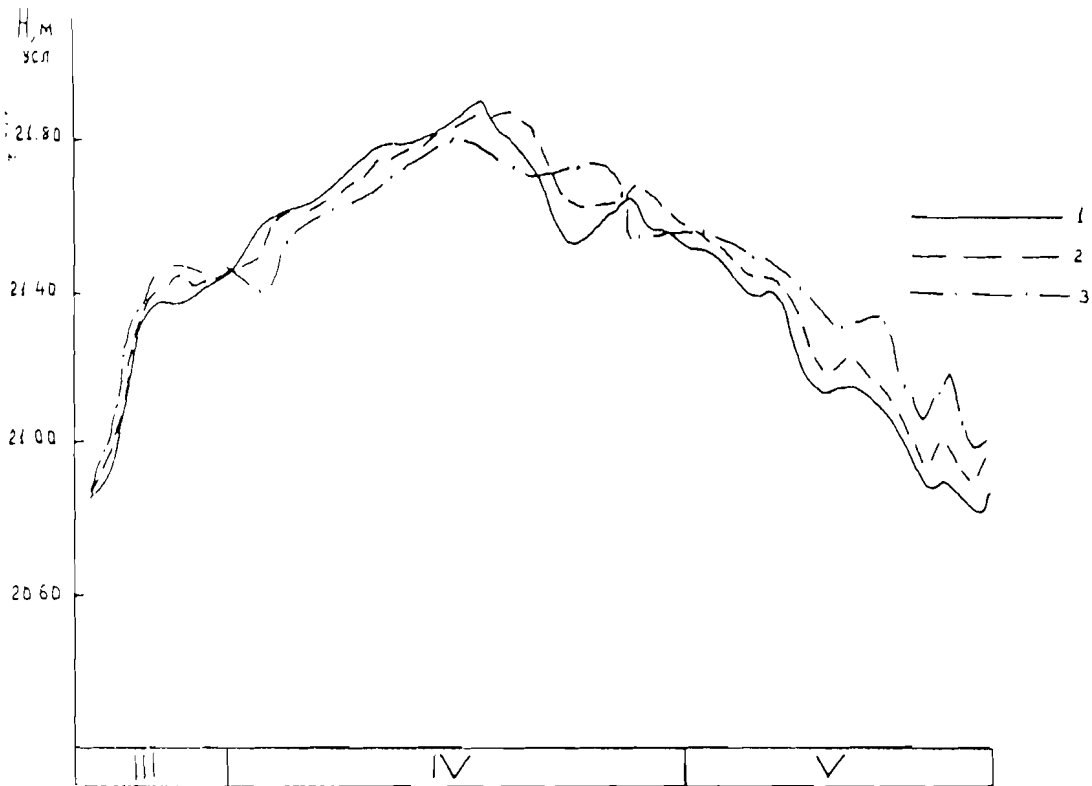
c)

Figure 1 (Suite): Comparaison des hydrogrammes de la crue mesurée (1) et de celles calculées par les modèles dynamique (2) et de diffusion (3) sur le fleuve Volga à la station Haute Lebiage en 1979 (c).

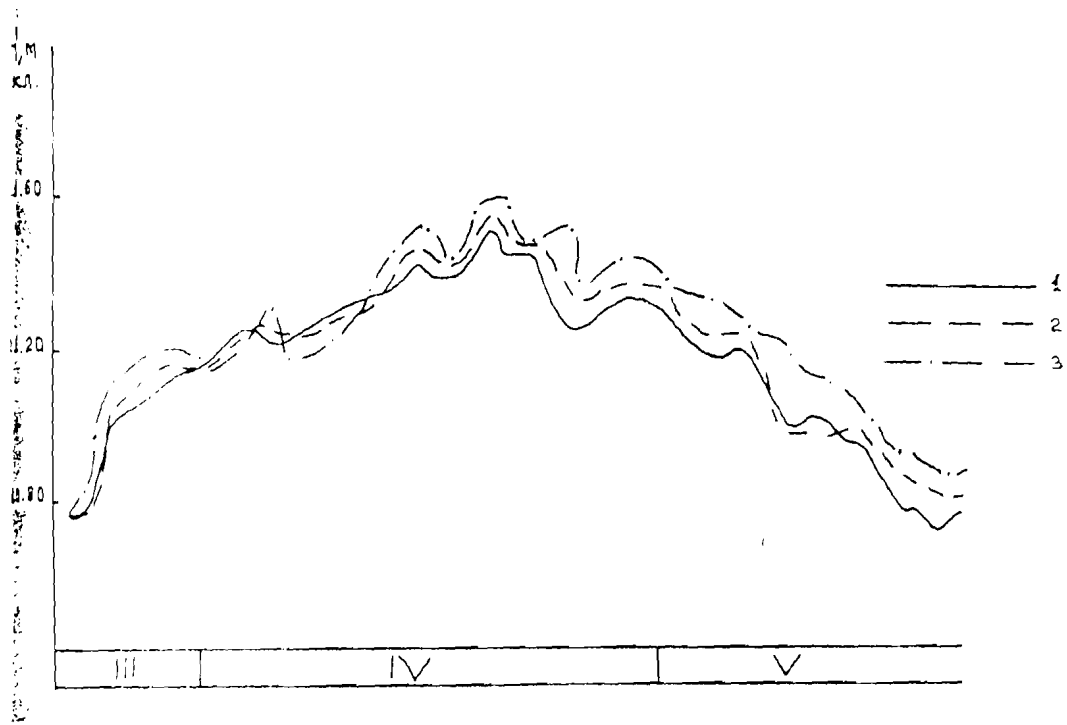
Figure 2 : Comparaison des hydrogrammes de la crue mesurée (1) et de celles calculées par les modèles dynamique (2) et de diffusion (3) sur le fleuve Dniepr en 1966 aux stations : Louvovo (a), Sadovoe (b) et Kerson (c) et en 1970 à la station Louvovo (d).



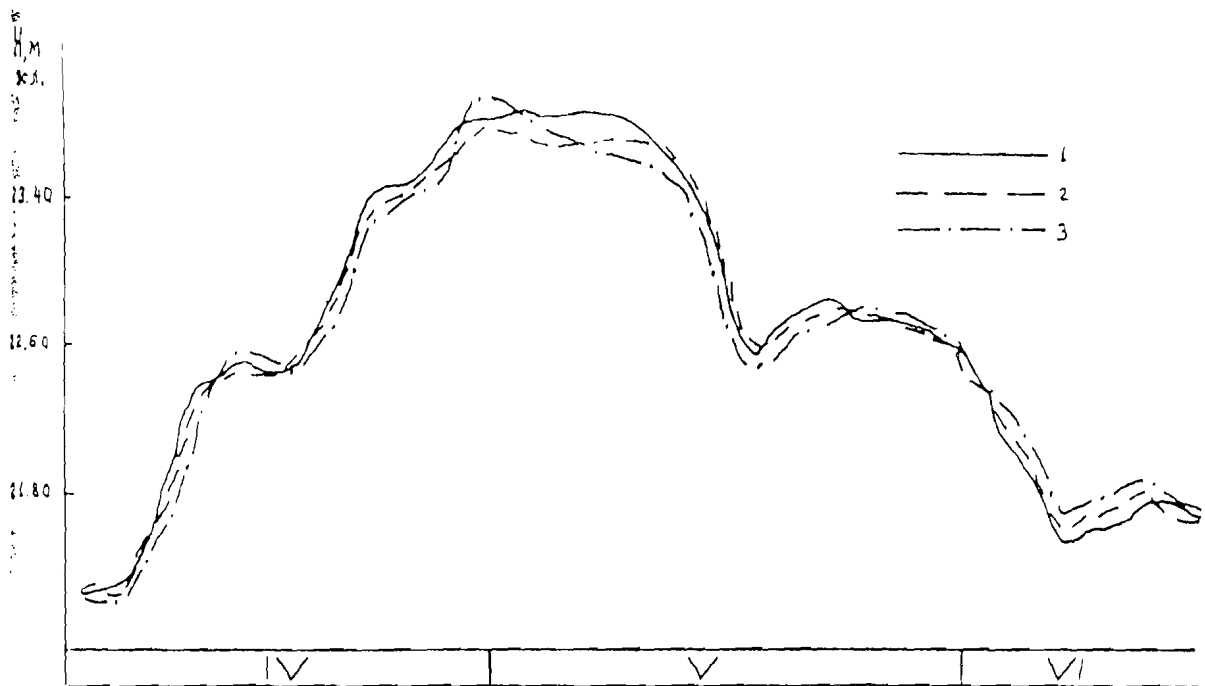
a) Crue 1966 à la station Louvovo



b) Crue 1966 à la station Sadovoe

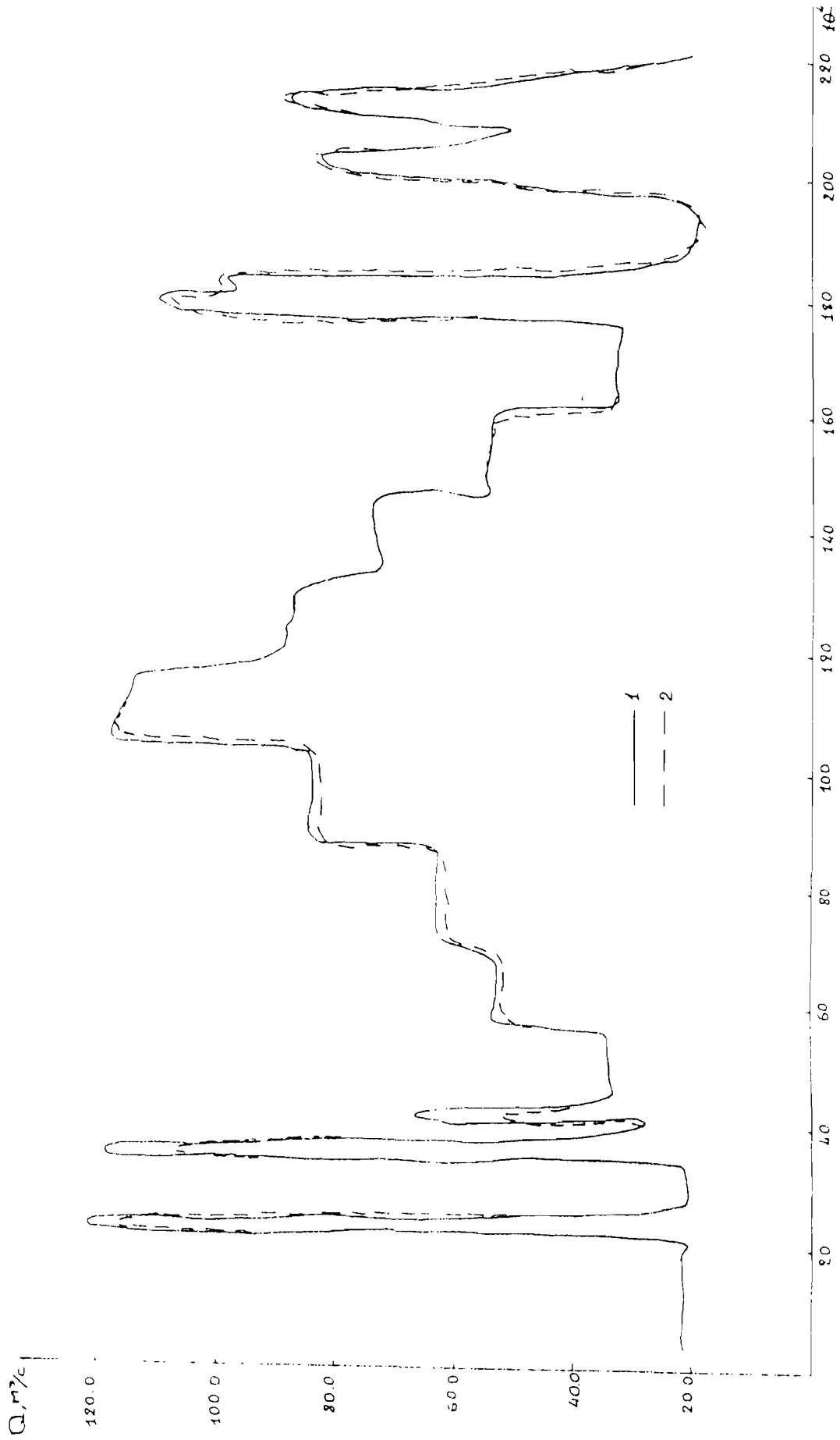


c) Crue 1966 à la station Kerson

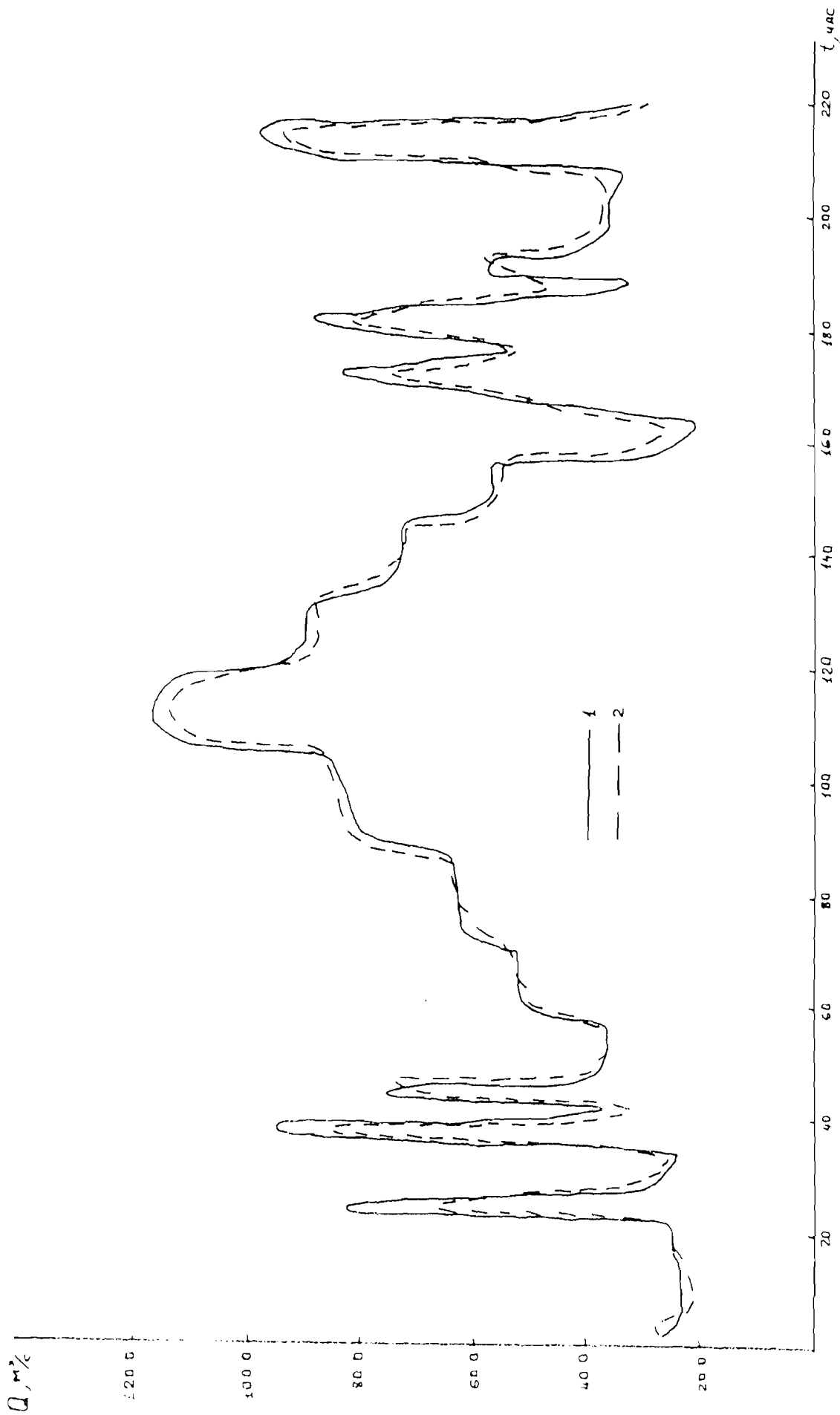


d) Crue 1970 à la station Sadovoe

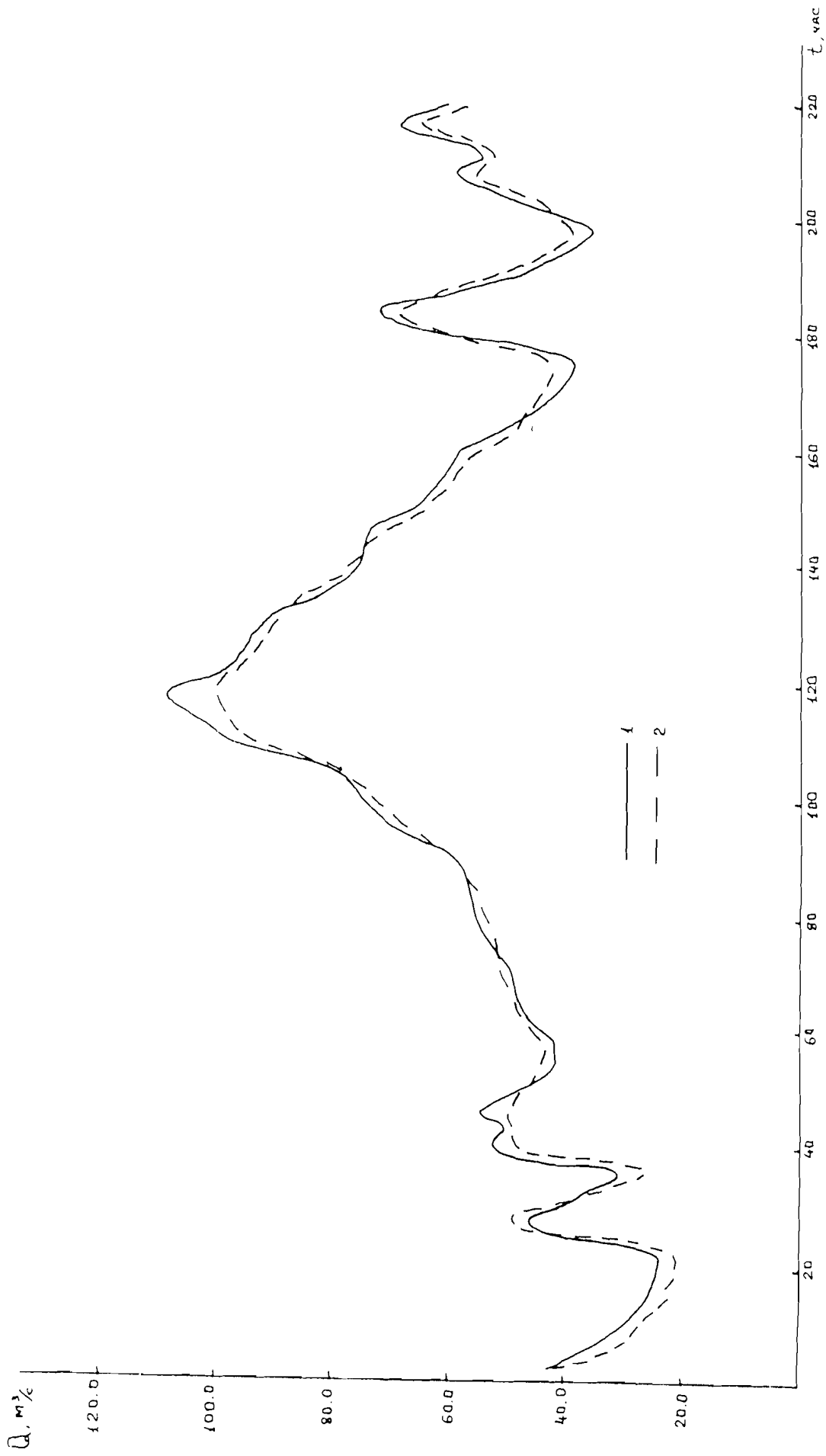
Figure 3 : Comparaison de l'hydrogramme mesuré (1) et de celui calculé (2) par le modèle dynamique aux stations No II (a), III (b), IV (c), V (d), VII (e) et VIII (f) lors des lâchées d'eau durant la période du 07 au 17/08/1959 du barrage hydroélectrique de Tversa.



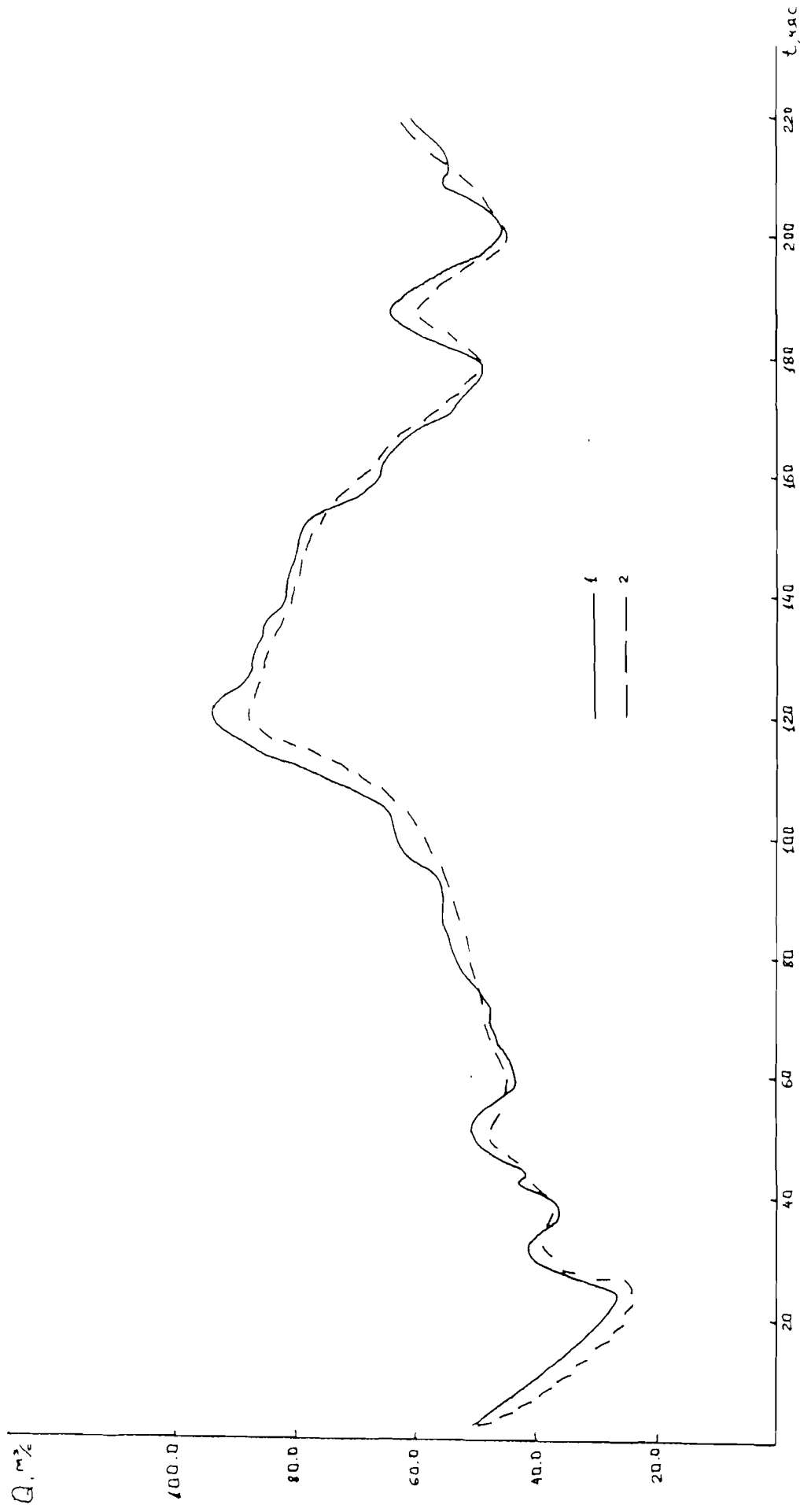
a) Station No II



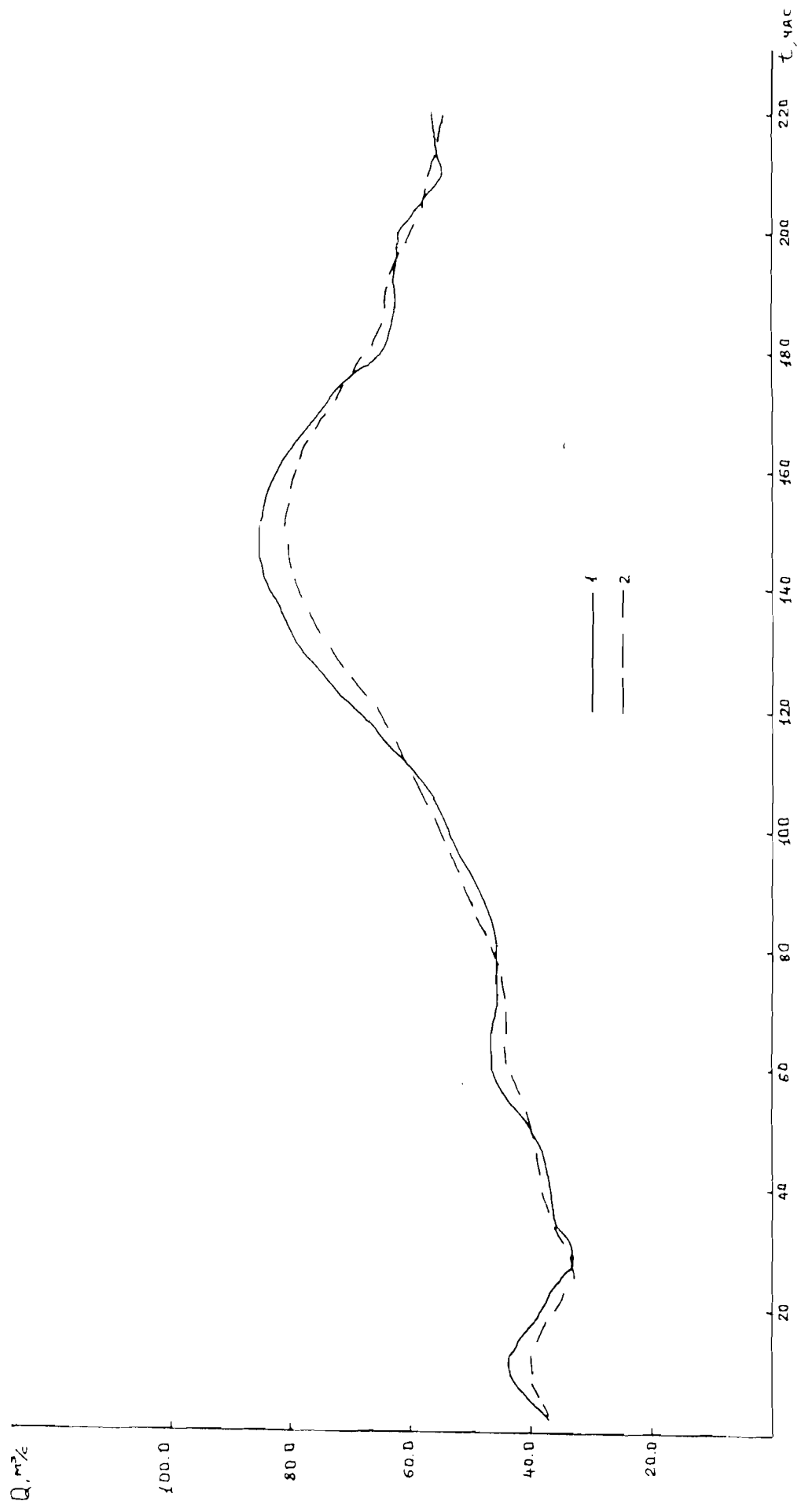
b) Station No III



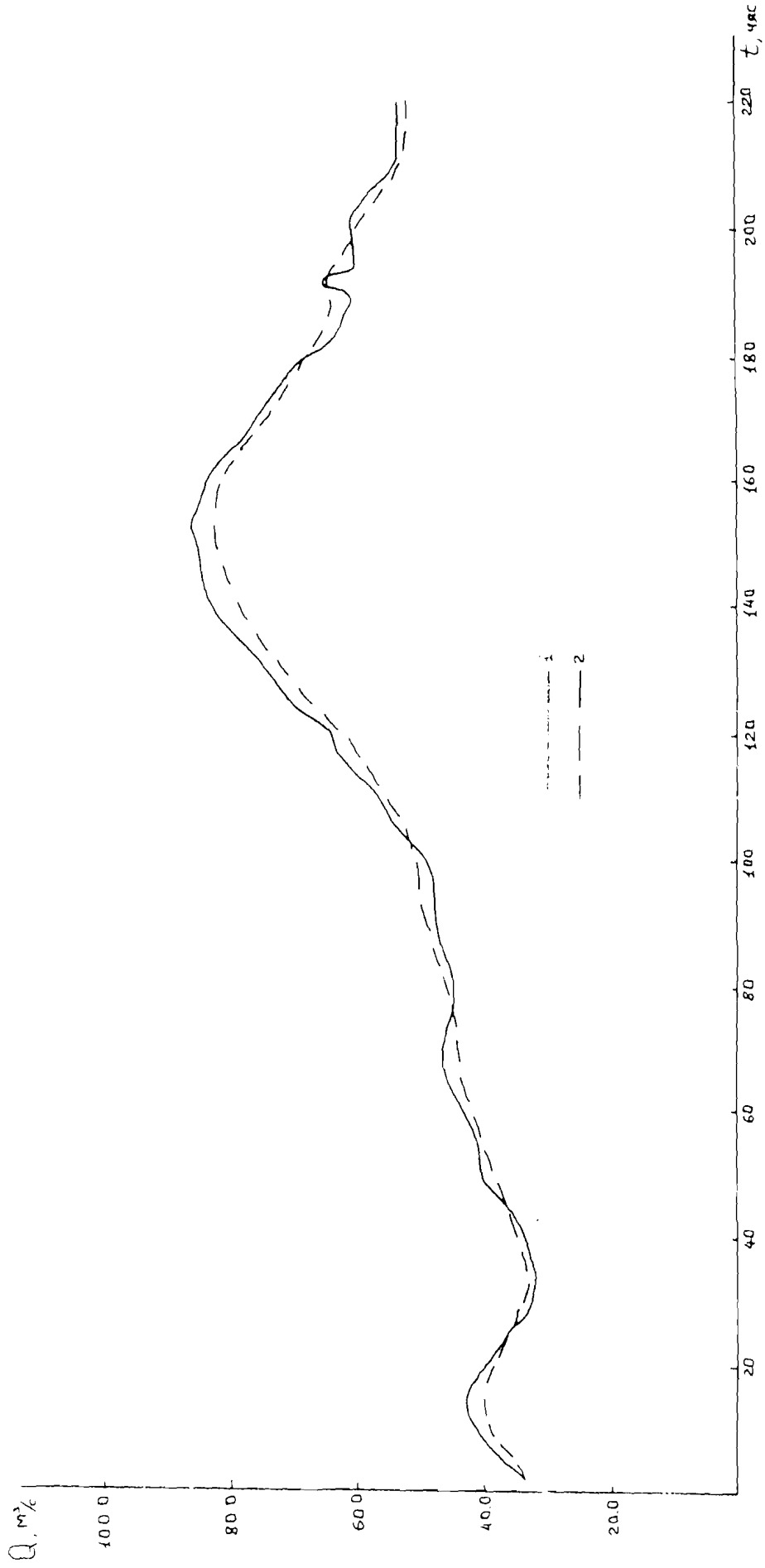
c) Station No IV



d) Station No V



e) Station No VII



f) Station No VIII

Tableau 3
Caractéristiques morphologiques des stations de la retenue de Doubassarsque

Station No 3 : Kamenka

No Profils	15/09/1955			04/02/1967			27/07/1979		
	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²
1	26,5	0,0	0,0	26,0	0,0	0,0	26,15	0,0	0,0
2	27,0	0,25	16,2	27,0	0,5	92,5	27,0	0,42	76,5
3	28,0	0,77	138,7	28,0	1,41	286,5	28,0	1,34	265,0
4	29,0	1,57	335,2	29,0	2,31	495,0	29,0	2,25	467,5
5	30,0	2,39	558,7	30,0	3,11	715,0	30,0	3,04	683,5
6	31,0	3,25	798,7	31,0	3,88	952,0	31,0	3,77	917,5
7	32,0	4,06	1051,2	32,0	4,68	1202,0	32,0	4,56	1167,0
8	33,0	4,78	1318,6	33,0	5,33	1468,0	33,0	5,20	1432,7
9	34,0	5,64	1598,2	34,0	6,17	1747,4	34,0	6,05	1711,9
10	35,0	6,58	1882,9	35,0	7,12	2031,7	35,0	7,00	1995,9

Station No 4 : Rochkov

No Profils	25/02/1958			11/02/1967			28/07/1979		
	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²
1	23,1	0,0	0,0	23,5	0,0	0,0	23,8	0,0	0,0
2	24,0	0,44	45,9	24,0	0,25	22,8	24,0	0,10	6,3
3	25,0	1,09	183,2	25,0	1,14	157,8	25,0	0,78	105,8
4	26,0	1,89	363,2	26,0	1,84	330,3	26,0	1,59	253,8
5	27,0	2,79	545,0	27,0	2,64	518,3	27,0	2,34	424,3
6	28,0	3,68	735,0	28,0	3,48	719,8	28,0	3,14	612,3
7	29,0	4,28	941,0	29,0	4,17	938,5	29,0	3,83	816,3
8	30,0	4,74	1186,0	30,0	4,71	1188,5	30,0	4,69	1032,8
9	31,0	4,64	1448,0	31,0	4,64	1448,5	31,0	4,58	1282,8
10	32,0	5,01	1728,0	32,0	5,01	1728,0	32,0	4,84	1586,8

Station No 5 : Ribnitsa

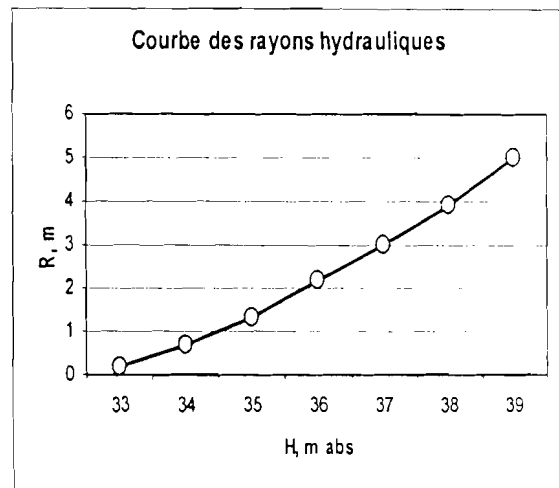
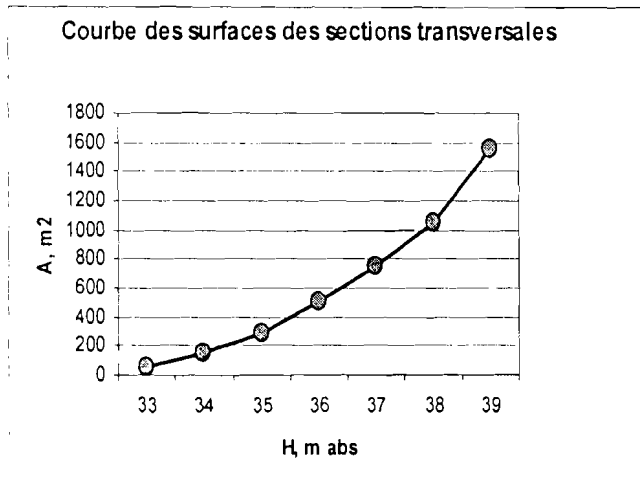
No Profils	21/10/1958			27/01/1967			29/07/1979		
	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²
1	20,6	0,0	0,0						
2	21,0	0,20	28,0						
3	22,0	0,88	228,0						
4	23,0	1,48	496,0	23,0	0,0	0,0	23,6	0,0	0,0
5	24,0	2,37	841,5	24,0	0,5	104,0	24,0	0,2	22,8
6	25,0	3,26	1191,5	25,0	1,26	345,0	25,0	0,96	166,8
7	26,0	4,18	1547,0	26,0	1,85	661,0	26,0	1,58	370,8
8	27,0	5,02	1907,0	27,0	2,76	1026,0	27,0	2,40	615,8
9	28,0	5,82	2272,0	28,0	3,62	1396,0	28,0	2,59	983,8
10	29,0	6,61	2645,0	29,0	4,39	1791,0	29,0	3,40	1375,8
11	30,0	7,06	3070,0	30,0	5,27	2201,0	30,0	4,37	1781,8
12	31,0	7,09	3545,0	31,0	5,76	2651,0	31,0	5,27	2193,8
13	32,0	7,39	4045,0	32,0	6,40	3121,0	32,0	5,98	2620,8

Station No 6 : Garmatskoe

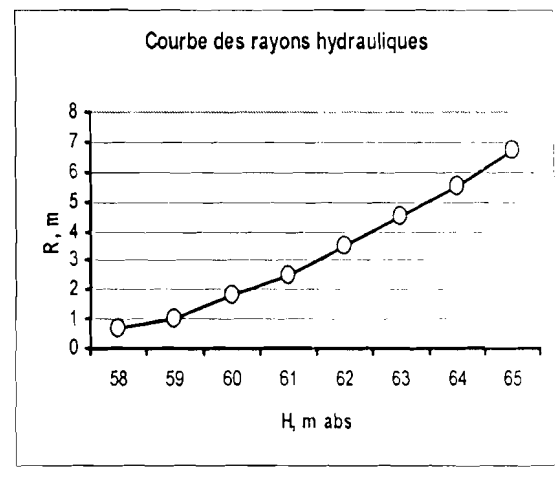
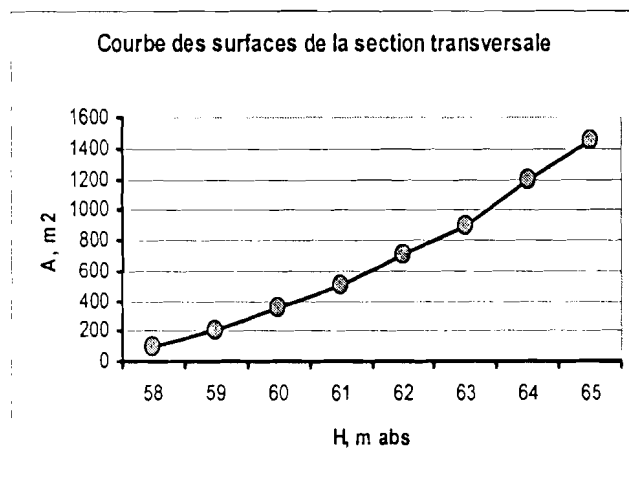
No Profils	22/02/1959			25/01/1967			02/07/1979		
	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²
1	14,7	0,0	0,0						
2	15,0	0,24	7,5						
3	16,0	0,69	82,5	16,2	0,0	0,0			
4	17,0	1,13	256,0	17,0	0,32	48,0			
5	18,0	1,98	494,5	18,0	1,12	223,0			
6	19,0	2,81	753,5	19,0	1,88	440,0			
7	20,0	3,46	1037,5	20,0	2,56	692,0			
8	21,0	3,62	1377,5	21,0	2,74	1012,0			
9	22,0	3,91	1797,5	22,0	3,11	1426,0	22,1	0,0	0,0
10	23,0	4,12	2307,5	23,0	3,58	1924,0	23,0	0,45	89,1
11	24,0	4,25	2932,5	24,0	3,73	2532,0	24,0	1,15	333,1
12	25,0	5,14	3630,5	25,0	4,58	3223,0	25,0	1,60	695,1
13	26,0	6,03	4343,5	26,0	5,51	3932,0	26,0	2,32	1162,1
14	27,0	6,94	5068,5	27,0	6,39	4653,0	27,0	2,57	1753,1
15	28,0	7,84	5803,5	28,0	7,28	5387,0	28,0	3,32	2462,1
16	29,0	8,78	6546,5	29,0	8,22	6130,0	29,0	4,29	3203,1

Station No 7 : Doubassarsque

No Profils	22/02/1959			25/01/1967			02/07/1979		
	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²	H, m	R, m	A, m ²
1				9,7	0,0	0,0			
2	10,6	0,0	0,0	10,0	0,15	7,8			
3	11,0	0,20	7,2	11,0	0,73	106,8			
4	12,0	0,64	117,2	12,0	1,30	292,8	12,6	0,0	0,0
5	13,0	1,36	330,2	13,0	2,10	532,8	13,0	0,20	9,2
6	14,0	2,24	581,2	14,0	2,98	792,8	14,0	0,69	117,2
7	15,0	3,04	851,2	15,0	3,82	1070,8	15,0	1,60	294,2
8	16,0	3,72	1145,2	16,0	4,54	1360,8	16,0	2,39	488,2
9	17,0	4,53	1460,2	17,0	5,35	1669,8	17,0	3,23	698,2
10	18,0	5,38	1787,2	18,0	6,24	1984,8	18,0	4,00	921,2
11	19,0	4,61	2216,7	19,0	4,60	2470,8	19,0	3,86	1169,2
12	20,0	3,26	2901,7	20,0	3,60	3235,8	20,0	2,24	1677,2
13	21,0	4,04	3814,7	21,0	4,40	4158,8	21,0	2,76	2507,2
14	22,0	5,01	4757,7	22,0	5,32	5111,8	22,0	3,74	3419,2
15	23,0	5,92	5715,7	23,0	6,29	6074,8	23,0	4,62	4346,2
16	24,0	6,88	6684,7	24,0	7,25	7043,8	24,0	5,52	5296,2
17	25,0	7,74	7665,7	25,0	8,10	8024,8	25,0	6,45	6261,2
18	26,0	8,69	8658,7	26,0	9,05	9017,8	26,0	7,44	7232,2
19	27,0	9,66	9656,7	27,0	10,02	10015,8	27,0	8,39	8207,2



a) Fleuve Dniepr – Station Grouchka



b) Fleuve Dniepr – Station Moguilev-Padolski

Figure 4 : Courbes des caractéristiques morphologiques sur les stations de calcul du fleuve Dniepr : Grouchka (a) et Moguilev-Padolski (b)

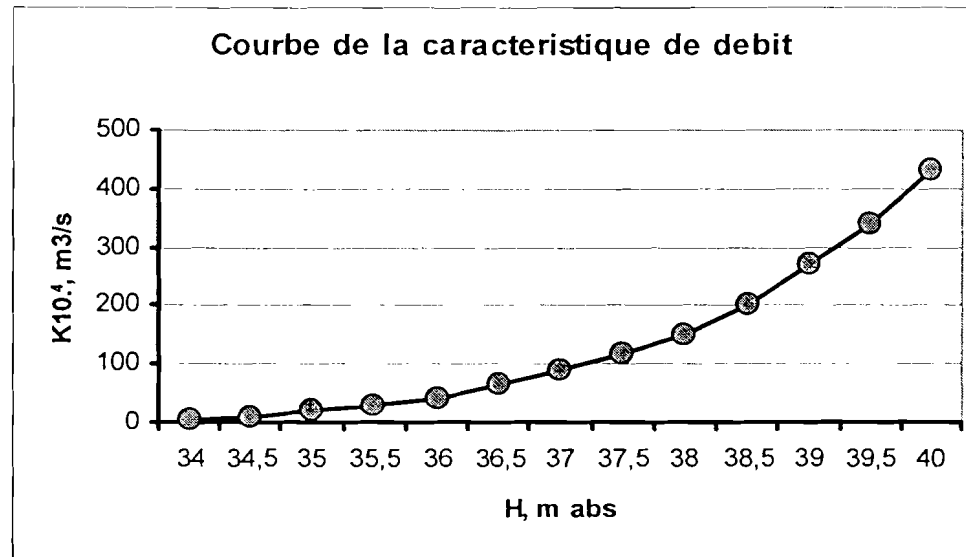


Figure 5 : Courbes de la caractéristique de débits à la station de calcul Grouchka sur le fleuve Dniepr

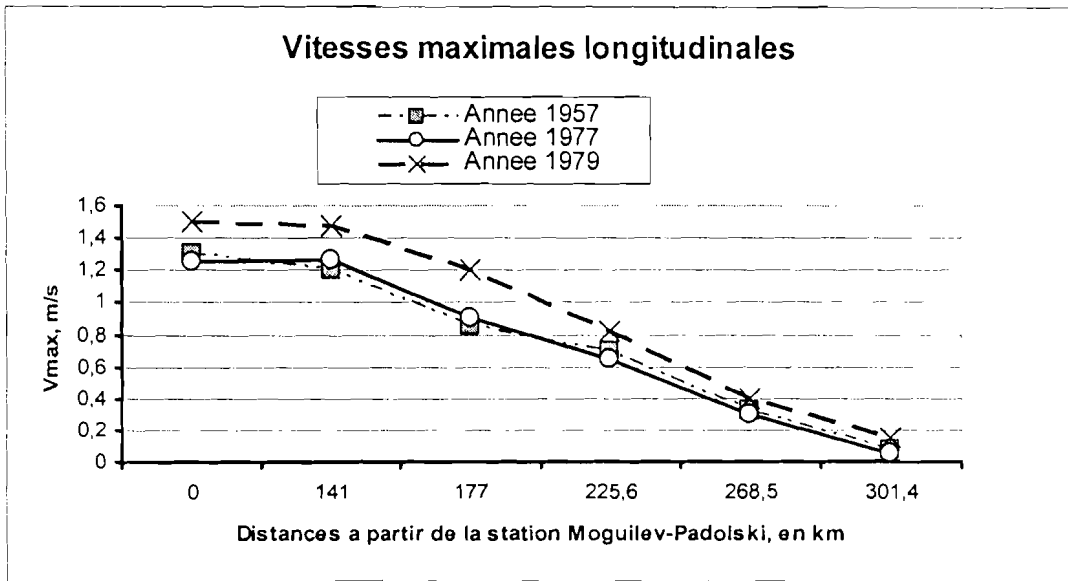


Figure 6 : Profil des vitesses maximales longitudinales le long du tronçon Moguilev-Padolski (sur le fleuve Dniepr) à la station Doubassarsque (dans la retenue d'eau).

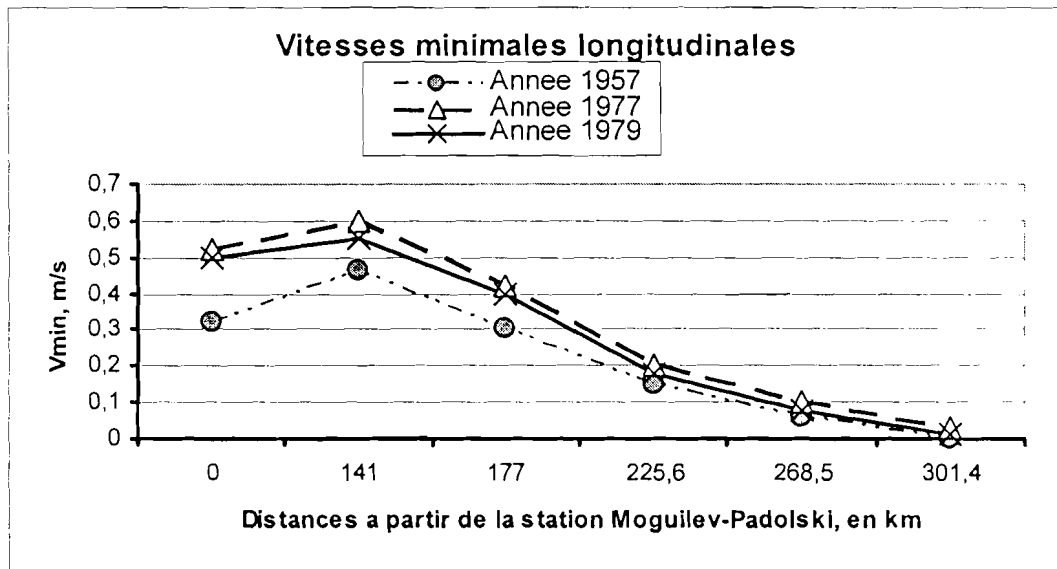
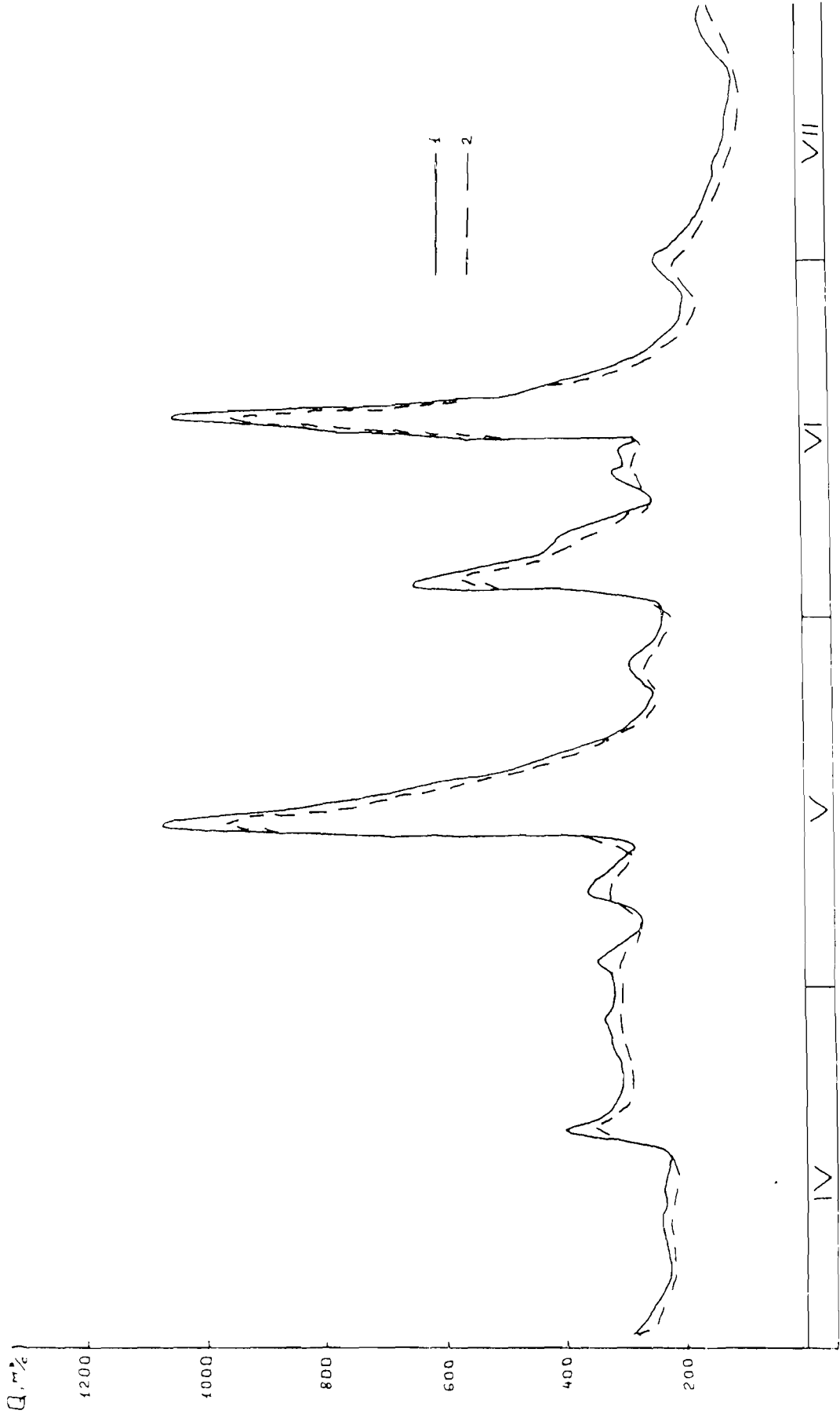
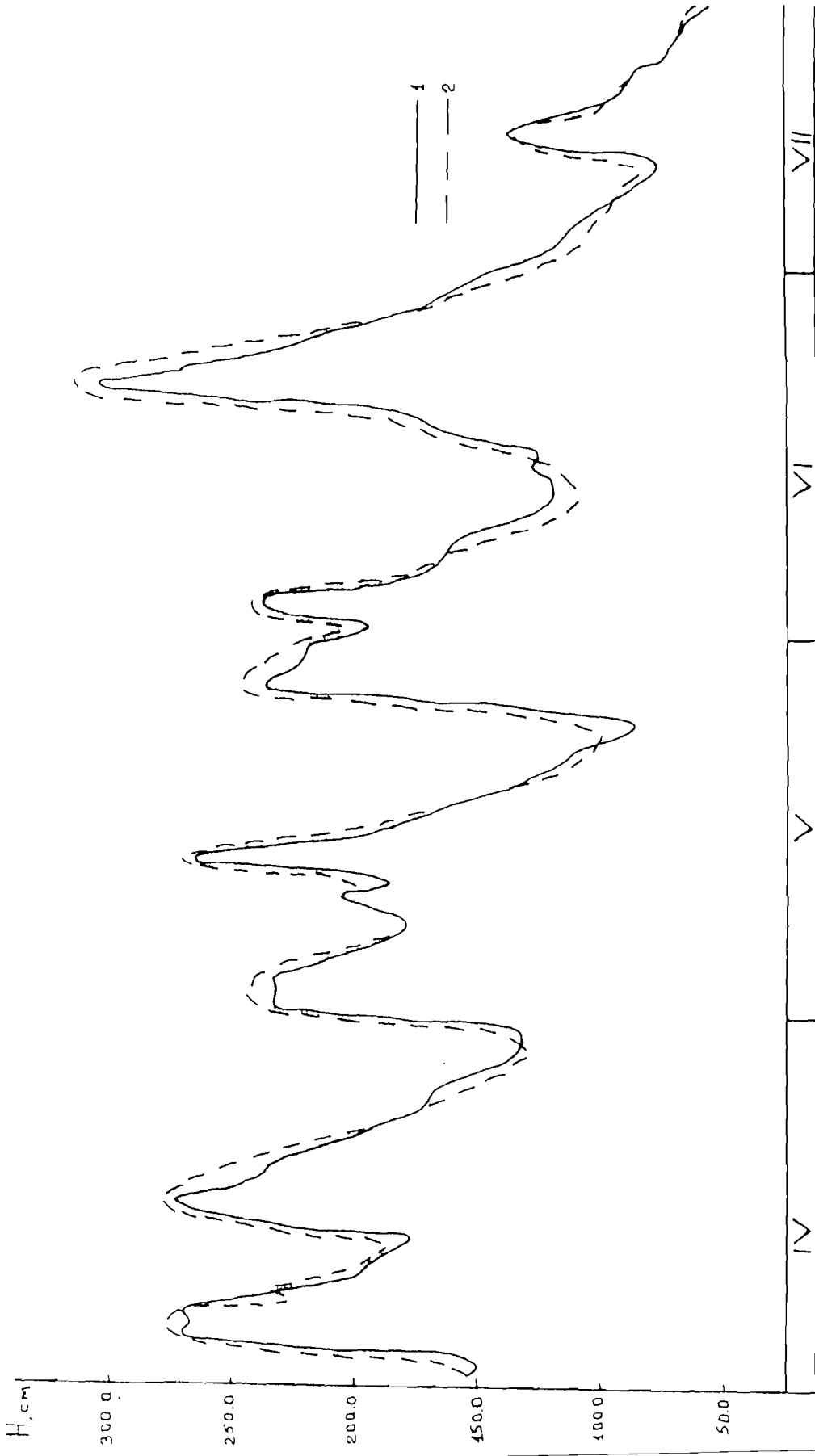


Figure 7 : Profil des vitesses minimales longitudinales le long du tronçon Moguilev-Padolski (sur le fleuve Dniepr) à la station Doubassarsque (dans la retenue d'eau).

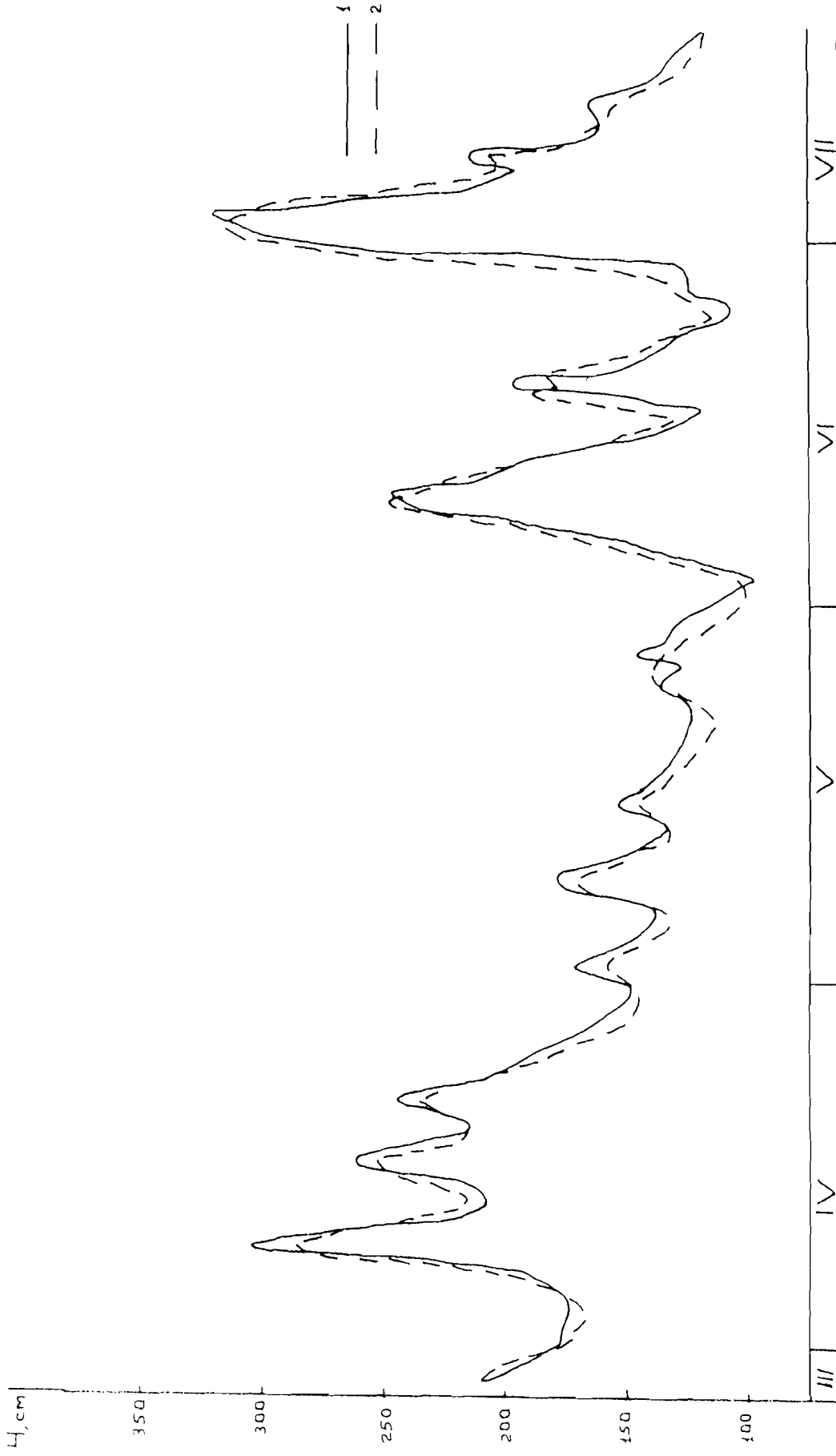
Figure 8 : Comparaison de l'hydrogramme mesuré (1) et de celui calculé (2) aux stations de calcul dans la retenue d'eau de Doubassarsque.



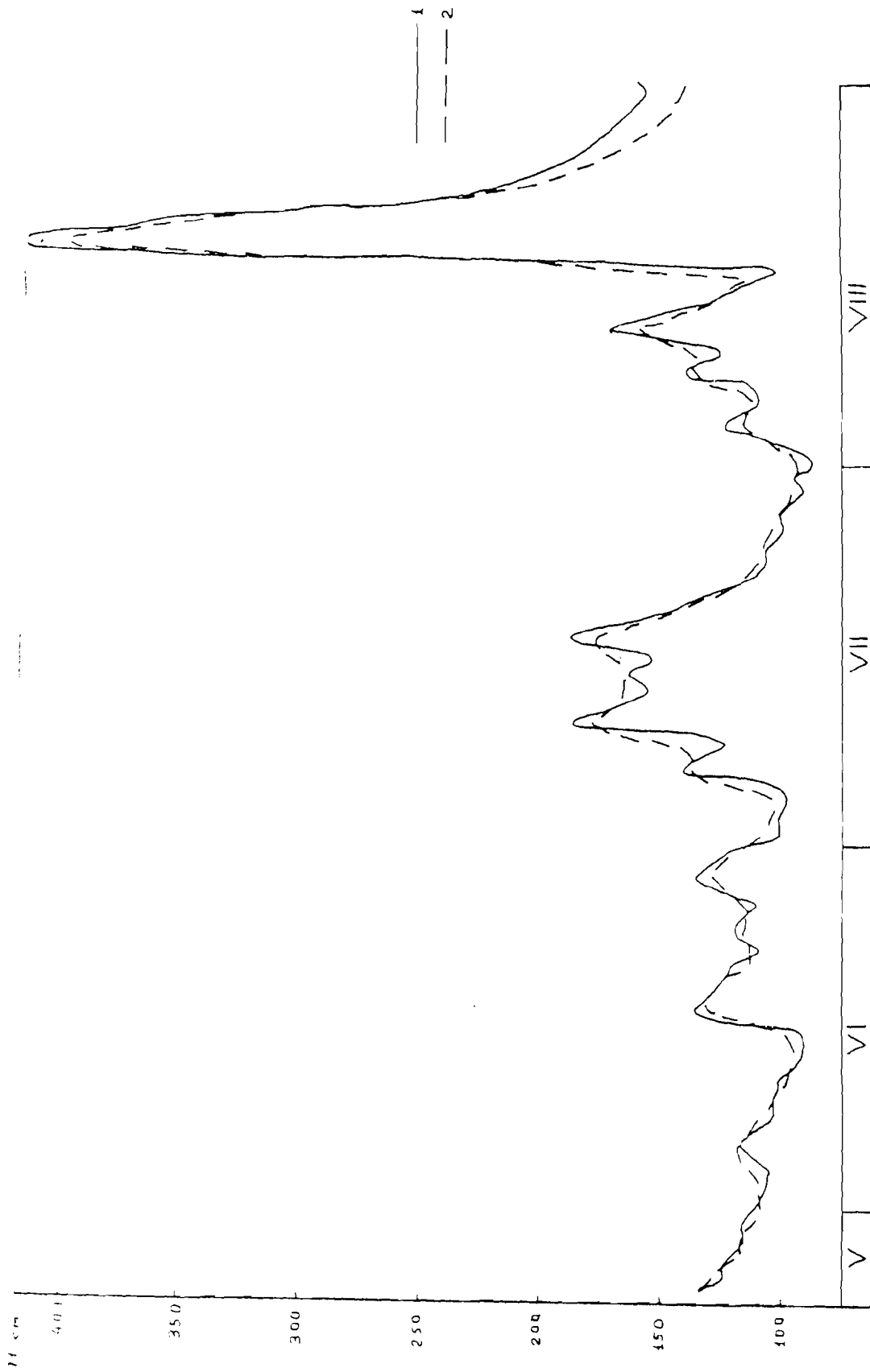
a) Crue 1957 à la station Kamenka



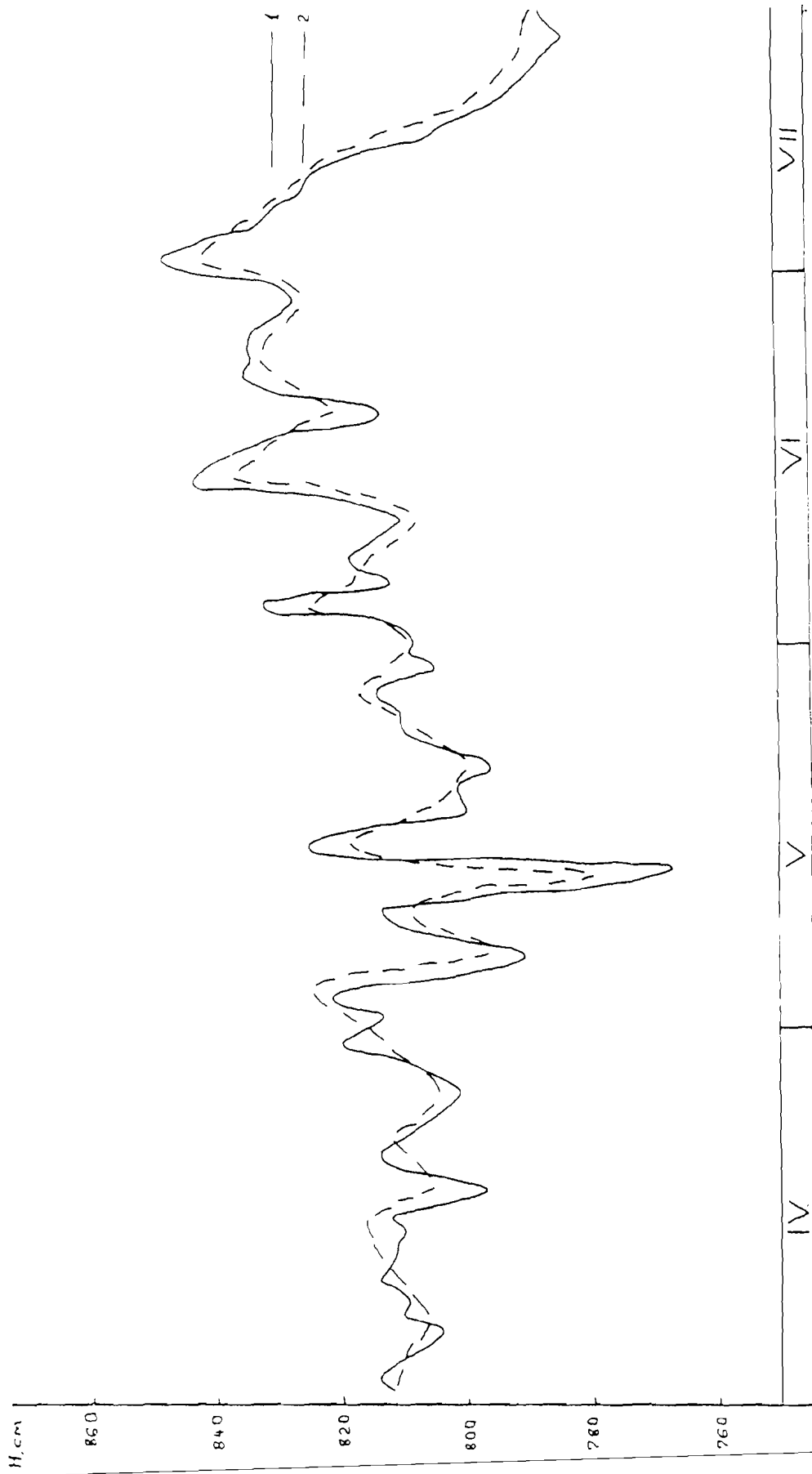
b) Crue 1967 à la station Kamenka



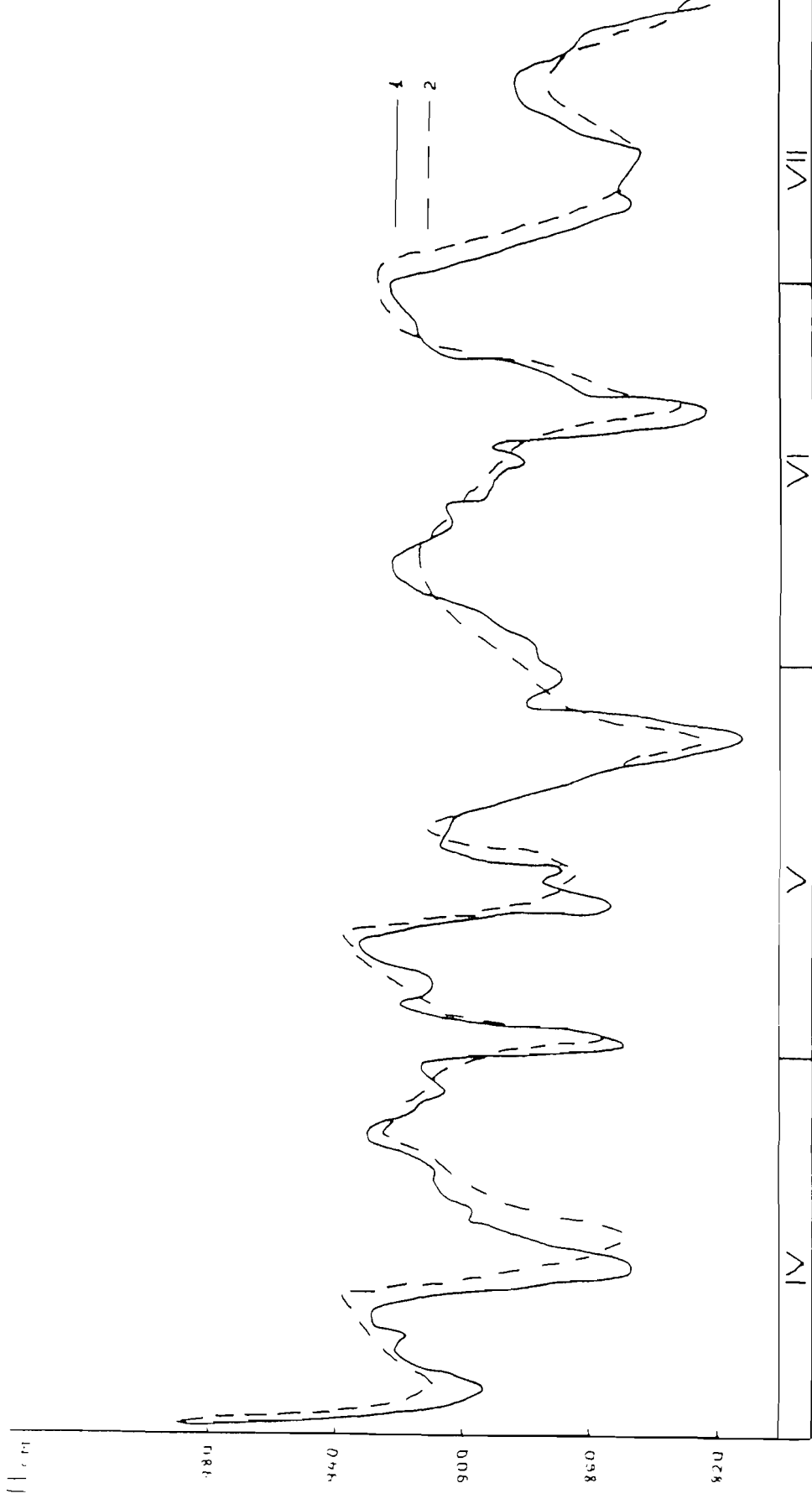
c) Crue 1977 à la station Kamenka



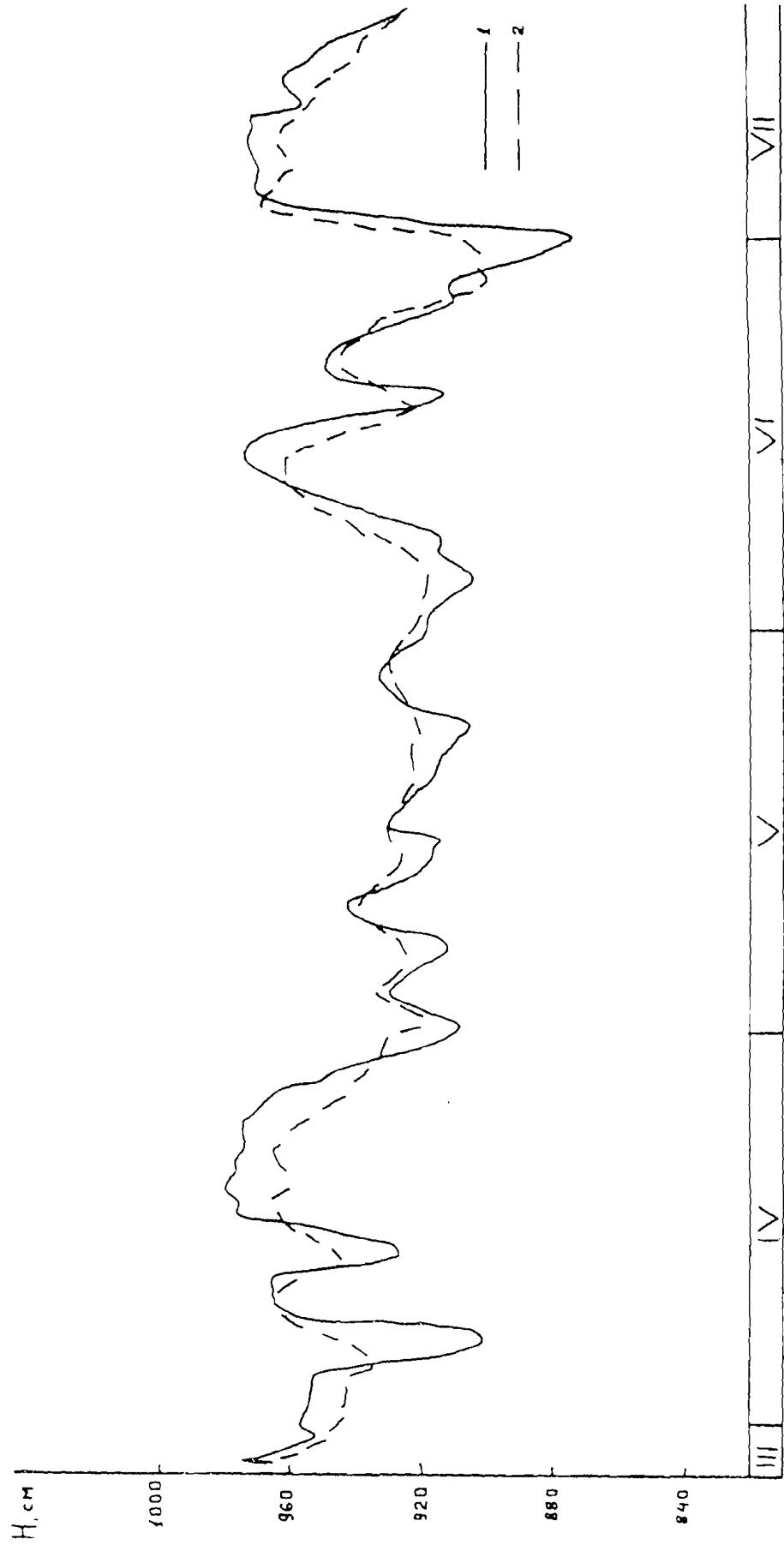
d) Crue 1979 à la station Kamenka



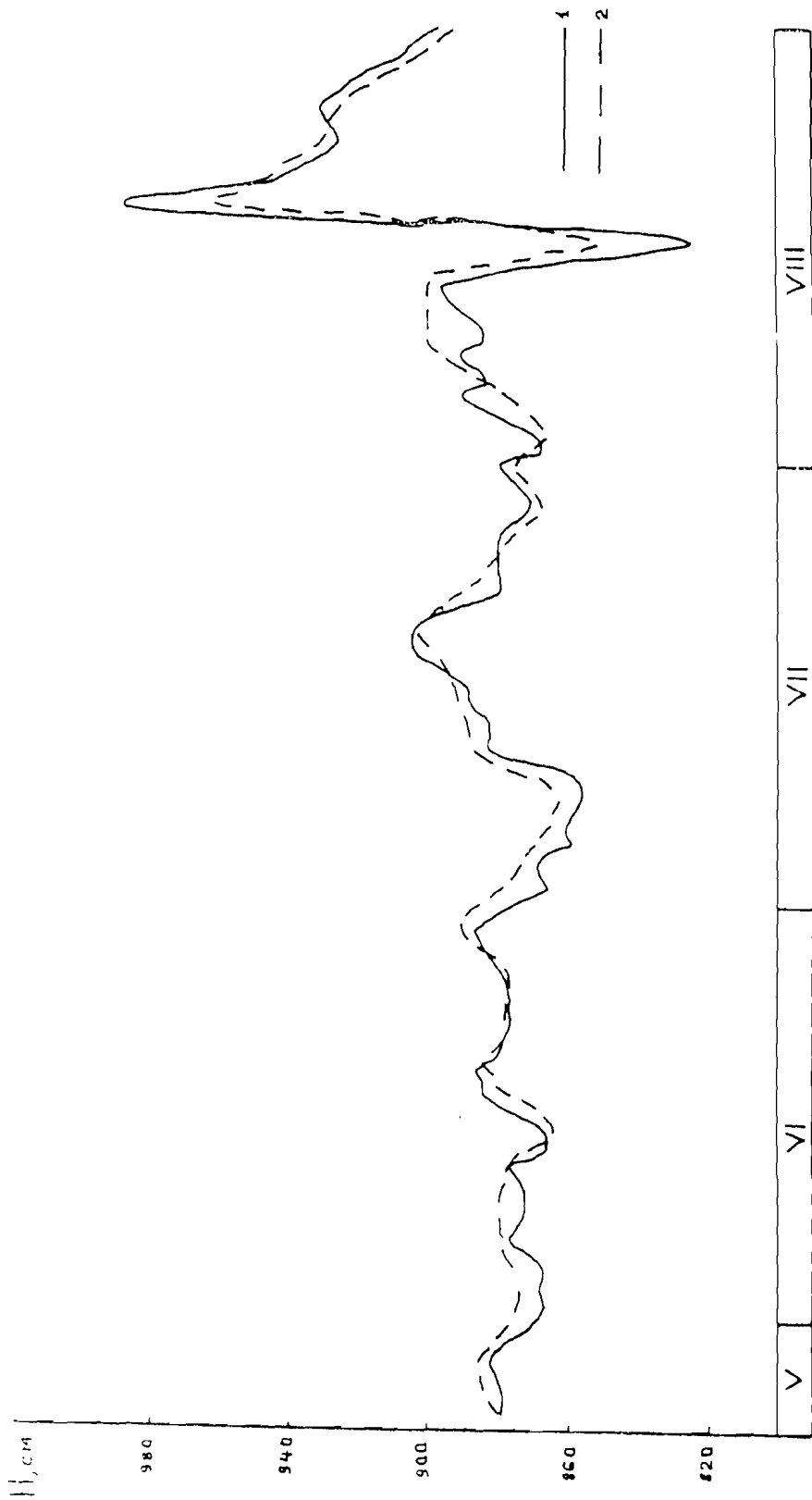
e) Crue 1957 à la station Ribnitsa



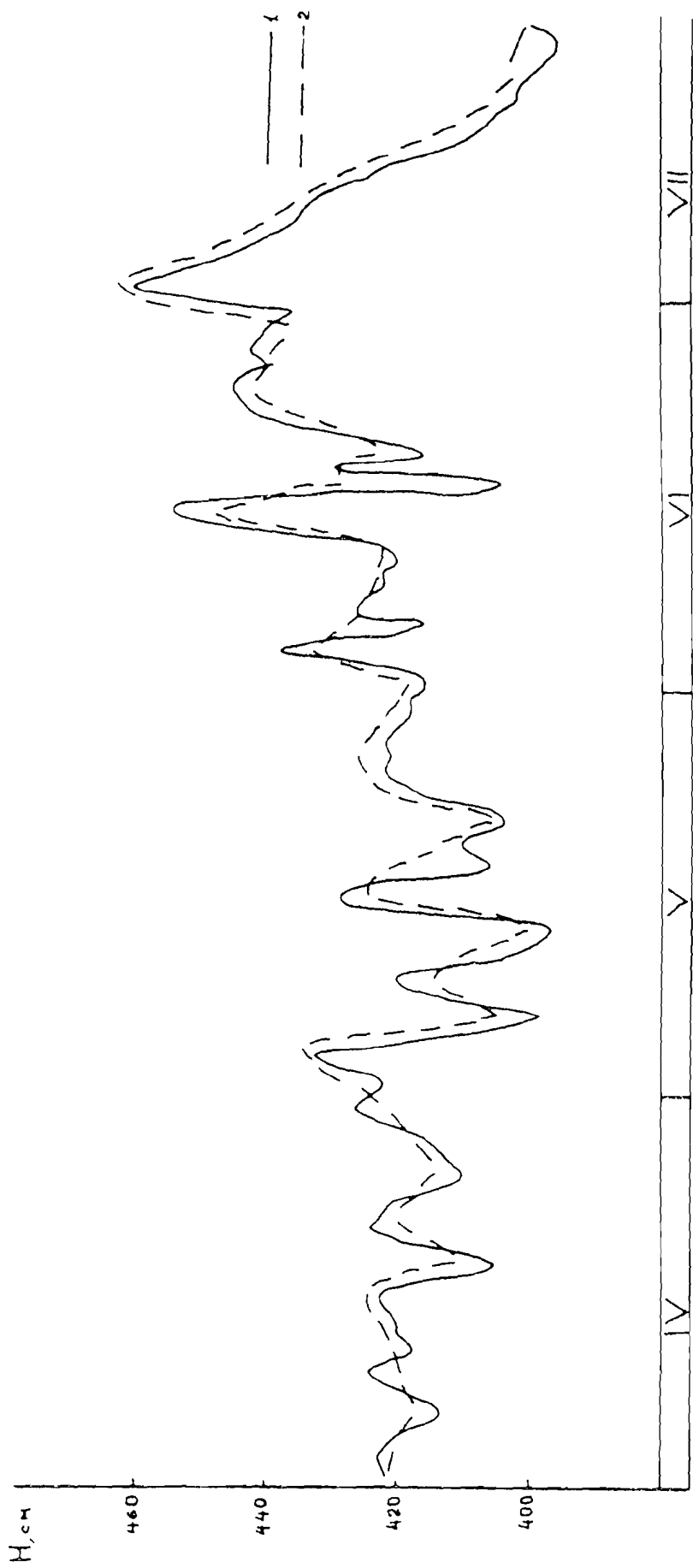
f) Crue 1967 à la station Ribnitsa



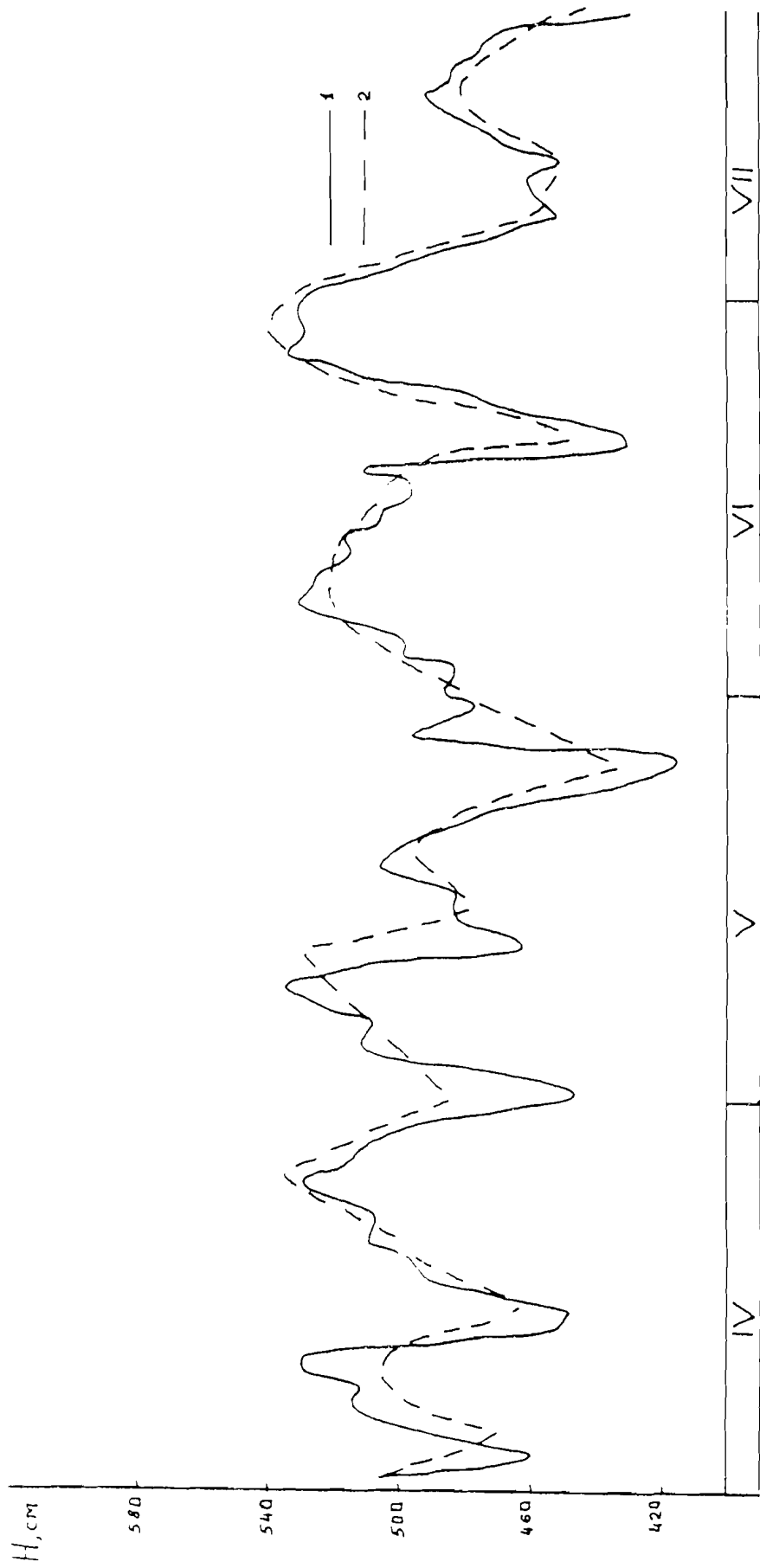
g) Crue 1977 à la station Ribnitsa



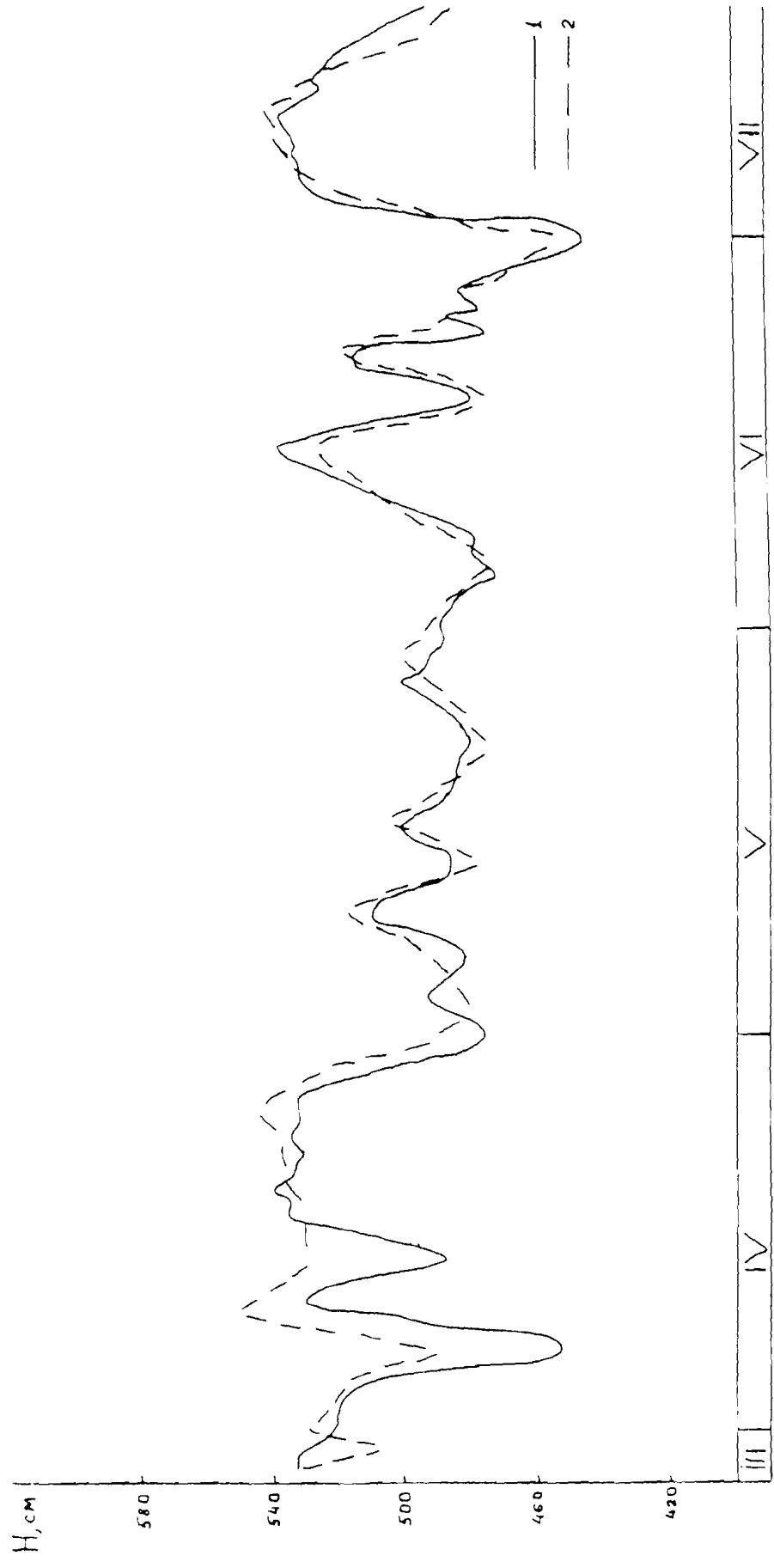
h) Crue 1979 à la station Ribnitsa



i) Crue 1957 à la station Garmatskoc



j) Crue 1967 à la station Garmatskoe



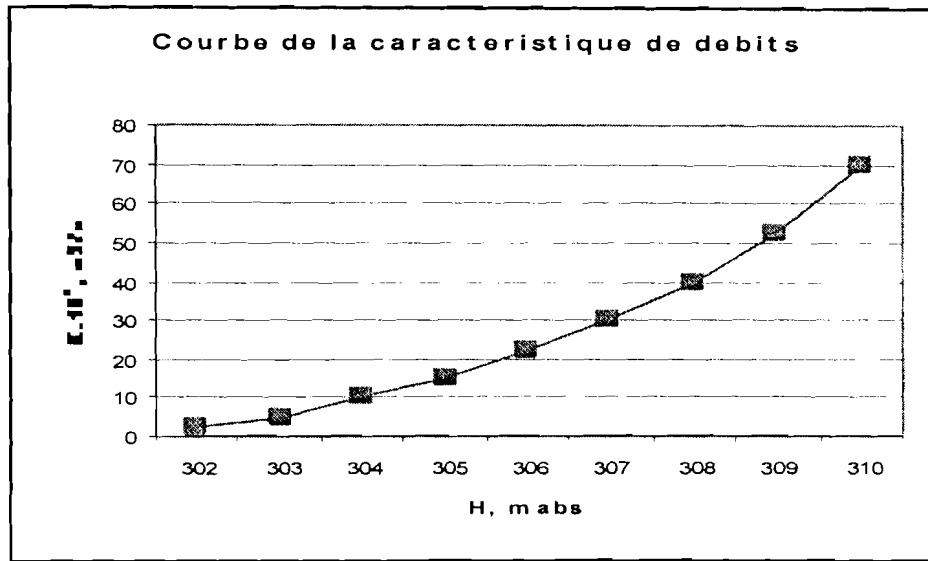
k) Crue 1977 à la station Garmatskoe

Tableau 4

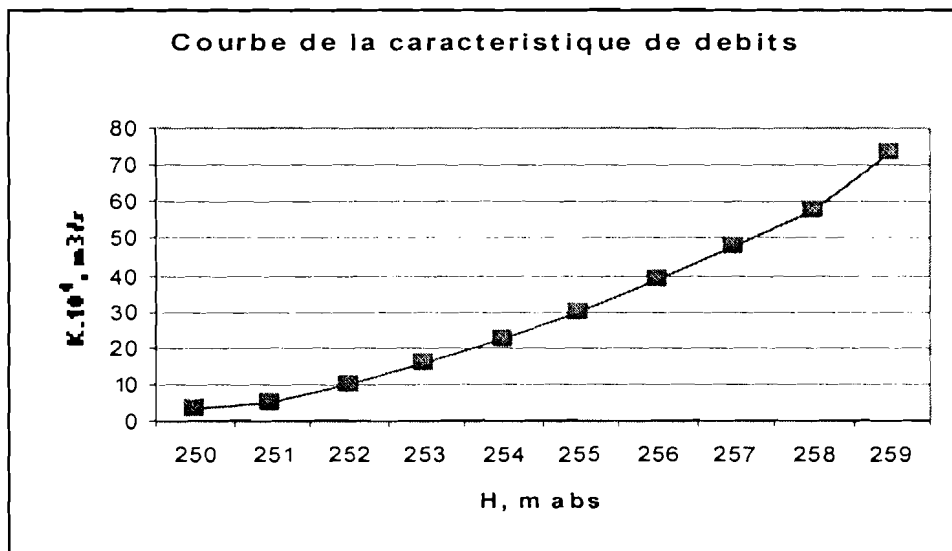
Paramètres des équations des courbes de surface et de profondeurs moyennes des stations hydrométriques des fleuves du Haut Amour

No stations	Fleuve – Station	Paramètres des équations						
		Surfaces				Rayons hydrauliques		
		a ₀	a ₁	a ₂	σ	b ₀	b ₁	σ
1	Ingoda – Dechoulan	-75060,44	92,72	0	12,3	-751,88	0,93	0,15
2	Ingoda – Oulioté	-112626,84	153,00	0	21,8	-491,42	0,67	0,30
3	Ingoda – Atamanovka	-86459,53	137,16	0	14,7	-401,92	0,64	0,16
4	Ingoda – Krasnoyaroovo	-90039,88	176,10	0	12,3	-243,48	0,48	0,15
5	Ohone – Verxhii Oulhoune	-117705,06	144,55	0	20,4	-606,64	0,74	0,28
6	Ohone – Bitaiv	-96563,73	130,21	0	21,6	-429,20	0,58	0,32
7	Ohone – Olavianaya	5058864,60	-53759,30	47,98	16,3	-638,34	1,14	0,35
8	Ohone – Chirone	-101662,70	201,75	0	20,2	-453,25	0,90	0,18
9	Chilka – Oust Ohone	-97550,98	197,17	0	13,9	-394,46	0,80	0,12
10	Chilka – Sretiensk	-142931,15	329,20	0	39,1	-399,80	0,92	0,11
11	Chilka – Chassovaya	-84611,04	242,70	0	14,4	-291,15	0,84	0,13
12	Argoune – Ouroupinskoe	-96375,84	270,62	0	16,4	-327,15	0,92	0,19
13	Amour – Pakrovka	-125852,59	417,83	0	16,6	-259,96	0,86	0,09
14	Amour – Djalinda	-116319,39	466,14	0	15,5	-221,20	0,89	0,08
15	Amour – Cherniaev	-101381,15	513,30	0	14,2	-175,81	0,89	0,10
16	Amour – Koumara	-100838,13	629,32	0	13,0	-139,46	0,87	0,12

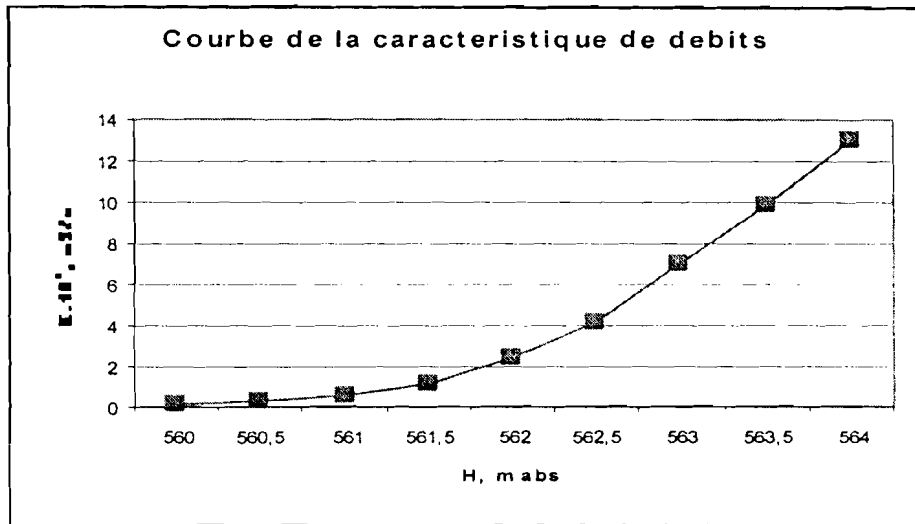
Figure 9 : Courbes de la caractéristique des débits aux stations de calcul du système hydrographique du bassin Supérieur du fleuve Amour.



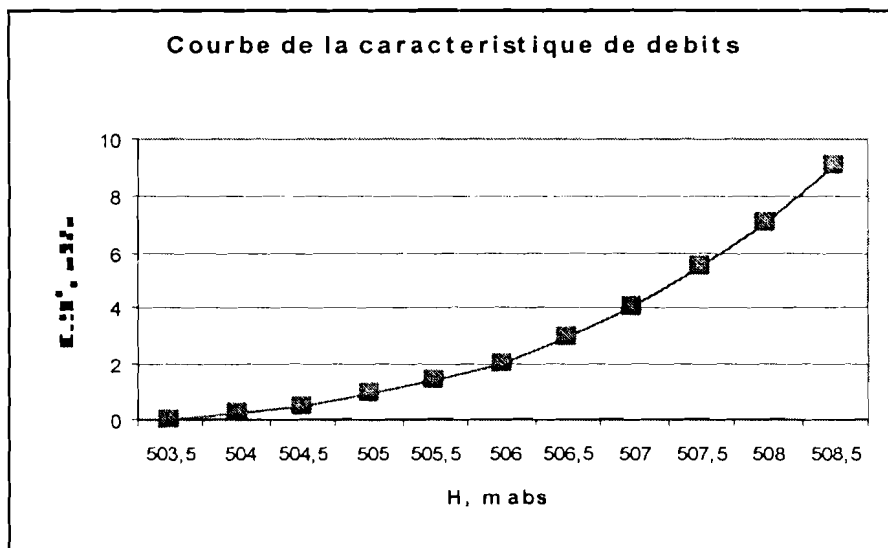
a) Fleuve Amour - Station Pakrovka



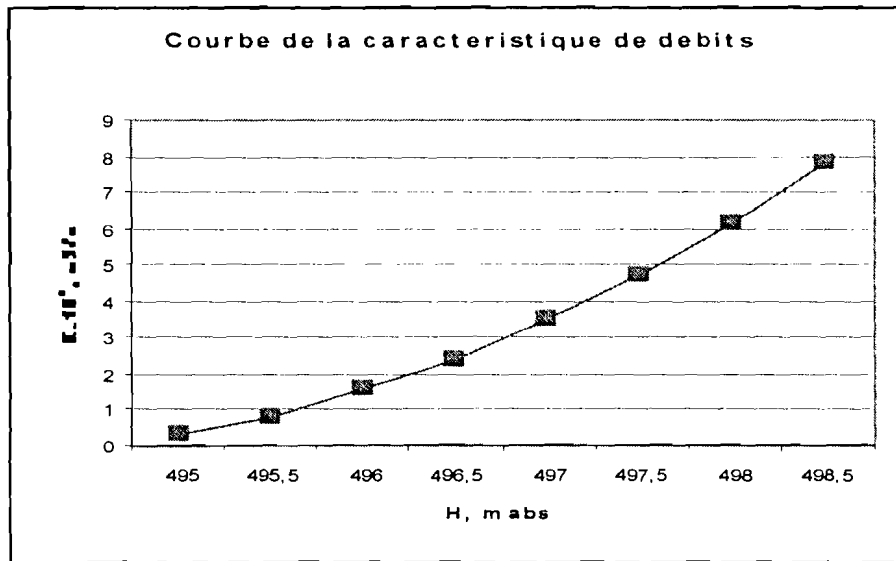
b) Fleuve Amour - Station Djalinda



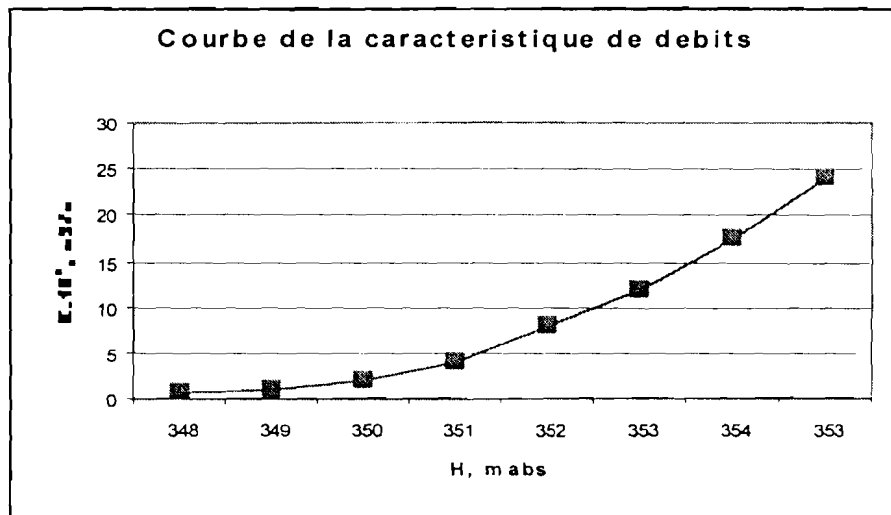
c) Fleuve Oxone - Station Olovianaya



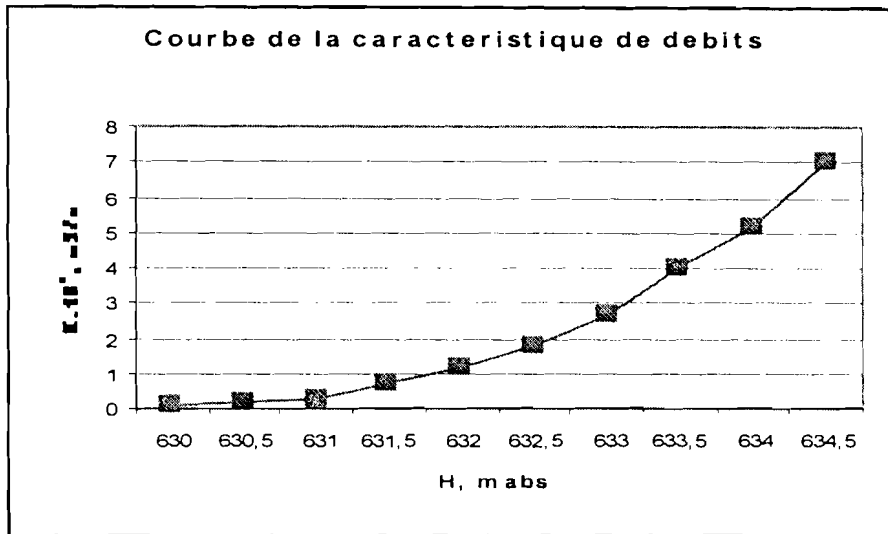
d) Fleuve Oxone - Chirone



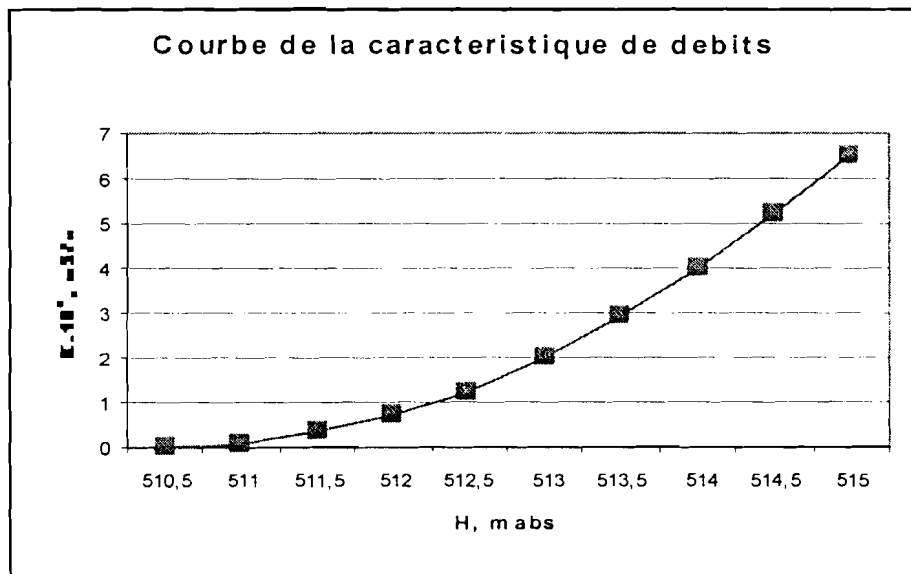
e) Fleuve Chilka - Station Ous-Oxone



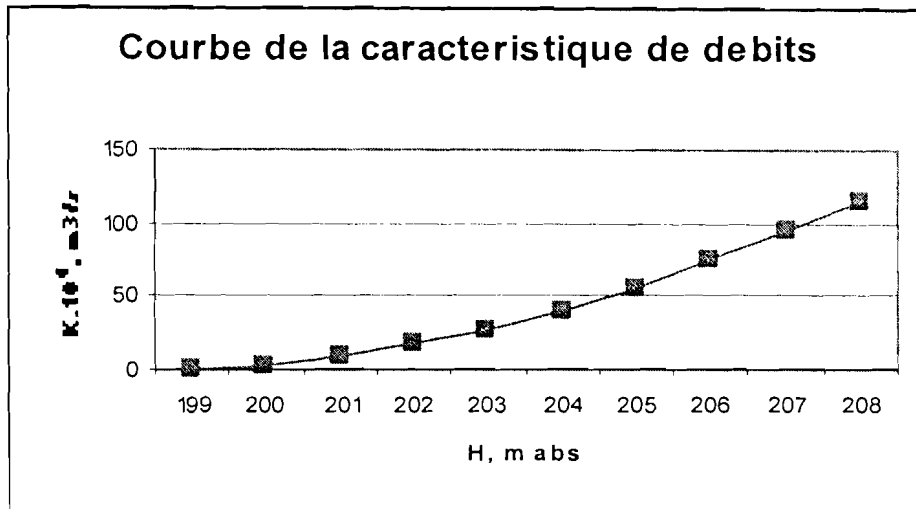
f) Fleuve Chilka - Station Chassovaya



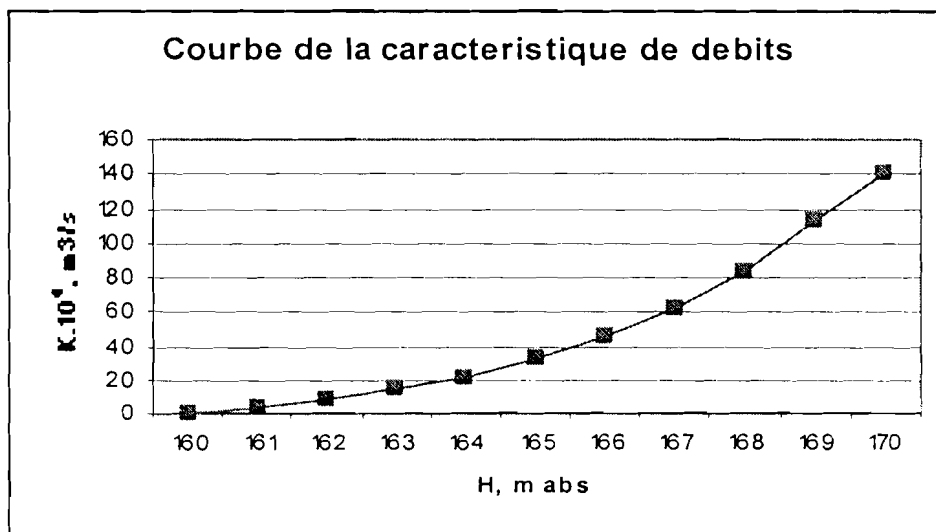
g) Fleuve Ingoda - Station Atamanovka



h) Fleuve Ingoda - Station Krasnayarova

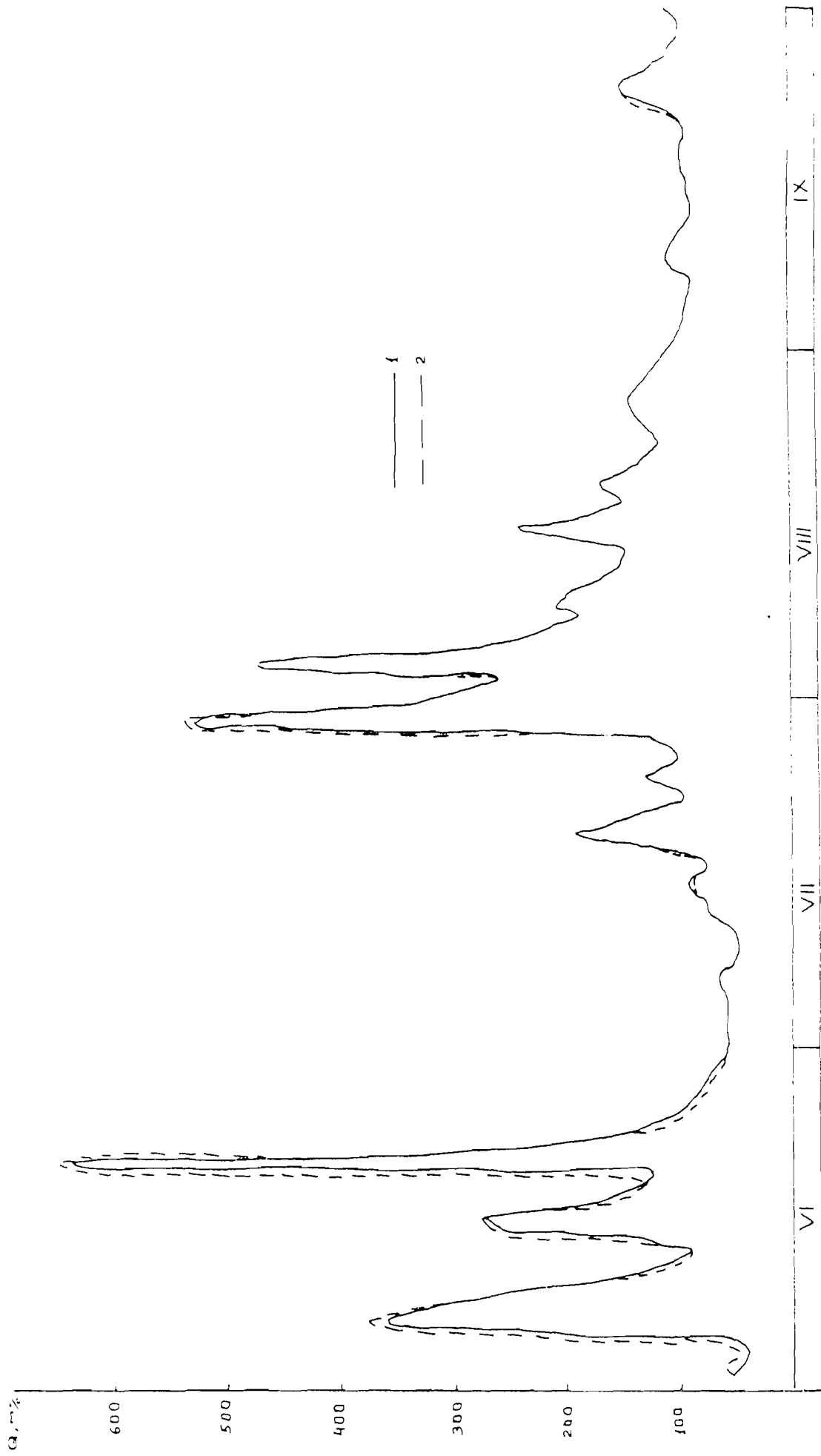


i) Fleuve Amour - Station Chernyaevo

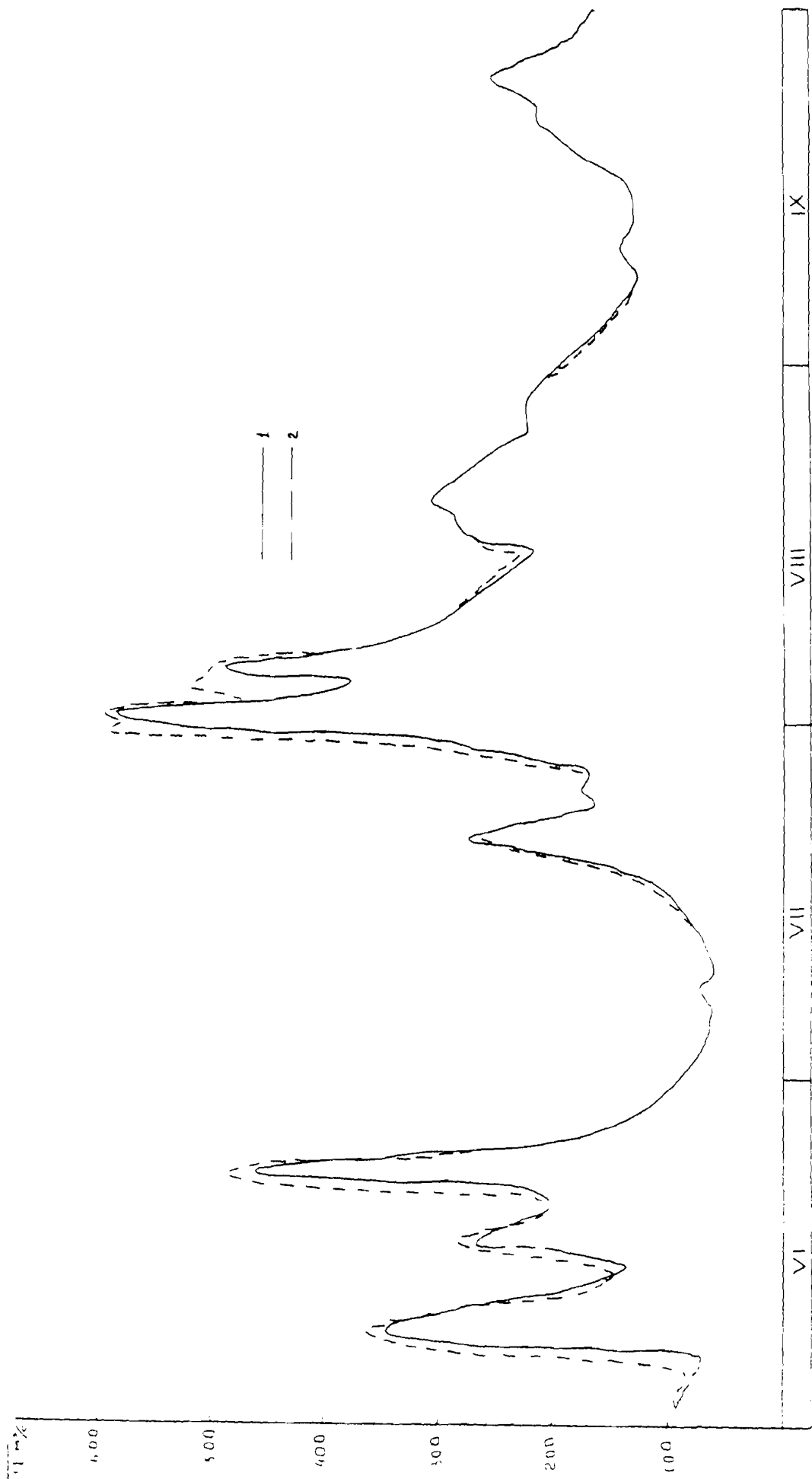


j) Fleuve Amour - Station Koumara

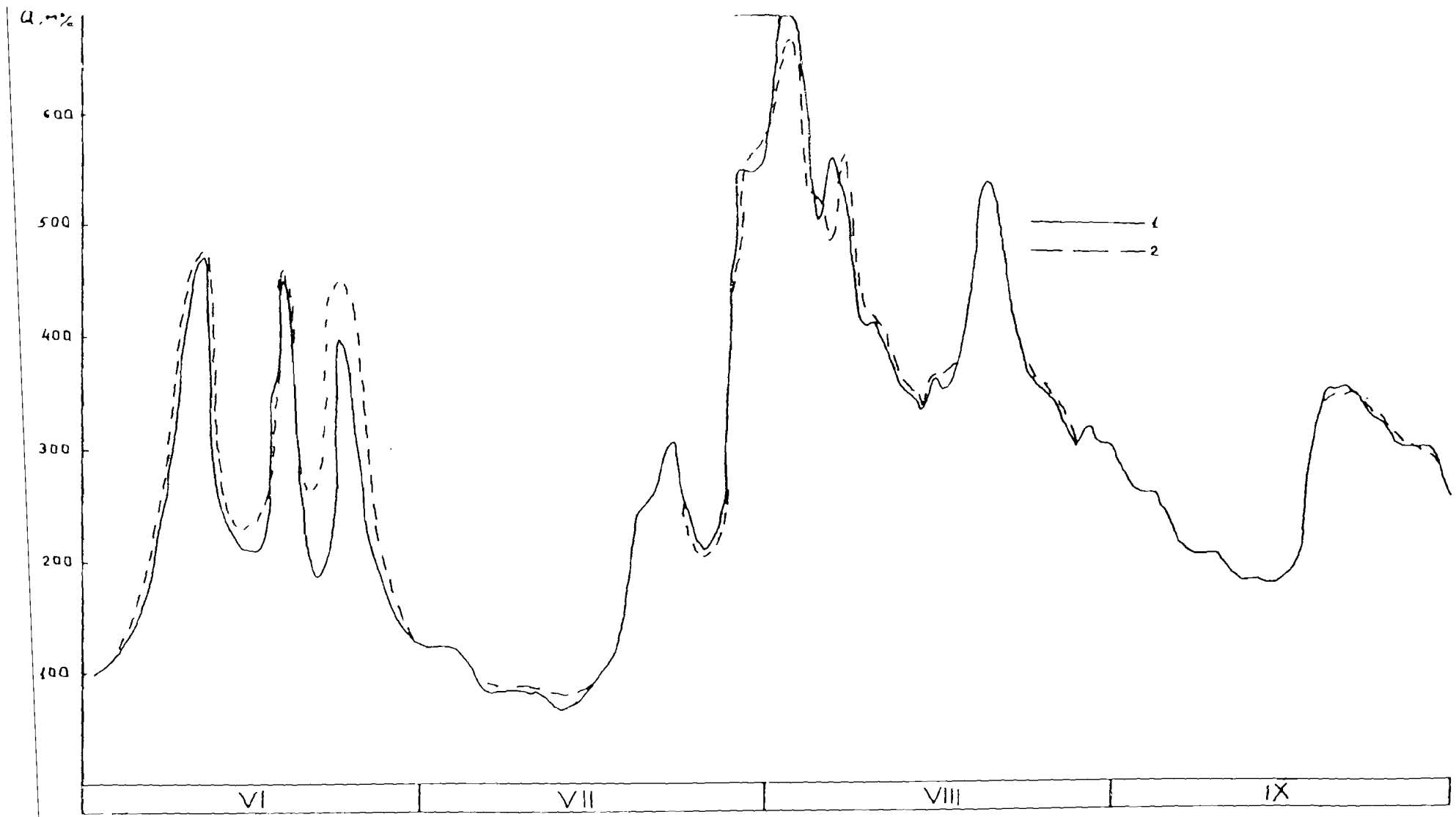
Figure 10 : Comparaison de l'hydrogramme mesuré (1) et de celui calculé (2) aux stations de calcul du système hydrographique du bassin Supérieur du fleuve Amour.



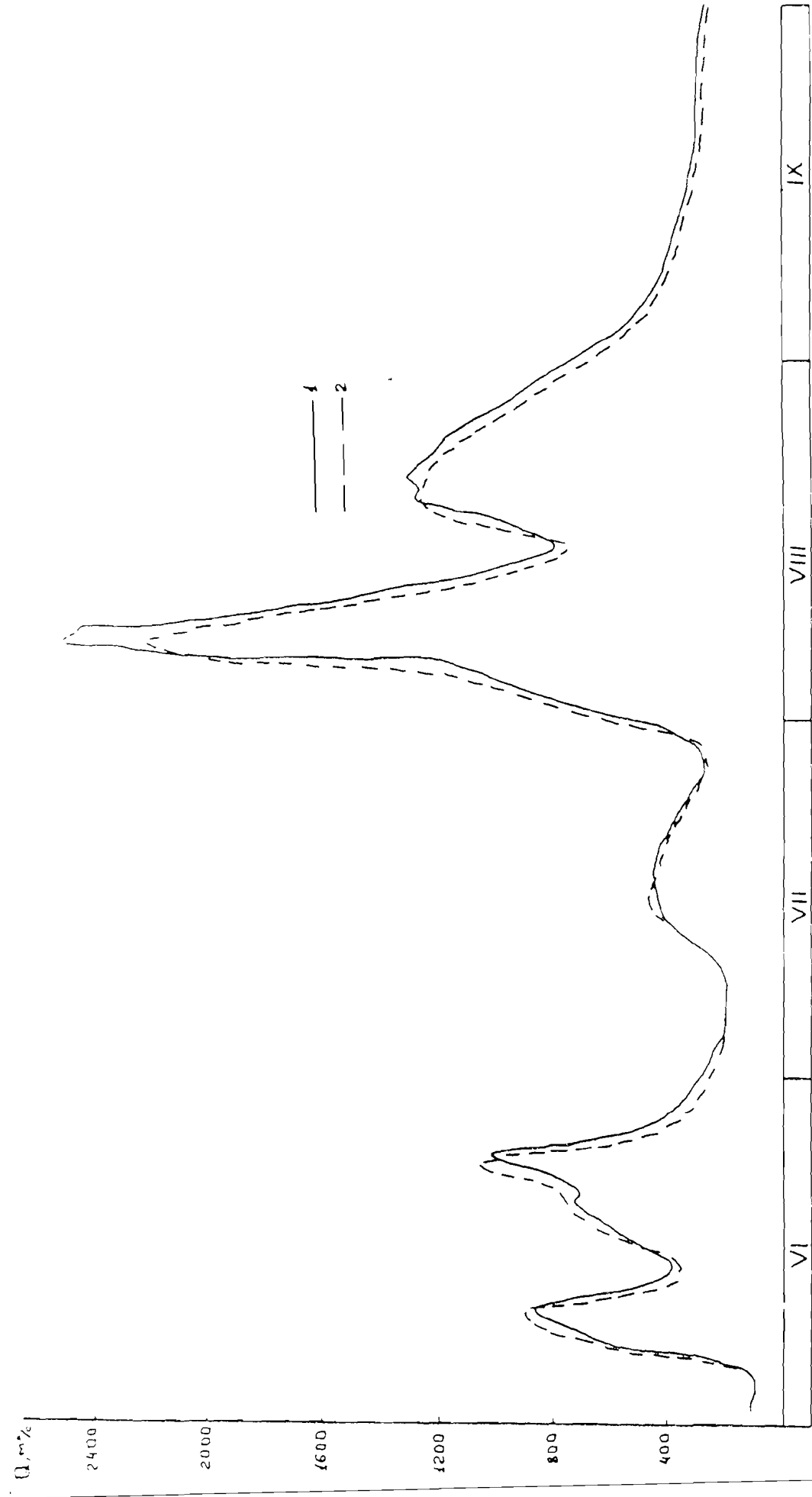
a) Crue 1959 sur le fleuve Ingoda à la station Oulete



b) Crue 1959 sur le fleuve Ingoda à la station Atamonovka



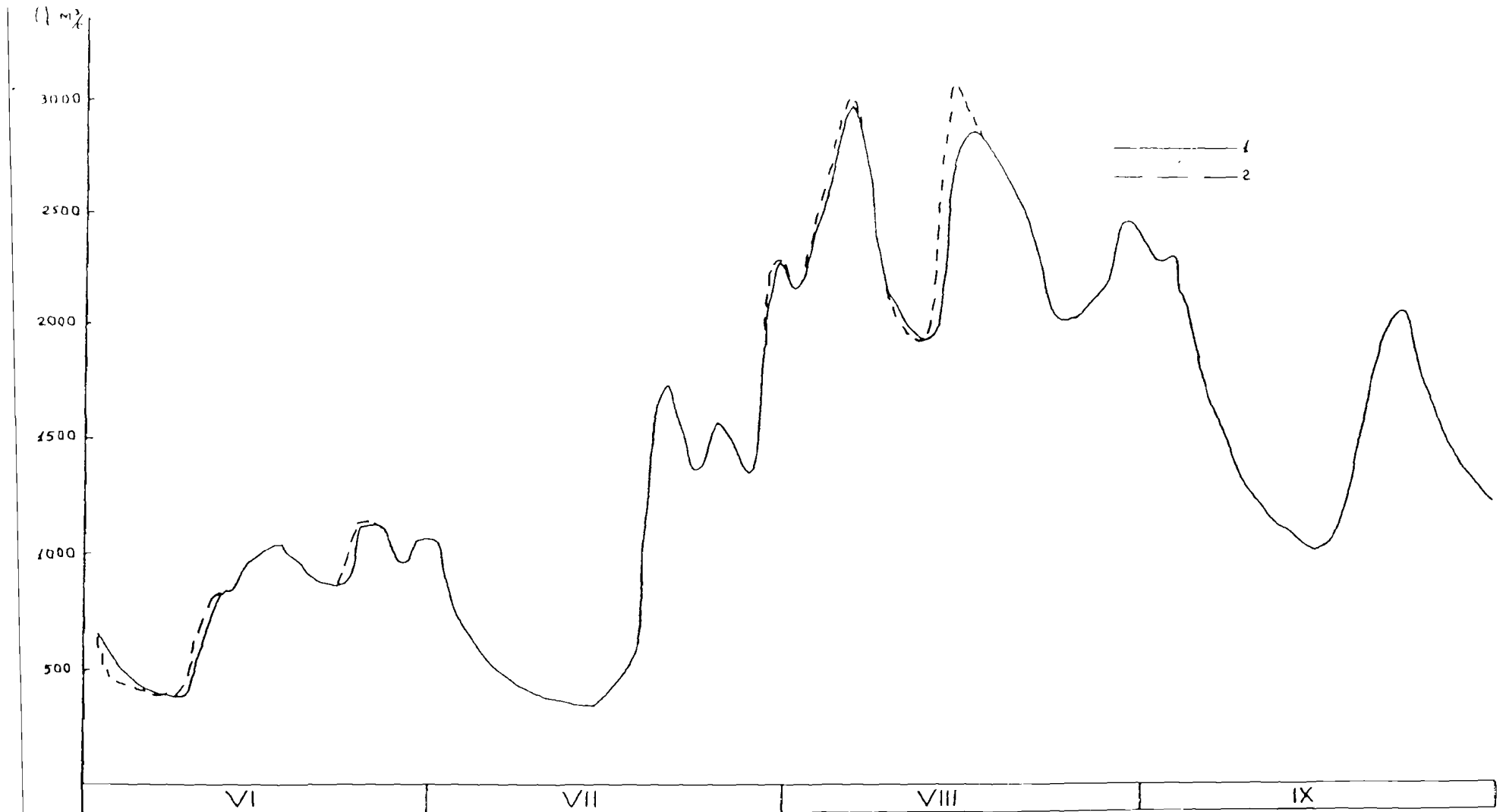
c) Crue 1959 sur le fleuve Ingoda à la station Krasnyarovo



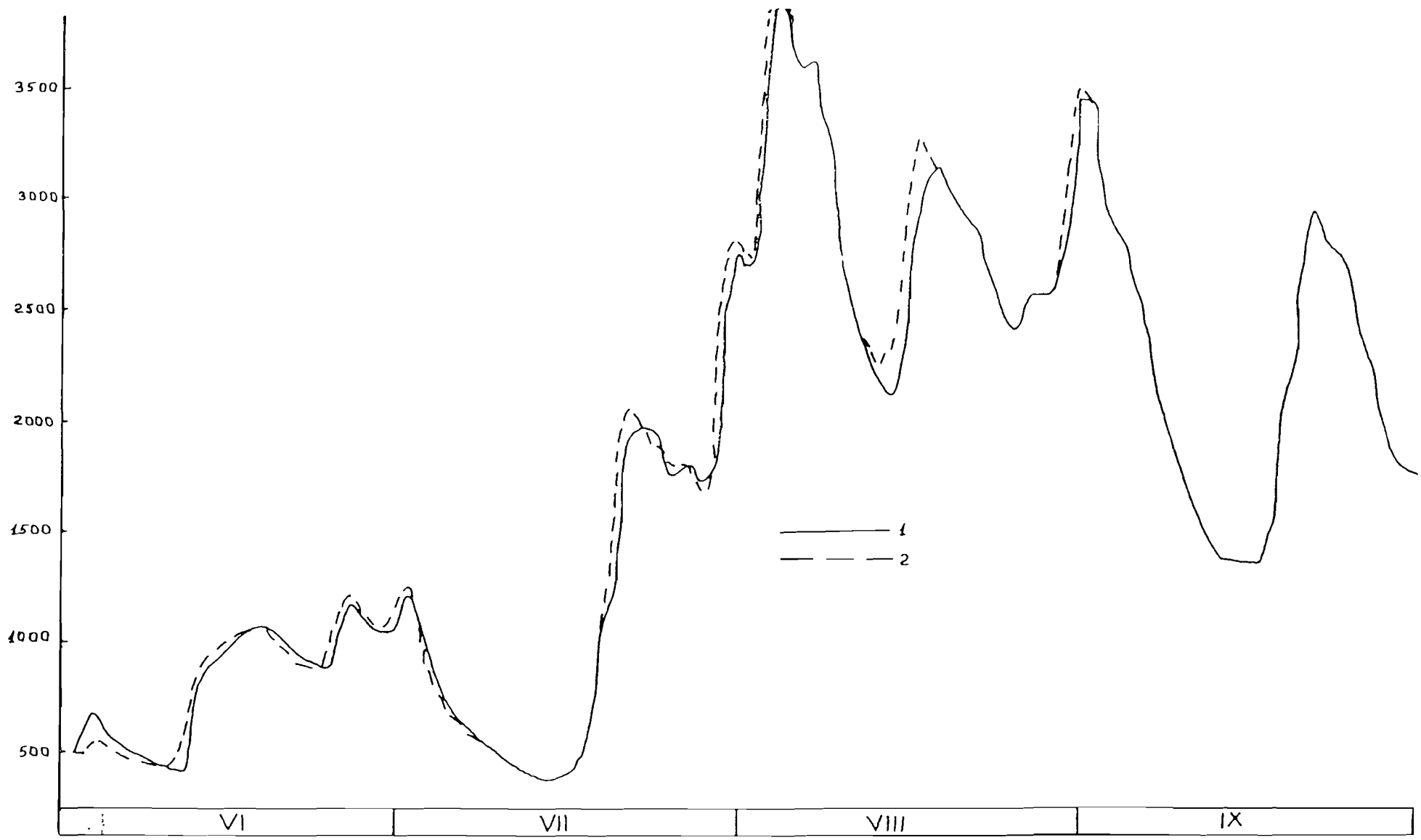
d) Crue 1959 sur le fleuve Oxone à la station Bitev



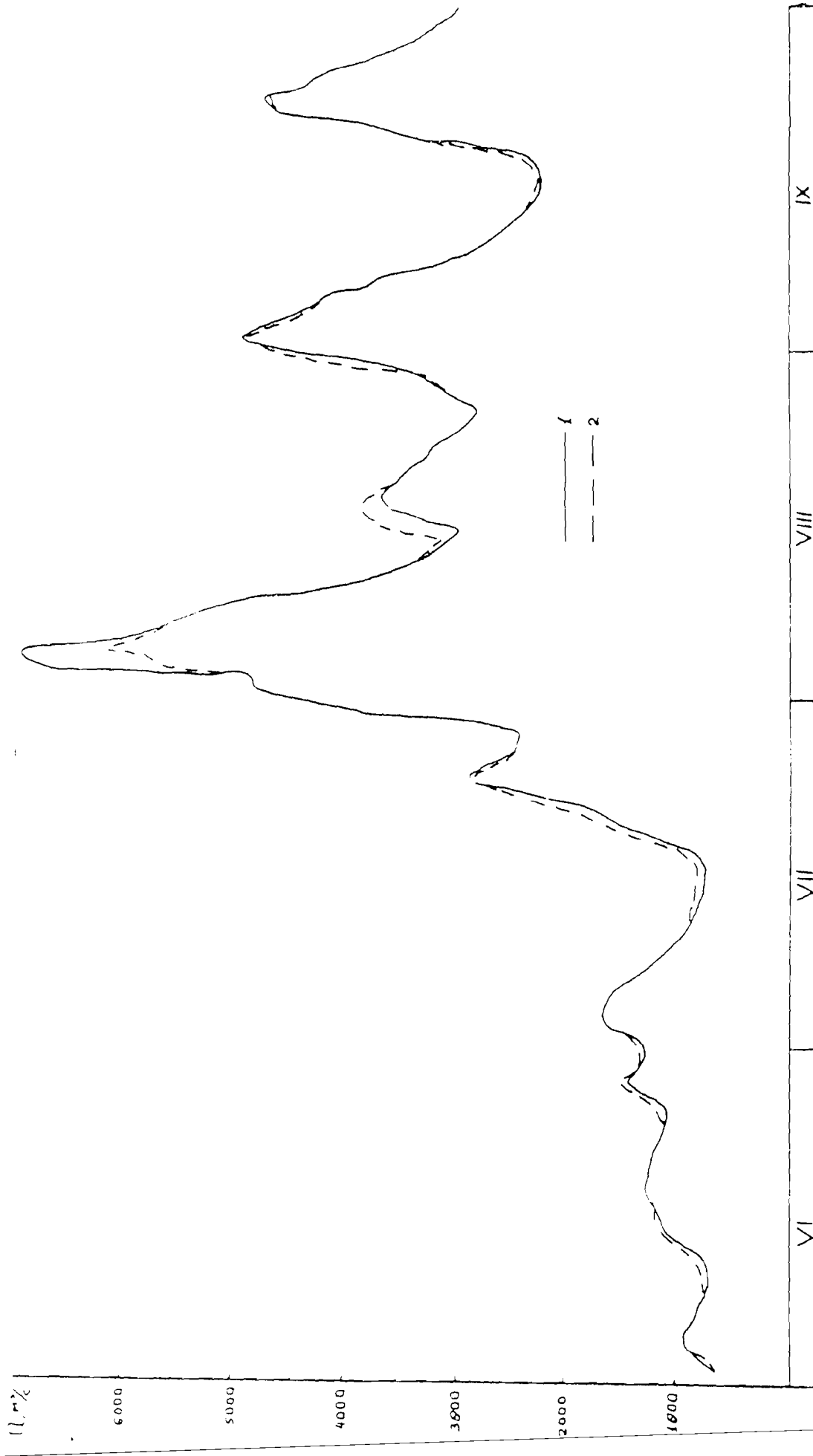
e) Crue 1959 sur le fleuve Chilka à la station Ous-Oxone



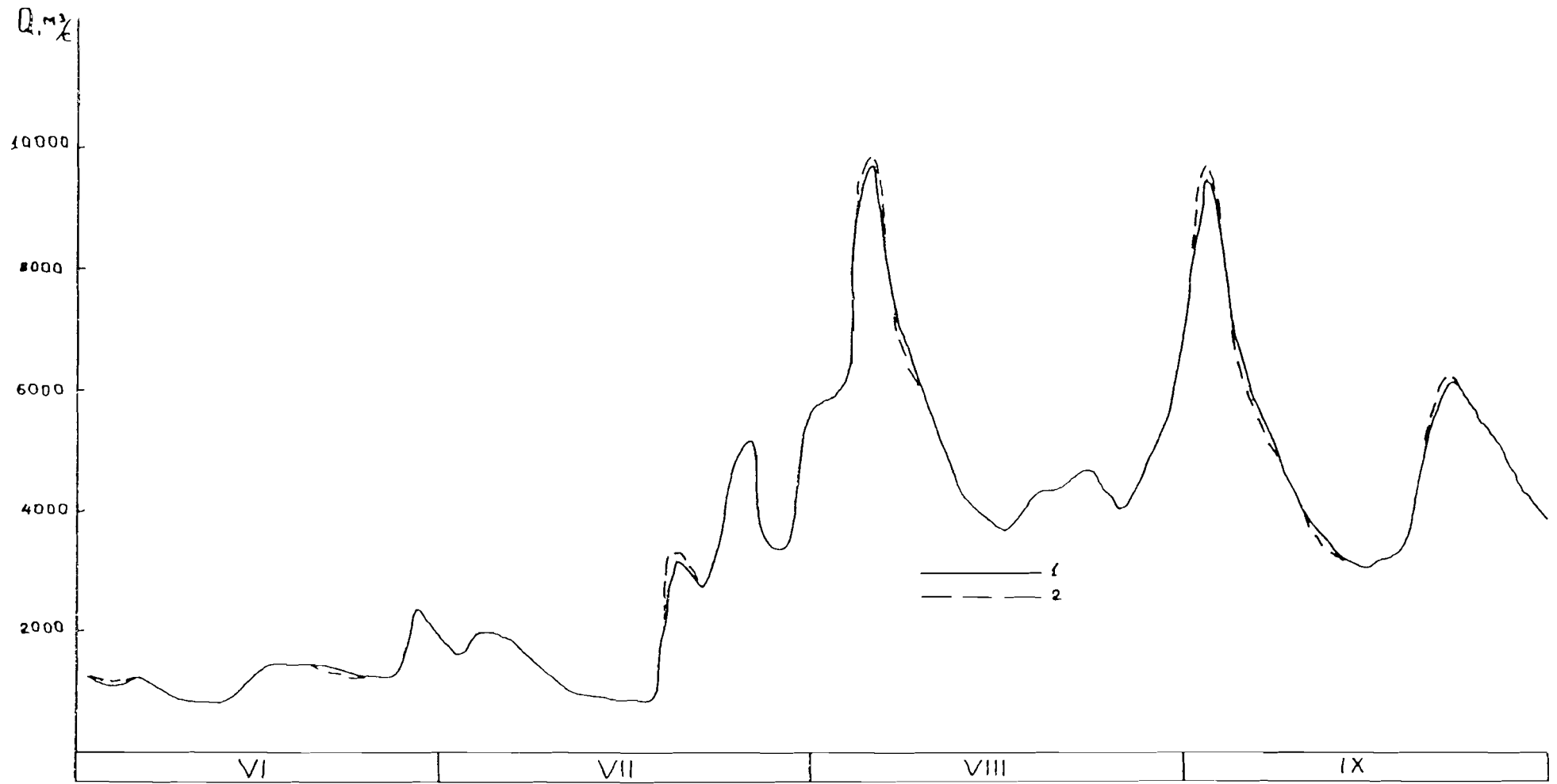
f) Crue 1959 sur le fleuve Chilka à la station Sretienks



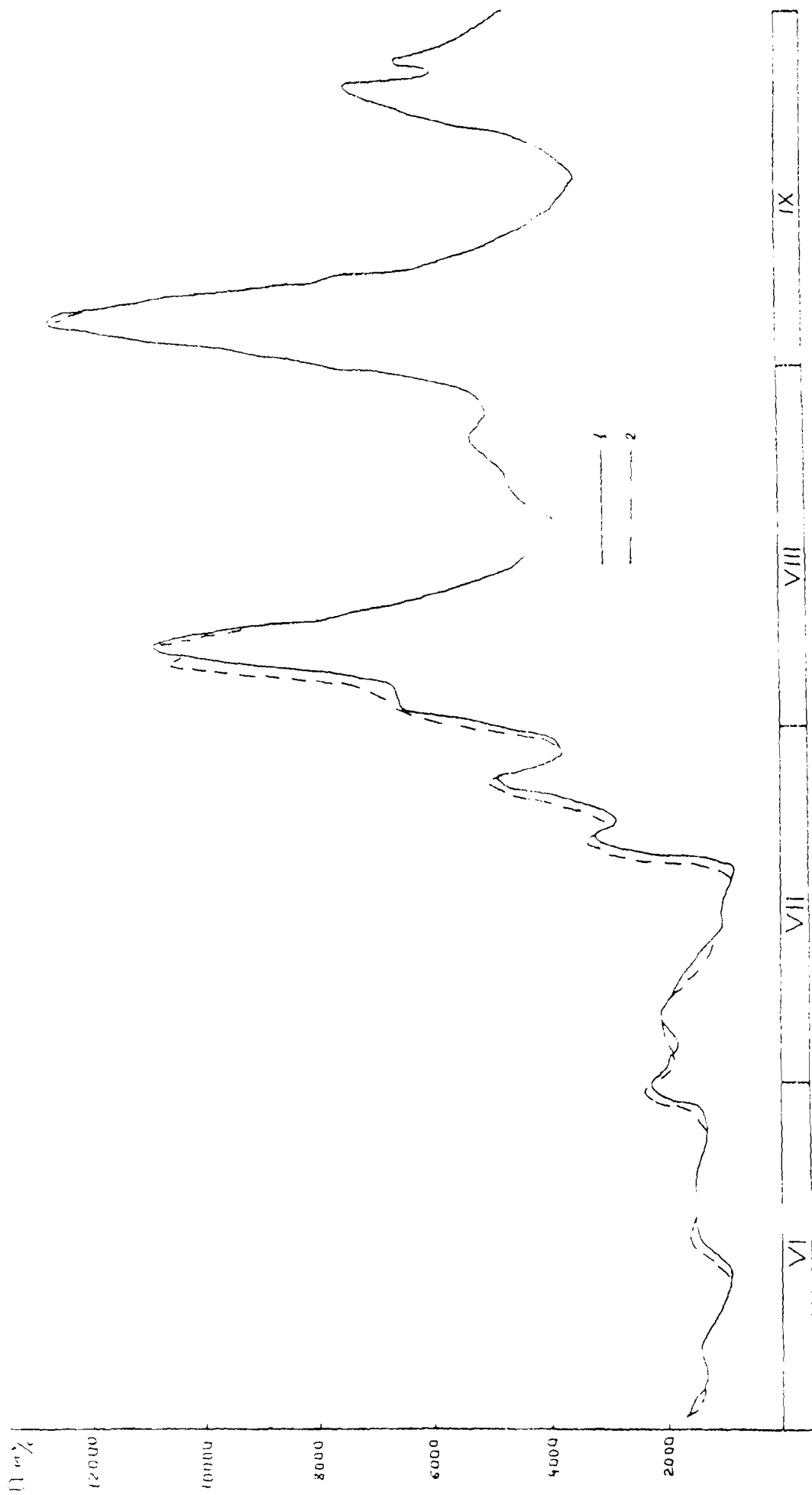
g) Crue 1959 sur le fleuve Chilka à la station Chassovaya



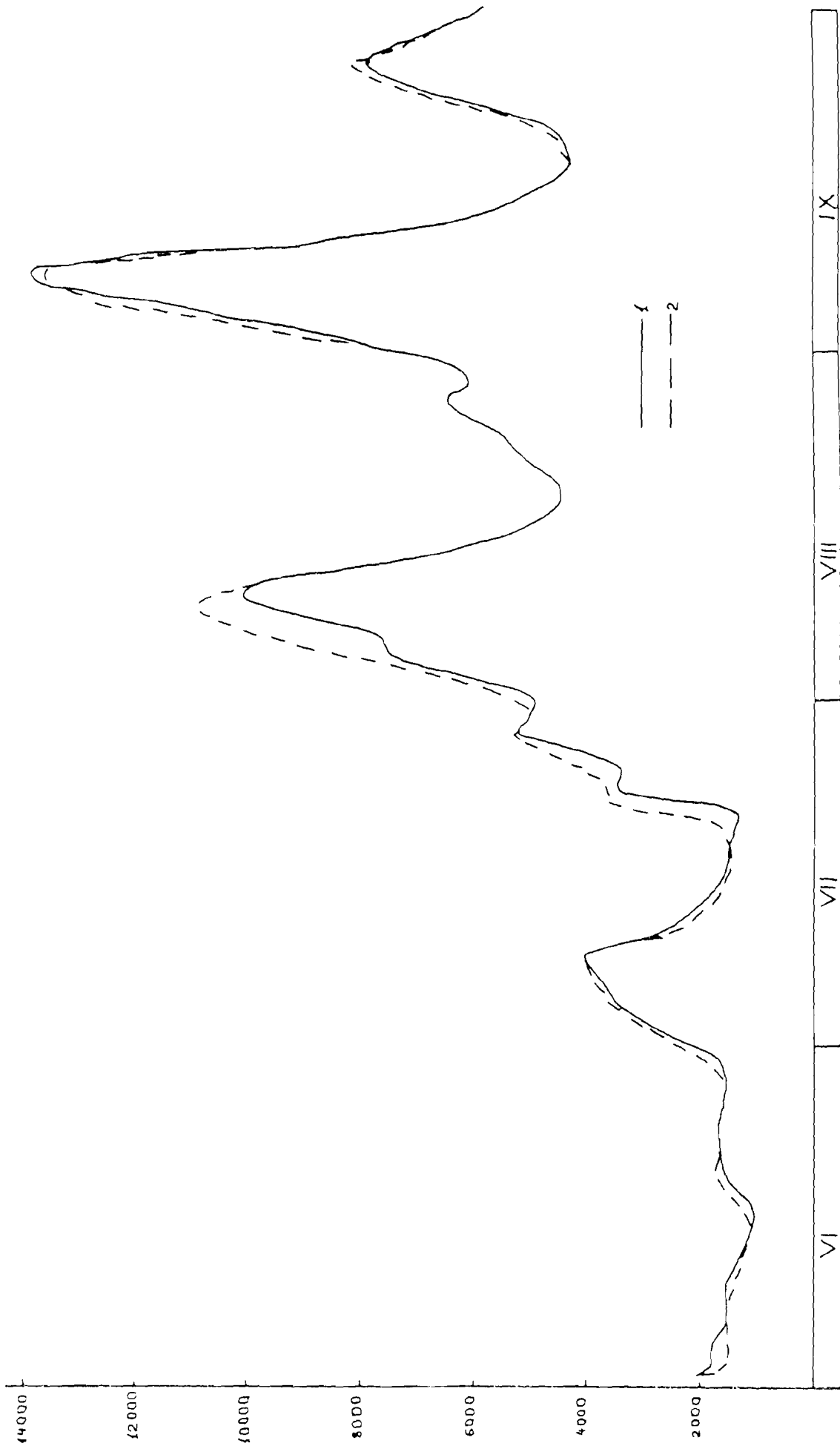
h) Crue 1959 sur le fleuve Amour à la station Pakrovka



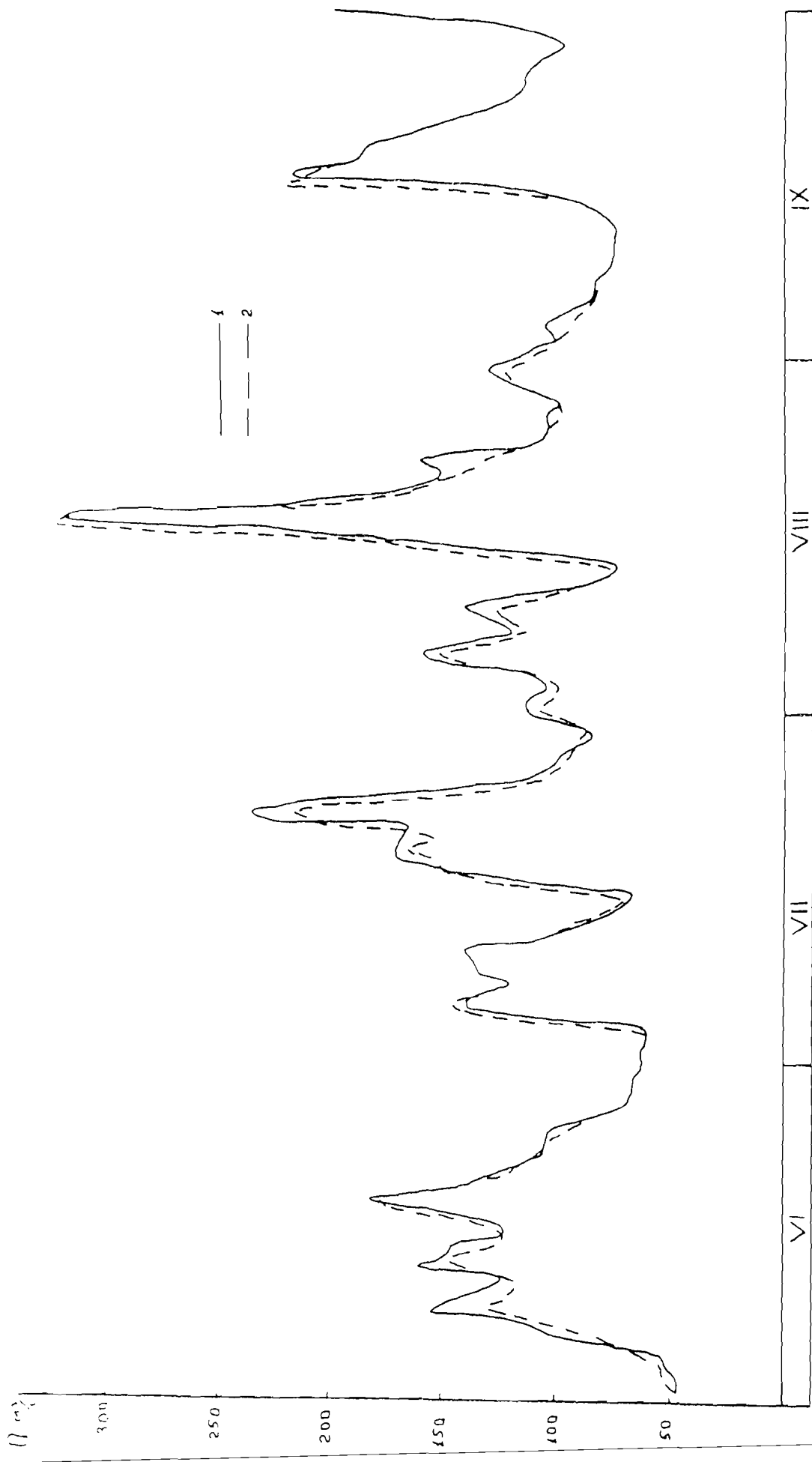
i) Crue 1959 sur le fleuve Amour à la station Djalinda



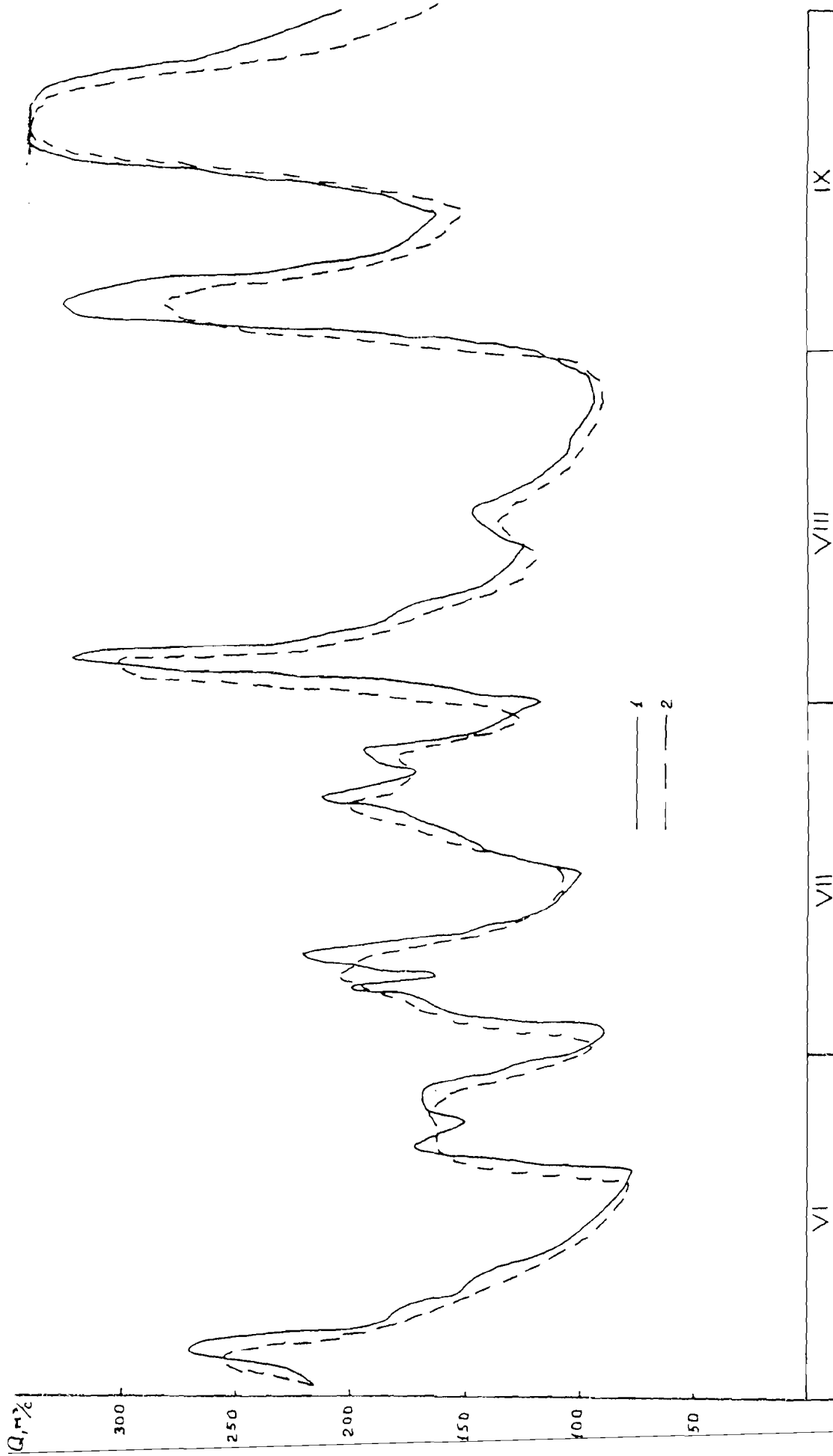
j) Crue 1959 sur le fleuve Amour à la station Chernyaevo



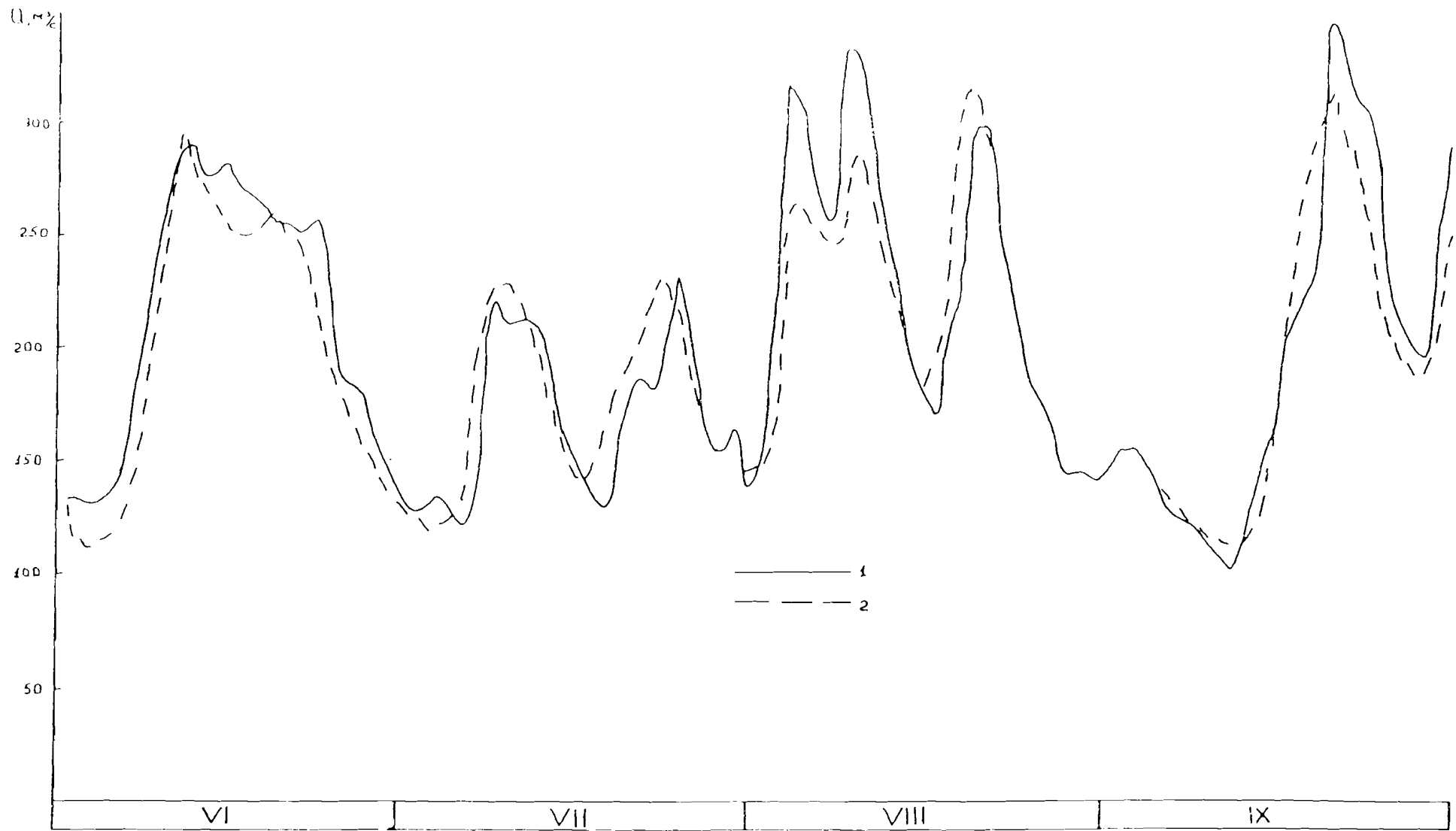
k) Crue 1959 sur le fleuve Amour à la station Koumara



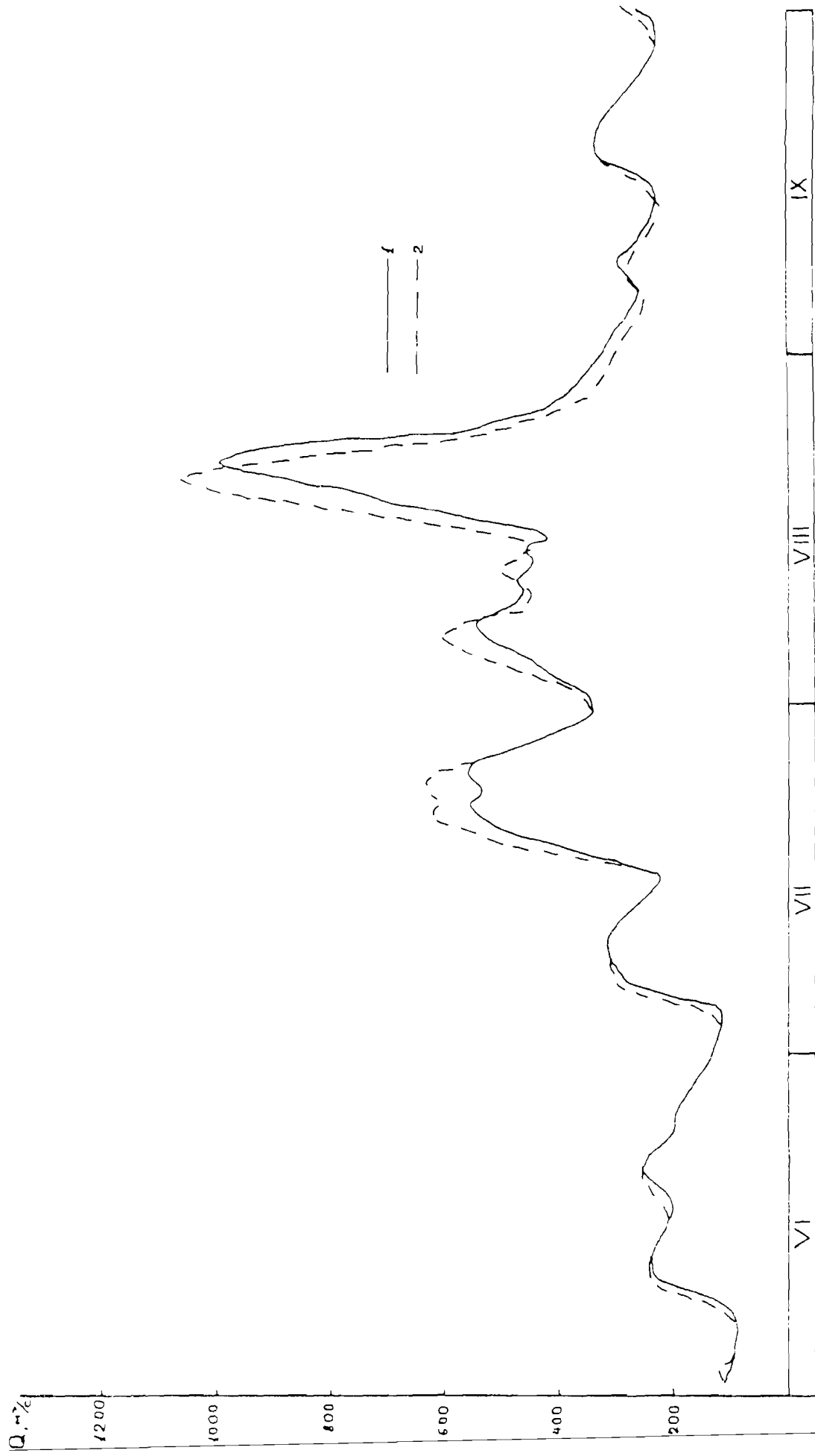
1) Crue 1960 sur le fleuve Ingoda à la station Oulete



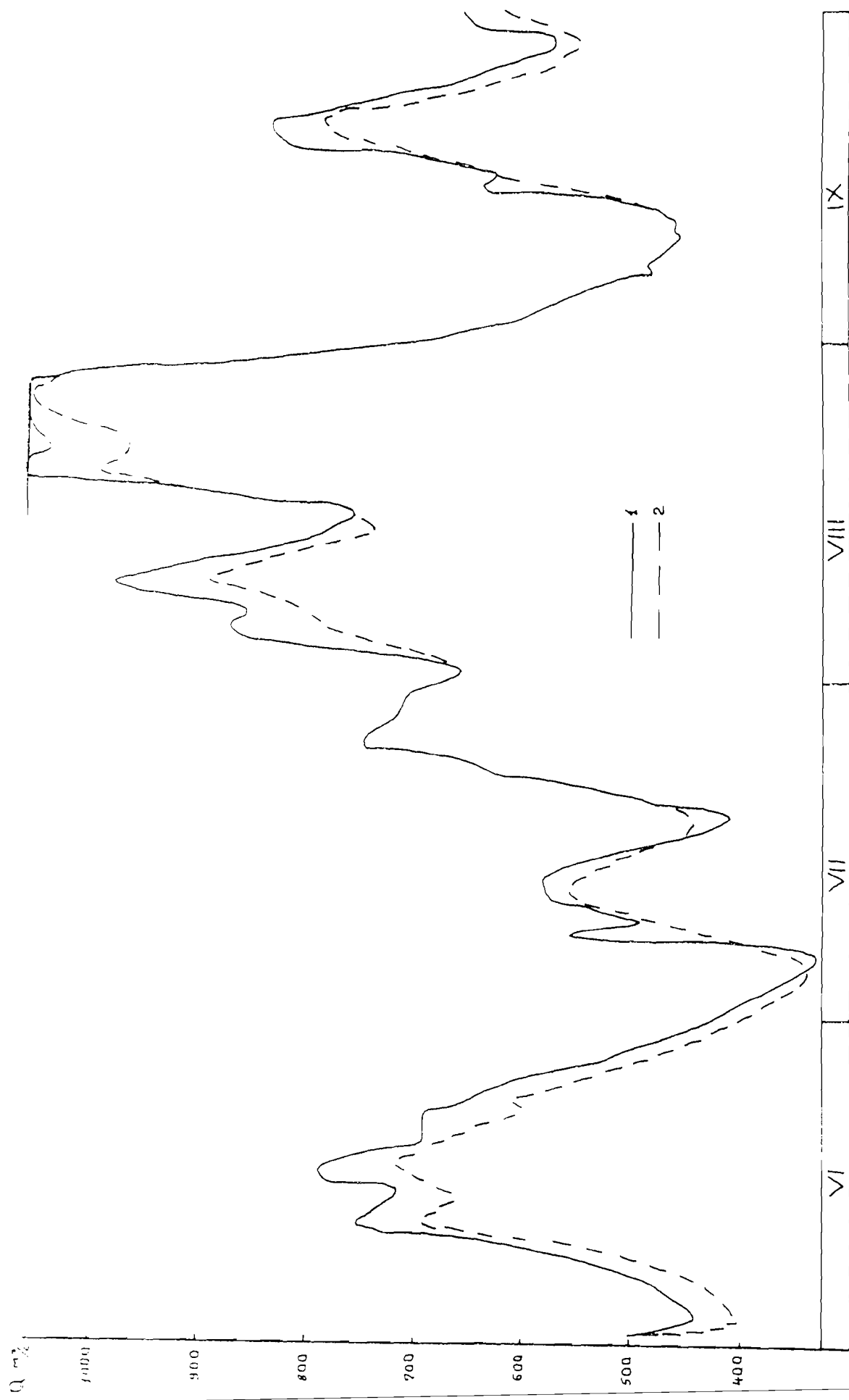
m) Crue 1960 sur le fleuve Ingoda à la station Atamanovka



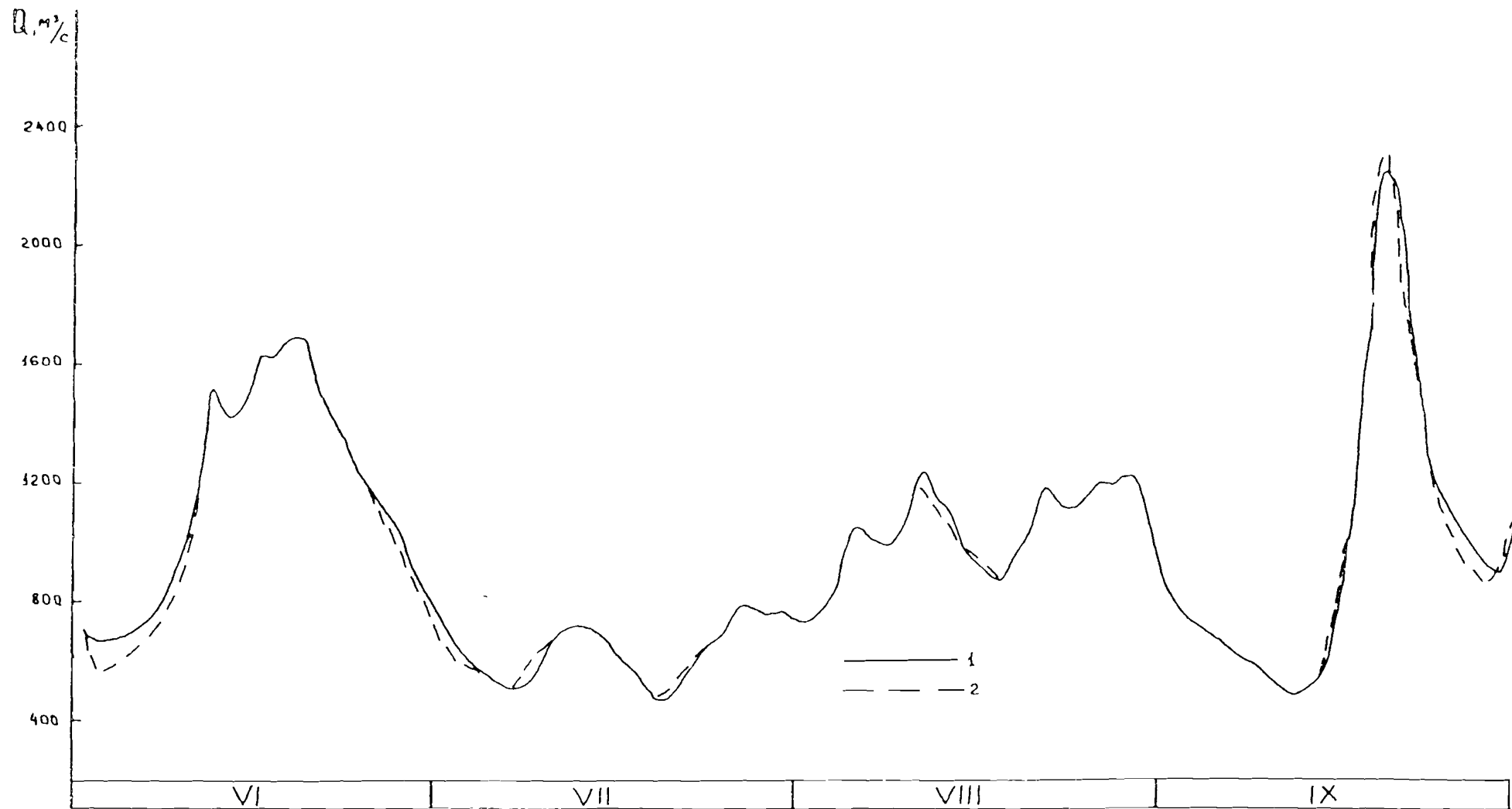
n) Crue 1960 sur le fleuve Ingoda à la station Krasnayarovo



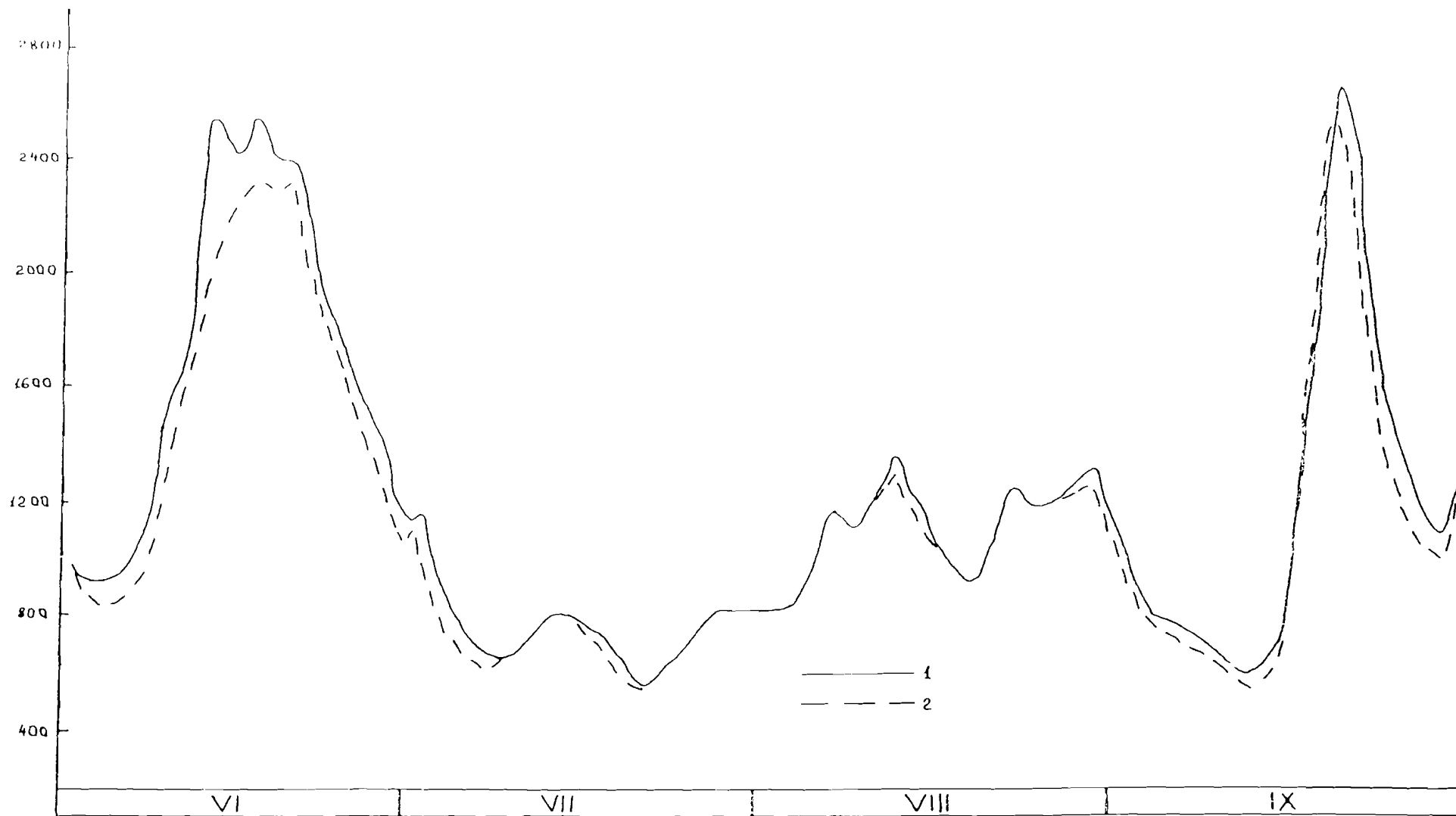
o) Crue 1960 sur le fleuve Oxone à la station Bitev



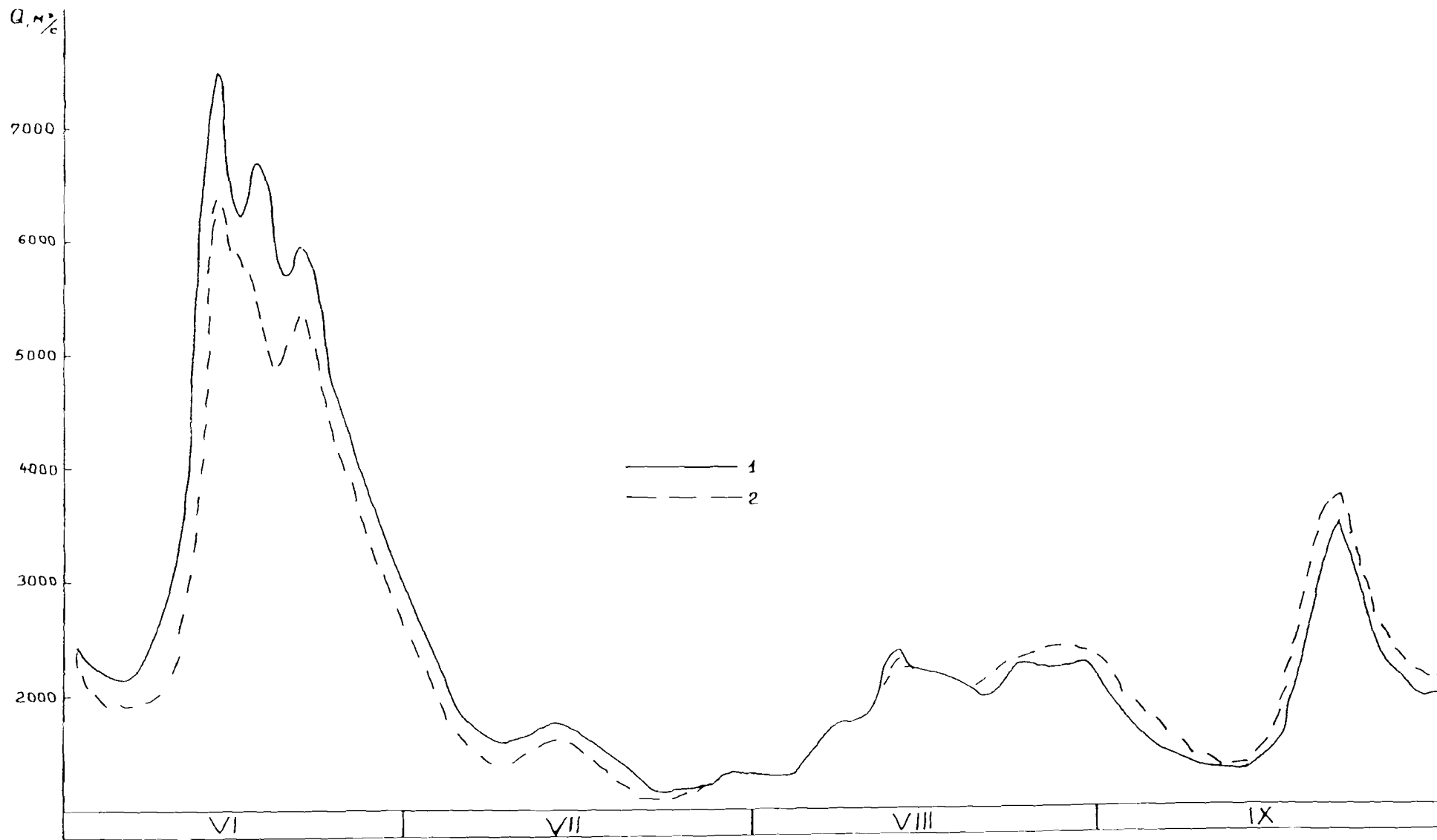
p) Crue 1960 sur le fleuve Chilka à la station Ous-Oxone



q) Crue 1960 sur le fleuve Chilka à la station Sretensk



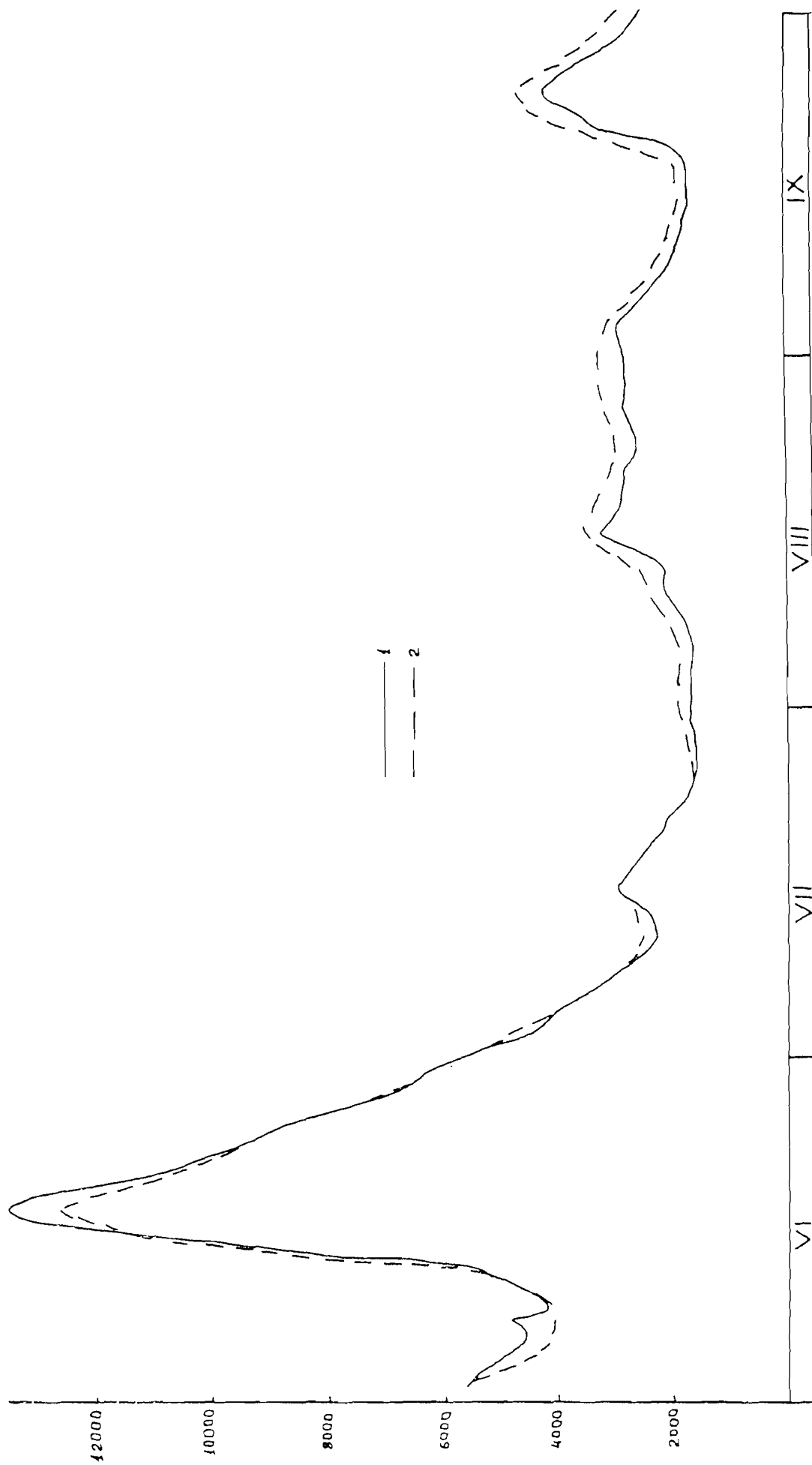
r) Crue 1960 sur le fleuve Chilka à la station Chassovaya



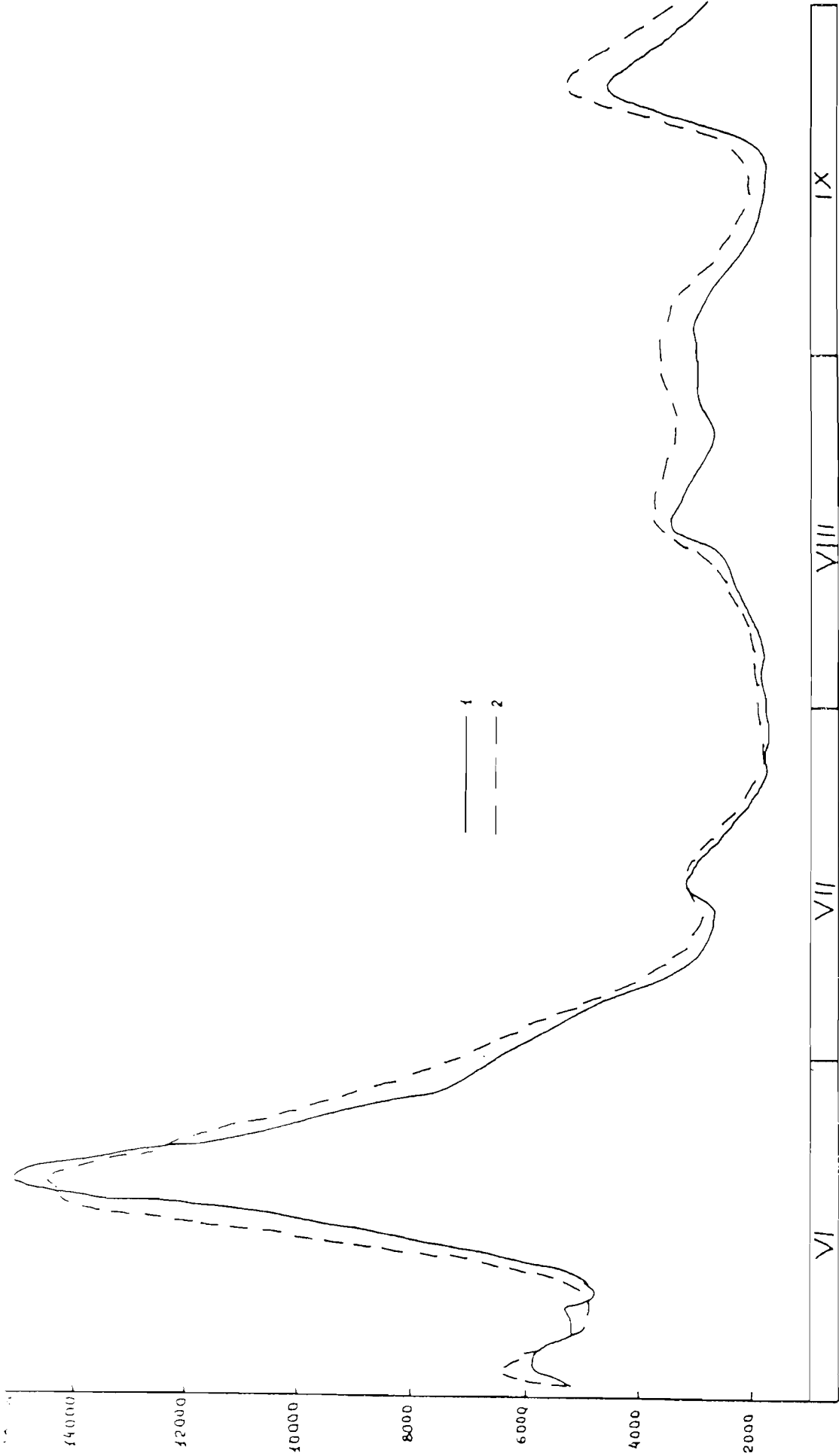
s) Crue 1960 sur le fleuve Amour à la station Pakrovka



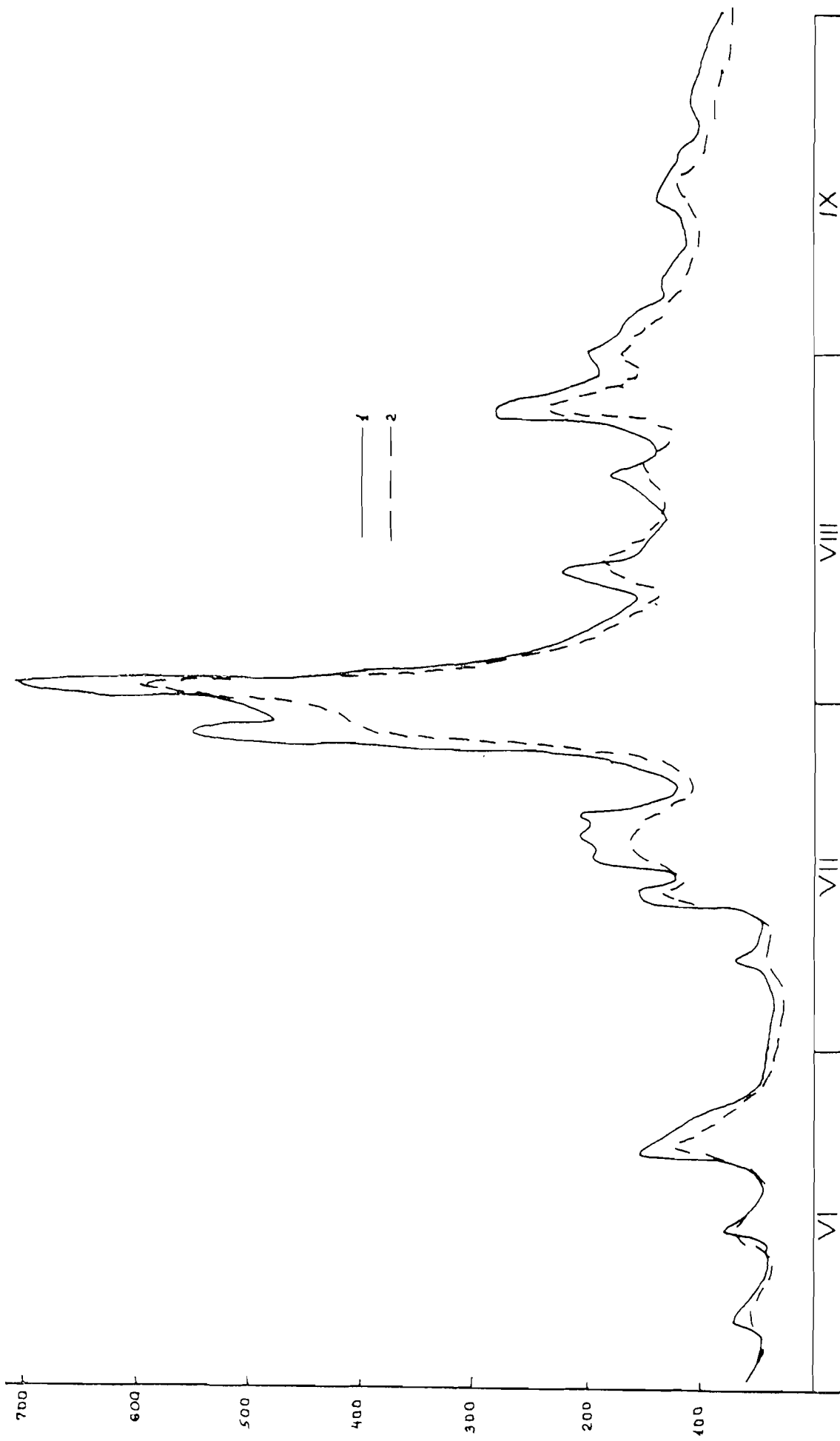
1) Crue 1960 sur le fleuve Amour à la station Djalinda



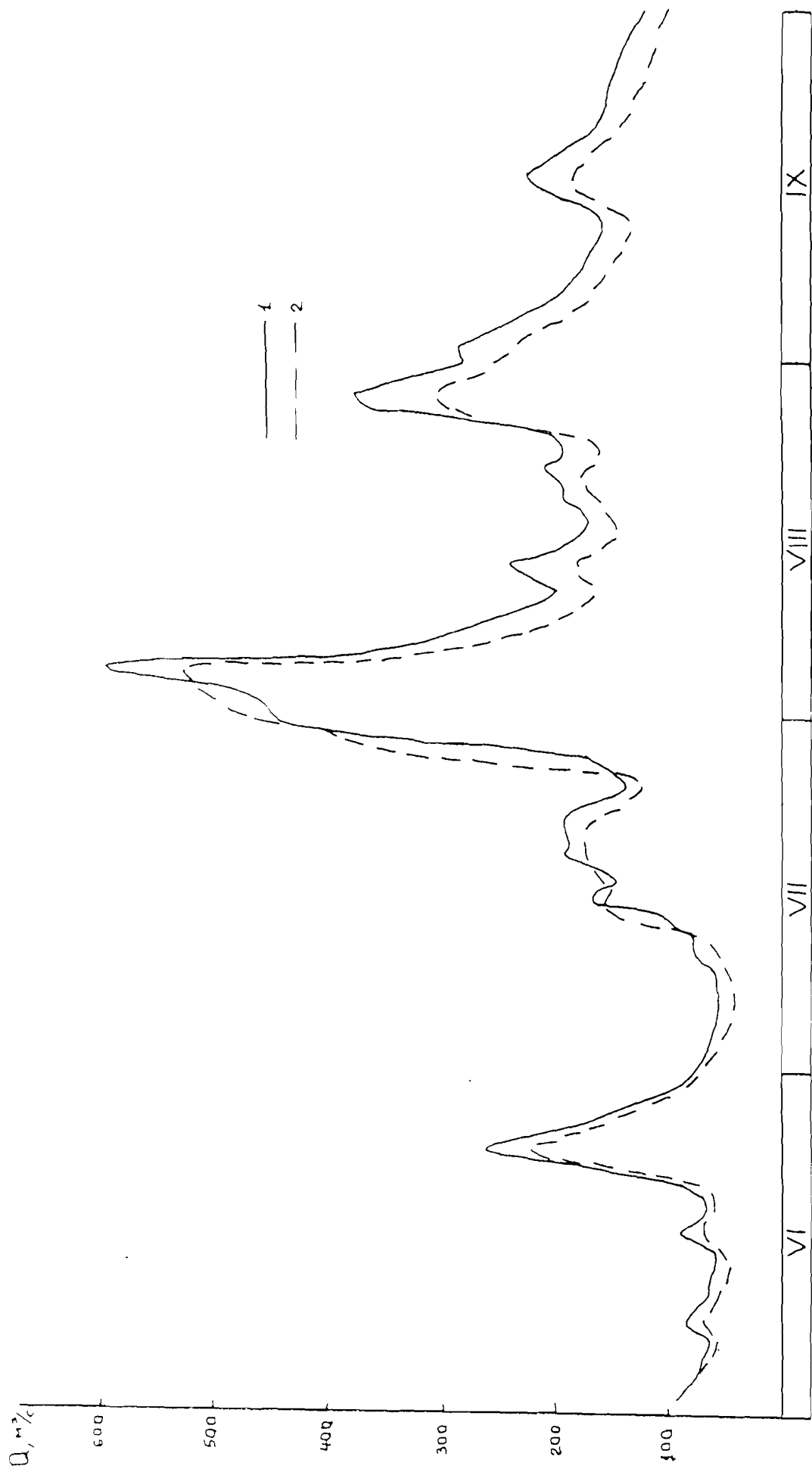
u) Crue 1960 sur le fleuve Amour à la station Chemyaovo



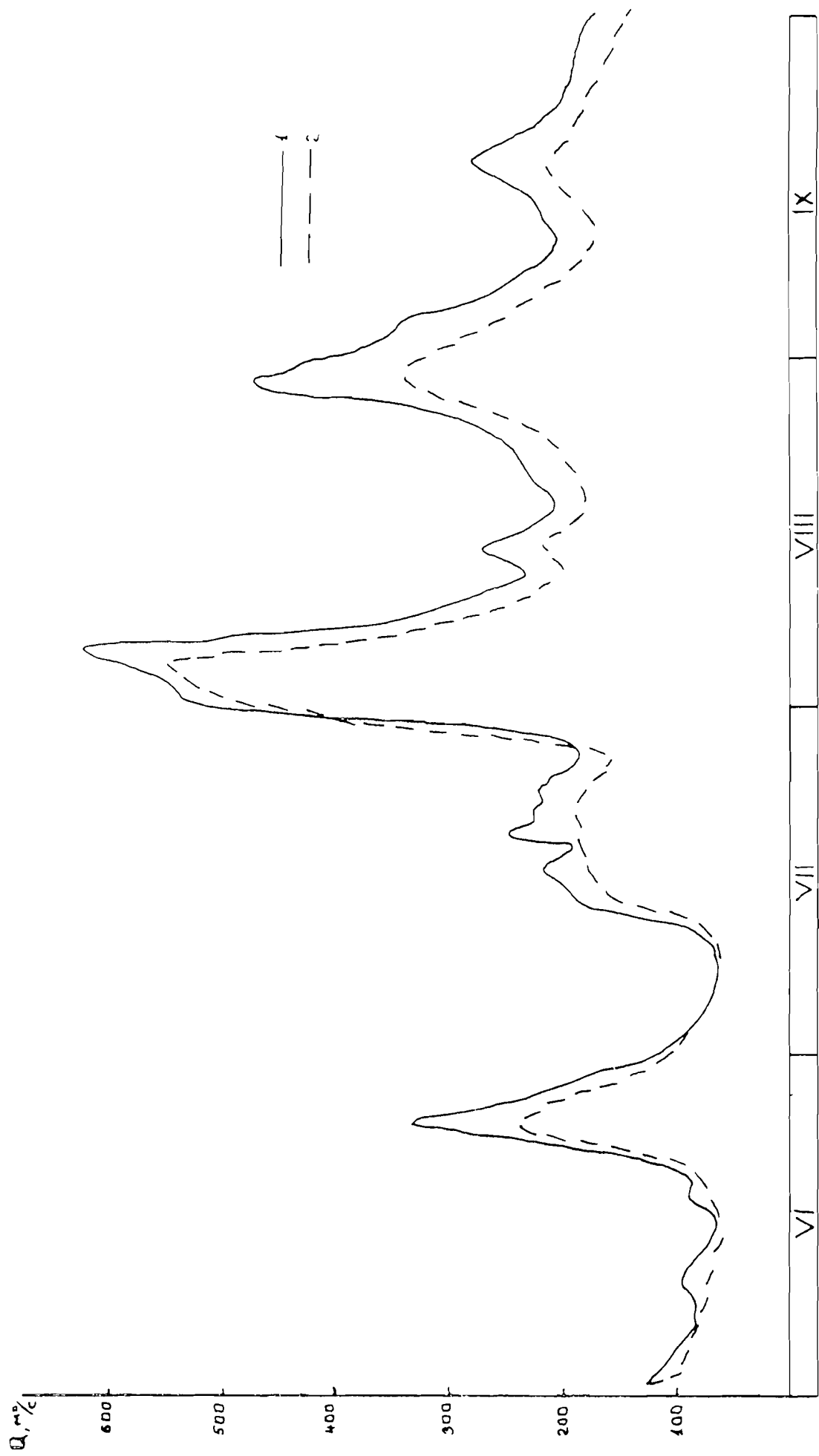
v) Crue 1960 sur le fleuve Amour à la station Koumara



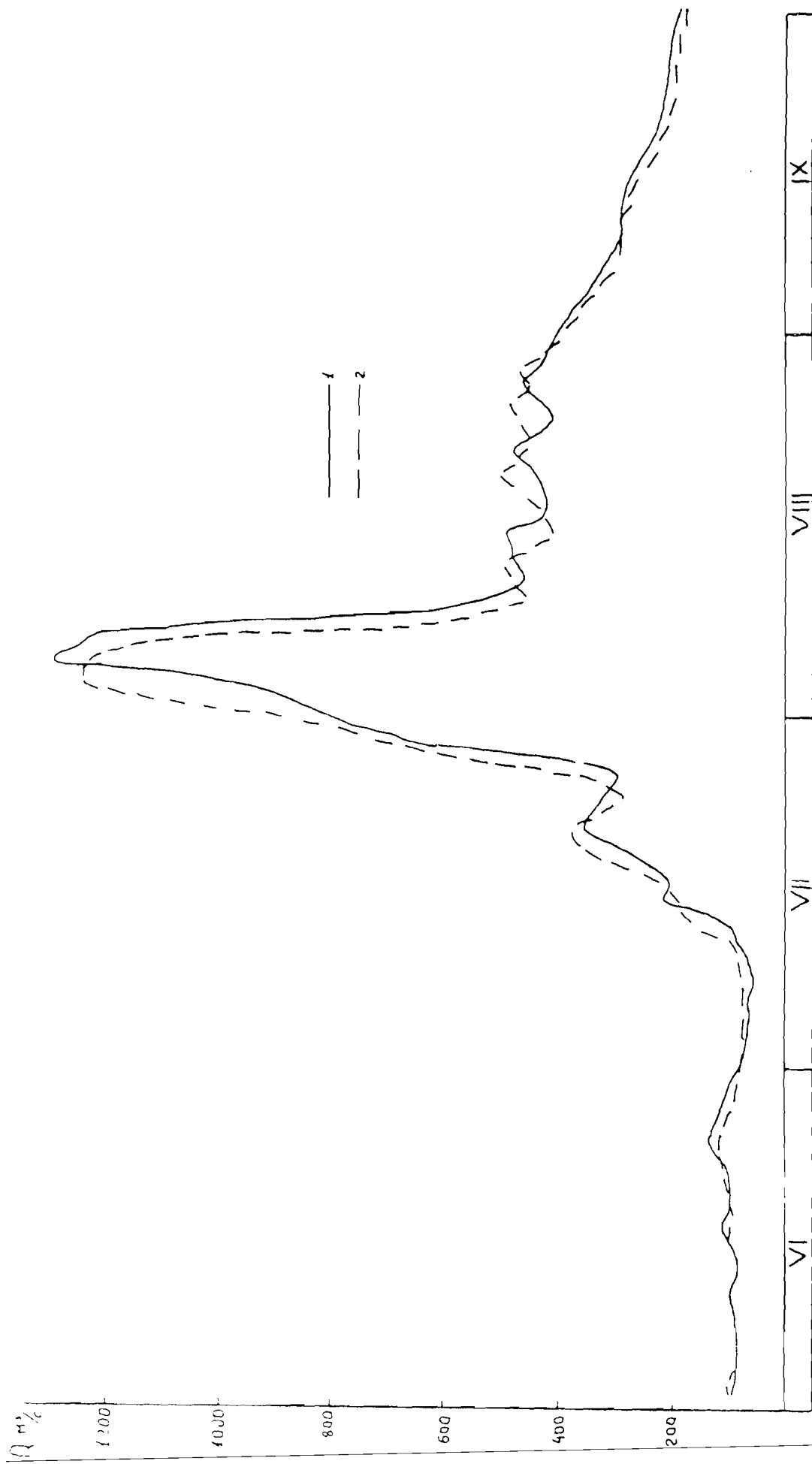
w) Crue 1961 sur le fleuve Ingoda à la station Oulete



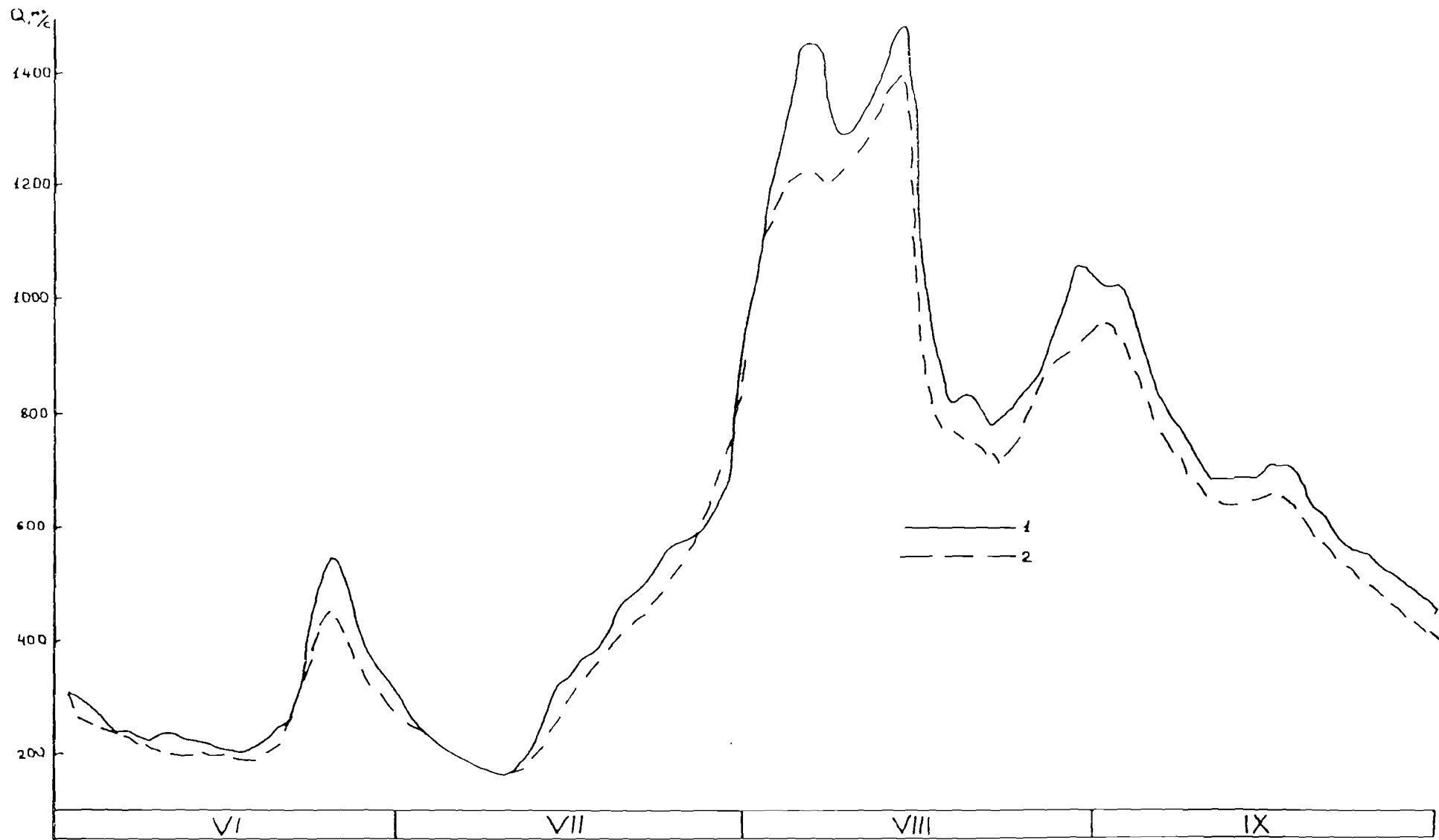
x) Crue 1961 sur le fleuve Ingoda à la station Atamanovka



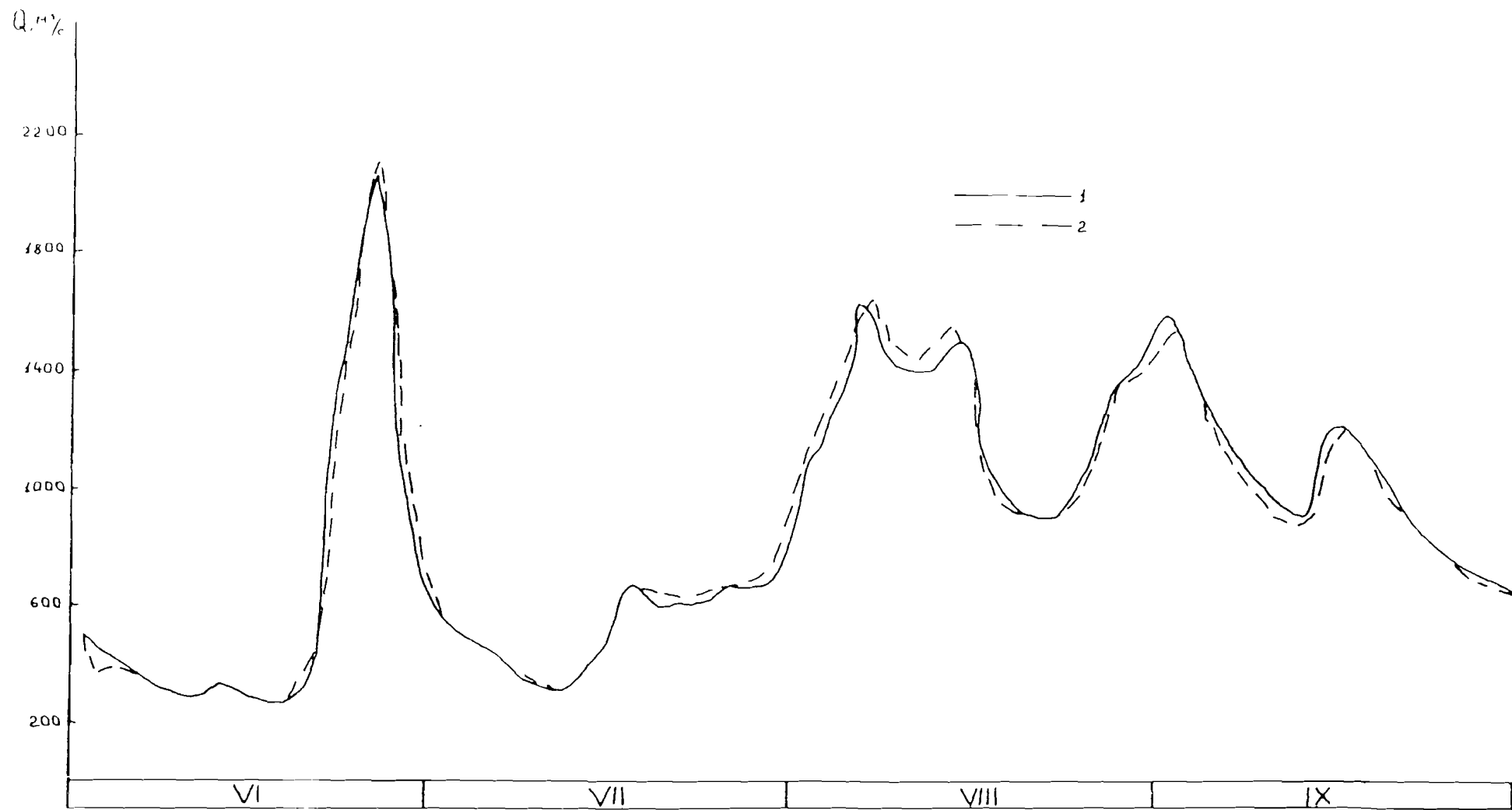
y) Crue 1961 sur le fleuve Ingoda à la station Krasnyarovo



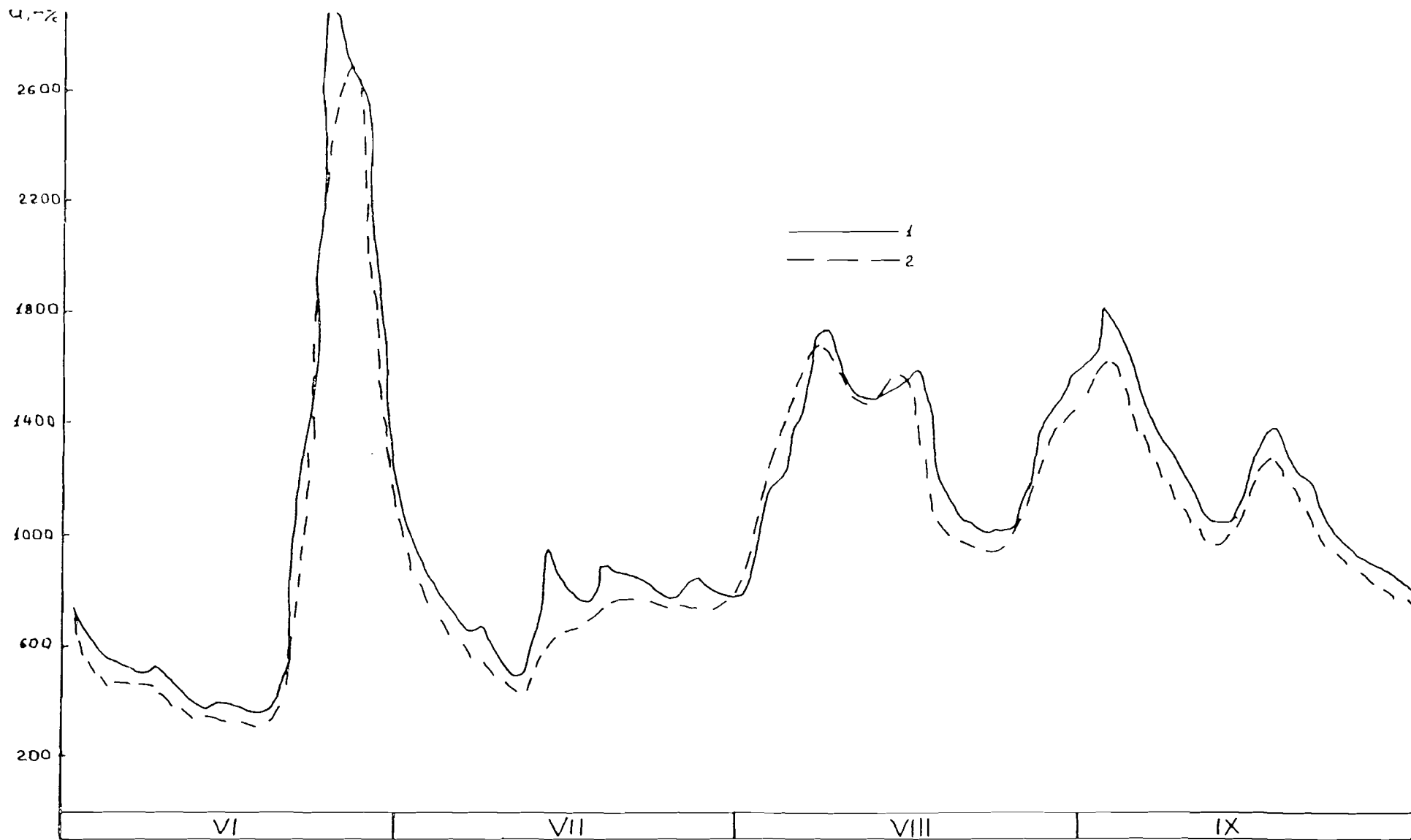
z.) Crue 1961 sur le fleuve Oxone à la station Bitev



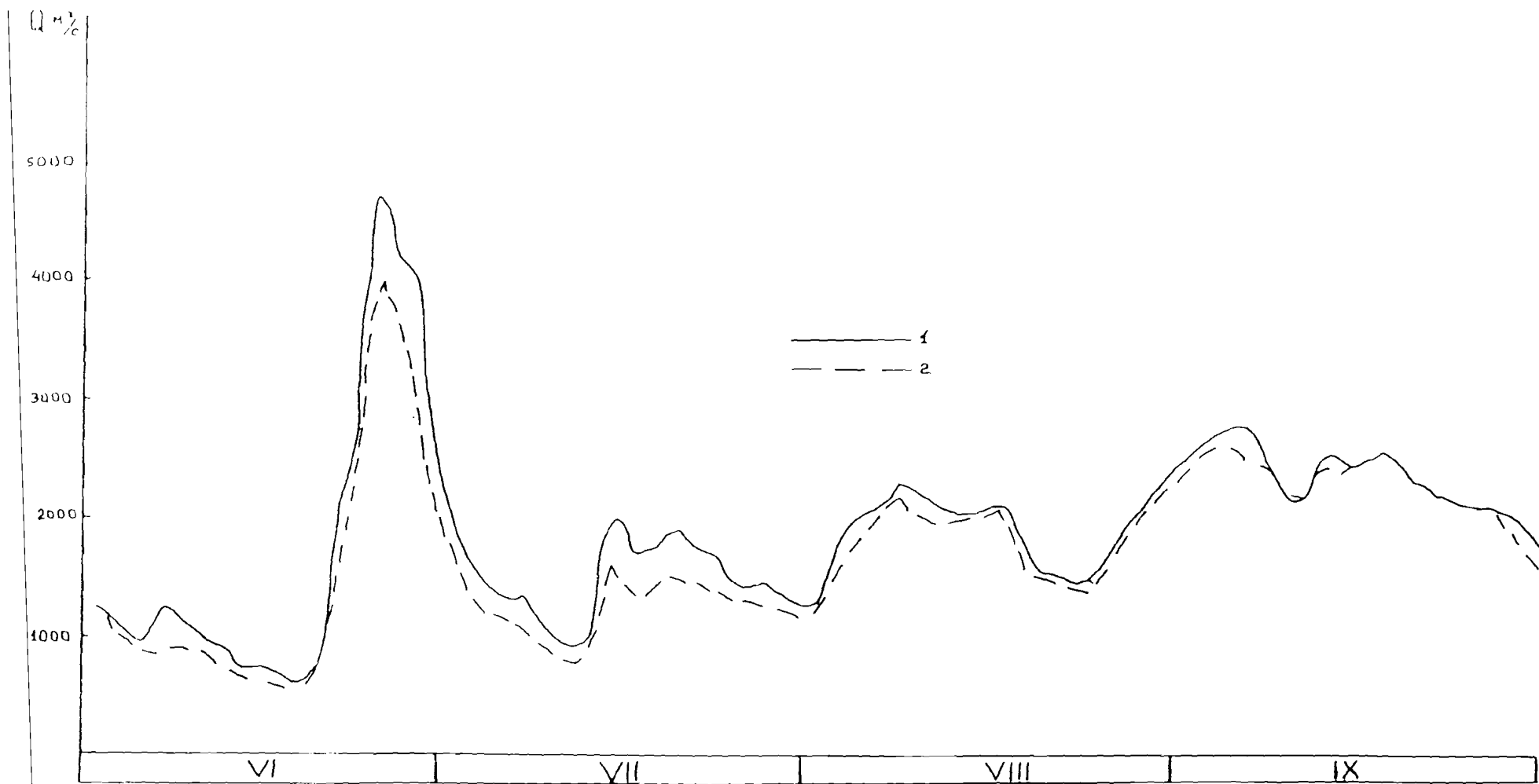
aa) Crue 1961 sur le fleuve Chilka à la station Ous-Oxone



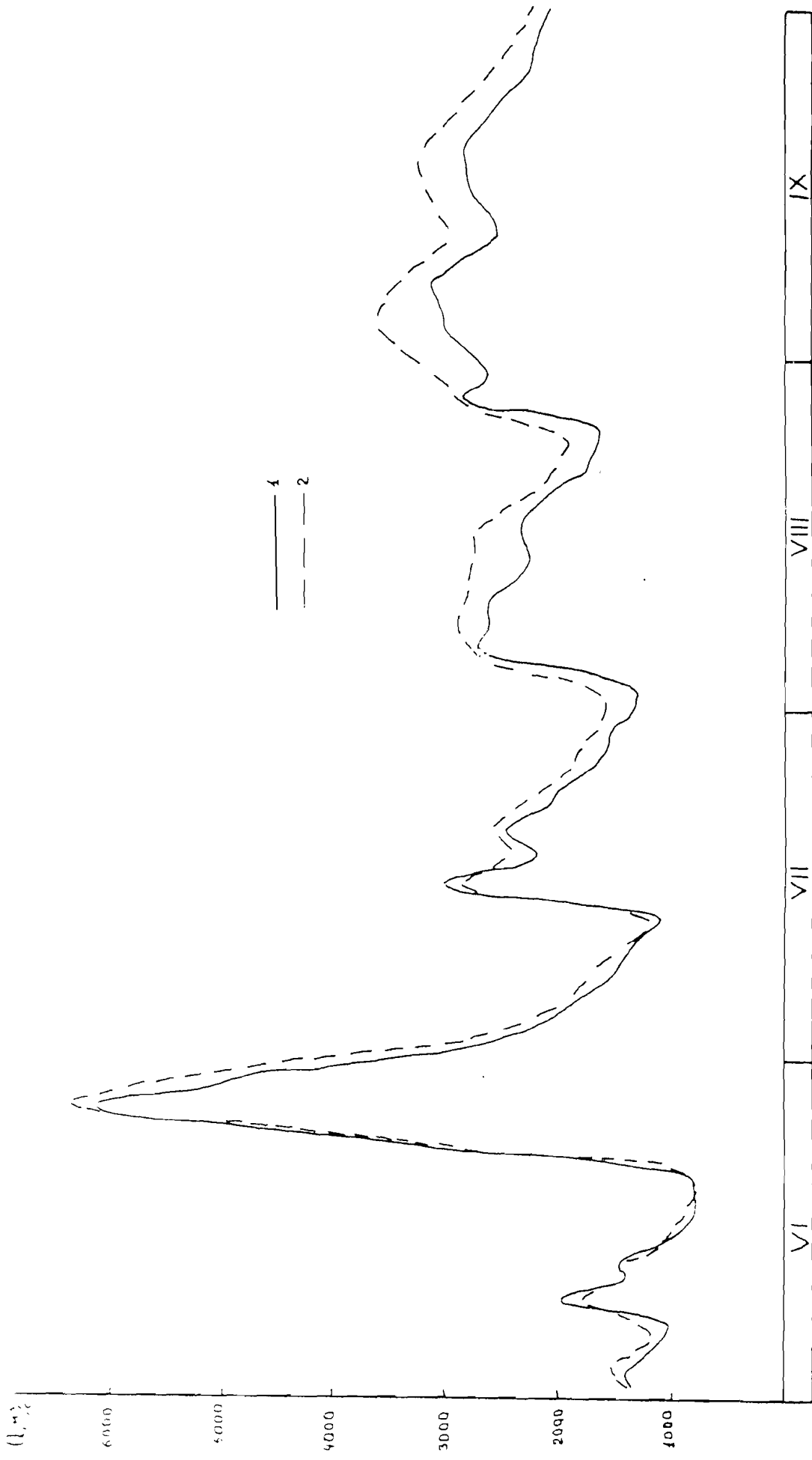
ab) Crue 1961 sur le fleuve Chilka à la station Sretienks



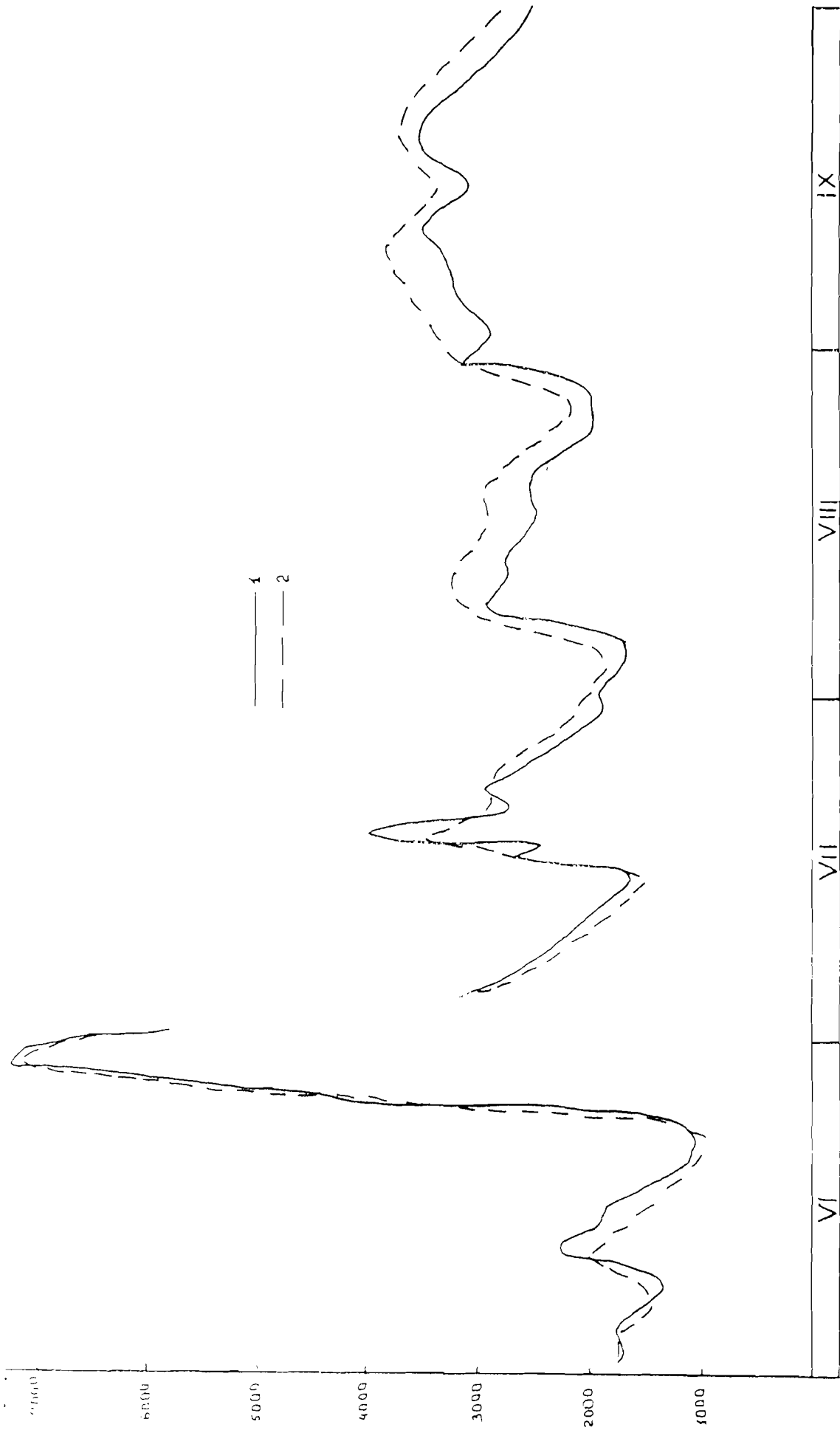
ac) Crue 1961 sur le fleuve Chilka à la station Chassovaya



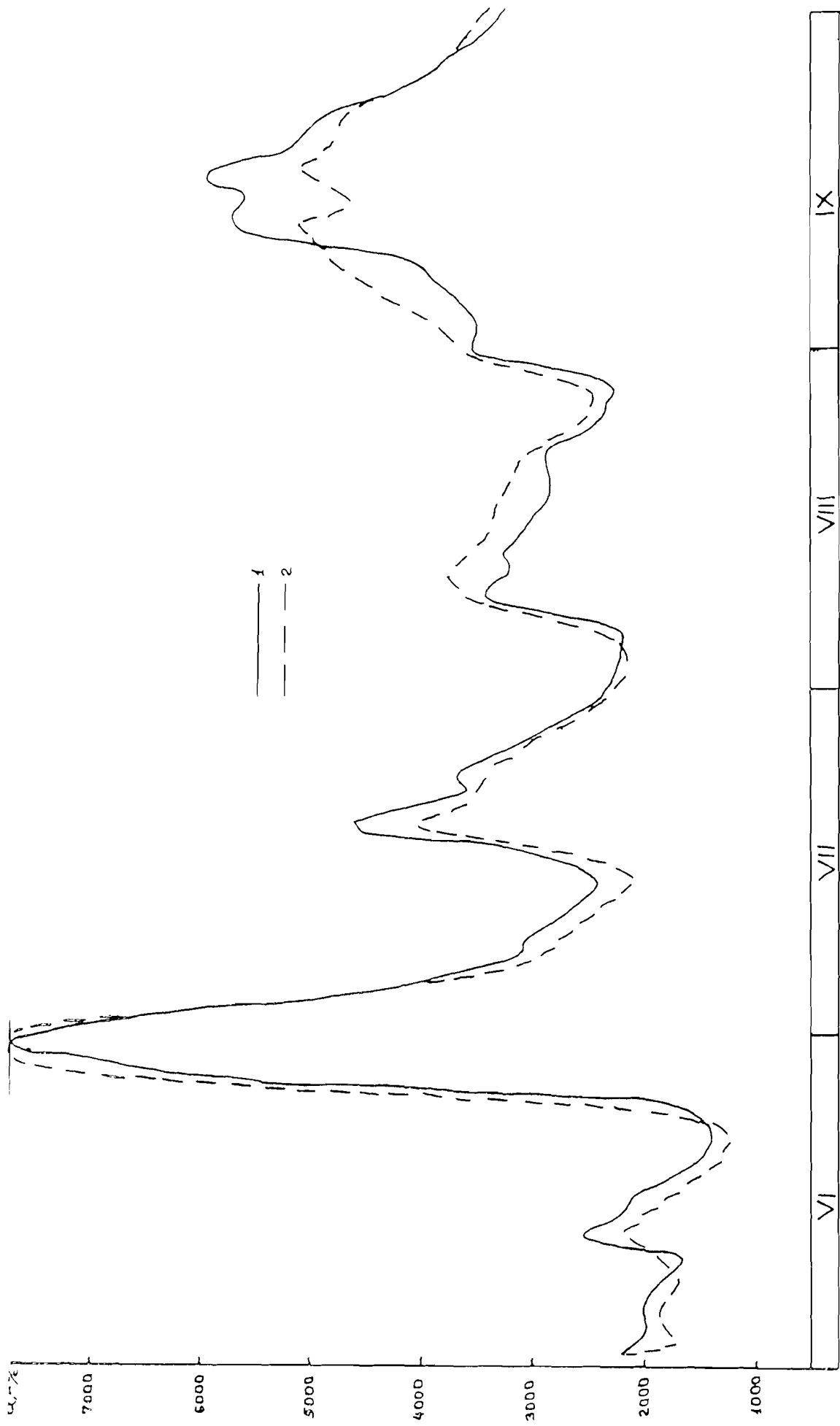
ad) Crue 1961 sur le fleuve Amour à la station Pakrovka



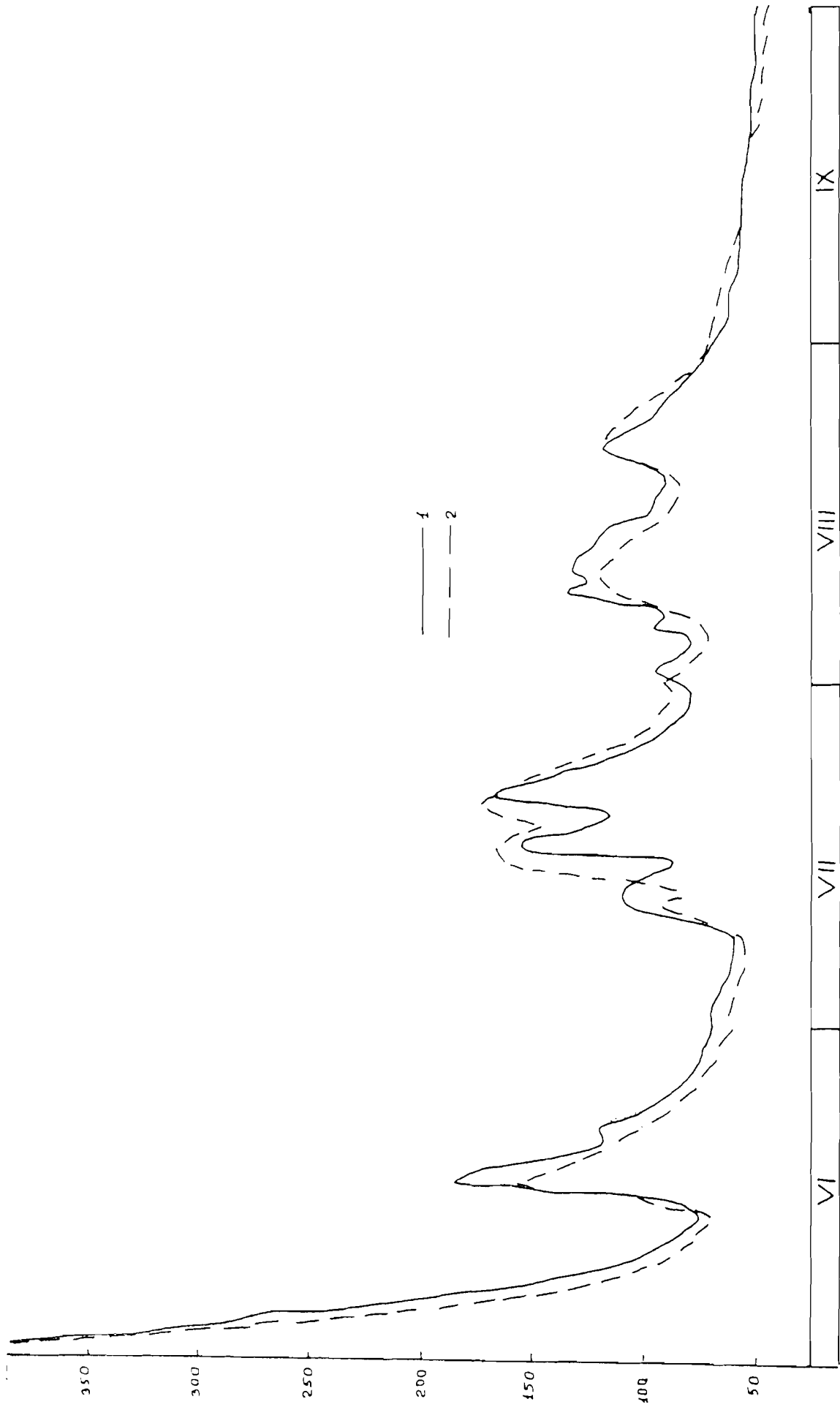
ac) Crue 1961 sur le fleuve Amour à la station Djalinda



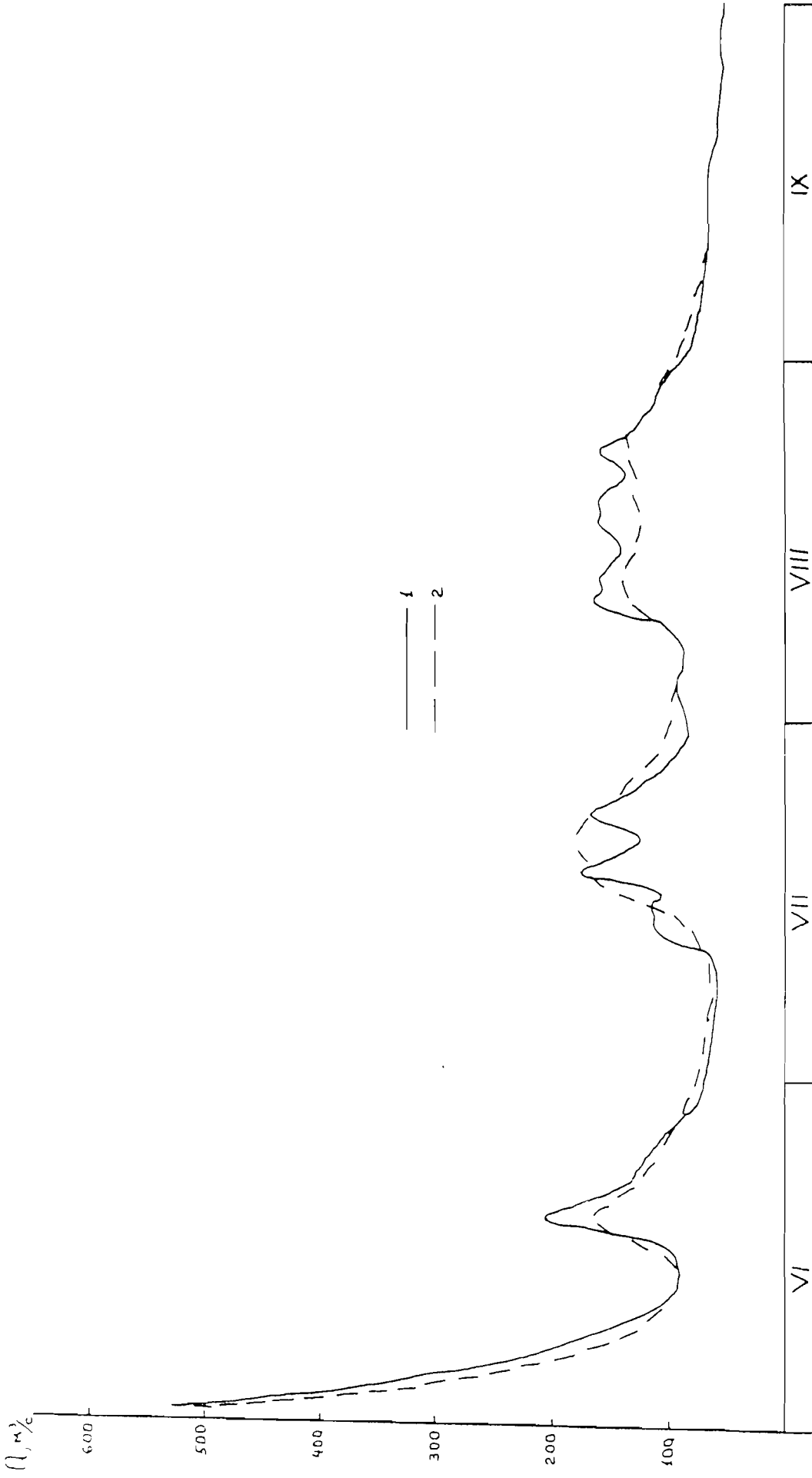
a) Crue 1961 sur le fleuve Amour à la station Chernyaev



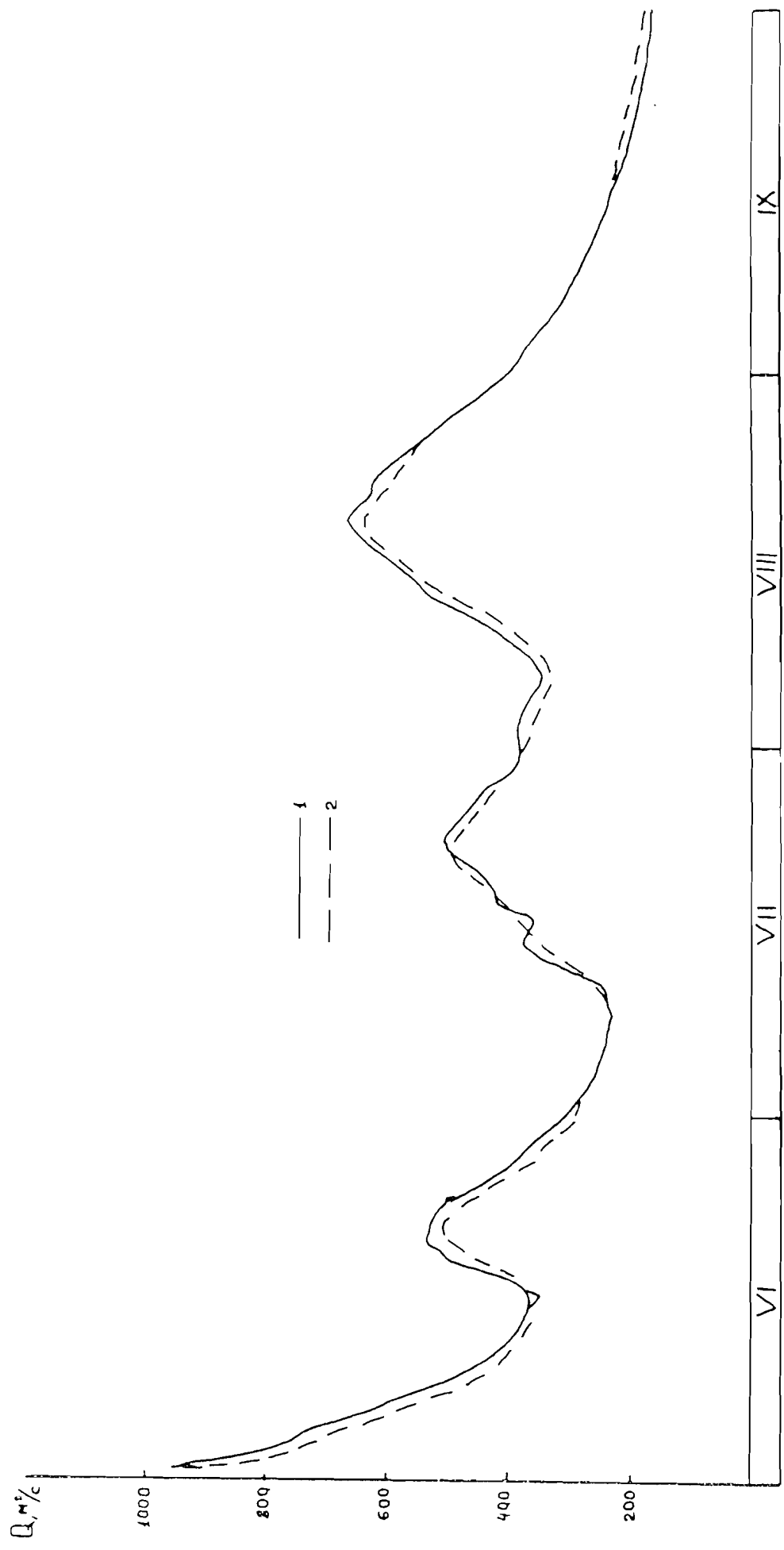
ag) Crue 1961 sur le fleuve Amour à la station Koumara



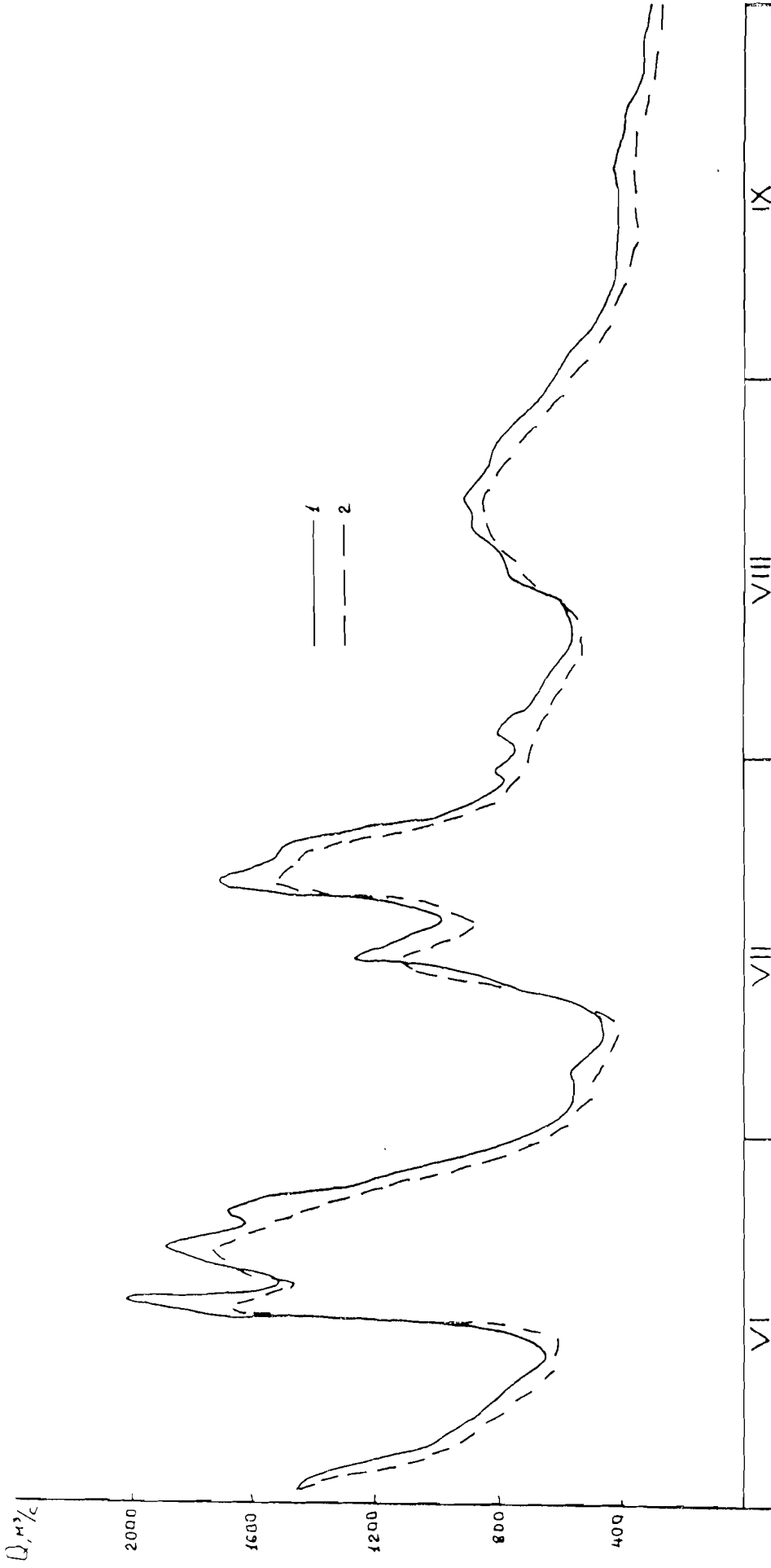
ab) Crue 1966 sur le fleuve Ingoda à la station Atamanovka



ai) Crue 1966 sur le fleuve Ingoda à la station Krasnayarovo



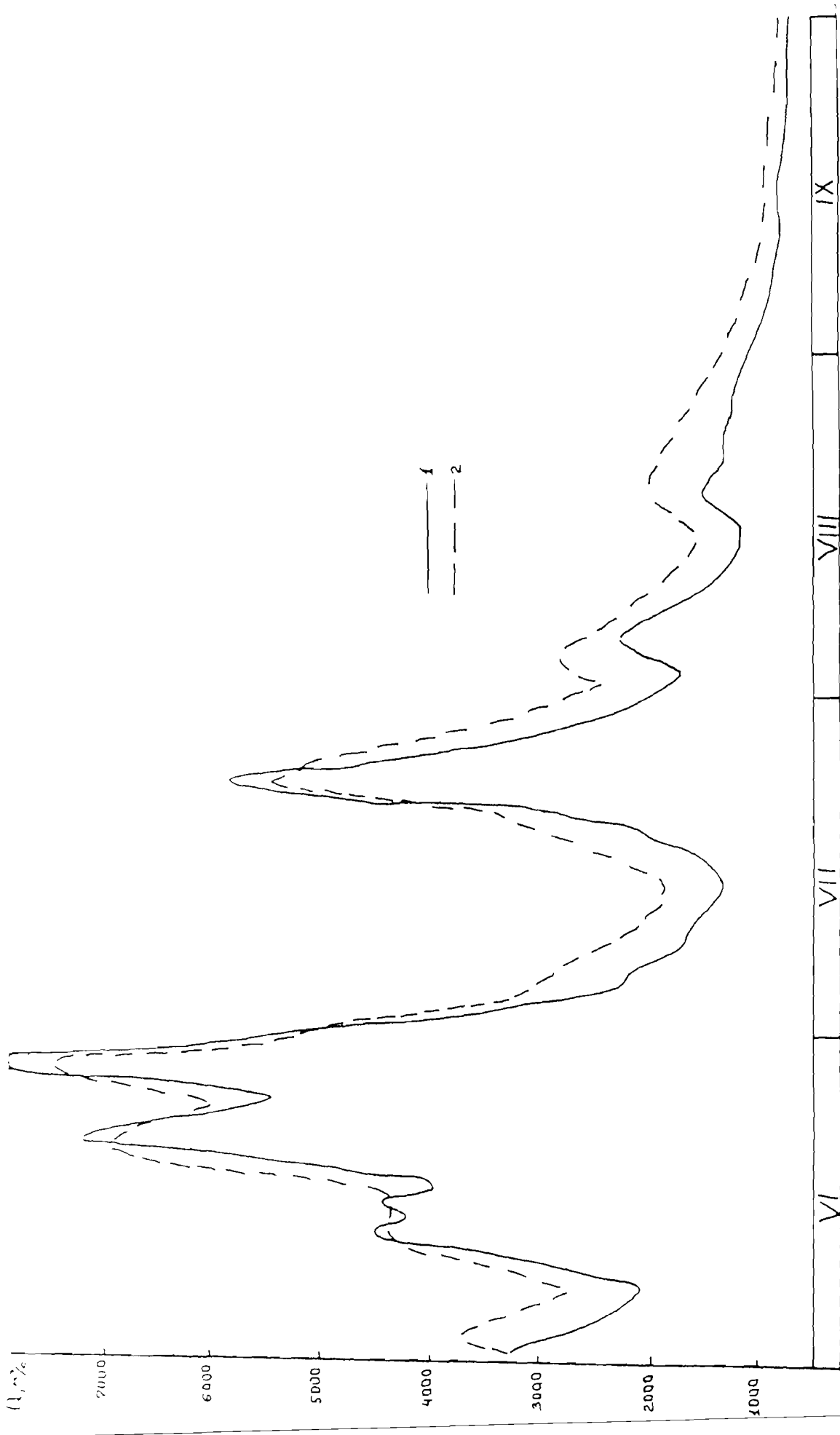
a) Crue 1966 sur le fleuve Chilka à la station Ous-Oxone



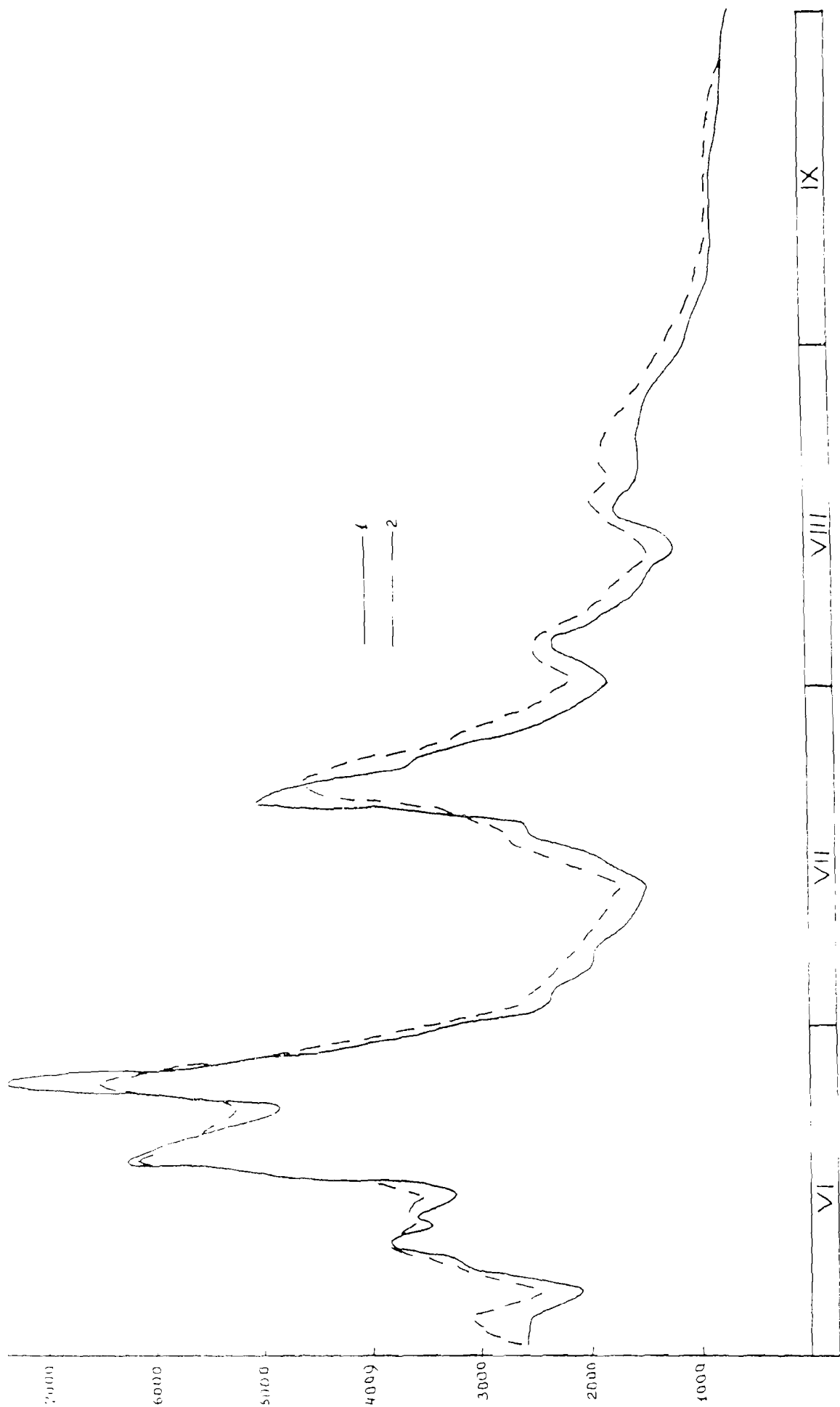
ak) Crue 1966 sur le fleuve Chilká à la station Chassovaya



a) Crue 1966 sur le fleuve Amour à la station Pakrovka



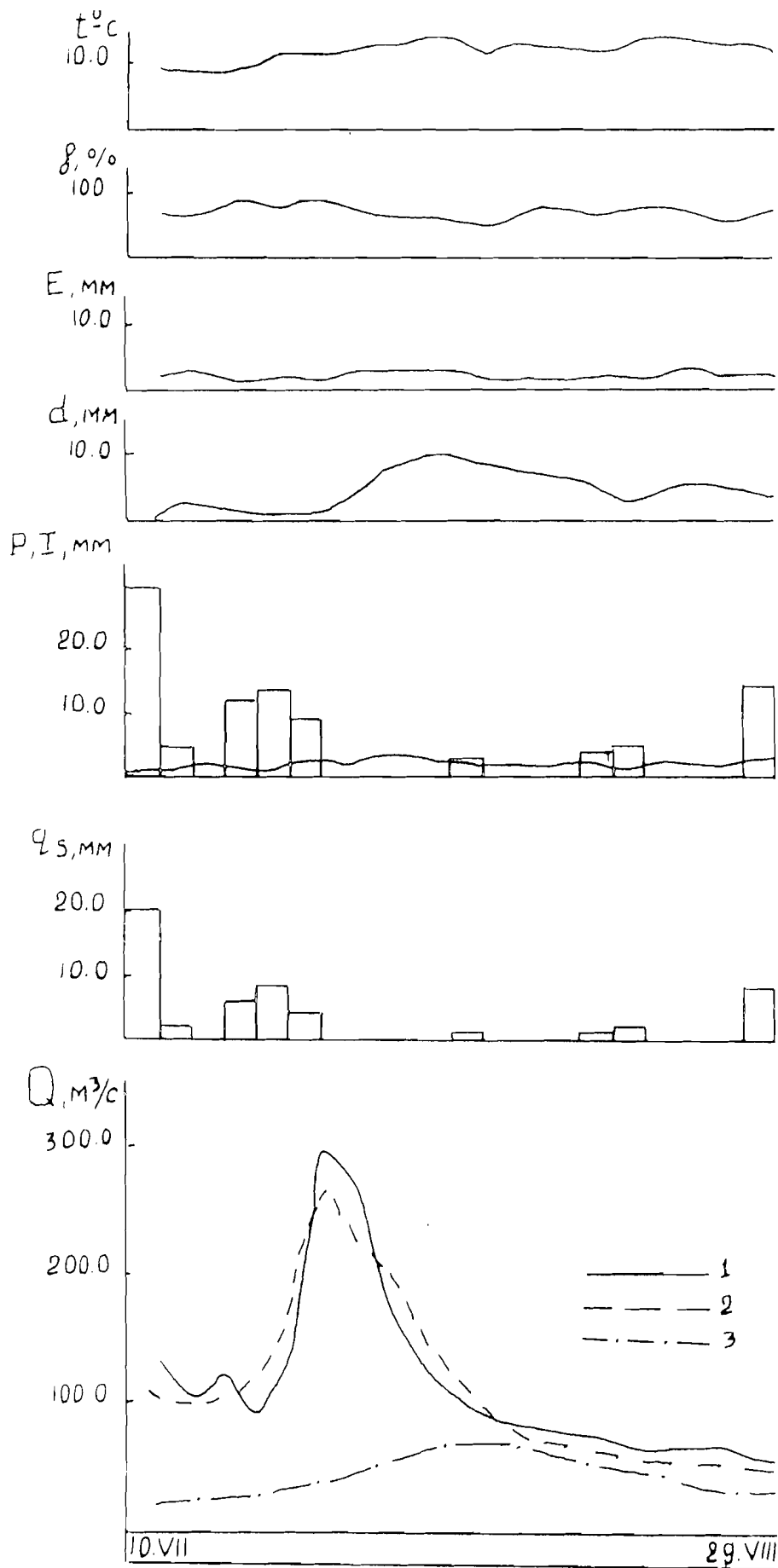
a) Crue 1966 sur le fleuve Amour à la station Chernyaevo



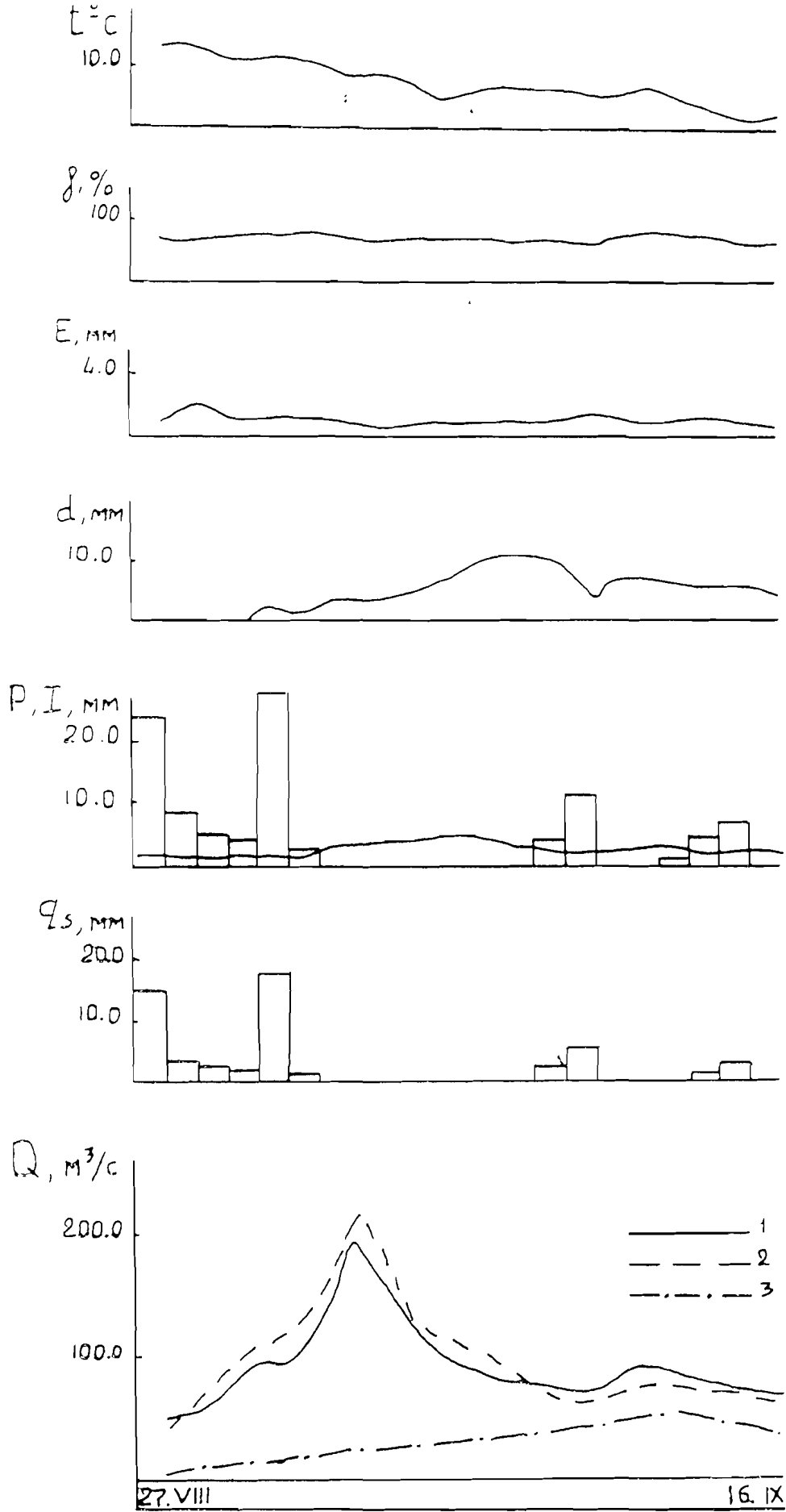
am) Crue 1966 sur le fleuve Amour à la station Djalinda

Figure 11 :

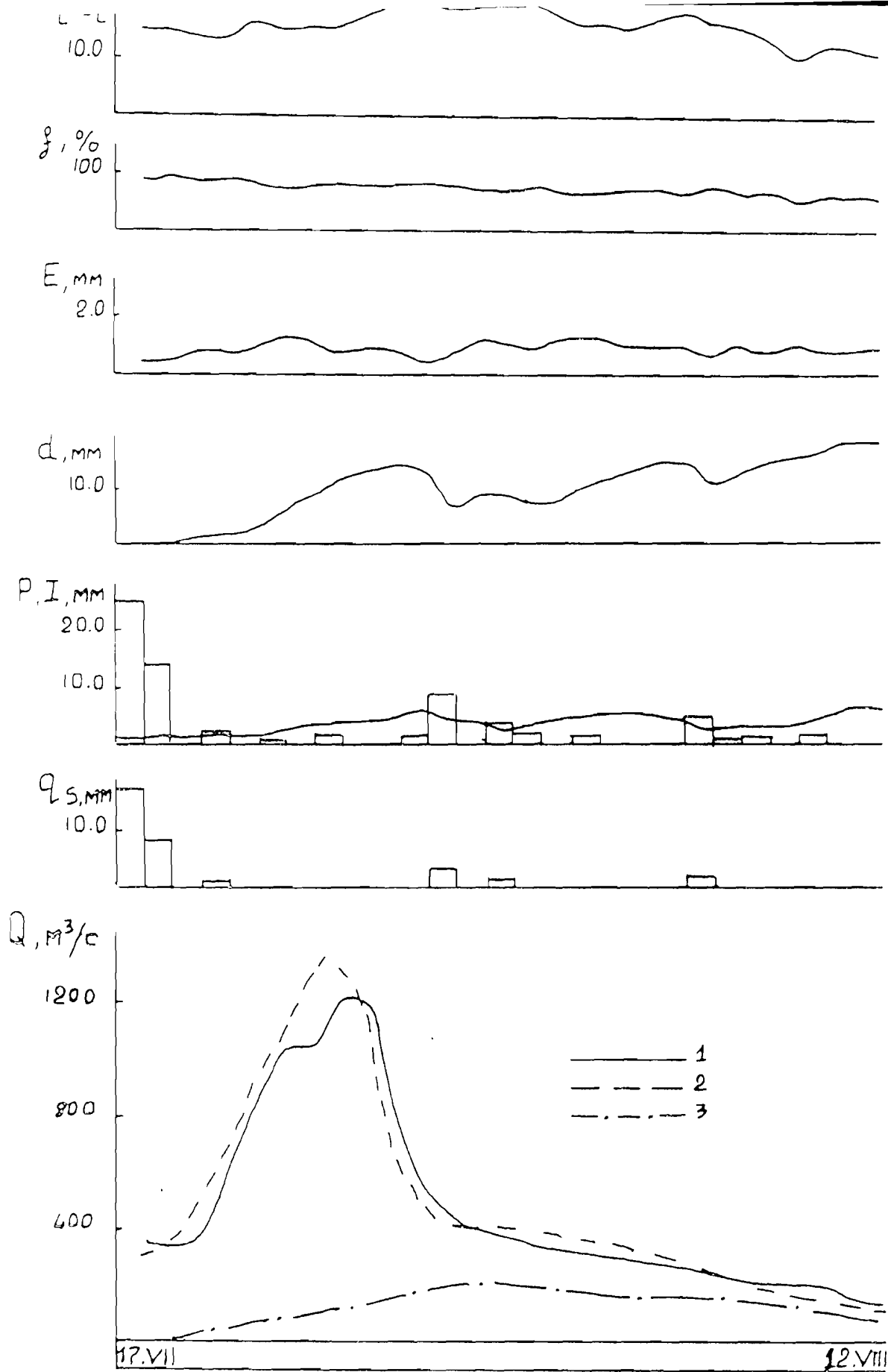
Hydrogrammes des crues mesurée (1) et calculée (2), de l'écoulement de base (3), des précipitations (P), de l'infiltration (I), de la pluie utile (qs), de l'humidité relative de l'air (f) et de la température de l'air (t) sur les bassins versants de quelques cours d'eau du bassin Supérieur du fleuve Amour.



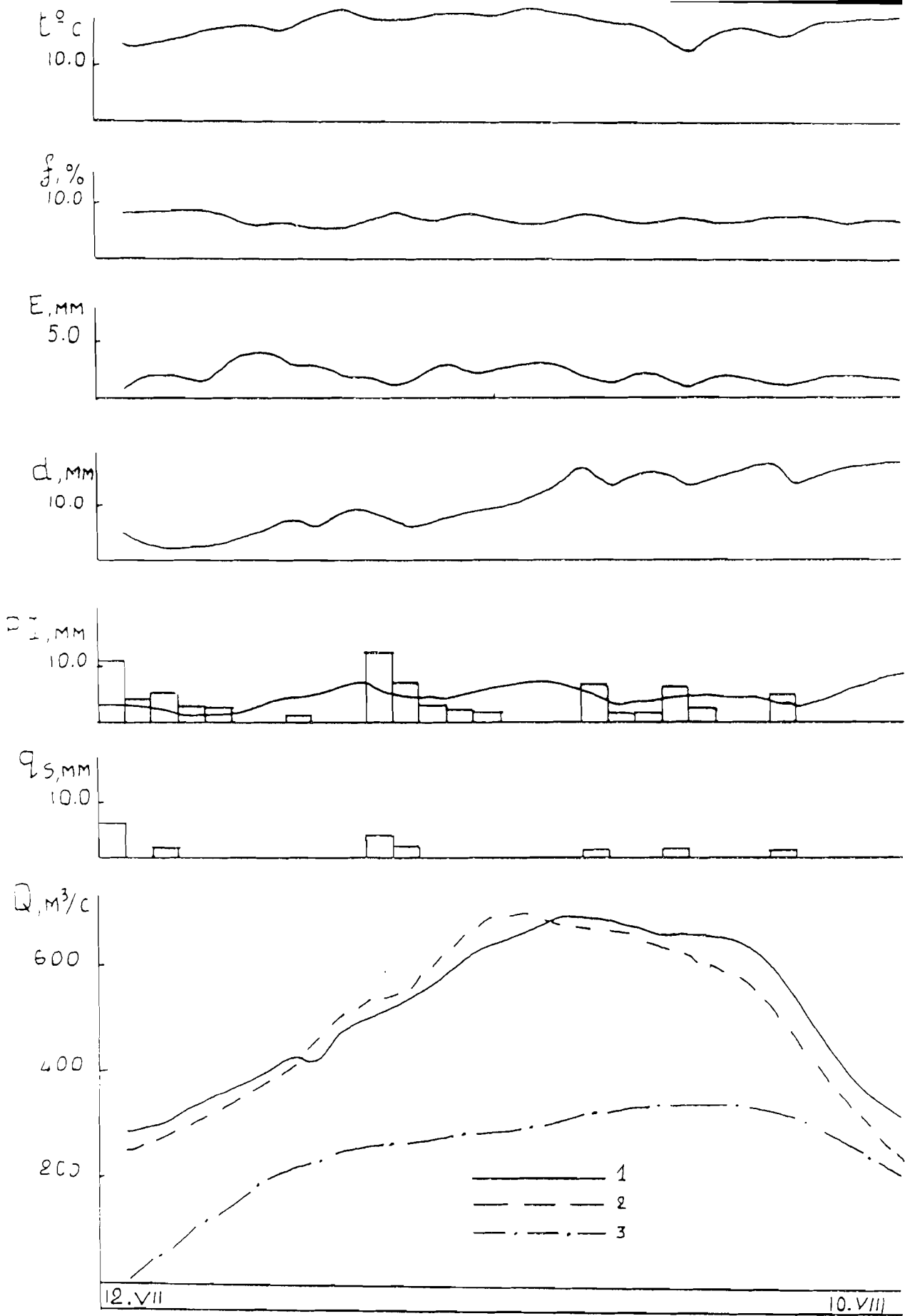
a) Crue 1965 sur le fleuve Ingoda à la station Dechoulan



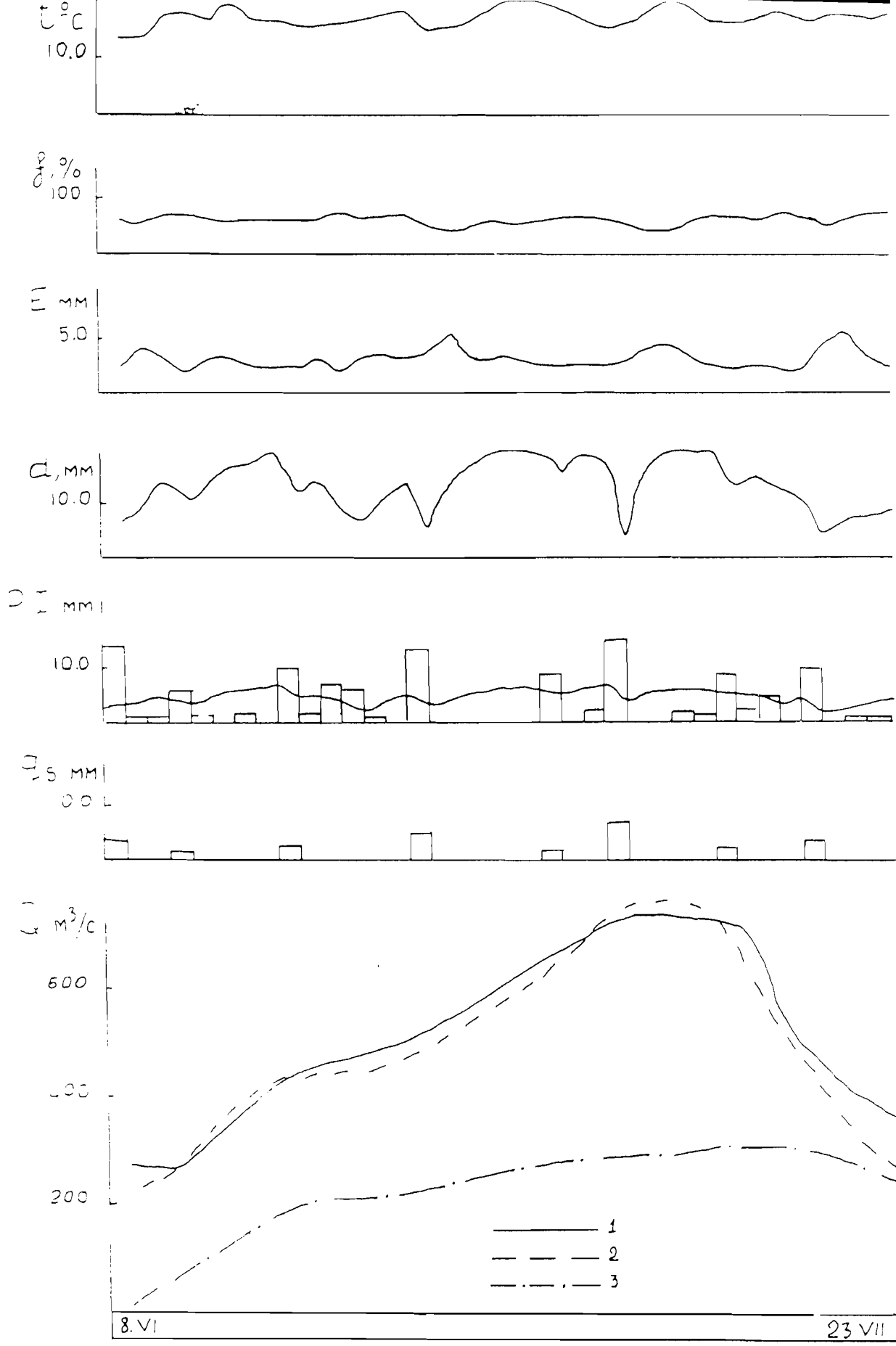
b) Crue 1964 sur le fleuve Ingoda à la station Dechoulan



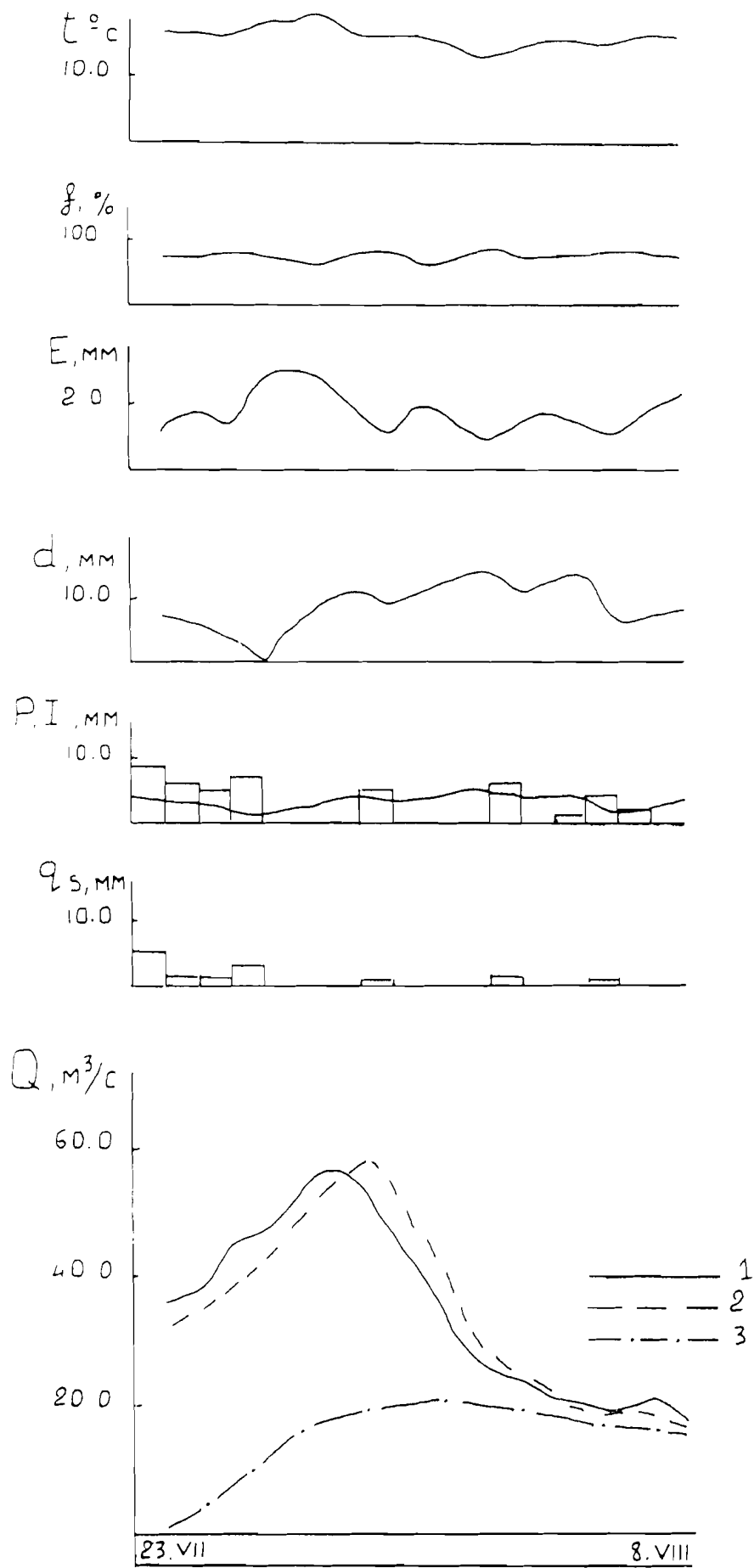
c) Crue 1967 sur le fleuve Oxone à la station Verxhi Oulxoune



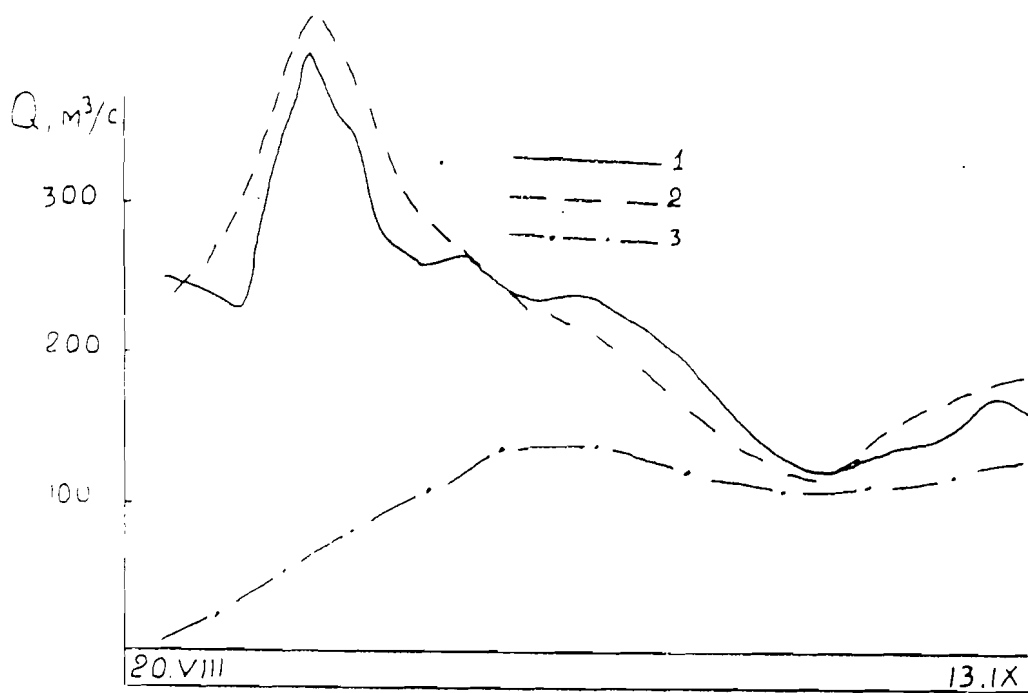
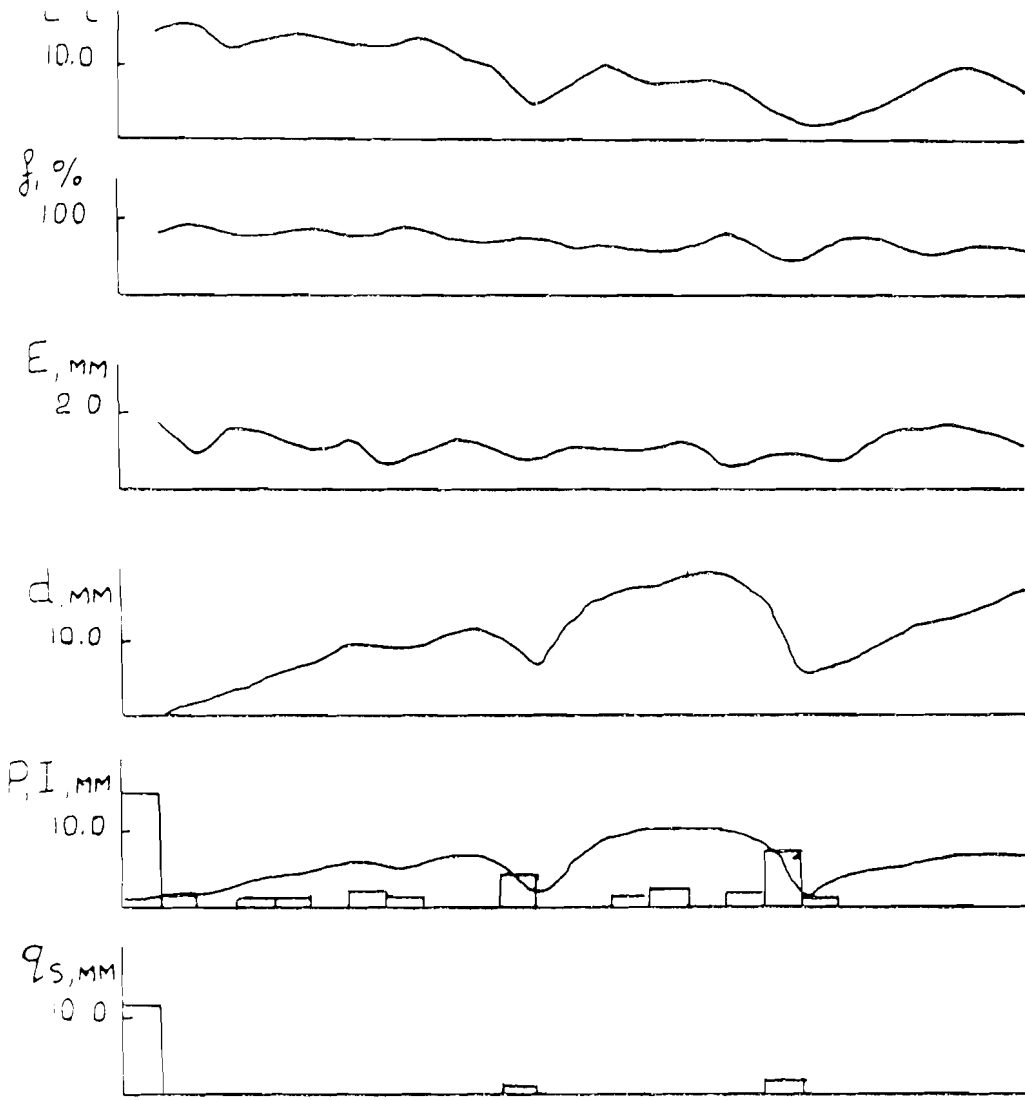
d) Crue 1965 sur le fleuve Argoune à la station Olocha



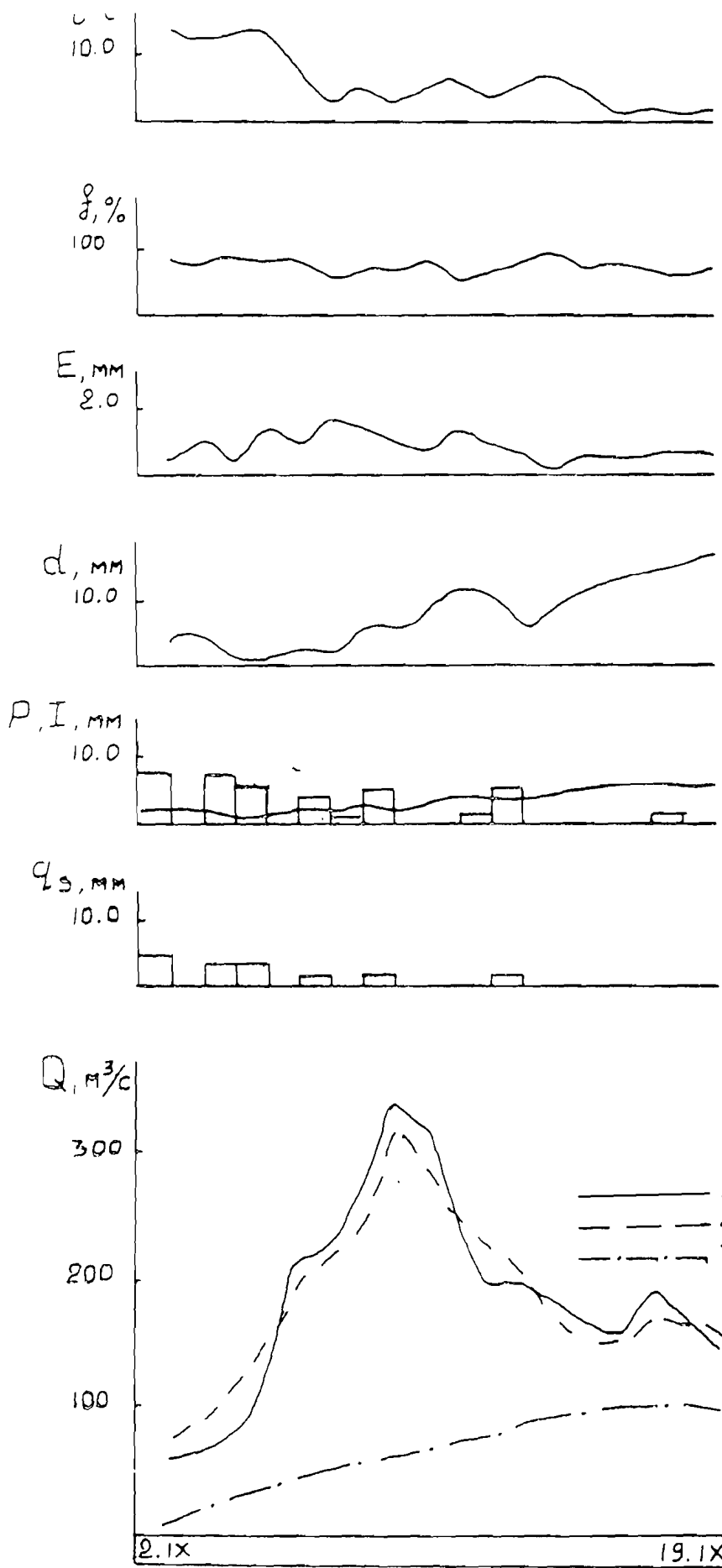
e) Crue 1966 sur le fleuve Argonne à la station Olocha



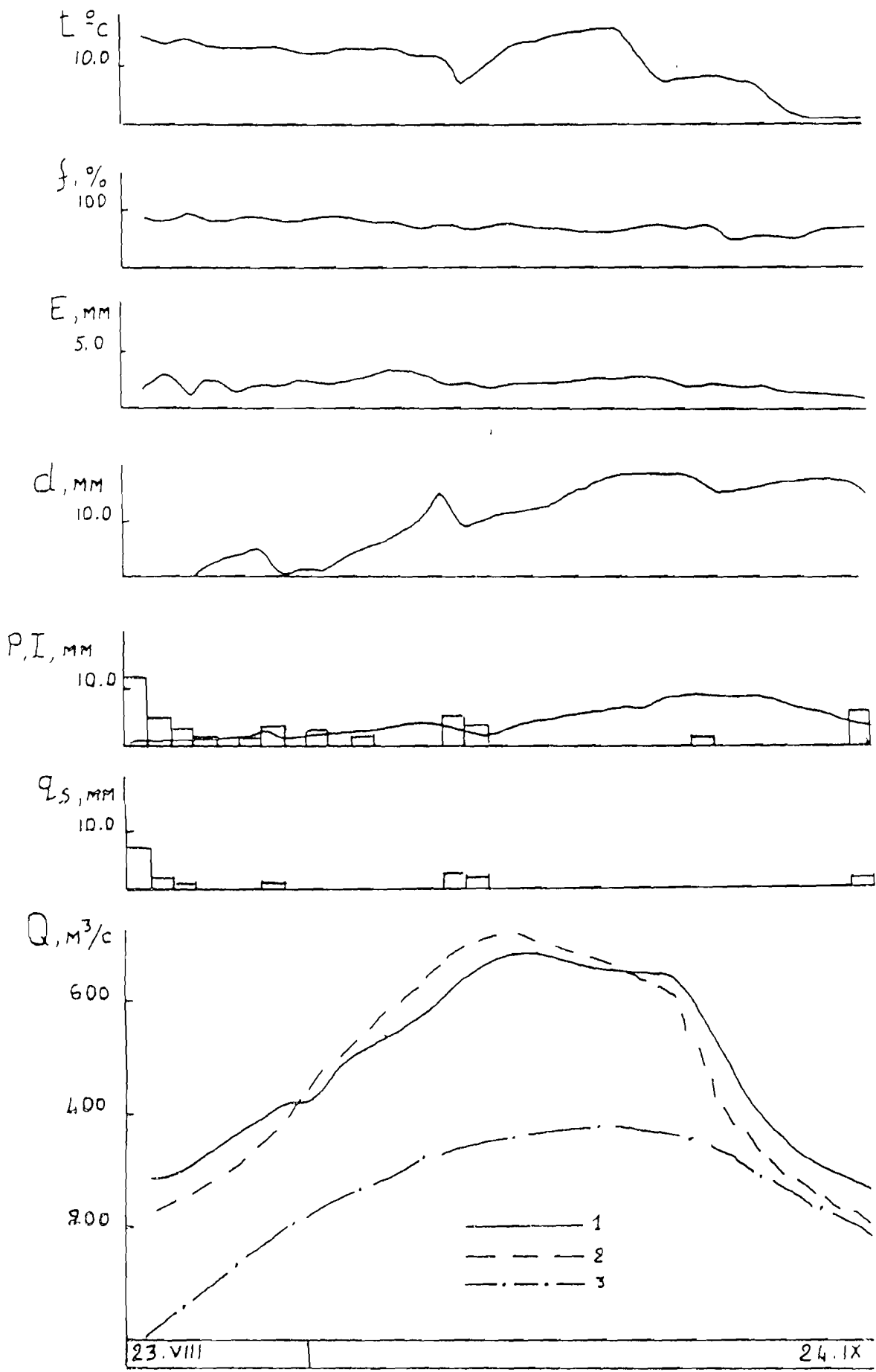
f) Crue 1965 sur le fleuve Ounda à la station Novo-Ivanovsk



g) Crue 1967 sur le fleuve Nercha à la station Nerchinsk



h) Crue 1968 sur le fleuve Chemaya à la station Sbega



i) Crue 1969 sur le fleuve Argoune à la station Olocha

BUREAU DE LA TRADUCTION
ET DE L'INTERPRETIAT
MAECI

CERTIFICAT DE CONFORMITE

Je soussigné Ahmadou Barazi, Traducteur-Interprete Anglais, Russe, Français au Ministère des Affaires Etrangères et de la Coopération Internationale certifie que la traduction de la thèse de M. Bamba intitulée « Utilisation des Modèles du Courant d'Eau au Mouvement Non Permanent pour le Calcul de la Propagation des Ondes des Lâchers d'Eau des Barrages et des Crues Pluviales dans les Lits des Cours d'Eau et dans les Retenues d'Eau » présentée en français est conforme à l'original présenté en langue russe.

En foi de quoi le présent certificat est délivré pour servir et valoir ce que de droit.

Koulouba, le 5 février 2007

