



Modélisation de la qualité des eaux de la Seine à l'étiage en période d'orage

Elisabeth Clamagirand

► To cite this version:

Elisabeth Clamagirand. Modélisation de la qualité des eaux de la Seine à l'étiage en période d'orage. Hydrologie. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1985. Français. NNT : . tel-00520783

HAL Id: tel-00520783

<https://pastel.hal.science/tel-00520783>

Submitted on 24 Sep 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

75967

NS 12973 (1)
NS 12973(1) X

T H E S E

présentée pour l'obtention du Diplôme

de

Docteur-Ingénieur

en Sciences et Techniques

de l'Environnement

à

l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

par

Elisabeth CLAMAGIRAND

**M O D E L I S A T I O N D E L A Q U A L I T E D E S E A U X
D E L A S E I N E A L ' E T I A G E
E N P E R I O D E D ' O R A G E**

Soutenue le 4 février 1985

devant un jury composé de :

C. BOCQUILLON	Président
A. LESQUEF	Rapporteur
J. GAILLARD	Rapporteur
R. POCHAT	Examineur
F. VALIRON	Examineur

06



CETTE RECHERCHE A ETE REALISEE AU CERGRENE (CENTRE
D'ENSEIGNEMENT ET DE RECHERCHES POUR LA GESTION DES
RESSOURCES NATURELLES ET DE L'ENVIRONNEMENT), GRACE
A UNE BOURSE DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET
CHAUSSÉES ET A UN FINANCEMENT DE L'AGENCE FINANCIERE
DE BASSIN SEINE-NORMANDIE.

A mes parents,
A mes frères et soeurs,
A Tarek,
Je les remercie tous pour leur
inestimable soutien intellectuel
et moral.

REMERCIEMENTS

Cette recherche a pu être menée à bien grâce à l'amabilité et la disponibilité de nombreuses personnes.

J'exprime tout particulièrement ma gratitude à :

- Monsieur Bocquillon qui a accepté la présidence de ce jury,
- Monsieur Valiron, directeur de cette thèse,
- Monsieur Gaillard, mon conseiller d'étude pour sa disponibilité de tous moments, ses encouragements et ses conseils. Ses remarquables qualités de pédagogue m'ont été d'un grand soutien dans l'apprentissage des problèmes et techniques de modélisation.
- Monsieur Lesouef et Monsieur Bujon de l'AFRSN qui ont suivi cette étude. Leur collaboration dans l'élaboration des programmes de transformation pluie-débit ou de qualité et dans la définition des différents paramètres de l'étude a été très précieuse.
- Monsieur Pochat et Madame Félix du CEMAGREF d'Antony grâce auxquels il a été possible de mener à bien l'étude hydraulique en régime transitoire et d'élaborer les schémas de discrétisation numérique.
- Monsieur Calvet du laboratoire de Montsouris de la Météorologie Nationale pour les renseignements qu'il nous a donnés concernant les pluies de forte intensité.
- Monsieur Legrand, Monsieur Peltzer et Madame Bitteur du service des égouts de la Ville de Paris qui nous ont fait part des données sur les bassins versants et le réseau parisien.

- Monsieur Hervé et Monsieur Thomas du SNS dont les mesures et observations sur la qualité des eaux en Seine ont permis la validation du modèle.

- Les stations d'Austerlitz et des Mureaux du SNS qui nous ont communiqué les profils en travers de la Seine et les mesures de débits et hauteurs aux stations parisiennes.

- Madame Ben Slimane qui a assuré avec beaucoup de patience la frappe de cette thèse.

- tous les membres du CERGNE pour leur cordialité, leurs remarques, leurs encouragements et grâce auxquels cette thèse s'est déroulée dans un climat fort sympathique.

TABLE DES MATIERES

	Page
Introduction.....	1
L'étude hydraulique.....	8
Introduction.....	8
Les fondements théoriques du modèle.....	10
L'équation de continuité.....	10
L'équation dynamique.....	11
La résolution du système d'équations - Principes de calcul du modèle.....	13
Rappel sur la théorie des caractéristiques.....	13
Résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des différences finies.....	14
Les différents modules de calcul.....	16
Mise en oeuvre du modèle sur la Seine à Paris.....	21
Le tronçon fluvial.....	21
Conditions initiales et conditions aux limites.....	22
La transformation pluie-débit et l'écoulement en réseau.....	25
Le système étudié.....	25
Historique.....	25
L'état de connaissance du système.....	26
Premières simplifications.....	27
Le modèle de transformation pluie-débit et écoulement en réseau.....	28
Le choix du modèle.....	28
Equations du modèle et choix des paramètres.....	29
Le modèle ECOUL.....	36
Adaptation du modèle au réseau parisien.....	44
Les collecteurs et leurs bassins versants.....	44
Les points de calcul.....	46
Le choix du pas de temps.....	47
Etude de sensibilité du paramètre K de l'équation de stockage..	49

Premiers résultats - Etude de sensibilité.....	56
Sélection de pluies types en région parisienne.....	57
Etude d'une pluie réelle : la pluie du 13.07.1977.....	60
Les hydrogrammes déversés.....	60
Impact sur la Seine.....	61
Etude de sensibilité sur les conditions initiales en Seine.....	65
Etude de sensibilité sur les pluies.....	67
Détermination d'une pluie de projet : les méthodes classiques..	67
Application aux pluies de forte intensité sélectionnées sur	
Paris.....	68
L'étude de sensibilité sur les pluies.....	70
Conclusion de l'étude hydraulique.....	79
 L'étude de qualité.....	81
Le système étudié et les hypothèses de base.....	84
Le tronçon d'étude.....	84
Caractérisation des rejets.....	84
Les paramètres de pollution étudiés.....	86
Les équations de transport - dispersion - dégradation des	
polluants.....	87
L'équation de transport - dispersion.....	89
Les équations de Streeter et Phelps.....	92
Les paramètres et constantes des modèles - leurs domaines	
de validité.....	94
Le modèle de qualité avec régime hydraulique permanent.....	99
L'équation de transport - dispersion et dégradation des	
polluants.....	99
Méthode de résolution.....	100
Le modèle de qualité avec régime hydraulique transitoire.....	103
L'étape de convection.....	104
L'étape de dispersion.....	109
L'étape de dégradation des polluants.....	111
Choix des pas de temps et d'espace.....	112
Etudes de sensibilité.....	115
Etude de sensibilité de K1.....	115
Etude de sensibilité de K2.....	118
Etude de sensibilité de D.....	120
Conclusion.....	122

Choix et définition du modèle définitif.....	126
Comparaison entre le régime permanent et le régime transitoire sans dispersion.....	127
Comparaison entre le régime permanent et le régime transitoire toutes étapes confondues.....	133
Choix du modèle définitif.....	137
Etude sur le modèle permanent - dispersif.....	143
Influence de la forme de la pluie.....	143
Etude sur les pluies de projet.....	147
CONCLUSION.....	157

BIBLIOGRAPHIE

FIGURES

ANNEXES

LISTE DES ABBREVIATIONS

AFBSN	: Agence financière de bassin Seine-Normandie
CEMAGREF	: Centre d'études du machinisme agricole du Génie Rural et des Eaux et Forêts.
CERGRENE	: Centre d'enseignement et de recherches en gestion des ressources naturelles et de l'environnement.
LHVP	: Laboratoire d'hygiène de la ville de Paris.
LROP	: Laboratoire régional de l'ouest parisien.
SIAAP	: Syndicat interdépartemental d'assainissement de l'agglomération parisienne.
SNS	: Service de navigation de la Seine.

LISTE DES SYMBOLES

Symboles	Signification	Dimension
A	Surface du bassin versant	L^2
$C(x,t)$	Concentration des paramètres de qualité étudiés au point d'abscisse x et à l'instant t	ML^{-3}
$\tilde{C}(x,t)$	Moyenne de $C(x,t)$ sur la hauteur d'eau	ML^{-3}
$\bar{C}(x,t)$	Moyenne de $C(x,t)$ sur la section mouillée	ML^{-3}
C_r	Coefficient d'imperméabilisation des sols	sans
C_1	Célérité des ondes dynamiques	LT^{-1}
C_2	Célérité des ondes diffusive et cinématique	LT^{-1}
D	Coefficient de dispersion longitudinale	L^2T
D_t	Coefficient de diffusion transversale	L^2T
DBO	Demande biochimique en oxygène à la fin de la phase carbonée	ML^{-3}
DBO5(t)	Demande biochimique en oxygène à 5 jours	ML^{-3}
DO(t)	Déficit en oxygène à l'instant t	ML^{-3}
DT	Pas de temps de l'étude de qualité	T
DX	Pas d'espace de l'étude de qualité	L
g	Accélération de la pesanteur	LT^{-2}
HP	Hauteur de pluie intense	L
I	Intensité de la pluie	LT^{-1}
I_f	Pente du fond du fleuve	sans
I_p	Pente du collecteur	sans
J	Perte de charge linéaire	sans
k	Coefficient de Strickler	$L^{1/3} T^{-1}$
K	Paramètre de la loi de stockage	T
K1	Cinétique de biodégradation	T^{-1}
K2	Cinétique de réaération	T^{-1}
l	Largeur du collecteur	L
L	Longueur du drain principal du bassin versant	L
Nc	Nombre de courant	sans
O2(t)	Concentration en oxygène dissous à l'instant t	ML^{-3}
O2S	Concentration à saturation de l'oxygène dissous	ML^{-3}

LISTE DES SYMBOLES (suite)

P	<i>Pente du terrain</i>	sans
POL	<i>Concentration des effluents unitaires</i>	ML^{-3}
q	<i>Débit ruisselé à l'exutoire du bassin versant par unité de surface</i>	$L^3 T^{-1}$
Qdev	<i>Débit déversé</i>	$L^3 T^{-1}$
Q	<i>Débit en Seine</i>	$L^3 T^{-1}$
qa	<i>Débit d'apport latéral en Seine</i>	$L^3 T^{-1}$
Qap	<i>Débit ruisselé à l'entrée du réseau</i>	$L^3 T^{-1}$
Qam	<i>Débit à l'amont d'un point de calcul du réseau</i>	$L^3 T^{-1}$
Qava	<i>Débit en un point, propagé depuis le point immédiatement à l'amont avant les modifications éventuelles (déversoir, siphon, dérivation...)</i>	$L^3 T^{-1}$
rh	<i>Rayon hydraulique en réseau</i>	L
RH	<i>Rayon hydraulique en Seine</i>	L
RO	<i>Charge des rejets permanents</i>	MT^{-1}
s	<i>Section mouillée du collecteur</i>	L^2
S	<i>Section mouillée en Seine</i>	L^2
t	<i>Instant de calcul</i>	T
TC	<i>Température</i>	Degre Celsius
Tc	<i>Echelle de temps de la convection</i>	T
Td	<i>Echelle de temps de la diffusion transversale</i>	T
TP	<i>Durée de pluie intense</i>	T
Vr	<i>Vitesse en réseau</i>	LT^{-1}
V(x,t)	<i>Vitesse des masses d'eau</i>	LT^{-1}
$\bar{V}(x,t)$	<i>Moyenne de V(x,t) sur la hauteur d'eau</i>	LT^{-1}
$\bar{V}(x,t)$	<i>Moyenne de V(x,t) sur la section mouillée</i>	LT^{-1}
V_*	<i>Vitesse de frottement</i>	LT^{-1}
x	<i>Abscisse du point de calcul</i>	L
y	<i>Tirant d'eau</i>	L

LISTE DES SYMBOLES (suite)

Symboles grecs

$\overline{\epsilon}$	Tenseur de diffusion turbulente de coordonnées $D, \epsilon_y, \epsilon_z$	$L^2 T$
ΔT	Pas de temps de calcul pour le régime transitoire en Seine	T
ΔX	Pas d'espace de calcul pour le régime transitoire en Seine	L
ρ	Masse volumique	$M L^{-3}$
θ	Coefficient de pondération des schémas implicites	sans
Σ	Stockage sur le bassin versant et dans le réseau	L
τ	Frottement	MLT^{-2}

LISTE DES FIGURES

F1	: biefs en Seine
F2	: schéma synthétique du réseau
F3	: les bassins versants et sous-bassins versants
F4	: le réseau modélisé
F5-1 à F5-4	: hydrogrammes déversés pour . K calculé par la formule de Desbordes . K fonction du stockage dans les collecteurs
F6-1 à F6-9	: caractéristiques des pluies étudiées hyétogrammes-isohyètes-division de Paris en différentes zones pluie du 19/07/1972 pluie du 15/09/1974 pluie du 13/07/1977 pluie du 03/06/1979 pluie du 17/05/1982 pluie du 21/07/1982
F7-1 à F7-3	: hydrogrammes déversés pour la pluie du 13/07/77
F8-1 à F8-6	: débits, cotes, vitesses en Seine pour des débits initiaux de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ et $100 \text{ m}^3/\text{s}$ Pluie du 13/07/1977
F9-1 à F9-3	: profils en long des débits, cotes et vitesses pour la pluie du 13/07/1977
F10-1 à F10-4	: pluie P (100) : hydrogrammes déversés, débits, cotes et vitesses
F11-1 à F11-7	: pluie P'(100) : hydrogrammes déversés, débits, cotes et vitesses
F12-1 à F12-7	: pluie P2 : hydrogrammes déversés, débits, cotes et vitesses

F13-1 à F13-5 : Mesures de qualité en Seine

- Variations journalières des teneurs en DB05 ou NH_4^+ à Paris en 1977
- qualité des eaux de Seine en aval de Paris du 15 au 27 Juillet 1982 - Oxygène dissous
- qualité des eaux de Seine en aval de Paris du 10 au 15 Juin 1972
- enregistrement de l'oxygène dissous en aval du barrage de Chatou du 2 au 9 Mai 1984

F14-1 à F14-5 : Etude d'une petite pluie

- Modèle transitoire, convection seule
Influence du pas de temps
- Modèle transitoire, convection et dégradation
- Modèle transitoire, convection, dispersion et dégradation
 $\text{DT} = 5 \text{ mn}$ et $\text{DT} = 15 \text{ mn}$

F15-1 à F15-3 : Etude de sensibilité de K1

- $K1 = 0,3 \text{ j}^{-1}$
- $K1 = 0,8 \text{ j}^{-1}$
- $K1 = 1 \text{ j}^{-1}$

F16-1 à F16-2 : Etude de sensibilité de K2

- $K2 = 0 \text{ j}^{-1}$ et $K2 = 0,4 \text{ j}^{-1}$
- $K2 = 0,8 \text{ j}^{-1}$ et $K2 = 1 \text{ j}^{-1}$

F17-1 à F17-4 : Etude de sensibilité de D

- D = 0 m²/s
- D = 2,7 m²/s
- D = 8 m²/s
- D = 13,3 m²/s

F18-1 à F18-6 : Etude d'un pollutogramme à l'entrée du bief 5

- régime permanent
- régime transitoire sans dispersion
- régime transitoire
DBO5 et oxygène dissous

F19-1 à F19-6 : Pluie du 13/07/1977

- régime permanent
- régime transitoire sans dispersion

F20-1 à F20-4 : Pluie du 13/07/1977

- régime transitoire

F21-1 à F21-2 : Comparaison entre le modèle transitoire et le modèle permanent - dispersif. Cas d'un hydrogramme à l'entrée du bief 5 - Etude de l'oxygène dissous

- Q0 = 50 m³/s
- Q0 = 150 m³/s

F22-1 à F22-6 : Influence de la forme du pollutogramme sur la pollution dans le milieu naturel

- un hydrogramme à l'entrée du bief 5. DBO5 et oxygène dissous
- la pluie du 13.07.1977 - DBO5 et oxygène dissous

F23-1 à F23-5 : Etude des pluies de projet : oxygène dissous
pour deux débits de référence - $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

- pluie P25
- pluie P'25
- pluie P100
- pluie P'100
- pluie II2

LISTE DES ANNEXES

A1-1 à A1-16	:	Les modèles de transformation Pluie-Débit
A2-1 à A2-3	:	Déversoirs d'orage dans Paris
A3	:	Loi débit-hauteur au barrage de Suresnes
A4	:	Organigramme du programme Ecoui-For.
A5	:	Fichier Caract. Dat
A6-1 à A6-4	:	Listes des tableaux et paramètres du programme Ecoui. For.
A7	:	Tableau des coefficients de ruissel- lement moyens
A8-1 à A8-2	:	Variations des débits et vitesses en fonction du remplissage dans un collecteur
A9-1 à A9-4	:	Mesures de débit et pollution sur le collecteur des Côteaux et le déversoir Proudhon
A10-1 à A10-8	:	Les phénomènes de convection, diffusion et dispersion
A11-1	:	Programme de qualité en régime permanent
A12-1	:	Programme de qualité en régime transitoire

A13-1 à A13-6 : Etude de la stabilité des schémas implicites
 convection et dispersion

A14-1 à A14-2 : Programme de qualité permanent-dispersif

INTRODUCTION

La pollution par les eaux pluviales est un phénomène maintenant connu des gestionnaires de l'eau. En milieu urbain, les eaux pluviales sont évacuées :

- soit par des réseaux séparatifs
- soit par des réseaux unitaires dans lesquels les eaux pluviales sont mélangées aux eaux usées.

Les réseaux unitaires sont équipés de déversoirs d'orage dont le rôle est de rejeter dans le milieu naturel les débits excédentaires afin d'éviter une surcharge des stations d'épuration à l'aval.

On estime généralement que les déversoirs d'orage laissent passer 3 à 5 fois le débit de temps sec.

Outre les déversoirs d'orage, d'autres ouvrages (dessableurs, bassins de retenue, bassins de pluies) sont placés sur les deux types de réseaux et ont pour rôle la protection des conduites, le stockage des eaux pluviales, une réduction des vitesses, la sédimentation des sables ...

Toutefois, les dysfonctionnements des réseaux ou la difficulté de gérer les débits pluviaux sont à l'origine de rejets polluants dans le milieu naturel. En période d'étiage, lorsque les débits en milieu naturel sont faibles, la dilution de ces rejets se fait mal, les phénomènes d'auto épuration sont ralentis par les températures élevées. Les déversements consécutifs à des précipitations de forte intensité, caractérisées par des débits élevés mais de courte durée (de l'ordre de l'heure) peuvent donc être à l'origine d'une dégradation de la qualité des eaux du milieu naturel.

Plusieurs mesures ou observations attestent de ces phénomènes :

- en 1976 et 1977, le LHVP et la Météorologie Nationale publient (voir figures F13-1 et F13-2) les graphes simultanés des hauteurs de pluie journalières en Seine de DB05 ou NII4⁺. On observe une corrélation entre les pics pluvieux et les pics de pollution mais l'échelle de temps est trop grande pour que l'on puisse conclure. Toutefois, on en retiendra que la concentration moyenne journalière de DB05 a atteint en Juillet 1976, la valeur maximale de 12 mg/l. Cette valeur est à comparer aux valeurs de la concentration en DB05 mesurée par temps sec par l'AFBSN entre Port à l'Anglais et Suresnes pour un débit de 50 m³/s (5) et qui oscillait entre 3 et 7 mg/l.

- le SNS a relevé plusieurs profils en long d'oxygène dissous en Seine à la suite de quelques événements pluvieux :

- période du 15 au 27 juillet 1982 (voir figure F 13-3). L'évènement à l'origine de la pollution est l'évènement des 21 et 22 juillet 1982. La dégradation des eaux se poursuit jusqu'à 100 km à l'aval de Suresnes où l'on observe une zone de mortalité piscicole les 25 et 26 juillet

- période du 10 au 15 juin 1982 : l'évènement à l'origine de la dégradation semble être l'évènement du 7 juin 1982 qui a intéressé l'Est parisien. Les 10 et 11 juin on observe une forte dégradation de l'oxygène dissous accompagné d'une zone de mortalité piscicole (jusqu'à 100 km à l'aval de Suresnes). La qualité des eaux se rétablit le 15 juin.

- période du 2 au 9 mai 1974 (figure F13-5). La chute de l'oxygène dissous en Seine mesurée à Chason se produit quelques heures après les événements pluvieux enregistrés dans les Yvelines. La corrélation entre les deux phénomènes est très nette.

On remarque que les phénomènes de transport et dégradation des polluants se produisent à l'échelle de temps de la journée.

Nous nous proposons, dans ce document, d'étudier la relation pluie-débits déversés - pollution dans le milieu naturel. Le système étudié est la Seine dans sa traversée de Paris entre le barrage de Port à l'Anglais et Suresnes et nous ne prendrons en compte que les rejets du réseau parisien (les apports de banlieue sont négligés). Nous ne rechercherons ici que des ordres de grandeur, des tendances d'évolution. En effet une telle étude nécessite des données sur les pluies, le réseau d'assainissement, les débits dans le réseau et les débits déversés, les débits et la qualité des eaux en Seine, et ces données sont rares.

D'autre part, nous nous attacherons ici à dégager les facteurs prépondérants dans l'étude de la relation pluie-débits déversés - pollution de la Seine, en respectant les échelles de temps et d'espace des divers phénomènes ; Nous étudierons la sensibilité du système pluie-réseau-milieu naturel aux différents paramètres de l'étude. Dans cette optique, une modélisation fine de chaque étape de l'étude est inutile et ambitieuse.

L'étude présente trois parties :

- une étude hydraulique en régime transitoire dont le but est de déterminer l'influence des déversements d'orage sur les caractéristiques hydrauliques (débits, cotes et vitesses du milieu naturel)
- une étude du réseau parisien à l'issue de laquelle nous connaissons le temps de réponse des bassins versants, du réseau d'assainissement et l'ordre de grandeur des débits déversés.

- une étude du transport et de l'évolution des polluants dans le milieu naturel lors de laquelle nous étudierons la nécessité d'un modèle à régime hydraulique transitoire, essaierons de dégager les caractéristiques de la pluie nécessaire à l'étude de l'évolution des polluants et étudierons la sensibilité du modèle aux conditions hydrauliques, aux cinétiques de dégradation des polluants, aux phénomènes de dispersion.

L'étude hydraulique constitue un élément important pour aborder l'impact des eaux de ruissellement sur la qualité : les déversements d'orage modifient la vitesse moyenne des masses d'eau (qui conditionne le transport des polluants) et l'effet de dilution par augmentation du débit.

Les quelques chiffres suivants peuvent aider à mieux appréhender l'importance de cet aspect hydraulique :

- En assimilant la Seine à un canal rectangulaire de 5 m de profondeur et 100 m de largeur, le tronçon d'étude considéré stockerait, sur ses 24 kms de longueur, un volume de 12 millions de m^3 d'eau. Pour un débit variant entre 50 et 200 m^3/s , la vitesse moyenne des masses d'eau varierait entre 0,1 et 0,4 m/s. Une masse d'eau traverserait donc Paris en 3 jours pour un débit de 50 m^3/s et en 18H 00 pour 200 m^3/s .
- Une pluie de forte intensité, correspondant par exemple à une lame d'eau de 20 mm sur les 8000 ha de la ville de Paris, représente un volume total de précipitation de 1,6 million de m^3 , soit près de 1/8 du volume précédent. Les temps de concentration des bassins versants parisiens étant faibles (de l'ordre de la 1/2 heure), on peut considérer que ces eaux de pluie seront déversées dans le milieu récepteur en un temps comparable à la durée totale de la pluie, de l'ordre de 3H 00 pour une pluie orageuse.

Ces chiffres illustrent bien l'effet de choc hydraulique que l'occurrence d'un orage peut provoquer en Seine et les variations importantes des débits et vitesses qui peuvent en résulter. Les déversements d'orage ont d'ailleurs été souvent reconnus, dans la ville de Paris, comme une gêne à la navigation par leur caractère soudain et violent.

Ces quelques ordres de grandeur justifient la nécessité d'utiliser un modèle fin pour décrire le régime hydraulique transitoire de la Seine sous l'influence des déversements d'orage. Nous nous restreindrons cependant à la description des caractéristiques globales des débits et vitesses : en ce cas, un modèle unidimensionnel dans le sens de l'écoulement résoud complètement le problème (25).

L'étude du réseau parisien concerne principalement la partie " amont " du problème c'est-à-dire les hydrogrammes à l'exutoire des bassins versants, leur propagation dans le réseau et les déversements en Seine. Nous nous intéresserons principalement aux ordres de grandeur des volumes transités et des temps de réponse. Le système constitué ici par les bassins versants et le réseau est considéré comme une " boîte noire " : nous nous intéresserons aux entrées (les pluies) et aux sorties (les débits) sans chercher une description fine de l'écoulement. Cette étape bute principalement sur le manque de données et la mauvaise connaissance du système aussi utiliserons-nous au mieux l'information disponible (essentiellement les données pluviométriques et les données relatives aux bassins versants). Nous effectuerons également des études de sensibilité sur les différents paramètres du modèle. Enfin, nous étudierons l'importance de la répartition géographique de la pluie sur les modifications du régime hydraulique en Seine.

L'étude de l'évolution des polluants dans le milieu naturel nous permettra de choisir la forme définitive du modèle à adopter, définir les caractéristiques des données du problème, étudier à partir de pluies de projet les conséquences des déversements sur la dégradation de la qualité des eaux de Seine. En effet, sera-t-il nécessaire d'utiliser un modèle hydraulique transitoire ou un modèle hydraulique permanent rendra-t-il compte aussi bien des phénomènes de transport? Nous chercherons d'autre part à déterminer l'importance des phénomènes de dispersion sur l'évolution des polluants dans le milieu naturel, à définir les paramètres prépondérants de l'étude : forme de la pluie, volume déversé, conditions hydrauliques initiales, cinétiques de dégradation... Enfin, pour une pluie donnée, nous chercherons à prévoir la charge déversée le lieu du minimum d'oxygène dissous, le temps nécessaire pour revenir à l'état initial.

Nous sommes bien conscients des limites de cette étude.

En particulier, la seule prise en compte des rejets parisiens ne pourra pas nous permettre de prévoir la qualité des eaux à l'aval de Paris car de nombreux rejets de banlieue sont également responsables de l'état du milieu naturel. D'autre part, le système étudié est très complexe. Aussi notre objectif ici n'est pas la représentation fidèle de la réalité mais la définition du modèle le mieux adapté à une telle étude.

L'outil ainsi défini devra permettre une meilleure connaissance du système par la définition des ordres de grandeur des différents phénomènes et la détermination des principaux paramètres de l'étude. Il devra être suffisamment souple et de mise en oeuvre aisée pour être étendu dans un proche avenir à une zone plus vaste.

Cette extension permettra la définition dans une étape ultérieure d'un plan d'expérimentation cohérent dont les résultats seront utilisés pour caler et valider le modèle. Celui-ci pourra alors être utilisé comme outil de gestion et planification du système.

Les deux premiers chapitres de ce document présentent les modèles d'écoulement en Seine et de transformation pluie-débit mis en oeuvre dans cette étude. Ils ne sont pas indispensables à la compréhension des résultats exposés dans les chapitres suivants.

L'ÉTUDE HYDRAULIQUE

I - INTRODUCTION

L'étude hydraulique concerne la Seine dans sa partie comprise entre le barrage de Port à l'Anglais (4 km à l'amont de Paris) et le barrage de Suresnes. La longueur totale du tronçon est de 24 km dont 12 km dans Paris intramuros entre le Pont National et le Pont Garigliano.

Ce tronçon est relativement bien connu puisque l'on dispose de nombreux profils en travers relevés par le S.N.S. (Service de Navigation de la Seine). Le même service exploite également des stations de mesures de cotes et de vitesses en 5 points de Paris (Ponts National, d'Austerlitz, de la Tournelle, Royal et Garigliano). Ces mesures sont des moyennes journalières fortement influencées par la manoeuvre du barrage de Suresnes dont la consigne d'opération en été est le maintien d'un plan d'eau constant.

La Seine, dans la partie qui nous intéresse, est un fleuve large (largeur au miroir : 100 m), à faible pente, de profondeur moyenne 5 m. En période d'étiage, les débits observés varient de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (étiage sévère) à $200 \text{ m}^3/\text{s}$. Nous disposons donc de quelques ordres de grandeur pour les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement. Dans le cadre de cette étude, nous rappelons que nous nous intéressons aux seules valeurs moyennes. Leurs calculs résultent d'une intégration sur la section en travers des équations de bilans de masse et de quantité de mouvement. Un tel modèle, dit modèle filaire ou unidimensionnel, résout alors complètement le problème dès lors que l'on s'intéresse aux caractéristiques globales. Dans d'autres circonstances et notamment lorsqu'on étudie l'évolution d'une substance dissoute, de telles simplifications ne sont pas toujours possibles et la fermeture des équations nécessite des hypothèses supplémentaires mettant en jeu des flux dispersifs.

Nous présentons ci-dessous le modèle retenu. C'est un modèle unidimensionnel (selon l'axe de l'écoulement) en régime transitoire mis au point par le CEMAGREF (67). Nous verrons également son application au système étudié.

II - LES FONDEMENTS THEORIQUES DU MODELE

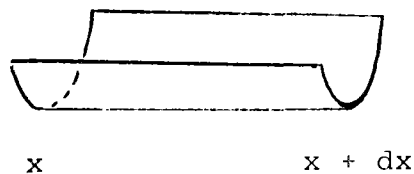
Ils résultent des équations de Saint-Venant qui établissent les bilans pour un volume élémentaire des conservations de masse et de quantité de mouvement.

Ces bilans reposent sur les hypothèses suivantes :

- incompressibilité du fluide ($\rho = \text{constante}$)
- écoulement à faible courbure
- assimilation des forces à distance à la seule pesanteur.

Ces deux dernières hypothèses ont pour conséquence la répartition hydrostatique des pressions de sorte que la grandeur $p^* = p + \rho g z$ est constante sur toute section normale à l'écoulement. Enfin, nous rappelons que nous nous intéressons aux grandeurs moyennes intégrées sur la section droite et que, dans cette section, nous faisons l'hypothèse supplémentaire de vitesse uniforme.

Dans ces conditions, soit le volume élémentaire suivant :



Le bilan des grandeurs à l'intérieur de ce volume conduit aux équations suivantes :

1. L'équation de continuité

$$-\frac{\partial (\rho Q)}{\partial x} + \rho q_a = \frac{\partial (\rho S)}{\partial t} \quad \text{soit} \quad \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_a$$

où $-\frac{\partial}{\partial x} (\rho Q)$ est la différence entre volume entrant et volume sortant

$\frac{\partial}{\partial t} (\rho S)$ est la variation de stock

q_a est un débit d'apport (s'il est positif) ou de fuite (s'il est négatif) par unité de longueur.

2. L'équation dynamique

Elle traduit l'égalité entre la variation de quantité de mouvement et la somme des forces extérieures qui sont :

- les forces à distance (pesanteur)
- les forces de pression
- les forces de frottement.

Ces dernières qui représentent le frottement dû à la paroi seront, dans le modèle utilisé, exprimées par la formule de Manning Strickler pour le régime permanent.

Nous faisons l'hypothèse supplémentaire que l'écoulement est presque horizontal, ce qui conduit après projection sur l'axe de l'écoulement, à l'équation :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \beta \frac{\partial}{\partial x} (Q^2/S) = - gS \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{S\tau}{\rho R_H} + \zeta q_a V$$

- η = cote du fond + tirant d'eau = $Z_0 + y$
- $\zeta = 0$ pour un apport (vitesse d'apport perpendiculaire à l'écoulement)
- $\zeta = 1$ pour une fuite (vitesse parallèle à l'écoulement)
- β est une grandeur tenant compte de la dispersion de v par rapport à la moyenne V .

$$\beta = \frac{1}{S} \int_S \left(\frac{v}{V} \right)^2 dy dz$$

Dans le cas d'une répartition uniforme des vitesses, $\beta = 1$.

Posons alors :

$$I = \frac{\partial Z_0}{\partial x} \quad , \text{ pente du fond}$$

$$J = \frac{\tau}{\rho g R H} = \frac{Q^2}{k^2 S^2 R H^{4/3}} \quad (\text{formule de Manning-Strickler})$$

Il vient alors (en utilisant l'équation de continuité)

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g (I - J) + (\zeta - 1) q_a \frac{V}{S}$$

Le système d'équation final est le système de Saint-Venant : (35)

$$\frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial S}{\partial x} = q_a$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g (I - J) + (\zeta - 1) q_a \frac{V}{S}$$

L'équation dynamique fait apparaître deux termes essentiels :

$$- \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} \quad \text{ou terme d'inertie}$$

$$- gJ \quad \text{ou terme de frottement.}$$

Selon les cas d'étude, l'un de ces termes peut être largement prépondérant devant l'autre que l'on néglige alors. Les modèles ainsi construits ont des applications bien précises (rupture de barrage, fermeture d'une vanne pour les 1°, propagation des crues et courbes de remous pour les 2°). Le modèle utilisé ici conserve tous les termes de l'équation de Saint-Venant.

III - LA RESOLUTION DU SYSTEME D'EQUATIONS PRINCIPES DE CALCUL DU MODELE

1 - Rappel sur la théorie des caractéristiques

La théorie des caractéristiques est évoquée ici car elle permet de rendre compte de la propagation d'une onde dans un écoulement et des conditions de cette propagation.

Nous la présentons avec les hypothèses simplificatrices suivantes :

- canal rectangulaire
- canal sans pente
- canal sans frottement
- pas de débits latéraux

En ce cas, on montre qu'il existe deux familles de courbes (ou caractéristiques) d'équation :

$$\frac{dx}{dt} = V \pm C1$$

où V est la vitesse moyenne des masses d'eau

$C1$ est la célérité des ondes dynamiques

et a pour expression $C1 = \sqrt{g y}$

Sur chacune de ces courbes, les conditions de propagation des perturbations sont représentées par les équations caractéristiques. Dans le cas ici présenté, ces équations sont les invariants de Riemann et s'écrivent :

$V + 2 C1 = \text{constante}$, qui correspond à une propagation vers l'aval le long de la caractéristique positive :

$$\frac{dx}{dt} = V + C1$$

$V - 2 C1 = \text{constante}$, qui correspond à une propagation vers l'amont le long de la caractéristique négative :

$$\frac{dx}{dt} = V - C1$$

La donnée des conditions initiales et aux limites permet la détermination des grandeurs recherchées en tout point de l'espace x et t .

Toutefois, la résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des caractéristiques suppose que la section mouillée S soit une fonction différentiable du tirant d'eau y .

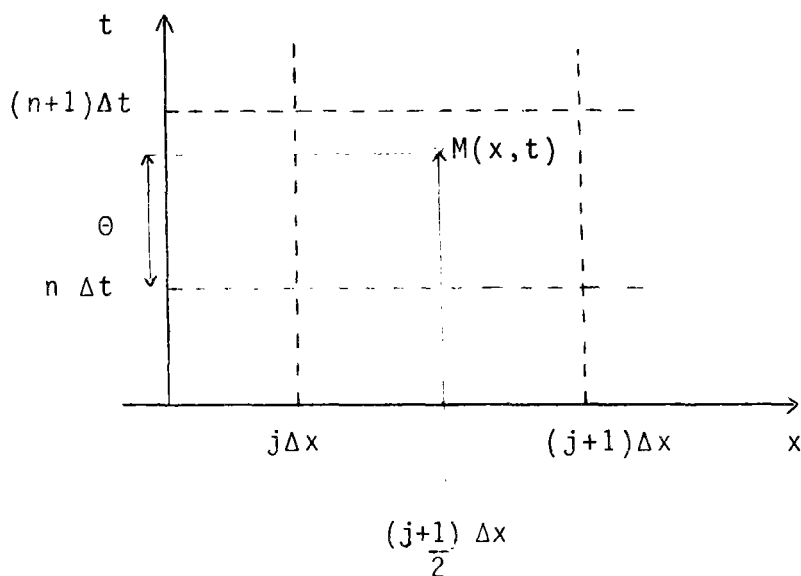
Les sections en travers des systèmes étudiés répondent rarement à cette condition. En ce cas, l'équation de continuité n'est pas observée et l'on préférera adopter un schéma de résolution par différences finies.

2 - Résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des différences finies

Dans l'optique d'une résolution numérique des équations de Saint-Venant, nous ne calculerons les grandeurs recherchées que sur les points d'un maillage en x et t .

Ceci fait l'objet d'une résolution par les différences finies dont on rappelle les principes ci-après.

Discretisons l'espace en pas d'espace Δx et le temps en pas de temps Δt .



Soit f_j^n , la valeur de la grandeur f (cote ou débit) au point de coordonnées $(j \Delta x, n \Delta t)$. La valeur de la fonction $f(x)$ au point M sera évaluée en fonction des valeurs de f aux noeuds de la maille entourant M . Les dérivées dans le temps et l'espace seront approchées de la même manière.

On distingue deux schémas de résolution qui diffèrent par leur condition de stabilité :

- les schémas explicites : ils permettent un calcul direct des grandeurs au $(n+1)^{\circ}$ pas de temps en fonction des valeurs au n° pas de temps. Ils sont limités par la condition de stabilité sur Δt qui est borné supérieurement.
- les schémas implicites : le calcul des grandeurs au $(n+1)^{\circ}$ pas de temps n'est possible qu'en résolvant un système linéaire. Mais la stabilité est acquise quel que soit le pas de temps.

Le schéma ici retenu est un schéma implicite.

Les dérivées $\frac{\partial f}{\partial x}$ et $\frac{\partial f}{\partial t}$ sont données par les expressions suivantes :

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{f_j^{n+1} - f_j^n + f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n}{2 \Delta t}$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{\theta (f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}) + (1 - \theta) (f_{j+1}^n - f_j^n)}{\Delta x}$$

On montre que la stabilité sera systématique dès que $1/2 < \theta < 1$.

Soient Q et y les inconnues. Le calcul de leur valeur en N sections dy système nécessite la connaissance de $2N$ valeurs. Les équations de Saint-Venant linéarisées et les conditions aux limites constitueront les $2N$ équations nécessaires à la résolution.

- résolution des équations de Saint-Venant

La linéarisation de l'équation de conservation et de l'équation de quantité de mouvement conduit au système suivant considéré entre un point A et un point C à la distance x :

$$\Delta Q_A = a \Delta Q_C + b \Delta y_C + c$$

$$\Delta y_A = d \Delta Q_C + e \Delta y_C + f$$

- Conditions aux limites

Ce sont des lois débit/hauteur, débit fonction du temps ou cote fonction du temps. On les écrit sous la forme

$$r \Delta Q + s \Delta y = t$$

L'ensemble des nouvelles équations constitue donc un système matriciel que l'on résoud par la méthode de double balayage. Cette méthode permet la triangularisation de la matrice, le calcul de ses termes et le calcul des grandeurs hydrauliques.

3. Les différents modules de calcul

Le modèle est articulé autour de deux modules de calcul :

- un module de géométrie
- un module de traitement des équations, qui calcule débit, cote et vitesse en chacune des sections retenues par le précédent.

a. Le module de géométrie

Ce module détermine, selon un pas d'espace fixé au préalable, un certain nombre de sections qui deviendront les sections de calcul du module de calcul.

Le système étudié est préalablement divisé en biefs par l'utilisateur. Les biefs sont des tronçons qui ne peuvent être le siège d'apports ponctuels : ceux-ci sont pris en compte dans le modèle sous forme de conditions aux limites contrairement aux débits d'apports latéraux qui sont directement pris en compte dans les équations de Saint-Venant (terme q_a). Les affluents et défluent doivent donc être concentrés en tête de chaque bief. La division en biefs devra tenir compte de ces irrégularités. En particulier, les déversoirs d'orage seront systématiquement situés à l'entrée d'un bief (condition amont). La division en biefs devra également tenir compte des changements de section (retrécissement tels que ponts, îles ...).

Le modèle initialement prévu pour 20 biefs a été étendu à 30. Chaque bief est limité par 2 noeuds (noeud aval et noeud amont) et décrit par des sections de données. On appelle section de donnée, un profil en travers de la Seine, introduit comme donnée de calcul par l'utilisateur sous forme de couple abscisse-cote ou largeur-cote.

Le nombre de ces sections pour un bief ne peut excéder 50. Le programme interpole entre ces sections de données, les sections de calcul à pas d'espace constant (maximum 300 sections de calcul). Pour chaque section, il calcule un quadruplet (Z_i , L_i , P_i , S_i) où :

Z_i est la cote

L_i est la largeur correspondante

P_i est le périmètre mouillé

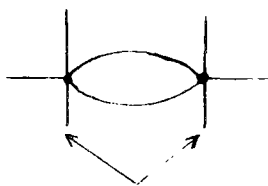
S_i est la surface mouillée

L'interpolation de ces grandeurs se fait à section mouillée constante.

Remarques

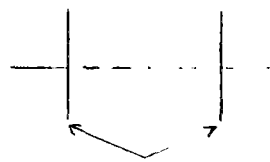
- la description des sections de données est réalisée par dix points au maximum, ce qui ne permet pas de rendre compte des irrégularités de géométrie. Celles-ci seront prises en compte dans le coefficient de Manning-Strickler qui fera l'objet d'un calage dans le cas d'un régime permanent.
- toutefois, il faut veiller à bien restituer les éventuels changements de section. Un retrécissement brusque fera varier les valeurs des débits et vitesses risquant de générer des fluctuations numériques.
- le programme dans sa version actuelle ne prend pas en compte les mailles. Les files ne pourront donc être décrites telles qu'elles apparaissent.

On introduira donc deux sections de données : une à l'amont de l'île, une à l'aval en veillant à ce que la continuité des largeurs et surfaces soit assurée. Le programme interpolera des sections de calcul entre les deux précitées.



sections de données

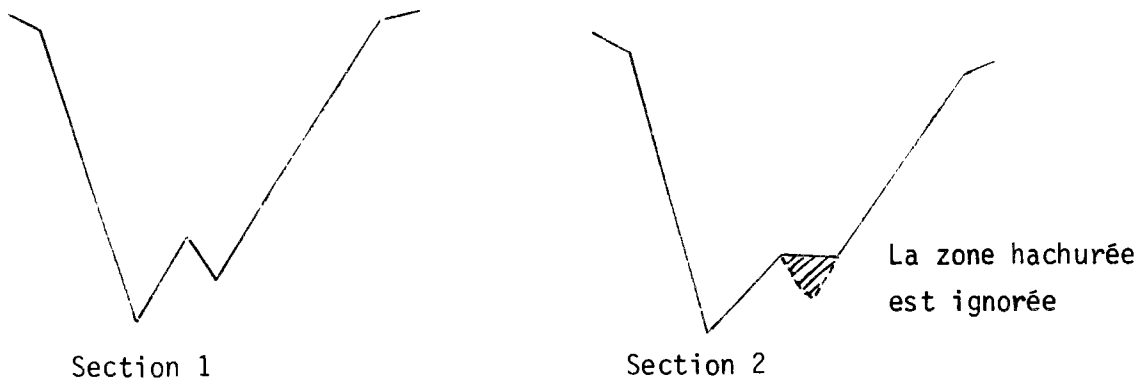
Configuration rejetée
par le programme



extrapolation de sections
de calcul

Configuration acceptée
par le programme

- le programme de géométrie n'accepte que des points dont les cotes sont strictement croissantes. La section 1 ci-dessous qui présente deux minimums locaux sera transformée en section 2 qui n'a qu'un minimum :



b. Le module de calcul

Les données d'entrée sont :

- d'une part les sections établies par le module de géométrie et pour chacune desquelles il fera le calcul des grandeurs
- d'autre part, les conditions initiales et les conditions aux limites.

- les conditions initiales

Elles sont la donnée à l'instant $t = 0$ de la ligne d'eau en régime permanent. On y trouve donc et pour chaque bief les valeurs des débits et des cotes.

- les conditions aux limites

Le régime hydraulique en Seine est un régime fluvial. Les conditions aux limites seront une condition à la limite amont et une condition à la limite aval.

** limite amont : ce sont pour l'essentiel les hydrogrammes à l'entrée des biefs. Ils sont lus sous la forme $q(t)$ où q est en m^3/s . Dans la section d'entrée j , on aura donc la relation

$$Q_j(t) = Q_{j-1}(t) + q(t)$$

où la section $j-1$ est immédiatement à l'amont de la section j .

La condition à la limite amont de tout le système est une loi $Q(t) = Q_0 = \text{constante}$. En particulier, le régime hydraulique dans la première section du système n'est pas influencé par l'état du système à l'amont. Il est toutefois possible d'introduire un hydrogramme dans cette section. Le débit dans la section est alors transformé pendant la durée de l'hydrogramme et a pour valeur $Q_0 + q(t)$.

**** limite aval :** la limite aval est un choix plus délicat. C'est une loi $Q(t)$, $Z(t)$ ou $Q(z)$. Si l'on dispose à l'aval d'une section de contrôle, la loi aval sera une loi $Z(t)$. Un mauvais choix de la loi aval peut générer d'importantes fluctuations qui se propageront vers l'amont, masquant les phénomènes réels.

IV - MISE EN OEUVRE DU MODELE SUR LA SEINE A PARIS

1. Le tronçon fluvial

Le tronçon étudié est situé entre le barrage de Port à l'Anglais (abscisse - 7500 m) et le barrage de Suresnes (abscisse + 16513 m), le zéro étant au Pont de la Tournelle. Toutefois, nous nous intéresserons plus en détail à la Seine dans sa traversée de Paris (Pont national à Auteuil).

a. Les biefs

Leur construction est déterminée par :

- les déversoirs d'orage : ceux-ci, nous l'avons vu, doivent nécessairement être situés à l'entrée d'un bief. Le réseau d'assainissement parisien présente 50 déversoirs d'orage. Nous en avons retenu 15 en fonction de l'importance du collecteur sur lequel ils sont situés et de l'importance du bassin versant qu'ils drainent.

On trouvera en annexe A2-1 à A2-3, la liste des déversoirs d'orage et le choix qui a été fait.

- les prises d'eau : deux prises d'eau en Seine (usine d'Austerlitz et usine d'Auteuil) sont destinées à l'entretien du réseau. Elles soutirent d'une part un débit de $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ à Austerlitz, d'autre part un débit de $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$ à Auteuil. Comme les déversoirs, elles doivent être placées en tête de bief.

- les îles : le programme ne fonctionne pas sur un schéma maillé et les îles doivent être assimilées à un bief unique.

Il existe trois îles dans Paris :

- . St Louis
- . de la Cité
- . de Bir-Hakeim

Ces obstacles ont déterminé le tronçonnage de la Seine en 22 biefs. Il est reproduit en Figure F1.

b. Les sections de données

Ce sont des profils en travers choisis en tenant compte des irrégularités du fleuve (ponts, changements de pente ...). Ils sont décrits par les couples abscisses-cotes (maximum 10 couples) fournis par le S.N.S.

Les trois îles n'ont été décrites que par les sections immédiatement à l'amont et immédiatement à l'aval.

2 - Conditions initiales et conditions aux limites

a. Etat initial du système

Afin de nous placer dans le cas le plus défavorable du point de vue qualité des eaux, nous avons considéré, lors des premières études, un étiage sévère (étiage de 1976). Le débit en Seine est alors de $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Le coefficient de Manning-Strickler a fait l'objet d'un calage en régime permanent. Sa valeur est de 60, ce qui est important dans le cas d'un fleuve mais qui se justifie car la Seine dans Paris est pratiquement canalisée.

En ce qui concerne les cotes, elles sont déterminées par la manoeuvre du barrage de Suresnes dont la consigne à l'étiage est le maintien d'un plan d'eau constant afin d'assurer la navigation. Dans tous les biefs, la cote a été fixée à 26,78 m qui correspond à la cote du régime permanent pour la loi aval fixée.

Par la suite, nous avons choisi d'autres états initiaux pour couvrir toute la gamme des débits d'étiage. Nous présentons ci-dessous les valeurs retenues pour chaque cas :

Débit m^3/s	Cote m	Coefficient de Manning-Strickler
50	26.78	60
100	27.04	60
150	27.25	60
200	27.44	60

b. La loi aval

Le système est très sensible à la loi aval. Mal définie, celle-ci peut créer dès l'instant $t = 0$, des fluctuations numériques importantes mais qui s'amortissent dans le temps. Pour tenir compte de cela, nous avons laissé tourner le programme pour t variant de 0 à 4 H 00. A cet instant, les fluctuations numériques sont amorties, le programme est initialisé et on introduit les hydrogrammes.

La loi aval est la loi de fonctionnement du barrage de Suresnes. Ce dernier est constitué :

- d'une passe navigable comportant 20 hausses. Ces hausses peuvent prendre trois positions en fonction du débit à écouler : hausse au premier cran (correspondant à la cote 26.39), hausse au deuxième cran (correspondant à la cote 25.74) et hausse à fond.
- d'une passe-déversoir munie de deux vannes. Cette passe présente une lame libre déversante et, éventuellement, une lame noyée (par élévation des vannes).

La manoeuvre retenue pour ce barrage dans tous nos cas de figure est la suivante :

- les vingt passes navigables au premier cran,
- pas de lame noyée.

On trouvera la loi débit-hauteur correspondant à cette configuration en annexe A-3.

Remarque

A la suite d'études de sensibilité sur le pas d'espace Δx et le pas de temps Δt , nous avons retenu pour valeurs

$$\Delta x = 500 \text{ m}$$

$$\Delta t = 15 \text{ mn.}$$

LA TRANSFORMATION PLUIE - DÉBIT ET L'ÉCOULEMENT EN RÉSEAU

I - LE SYSTEME ETUDIE : LE RESEAU PARISIEN

1. Historique

Le projet de réseau parisien voit le jour avec l'ingénieur Belgrand en 1856. Il s'agissait alors de limiter les déversements dans la ville de Paris et les acheminer en bénéficiant de la pente des terrains (évacuation gravitaire) vers Clichy. Plus tard, les problèmes de pollution à Clichy ont justifié la création de champs d'épandage et, enfin, la construction de la station d'épuration d'Achères. C'est là que sont traitées les eaux de Paris mais aussi de la banlieue. Leur transport se fait dans de gros émissaires : les émissaires sud, nord, St Denis-Achères, Clichy-Achères, Sèvres-Achères.

Le panorama général du réseau est donné en figure F2.

En ce qui concerne la ville de Paris, quelques chiffres suffisent à montrer l'importance du réseau (48) :

- superficie de Paris : 8000 ha
- population : 2,6 millions d'habitants
- ouvrages visitables : 1710 km

soit une densité de 210 ml réseau/ha bassin versant.

Le réseau est, de plus, assorti d'un grand nombre d'ouvrages spéciaux :

- 50 déversoirs d'orage
- 34 chambres de dessablement
- 5 siphons sous-fluviaux
- 6100 réservoirs de chasse.

En considérant en plus les 1600 km de galeries annexes, cela lui confère une grande capacité de stockage.

2. L'état de connaissance du système

Peu d'études ont, à ce jour, été réalisées sur le réseau parisien en ce qui concerne l'aspect hydraulique. Seul, le collecteur des Côteaux a fait en 1980, l'objet d'une campagne de mesures quantitatives et qualitatives (54).

En ce qui concerne les déversoirs d'orage et leurs consignes d'exploitation, les données restent également sommaires. Dans le courant de l'année 1982, la ville de Paris a entrepris un recensement visant à rassembler pour ses déversoirs les caractéristiques principales : cote de radier, hauteur du seuil, longueur du seuil. A ce jour, les recherches ont porté sur 10 déversoirs. Leurs consignes d'exploitation sont elles-mêmes difficilement quantifiables et sont, bien souvent, laissées au bon sens des égouttiers. Ce sont eux qui manient les poutrelles de 22 cm qui obturent ou dégagent les baies de déversement.

Les ouvrages spéciaux sont eux aussi sujets à des fonctionnements divers selon l'état du réseau à l'aval et à l'amont : le siphon Mirabeau amène généralement les eaux de la rive droite dans l'émissaire sud (rive gauche). Il peut toutefois fonctionner en sens contraire, rejetant alors les eaux du collecteur Convention dans le collecteur ouest.

Le siphon Alma se situe à l'exutoire du collecteur bas. A l'issue de ce collecteur, une partie des eaux usées est déversée, une autre se jette dans l'émissaire sud et le reste emprunte le siphon pour s'engouffrer dans le collecteur Marceau. La répartition des débits dans ces trois ouvrages ne suit pas de règles précises. On considère un rapport de 1/2 entre le siphon et l'émissaire dans les limites de leur capacité, le reste étant déversé.

Toutefois, les caractéristiques physiques des bassins versants et du réseau primaire sont bien connues sur Paris. Les profils en long et en travers des collecteurs nous ont été fournis par la ville de Paris, qui a, par ailleurs, réalisé un découpage en bassins versants et sous bassins versants relatifs à chacun de ces collecteurs.

La taille des sous-bassins varie entre 30 et 250 ha et se situe en moyenne autour de 100 ha.

3. Premières simplifications

Il est bon de rappeler que nous nous attachons à la détermination des ordres de grandeur des déversements d'orage. Il est inutile dans le cadre de cette étude, de connaître finement l'écoulement dans le réseau.

D'autre part, la mauvaise connaissance du fonctionnement hydraulique du réseau pose quelques limites à notre étude :

- la modélisation portera sur le seul réseau primaire : grands collecteurs et émissaires,
- le réseau sera considéré comme ramifié, les maillages des points hauts seront supprimés,
- le fonctionnement hydraulique des ouvrages spéciaux (siphons, chambres de dessablement ...) n'est pas pris en compte.

En particulier, pour les déversoirs d'orage, la loi de fonctionnement retenue est de laisser passer 5 fois le débit de temps sec. Cette loi empirique, mais souvent prise en compte par les projecteurs pour dimensionner les stations d'épuration, sera toutefois susceptible de changements pour utiliser les données supplémentaires sur les collecteurs,

- les changements de pente et de section ne seront pas tous pris en compte. Entre deux points de calcul, ces grandeurs seront moyennées.

Le modèle choisi est présenté au chapitre suivant, ainsi que son application au réseau parisien.

II - LE MODELE DE TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT ET ECOULEMENT EN RESEAU

1. Le choix du modèle

Les limites énoncées ci-avant nous ont conduit à choisir un modèle dont les caractéristiques sont les suivantes :

- simplicité de mise en oeuvre
- peu de paramètres à caler
- utilisation optimale des données disponibles sur Paris, et en particulier, les caractéristiques des bassins versants et collecteurs.

Le nombre des modèles élaborés en France ou à l'étranger est très grand. Depuis la méthode rationnelle ou le modèle de Caquot, fondés sur la théorie linéaire des écoulements, la connaissance des phénomènes s'est précisée, l'intérêt porté à la notion de système s'est accru et, enfin, des données de plus en plus nombreuses ont pu être collectées. Cette évolution se retrouve dans le classement suivant (28 et 29) qui distingue trois types de modèles :

- les modèles déterministes (empiriques ou rationnels)
- les modèles dérivés de l'analyse des systèmes
- les modèles stochastiques.

On trouvera en annexe A1-1 à A1-16 les principaux modèles rencontrés dans la littérature.

Nous éliminons a priori les modèles stochastiques établis sur des lois statistiques et les modèles déterministes empiriques (dont le but est la représentation des phénomènes physiques à partir des observations du système) parce qu'ils réclament un grand nombre de données.

Les modèles dérivés de l'analyse des systèmes fonctionnent comme des boîtes noires : ils transforment la pluie en débit sans s'intéresser à la physique de l'écoulement. Ils sont généralement fondés sur les

hypothèses de linéarité et invariance dans le temps et fonctionnent avec un faible nombre de paramètres. Ce sont les modèles les mieux adaptés au type d'étude que nous entreprenons.

Celui que nous avons retenu est un modèle proposé par l'AFBSN (12) dont le module de transformation pluie-débit est un modèle dit à réservoir linéaire et le modèle d'écoulement en réseau est régi soit par un modèle d'onde diffusive, soit par une translation simple. Le paramètre du modèle à réservoir linéaire est issu de l'étude de Desbordes.

2. Equations du modèle et choix des paramètres

a. Le modèle à réservoir linéaire

L'entrée (la pluie) et la sortie (le débit) sont liées par le biais de deux équations mettant en jeu les grandeurs suivantes :

$\Sigma(t)$: la hauteur d'eau stockée sur le bassin versant et dans le réseau à l'instant t (en mètre)

$I(t)$: l'intensité de la pluie (mètre/seconde)

$q(t)$: le débit à l'exutoire par unité de surface (mètre/seconde)

α - L'équation de continuité :

$$\frac{d \Sigma(t)}{dt} = I(t) - q(t)$$

β - La loi de stockage :

$$\Sigma(t) = K q(t)$$

L'expression de K , seul paramètre du modèle a été donnée par Desbordes (28) qui l'a calée sur 13 bassins versants américains et 7 bassins versants français.

Bien que conscients du problème de l'extension de cette formule à la ville de Paris, nous l'avons reprise pour avoir dans un premier temps des ordres de grandeur des hydrogrammes. Par ailleurs, l'AFBSN (12) l'a testé sur le collecteur des côteaux et elle a conduit à des résultats compatibles avec les mesures réalisées lors de petites pluies.

La formule de Desbordes fait appel à des données accessibles

$$K = 79,39 A^{0,18} p^{-0,36} (1+C_r)^{-1,9} TP^{0,21} L^{0,15} HP^{-0,07}$$

où

K est en secondes

A est la surface du bassin en hectares

P est la pente moyenne du bassin en pourcentage

C_r est le coefficient d'imperméabilisation des sols
que l'on a choisi dans cette étude égal au coefficient
de ruissellement

TP est la durée de pluie intense en secondes

L est la longueur du drain principal en mètres

HP est la hauteur de pluie durant la période de pluie
intense en mètres.

Le paramètre K est le paramètre fondamental du modèle. Nous exposerons plus loin une étude de sensibilité sur ce paramètre dans le cadre de laquelle, nous proposerons en particulier une méthode de calcul différente et fondée sur la capacité de stockage des collecteurs.

Le système à résoudre :

$$\frac{d\Sigma}{dt} = I - q$$

$$\Sigma = K q$$

conduit à l'équation différentielle :

$$K \frac{dq}{dt} + q = I$$

On montre, en utilisant les transformations de Laplace que la solution d'une telle équation s'écrit :

$$q(x,t) = Q_i + \int_0^{\infty} h(t-u) \cdot (I(u) - Q_i) du$$

avec :

- $I(u) = 0$ si $u >$ durée de la pluie

- la fonction h est définie par :

$$h(t) = \frac{1}{K} \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \text{ si } t > 0$$

$$h(t) = 0 \quad \text{si } t < 0$$

$h(t)$ est également appelée réponse impulsionnelle

- le débit Q_i est le débit initial dans le collecteur.

La résolution est possible par discrétisation du temps.

Le choix du pas de temps, fonction de l'échelle de temps des phénomènes pluie et débit, sera abordée ultérieurement.

Le débit Q_{ap} à l'entrée du réseau est déduit de $q(x,t)$ en multipliant ce dernier par le coefficient de ruissellement C_r et la surface du sous-bassin versant A .

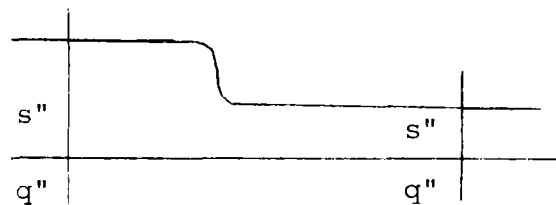
Le choix du coefficient de ruissellement C_r (voir annexe A7) a été effectué par considération de la densité de population sur le bassin versant.

b. Le modèle d'écoulement en réseau

α- Expression de la célérité des ondes

Nous avons choisi, pour représenter l'écoulement dans le réseau une translation sans déformation de l'onde d'amont en aval. La propagation entre deux points se fait à la célérité $C2$.

L'expression de $C2$ est obtenue à partir d'un bilan de masse entre deux sections s' et s'' . soit q' le débit dans la section s' et q'' le débit dans la section s'' à la suite des apports pluviaux :



Il vient $C2 \cdot s'' - q'' = C2 s' - q'$

d'où $C2 = \frac{q'' - q'}{s'' - s'}$ soit à la limite $C2 = \frac{dq'}{ds}$

La célérité $C2$ ou célérité cinématique correspond à des ondes plus lentes que les ondes dynamiques.

On note que $C2$ est reliée à la loi de tarage $q' = q'(y)$ par la relation $C2 = \frac{1}{l} \frac{dq'}{dy}$ où l est la largeur au miroir.

Dans le cas d'un canal infiniment large, Manning a donné pour diverses formes de profils en travers l'expression de $C2$ en fonction de la vitesse V_r des masses d'eau :

	$C2/V_r$
Canal rectangulaire	5/3
Canal triangulaire	4/3
Canal parabolique	1,44

En première approximation, on considèrera que la section en travers des collecteurs parisiens est rectangulaire et on choisira

$$\frac{C2}{V_r} = \frac{5}{3}$$

Cette valeur ne nous donnera qu'un ordre de grandeur car le système étudié ne correspond pas aux hypothèses retenues pour l'établissement de cette formule.

B- Amortissement des ondes

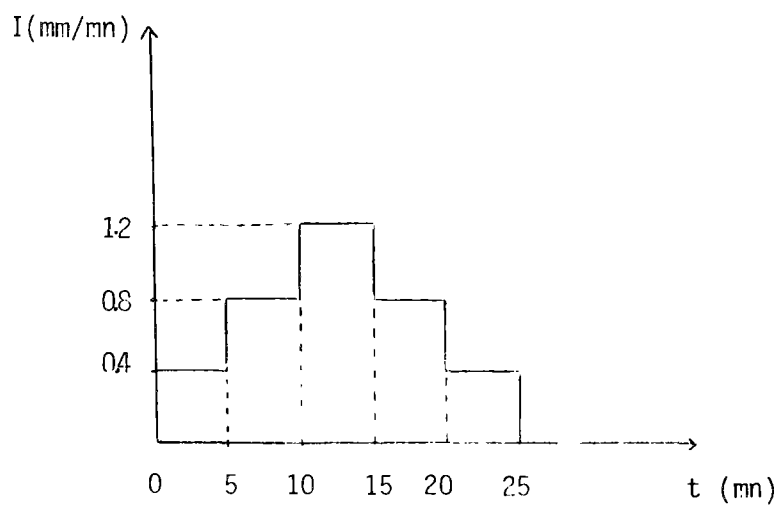
L'option de propagation retenue ne permet pas de rendre compte de l'amortissement des ondes. Toutefois, il est possible de comparer les valeurs de débits obtenues par la méthode de translation simple et le modèle du Cemagref.

Cette comparaison a été effectuée sur le collecteur Bas qui longe la Seine entre le pont de Bercy et le pont de l'Alma. Le collecteur a été affecté d'un strickler de 50.

Le collecteur Bas est décrit par 10 points, numérotés de l'amont vers l'aval et dont nous reproduisons ci-dessous les caractéristiques principales :

Points	Superficie (ha)	Distance jusqu'au point suivant (m)	Pente du collecteur %
1	155	400	0,2
2	0	1068	0,007
3	57	1003	0,027
4	0	1116	0,12
5	117.7	840	0,038
6	43	975	0,038
7	0	300	0,106
8	74.05	400	0,106
9	74.05	1000	0,041
10	0	0	-

L'évènement pluvieux utilisé dans l'étude a la forme suivante :



Nous avons recueilli les résultats en 4 points: les points 1,3
6 et 10. Nous les consignons dans les tableaux ci-dessous :

Valeur de la pointe de débit en m^3/s

Points	Modèle CEMAGREF	Translation simple
1	9.05	9.05
3	8.45	8.86
6	7.83	9.05
10	7.06	8.66

Instant de la pointe de débit en mn :

Points	Modèle CEMAGREF	Translation simple
1	20	20
3	25	25
6	35	35
10	50	50

Les résultats exposés ci-dessus permettent de conclure que la
célérité C2 choisie dans le cas de la translation simple est
suffisamment précise (au pas de temps près) puisqu'elle donne
les mêmes instants de pointe que le modèle CEMAGREF. Ceci est

important, notamment dans les cas de branchements d'un collecteur sur un autre. En ce cas les éventuels décalages de chacune des branches pourraient se cumuler aux différents points de jonction et l'on risquerait d'atteindre des décalages comparables à l'échelle de temps des phénomènes (temps de concentration de l'ordre de 30 mn, durée de la pluie intense de l'ordre de 30 mn, durée de la pluie de l'ordre de 3 H 00).

En ce qui concerne la valeur du pic de débit, l'option de translation simple donne une surestimation de 20 % au point 10 le plus à l'aval.

Toutefois, la quantité qui nous intéressera est essentiellement le volume d'eau déversé et non le pic de débit. Aussi accepterons-nous la surestimation causée par le type de modèle retenu.

3. Le modèle ECOUL

a. Organisation générale

Le modèle ECOUL, dont on trouvera un organigramme succinct en annexe A4 est fondé sur une description du réseau primaire collecteur par collecteur. Le réseau est supposé entièrement ramifié (les éventuels maillages ont été supprimés).

Sur chaque collecteur on recense alors le nombre de branches. Une branche étant limitée (voir figure 1 p. 38) :

- par un point-tête et un point confluent
- par deux points confluent
- par le point tête et le point final
- par un point confluent et le point final.

Les branches, quant à elles, sont décrites point par point. Ces points sont soit des relais de calcul, soit des points particuliers tels que siphons, déversoirs ... L'Agence de Bassin a retenu quatre types de points que nous avons gardés : il s'agit des points suivants (les numéros entre parenthèses font référence à la figure 1 qui illustre les différents cas) :

- points tête : ce sont les points à l'entrée d'une branche (point 1)
- points déversoirs : points présentant un déversoir d'orage (point 3)
- points dérivation-relais : points présentant une dérivation ou servant de relais de calcul (point 4)
- points affluent : qui reçoivent des débits extérieurs autres que les débits pluviaux. Ces débits sont des données du système. Ce sera le cas en particulier pour les apports de banlieue (point 5).

Nous leur avons adjoint quatre autres types de point. Ces derniers ont été introduits en raison de la configuration du réseau (point confluent ou siphon) ou de la configuration du programme qui traite le réseau collecteur par collecteur :

- point confluent : point sur un collecteur donné qui reçoit des eaux de plusieurs branches affluent vers ce collecteur (point C - Figure ci-dessous)
- point siphon : point à l'amont immédiat d'un siphon (point 6)
- point initial d'un collecteur recevant un débit d'un collecteur amont (point 2)
- point final d'un collecteur évacuant son débit dans un collecteur aval (point 7).

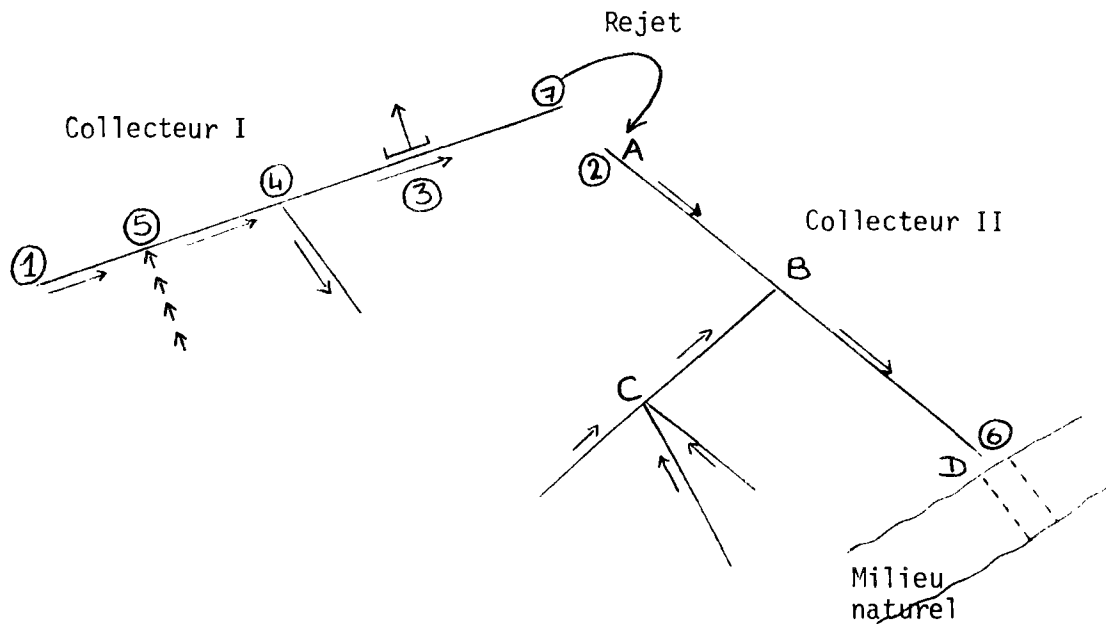


Figure 1

Les différents types de points
pris en compte dans le calcul

Le collecteur I a 1 branche

Le collecteur II a six branches :

- les trois branches arrivent au point confluent C
- la branche AB
- la branche CB
- la branche BD.

Le calcul se fait d'amont en aval dans une boucle sur les points d'une branche et en supposant un écoulement à surface libre. Un point ne pourra donc être traité que si toutes les branches amont l'ont déjà été. Ceci est particulièrement important pour les points confluents où l'on somme les débits de toutes les branches y arrivant.

De même, dans le cas de rejet d'un collecteur dans un autre, il faudra veiller à traiter en premier le collecteur qui se déverse dans l'autre.

b. Les débits en un point

- le débit de temps sec : c'est le débit en dehors des périodes pluvieuses. Il est calculé en fonction de la superficie du sous-bassin versant et du nombre d'habitants.

Le calcul du coefficient de pointe suit les instructions de la CG 1333 =

$$P_t = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_m}}$$

$$P_t < 4$$

où q_m est le débit moyen de temps sec en litres/seconde.

- le débit pluvial : c'est le débit à l'exutoire du sous-bassin versant relatif au point considéré. Il est calculé à chaque pas de temps par le modèle de transformation pluie - débit et comprend le débit de temps sec. Il est noté Q_{ap} .
- le débit à l'amont d'un point : c'est le débit arrivant en ce point avant son passage dans les éventuelles singularités du point (déversoir, siphon ...). Il est calculé par pas de temps. Il est noté Q_{am} .
- le débit au départ d'un point : il est calculé par pas de temps et correspond au débit amont après passage dans les éventuelles singularités du point. Il est noté Q_{avd} .

- le débit propagé : il est calculé pour chaque point I et à chaque pas de temps K. Au point J immédiatement à l'aval du point I, on a la relation :

$$Q_{am} (K) = Q_{ap} (K) + Q_{ava} (I, K)$$

point J point J

Les autres grandeurs intervenant (Q_{dev} pour les débits déversés, Q_{der} pour les débits dérivés ...) figurent en annexe A6-1 à A6-4 dans la liste des tableaux et paramètres.

c. Les différents sous-programmes

- sous-programme PLUDEB : il transforme par la méthode de M. DEBORDES le hyétogramme à l'exutoire du bassin ou sous-bassin et donne les débits Q_{ap}
- sous-programme TETE : conçu pour les points en tête de branche, il détermine en ces points

$$Q_{am} (K) = Q_{ap} (K)$$

$$Q_{ava} (K) = Q_{am} (K)$$

Remarque : pour les points confluent (cas du point T1, figure 2), le calcul fait l'objet d'une résolution particulière.

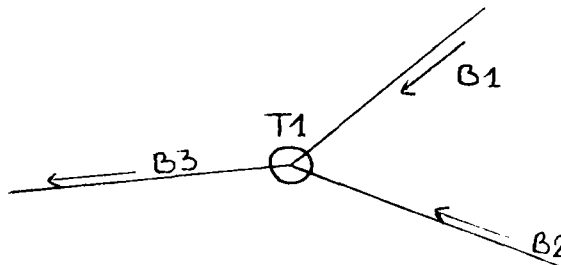


Figure 2 : Confluence

- sous-programme DEVERS : il traite les déversoirs d'orage pour lesquels il écrête le débit au-delà d'un seuil. Ce seuil est fixé à un multiple F du débit de temps sec (ici $F = 5$)

$$Q_{\text{dev}} = Q_{\text{am}} - F \times Q_{\text{sect}}$$

- sous-programme DERIV : dans le cas des dérivations, on admet que le débit dérivé est une constante prédéterminée du débit amont :

$$Q_{\text{der}} = D_d \times Q_{\text{am}}$$

La constante D_d est fixée selon les observations ou consignes de la ville de Paris.

- sous-programme AFFLUENT : il prend en compte des apports connus (apports de banlieue) qu'il introduit dans le réseau. Ces apports sont des données du programme.
- sous-programme REJET : dans le cas où un collecteur NC 1 se rejette dans un collecteur NC2, le sous-programme rejet garde la valeur du débit rejeté dans un tableau Q_e (NC 1, NC 2). Dans un programme tel qu'il est actuellement conçu, il ne peut y avoir qu'un rejet entre 2 collecteurs donnés.
- sous-programme SIPHON : lors du passage dans un siphon, on a admis dans un premier temps une loi de translation simple. Le débit à l'amont du siphon est transporté sans déformation à l'aval du siphon.
Le sous-programme garde cette valeur dans un tableau Q_e (NC 1, NC 2) où NC 1 et NC 2 sont respectivement les collecteurs amont et aval du siphon. Par la suite, on introduira une loi de fonctionnement prenant en compte le stockage dans le siphon.

- sous-programme ENTRECOLL : il prend la valeur Q_e (NC 1, NC 2) issue de la subroutine rejet et l'introduit au point du collecteur NC 2 qui reçoit le débit venant de NC 1.

d. Observations générales sur le programme

Rappelons un point déjà soulevé :

- il est nécessaire, avant de faire le calcul en un point, d'avoir traité tout l'amont. Ceci est particulièrement important pour les confluent, rejet de collecteur dans un autre, siphon ...

D'autre part :

- un point peut avoir plusieurs natures (déversoirs, siphon, rejet dans un collecteur). Ce cas se présente à Paris au siphon de l'Alma. Après avoir pris soin, si ce point est un confluent, de faire la somme de tous les débits y arrivant, on effectuera le calcul de la répartition des débits en faisant plusieurs passages sur le même point mais en l'affectant à chaque passage d'une nouvelle caractéristique,
- les données du réseau en un point concernant le tronçon aval de ce point,
- dans la structure actuelle, le rejet d'un collecteur dans un autre peut se faire en n'importe quel point du collecteur. Mais, un tel rejet est défini d'un collecteur dans un autre. Il faudra donc effectuer le découpage en collecteurs de telle sorte qu'un collecteur ne rejette pas en 2 points différents d'un autre collecteur,
- pour l'instant, on a représenté les collecteurs parisiens en les supposant rectangulaires ou circulaires,

- les ouvrages particuliers sont schématisés par des lois simples. On pourra introduire des lois de fonctionnement plus représentatives.
- nous n'avons pas pris en compte la mise en charge éventuelle des collecteurs. Ce choix aura généralement pour conséquence une diminution du temps de base de l'hydrogramme et une augmentation du pic de débit.

III - ADAPTATION DU MODELE AU RESEAU PARISIEN

1. Les collecteurs et leurs bassins versants

Nous avons précisé que la modélisation ne s'adressait qu'au réseau primaire (émissaires et gros collecteurs).

Dans Paris intra-muros, nous avons considéré 19 collecteurs dotés d'une ou plusieurs branches. Les collecteurs de la rive droite sont presque tous acheminés vers Clichy (station de dégrillage, dessablage). Les principaux déversoirs d'orage sont donc situés sur la rive gauche. Au total, nous avons retenu 15 déversoirs sur les 50 recensés dans la ville de Paris.

Le collecteur nord n'a pas été pris en compte dans l'étude : ses eaux sont reprises, soit par l'émissaire nord-est, qui va à Clichy, soit par le Saint-Denis-Achères, qui les achemine directement vers la station d'épuration.

Le collecteur 8 (voir tableau suivant), bien que n'ayant pas de réalité physique, a été introduit par commodité de calcul. Sa longueur est de 10 m et il permet de représenter la confluence des collecteurs Bas et Bosquet avant leur répartition soit dans le siphon, soit dans l'émissaire sud.

Nous n'avons retenu que trois siphons sous-fluviaux sur les 5 existants (Concorde, Alma et Mirabeau). Les deux autres permettent en effet d'évacuer les eaux des îles Saint-Louis et de la Cité vers les collecteurs Bas ou des quais. Ces apports étant faibles, nous les avons directement affectés aux collecteurs intéressés.

On trouvera en figure F-2, un schéma synthétique des ouvrages tels qu'ils apparaissent dans la modélisation.

Les collecteurs étant choisis, il faut leur affecter le bassin versant ou sous-bassin versant dont ils sont l'exutoire. La ville de Paris a réalisé ce découpage qui est reporté sur la figure F-3.

La répartition par collecteur se fait comme suit :

	COLLECTEUR	SUPERFICIE DRAINEE(hectare)	DEVERSOIRS
1	BAS	498,3	Blanqui-Gare Buffon, Bourgogne, St Michel Alma R.G.
2	PASCAL	389,7	Blanqui-Gare, Buffon
3	BIEVRE	402,5	Blanqui-Gare Buffon, Solférino, St Michel
4	BLANQUI-GARE	0	Blanqui-Gare
5	BUFFON	0	Buffon
6	SAINT-MICHEL	0	St Michel
7	BOSQUET	462	Alma R.G.
8	FICTIF	0	-
9	VERSAILLES	250	Auteuil
10	GRENELLE-CONVENTION	1032	Châtillon Bas Meudon Javel Convention
11	EMISSAIRE SUD	0	-
12	OUEST	300,5	Pâtures, le Nôtre
13	MARCEAU	581	-
14	ASNIERES	606,5	-
15	RAPEE	308,4	Traversière
16	HOTEL DE VILLE	146	-
17	SEBASTOPOL	87,5	-
18	COTEAUX	1190	Vincennes, Charenton, Proudhon
19	CLICHY	649,8	-
20	NORD	844	-

Total : 7600 ha

Une partie de l'ouest de Paris ne figure pas dans ce dénombrement car elle a pour exutoire un long déversoir d'orage qui traverse le bois de Boulogne avant de se jeter en Seine, à l'aval de Paris. Ce déversoir extérieur à la ville de Paris n'a donc pas été pris en compte.

2. Les points de calcul

La modélisation du réseau porte sur 147 points de calcul répartis comme suit :

- 59 en rive gauche
- 88 en rive droite.

Ils correspondent aux points évoqués dans la présentation générale du modèle. Le réseau modélisé figure en figure F4.

A chacun d'entre eux, on affecte :

- les caractéristiques du sous-bassin versant dont il est l'exutoire (surface, pente du terrain, coefficient d'imperméabilisation, longueur du drain principal ...) et nécessaires au calcul de la transformation pluie-débit,
- les caractéristiques de la portion de collecteur situé entre ce point et le point suivant en aval (coefficient de Strickler, largeur ou diamètre ...) nécessaires au calcul de la propagation dans le réseau.

Ces données figurent dans le fichier CARACT.DAT dont on trouvera le contenu en annexe A-5.

Les relevés des données pour les différents points retenus ont été réalisés à partir de profils en long des collecteurs et d'une carte au 1/8000° du réseau parisien.

Plusieurs approximations ont été faites pour les premiers passages :

- nous n'avons pas relevé tous les changements de pente ou de largeur des collecteurs. Nous les avons moyennés en pondérant par la longueur
- quand nous ne disposions pas des pentes de certaines branches, nous leur avons affecté la même pente que le collecteur à l'amont duquel ils se branchaient. Ce fut le cas en particulier du collecteur Convention qui reçoit des branches de banlieue et du sud de Paris
- la longueur du drain principal intervenant dans la formule de Desbordes a été évaluée par la longueur maximale des égouts secondaires arrivant au point considéré, quand ceux-ci figuraient sur le plan au 1/8000^e utilisé. Dans le cas contraire, elle a été estimée en prenant en considération l'allure générale des courbes de niveau, la distance aux autres collecteurs et la longueur du bassin versant
- la détermination des coefficients de ruissellement s'inspire du tableau donné en annexe A-6.

3. Le choix du pas de temps

Le système considéré est, nous l'avons déjà évoqué, le lieu de couplage entre différents éléments : la pluie et le réseau. Ces couplages vont guider le choix du pas de temps.

a. la pluie

Nous considérons dans cette étude, des événements de forte intensité et de courte durée : la durée d'une précipitation est de l'ordre de l'heure, et, sur de faibles intervalles de temps, l'intensité peut atteindre de grandes valeurs (le maximum observé à Paris-Montsouris est de 4 mm/mn).

D'autre part, les enregistrements des pluviographes ne vont pas en deçà de la minute.

La description d'un événement pluvieux demandera un pas de temps très fin, généralement choisi de 4 à 5 mn. Nous avons retenu la valeur de 5 mn.

b. Le réseau

En réseau, comme dans le milieu naturel, on assiste à deux phénomènes qui se superposent :

- le transport à la vitesse moyenne V_r des masses d'eau
- le déplacement de l'onde à la célérité $C2$.

En réseau, dans la gamme des débits rencontrés, nous pouvons retenir comme ordre de grandeur

$$V_r = 0,6 \text{ m/s}$$
$$C2 = \frac{5}{3} V_r = 1 \text{ m/s}$$

Les longueurs de tronçon retenues sur le réseau atteignent 1500 m. L'onde mettra donc

$$t_1 = \frac{1500}{1} \sim 25 \text{ mn}$$

pour parcourir le tronçon. Le transfert de l'onde est un phénomène du même ordre de grandeur que la précipitation.

La pluie et les débits sont donc fortement couplés du fait du temps de réponse très rapide des bassins versants et du réseau.

Le pas de temps du modèle d'écoulement en réseau sera donc égal à 5 mn.

4. Etude de sensibilité du paramètre K de l'équation de stockage

L'équation de stockage :

$$\Sigma = Kq$$

concerne le stockage sur le bassin versant et dans les égouts et collecteurs du réseau secondaire. Dans le cas du réseau parisien, nous avons vu que la densité de ce réseau et donc sa capacité de stockage étaient très importantes. Nous proposons une autre expression de K fondée sur le stockage potentiel du réseau. Toutefois, en l'absence de mesures, le calage de cette formule ne sera pas possible, et nous ne pourrons que comparer les deux méthodes : celles de Desbordes jusqu'alors utilisée, et celle exprimant K en fonction du stockage.

L'application que nous avons faite a porté sur le réseau de la rive gauche.

a. Les deux méthodes de calcul de K

α - Rappel de la formule de Desbordes

La valeur de K est donnée en fonction des caractéristiques du bassin versant et de la pluie :

$$K = 79,39 A^{0,18} p^{-0,36} (1 + C_r)^{-1,9} TP^{0,21} L^{0,15} HP^{-0,07}$$

K en secondes

A surface du bassin en hectares

p pente moyenne du bassin en pourcentage

C_r le coefficient d'imperméabilisation des sols

TP la durée de la pluie intense en secondes

HP la hauteur de pluie durant la période intense en mètres

L longueur du drain principal en mètres

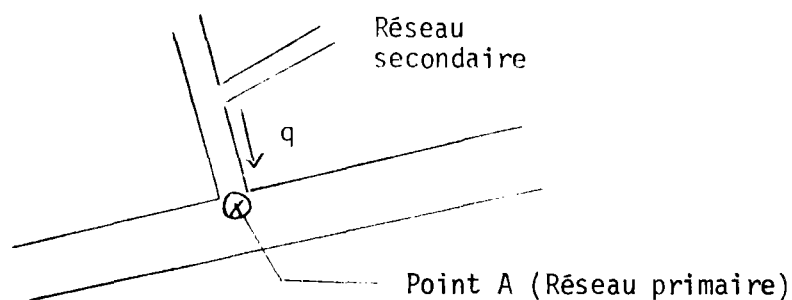
β - Méthode exprimant K en fonction de la capacité de stockage du réseau

Soit $\Sigma = Kq$

Nous négligeons ici le stockage sur le bassin versant devant le stockage en réseau. Ce qui est raisonnable en milieu fortement urbanisé et pour lequel les temps de concentration sont très faibles.

L'hypothèse à la base de ce raisonnement est la suivante :

Si, en un point du réseau primaire (point A, figure 3 p.40), le débit issu du réseau secondaire arrivant en ce point est maximal, la capacité de stockage du réseau secondaire est atteinte.



- Calcul du débit maximal

Le débit issu du réseau secondaire est exprimé par la formule de Manning :

$$q_m = k s R H^{2/3} I_p^{1/2}$$

On montre, voir abaque en annexes A10-1 à A10-2, que la vitesse à pleine section est égale à la vitesse à mi-hauteur de remplissage.

Dans le cas d'une section rectangulaire de hauteur totale H et largeur l, la vitesse à mi-hauteur a pour valeur :

$$V_{1/2} = k R_H^{2/3} I_p^{1/2}, \quad I_p \text{ pente du collecteur}$$

$$R_H \text{ rayon hydraulique : } \frac{l (H/2)}{1 + 2 (H/2)} = \frac{lH}{2(1 + H)}$$

Le débit maximal (à pleine section) sera donc

$$q_M = V_{1/2} s$$

$$\text{où } s = lH$$

$$\text{soit } q_M = k I_p^{1/2} \frac{(lH)^{5/3}}{(2(1 + H))^{2/3}}$$

- Calcul de la capacité de stockage :

La capacité de stockage sera exprimée par la formule :

$$\Sigma_{\max} = D_l \times A \times s$$

où D_l = densité linéique de réseau par hectare

A = superficie en hectare

s = section moyenne d'un collecteur.

Pour Paris, nous avons retenu les valeurs suivantes :

$$D_l = 200 \text{ ml/ha}$$

$$s = 1 \text{ m}^2$$

La densité D_l est la densité moyenne de collecteurs dans la ville de Paris (48). La section s a été fixée arbitrairement à partir des valeurs des sections relatives aux différents types d'égouts parisiens.

La valeur de 1 m^2 est certainement surestimée dans la plupart des cas et mérite d'être révisée pour chaque collecteur. Nous la conserverons toutefois pour les calculs qui suivent.

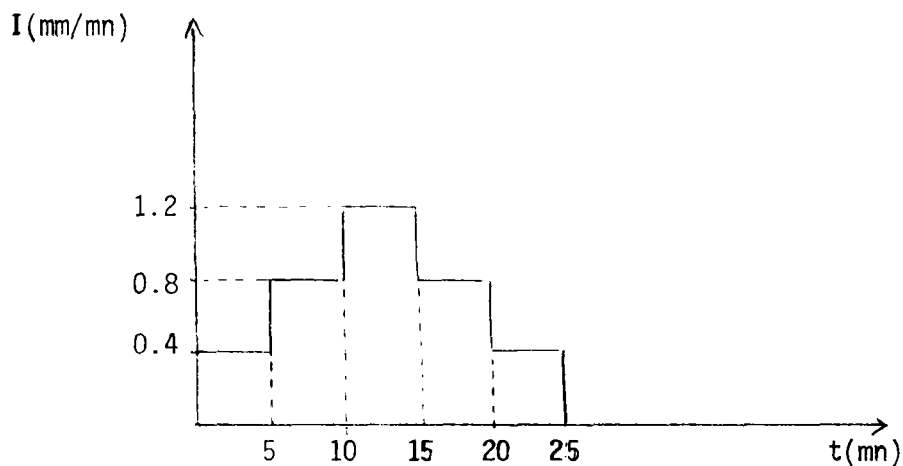
La valeur du paramètre K est donc :

$$K = \frac{\Sigma \max}{q_M} = \frac{200 A}{k I_P^{1/2} \frac{(1H)^{5/3}}{(2(1+H))^{2/3}}}$$

Cette valeur ne tient pas compte des paramètres de la pluie.

b. Test sur une pluie fictive

Nous avons affecté à chacun des points de la rive gauche l'hyétogramme reproduit ci-dessous :



Nous présentons ci-dessous les valeurs de K obtenues selon les deux méthodes, pour cette pluie.

Signalons également que nous avons calculé le paramètre K, selon la formule de Desbordes, pour deux pluies déduites de la précédente par des affinités de rapport 0,2 et 2.

α- Valeurs de K

Point	K fonction du stockage (secondes)	K Desbordes
1	3627	1924
3	3173	1158
5	507	794
6	185	532
8	9217	3624
9	5747	3747
15	1885	798
16	3192	1202
17	3190	1190
18	4943	1585
19	12054	655
11	4593	2264
12	3948	510
14	3165	1108
21	1421	487
23	3303	1364
24	3556	1687
26	9817	2163

D'une manière générale (à l'exception des points 5 et 6 où la pente des collecteurs secondaires est importante) la valeur de K, calculée selon la seconde méthode est beaucoup plus importante que celle de Desbordes. Elle dépend essentiellement de la surface A et de la pente i.

Toutefois, la disparité des valeurs observées en certains points (point 19) permet de mettre en doute les méthodes de calcul utilisées, et nous incite à revoir les valeurs des paramètres intervenant dans chaque formule.

β- Influence sur les hydrogrammes

Nous présentons, figures F5-1 à F5-4, les hydrogrammes déversés aux différents déversoirs de la rive gauche pour les deux méthodes.

La deuxième méthode a pour conséquence de diminuer le débit de pointe (diminution pouvant atteindre 50 %) et, par suite, d'étaler l'hydrogramme dans le temps (le temps de base passant ainsi de 2H 00 à 3H 00). Les écarts entre les deux méthodes pour les deux autres pluies (homothétiques de la première dans les rapports 0,2 et 2) sont du même ordre de grandeur, les variations du paramètre K de Desbordes étant telles que :

$$\frac{K_{(0,2)}}{K} = 0,2^{-0,07} = 1,12$$

$$\frac{K_{(2)}}{K} = 2^{-0,07} = 0,952$$

Le paramètre de Desbordes reste donc généralement très inférieur au paramètre calculé par la deuxième méthode.

c. Conclusion

La validité d'une méthode par rapport à l'autre ne pourrait être jugée qu'au moyen d'un calage.

La méthode de Desbordes est très sensible au choix du coefficient d'imperméabilisation des sols qui intervient avec un facteur - 1,9.

En toute rigueur, ce coefficient varie avec l'intensité de l'évènement pluvieux. Nous l'avons pris constant pour ne pas multiplier les paramètres de calcul et les risques d'erreur que cela entraîne sur leur estimation.

La méthode d'évaluation de K en fonction de la capacité de stockage du réseau est à considérer avec précaution. En effet, nous avons choisi une densité linéique de collecteurs et une section moyenne des égouts constantes sur tout Paris. Cette approximation certainement erronée en plusieurs points peut conduire à des surestimations de la valeur de K calculée par la deuxième formule.

Toutefois, les résultats obtenus en dépit des critiques que l'on peut en faire, nous montrent à quel point le choix du paramètre K est important dans cette étude. Nous avons vu en particulier l'influence qu'il a sur les résultats (forme et durée des hydrogrammes déversés).

En l'absence de données plus précises, nous avons par la suite conservé la formule de Desbordes. Mais, il sera intéressant de reprendre l'étude de sensibilité à une échelle plus fine en s'attachant à déterminer plus précisément les paramètres qui interviennent.

PREMIERS RESULTATS

ETUDE DE SENSIBILITE

Une première étude (18) portant sur des hydrogrammes de déversements d'orages fictifs de forme triangulaire (débit linéairement croissant avec le temps jusqu'à l'instant du pic, puis linéairement décroissant) a mis en évidence un phénomène de propagation d'ondes de débit en Seine vers l'amont et vers l'aval à partir du point de rejet. Ces propagations s'amortissent dans le temps et le débit revient vite à sa valeur initiale.

Les ondes qui se propagent ont pour conséquence :

- une mise en vitesse des masses d'eau. La vitesse moyenne varie comme le débit,
- une surélévation du niveau d'eau sur l'ensemble du tronçon considéré. Cette surélévation correspond à un stockage dans le lit du fleuve.

L'ordre de grandeur des variations de débit, cote ou vitesse, n'aura de réalité que s'il est possible de le rattacher à un volume de pluie tombée sur une surface donnée, ou à une période de retour. Nous avons donc sélectionné un certain nombre de pluies de forte intensité en région parisienne et nous avons étudié leur influence sur la Seine. La détermination des caractéristiques générales de ces pluies a permis la construction de pluies de projet pour lesquelles on connaît la période de retour ou le volume d'eau tombée.

I - SELECTION DE PLUIES TYPES EN REGION PARISIENNE

La détermination des événements pluvieux a fait l'objet d'une étude à part (86). Le problème posé est de sélectionner un certain nombre de pluies types qui ont intéressé la région parisienne et correspondant aux critères suivants :

- précipitations de forte intensité
- précipitations de faible durée.

C'est en effet ainsi que l'on peut caractériser les événements qui se produisent en été.

Ce sont également les événements qui nous intéressent car nous voulons nous placer dans les conditions les plus défavorables pour la qualité des eaux de Seine (faible débit, pluie intense).

D'autre part, à partir des données relatives à ces précipitations, nous devons affecter un hyétoGramme à chaque sous-bassin versant (nous admettons que la pluie sera homogène sur les sous-bassins versants).

Pour cela, nous devons donc :

- connaître les hyétoGrammes aux différents points de mesure de la région parisienne,
- les extrapoler en tous points de la surface qui nous intéresse.

L'information pluviométrique est très dispersée et provient de plusieurs sources :

- la météorologie nationale, dont les deux principaux centres d'information sont :

. l'observatoire de Paris-Montsouris, qui tient un registre des pluies depuis plus de 100 ans et qui, pour chaque pluie de forte intensité, établit un dossier comportant les caractéristiques principales de la pluie (déplacement, heure de début et fin, isohyète et, souvent, hyétoGrammes en plusieurs points)

. le bureau de l'eau qui, depuis deux ans, consigne, dans un fichier informatique les hyétogrammes de fortes pluies sur les stations de la météorologie nationale munies de pluviographes.

Ces stations sont au nombre de 8 sur la région parisienne (Paris et Petite Couronne + le Bourget, Roissy et Velizy-Villacoublay).

- le réseau complémentaire de la Mission Déléguée Seine-Normandie qui a installé 5 pluviographes dans la région qui nous intéresse
- les réseaux des départements de Seine Saint Denis et du Val de Marne qui comprennent 24 pluviographes installés depuis une dizaine d'années.

Outre les hyétogrammes, les isohyètes journalières nous ont été fort utiles dans l'extrapolation des données aux différents sous-bassins versants.

La première collecte effectuée à Paris-Montsouris a permis de sélectionner 20 évènements pour lesquels l'information était importante. Cette information fut complétée par les renseignements glanés auprès des autres réseaux. Une analyse comparative de ces évènements a permis finalement d'en retenir six, différents par leur localisation et leur évolution.

Il s'agit des pluies des :

- 19-20/07/1972
- 15/09/1974
- 13/07/1977
- 03/06/1979
- 17/05/1982
- 21-22/07/1982

Ces pluies sont, pour la plupart, exceptionnelles. La pluie des 21-22/07/1982 présente en particulier une période de retour centennale sur tout l'ouest parisien.

Pour chaque pluie, la ville de Paris a été divisée en zone sur chacune desquelles, la pluie est uniformément répartie. A chaque zone est affecté un hyétogramme propre.

Les six pluies et leurs hyétogrammes par zones sont présentées en figure F6. Ci-dessous, nous présentons plus en détail la pluie du 13/07/1977 et son influence sur la Seine.

II - ÉTUDE D'UNE PLUIE RÉELLE : LA PLUIE DU 13.07.1977

La pluie du 13 Juillet 1977 a essentiellement touché le sud de Paris (voir figure F6-8, la carte des isohyètes).

Les valeurs mesurées à Montsouris indiquent entre 18H 35 et 20H 55 une hauteur d'eau de 42,2 mm. La hauteur d'eau sur 30 mn égale à 33,5 mm correspond à une période de retour de 20 ans.

La durée totale de la pluie est de 2H 00.

Cinq zones présentant un hyétogramme distinct ont été délimitées sur Paris (voir F6-9). La zone 5 (ouest parisien) n'est pas affectée par un évènement pluvieux. Les quatre autres hyétogrammes sont représentés en figure F6-4.

1. Les hydrogrammes déversés

On se reportera au plan du réseau (figure F4) pour situer le lieu des déversements.

Les hydrogrammes sont reproduits (F7-1 à F7-4).

On observe que :

- les déversoirs de l'ouest parisien (correspondant aux points 55, 65, 67, 61, 59) ne sont pas sollicités puisqu'il n'y a pas de pluie sur cette zone. Cela vient aussi du fait qu'il n'y a pas de maillage entre les collecteurs de cette zone et les autres
- les déversoirs les plus sollicités sont ceux des collecteurs Bas et Bièvre (points 2,3,5 et 25) qui drainent de grands bassins versants et desservent plusieurs collecteurs
- la réponse du réseau est très rapide (moins d'une heure) et la forme de l'hydrogramme restitue assez bien la forme du hyétogramme qui le cause
- les débits obtenus sont très élevés et dépassent les capacités des collecteurs (le pic de l'hydrogramme atteint $25 \text{ m}^3/\text{s}$ au point 2).

Mais le modèle utilisé ne prend pas en compte les éventuelles mises en charge qui écrèteraient les débits dans le temps.

D'autre part, nous ne pouvons affirmer que le coefficient K de Desbordes soit bien adapté au cas de la ville de Paris.

2. Impact sur la Seine

Rappelons les résultats obtenus lors de l'étude préliminaire (18) qui mettait en jeu des hydrogrammes de rejets fictifs (les conditions initiales étant un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, un niveau du plan d'eau fixé à 26,78 m sur tout le tronçon étudié) :

- propagation vers l'aval à la célérité C_1 ($\neq 7 \text{ m/s}$) qui provoque une augmentation des débits et vitesses. Cette augmentation qui a la forme de l'hydrogramme d'entrée, se propage en s'atténuant
- propagation vers l'amont à la célérité C_1 qui provoque une diminution des débits et vitesses. Cette propagation s'atténue également
- dans tous les cas, augmentation de la cote (de l'ordre du cm)
- la vitesse, quant à elle, suit les variations du débit. En effet, la relation $Q = VS$ conduit à l'égalité :

$$\frac{dQ}{Q} = \frac{dV}{V} + \frac{dS}{S}$$

$$\frac{dS}{S} \text{ étant très faible, il vient } \frac{dV}{V} \neq \frac{dQ}{Q}$$

Nous présentons ci-dessous les résultats obtenus par la pluie du 13 Juillet 1977. Les conditions initiales en Seine sont :

$$Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Z_0 = 26.78 \text{ m}$$

Les hydrogrammes sont introduits à l'instant $t = 4h$ de façon à permettre l'amortissement des éventuelles fluctuations numériques entre 0h et 4h 00.

Par souci scientifique nous avons reporté ici les courbes représentant les résultats du modèle. Nous avons été amené à dilater exagérément l'échelle des cotes pour mettre en évidence les phénomènes observés.

Toutefois, nous avons fait de nombreux passages avec des pas d'espace et de temps différents pour affirmer que les phénomènes mis en évidence ne sont pas le fait du modèle numérique retenu.

a. Courbes des débits, cotes et vitesses en fonction du temps
(figures F8-1 à F8-3)

Les courbes des débits montrent de manière claire la propagation des ondes. Elles sont établies à l'entrée des biefs mentionnés en légende.

- à l'entrée des biefs 2 et 5, on observe une diminution du débit. Cette diminution due à l'introduction des hydrogrammes dans les biefs situés à l'aval s'atténue. Elle est maximale dans les biefs amont (bief 2) et se propage en s'amortissant vers l'aval (bief 5).
- à l'entrée des biefs aval (à partir du bief 7) au contraire, le débit augmente et se propage. Le bief 17 qui cumule l'ensemble des apports de l'amont présente un pic très élevé ($95 \text{ m}^3/\text{s}$) décalé dans le temps de 40 mn par rapport au pic du bief 7, ce qui représente une célérité des ondes de l'ordre de 4 m/s.
- après le passage des premières ondes, il y a réflexion sur les conditions aux limites et les ondes réfléchies s'amortissent très vite.

Les cotes augmentent sur tout le tronçon considéré. A l'amont, cela se traduit par un stockage dans le lit du fleuve dès l'introduction des hydrogrammes (diminution des débits, augmentation des cotes). Ce stockage se généralise à tous les biefs puisque les cotes restent nettement au-dessus de leur valeur initiale alors que le débit retrouve assez vite la valeur de $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Sur la période d'observation considérée le niveau d'eau varie entre 5 et 10 cm au-dessus du niveau initial.

Les vitesses suivent dans le temps la même évolution que les débits. Leur valeur initiale se situe en deçà de 0,1 m/s et elles peuvent à l'instant du pic atteindre 0,18 m/s. L'augmentation de vitesse maximale enregistrée dans une section est de 100 %.

La fourchette de variation de la vitesse des masses d'eau (0,05 m/s à 0,2 m/s) est à rapprocher de la vitesse de propagation (4 m/s). Le transport des masses d'eau et la propagation des ondes se situent donc à des échelles de temps tout à fait différentes.

b. Profils en long des débits, cotes et vitesses (f9-1 à F9-3)

Pour les trois grandeurs, on donne ces courbes aux instants :

0h (début de la pluie)
1h
2h
5h 30

- les courbes des débits restituent fidèlement l'entrée des différents hydrogrammes et permettent de visualiser leur amplitude sur l'ensemble du trajet. Le passage de l'onde de débit de l'amont vers l'aval est visible une heure après le début de la pluie et porte le débit à la valeur maximale de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Deux heures après le début de la pluie (on remarque que cela correspond également à la durée de la pluie), l'onde s'est totalement propagée et le débit se rapproche de la valeur initiale de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (2h et 5h 30).
- les profils en long des cotes montrent l'évolution au cours du temps du stockage dans le fleuve : une heure après le début de la pluie, le stockage est essentiellement localisé vers l'amont). Mais la propagation des débits et la mise en vitesse des masses d'eau créent des intumescences qui se déplacent vers l'aval. Deux heures après le début de la pluie, les cotes se situent dans tout le tronçon étudié à quelques cms au dessus de leur valeur initiale.
- les courbes des vitesses montrent que dans toutes les sections (si ce n'est à l'amont où l'on a vu que le débit diminuait) le maximum

est atteint 1h après le début de la pluie. A cet instant, l'amplitude des variations est importante (100 %). Les vitesses rejoignent toutefois assez vite leur valeur initiale : à la fin de la pluie ($t = 5h\ 30$), l'écart à la courbe initiale est minime.

Il est certain que ces résultats sont difficiles à caler. Il existe des mesures en Seine mais elles dépendent beaucoup des conditions de gestion du plan d'eau, des lâchures des barrages amont et des conditions hydrauliques des jours précédents.

Toutefois, l'ensemble de ces résultats nous donne , pour un évènement réel, la fourchette de variation des grandeurs hydrauliques et l'ordre de grandeur de la durée du régime transitoire.

Tant que dure la pluie, les débits, cotes et vitesses en Seine sont profondément affectés par les rejets des hydrogrammes.

Le cas présenté ci-dessus est trop spécifique pour nous permettre de dégager des tendances générales. Plusieurs questions se posent :

- quels seraient les résultats si l'on changeait les conditions initiales en Seine ?
- comment rattacher les variations en Seine au volume de pluie tombée ?

Nous exposons ci-après une étude de sensibilité sur ces divers paramètres.

III - ÉTUDE DE SENSIBILITE SUR LES CONDITIONS INITIALES EN SEINE

Il s'agit ici de mesurer l'influence des conditions initiales sur l'ensemble des phénomènes mis en évidence précédemment (propagation des ondes, fourchettes de variation des débits et vitesses ...).

L'étude a porté sur la pluie du 13/07/1977 déjà présentée. Nous avons choisi un éventail de quatre valeurs de débits choisis dans la gamme des débits d'étiage. Il s'agit des valeurs suivantes :

Débit (m ³ /s)	Cote (m)
50	26.78
100	27.04
150	27.25
200	27.44

Nous présentons (figures F8-1 à F8-6) les résultats obtenus pour des débits initiaux de 50 et 150 m³/s.

Propagation des débits, cotes et vitesses

Aux points d'entrée des hydrogrammes, les débits en Seine sont tels que :

$$Q(t) = Q(t - 1) + Q_{dev}(t)$$

$Q(t)$ débit en Seine à l'instant t
 $Q(t-1)$ débit en Seine à l'instant $t-1$
 $Q_{dev}(t)$ débit rejeté à l'instant t .

L'amplitude des variations en débit est donc identique quel que soit le débit initial et égale à l'amplitude du débit rejeté.

La propagation de ces hydrogrammes se fait à la même célérité :

en 1^o approximation, la célérité s'exprime par $C_1 = \sqrt{gy}$ où y est le tirant d'eau. Les variations relatives de y sont suffisamment faibles pour considérer que C_1 est constant. Les maxima locaux de débit sont observés aux mêmes instants quel que soit Q_0 . Toutefois, l'amplitude des ondes propagées diminue quand Q_0 augmente. Les ondes s'amortissent plus vite quand le débit initial est plus grand.

Dans le cas d'un débit $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$, l'amplitude des ondes de 2^o ordre est de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ (différence entre le minimum et le maximum de débit). Dans le cas d'un débit $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$, l'amplitude devient $18 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les mêmes phénomènes se produisent pour les cotes et les vitesses : la célérité des ondes est identique quel que soit le débit initial en Seine.

Les fluctuations autour de la valeur moyenne sont d'autant plus importantes que le débit initial est faible.

En particulier pour $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$, les cotes évoluent selon un mouvement "oscillatoire" et présentent des vagues et des noeuds de fluctuations (voir figures F8-2). A certains instants, le plan d'eau est horizontal. L'amplitude des ventres est du même ordre de grandeur que l'élévation moyenne du niveau de l'eau.

Par la suite, du point de vue hydraulique, un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (limite inférieure des débits d'étiage) nous donnera les fluctuations les plus importantes des débits, cotes et vitesses. Du point de vue de la dispersion des polluants, ces variations interviendront directement sur les coefficients de dispersion, fonction des vitesses et des tirants d'eau.

IV - ÉTUDE DE SENSIBILITÉ SUR LES PLUIES

Pour entreprendre cette étude, il est nécessaire de déterminer à partir des pluies sélectionnées, un certain nombre de pluies de projet types pour chacune desquelles on connaîtra des caractéristiques telles que le volume d'eau tombée ou la période de retour.

1. Détermination d'une pluie de projet : les méthodes classiques

Plusieurs méthodes sont utilisées pour le calcul de la pluie de projet. Elles déterminent soit une pluie de projet unique, soit un ensemble de pluies de projet qui correspond à une approche statistique (détermination de la fréquence d'apparition du débit en fonction de la fréquence de la pluie).

Elles sont fondées sur les lois intensité-durée-fréquence.

Parmi les méthodes de détermination d'une pluie de projet unique, la méthode de Keifer-Chu permet de construire un hyétogramme de type "complètement avancé" (maximum d'intensité situé à l'origine des temps) mais tel qu'à tout intervalle de temps $[0, t]$, où t est inférieur à la durée de l'averse, l'intensité ait la même fréquence de retour T . De la sorte, l'évènement a une période de retour supérieure à T .

La méthode de Normand propose une amélioration de la précédente qui ajuste les fréquences. Une durée t_1 de pluie intense étant fixée pour une période de retour donnée T , Normand propose pour chaque durée $t_2 \neq t_1$, une période de retour associée au couple (t_1, t_2) de la forme $a T$, $a < 1$. Mais cette méthode n'a pas eu de vérification expérimentale.

Enfin, la pluie double triangle étudiée par Desbordes, détermine la pluie selon quelques éléments caractéristiques :

- la durée totale fixée à 4h correspondant à une hauteur d'eau HM
- la durée de pluie intense correspondant à une hauteur HM1
- l'instant du pic.

On pose $HM2 = HM - HM1$.

Dans l'hypothèse de l'étude du ruissellement urbain, il montre que la durée de pluie intense peut être fixée en France à 30'.

L'erreur commise sur le débit de pointe n'excède alors pas 10 %.

Une période de retour est difficilement attribuable à ce genre de pluie. Desbordes fixe la période de retour T pour la durée de 30'.

La période de retour T' pour la pluie de hauteur HM2, associée à T est déduite d'un dépouillement statistique.

2. Application aux pluies de forte intensité sélectionnées sur Paris

Dans le cas de Paris, l'étude des pluies sélectionnées permet de dégager les caractéristiques suivantes :

- le hyétogramme présente un pic très élevé de très faible durée, situé au début de l'évènement
- la durée totale de la pluie varie entre 1H 30 et 5H 00
- la période de pluie intense présente une durée caractéristique de 15 à 30 mn.

A chacun des six évènements retenus, nous avons pu affecter une période de retour variant entre T1 (inférieur à 5 ans) et T2 = 100 ans.

Les évènements de période de retour élevée (50 et 100 ans) sont caractérisés par une pluie intense plus longue ou des pics plus nombreux ou plus longs (pluie des 21 et 22 Juillet 1982).

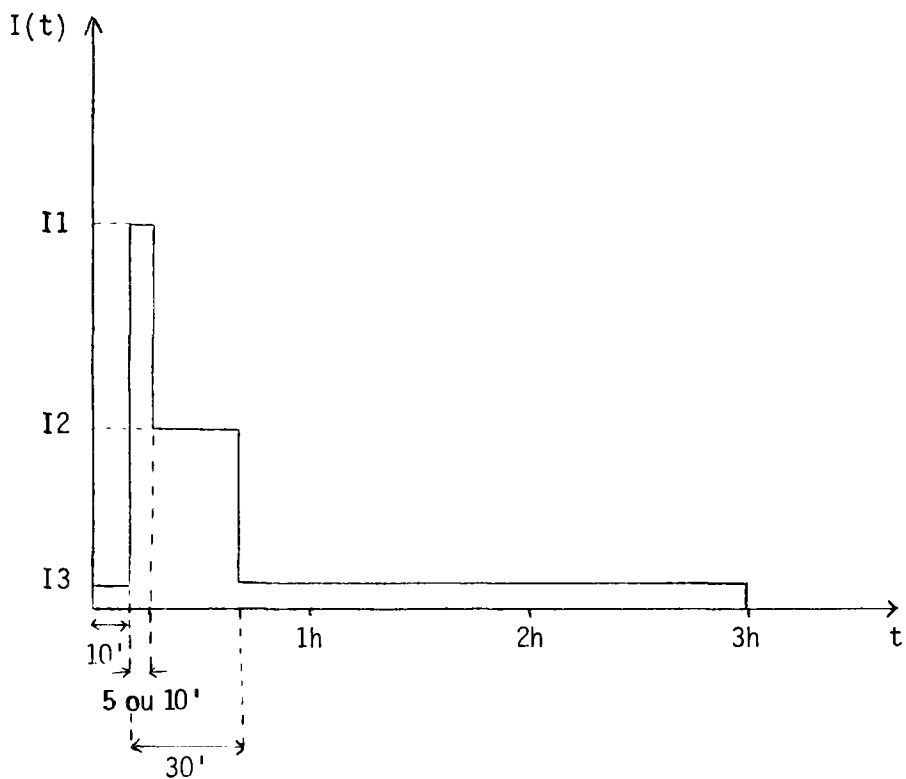
Les six pluies étudiées et leurs caractéristiques sont portées en figures F6-1 à F6-9.

Les observations ci-dessus permettent de dégager les caractéristiques suivantes de la pluie de projet :

- durée totale : elle est fixe et égale à 3H 00
- durée de pluie intense : elle est fixée à 30 mn, ce qui correspond effectivement à l'analyse des hyétogrammes étudiés et est en adéquation avec l'hypothèse de Desbordes selon laquelle une durée de pluie intense de 30 mn est représentative du phénomène.

- durée du pic : elle est fixée à 5 mn pour les pluies de période de retour inférieure à 25 ans et 10 mn pour les pluies de période de retour supérieure à 25 ans
- l'instant du pic : il est fixé à 10 mn mais susceptible de variations.

La forme générale du hyétogramme retenu est la suivante :



Les valeurs des intensités $I1$, $I2$ et $I3$ sont obtenues pour une période de retour choisie grâce au tableau ci-dessous (valeurs à Paris-Montsouris) (7) :

TABLEAU 1

$t \backslash T$	5	10	25	50	100
1 minute	2,9	3,5	4,2	4,7	5,2
5 minutes	11,2	12,5	14,0	15,2	16,3
10 minutes	16,6	19,0	22,1	24,4	26,6
15 minutes	20,5	24,0	28,6	32,0	35,6
30 minutes	25,8	32,2	40,5	46,5	52,7
1 heure	27,9	38,2	51,2	61,0	70,1
2 heures	31,1	42,2	57,2	68,4	79,5
3 heures	33,0	44,6	59,1	70,0	81,2
24 heures	43,0	60,0	81,3	96,9	113,0

PARIS-MONTSOURIS

Maximum annuel du débit des précipitations dans l'intervalle de temps t .

Estimation des valeurs (en mm et dixièmes) correspondant aux durées moyennes de retour T (en années)

Les hyétogrammes choisis sont décrits au paragraphe suivant, en fonction de leur zone d'application.

3. L'étude de sensibilité sur les pluies

L'étude de sensibilité doit répondre aux questions suivantes :

- quelles sont les pluies (intensité et localisation) qui ont la plus forte influence sur la Seine ?
- à volumes de pluie égaux, la répartition spatiale aura-t-elle une importance ?

L'influence de l'intensité sera étudiée en choisissant des pluies de périodes de retour différentes.

La deuxième question sera abordée en affectant le même volume de pluie à des surfaces différentes.

Nous voulons, en particulier, comparer l'influence d'une pluie répartie sur une faible surface et qui ne sollicitera qu'un ou deux déversoirs voisins (rejet ponctuel) et l'influence d'une pluie uniformément répartie sur l'ensemble de la ville, de même volume que la précédente et qui sollicitera tous les déversoirs d'orage (rejet diffus).

L'étude de sensibilité sera effectuée avec les conditions initiales suivantes :

- débit en Seine : $50 \text{ m}^3/\text{s}$
- cote en Seine : 26.78 m

qui correspondent à un étiage très sévère. Du point de vue hydraulique, ces conditions correspondent aux fluctuations les plus importantes des débits cotes et vitesses.

a. Influence géographique

La localisation sur une faible ou une grande surface d'une précipitation pose plusieurs problèmes :

- les périodes de retour des pluies (plus généralement, les lois intensité-durée-fréquence) sont valables en un point. Elles sont connues à Montsouris. Que deviennent-elles lorsqu'on étend la surface d'observation ?
- l'extension de la pluie à volume constant d'une petite surface à une grande surface va diminuer les intensités du hyétogramme, la lame d'eau et, partant, la fréquence d'apparition de l'évènement.

Bédriot (7) (étude sur les pluies orageuses en région parisienne) a montré que la période de retour sur une surface donnée A d'une lame d'eau supérieure à un seuil h dépend de la valeur de A :

- Si $A < 1 \text{ km}^2$, la période de retour $Th(A)$ est identique à la période de retour ponctuelle Th .

- Si $A > 1 \text{ km}^2$

$$Th(A) = Th \cdot A^{0,175}$$

A en km^2 .

Si donc, nous considérons une surface $A < 1 \text{ km}^2$, nous ferons l'hypothèse que, sur cette surface, l'hyétogramme aura même période de retour qu'à Montsouris.

Nous nous proposons d'étudier deux cas :

- une surface S1 au sud-est de Paris, pour laquelle les déversoirs sollicités seront Blanqui-Gare, Buffon et Saint-Michel.

S1 = 720 ha - La période de retour des pluies affectées à cette surface sera déduite de la période observée à Montsouris par une affinité de rapport

$$7,2^{0,175} = 1,4$$

- une surface S2 qui correspond à toute la surface de Paris rattachée aux déversoirs de la ville. Les pluies affectées à S2 seront déduites des pluies affectées à S1 par une affinité de rapport $\frac{S1}{S2}$

$$S2 = 3880 \text{ ha} \quad \frac{S1}{S2} = 0,19.$$

b. Les hyétogrammes retenus

Nous avons retenu 5 périodes de retour à Montsouris : 5,10,25,50 et 100 ans. Nous appellerons P(5), P(10), P(25), P(50) et P(100) les 5 pluies correspondantes et affectées à la surface S1. Les périodes

de retour de ces 5 pluies sont respectivement 7,14,35,70 et 140 ans.
De même, $P'(5)$, $P'(10)$, $P'(25)$, $P'(50)$ et $P'(100)$ sont les pluies
de même volume que les précédentes mais affectées à la surface S_2 .

Nous donnons ci-dessous les caractéristiques de ces pluies :

	Volume ₃ d'eau (m ³)	lame d'eau mm	intensité sur 5' mm/mn	intensité sur 30' mm/mn	intensité sur 3h mm/mn
P(5)	240 10 ³	33	2,24	0,58	0,05
P(10)	316,8 10 m ³	44	2,5	0,78	0,08
P(25)	430 10 ³	59,7	2,8	1,02	0,13
P'(5)	240 10 ³	6,2	0,42	0,11	0,009
P'(10)	316,8 10 ³	8,16	0,47	0,15	0,015
P'(25)	430 10 ³	11	0,53	0,19	0,024

La lame d'eau est le rapport du volume d'eau tombée (eau brute) à
la surface considérée.

	Volume m ³	lame d'eau mm	intensité sur 10 mn	intensité sur 30 mn	intensité sur 3H 00
P(50)	500 10 ³	69,8	2,44	1,1	0,156
P(100)	585 10 ³	81,25	2,66	1,3	0,19
P'(50)	500 10 ³	12,9	0,46	0,2	0,029
P'(100)	585 10 ³	15	0,5	0,24	0,036

Les pluies P' sont caractérisées par des lames d'eau de 15 mm au maxi-
mum. Cette valeur étant faible, nous risquons de ne pas noter d'im-
portantes variations de vitesse.

Aussi, avons-nous ajouté aux pluies P' trois épisodes concernant la
surface S_2 et présentant des lames d'eau plus importantes.

Le premier $\Pi 0$ est obtenu en multipliant par $\frac{4}{3}$ les intensités de la pluie $P'(100)$, le deuxième $\Pi 1$ en les doublant, le troisième $\Pi 2$ en les quadruplant.

Les volumes et lames d'eau tombées sont alors :

	Volume (m ³)	Lame d'eau (mm)
$\Pi 0$	$780 \cdot 10^3$	20
$\Pi 1$	$1163 \cdot 10^3$	30
$\Pi 2$	$2326 \cdot 10^3$	60

c. Résultats de l'étude

Nous avons étudié les pluies $P(5)$, $P(25)$, $P(100)$, $P'(5)$, $P'(25)$, $P'(100)$, $\Pi 1$ et $\Pi 2$. Une synthèse de l'ensemble des résultats est reportée sur le tableau page 64. Nous présentons les résultats plus complets pour les pluies $P(100)$, $P'(100)$ et $\Pi 2$ en figures F10, F11 et F12. Nous les commenterons successivement :

- les hydrogrammes déversés

Quel que soit le volume total de pluie tombée, les épisodes intéressant la surface S1 sollicitent trois déversoirs (Blanqui-Gare, Buffon, Saint-Michel) qui présentent donc de gros débits, peu étalés dans le temps. Les trois déversoirs rejettent leurs eaux sur une distance de 3,5 km mais les deux principaux rejets se font à 900 m d'intervalle (déversoirs Blanqui-Gare et Buffon).

En ce qui concerne les pluies tombant sur la surface S2, elles affectent selon le volume total tombé entre 11 et 15 déversoirs, ce qui diminue donc sensiblement chaque rejet en Seine. En particulier, les pics de pluies $P'(5)$, $P'(25)$ et $P'(100)$ n'excèdent pas $8 \text{ m}^3/\text{s}$, à comparer au $50 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenu pour la pluie $P(100)$. D'autre part, ces rejets sont répartis dans l'espace sur une distance de 10,5 km.

- les débits cotes et vitesses en Seine

Les déversements "ponctuels" dûs aux pluies affectant la surface S1, génèrent en Seine de grandes fluctuations sur les grandeurs hydrauliques. La fluctuation des débits et vitesses est supérieure à 60 %. Les cotes augmentent en moyenne de 5 cm mais l'amplitude de leurs variations est du même ordre de grandeur.

Les déversements "diffus" dûs aux pluies affectant la surface S2, génèrent au contraire de faibles variations des grandeurs hydrauliques (en ce qui concerne les pluies P'(5), P'(25) et P'(100)).

PLUIE LOCALISEE SUR LE SUD-EST - SURFACE : 720 HA

Volume $10^3 m^3$	Lame d'eau mm	Période retour à Montsouris - ans -	Nb hydrogram- mes déversés	Pic Max. des hydrogrammes m3/s	$\Delta Q/Q$ Max %	Z_M	$\Delta V/V$ Max %
P(S) : 240	33	5	3	18	60	26.79	60
P(25) : 430	59,7	25	3	30	90	26.81	90
P(100) : 585	81,2	100	3	50	120	26.83	120

PLUIE LOCALISEE SUR PARIS - SURFACE : 3880 HA
(surface entièrement rattachée aux déversoirs)

Volume $10^3 m^3$	Lame d'eau mm	Période retour	Nb hydrogram- mes déversés	Pic Max. des hydrogrammes m3/s	$\Delta Q/Q$ Max %	Z_M	$\Delta V/V$ Max %
P'(5) : 240	6,2	-	11	2	8,7	26.77	0
P'(25) : 430	11	-	13	5	20	26.78	20
P'(100) : 585	15	-	14	8	35	26.79	35
$\Pi 0$: 780	20	-	15	15	50	26.81	50
$\Pi 1$: 1163	30	-	15	22	100	26.84	100
$\Pi 2$: 2326	60	-	15	50	260	26.96	250

Z_M = Cote moyenne atteinte en période de régime transitoire

La variation des débits et vitesses par rapport à la valeur initiale est de 35 % pour la pluie P'(100). Les cotes augmentent en moyenne de 3 cm et les fluctuations autour de cette valeur moyenne sont négligeables.

Pour les pluies $\Pi 1$ et $\Pi 2$ au contraire, les variations sont très importantes (supérieures à 100 % pour les débits et vitesses).

. On pouvait s'attendre à d'importantes variations de la vitesse lors de rejets ponctuels. En effet, au point de rejet, le débit en Seine devient :

$$Q(t) = Q(t-1) + QDEV(t)$$

où $Q(t)$ = débit en Seine à l'instant t
 $Q(t-1)$ = débit en Seine à l'instant $t-1$
 $QDEV(t)$ = débit déversé à l'instant t .

Si $QDEV(t)$ est grand, $\frac{\Delta Q}{Q}$ sera grand

Or

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta V}{V} + \frac{\Delta S}{S} \neq \frac{\Delta V}{V}$$

donc $\frac{\Delta V}{V}$ sera grand.

Si les rejets ponctuels sont localisés à la sortie de Paris, les variations hydrauliques seront d'aussi grandes amplitudes. La répartition des débits variera du fait des ondes amont qui induiront dans les sections à l'amont des points de rejets des diminutions de débits et vitesses.

. D'autre part, il est certain qu'en augmentant la surface de réception, on augmente également les pertes et le stockage sur le bassin versant, ce qui diminue considérablement le volume déversé en Seine.

D'où vraisemblablement, la valeur moyenne des cotes en Seine plus petite pour les pluies $P'(5)$, $P'(25)$ et $P'(100)$ que pour les pluies $P(5)$, $P(25)$ et $P(100)$.

L'intérêt de cette étude est toutefois de montrer qu'à volume constant d'eau tombée, la répartition spatiale de la pluie a une forte influence sur les grandeurs hydrauliques dans la Seine. On peut en particulier rattacher l'ordre de grandeur des variations en Seine à la lame d'eau reçue par la surface considérée. La lame d'eau (qui est la hauteur moyenne reçue pendant toute la durée de la pluie) est en particulier donnée par les pluviomètres et donc facilement accessible à l'expérience.

Pour une pluie intéressant une faible surface (700 ha) une lame d'eau de 30 mm génère des variations supérieures ou égales à 50 %. Au delà d'une période de retour de 5 ans pour la pluie, on ne pourra donc négliger ces variations.

Pour une pluie intéressant une grande surface (3880 ha), des variations supérieures à 50 % seront causées par une lame d'eau de l'ordre de 20 mm, ce qui correspond à des volumes d'eau bien plus importants que précédemment. On ne peut affecter de période de retour à ces événements relatifs à de grandes surfaces. Toutefois, dans le cas des précipitations de forte intensité survenant en été, on ne pourra généralement pas négliger les variations de vitesse en Seine, qui, si elles se rétablissent à leur valeur initiale après l'évènement pluvieux, ne causent pas moins une période de régime transitoire de l'ordre de l'heure.

Ces variations se répercuteront en particulier sur les coefficients de dispersion des polluants qui font directement intervenir dans leur calcul, les vitesses et hauteurs d'eau.

CONCLUSION DE L'ETUDE HYDRAULIQUE

A ce stade, cette étude nous a permis d'avancer dans la connaissance du système pluie, débits en réseau, débits déversés dans le cas de la ville de Paris :

Les phénomènes hydrologiques (précipitations et écoulement en réseau) sont caractérisés par une échelle de temps de l'ordre de l'heure : les précipitations d'été sont essentiellement de type convectif, de courte durée et généralement localisés dans l'espace. Les temps de concentration des bassins versants parisiens sont courts, de l'ordre d'une demi-heure de même que l'écoulement en réseau. Il s'ensuit que les hydrogrammes de déversement ont la même forme que la pluie et que leur durée est également de l'ordre de l'heure. Le principal paramètre de la transformation pluie-débit est le paramètre K de l'équation de stockage. Il a une grande importance sur la forme de l'hydrogramme de déversement en particulier sur la valeur du débit de pointe et sur le temps de base de l'hydrogramme.

L'étude des pluies de projet indique que les déversements se produiront dès l'occurrence de petites pluies, ce qui est en accord avec les mesures du LROP sur le déversoir Proudhon et qui prévoient des déversements sur pour une lame d'eau supérieure ou égale à 4 mm. L'influence des déversements sur les grandeurs hydrauliques sera importante dès que la lame d'eau atteindra 30 mm, indépendamment de la surface considérée et 20 mm si la pluie intéresse l'ensemble de la ville de Paris.

Selon les surfaces touchées par les pluies et selon les fréquences d'apparition de ces événements, la vitesse en Seine peut varier de 200% à 300% sur des durées comparables à celle de la pluie intense. Pour un débit initial en Seine de 50 m³/s, la fourchette de variation des vitesses est alors (indépendamment du point où l'on se place sur le tronçon étudié) de 0,05 m/s à 0,5 m/s. Les côtes sont également affectées par ces apports d'effluents et augmentent sur l'ensemble du tronçon d'une hauteur de l'ordre de la dizaine de centimètres.

Les déversements d'orage ont pour conséquence l'établissement en Seine d'un régime hydraulique transitoire : des ondes de débit se propagent vers l'amont et vers l'aval à la célérité C_1 de l'ordre de 5m/s, prépondérante devant la vitesse des masses d'eau (0,1 m/s pour un débit initial de 50 m³/s). Les débits et vitesses reviennent assez vite à leur valeur initiales

Les phénomènes hydrauliques présentent donc deux échelles de temps différentes :

- . Le déplacement des masses d'eau (vitesse de l'ordre de 0,1 m/s) correspond à une échelle de temps de l'ordre de la journée.

- . Les propagations d'ondes résultant des chocs hydrauliques dus aux déversements présentent la même échelle de temps que celle des phénomènes hydrologiques soit de l'ordre de l'heure.

Notre objectif maintenant est l'étude du transport et de la dégradation des polluants déversés. Nous chercherons à déterminer l'influence du régime hydraulique et particulièrement le rôle des phénomènes transitoires sur la convection, la dispersion longitudinale et l'évolution générale des polluants. Pour cela nous proposerons plusieurs types de modèles : modèle hydraulique transitoire avec ou sans dispersion, modèle hydraulique permanent avec ou sans dispersion (type modèle AFBSN).

D'autre part, nous étudierons le rôle des différents paramètres intervenant dans les équations d'évolution des polluants.

L'ensemble des résultats sera systématiquement comparé aux quelques mesures disponibles afin de vérifier la cohérence des ordres de grandeurs.

Ce travail nous amènera à proposer le modèle le plus adapté au problème ici posé dans le cas de l'agglomération mais également dans le cas d'une éventuelle extension.

L'ETUDE DE QUALITÉ

Les mesures du SNS, de la Météorologie Nationale et du LHVP (figures F13-1 à F13-5) ont mis en évidence les corrélations entre les précipitations et la dégradation de la qualité du milieu naturel. En dépit de ces observations, de nombreuses questions restent en suspens :

- quelle est l'influence des conditions hydrauliques sur la dégradation et le transport des polluants ?
- comment prévoir, pour une pluie donnée, le lieu et l'instant du déficit maximum en oxygène ?
- combien faudra-t-il de temps pour que le milieu naturel revienne à son état initial ?
- quels seront les paramètres qui prévaudront ?

De nombreux paramètres interviennent à tous les stades de l'étude et sont entachés d'une grande incertitude ;

- en ce qui concerne la pluie et le réseau d'assainissement, les principaux paramètres sont :
 - la durée de la pluie,
 - la concentration des effluents unitaires,
 - la charge totale déversée

La détermination du pollutogramme complet, si l'on recherchait une modélisation plus précise, demanderait la connaissance de la période de temps sec précédant la pluie. Or, cette donnée n'est pas toujours disponible et nous recherchons des ordres de grandeur des phénomènes. Aussi travaillerons-nous sur des " cas d'école " et nous définirons les pollutogrammes à partir de l'hydrogramme de déversement et de la concentration moyenne des effluents unitaires estimée par le LROP (54).

Actuellement l'ensemble des observations s'accordent pour dire que 40 % à 50 % de la pollution est déversée durant le premier tiers de l'hydrogramme : ceci correspond au lessivage des chaussées durant les premiers flôts ruisselés et à la remise en suspension des dépôts. Ainsi, il semble que le pic du pollutogramme soit en avance par rapport au pic de l'hydrogramme et que la concentration des effluents déversés ne soit pas constante dans le temps. Mais sera-t-il important de connaître la forme exacte du pollutogramme ou suffira-t-il de connaître la charge totale déversée ainsi que la durée du déversement ?

Cela fera l'objet d'une étude particulière.

- en ce qui concerne le milieu naturel, les principaux paramètres sont :

- la température
- les cinétiques de dégradation des polluants
- le coefficient de dispersion longitudinale
- les conditions hydrauliques.

Les conditions hydrauliques sont d'une part les conditions initiales (le débit initial dans le milieu naturel modifiera les phénomènes de dilution), d'autre part le régime hydraulique tel que nous l'avons étudié dans la première partie. Quelle sera l'influence des phénomènes hydrauliques transitoires sur le transport et la dispersion des polluants dans le milieu naturel ?

Pour cela, nous étudierons deux types de modèles :

- un modèle à régime hydraulique permanent : les rejets des déversoirs d'orage sont assimilés à de simples pollutogrammes. Les hydrogrammes ne sont pas pris en compte et les conditions hydrauliques restent inchangées. De plus, on ne prend pas en compte les phénomènes de dispersion (modèle type modèle permanent de l'AFBSN (5)).

- un modèle à régime hydraulique transitoire : les rejets des déversoirs d'orage sont représentés par des hydrogrammes (calculés dans la deuxième partie) qui perturbent le régime hydraulique et les pollutogrammes associés.

L'étude de ces deux modèles sur des pluies types nous permettra de choisir la forme définitive à donner au modèle de qualité en comparant l'importance relative des étapes de convection, dispersion ou dégradation des polluants et leur influence sur les profils en long d'oxygène dissous ou DBO5.

Nous nous efforcerons alors, par des études de sensibilité sur les différents paramètres, de répondre aux questions précédemment posées.

Enfin, nous comparerons les différentes pluies de projet définies dans la troisième partie afin de répondre aux questions suivantes :

- à volume constant de pluie ou de rejets, la répartition géographique des précipitations a-t-elle une influence sur la dégradation de la qualité du milieu naturel ?

- combien de temps faudra-t-il pour " éliminer " un volume polluant en Seine ?

Nous veillerons à ce que l'ordre de grandeur des résultats obtenus soit compatible avec les mesures existantes.

I - LE SYSTEME ETUDIE ET LES HYPOTHESES DE BASE

1 - Le tronçon d'étude

L'étude hydraulique a été menée sur un tronçon de 24 kms entre le barrage de Port à l'Anglais et le barrage de Suresnes. Nous avons montré que les perturbations hydrauliques sur ce tronçon s'amortissent au terme d'une demi-journée.

Il en va autrement des perturbations de la qualité des eaux qui, nous l'avons vu sur les mesures du SNS, se font encore sentir à l'aval des points de rejet au bout de quelques jours.

L'étude de la qualité des eaux nécessitera donc de prolonger le modèle à l'aval de Suresnes pour mettre en évidence le transport des polluants sur plusieurs jours. La longueur du tronçon à l'aval de Suresnes sera fonction du temps d'étude et de la vitesse en Seine. De plus, nous ne connaissons pas à l'aval de Suresnes les valeurs des débits, cotes et vitesses en régime transitoire. Aussi assimilerons-nous le tronçon supplémentaire à un canal rectangulaire et nous y supposerons un régime hydraulique permanent dont les grandeurs (débit et vitesse) sont les grandeurs mesurées au barrage en l'absence de pluie sur Paris.

Nous faisons d'autre part l'hypothèse d'homogénéité transversale. Ceci est possible car les débits déversés sont de l'ordre de grandeur des débits en Seine et que le mélange est ainsi favorisé. De plus, comme nous le verrons plus loin, l'échelle de temps de la diffusion transversale est négligeable devant celle de la convection.

2 - Caractérisation des rejets :

Les rejets issus du réseau d'assainissement sont de deux types :

- des rejets de temps sec localisés à Saint-Michel, Pont de Billancourt, Boulogne-Billancourt et Ru de Marivel (ces deux derniers sont situés à la même abscisse).

Ces rejets sont constitués d'eaux usées et sont caractérisés par de faibles débits et de fortes valeurs en DB05.

Rejets	Localisation	Débit (m ³ /s)	DB05 (mg/l)
Saint-Michel	Entrée BIEF 10	0,23	225
Pont de Billancourt	Entrée BIEF 19	0,37	225
Boulogne-Billancourt	Entrée BIEF 20	0,21	225
Ru de Marivel	"	0,15	225

- des rejets transitoires :

Il s'agit là des rejets du réseau unitaire caractérisés par des débits d'importance variable fonction du volume d'eau tombée, de la surface concernée par la pluie et de la durée de la pluie.

Ces rejets sont les rejets calculés dans la partie hydraulique de cette étude (voir 2^o partie). Ils ont un caractère soudain et une grande variation temporelle d'autant plus marquée que le temps de réponse des bassins versants urbains est très faible (de l'ordre de la demi-heure).

En ce qui concerne la qualité des eaux unitaires, elle présente une concentration en DB05 moindre que celle des eaux usées bien qu'importante. Le LROP, lors d'une campagne de mesures en 1980 (54), a mesuré sur le collecteur des côteaux une concentration moyenne en DB05 de 80 mg/l. C'est cette valeur que nous retiendrons dans la suite de cette étude.

3 - Les paramètres de pollution étudiés

Nous n'avons retenu dans cette étude que deux paramètres : la DB05 et l'oxygène dissous.

Ces deux paramètres ne suffisent certes pas à décrire la qualité des eaux du milieu naturel. Les phosphates, les nitrates, les hydrocarbures abondamment présents dans les eaux de ruissellement, les métaux lourds ... déterminent aussi le niveau de qualité des eaux.

Toutefois, nous cherchons à savoir comment les déversements d'orage et leurs conséquences hydrauliques en particulier peuvent influencer le transport des polluants. Notre objectif ici n'est pas une modélisation fine de la qualité du milieu naturel mais la définition des facteurs prépondérants dans l'étude du système constitué par la pluie, le réseau et le milieu naturel.

C'est pourquoi nous avons préféré choisir des paramètres de qualité peu nombreux et pour lesquels nous disposons de quelques mesures afin de dégager clairement les tendances d'évolution du système.

Les facteurs prépondérants connus, il sera possible, si l'on souhaite étudier plus finement la qualité du milieu naturel de prendre en compte de nouveaux paramètres de qualité.

II - LES EQUATIONS DE TRANSPORT - DISPERSION - DEGRADATION DES POLLUANTS :

L'évolution des polluants dans le milieu naturel est régie par trois mécanismes :

- la convection qui correspond au transport des polluants à la vitesse des masses d'eau
- la dispersion longitudinale qui provoque un étalement dans l'espace du nuage de polluants. On se reportera à l'annexe A10 pour l'exposé des phénomènes de dispersion. Nous en rappelons ici les principaux résultats. La dispersion longitudinale est liée aux phénomènes de diffusion transversale. Celle-ci a pour rôle de déterminer la répartition des concentrations dans la section droite autour de leur valeur moyenne $\bar{C}$. Si la diffusion transversale se développe pleinement, il s'établit un équilibre entre les phénomènes de convection et de diffusion. En ce cas, on montre que les termes du second ordre $\bar{V} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x}$ qui apparaissent dans les équations de transport (par suite des variations spatiales des vitesses et concentration) sont analogues à une diffusion longitudinale que l'on appellera dispersion.

Cette démonstration est due à Taylor (39) et repose sur les hypothèses suivantes :

- l'écoulement est uniquement longitudinal
- la diffusion transversale peut se développer pleinement. Cette dernière hypothèse suppose que l'échelle de temps de la diffusion transversale T_t est négligeable devant l'échelle de temps de la convection T_c . Dans le cas de notre système ceci est vérifié pour le mélange vertical mais pas pour le mélange transversal (voir annexe A10). Toutefois, nous avons ici négligé les vitesses transversales des masses d'eau. Or, au droit des déversoirs d'orage, les débits rejetés sont

considérables (comparables aux débits dans le milieu naturel). Ces déversoirs étant latéraux, nous ferons l'hypothèse que les rejets entrent dans le milieu naturel avec une vitesse transversale suffisante pour assurer un mélange "instantané" (par rapport à l'échelle de temps de la convection) des masses d'eau.

- la dégradation des polluants dans le cas de substances non conservatives.

Nous présentons ci-après les équations propres à chaque mécanisme et leur résolution dans le cas où le régime hydraulique est permanent ou dans le cas où le régime hydraulique est transitoire.

1. L'équation de transport - dispersion :

Nous adoptons ci-après les notations suivantes :

- $C(x,t)$: concentration du polluant au point x et à l'instant t
 $\tilde{C}(x,t)$: moyenne de $C(x,t)$ sur la hauteur d'eau
 $\overline{C}(x,t)$: moyenne de $C(x,t)$ sur la section mouillée
 $V(x,t)$: vitesse des masses d'eau de composante u,v,w .
 D : coefficient de dispersion longitudinale
 y : tirant d'eau
 B : largeur = $e-d$
 $\overline{\epsilon}$: tenseur de diffusion turbulente (nous négligeons ici la diffusion moléculaire) dont les composantes sur les axes principaux sont $(D, \epsilon_y, \epsilon_z)$
 $\vec{n}$: vecteur normal à la paroi
 $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$: vecteurs de base

Soit Ω , le volume de contrôle. L'équation de conservation de la masse s'écrit :

$$\int_{\Omega} \frac{\delta C}{\delta t} d\Omega + \int_S C \vec{V} \cdot \vec{n} dS = \int_S \overline{\epsilon} \cdot \overrightarrow{\text{Grad} C} \cdot \vec{n} dS \quad (4-II-1)$$

La formule de Green ($\int_S \vec{f} \cdot \vec{n} dS = \int_{\Omega} \text{div} f \cdot dv$) permet d'écrire l'équation 4-II-1 sous la forme :

$$\frac{\delta C}{\delta t} + \frac{\delta(uC)}{\delta x} + \frac{\delta(vC)}{\delta y} + \frac{\delta(wC)}{\delta z} = \frac{\delta}{\delta x} \left(D \frac{\delta C}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(\epsilon_y \frac{\delta C}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left(\epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z} \right) \quad (4-II-2)$$

Pour l'étude unidimensionnelle ici exposée, l'équation finale sera déduite de (4-II-2) par intégration sur la section en travers.

a - Intégration sur la hauteur y :

$$\int_a^b \frac{\delta C}{\delta t} dl + \int_a^b \frac{\delta(uC)}{\delta x} dl + \int_a^b \frac{\delta(vC)}{\delta y} dl + \int_a^b \frac{\delta(wC)}{\delta z} dl =$$

$$\int_a^b \left(D \frac{\delta C}{\delta x} \right) dl + \int_a^b \left(\epsilon_y \frac{\delta C}{\delta y} \right) dl + \int_a^b \left(\epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z} \right) dl \quad (4-II-3)$$

Nous utilisons le théorème de Leibnitz :

$$\int_a^b \frac{\delta f}{\delta x} dl = \frac{\delta}{\delta x} \left[\int_a^b f \cdot dl \right] - f \bigg|_b \frac{\delta b}{\delta x} + f \bigg|_a \frac{\delta a}{\delta x}$$

et la formule :

$$\int_a^b f \cdot dl = y \cdot \widetilde{f}, \quad \widetilde{f} \text{ moyenne de } f \text{ sur la hauteur d'eau}$$

pour transformer l'équation (4-II-3) qui devient :

$$\begin{aligned} y \frac{\delta \widetilde{C}}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} [y \cdot (\widetilde{uC})] + \frac{\delta}{\delta z} [y \cdot (\widetilde{wC})] &= \frac{\delta}{\delta x} [y \cdot (D \frac{\delta C}{\delta x})] + \frac{\delta}{\delta z} [y \cdot (\epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z})] \\ + C_b [u_b \frac{\delta b}{\delta x} + w_b \frac{\delta b}{\delta z} - v_b] + C_a [-u_a \frac{\delta a}{\delta x} - w_a \frac{\delta a}{\delta z} + v_a] \\ + [-(D \frac{\delta C}{\delta x})_b \frac{\delta b}{\delta x} - (\epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z})_b \frac{\delta b}{\delta z} + (\epsilon_y \frac{\delta C}{\delta y})_b] \\ + [(D \frac{\delta C}{\delta x})_a \frac{\delta a}{\delta x} + (\epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z})_a \frac{\delta a}{\delta z} - (\epsilon_y \frac{\delta C}{\delta y})_a] \end{aligned} \quad (4-II-4)$$

Les quatre derniers termes entre crochets du membre de droite représentent les produits scalaires du vecteur normal $\vec{n}$:

$$\vec{n} = \frac{\delta b}{\delta x} \vec{i} - \vec{j} + \frac{\delta b}{\delta z} \vec{k}$$

avec, d'une part, la vitesse, d'autre part le flux de concentration. Sur les parois ces deux quantités sont parallèles à la paroi et les produits scalaires sont nuls.

L'équation intégrée sur la hauteur s'écrit alors :

$$y \frac{\delta \tilde{C}}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} [y(\tilde{u}C)] + \frac{\delta}{\delta z} [y(\tilde{w}C)] = \frac{\delta}{\delta x} [y(D \frac{\delta C}{\delta x})] + \frac{\delta}{\delta z} [y(\epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z})]$$

(4-II-5)

b. Intégration sur la largeur B :

L'équation 4-II-5 intégrée sur la largeur conduit à l'équation suivante :

$$\int_d^e y \frac{\delta \tilde{C}}{\delta t} dz + \int_d^e \frac{\delta}{\delta x} [y(\tilde{u}C)] dz + \int_d^e \frac{\delta}{\delta z} [y(\tilde{w}C)] dz =$$

$$\int_d^e \frac{\delta}{\delta x} [y(D \frac{\delta C}{\delta x})] dx + \int_d^e \frac{\delta}{\delta z} [y(\epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z})] dz$$

Par application du théorème de Leibnitz, il vient :

$$\left(\frac{\delta}{\delta t} \int_d^e y \tilde{C} dz + \frac{\delta}{\delta x} \int_d^e y(\tilde{u}C) dz = \frac{\delta}{\delta x} \int_d^e (yD \frac{\delta C}{\delta x}) dz + \frac{\delta}{\delta z} \int_d^e y \epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z} dz \right.$$

$$+ (y u C_e \frac{\delta e}{\delta x} - y u C_d \frac{\delta d}{\delta x} - y w C_e + y w C_d)$$

$$\left. - (yD \frac{\delta C}{\delta x} \Big|_e \frac{\delta e}{\delta x} + yD \frac{\delta C}{\delta x} \Big|_d \frac{\delta d}{\delta x} + y \epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z} \Big|_e - y \epsilon_z \frac{\delta C}{\delta z} \Big|_d) \right)$$

Le terme entre crochets est nul puisqu'il est le produit scalaire du vecteur normal $\vec{n}$ et des flux de vitesses et concentrations qui sont, aux parois, parallèles à l'axe des x (en assimilant la Seine à un canal rectangulaire).

D'autre part, il est possible (voir annexe A10) de négliger la dispersion verticale devant la dispersion longitudinale.

L'équation de transport - dispersion s'écrit donc, en observant que,

$$\int_d^e y f dz = S \bar{f} \text{ où } S \text{ est la section mouillée =}$$

$$\frac{\delta(\overline{SC})}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} (\overline{SVC}) = \frac{\delta}{\delta x} (SD \frac{\delta \bar{C}}{\delta x}) \quad (4-II-6)$$

2. Les équations de Streeter et Phelps :

La concentration en oxygène dissous du milieu naturel résulte d'un bilan entre les activités consommatrices d'oxygène (décomposition des matières organiques présentes dans l'eau, respiration des organismes aquatiques, nitrification ...) et les activités d'apport de l'oxygène (réaération et photosynthèse).

Le modèle de Streeter et Phelps néglige la respiration des organismes aquatiques et la photosynthèse.

La décomposition des matières organiques et la réaération sont assimilées à des réactions cinétiques du premier ordre.

a - La demande biochimique en oxygène

La DBO est une réaction d'oxydation qui se déroule en deux phases :

- la première phase ou phase carbonée correspond à la consommation des matières organiques par les micro-organismes. Elle est consommatrice d'oxygène.

- la deuxième phase ou nitrification correspond à la consommation d'oxygène par les micro-organismes pour assurer leur métabolisme endogène.

Cette phase est caractérisée par une cinétique dix à vingt fois moindre que la première.

Les équations de Streeter et Phelps s'appliquent à la DBO à l'issue de la première phase que nous noterons $DBO(t)$ en mg/l.

L'équation de Streeter et Phelps pour la biodégradation s'écrit alors :

$$\frac{d \text{ DBO}(t)}{dt} = - K_1 \times \text{ DBO}(t)$$

où K_1 est la cinétique de réaction.

La DBO ainsi calculée ne tient pas compte de la respiration des algues que l'AFBSN a estimé à 2 mg/l (5) et qui joue le rôle d'un bruit de fond.

D'autre part, des tests de respirométrie effectués par le SNS et l'AFBSN en 1978 et 1979 ont mis en évidence que le rapport

$\frac{DBO}{DBO_5}$ variait entre 1,2 et 1,3. Dans cette étude, nous l'avons fixé à 1,3.

La consommation d'oxygène correspondant à la biodégradation s'écrit si DO est le déficit en oxygène par rapport à la saturation :

$$\frac{d \text{ DO}(t)}{dt} = - \frac{d \text{ DBO}(t)}{dt} = K_1 \cdot \text{ DBO}(t)$$

b. L'oxygène dissous

La concentration en oxygène dissous notée O_2 est contrôlée par la demande biochimique et les phénomènes de réaération. La réaération est fonction de la turbulence de l'eau.

L'équation de bilan pour l'oxygène dissous s'écrit si O_2 est la concentration en oxygène dissous en mg/l :

$$\frac{d O_2(t)}{dt} = K_2 (O_{2S} - O_2) - K_1 \cdot DBO$$

où O_{2S} est la concentration à saturation de l'oxygène dissous. Elle est donnée par la formule de TRUESDALE :

$$O_{2S} = 14,161 - 0,3943 \times TC + 0,007714 \times TC^2$$

où TC est la température en degré Celsius.

O_{2S} est en mg/l.

3. Les paramètres et constantes des modèles - Leurs domaines de validité

a. Le coefficient de dispersion longitudinale D :

Le paramètre D est le paramètre fondamental des phénomènes de dispersion. Taylor et Elder (37) ont donné son expression dans le cas d'un tuyau circulaire rectiligne et dans le cas d'un canal infiniment large. On trouve respectivement :

$$D = 10,1 \ r \ V_* \quad ; \quad r = \text{rayon hydraulique}$$
$$\text{et } D = 5,9 \ y \ V_* \quad ; \quad y = \text{tirant d'eau}$$

où V_* est la vitesse de frottement.

Dans les cas réels, la valeur de D dépend étroitement du débit et sa détermination demande de nombreuses mesures. Plusieurs auteurs ont calculé le rapport $D/y \ V_*$ sur de nombreux fleuves. Ce rapport est adimensionnel et varie entre 6 et 600.

On se reportera à l'annexe A10 pour de plus nombreuses précisions.

En Seine, une étude de Bujon (13) donne un coefficient de dispersion longitudinale de $8 \text{ m}^2/\text{s}$ (soit un rapport $D/y V_* = 300$) pour un débit en Seine de $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Nous ne disposons pas de mesures plus nombreuses aussi par la suite, nous conserverons cette valeur quel que soit le débit en Seine. Ceci nous permettra de dégager des ordres de grandeur à partir d'une valeur compatible avec la réalité.

Dans l'éventualité d'une extension de l'étude et d'une campagne de mesures sur le milieu naturel, il sera nécessaire de mesurer la valeur de D pour différentes conditions hydrauliques initiales.

b. La constante de biodégradation K_1 :

- K_1 est fonction de la quantité et de la nature des matières organiques contenues dans l'eau. K_1 est d'autant plus grande que les matières organiques sont en quantité importante.

Divet et Schulhof (32) estiment la gamme de variation à 20°C de K_1 comprise entre $0,09 \text{ jour}^{-1}$ (pour une eau de rivière peu polluée) et $0,65 \text{ jour}^{-1}$ (pour une eau usée non traitée).

Les valeurs de K_1 mesurées sur un échantillon de 20 fleuves des Etats-Unis à 20°C varient entre $0,05 \text{ jour}^{-1}$ et $3,37 \text{ jour}^{-1}$ (33). La moyenne a pour valeur $0,33 \text{ jour}^{-1}$.

En Seine, l'AFBSN a mesuré sur le tronçon qui nous intéresse une valeur de K_1 égale à $0,6 \text{ jour}^{-1}$ à 20°C .

- K_1 est également fonction de la température. L'influence de la température sera prise en compte par la loi suivante :

$$K_1 (\text{TC}) = K_1 (20^\circ\text{C}) 1,047^{(\text{TC}-20)}$$

Pour un régime hydraulique permanent et en ne tenant compte que des rejets permanents, l'AFBSN (5) a montré que le paramètre K_1 avait une forte influence sur les profils en long de DBO_5 et O_2 dissous.

c. La constante de réaération K2 :

- K2 est fonction du degré de turbulence de l'eau.

Des mesures sur 20 rivières des Etats-Unis et de l'Angleterre (33) indiquent une gamme de variation de K2 comprise entre $0,07 \text{ jour}^{-1}$ et 50 jour^{-1} , avec une moyenne située à $5,86 \text{ jour}^{-1}$.

En Seine, la valeur moyenne de K2 mesurée par l'AFBSN pour des débits inférieurs à $100 \text{ m}^3/\text{s}$ et des températures supérieures à 15° C est de $0,2 \text{ jour}^{-1}$.

K2 peut être rattaché au tirant d'eau y et à la vitesse des masses d'eau par la formule générale :

$$K2 = K0 \times \frac{v^n}{y^m}$$

Les constantes K0, n et m ont été données par plusieurs auteurs à la température $T = 20^\circ \text{ C}$.

K0	n	m	Références
9,05	0.5	1.5	O'Connors et Dobbins
5,2	1.	1.67	Churchill
5,13	1.	1.33	Langbein et Durum
5,31	0.67	1.85	Owens et al.
4,1	0.6	1.4	Bansal
3,59	1.	1.5	Isaac et al.
5,3	0.924	1.705	Kothandaramen et Ewing
10,9	0.85	0.85	Negulescu et Rojanski

La formule qui permet de retrouver au mieux la valeur mesurée en Seine est celle de O'Connors et Dobbins et nous la retiendrons dans cette étude.

- K2 est également fonction de la température selon la formule :

$$K2 (TC) = K2 (20^{\circ} C) \times 1,028^{(TC - 20)}$$

Pour un régime hydraulique permanent et en ne tenant compte que des rejets permanents, l'AFBSN (5) a montré que le paramètre K2 avait peu d'influence sur les profils en long de DB05 et 02 dissous jusqu'au barrage d'Andresy (60 km à l'aval de Suresnes) car, jusque là, les phénomènes de biodégradation étaient prépondérants.

d. La concentration des effluents unitaires POL :

Les mesures en réseaux sont très rares. A Paris, seul le collecteur des Côteaux a fait l'objet d'investigations par le LROP et nous reportons en annexe A9 les résultats principaux de leurs mesures. Celles-ci corroborent les observations de la plupart des auteurs selon lesquelles les flux polluants des eaux de ruissellement sont comparables aux flux polluants des eaux usées.

En ce qui concerne les déversements d'orage, nous avons vu toutefois que la concentration des rejets n'était pas constante dans le temps et que 50 % de la pollution était déversée lors du premier tiers de l'hydrogramme.

Mais nous ne disposons pas de modèle permettant le calcul des pollutogrammes à la sortie des réseaux d'égoûts. Nous ferons l'hypothèse que la concentration des effluents est constante dans le temps. En ce cas, pollutogramme et hydrogramme ont même forme et si POL est la concentration en mg/l de la DB05 des effluents unitaires la charge en DB05 déversée à chaque pas de temps a pour valeur :

$$DB05 (t) = POL \times Q_{dev} (t) \times DT$$

où Q_{dev} est le débit déversé et DT le pas de temps.

Cette approximation a pour effet de sous estimer les premiers flux polluants et surestimer les derniers.

La concentration en DB05 des effluents unitaires a été fixée à 80 mg/l d'après les mesures du LROP (cette valeur est à comparer à la concentration en DB05 des eaux usées qui est de 106 mg/l).

III - LE MODELE DE QUALITE AVEC REGIME HYDRAULIQUE PERMANENT

Ce modèle s'inspire du modèle mis en oeuvre par l'AFBSN (5) entre Montereau et Poses qui calculait les profils en long de DBO5, oxygène dissous NO_3^- et NH_4^+ dans le cas d'un régime hydraulique permanent et en ne prenant en compte que les rejets permanents de temps sec.

Le modèle ici présenté prend en compte :

- les rejets permanents de temps sec,
- les rejets d'orage sous la seule forme de pollutogrammes : on ne prend en compte que la charge de polluants déversés et non les débits déversés. Il n'y a donc pas de perturbations du régime hydraulique et celui-ci est dans un état permanent, à débit constant :

$$\begin{aligned}Q(x,t) &= Q_0 \\V(x,t) &= V_0(x)\end{aligned}$$

Dans ce modèle, d'autre part, la dispersion est négligée.

1. L'équation de transport-dispersion et dégradation des polluants

a. L'équation de transport-dispersion

En ce cas, la dispersion est négligée et l'équation (4-II-6) devient une simple équation de transport des polluants à la vitesse V des masses d'eau :

$$\frac{\partial (S\bar{C})}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (S \overline{VC}) = 0$$

soit puisque le régime est permanent :

$$S \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (Q\bar{C}) = 0$$

où Q est constant dans le temps et dans l'espace.

On en déduit :

$$S \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + Q \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} = 0$$

avec $Q = VS$

d'où
$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + V \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} = 0$$

b. L'équation totale

Elle est obtenue en ajoutant les termes sources (apport de masse) et puits p (consommation) qui sont les équations de Streeter et Phelps.

L'équation finale du modèle à régime hydraulique permanent s'écrit donc

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + V \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} = s_0 + p.$$

2 - Méthode de résolution

Nous conservons les mêmes biefs que lors de l'étude hydraulique. Toutefois nous redéfinirons les sections de calcul en ce qui concerne le transport des polluants afin de mieux rendre compte de la réalité physique du phénomène.

Pour l'étape de convection pure l'équation à retenir est la suivante :

$$\frac{\partial \bar{C}(x,t)}{\partial t} + V(x) \frac{\partial \bar{C}(x,t)}{\partial x} = 0$$

qui a une seule famille de caractéristiques :

$$Dx = V(x) \times DT$$

C'est ainsi que nous définirons les pas d'espace après avoir fixé le pas de temps.

Si I et $I + 1$ sont deux sections de calcul consécutives et si $X(I)$ et $V(I)$ sont respectivement les abscisse et vitesse de l'eau de la section I :

$$X(I+1) - X(I) = V(I) \times DT.$$

a. Conditions initiales et conditions aux limites

- les conditions initiales sont données par les mesures en Seine de l'AFBSN (5). Elles coïncident avec les conditions à la limite amont du modèle (Port à l'Anglais). On retiendra :

$$\begin{array}{llll} \text{la concentration en oxygène dissous} & O_2 & = & 7 \text{ mg/l} \\ \text{la valeur de la DBO5} & & & \text{DBO5} = 6 \text{ mg/l} \end{array}$$

- les conditions à l'amont des biefs de rejet permanent (3 rejets) sont fixées par les données de l'AFBSN. La concentration en DBO5 des rejets permanents est fixée à 225 mg/l. On note R_0 la charge en g/s des rejets permanents.

Si I est la section d'entrée du bief de rejet permanent, Q le débit constant, $DBOA(I)$ la DBO5 au point I avant le rejet, $DBO5(I)$ la DBO5 au point I après le rejet, il vient :

$$DBO5(I) = DBOA(I) + \frac{R_0}{Q}$$

- les conditions à l'amont des biefs de rejet transitoire sont les valeurs des pollutogrammes à chaque instant. Avec les mêmes notations que précédemment et si POL est la concentration en mg/l des effluents unitaires, $QDEV(t)$ le débit déversé à l'instant t , la DBO5 au point I et à l'instant t s'écrit :

$$DBO5(I) = \frac{DBOA(I) \times Q + POL \times Qdev}{Q + Qdev}$$

Dans le cas d'un régime hydraulique permanent nous ne tenons pas compte du débit déversé. Ceci est valable pour le calcul des débits, cotes et vitesses en Seine. Dans le cas du calcul de la DB05, nous tenons compte du débit déversé (terme $Q+Q_{dev}$) qui traduit le bilan de masse et les phénomènes de dilution.

b. Sources et puits

L'intégration des équations de Streeter et Phelps conduit à une solution exacte qui, discrétisée sur les pas d'espace $I-1$ et I , donne :

- pour la DB05 :

$$DB05(I) = DB05(I-1) e^{-K1 \times DT}$$

- pour l'oxygène dissous :

$$C2(I) = \frac{K1}{K1-K2} DB05(I-1) - ALFA (e^{-K1 \times DT} - e^{-K2 \times DT})$$

$$+ O2D(I-1) e^{-K2 \times DT} + O2S (1 - e^{-K2 \times DT})$$

où ALFA est le rapport $\frac{DB0}{DB05}$ -

Ces deux dernières équations constituent le principe même du calcul de ce programme : la masse de polluant au point I à l'instant t est égale à la masse de polluant au point $I-1$ à l'instant $t + DT$ compte-tenu de la dégradation dans l'intervalle de temps. Les rejets éventuels sont rajoutés dans une autre étape.

On trouvera l'organigramme du modèle de qualité avec régime hydraulique permanent en annexe A11.

IV - LE MODELE DE QUALITE AVEC REGIME HYDRAULIQUE TRANSITOIRE

Dans ce modèle sont pris en compte :

- les rejets permanents de temps sec,
- les rejets d'orage sous la forme de pollutogrammes associés à des hydrogrammes de déversements. Ces déversements sont pris en compte dans le modèle d'écoulement de sorte que débits, vitesses, tirants d'eau et sections mouillées varient dans le temps et dans l'espace.

Dans ce modèle, la dispersion est prise en compte.

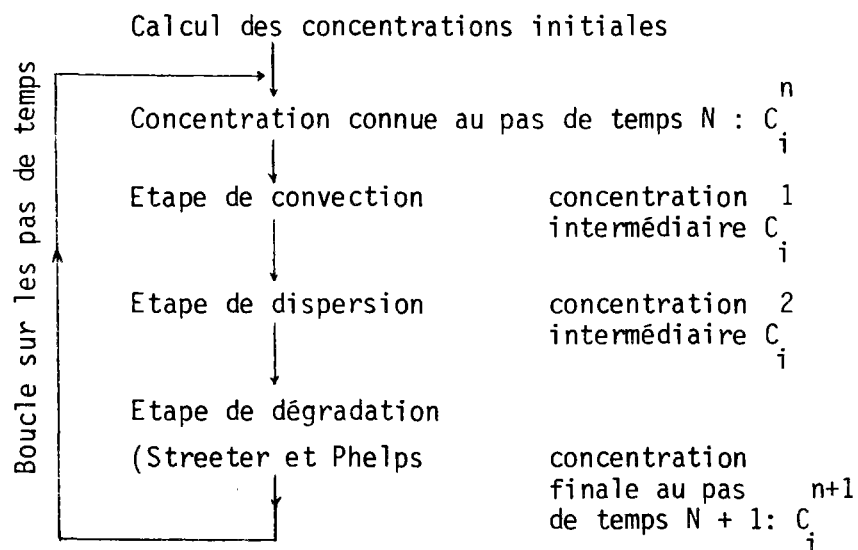
L'équation de transport-dispersion à résoudre en ce cas est alors l'équation 4-II-6 dans son intégralité.

La résolution de l'équation finale est obtenue par une méthode à pas fractionnaires qui résout successivement les étapes de convection, dispersion et dégradation (sources et puits).

Les grandeurs sont discrétisées sur le temps et sur l'espace.

Si i est l'indice d'espace et n l'indice de temps :

$C_i^n = C(i \times DX, n \times DT)$ et le schéma de calcul est le suivant :



1. L'étape de convection

a) Choix du modèle numérique :

L'équation à résoudre est la suivante :

$$S \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\partial (S \bar{VC})}{\partial t} = 0 \quad (4-IV-1)$$

Elle correspond au simple transport des polluants à la vitesse V des masses d'eau.

Quand le champ des vitesses varie dans le temps et dans l'espace (régime transitoire), la discrétisation de l'équation 4-IV-1 a pour conséquence deux types d'erreur qui engendrent une perte de masse :

- une diffusion numérique ou damping
- une dispersion numérique

• La diffusion numérique est due à l'apparition d'un terme de second ordre dans les équations de transport-dispersion si le nombre de courant est faible. La diffusion numérique peut, en ce cas, occulter la dispersion physique (terme $D \frac{\partial}{\partial x} (S \frac{\partial \bar{C}}{\partial x})$ de l'équation.

Dans le cas d'un schéma explicite, si l'on étudie l'équation de convection simplifiée

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + V \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} = 0,$$

on montre par un développement en série de Taylor au 2° ordre qu'il apparaît un terme de diffusion :

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + V \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} = \xi_N \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2}$$

où ε_N est fonction du nombre de courant $N_c = \frac{V \times DT}{Dx}$

- si $N_c = 1$ $N = 0$ et la solution est exacte
- si $N_c < 1$ $N > 0$ et il y a diffusion numérique
- si $N_c > 1$ $N < 0$ et la solution diverge

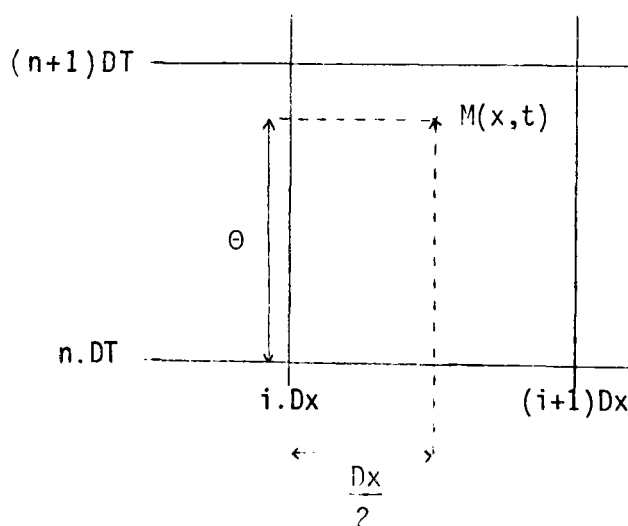
Dans le cas de la Seine, selon les valeurs des débits initiaux en Seine et celle des débits déversés, le champ des vitesses varie entre 0,05 m/s et 0,7 m/s. Il est donc impossible de contrôler le nombre de courant et un schéma explicite est exclu.

La dispersion numérique est une erreur qui provient du schéma numérique même. Elle se manifeste par un "étalement" dans l'espace du nuage de polluants. Ceci se produit lorsque la célérité imposée par le schéma numérique diffère de la célérité réelle des ondes.

Outre les schémas explicites, il est possible d'utiliser les schémas implicites et leurs dérivés ou les méthodes fondées sur la théorie des caractéristiques.

Les schémas implicites présentent les phénomènes de diffusion ou dispersion numériques déjà évoqués mais il est possible de les contrôler (schéma implicite - explicite à double pas (48)). Dans le cas qui nous intéresse d'un modèle unidimensionnel un schéma implicite simple résoudra le problème.

Nous avons adopté la discrétisation suivante :



Nous cherchons à calculer C_i^1 , concentration intermédiaire à l'issue de l'étape de convection

$$c_i^n = C(I, N) = \bar{C}(I.Dx, N.DT)$$

Il vient alors :

$$S \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} = \frac{S_i^n (C_i^1 - C_i^n) + S_{i+1}^n (C_{i+1}^1 - C_{i+1}^n)}{2 \times DT}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} (S \bar{VC}) &= \frac{\partial}{\partial x} (Q \bar{C}) \\ &= \frac{\theta (Q_{i+1}^{n+1} C_{i+1}^1 - Q_i^{n+1} C_i^1) + (1-\theta) (Q_{i+1}^n C_{i+1}^n - Q_i^n C_i^n)}{x(I+1) - x(I)} \end{aligned}$$

Posons

$$\begin{aligned} Dx &= x(I+1) - x(I) \\ R &= \frac{2 \times DT}{Dx} \end{aligned}$$

On en déduit la concentration intermédiaire C_{i+1}^1 :

$$C_{i+1}^1 = A1 \times C_i^1 + A2 \times C_i^n + A3 \times C_{i+1}^n$$

où

$$A1 = \frac{-S_i^n + \theta R Q_i^{n+1}}{S_{i+1}^n + \theta R Q_{i+1}^{n+1}}$$

$$A2 = \frac{S_i^n + R(1-\theta) Q_i^n}{S_{i+1}^n + \theta R Q_{i+1}^{n+1}}$$

$$A3 = \frac{S_{i+1}^n - R(1-\theta) Q_{i+1}^n}{S_{i+1}^n + \theta R Q_{i+1}^{n+1}}$$

Cette discretisation est stable à la condition suivante :

$$1 \geq \theta > \frac{1}{2}$$

L'étude de la stabilité est présentée en annexe A13.

b. Conditions initiales

Les conditions initiales sont, à l'instant $t = 0$, les profils en long de la DB05 et de l'oxygène dissous.

Ils sont calculés par le modèle de qualité avec régime hydraulique permanent et nous avons vérifié qu'ils étaient stables dans le temps pour le modèle à régime hydraulique transitoire.

c. Conditions aux limites

- les conditions à la limite amont (barrage de Port à l'Anglais) imposent une concentration constante dans le temps et égale à la concentration du régime " permanent "

pour l'oxygène dissous : 7 mg/l
pour la DB05 : 6 mg/l

- à l'entrée d'un bief de rejet permanent, on aura à l'instant n et avec les mêmes notations que dans le cas du régime " permanent " :

$$DB05(I) = DB0A(I) + \frac{RO}{Q(I,N)}$$

- à l'entrée d'un bief présentant un déversoir d'orage, il vient à l'instant N :

$$DB05(I) = \frac{DB0A(I-1) \times (Q(I,N) - Q_{dev}(N)) + POL \times Q_{dev}(N)}{Q(I,N)}$$

Remarque : Si le pas de temps de calcul de qualité diffère du pas de temps de calcul en réseau, les hydrogrammes de déversement sont extrapolés, à volume constant, sur les pas de temps du programme de qualité.

- au droit d'un barrage, les phénomènes de réaération modifient la concentration en oxygène dissous selon la formule de GAMESON (3)

si O_{2a} est la concentration en oxygène dissous avant le barrage,

si O_{2b} est la concentration en oxygène dissous après le barrage,

si O_{2S} est la concentration à saturation, il vient :

$$O_{2b} - O_{2a} = \left[1 - \frac{1}{1+0,11(1+0,046T) H} \right] (O_{2S} - O_{2a})$$

où T est la température en degré Celsius et H la hauteur de chute du barrage en mètres.

On en déduit :

$$O_{2b} = O_{2S} \left[1 - \frac{1}{1+0,11(1+0,046 T) H} \right] + \frac{O_{2a}}{1+0,11(1+0,046 T) H}$$

2 - L'étape de dispersion :

a. Choix du modèle numérique

L'équation à résoudre est la suivante :

$$S \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} = D \frac{\partial}{\partial x} \left(S \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \right)$$

La discrétisation présente essentiellement un problème de stabilité.

- Les schémas explicites sont soumis à la condition de stabilité

$$\frac{D \times DT}{(Dx)^2} < \frac{1}{2}$$

- Les schémas implicites pour lesquels nous présentons une étude de stabilité en annexe A-13 sont soumis à la condition :

$$\frac{1}{2} < \theta \leq 1$$

où θ est un coefficient pondérateur entre les valeurs au pas de temps n et les valeurs au pas de temps $n+1$.

Nous choisirons un schéma implicite pour n'être pas restreint par la condition de stabilité sur les schémas explicites et par cohérence avec l'étape de convection.

Nous posons par la suite :

C_i^1 : concentration intermédiaire après l'étape de convection

C_i^2 : concentration intermédiaire après l'étape de diffusion

Le schéma retenu pour cette étape est alors le schéma implicite suivant :

$$S \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} = \frac{S_i^n (C_i^2 - C_i^1) + S_{i+1}^n (C_{i+1}^2 - C_{i+1}^1)}{2 \times DT}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(S \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \right) = \frac{\theta \left(G_i^{n+1} \frac{C_{i+1}^2 - C_i^2}{x_{i+1} - x_i} - G_{i-1}^{n+1} \frac{C_i^2 - C_{i-1}^2}{x_i - x_{i-1}} \right) + (1-\theta) \left(G_i^1 \frac{C_{i+1}^1 - C_i^1}{x_{i+1} - x_i} - G_{i-1}^n \frac{C_i^1 - C_{i-1}^1}{x_i - x_{i-1}} \right)}{x_i + \frac{1}{2} - x_{i-1} - \frac{1}{2}}$$

avec les notations suivantes :

$$x_{i+1} = \frac{x_i + x_{i+1}}{2}$$

$$G_i^n = \frac{S_i^n + S_{i+1}^n}{2}$$

$$\text{Posons encore } R' = \frac{2 \times DT}{x_{i+1} - x_{i-1}}$$

Il vient :

$$A(L,1)C_{i-1}^2 + A(L,2)C_i^2 + A(L,3)C_{i+1}^2 = B$$

où

$$A(L,1) = \frac{-K R' \theta G_{i-1}^{n+1}}{x_i - x_{i-1}}$$

$$A(L,2) = S_i^n + \frac{K R' \theta G_i^{n+1}}{x_{i+1} - x_i} + \frac{K R' \theta G_{i-1}^{n+1}}{x_i - x_{i-1}}$$

$$A(L,3) = S_{i+1}^n - \frac{K R' \theta G_i^{n+1}}{x_{i+1} - x_i}$$

$$B = \left(S_{i+1}^n + \frac{KR'(1-\theta)G_i^n}{x_{i+1} - x_i} \right) C_{i+1} + \left(S_i^n - \frac{KR'(1-\theta)G_i^n}{x_{i+1} - x_i} \right) C_i + \frac{KR'(1-\theta)G_{i-1}^n}{x_i - x_{i-1}} C_{i-1}$$

Cette dernière équation est de la forme

$$A X = B$$

où A est une matrice tridiagonale. Elle est résolue par une méthode de Gauss.

b. Condition à la limite amont

A l'entrée et à la sortie de chaque bief, on fait l'hypothèse suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = 0$$

ce qui suppose que la concentration dans les premières et dernières sections est égale à la concentration après l'étape de convection.

Pour la première section du bief cela traduit la continuité des concentrations par rapport au bief précédent (la section finale d'un bief et la section initiale du bief suivant sont séparées par une distance de 1 m).

Pour la section finale du bief cela suppose qu'il n'y a pas eu de dispersion. Si le pas d'espace est suffisamment faible, cette approximation n'engendre pas d'erreur significative.

3 - L'étape de dégradation des polluants

Elle est régie par les équations de Streeter et Phelps dont on connaît une solution analytique. Discrétisée, celle-ci permet de calculer les concentrations C_i^{n+1} :

- pour la DB05 :

$$DB05_i^{n+1} = DB05_i^n \times \exp(-K1 \times DT)$$

- pour l'oxygène dissous :

$$\begin{aligned} \text{O2}_i^{n+1} &= \frac{K1}{K1-K2} \text{DBO5}_i^2 \times (\text{EXP}(-K1 \times \text{DT}) - \text{EXP}(-K2 \times \text{DT})) \\ &+ \text{O2}_i^2 \times \text{EXP}(-K2 \times \text{DT}) + \text{O2S} \times (1 - \text{EXP}(-K2 \times \text{DT})) \end{aligned}$$

4 - Choix des pas de temps et d'espace :

a. Stabilité du schéma

Bien que l'étude du schéma implicite utilisé pour l'étape de convection n'ait indiqué aucune restriction sur le nombre de courant, celui-ci a une influence importante sur le modèle. En particulier, s'il est trop faible (petit devant 1) on observe de fortes fluctuations de la DBO5 autour de l'état permanent. Ces fluctuations n'ont pas de réalités physiques.

Les meilleurs résultats sont obtenus avec un nombre de courant voisin de 1.

Le calcul du régime permanent détermine des sections de calcul telles que la distance entre deux sections soit $\Delta x = V \times \Delta T$. De la sorte, à l'état initial, le nombre de courant a pour valeur 1.

Par la suite, dans le calcul transitoire, nous garderons les sections ainsi définies de sorte que le nombre de courant soit le plus souvent possible voisin de 1 (en réalité, il variera au maximum entre 0,3 et 3 mais sur de courtes périodes).

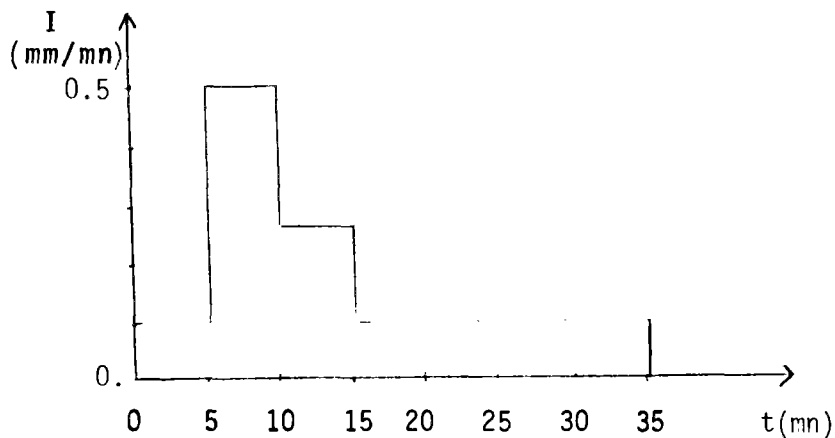
b. Diffusion numérique

La mise en oeuvre du seul schéma de convection a révélé qu'il pouvait y avoir diffusion numérique si le pas de temps de l'étude était trop grand par rapport au pas de temps des rejets.

Toutefois ces phénomènes de diffusion numérique sont totalement occultés par les phénomènes physiques de dispersion longitudinale et de dégradation des polluants.

Nous présentons pour illustrer ces différents phénomènes le cas d'une petite pluie choisie de telle sorte que les rejets n'influencent pas le régime hydraulique de la Seine. Le paramètre POL a été choisi au contraire très grand (3000 mg/l) pour que les pollutogrammes soient importants.

La pluie étudiée dure 35 mn et a la forme suivante :



Le déversement correspondant dure 40 mn et atteint pendant 10 mn le débit maximal de 500 l/s.

Le débit en Seine est de $50 \text{ m}^3/\text{s}$.

On trouvera alors :

- figures F 14-1 et F 14-2 : les phénomènes de diffusion numérique pour des pas de temps de calcul de 15 mn, 10 mn et 5 mn, et dans le cas de la seule étude de convection. On observe que ces phénomènes sont nettement atténués par une diminution du pas de temps.

- figure F 14-3 : l'étude de la même pluie pour un pas de temps de 5 mn mais avec l'étape de convection et l'étape de dégradation (Streeter et Phelps). On observe que la dégradation des polluants est un phénomène qui est prépondérant devant la diffusion numérique.

- figure F 14-4 : l'étude de la même pluie avec toutes les étapes de modélisation et un pas de temps de 5 mn.

L'addition des phénomènes de dispersion masque encore la diffusion numérique.

- figure F 14-5 : l'étude de la même pluie avec toutes les étapes de modélisation et un pas de temps de 15 mn.

On observe alors que le pas de temps qui a une influence sur les phénomènes de diffusion numérique dans l'étape de convection n'intervient plus lorsque l'on prend en compte toutes les étapes de modélisation.

V - ETUDES DE SENSIBILITE

Les études de sensibilité ont été réalisées à partir du modèle en régime transitoire et ont porté sur K1, K2 et D.

Les conditions de référence sont :

$$K1 = 0,6 \text{ j}^{-1}$$

$$K2 = 0,2 \text{ j}^{-2}$$

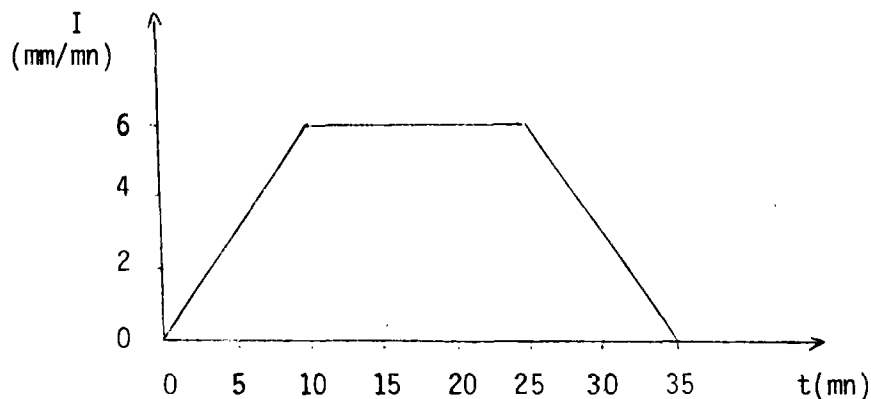
$$D = 8 \text{ m}^2/\text{s} \text{ en moyenne } (D/y V_* = 300)$$

$$Q0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'étude de sensibilité sur un paramètre suppose les autres constants et égaux à ces valeurs de référence.

Ces études ont été réalisées dans le cas de l'introduction d'un seul pollutogramme à l'entrée du bief 5.

La pluie est décrite par l'hyétogramme suivant :



L'hydrogramme de déversement prend fin deux heures après le début de la pluie.

1. Etude de sensibilité de K1

Nous avons étudié l'évolution des polluants pour cinq valeurs de K1 : $K1 = 0 \text{ j}^{-1}$, $K1 = 0,3 \text{ j}^{-1}$, $K1 = 0,8 \text{ j}^{-1}$, $K1 = 1 \text{ j}^{-1}$, $K1 = 2 \text{ j}^{-1}$. Les courbes sont reportées figures F15-1 à F15-3.

L'instant 0 correspond au début de la pluie.

Nous avons étudié l'évolution des polluants sur deux jours.

Le paramètre K_1 intervient :

a. Sur les profils initiaux avant introduction des pollutogrammes

- Pour la DBO_5 , ce profil oscille entre deux profils extrêmes :

• $K_1 = 0$: il n'y a pas de dégradation et la DBO_5 garde sa valeur initiale éventuellement augmentée des rejets permanents. Dans le tronçon étudié, elle oscille donc entre la valeur à la limite amont : 6 mg/l et la valeur à la limite aval 10,4 mg/l.

• $K_1 = 2$: la DBO_5 décroît pour tendre vers la valeur limite du bruit de fond : 2 mg/l. Elle oscille donc entre les deux valeurs : 6 mg/l et 2 mg/l.

- Pour l'oxygène dissous, les deux profils extrêmes sont :

• $K_1 = 0$: l'évolution de l'oxygène n'est due qu'à la réaération et le profil en long augmente linéairement depuis sa valeur initiale de 7 mg/l jusqu'à la valeur à 48 h : 8,3 mg/l. L'oxygène est majoré par sa valeur à saturation : 9,36 mg/l.

• $K_1 = 2$: le profil en long de l'oxygène décroît très rapidement à l'aval de Port à l'Anglais et après les rejets permanents. Il atteint la valeur minimale 0,9 mg/l à 20 km de l'amont.

Le profil en long initial varie rapidement en fonction de K_1 . Nous reportons ci-dessous les bornes minimales et maximales atteintes par la DBO_5 et l'oxygène dissous en fonction de K_1 .

K_1 (jour ⁻¹)	Gamme de variation de la DBO_5 (mg/l)	Gamme de variation de O_2 dissous (mg/l)
0	6 - 10.4	7 - 8.3
0.3	6 - 5.83	7 - 3.8
0.8	6 - 3.05	7 - 1.88
1.	6 - 2.77	7 - 1.66
2.	6 - 2	7 - 0.9

Dans la gamme qui nous intéresse (K_1 variant entre 0,3 et $0,8 \text{ j}^{-1}$) la variation de K_1 a une grande influence sur le profil initial. Entre les valeurs de $K_1 = 0,8 \text{ j}^{-1}$ à $K_1 = 0,3 \text{ j}^{-1}$ la valeur minimale atteinte par le profil initial d'oxygène dissous varie dans un rapport de 2.

b. Sur les profils après introduction des pollutogrammes

Nous avons choisi de comparer pour les différentes valeurs de K_1 :

- l'amplitude du pic de DB05. Cette valeur indique, indépendamment du profil initial, l'influence de K_1 sur la disparition de la DB05.
- la valeur minimale atteinte par l'oxygène dissous suite à l'introduction des hydrogrammes.

Nous avons reporté ces valeurs sur le graphique G1 pour les différents K_1 étudiés et pour quatre heures de simulation 12h, 24h, 36h et 48h.

Nous observons que les variations de K_1 apportent d'importantes modifications tant sur la DB05 que sur l'oxygène dissous.

Pour $K_1 = 2 \text{ j}^{-1}$, la concentration en oxygène dissous atteint la valeur 0 mg/l et s'y stabilise durant plusieurs heures.

Lorsque K_1 varie de 0,3 à $0,8 \text{ j}^{-1}$, les modifications sur l'oxygène dissous peuvent atteindre 100 % tandis que les modifications sur la DB05 atteignent 50 %. Toutefois, le passage de K_1 de 0,3 à $0,8 \text{ j}^{-1}$ correspond à une augmentation de 150 % de K_1 . Les erreurs sur les concentrations qui s'ensuivent sont donc considérables.

On observe toutefois que le passage de K_1 de 0,6 à $0,8 \text{ j}^{-1}$ correspond à une variation de la concentration en oxygène dissous de 1 mg/l soit 15 % à 20 % de la concentration moyenne en Seine.

La détermination du paramètre K1 demande donc une certaine précision. On pourra accepter une erreur de $\pm 15 \%$ sur la valeur de K1 ce qui causera des erreurs de l'ordre de 10 % sur les valeurs des concentrations en oxygène dissous.

2. Etude de sensibilité de K2

Le paramètre K2 varie en ce cas de 0 j^{-1} à 5 j^{-1} . Il ne modifie pas les profils en long de DB05 aussi étudierons-nous son influence sur l'oxygène dissous seulement.

L'étude a porté sur deux jours et les courbes correspondantes sont présentées figures F16-1 à F16-2.

a. Sur les profils initiaux avant introduction des pollutogrammes

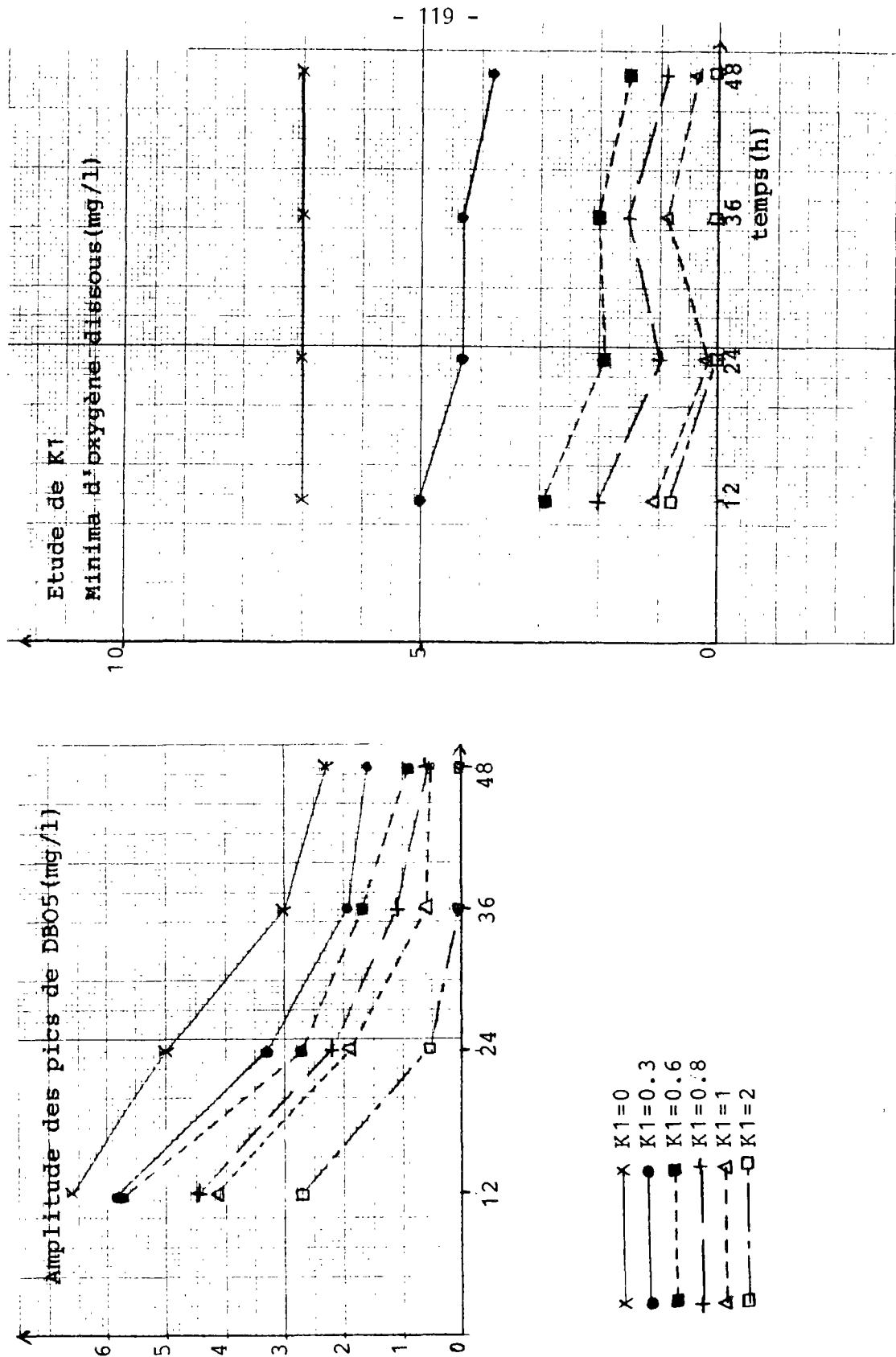
Les profils initiaux varient entre deux valeurs extrêmes :

- $K2 = 0 \text{ j}^{-1}$ - L'évolution de l'oxygène dissous est fonction de la DB05 uniquement. Le profil initial de l'oxygène dissous décroît jusqu'à la valeur de 0 mg/l atteinte à 20 kms de l'amont.

- $K2 = 5 \text{ j}^{-1}$ - En ce cas, la réaération est le phénomène prépondérant. L'oxygène dissous croît et tend vers sa valeur à saturation.

Nous reportons ci-dessous les valeurs de l'oxygène dissous à l'amont, à l'aval ainsi que la valeur minimale pour les profils initiaux :

K2	O2	O2 aval	O2 min
0	7	0	0
0.2	7	2.35	2.35
0.4	7	4.6	4.45
0.8	7	6.7	6.3
1	7	7.3	6.9
2	7	8.4	7
5	7	9	7



Etude de sensibilité de K1 . Amplitude des pics de DBO5
et concentration en oxygène dissous. Un pollutogramme -

Dans la gamme de valeurs de K_2 qui nous intéresse (K_2 variant de 0 j^{-1} à $0,8 \text{ j}^{-1}$), la variation du profil initial d'oxygène dissous en fonction du K_2 est importante. En particulier, lorsque K_2 varie de $0,2$ à $0,8 \text{ j}^{-1}$ la valeur minimale observée varie dans un rapport de 1 à $2,7 \text{ mg/l}$.

Cette variation de l'oxygène dissous est toutefois moindre que celle enregistrée lors de la variation de K_1 .

b. Sur les profils après introduction des pollutogrammes

Nous comparons pour les différentes valeurs de K_2 , les minima d'oxygène dissous suite à l'introduction des pollutogrammes.

Nous avons reporté ces valeurs sur le graphique G2 pour les différentes valeurs de K_2 étudiées et pour quatre heures de simulation : 12h, 24h, 36h et 48 h.

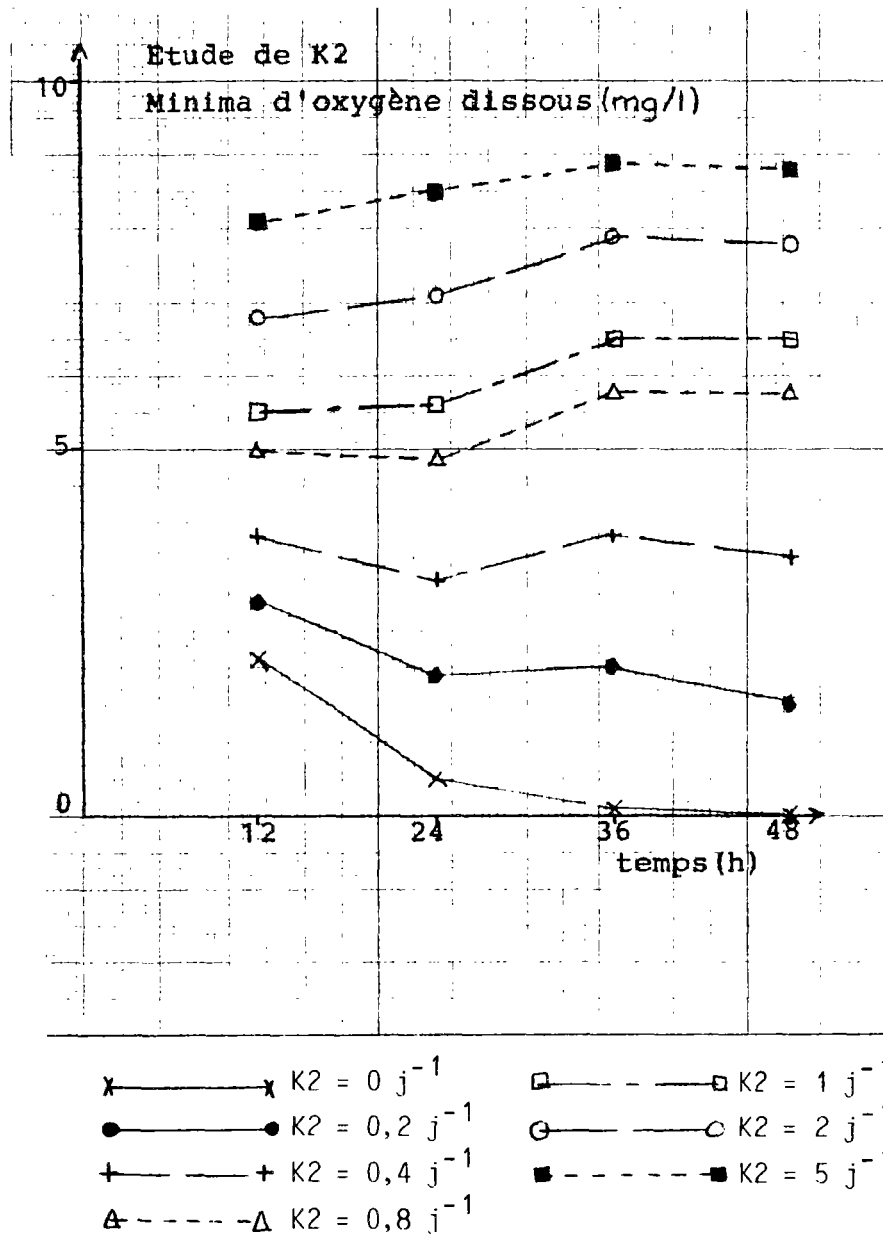
Nous observons que les variations du paramètre K_2 provoquent d'importantes modifications de la concentration en oxygène dissous. Dans la gamme qui nous intéresse, lorsque K_2 varie de $0,2$ à $0,8 \text{ j}^{-1}$ ces modifications peuvent atteindre 100 %. Toutefois, on peut observer qu'une erreur sur K_2 de $\pm 25 \%$ n'engendrera pas plus de 10 % d'erreur sur les concentrations en oxygène dissous.

3 - Etude de sensibilité sur D

Les phénomènes de dispersion modifient les concentrations des polluants en Seine :

- ils étalent les nuages de polluants dans l'espace
- ils diminuent les pics de concentration en DBO_5 et ainsi diminuent le déficit en oxygène.

Nous présentons ces deux phénomènes sur les graphiques G3-a (amplitude des pics de DBO_5 et minima d'oxygène dissous) et G3-b (étalement dans l'espace du nuage polluant mesuré par l'étalement spatial de la DBO_5 et étalement du déficit en oxygène par rapport à la valeur initiale).



Etude de sensibilité de K2 - Un hydrogramme à l'entrée
du bief 5 - Minima d'oxygène dissous -

Les profils en long de DBO5 et oxygène dissous pour les différentes valeurs de D sont reportés sur les figures F17-1 à F17-4.

Les graphiques et les courbes montrent clairement l'importance du coefficient D sur les concentrations en DBO5 et oxygène dissous.

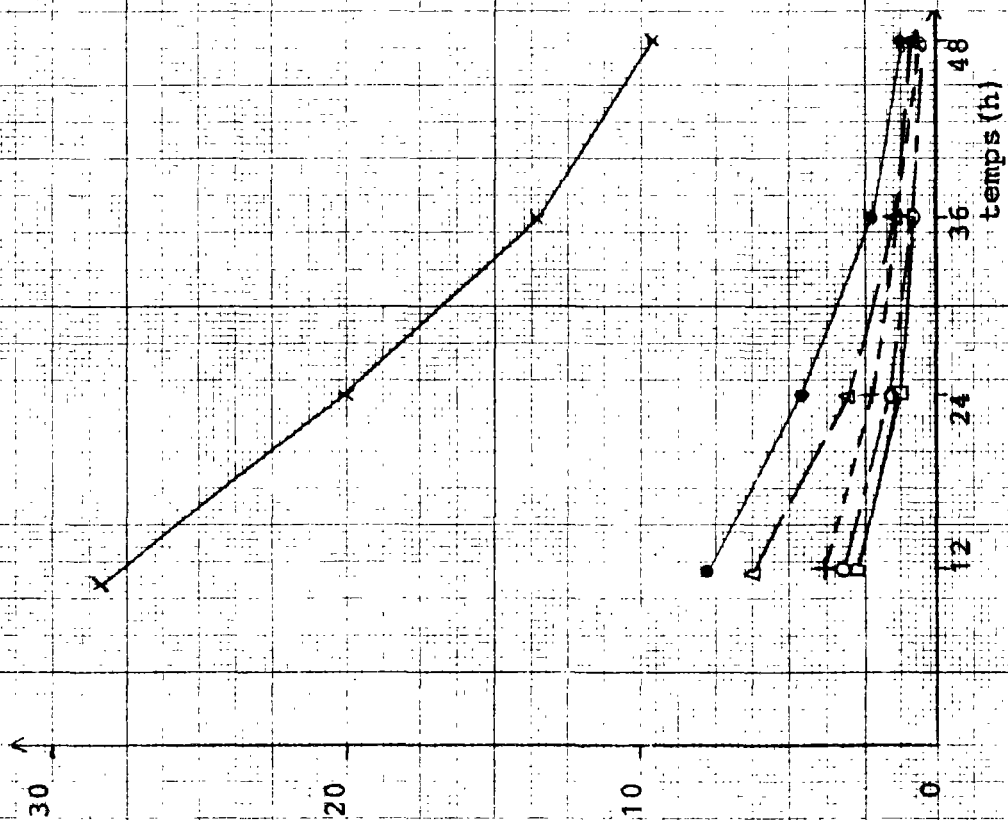
La valeur particulière $D = 0 \text{ m}^2/\text{s}$ qui correspond à un transport sans dispersion conduit à des concentrations tout à fait exceptionnelles. L'introduction d'un coefficient de dispersion non nul conduit par rapport à cet état limite à des modifications importantes des profils en long de concentration. Le paramètre D est donc un paramètre prépondérant de l'étude.

Dans la gamme de variation vraisemblable de D en Seine ($2,67 \text{ m}^2/\text{s}$ à $26,67 \text{ m}^2/\text{s}$) les concentrations en DBO5 et oxygène dissous ainsi que l'étalement du nuage de polluants peuvent varier de 100 %. Toutefois cela correspond au passage de D de 2,67 à 26,67 (soit une multiplication par 10) ce qui est considérable. Nous pouvons admettre, dans la gamme où nous travaillons qu'une erreur de $\pm 25 \%$ sur D correspondra au maximum à une erreur de 0,5 mg/l sur les concentrations d'oxygène dissous et DBO5 soit 10 % de la teneur moyenne en Seine - ce qui est une erreur acceptable eu égard aux ordres de grandeur de l'étude.

4 - Conclusion

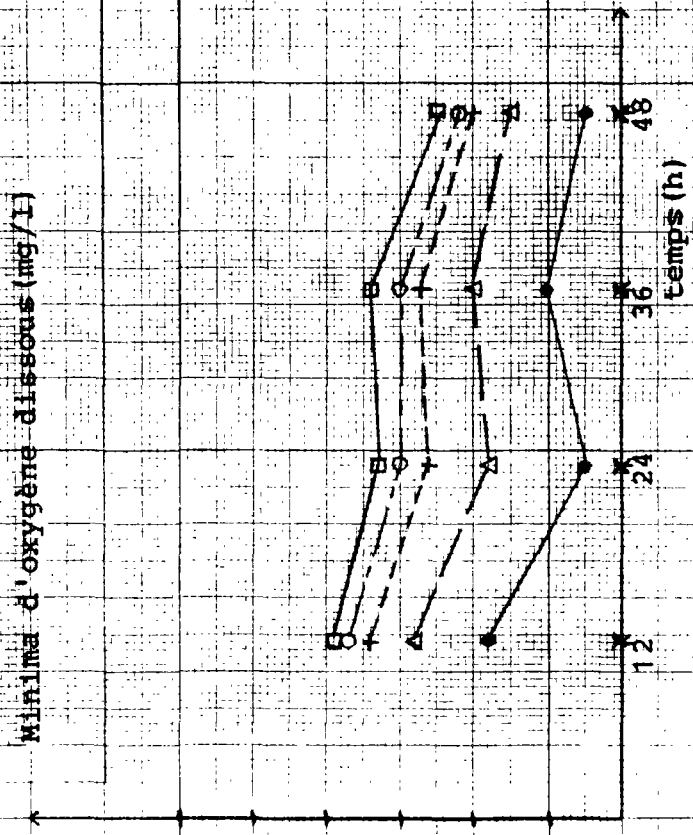
A l'issue de ces études de sensibilité, il s'avère que les trois paramètres K1, K2 et D ont une grande influence sur les concentrations en oxygène dissous et DBO5. Aucun des trois paramètres ne peut être négligé. Toutefois, on pourra admettre sur chacun d'entre eux une erreur maximale de $\pm 15 \%$ à 25% qui correspond dans chaque cas à une erreur d'environ 10 % sur les valeurs des concentrations moyennes en Seine.

Amplitude des pics de DBO5 (mg/l)

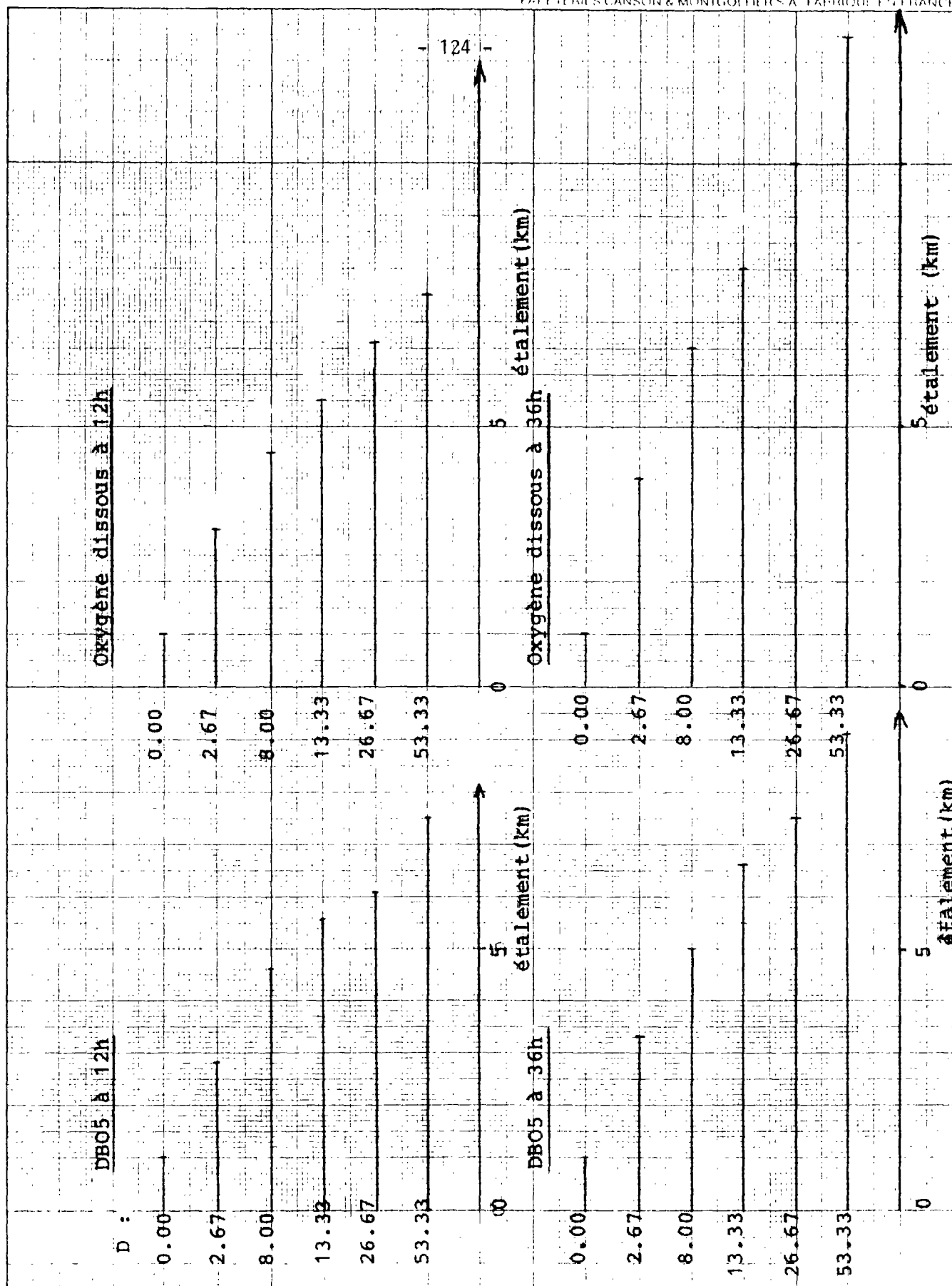


$\times$ D=0 m²/s
 $\bullet$ D=2.67 m²/s
 Δ D=8 m²/s
 $+$ D=13.33 m²/s
 $\circ$ D=26.67 m²/s
 $\square$ D=53.33 m²/s

Minima d'oxygène dissous (mg/l)



Etude de sensibilité sur le coefficient de dispersion D
 Un hydrogramme - Amplitude des pics de DBO5 et oxygène dissous.



Etude de sensibilité du coefficient de dispersion D-

Un hydrogramme à l'entrée du bief 5 -

Étalement du nuage de polluants et du déficit d'oxygène dissous-

Ces paramètres devront faire l'objet de mesures en Seine. Il faudra alors tenir compte du débit et de la température qui peuvent influencer les valeurs des paramètres et dont on n'a pas tenu compte dans l'étude de sensibilité.

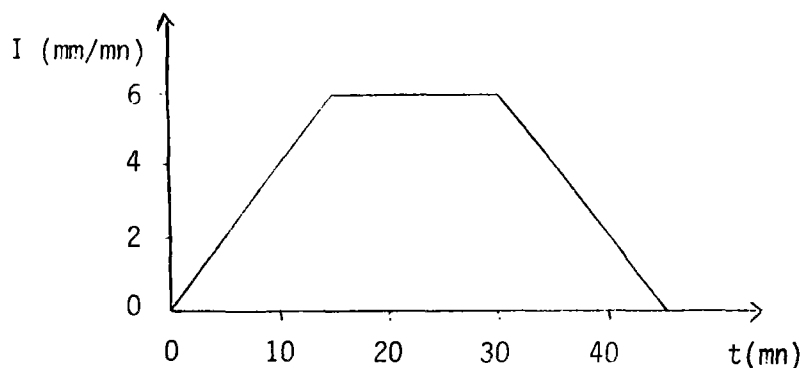
VI - CHOIX ET DEFINITION DU MODELE DEFINITIF

Le choix du modèle définitif se fera en comparant les résultats obtenus pour les mêmes pluies par les deux modèles précédents et en évaluant en particulier l'influence éventuelle du régime hydraulique transitoire sur l'évolution des polluants :

- la variation des débits et vitesses aura-t-elle une influence sur la convection et sur l'étalement dans l'espace du nuage de polluants ,
- la diffusion qui n'est pas prise en compte dans le modèle à régime hydraulique permanent a-t-elle une grande importance sur l'évolution du nuage ? Nous avons en partie répondu à cette question lors de l'étude de sensibilité sur le paramètre D. Nous allons ici comparer les modèles à régime hydraulique permanent et transitoire pour deux pluies de type différent et, en particulier mesurer l'importance relative des phénomènes de convection et dispersion.

Pour répondre à ces questions, nous présentons les résultats pour deux pluies :

- la pluie trapézoïdale de durée 45 mn étudiée précédemment.
Le hyétogramme a la forme suivante :



Elle est appliquée sur le sous bassin versant situé à l'amont du collecteur Bas et seul le déversoir Blanqui-gare est sollicité. Il est situé à l'entrée du bief 5.

- la pluie du 13 Juillet 1977 présentée dans la 3^e partie de cet ouvrage et qui sollicite 10 déversoirs d'orage.

Pour ces deux pluies les conditions hydrauliques initiales et les valeurs des différents paramètres seront identiques :

- débit initial en Seine : $50 \text{ m}^3/\text{s}$
- constante de biodégradation $K1 = 0,6 \text{ j}^{-1}$
- constante de réaération $K2 = 0,2 \text{ j}^{-1}$
- concentration des effluents unitaires $POL = 80 \text{ mg/l}$
- valeur moyenne du coefficient de dispersion longitudinale $D = 8 \text{ m}^2/\text{s}$
- température $T_C = 20^\circ \text{ C}$.

Pour ces deux pluies nous comparerons les résultats obtenus :

- pour le modèle à régime hydraulique permanent et le modèle à régime hydraulique transitoire sans dispersion.
Ceci nous permettra de conclure quant à l'influence du régime transitoire sur la convection.
- pour le modèle à régime hydraulique permanent et le modèle à régime hydraulique transitoire toutes étapes prises en compte.
Ceci nous permettra de conclure quant à l'influence de la dispersion sur l'évolution des polluants.

Dans les deux cas, l'étude a été effectuée sur 48 h et les résultats sont donnés à 0h, 12h, 24h, 36h et 48h.

1 - Comparaison entre le régime permanent et le régime transitoire sans dispersion

Le régime transitoire caractérisé par une variation des débits, cotes et vitesses dans le temps peut avoir deux conséquences :

- une dispersion des polluants plus importante que dans le cas du régime permanent caractérisé par une vitesse constante
- un transport des polluants (dû aux augmentations de vitesse) plus rapide dans le cas du régime hydraulique transitoire que dans le cas du régime hydraulique permanent.

Nous allons étudier ces deux phénomènes pour les deux pluies ci-dessus citées.

a. Un hydrogramme unique

Les profils en long sont reportés sur les figures F18-1 à F18-4 :

- la convection : nous repèrerons le déplacement des polluants par la position du pic de DB05 ou oxygène dissous. On observe un décalage d'au plus 500 m sur les pics de DB05. Ce décalage a lieu à 12h et n'est pas reproduit plus tard.

Pour l'oxygène dissous, on observe des différences du même ordre de grandeur. Ces décalages sont vraisemblablement dûs aux phénomènes de variations locales de sections mouillées et d'onde de vitesse et ne sont pas significatifs par rapport à la longueur du tronçon d'étude.

Le régime hydraulique n'a donc pas d'influence sur la position du nuage de polluants.

- la dispersion : on n'observe pas de différence significative sur l'étalement dans l'espace de la DB05 ou du déficit en oxygène. On note toutefois une différence sur l'amplitude des pics de DB05 qui s'atténue dans le temps. Nous reportons ci-dessous les valeurs des amplitudes des pics de DB05 pour les deux modèles et pour différentes heures de simulation.

Heures	Amplitude des pics de DB05 mg/l	
	Permanent	Transitoire
12	23,3	28,3
24	16,3	20
36	12,7	13,8
48	9,44	9,7

A 12h, la différence d'amplitude entre les DB05 calculées par les deux modèles est de 20 %. Elle devient négligeable à 48h. Nous ne pouvons déterminer en ce cas l'influence de ces différences sur l'oxygène dissous car la concentration en oxygène dissous atteint 9 mg/l et garde cette valeur sur les 48 h de simulation.

Nous étudierons donc la pluie du 13 Juillet 1977 avant de conclure.

b. La pluie du 13.07.1977

Les résultats sont reportés sur les figures F19-1 à F19-6.

La pluie du 13.07.1977 dure deux heures et provoque neuf rejets significatifs que l'on peut regrouper en 3 groupes suffisamment homogènes pour que l'on puisse les suivre séparément :

- les cinq premiers concernent les déversoirs de Vincennes, Proudhon, Blanqui-Gare, Traversière et Buffon.

Les maxima des débits déversés se répartissent comme suit :

7 m³/s à Vincennes
 3 m³/s à Proudhon
 25 m³/s à Blanqui-Gare
 4 m³/s à Traversière
 20 m³/s à Buffon

- les deux suivants concernent les déversoirs de Bourgogne et Solferino :

5 m³/s à Bourgogne
10 m³/s à Solferino

- les deux derniers concernent les déversoirs de Alma et Chatillon soit :

10 m³/s à Alma
10 m³/s à Chatillon

- la convection : les conclusions tirées dans le cas de l'hydrogramme unique sont ici confirmées. Le régime hydraulique n'a pas d'influence sur le déplacement des polluants.
- la dispersion : l'étalement dans l'espace des DB05 ou des déficits en oxygène dissous ne présente pas de différences significatives. Toutefois on remarque en ce cas également une différence entre les amplitudes de DB05.

Cette différence est très marquée pour les cinq premiers rejets et insignifiante pour les suivants : si nous suivons le rejet du déversoir Blanqui-Gare on observe aux différentes heures de simulation les amplitudes suivantes :

	Permanent	Transitoire
1	24,4	37,2
5	22,2	35,5
12	18,3	28,3
48	7,5	9,44

Ces différences affectent les valeurs de la concentration en oxygène dissous. Les minima du déficit en oxygène dûs aux rejets de Blanqui sont reportés ci-dessous :

	Permanent	Transitoire
1	5,6	5,4
5	2,4	0,6
12	0	0
45	0	0

Nous présentons ci-dessous l'interprétation des résultats.

c. Interprétation et conclusion

- en ce qui concerne la convection simple, le relevé dans tous les cas de la position des pics de DB05 ou oxygène dissous prouve qu'il n'y a pas de différences significatives entre les résultats obtenus avec un régime hydraulique permanent et les résultats obtenus avec un régime hydraulique transitoire.

Le transport des polluants se fait globalement à la vitesse initiale (avant la pluie) du fleuve

- en ce qui concerne l'amplitude des pics de DB05 ou oxygène dissous, on observe qu'en régime transitoire, les pics peuvent être beaucoup plus élevés qu'en régime permanent. Ceci ne provient pas de la nature du régime hydraulique mais de la façon dont sont introduits les pollutogrammes :

• en régime permanent la DB05 au point I après rejet est fonction de la DB05 avant rejet (notée DBOA) et des rejets polluants selon la formule :

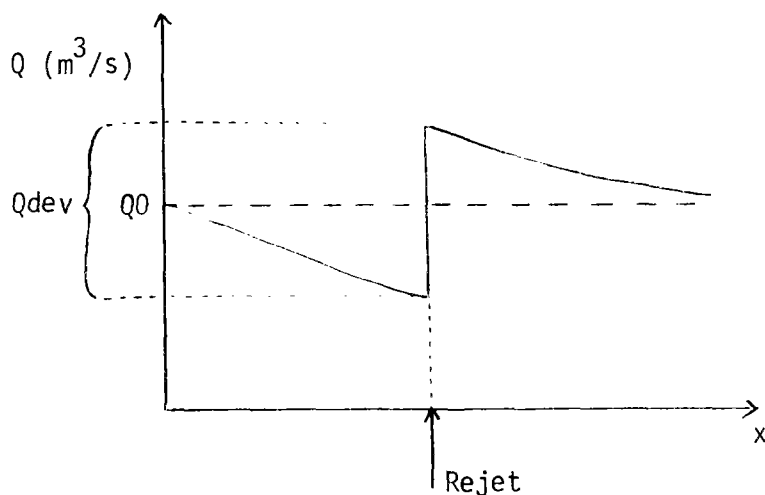
$$DB05 (I) = \frac{DBOA \times Q0 + POL \times Q \text{ dev}}{Q0 + Q \text{ dev}} \quad 4-V-1$$

où Q0 est le débit initial avant rejet.

• en régime transitoire la relation est la suivante :

$$DB05 (I) = \frac{DBOA (I) \times (Q - Q_{dev}) + POL \times Q_{dev}}{Q} \quad (4-V-2)$$

Examinons le cas d'un rejet unique. Nous avons vu dans l'étude hydraulique qu'à l'instant de rejet, les débits dans le fleuve diminuaient à l'amont du rejet (stockage) et augmentaient à l'aval. La différence entre les débits à l'aval immédiat du rejet et à l'amont immédiat est exactement égale au débit déversé.



En régime transitoire à l'endroit du rejet on a donc

$$Q < Q0 + Q_{dev} \quad (4-V-3)$$

or dans les équations 4-V-1 et 4-V-2, le terme faisant intervenir Q_{dev} est bien plus important (eu égard aux débits déversés) que le terme faisant intervenir $DBOA$.

En vertu de l'inégalité (4-V-3) on obtient :

$$\frac{POL \times Q_{dev}}{Q0 + Q_{dev}} < \frac{POL \times Q_{dev}}{Q}$$

Ce qui explique les valeurs plus faibles trouvées dans le cas d'un régime permanent.

Ce constat peut être fait également pour la pluie du 13.07.77 et notamment lors des premiers déversements pour lesquels l'effet de stockage à l'amont est plus important et pour lesquels les débits déversés sont importants ($25 \text{ m}^3/\text{s}$ à Blanqui-Gare et $20 \text{ m}^3/\text{s}$ à Buffon).

Nous verrons plus loin l'interprétation de ces phénomènes. Nous pouvons toutefois noter que les différences observées sur l'oxygène dissous sont faibles et ce, d'autant plus que la différence d'amplitude importante au début du rejet s'atténue dans le temps.

- Enfin, la variation des vitesses dans le cas d'un régime hydraulique transitoire n'a pas d'influence sur l'étalement dans l'espace du nuage de polluants.

2 - Comparaison entre le régime permanent et le régime transitoire toutes étapes confondues

L'introduction de la dispersion dans le modèle " transitoire " a pour effet de diminuer l'amplitude des pics de pollution et d'étaler les nuages dans le temps.

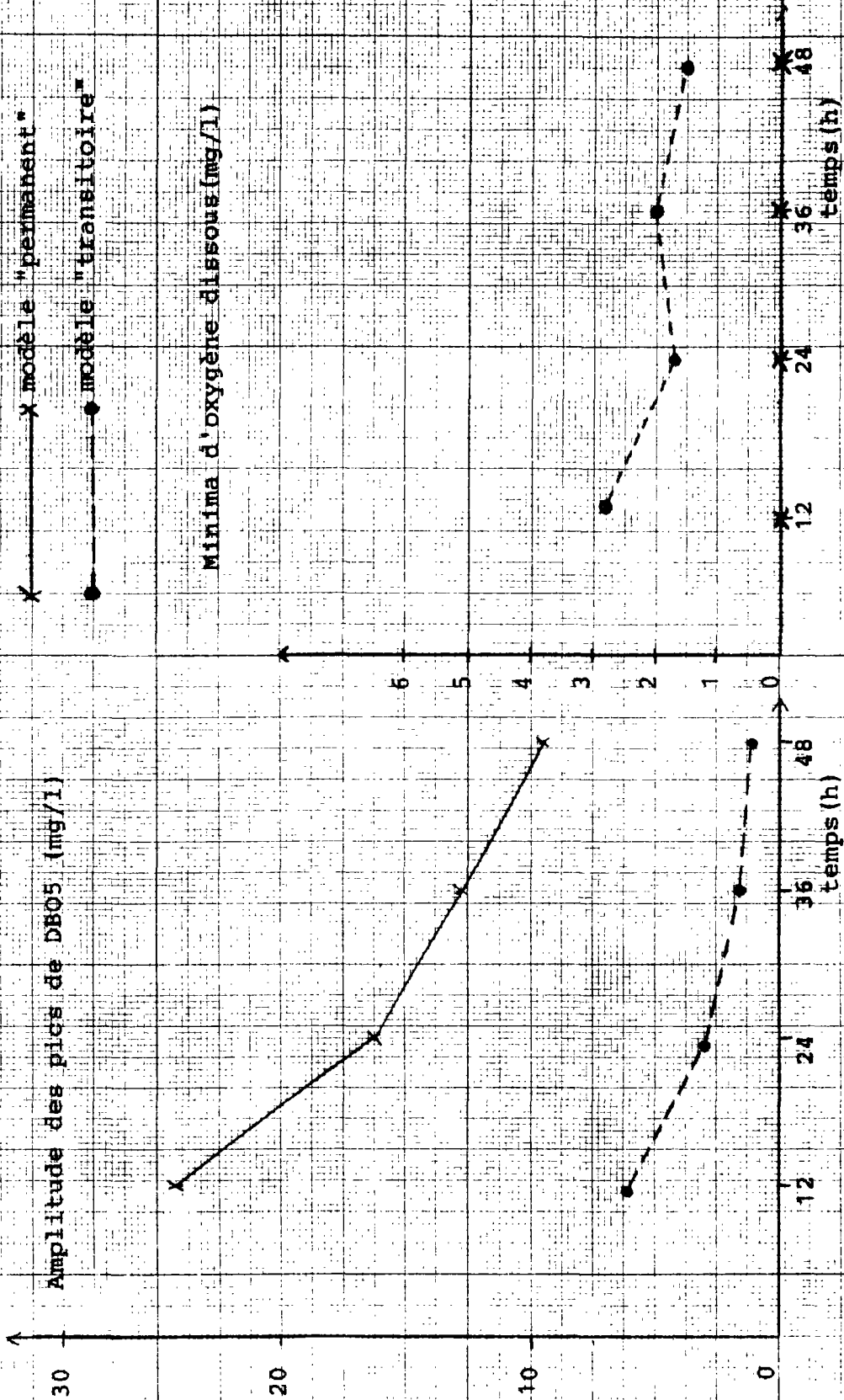
Nous mesurons sur les deux pluies précédemment étudiées ces deux effets.

a. Un hydrogramme unique

Les profils en long sont reportés sur les figures F18-1, F18-2, F18-5 et F18-6.

Le graphique G4 présente également les courbes comparées de l'amplitude des pics de DBO5 et des minima d'oxygène.

- étalement dans l'espace de la DBO5 et des déficits en oxygène. L'influence de la dispersion sur l'étalement des polluants dans l'espace est manifeste. Les perturbations causées par les déversements d'orage sur les profils initiaux de DBO5 et oxygène dissous affectent le milieu naturel sur des distances de 4 à 6 kms en présence des phénomènes dispersifs et sur des distances de l'ordre de 1 km lorsqu'il n'y a pas de dispersion.



Comparaison entre les modèles à régime hydraulique transitoire et régime hydraulique permanent - Un hydrogramme -
Amplitude des pics de DBO5 et oxygène dissous -

Cet étalement est accompagné d'une diminution des pics de DB05 ou oxygène dissous.

- concentration en DB05 et oxygène dissous : on se reportera au graphique G4.

La dispersion modifie fondamentalement les valeurs des concentrations de DB05 et oxygène dissous. Un coefficient de dispersion de $8 \text{ m}^2/\text{s}$ relève la concentration en oxygène dissous de $1,5 \text{ mg/l}$ en moyenne sur les deux jours de simulation.

b. Pluie du 13/07/1977

Les profils en long sont reportés sur les figures F20-1 à F20-4. Nous avons déjà signalé que cette pluie provoquait neuf rejets qui se déversaient approximativement en 3 points dans Paris intra muros . Les modèles à régime hydraulique permanent ou régime hydraulique transitoire sans dispersion permettent de suivre individuellement chacun des rejets (il n'y a pas d'étalement dans l'espace). Dans le cas où l'on introduit de la dispersion, les rejets ne sont plus identifiables 24 heures après le début.

- étalement dans l'espace : on observe comme précédemment que les perturbations des concentrations en DB05 et oxygène dissous se manifestent sur plusieurs kilomètres lorsqu'il y a des phénomènes de dispersion. En particulier on remarquera qu'à 24 h l'ensemble des rejets perturbe le profil initial de manière continue sur une distance d'environ 12 km soit 50 % du tronçon étudié. En régime permanent au contraire ces perturbations restent locales et n'intéressent que des distances de l'ordre du kilomètre.

- amplitude des pics de DB05 et minima d'oxygène dissous :
En régime transitoire on peut distinguer jusqu'à 24 h trois maxima locaux de concentration en DB05. Ils correspondent aux rejets de Blanqui-Gare, Solferino et Chatillon.

A 12 h les amplitudes de ces maxima ont pour valeur 11,1 mg/l, 1,95 mg/l et 1,2 mg/l. Ces valeurs sont à comparer aux amplitudes obtenues pour les mêmes rejets dans le cas d'un régime hydraulique permanent et qui ont pour valeur 18,3 mg/l, 7,2 mg/l et 8,3 mg/l.

En ce qui concerne l'oxygène dissous on comparera également les valeurs à 12h pour les trois rejets ci-dessus cités.

Pour le régime hydraulique transitoire avec dispersion les minima d'oxygène dissous atteignent respectivement les valeurs : 0,9 mg/l, 4 mg/l et 3,1 mg/l.

En régime permanent, ces valeurs atteignent : 0 mg/l, 1,2 mg/l et 0,5 mg/l.

c. Conclusion

Les résultats obtenus montrent l'importance de la dispersion sur l'évolution des polluants. Celle-ci a pour effet d'étaler le nuage de polluants sur de longues distances et de diminuer les amplitudes des pics de DB05 ou oxygène dissous par rapport aux valeurs du régime permanent.

Dans le cas étudié où le coefficient de dispersion longitudinale est de $8 \text{ m}^2/\text{s}$, cette diminution des pics est de plus de 100 % dans le cas d'un hydrogramme unique.

L'étude de sensibilité sur le coefficient de dispersion présentée auparavant montre d'autre part que les résultats ici observés sont confirmés avec des valeurs du coefficient de dispersion plus faibles.

Quant à l'étalement du nuage, il est 3 à 5 fois plus important dans le cas du régime transitoire que dans le cas du régime permanent.

La dispersion est donc un phénomène prépondérant dans l'étude de l'évolution du nuage de polluants et le modèle permanent tel qu'il est actuellement conçu conduit à de lourdes erreurs.

3 - Choix du modèle définitif

Les deux principaux résultats obtenus dans l'étude précédente sont :

- la variation des vitesses dans le cas d'un régime hydraulique transitoire n'a pas d'influence sur le transport des polluants
- les phénomènes de dispersion ne peuvent être négligés.

Nous proposons donc de retenir un modèle de qualité pour l'étude de l'évolution des rejets polluants qui sera " permanent-dispersif " :

- le régime hydraulique est un régime permanent. Le déplacement des polluants se fait à la vitesse V_0 initiale.
- la dispersion est prise en compte de la même façon que dans le modèle en régime transitoire.

a. Les sections de calcul

Elles sont définies de la même façon que dans les deux précédents modèles. Le pas d'espace Dx est tel que :

$$Dx = V(x) \cdot DT$$

b. L'étape de convection

Elle est identique à l'étape de convection du régime permanent. Elle correspond au simple déplacement des masses de polluants d'une section à l'autre.

c. L'étape de dispersion

Elle est empruntée au modèle transitoire. Elle résout l'équation

$$S \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} = D \frac{\partial}{\partial x} \left(S \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \right) \text{ où la section mouillée } S \text{ n'est fonction}$$

que de l'abscisse.

d. Conditions initiales et aux limites

L'introduction des pollutogrammes est identique à celle du régime permanent ; avec les mêmes notations, il vient :

$$DBO5(I) = \frac{DBOA(I) \times QO + POL \times Qdev}{QO + Qdev}$$

Les conditions initiales et les autres conditions aux limites sont identiques à celles définies dans les modèles précédents.

L'organigramme de ce modèle " permanent - dispersif " est présenté en annexe A4.

e. Comparaison entre le modèle à régime hydraulique transitoire et le modèle permanent - dispersif

En ce cas, le modèle à régime hydraulique transitoire est pris comme référence.

La comparaison a porté sur la pluie trapézoïdale déjà citée et sur la pluie du 13 Juillet 1977.

Nous les avons étudiées dans le cas de deux débits de référence en Seine : un débit initial de 50 m³/s et un débit initial de 150 m³/s. Nous reportons les résultats obtenus pour l'oxygène dissous sur les figures F21-1 et F21-2.

- dans tous les cas nous vérifions en relevant la position des pics de DBO5 ou oxygène dissous que la convection est identique entre les deux modèles.

- nous allons maintenant comparer les valeurs des concentrations en DBO5 et oxygène dissous.

• Cas d'un pollutogramme unique :

Nous avons reporté sur le graphe G5 les valeurs des amplitudes des pics de DBO5 et des minima d'oxygène dissous pour les deux débits de référence.

On observe, dans le cas d'un débit initial de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ des différences entre les valeurs de DB05 de l'ordre de 3 mg/l en moyenne sur les 2 jours de simulation. Ces écarts se répercutent sur les concentrations en oxygène dissous qui présentent des différences de l'ordre de $0,6 \text{ mg/l}$ en moyenne sur les deux jours.

Ces écarts disparaissent dans le cas où le débit initial est de $150 \text{ m}^3/\text{s}$.

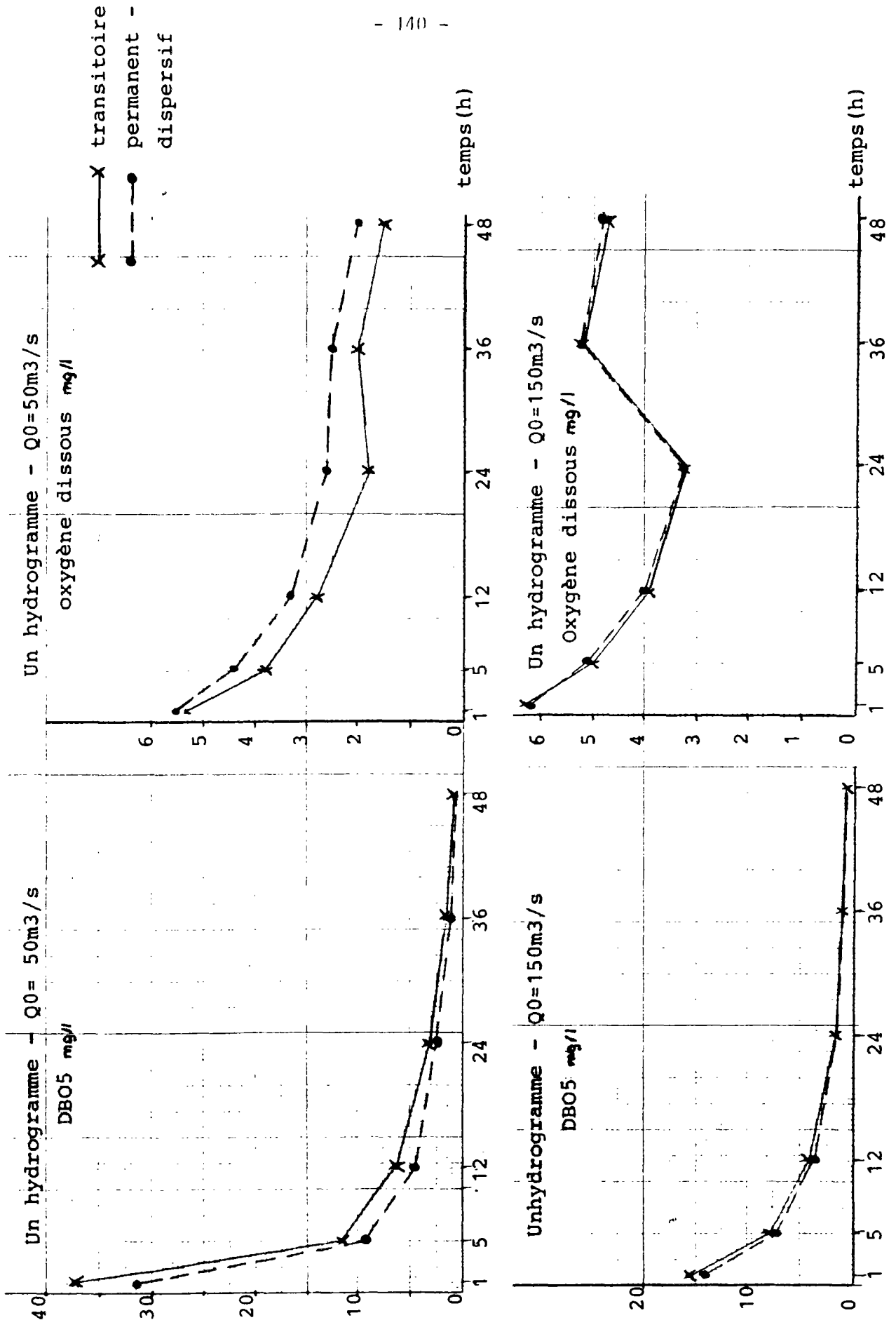
• Cas de la pluie du 13.07.1977 :

Dans le cas d'un débit initial de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ nous observons des écarts sur les valeurs des concentrations en DB05 et oxygène dissous. Ces écarts sont surtout prononcés sur les cinq premiers rejets à l'amont du tronçon étudié. Ils disparaissent dans le cas d'un débit initial de $150 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nous reportons dans le tableau ci-dessous les valeurs des amplitudes des pics de DB05 et les minima d'oxygène dissous correspondant aux rejets de Blanqui-Gare (à l'amont du tronçon étudié) et de Solférino. Ces valeurs sont celles calculées par les deux modèles pour des débits initiaux de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ et $150 \text{ m}^3/\text{s}$.

Elles sont données à l'issue de 5h et 12h de simulation.

AMPLITUDE PIC DB05						MINIMA D'OXYGENE DISSOUS				
Transitoire				Perm.Disper.		Transitoire			Perm.Disper.	
	T	B.G	Solf	B.G	Solf	T	B.G	Solf	B.G	Solf
Q0 = 50	5h	17,2	3,3	13,8	3,33	5h	3,1	4,4	3,55	4,3
	12h	11,1	1,95	8,9	1,94	12h	0,9	3,8	1,7	3,8
Q0 = 150	5h	12,2	2,2	11,6	2,5	5h	4,4	5,4	4,4	5,4
	12h	7,5	1,4	7,4	1,4	12h	2,5	4,7	2,7	4,6



Comparaison entre le modèle transitoire et le modèle permanent-dispersif. Amplitude des pics de DBO5 et minima d'oxygène dissous

Pour les rejets de Solférino, les écarts sont négligeables quel que soit le débit initial. Pour les rejets de Blanqui-Gare, ils sont importants pour un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ et au début de la simulation (à 5h les écarts sont de l'ordre de 25 %).

• Interprétation et conclusion

Les écarts observés sur la DB05 pour un débit initial de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ peuvent atteindre 30 %. Ils sont le fait du bilan de masse au moment de l'introduction des pollutogrammes. Nous avons observé ce phénomène au paragraphe VI-1 dans le cas de la comparaison entre le modèle à régime hydraulique permanent et le modèle à régime hydraulique transitoire sans dispersion.

Nous rappelons l'expression de la DB05 à l'endroit d'un rejet (mêmes notations qu'au paragraphe VI-1).

---- modèle permanent-dispersif :

$$DB05 (I) = \frac{DBOA \times Q0 + POL \times Qdev}{Q0 + Qdev}$$

---- modèle " transitoire " :

$$DB05 (I) = \frac{DBOA \times (Q - Qdev) + POL \times Qdev}{Q}$$

Dans le modèle à régime hydraulique transitoire, on suppose que les débits déversés pénètrent dans le milieu naturel en " freinant " les masses d'eau en provenance de l'amont. Celles-ci sont donc " stockées " en partie dans les biefs amont, tandis que le volume pollué est dilué dans le bief de déversement (hypothèse de mélange instantané).

Cette hypothèse ignore les phénomènes turbulents au moment même du rejet et minimise les phénomènes de dilution. Ceci sera d'autant plus vérifié que le volume déversé sera important par rapport au

débit en Seine et que le stockage sera possible : on observe que pour le deuxième groupe de rejets de la pluie du 13/07/1977, ces écarts sont faibles car le stockage à l'amont est moindre du fait de l'accroissement de débit à l'amont dû aux premiers rejets.

Quant au modèle " permanent - dispersif ", il suppose qu'il y a mélange instantané de la totalité de la charge en provenance de l'amont (terme $Q_0 \times \text{DBOA}$) et de la charge déversée. Cette hypothèse majore les phénomènes de dilution.

Le problème du mélange des eaux déversées dans le milieu naturel constitue la seule différence entre les deux modèles. Ce problème est mal maîtrisé et l'approche unidimensionnelle avec mélange instantané ici retenue ne permet pas d'aller plus avant dans l'étude du mélange. D'autre part, les deux modèles ne prétendent pas représenter les phénomènes réels dans la période suivant le mélange. En effet, nous avons vu que les équations de dispersion n'étaient valables que si on laissait le temps aux phénomènes de diffusion transversale de se développer pleinement.

Pour un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, les écarts entre les deux modèles sont importants à l'instant du rejet et s'atténuent ensuite dans le temps. Pour un débit de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, pour lequel les perturbations hydrauliques sont moindres à déversements égaux (voir étude hydraulique), les écarts observés ne sont pas significatifs et les deux modèles conduisent aux mêmes résultats.

Nous conserverons donc le modèle " permanent - dispersif " plus simple à mettre en oeuvre en remarquant que la modélisation de la qualité des eaux dans la période suivant le mélange conduira à des résultats erronés, d'autant plus que le débit initial en Seine sera faible et les pluies fortes.

VII - ETUDE SUR LE MODELE PERMANENT-DISPERSIF

Le modèle définitif étant choisi, nous pouvons dès lors effectuer les études nécessaires pour répondre aux questions posées dans l'introduction. Nous chercherons à mettre en évidence l'influence de la forme de la pluie sur l'évolution des polluants dans le milieu naturel et à définir les caractéristiques de la pluie nécessaires à cette étude. Pour une pluie donnée nous essaierons de prévoir l'instant et le lieu de déficit maximum en oxygène. Enfin, à l'instar de l'étude hydraulique, nous chercherons à déterminer, pour un volume constant de pluie, l'importance de la répartition géographique sur la qualité du milieu naturel.

1. Influence de la forme de la pluie

Sera-t-il nécessaire de connaître à chaque instant la charge déversée ou bien la connaissance du début et de la fin de la pluie ainsi que de la charge totale déversée suffira-t-elle à cette étude ?

Pour répondre à cette question nous avons considéré les deux pluies précédemment étudiées : la pluie trapézoïdale et la pluie du 13 Juillet 1977. L'étude a mis en oeuvre deux types de pollutogrammes :

- un pollutogramme proportionnel à l'hydrogramme de déversement. Le coefficient de proportionnalité est la concentration moyenne des effluents unitaires $POL = 80 \text{ mg/l}$
- un pollutogramme rectangle de même durée que le précédent et tel que la charge déversée à chaque instant soit constante. Cette charge par unité de temps, constante, est définie de telle sorte que la charge totale déversée par les deux formes de pollutogrammes soit égale.

Nous présentons les résultats pour l'état de référence suivant :

- débit initial : $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$
- $K_1 = 0,6 \text{ j}^{-1}$
- $K_2 = 0,2 \text{ j}^{-1}$
- $D = 8 \text{ m}^2/\text{s}$

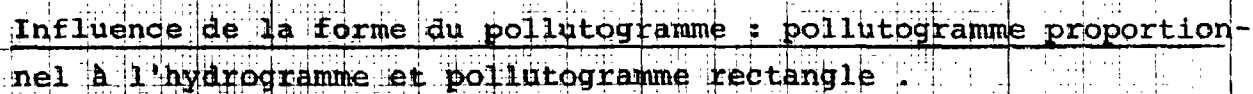
Les éventuelles perturbations amenées par le changement de la forme du pollutogramme sont :

- une variation des concentrations en DB05 et oxygène dissous. Pour évaluer cet effet nous mesurerons l'amplitude des pics de DB05 et les minima d'oxygène dissous dûs à l'introduction des pollutogrammes.
- une variation sur la position dans l'espace des nuages de polluants. Ceci sera pris en compte par la mesure de la position du pic de DB05 ou des minima d'oxygène dissous.

Les courbes correspondant à chaque pluie sont reportées figures F22-1 à F22-6.

a - Un hydrogramme à l'entrée du bief 5
(figures F22-1 à F22-3)

- les positions dans l'espace des pics de DB05 ou des minima d'oxygène dissous présentent des écarts d'au maximum 400 m selon la forme du pollutogramme. A chaque instant, ces écarts sont inférieurs ou égaux à 10 % de l'étalement total du nuage et ne sont pas significatifs.
- en ce qui concerne l'amplitude des pics de DB05 ou les valeurs de l'oxygène dissous nous avons reporté les résultats obtenus pour les deux formes de pollutogrammes et à 6 instants de simulation (1h, 5h, 12h, 24h, 36h et 48h) sur le graphique G6. On observe que,



exceptées les valeurs de la DB05 à une heure (qui correspondent à l'entrée des pollutogrammes), les écarts sur la DB05 sont au maximum de 0,5 mg/l, soit environ 10 % de la concentration moyenne en Seine. Pour l'oxygène dissous, les écarts sont au maximum de 0,4 mg/l soit 80 % de la valeur moyenne de l'oxygène dissous en Seine.

b. La pluie du 13/07/1977 (figures F22-4 à F22-6)

Les différences entre les positions des pics de DB05 ou des minima d'oxygène dissous restent en ce cas encore inférieures à 10 % de l'étalement total du nuage de polluants.

- pour les amplitudes de DB05 les écarts sont importants durant le rejet et diminuent dans le temps. Ils n'ont pas de répercussions significatives sur les valeurs de l'oxygène dissous. Ainsi, si l'on considère le rejet de Blanqui-Gare, on trouve aux différents instants de simulation les valeurs suivantes :

DB05			OXYGENE DISSOUS	
	Pollutogramme proportionnel à l'hydrogramme	Pollutogramme Rectangle	Pollutogramme proportionnel à l'hydrogramme	Pollutogramme Rectangle
1	22,7	11,1	-	-
5	13,9	15,5	3,6	3,4
12	8,8	9,4	1,7	1,5
24	5	5,5	0	0
36	2,77	2,77	0,3	0
48	1,66	1,66	0	0

Le calcul des erreurs pour l'amplitude des pics de DBO5 ou pour la valeur de l'oxygène dissous donne des écarts maxima de 13 %. (exceptées les valeurs de la DBO5 à une heure).

c. Conclusion

L'étude des deux pluies ci-dessus exposée indique que les écarts les plus significatifs affectent exclusivement la DBO5 et résultent directement de la forme du pollutogramme.

Ces écarts ont une durée de l'ordre de grandeur de la durée de la pluie et ne se répercutent pas de manière significative sur l'oxygène dissous. Ils n'auront donc pas de conséquences sur la vie piscicole.

Nous déduisons de ces remarques que la forme de la pluie n'a pas d'influence sur la qualité des eaux du milieu naturel.

Les seuls paramètres relatifs au pollutogramme et nécessaires à l'étude de la qualité des eaux seront donc :

- le temps de début de déversement
- le temps de fin de déversement
- la charge totale déversée.

2 - Etude sur les pluies de projet

Nous avons défini dans la partie hydraulique des pluies de projet de durée totale constante égale à 3h, de période de pluie intense égale à 30 minutes.

Notre objectif, dans l'étude hydraulique, était à partir de ces pluies de projets de déterminer à volume de pluie constant l'influence de la répartition géographique de la pluie.

Pour cela nous avons défini deux surfaces S1 de 720 ha et S2 de 3880 ha, telles qu'une pluie s'abattant sur S1 sollicite trois déversoirs : Blanqui-Gare, Buffon et Saint-Michel tandis qu'une

pluie s'abattant sur S2 sollicite l'ensemble des déversoirs considérés dans cette étude.

Nous nous proposons de suivre la même démarche dans l'étude de qualité des eaux : à volume constant de pluie, la répartition géographique des précipitations aura-t-elle une influence sur la qualité des eaux du milieu naturel ?

Nous reconsidérons le cas des pluies P5, P25, P100 appliquées sur la surface S1 et P'5, P'25, P'100, $\Pi 0$, $\Pi 1$ et $\Pi 2$ appliquées sur la surface S2. Les pluies Pn et P'n correspondent aux mêmes volumes de pluie. Les pluies Pn correspondent à une période de retour mesurée à Montsouris de n années.

Les pluies P'n appliquées sur une surface plus grande que les pluies Pn ont une faible lame d'eau - Les pluies $\Pi 0$, $\Pi 1$ et $\Pi 2$ sont appliquées sur la même surface que les pluies P'n mais présentent des lames d'eau et des volumes plus importants.

On se reportera à l'étude hydraulique pour plus de détails sur la définition des différents hyétogrammes.

Nous avons ici considéré le cas de deux débits de référence $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. La cinétique de biodégradation a pour valeur dans les deux cas $K_1 = 0,6 \text{ j}^{-1}$, la cinétique de réaération a pour valeur $K_2 = 0,2 \text{ j}^{-1}$ pour $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ et, compte tenu de la loi de O'Connors et Dobbins (se reporter à l'étude de sensibilité sur K2), $K_2 = 0,3 \text{ j}^{-1}$ pour $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$. Le coefficient de dispersion longitudinale D a la même valeur dans les deux cas. En effet, nous n'avons pas suffisamment de mesures en Seine pour connaître la variation de D en fonction du débit et la valeur de D doit faire l'objet de nombreux relevés sur le milieu naturel. Nous avons considéré dans les deux cas $D = 8 \text{ m}^2/\text{s}$ qui est la valeur mesurée par Bujon (13) dans le cas d'un débit de $145 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ces valeurs des paramètres ne nous permettent de dégager que des tendances d'évolution. La valeur de D en particulier aura des conséquences sur les valeurs extrêmes des concentrations en DB05 et oxygène dissous. Nous comparerons les résultats obtenus aux différentes mesures dont nous disposons en Seine. Nous reportons sur les tableaux suivants les principaux résultats obtenus pour ces pluies de projet.

a. Critique des résultats obtenus

Nous comparons les résultats obtenus aux quelques mesures dont on dispose afin de vérifier que les ordres de grandeur sont en accord avec la réalité.

• données du LHVP (voir figures F13-1 à F13-2) : on observe que le maximum de teneur journalière en DB05 au Pont des Arts a atteint la valeur de 12 mg/l à la suite d'une précipitation de 20 mm. Le débit en Seine se situait alors entre 100 et 150 m³/s.

La pluie $\Pi 0$ des pluies de projet sélectionnées correspond à une lame d'eau de 20 mm et la DB05 à 12h a pour valeur 8 mg/l. Les DB05 à 12h oscillent pour les différentes pluies de projet entre 5 et 15 mg/l. Les ordres de grandeur sont donc respectés.

• données de LROP sur le déversoir Proudhon :

En 1979 et en 1980, on a observé chaque année 28 déversements ce qui représentait une charge totale en DB05 de 2,1 tonne pour 1979 et 1,9 tonne pour 1980. En reportant les mêmes charges sur les 15 déversoirs d'étude on obtient un ordre de grandeur de rejet annuel de 30 tonnes.

Les charges correspondant aux différentes pluies de projet varient entre 1,6 T et 30 T avec une valeur extrême à 80 T pour la pluie $\Pi 2$. Nous nous situons donc dans des ordres de grandeurs raisonnables, généralement majorés toutefois par rapport aux données

du LROP mais nous nous sommes intéressés aux événements exceptionnels (période de retour supérieure à 5 ans pour les pluies de projet intéressant la surface S1).

• données du SNS

xx sur la période du 15 au 20/07/1982 (voir figure F13-3), l'oxygène dissous chute de sa valeur initiale de 6 mg/l à Suresnes à 1,3 mg/l à Chatou le 22 Juillet. Des zones de mortalité (concentration en oxygène dissous inférieure à 3 mg/l) sont observées du 22 au 25 Juillet à Andrésy à 60 km à l'aval de Suresnes et les 25 et 26 Juillet à Méricourt à 150 km environ à l'aval de Suresnes. Le 27 Juillet, en certains endroits, la concentration en oxygène est encore inférieure à 3 mg/l (amont immédiat du barrage d'Andrésy et du barrage de Méricourt).

La pluie à l'origine de cette dégradation est la pluie des 21 et 22 Juillet 1982 (période de retour 100 ans sur l'Ouest Parisien) et dont la charge déversée pour une concentration des effluents unitaires de 80 mg/l est de 70 tonnes de DB05. Le débit à Austerlitz dans cette période a varié entre 90 et 150 m³/s. Les données du SNS sont à comparer à celles obtenues pour la pluie II2 dans le cas d'un débit de 150 m³/s. Elles sont du même ordre de grandeur.

xx sur la période du 10 au 15 Juin 1982 pour un débit de 150 m³/s à Austerlitz la concentration en oxygène dissous a atteint la limite normale de survie du poisson (3 mg/l) aux alentours d'Argenteuil. Une zone de mortalité (concentration en oxygène dissous inférieure à 0,5 mg/l) a été observée le 11 Juin de Conflans à Méricourt. La qualité des eaux s'est restaurée le 15 Juin.

Les résultats obtenus concordent donc avec les observations en Seine et nous pouvons espérer des ordres de grandeur cohérents.

PLUIE	VOLUME DEVERSE (M3)	CHARGE DEVERSEE (TONNES)	PIC DE DBO5 A 12H (MG/L)	INSTANT DE DISPARITION DE LA DBO5 (J)	MINIMUM D' OXYGENE DISSOUS (MG/L)	INSTANT DU MINIMUM D' OXYGENE DISSOUS (H)	DISTANCE OÙ LE MINIMUM D'O2 EST ATTEINT (KM)	RETOUR A L'ETAT INI- TIAL DE L' OXYGENE (J)	Distance où le retour à l'état ini- tial d'O2 est observé en km à l' aval de (Suresnes)
P5	15.3 10 ⁴	12.2	9.00	4.00	0.87	70.00	15.06	14.00	65.00
P25	19.5 10 ⁴	15.6	10.20	4.50	0.59	65.00	14.05	14.00	65.00
P100	35.9 10 ⁴	28.7	14.70	5.50	0.00	20. à 75.	4.2 à 15.3	15.00	70.00 les Mureaux
P'5	2.0 10 ⁴	1.6	5.60	1.50	2.15	75. à 80.	16.45	6.00	15.00 Colombes
P'25	5.4 10 ⁴	4.3	6.81	2.00	1.93	75.00	16.45	8.00	27.00 Chatou
P'100	10.5 10 ⁴	8.4	6.80	3.00	1.58	70. à 75.	16. à 16.7	10.00	40.00 Achères
Π0	18.0 10 ⁴	14.4	8.00	4.00	1/03	70.00	15.82	13.00	55.00 Andrézy
Π1	36.2 10 ⁴	29.0	10.5	5.00	0.00	55. à 75.	13. à 17	15.00	70.00 les Mureaux
Π2	101.0 10 ⁴	80.8	16.7	5.5	0.00	15. à 85.	2. à 16.8	17.00	85.00 Mantes la Jolie

Caractéristiques de l'évolution des rejets dans le milieu naturel pour les différentes pluies de projet.

Q0= 50m3/s - K1=0.6j⁻¹ - K2=0.2j⁻¹ - D=8m2/s

PLUIE	VOLUME DEVERSE (M3)	CHARGE DEVERSEE (TONNES)	PIC DE DBO5 A 12H (MG/L)	INSTANT DE DISPARITION DE LA DBO5 (JOUR)	MINIMUM D' OXYGENE DISSOUS (MG/L)	INSTANT DU MINIMUM D' OXYGENE (H)	DISTANCE OU LE MINIMUM D'OXYGENE EST ATTEINT (KM)	RETOUR A L'ETAT INI- TIAL DE L' OXYGENE (J)	Distance ou le retour à l'état ini- tial d'O2 est observé (en km à l. aval de Suresnes)
P5	15.4 10 ⁴	12.20	8.60	4.00	3.40	30.00	16.94	12.00	190.00 Poses
P25	19.5 10 ⁴	15.60	9.70	4.00	2.90	30.00	16.94	12.00	190.00 Poses
P100	35.9 10 ⁴	28.70	13.00	4.50	1.30	30.00	16.94	13.00	210.00
P'5	2.0 10 ⁴	1.60	-	1.50	4.70	30.00	16.94	6.00	85.00 Mantes
P'25	5.4 10 ⁴	4.30	6.00	2.00	4.50	30.00	16.94	8.00	120.00 Bonnnières
P'100	10.5 10 ⁴	8.40	6.50	3.00	4.30	30.00	16.94	10.00	155.00 Vernon
π0	18.0 10 ⁴	14.40	7.50	3.50	3.90	30.00	16.94	12.00	190.00 Poses
π1	36.2 10 ⁴	29.00	9.50	4.50	2.94	30.00	16.94	13.00	210.00
π2	101.0 10 ⁴	80.8	15.00	5.00	0.00	30.00	16.94	16.00	260.00

Caractéristiques de l'évolution des rejets dans le milieu naturel pour les différentes pluies de projet.

$$Q0 = 150\text{m}^3/\text{s} - K1 = 0.6\text{j}^{-1} - K2 = 0.3\text{j}^{-1} - D = 8\text{m}^2/\text{s}$$

Nous reportons sur les figures F23-1 à F23-5, les profils en long de l'oxygène dissous pour les pluies P25, P'25, P100, P'100 et $\Pi 2$. Ces profils correspondent à une période de 6 jours. Les échelles d'espace sont différentes pour les deux débits de référence.

b. Observations sur les résultats obtenus pour des débits de référence différents

Avant d'étudier l'influence de la répartition de la pluie ou de la charge déversée sur la dégradation de la qualité du milieu naturel quelques remarques relatives aux conditions hydrauliques initiales sont nécessaires.

En effet, la concentration en oxygène dissous varie beaucoup en fonction du débit dans le fleuve. Or les paramètres K_1 et D sont identiques dans les deux cas et le paramètre K_2 ne varie pas suffisamment pour expliquer de telles différences : pour un débit initial de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, le minimum d'oxygène dissous atteint pour la pluie P5 est de $0,87 \text{ mg/l}$ et il est, pour un débit initial de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ de $3,4 \text{ mg/l}$.

On observe d'ailleurs que l'amplitude du pic d'oxygène dissous est peu différente dans les deux cas (si ce n'est pour la pluie $\Pi 2$ ^(*)) et que le retour à l'état initial se fait dans le même laps de temps (à un jour près). L'origine des différences de concentration n'est donc pas due aux cinétiques de dégradation ou à la dispersion mais au profil initial de l'oxygène dissous en Seine : ce profil initial présente dans les deux cas une concentration en oxygène dissous minimale à Suresnes qui a pour valeur $2,3 \text{ mg/l}$ pour un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ et $4,7 \text{ mg/l}$ pour un débit de $150 \text{ m}^3/\text{s}$.

(*) On remarque que, dans le cas de la pluie $\Pi 2$, l'amplitude du pic d'oxygène dissous est plus importante pour un débit initial de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ que pour un débit initial de $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce résultat contradictoire est dû au fait qu'à $50 \text{ m}^3/\text{s}$, l'oxygène dissous atteint une concentration nulle et sa valeur est alors écrêtée à 0 mg/l , ce qui modifie le profil en long par la suite.

Ce profil initial résulte de la dilution et de la dégradation dans le fleuve des rejets permanents. Ceux-ci auront donc une grande importance : à faible débit, les seuls rejets permanents présentent un danger pour la vie piscicole (2,3 mg/l à l'amont de Suresnes pour un débit initial de 50 m³/s).

c. Comparaison de l'état de qualité de la Seine à volume de pluie identique :

Les pluies P_n et P'_n correspondent au même volume de précipitations tombées sur Paris mais différemment réparties géographiquement. Il s'ensuit que :

- les volumes et donc les charges déversées sont bien moindres pour les pluies P' qui intéressent la surface S₂ que pour les pluies P qui intéressent la surface S₁ : les charges déversées par les pluies P sont de 3 à 7 fois plus grandes que les charges déversées par les pluies P'.

- pour les pluies P, la DB₅ à 12h varie entre 10 et 15 mg/l et la DB₅ disparaît 4 à 5 jours après la pluie. Pour les pluies P', la DB₅ à 12h varie entre 5 et 7 mg/l et la DB₅ disparaît entre 1,5 et 3 jours après la pluie.

- pour un débit de 50 m³/s, pour les pluies P le minimum de concentration en oxygène dissous varie entre 0 mg/l et 1 mg/l

Pour la pluie P₁₀₀, ce minima est observé avant Suresnes sur une distance de 9 km (pendant 2 jours). Le retour à l'état initial pour les pluies P est observé à l'issue de deux semaines. En ce qui concerne les pluies P', la concentration minimale en oxygène dissous varie entre 1,5 mg/l et 2,2 mg/l. Elle est observée à Suresnes (qui correspond également au lieu de concentration minimale lorsqu'on prend en compte les seuls rejets permanents). Le retour à l'état initial est observé entre une semaine et 10 jours.

}

- pour un débit de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, les minima d'oxygène dissous sont beaucoup plus élevés et sont dans tous les cas observés à Suresnes : Pour les pluies P, ils varient entre 1,3 et 3,4 mg/l. Le retour à l'état initial se produit à l'issue de 13 jours. Pour les pluies P', les minima d'oxygène dissous varient entre 4,3 et 4,7 et le retour à l'état initial se produit en une semaine.

A volume de pluie identique la répartition géographique a une grande importance car les charges déversées sont d'autant moins grandes que la répartition spatiale de la pluie est étendue. D'autre part, le débit initial en Seine a une grande influence car il conditionne la dilution des rejets permanents et donc la sensibilité du milieu naturel aux apports pluviaux : pour un débit de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, les pluies P' et la pluie P5 ne mettent pas en danger la vie piscicole si l'on admet comme seuil de mortalité du poisson la concentration en oxygène dissous de 3 mg/l.

d. Comparaison entre volumes déversés identiques

Les pluies P25 et II0 d'une part, P100 et II1 d'autre part correspondent à des rejets de charge égale, déversés localement pour les pluies P et répartis le long de la Seine pour les pluies II.

- les pics de DB05 à 12h sont plus importants pour les pluies P d'environ 20 à 40 %. La disparition totale de la DB05 a lieu 4 à 5 jours après la fin de la pluie dans tous les cas.

- les minima de concentration en oxygène dissous sont plus faibles pour les pluies P que pour les pluies II :

• pour un débit initial en Seine de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ le minimum est de 0,59 mg/l pour la pluie P25 et 1,03 pour la pluie II0. Les pluies P100 et II1 conduisent au même minimum (0 mg/l) mais dans le cas de la pluie P100, il est observé pendant 2 jours et se propage sur 9 km. Dans le cas de la pluie II1, il est observé pendant 1 jour et sur 4 km environ.

., pour un débit initial de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, le minimum observé pour les pluies P25 et P100 est respectivement 2,9 mg/l et 1,3 mg/l alors que pour les pluies $\Pi 0$ et $\Pi 1$, il est respectivement 3,9 et 2,94 mg/l.

d. Conclusion

- les conditions initiales de qualité des eaux déterminées d'une part par le débit en Seine et d'autre part, par les rejets permanents seront d'une grande importance car elles conditionneront la capacité du milieu à absorber les charges du réseau unitaire . A faible débit les rejets permanents pourront mettre en danger la vie piscicole. L'apport des eaux de ruissellement sera dans ces conditions une charge trop grande pour la capacité d'épuration du milieu naturel.

- à volume de pluie identique les précipitations les plus dangereuses pour le milieu naturel seront les précipitations localisées car elles causent les rejets les plus importants et donc les plus grandes charges.

- à volume déversé identique les précipitations les plus dangereuses seront également les précipitations localisées qui provoqueront des " chocs de pollution ".

Ceci confirme que les précipitations les plus défavorables à la qualité du milieu naturel sont bien les précipitations de type convectif rencontrées en été.

- le débit a également une influence sur la cinétique de réaération et sur le coefficient de dispersion longitudinale qu'il conviendra de caler sur le milieu naturel pour différents états hydrauliques.

CONCLUSION

L'étude de l'influence des eaux de ruissellement sur la Seine à l'étiage concerne un système complexe : les phénomènes mis en jeu interviennent avec des échelles de temps et d'espace différentes, les interactions sont multiples. Pour chaque phénomène, les données sont peu nombreuses et aucune n'a fait l'objet d'un suivi régulier. Aussi, dans cette recherche, notre objectif a été la définition du modèle le mieux adapté à l'étude des relations entre le fonctionnement du réseau et le comportement du milieu naturel. Nous nous sommes limités à la recherche d'ordre de grandeur et de tendances d'évolution. Nous avons choisi une vue d'ensemble du système et de ses interactions et ne nous sommes pas intéressés à la modélisation fine de chaque étape.

Le modèle a été étudié sur un bief de la Seine dans sa traversée de Paris et a permis de dégager les paramètres prépondérants pour l'étude de l'évolution des polluants dans le milieu naturel. L'intérêt de ce modèle sera ultérieurement de modéliser la qualité des eaux du milieu sur de plus vastes zones et élaborer ainsi un protocole expérimental.

Les phénomènes qui interviennent sont de trois types :

- les phénomènes hydrologiques : il s'agit dans cette étude des précipitations de forte intensité et de la transformation pluie-débit. Les hyétoigrammes et les hydrogrammes de déversement sont caractérisés par une échelle de temps de l'ordre de l'heure,
- les phénomènes hydrauliques : les grandeurs hydrauliques en Seine (débit, cote et vitesse) présentent deux échelles de temps différentes selon que l'on s'intéresse à la propagation des ondes de débit ou au déplacement à la vitesse moyenne des masses d'eau. La propagation des

ondes est un phénomène transitoire dont la durée caractéristique dans Paris intra-muros est l'heure, alors que le déplacement à la vitesse moyenne se fait à l'échelle de temps de la journée,

- les phénomènes d'évolution des polluants : les cinétiques de dégradation des polluants sont faibles et l'évolution de la qualité des eaux du milieu naturel (représentée dans notre étude par l'oxygène dissous) présente également une échelle de temps de la journée.

L'étude de ces phénomènes dans Paris intra-muros a permis de dégager les conclusions suivantes :

a) le régime hydraulique transitoire, caractérisé par une faible échelle de temps, n'a pas d'influence sur le transport des polluants et un régime permanent décrit suffisamment bien les phénomènes de convection.

Les conditions hydrauliques initiales en Seine seront donc prépondérantes car elles déterminent les phénomènes de convection. Mais nous avons également montré qu'elles ont une influence sur le coefficient de dispersion longitudinale (proportionnel au tirant d'eau et à la vitesse de frottement) et sur le profil initial des concentrations en Seine car elles déterminent la dilution des rejets permanents et, par là, la sensibilité du milieu naturel à l'occurrence d'un orage. Les données hydrauliques sont disponibles auprès du SNS qui dispose de plusieurs points de mesure des moyennes journalières des débits, cotes et vitesses.

b) la dispersion longitudinale a une grande influence sur l'évolution des polluants dans le milieu naturel et il est impossible de la négliger. Le coefficient de dispersion longitudinale est donc un paramètre prépondérant de l'étude qu'il conviendra de mesurer pour différents débits de référence. Les mesures devront être réalisées suffisamment loin des rejets pour que les phénomènes de transport et dispersion se soient pleinement développés. Nous remarquons également que les cinétiques de biodégradation et réaération influent sur les concentrations en Seine et que leur détermination doit faire l'objet de mesures en Seine.

c) la répartition géographique de la pluie a une influence d'une part sur les débits déversés et leur propagation en Seine, d'autre part sur la charge déversée et donc la dégradation du milieu naturel. A volume de

pluie égal, les déversements et les charges polluantes seront d'autant plus grands que la surface touchée par la pluie sera petite.

A volume déversé égal, le milieu naturel sera d'autant plus en danger que la pluie sera localisée : il se produira un véritable choc de pollution.

L'ensemble des résultats obtenus a montré que le modèle "permanent-dispersif" était bien adapté au problème posé. Bien que ne permettant pas une modélisation fine du système, il rend compte des interactions entre les différents phénomènes mis en jeu et reproduit les ordres de grandeur des mesures effectuées en Seine. Dans le cas considéré ici de déversements dans la seule ville de Paris, les résultats obtenus sont tout à fait cohérents avec les mesures réalisées. En particulier, l'évolution de la qualité des eaux ici représentée par la DB05 et l'oxygène dissous est tout à fait satisfaisante.

La ville de Paris a donc été un cas d'étude qui, quoique restreint, a permis de mettre en évidence la validité du modèle pour étudier l'influence des eaux de ruissellement sur la qualité du milieu naturel. Il conviendra maintenant de poursuivre l'étude sur une zone plus vaste. Ceci permettra de définir un plan d'expérimentation qui spécifiera les grandeurs à mesurer (débits, vitesses, coefficient de dispersion longitudinale...), les points de mesure et les fréquences d'échantillonnage. Les données ainsi recueillies seront alors utilisées pour caler et valider le modèle.

Ainsi mis au point le modèle aidera à une planification globale des investissements. Il permettra également de définir des consignes de gestion du système afin de protéger la qualité du milieu naturel.

BIBLIOGRAPHIE

1. AFBSN - Mission Déléguée de Bassin Seine-Normandie
" Les Bassins de la Seine et des cours d'eau normands "
TOME I
Ressources d'eau et données hydrologiques
Fascicule 5 - Eaux superficielles
2. AFBSN - Sous-Direction Pollution
" Schéma d'assainissement de l'Ile de France "
Estimation des rejets en égoût public par secteur d'assainissement aux différents horizons
Révision 2-0
Février 1983
3. AFBSN - Sous-Direction Pollution
" Proposition d'un modèle 1980 de qualité de la Seine de Montereau à Poses " -
1980 - 40 p.
4. AFBSN - Mission Déléguée de Bassin Seine - Normandie
" Les bassins de la Seine et des cours d'eau normands "
TOME I
Ressources d'eau et données hydrologiques
Fascicule 5 - eaux superficielles
5. AFBSN
" Modèle de qualité de la Seine -
Révision du calage, simulation de l'état de qualité 1981 et qualités prévisibles d'ici 2010 " -
Juin 1982

6. American Report Works Association
" Urban Stormwater management "
Special Report N° 49, 1981
APWA
7. BEDIOT Q., BELLOSTAS J.M., BOCQUILLON C., MASSON J.M.
" Pluies orageuses en région parisienne "
La Météorologie - Numéro spécial " Précipitations et Hydrologie "
VI° série N° 20 - Mars et Juin 1980
8. BLER I. , YOUNG P.
" Longitudinal dispersion in natural streams "
Journal of environmental engineering - ASCE
Vol. 109 , NO. 5 , Octobre 1983, p. 1049 - 1067
9. BENOIST G., MARI D.
" Modèle bidimensionnel d'écoulement en rivière "
Laboratoire National d'Hydraulique, EDF
Juillet 1982, 95 p.
Ref. HE 43/82/31
10. BOCQUILLON C. , CAMBON J.
" Etude des pluies orageuses sur la région parisienne "
Laboratoire d'hydrologie mathématique - 1977
11. BOS M., TEILLOT J.P., CHARTON S., PAUMIER J.P.
" Exemple d'utilisation du modèle mathématique HYDROG-LIGNEAU
sur les bassins versants urbains et semi-ruraux "
Société Grenobloise d'Etude et d'Aménagement Hydraulique
12. BUJON
" Estimation des débits d'eaux pluviales en milieu urbain.
Essai d'application au réseau unitaire de la ville de Paris "
AFBSN - 1983 - 15 pp. - Ann.

13. BUJON G.

" Modélisation de la dispersion des substances solubles ou pseudo-solubles dans un cours d'eau - Application au cas de la Seine à l'amont de Paris "

La Houille Blanche - 1983 - N° 1

14. CALVET

" Les fortes intensités de précipitations à Paris "

La Météorologie - Numéro Spécial " Précipitations et Hydrologie "
VI° série n° 20 - Mars et Juin 1980

15. CHERON J., LAVEUF L., PHILIPPE J.P., RENARD D.

" Etude de réseaux d'assainissement - Fonctionnement d'un déversoir d'orage "

Etude Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de l'Ouest
Parisien, Trappes
1979

16. CHEVEREAU G., HOLLY S., MAZAUDOU B.

" Numerical simulation of unsteady flow in storm sewer system using complete and simplified flow equations "

International Conference on numerical modeling of river, channel and overland flow for water resources and environmental applications

4-8 Mai 1981 - Bratislava - Tchécoslovaquie

17. CHOCAT B.

" Un modèle de simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement pluvial "

Thèse de docteur ingénieur soutenue le 26/05/1978

300 p., fig. ann., bibliogr.

18. CLAMAGIRAND E.

" Impact hydraulique des eaux de ruissellement sur la Seine en période d'étiage "

Centre d'Enseignement et de Recherche pour la Gestion des
Ressources Naturelles et de l'Environnement - Juin 1982

19. CUNGE J.A.
" Au sujet d'une méthode de calcul de propagation de crues.
Méthode Muskingum "
Journal de Recherches Hydrauliques N° 2 - 1969 - p. 205/230
20. DAUBERT
" Turbulence et diffusion turbulente "
Mécaniques des Fluides Appliquées - M. HUG. Ed : Eyrolles -
Paris - p. 254/276
21. DDE DU BAS-RHIN - Service du Génie Rural des Eaux et Forêts,
Strasbourg
" Les déversoirs d'orage - Principes, données constructives et
calcul - Note technique "
22. DEMETRACOPOULOS A., STEFAN H.
" Model of Mississippi river pool : Mass transport "
Journal of environmental engineering - ASCE
Vol. 109, N° 5, Octobre 1983, p. 1006 - 1019
23. DEMETRACOPOULOS A., STEFAN H.
" Model of Mississippi river pool : dissolved oxygen "
Journal of environmental engineering - ASCE
Vol. 109, N° 5, Octobre 1983, p. 1020 - 1034
24. DEMETRACOPOULOS A., STEFAN H.
" Transverse mixing in wide and shallow river :
case study "
Journal of environmental engineering - ASCE
Vol. 109, N° 3, Juin 1983, p. 685 - 699
25. DEMUREN A., RODI W.
" Side Discharges into Open Channels = Mathematical Model "
Journal of Hydraulic Engineering Vol. 109, N° 12, December 1983,
pp. 1707 - 1772

26. DESBORDES M.
" L'assainissement fluvial urbain : le calcul des réseaux
d'assainissement "
TSM L'eau - Août/Sep. 1978 - p. 419-430 - n° 89
27. DESBORDES M.
" Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement
pluvial urbain "
TSM L'eau - Mars 1975 - N° 3 - p. 121-126
28. DESBORDES M.
" Reflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains
d'assainissement pluvial "
LHM - Thèse de docteur-ingénieur soutenue le 23 Février 1974
29. DESBORDES M.
" Application des modèles aux études de ruissellement urbain :
le programme RERAM "
La Houille Blanche - N° 4-4/1980 - p. 333-338
- 30 - DEUTSCH J.C., PAITRY A., RANCHET J., JARRY B.,
PHILIPPE J.P., VICQ A.
" Caractérisation de la pollution des eaux de ruissellement
par temps de pluie "
Journées de l'Hydraulique de Nantes - Question II -
Evolution des rejets - 14/16 Septembre 1982
- 31 - DE VANTIER B., LAROCK B.
" Sediment transport in stratified turbulent flow "
Journal of hydraulic engineering
Vol. 109 - N° 12 - Décembre 1983
p. 1622 - 1635
- 32 - DIVET L. et SCHULHOF P.
" Le traitement des eaux "
Que sais-je - n° 1874 - 1980 -

33. Environmental Protection Agency
" Rates, constants and kinetics formulations in
surface water quality modeling "
Septembre 1978, 317 p., biblio.
34. ESPOSITO P.
" Résolution bidimensionnelle des équations de transport
par la méthode des caractéristiques "
Laboratoire National d'Hydraulique, EDF -
Réf. HE/41/81-16
23 p., fig.
35. FABRE J., RAMANY BALA P.
" Equations générales de transfert de masse, de quantité
de mouvement, d'énergie, dans les eaux de surface "
Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse, France
Ann. Univ. Abidjan - Série C. Tome XVI
1980 - 99 p.
36. FINNEY B., BOWLES D., WINDHAM M.
" Random differential equations in river water quality
modeling "
Water Resources research, Vol? 18, N° 1, p. 122-134,
Février 1982
37. FISCHER Hugo B.
" Dispersion predictions in natural streams "
Journal of the sanitary engineering division
Proceedings of the American Society of Civil Engineers
A.M. ASCE
October 1968 - pp 927 - 943
38. FISCHER Hugo B.
" The mechanics of dispersion in natural streams "
Journal of the Hydraulics division
Proceedings of the American Society of Civil Engineers
A.M. ASCE
Novembre 1967 - pp 187 - 216

39. FISCHER Hugo B., LIST E.J., KOH R., IMBERGER J., BROOKS N.H.
" Mixing in Inland and Coastal waters "
Academic Press, 1979. 483 p.
40. GAILLARD J., FREROT A.
" Conception des réseaux d'assainissement "
Centre d'Enseignement et de Recherche pour la gestion des
ressources naturelles et de l'environnement.
Octobre 1983 - 131 p.
41. GENTIL S., BLAKE C.
" Validation of complex ecosystems models "
Ecological modeling, 14.p. 21-38 - 1981
42. GILL M.A.
" Translatory characteristics of the Muskingum method
of flood routing "
Journal of Hydrology 1979 - N° 40 - p. 17/29
43. GUERREE H., GOMELLA C., BALETTE B.
" Pratique de l'assainissement des agglomérations urbaines
et rurales "
Eyrolles Ed. Paris
333 p., bibliogr., ann., ill., tableaux.
44. HATINGUAIS P.
" Calcul des réseaux d'eaux pluviales - Méthode volumétrique "
Communauté urbaine de Bordeaux
45. HEMAIN J.C.
" Etude bibliographique des modèles de qualité des eaux
drainées par les réseaux d'assainissement urbain "
Service Technique de l'urbanisme.
Laboratoire d'Hydrologie de Montpellier - Rapport 8/79 -
Septembre 1979 -

46. M. HOLLY Forest
" Two dimensionnal mass dispersion in rivers "
Hydrology papers - Colorado state university -
Fort - Collins - September 1975 - 67 p.
47. HUG M.
" Mécanique des Fluides appliquées "
Ed. Eyrolles Paris
Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - 1184 p.
48. HYDRATEC
" Amélioration du fonctionnement et de l'exploitation du
réseau d'égoûts parisien "
Etude préliminaire de définition
Juin 1980
49. KLEITZ
" Note sur la théorie du mouvement non permanent des liquides
et son application à la propagation des crues des rivières "
Annales des Ponts et Chaussées - Serv. 5, Vol. 16, 2° semestre
pp. 133-196, 1877
50. KOUSSIS A., SAENZ M., TOLLIS I.
" Pollution Routing in streams "
Journal of Hydraulic engineering - Vol. 109, N° 12,
Decembre 1983, p. 1636 - 1651.
51. KOVACS Y.
" Rapport n° 1 - Modèles de simulation d'écoulement unidimen-
sionnel à surface libre ".
Centre d'enseignement et de Recherche en gestion des ressources
naturelles et de l'environnement.
Janvier 1984.
52. Laboratoire d'hygiène de la ville de Paris
" Surveillance de la qualité de la Seine à Paris.
(passerelle de Solférino) et en aval de l'agglomération pari-
sienne (Poissy) - Année 1981

53. Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien
Laboratoire d'Hydrologie de Montpellier
" Etude globale du bassin versant et fonctionnement des collect-
teurs - SYndicat intercommunal du Ru de Marivel "
Février 1979
54. Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien
" Mesures de débit - pollution dans le collecteur des coteaux
et le déversoir Proudhon "
55. LAWLER D., SINGER P., O'MELIA C.
" Particle in thickening = mathematical model "
Journal of environmental engineering - Vol. 109, n° 2
Avril 1983, ASCE -
56. LEBRETON J.C.
" Ecoulements filaires "
Mécanique de Fluides Appliquées - Ch. VIII - p. 277-396
Ed. Eyrolles Paris - 1975 -
57. LEFRESNE Y.
" Modernisation des bassins de Clichy "
TSM L'eau - Avril 1979 - pp. 217-225
58. LEONARD B.P.
" A stable and accurate convective modelling procedure based
on quadratic upstream interpolation "
tiré de : " Computer methods in applied mechanics and
engineering "
1979 p. 59-98
North - Holland publishing company
59. LESOUEF A., ANDRE A.
" Mise au point d'un modèle de qualité de la Seine de
Montereaup à Poses "
Question V - Impact sur le milieu naturel -
Journées de l'Hydraulique de Nantes - 14/16 septembre 1982

60. LINSLEY R.K., KOHLER M.A., PAULHUS J.
" Hydrology for engineers "
International student edition
Mac Graw-Hill International Book Company
1982 - 508 p.
61. MAZAUDOU B., NEGRE J.L.
" Modèle mathématique de simulation adapté à la conception et
à la gestion des réseaux d'assainissement : le programme CAREDas "
Assainissement de demain - Rapport n° 11
17^e Journée de l'Hydraulique Nantes 14-15-16 septembre 1982
62. MILLIAT J.P.
" Turbulence et diffusion turbulente "
Mécanique des Fluides Appliquées - Ch. VII p. 231 - 276
Ed. Eyrolles Paris - 1975
63. Ministère de l'Urbanisme et du Logement - Laboratoire Régional de
l'Ouest parisien
" Exploitation des mesures de débit et pollution sur le col-
lecteur des côteaux et le déversoir proudhon " -
Dossier N° 11 723 - 1983
64. NANNI Vittorio
" Calcul des collecteurs d'évacuation des eaux pluviales "
Revue " L'INGEGNERE " - Mai 1948
65. PESSON P.
" La pollution des eaux continentales - Incidence sur les
biocénoses aquatiques "
Gauthiers - Villars - 1976 - 285 p.
66. PHILIPPE J.P.
" Etude des averses orageuses à l'échelle urbaine -
Abattement spatial et dynamique des orages "
Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien - Octobre 1982 -
51 p., bibliogr., ann., fig.

67. POCHAT R.

" Ecole d'été de Mécanique des Fluides - Hydraulique à surface libre "
Hanoï 1980 - 283 p.

68. PRICE R.K.

" Flood routing methods for British rivers "
Proceedings - Decembre 1973 - p. 913 - 930.

69. RANCHET J., DEUTSCH J.C.

" Caractérisation de la pollution des eaux de ruissellement en milieu urbain "
TSM - L'eau -
Août - Septembre 1982 p. 385 à 394

70. REMENIERAS Q.

" L'hydrologie de l'ingénieur "
Eyrolles Ed. Paris 1976 - 456 p., fig., bibliogr.

71. RIBSTEIN P. - DESBORDES M.

" Etude de la qualité du ruissellement urbain -
Synthèse bibliographique "
Laboratoire d'hydrologie mathématique
1978, 54 p., biblio.

72. RICHTMYER R.D., MORTON K.W.

" Difference Methode for initial - value problems "
second Edition
Interscience Publishers
1967 - 405 p.

73. ROCHE

" Hydrologie de surface "
Ed. Gauthier - Villars (Paris) 1963
430 p., bibliogr., fig., ill., ann.

74. SAGETOM

" DDE des Hauts de Seine - Réseau d'assainissement départemental -
Avant-Projet général "
1976

75. SAYRE W.
" Dispersion of mass in open - channel flow "
Août 1975 -
Hydrology Papers -
Colorado State University - Fort Collins - Colorado -
76. SERVICE TECHNIQUE DE L'URBANISME
" Méthodologie de caractérisation du phénomène de pollution
du ruissellement pluvial urbain "
Laboratoire d'hydrologie mathématique - Avril 1981
77. Service Technique de l'Urbanisme/Ministère de l'Environnement
et du Cadre de Vie
" Calcul des réseaux d'assainissement des agglomérations -
RERAM - NOTICE d'analyse "
1979 - 42 p.
78. Société Météorologique de France
" La Météorologie - Précipitations et hydrologie "
Numéro Spécial - VI^e série - n° 20-21
Mars et Juin 1980
334 p., bibliogr., fig.
79. SOGREAH
" Modèle de simulation mathématique des écoulements dans les
réseaux d'assainissement urbains : programmes CAREDAS "
Société Grenobloise d'Etude et d'Aménagement Hydraulique
80. SOMLYODY L.
" An approach to the study of transverse mixing in streams "
Journal of hydraulic research, 1982, N° 2.
p. 203 - 220 -
81. STOKER J.J.
" Water Waves "
Pure and applied Mathematics - Vol. IV
Interscience Publishers
Inc. New York, 1957
Lavoisier

82. Syndicat intercommunal d'assainissement du Ru de Marivel
" Etude du transit des eaux usées de la ville nouvelle de
Saint-Quentin en Yvelines par le réseau du Ru de Marivel "
Cabinet d'études Marc Merlin
83. TACCOEN L.
" Ecoulements laminaires et turbulents "
Mécanique des Fluides Appliquées - Ch. IV - p. 95-132
Ed. Eyrolles Paris - 1975
84. THIBAUT S.
" Elements pour une phénoménologie en hydrologie urbaine "
Institut National de Sciences Appliquées - Lyon
Thèse soutenue le 6/07/1979
85. THIBAUT S.
" Sciences et Techniques de l'Assainissement "
Tome 1 - 1982
Institut National des Sciences Appliquées Lyon -
142 p.
86. TRIANTAFILLOU C.
" Etude des relations entre caractéristiques orageuses et
déversements d'orage en région parisienne "
Diplôme d'études approfondies - Septembre 1983 -
Centre d'Enseignement et de Recherches pour la Gestion des
Ressources Naturelles et de l'Environnement
87. VEN TE CHOW
" Handbook of applied hydrology -
A compendium of water-ressources technology "
Mac Graw-Hill - 1418 p., ill. 1964
88. VEN TE CHOW
" Open Channel Hydraulics "
International Student Edition 1959 - 680 p.
Mac Graw-Hill Kogakusha

89 . WANIELISTA M.P.

" Stormwater Management - Quantity and Quality "
ANN ARBOR SCIENCE Publishers INC.
1978 - 383 p.

90 . WARLUZEL A., BENQUE J.P.

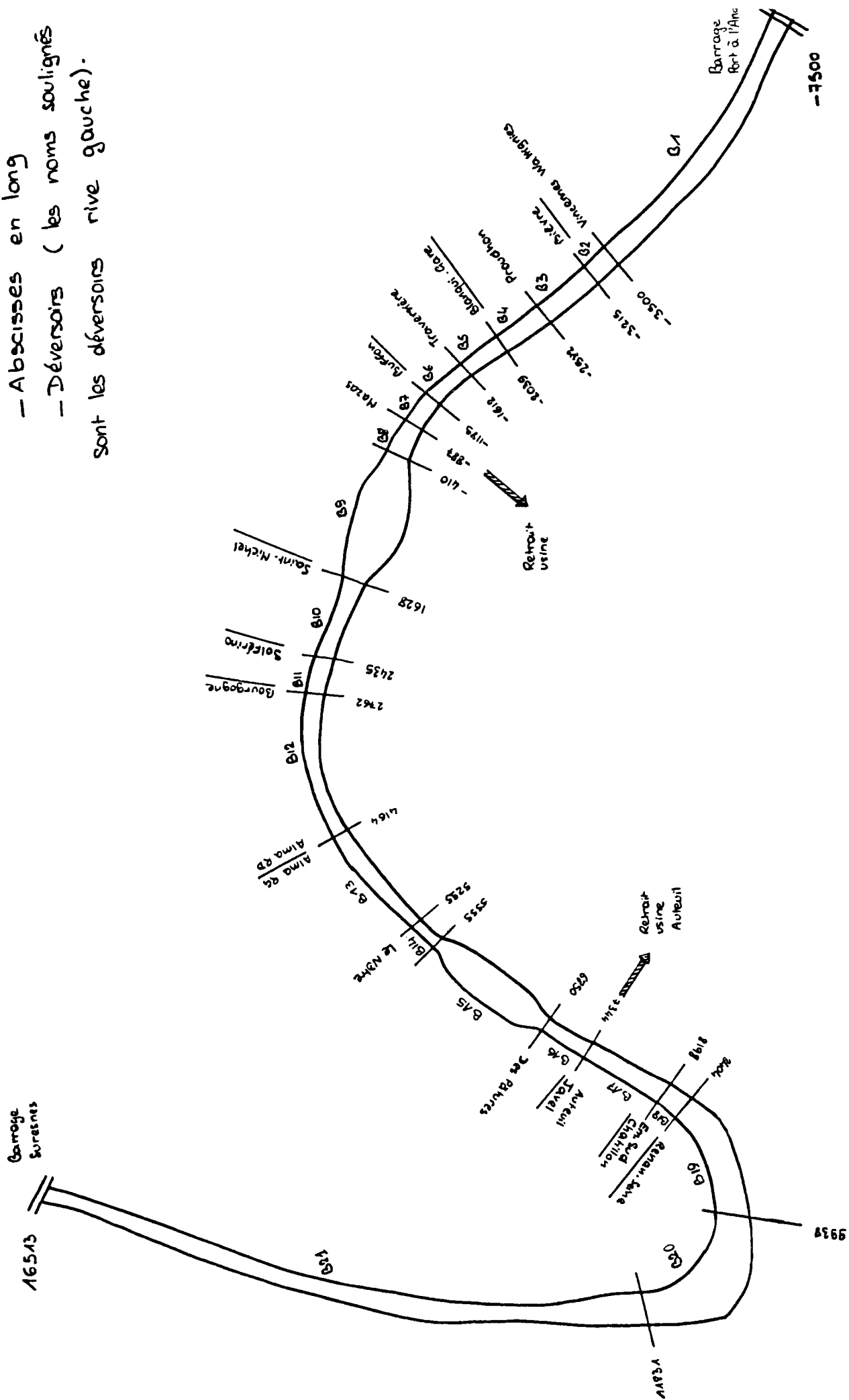
" Dispersion dans une mer à marée "
Direction des Etudes et Recherches EDF - 1978 -

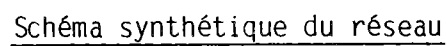
91 . WEINMANN P.E., LAURENSEN E.M.

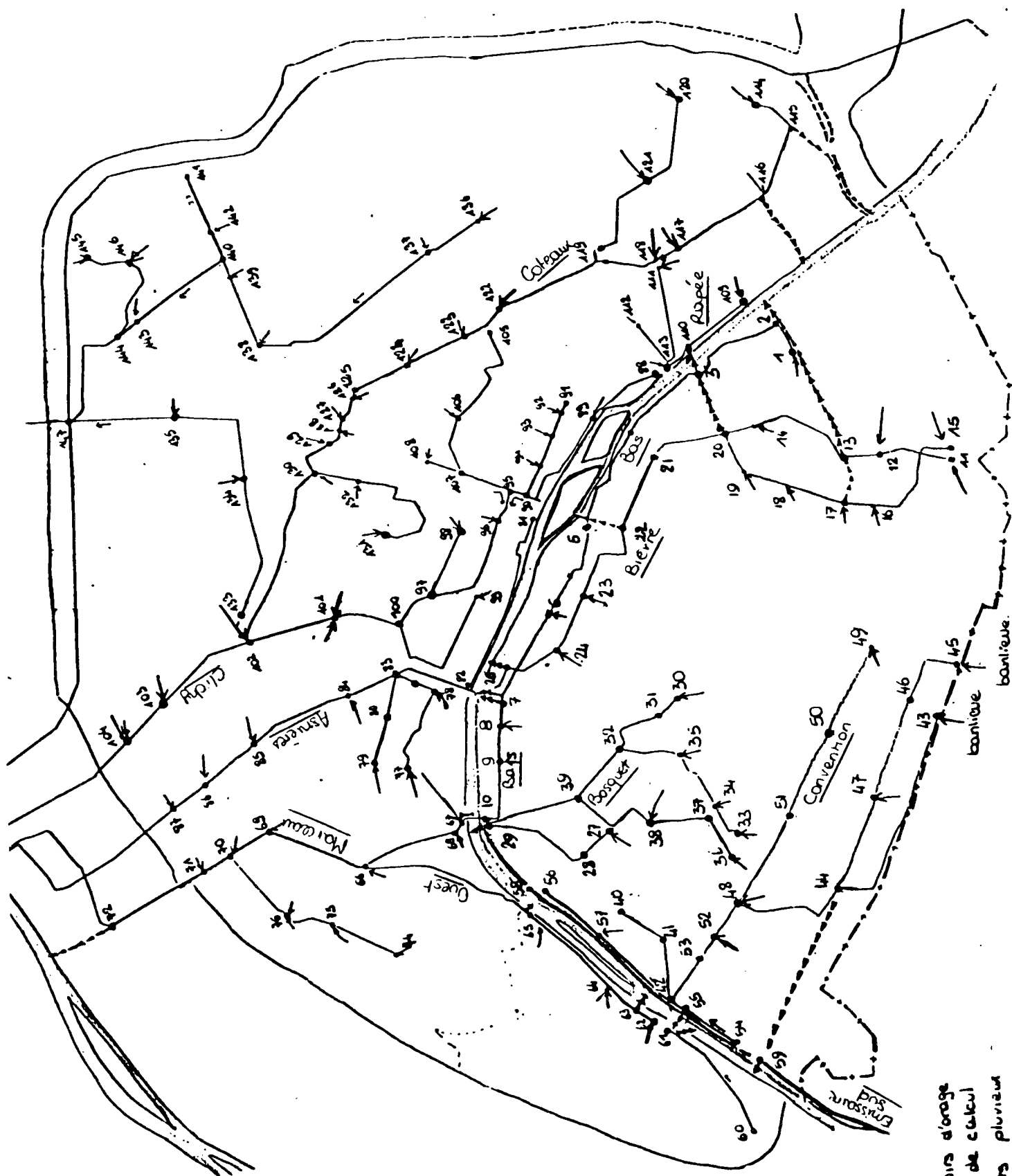
" Approximate flood routing methods = a review "
Journal of the hydraulics division
Decembre 1979 p. 1521 - 1535

BIEFS EN SEINE

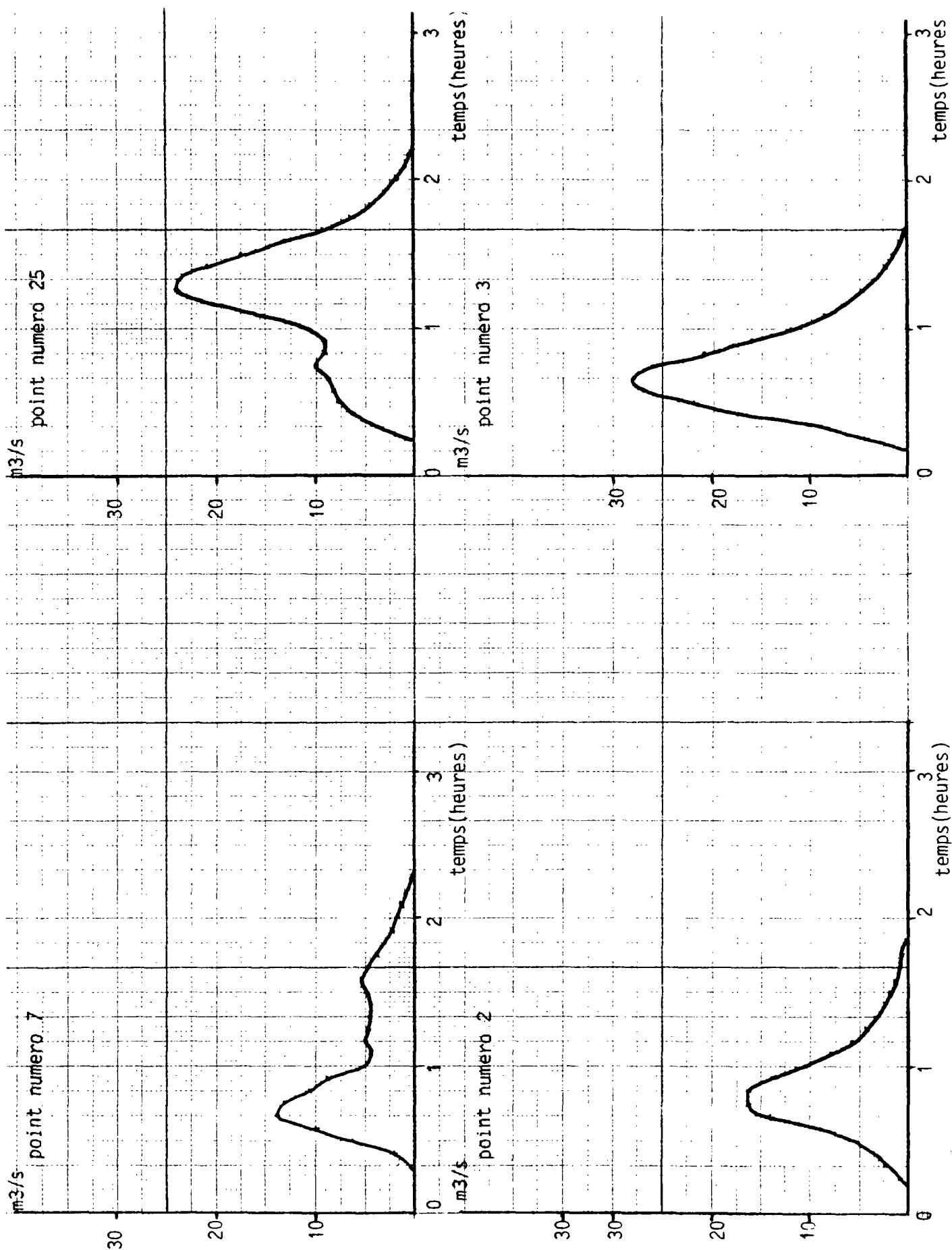
- Abscisses en long
- Déversoirs (les noms soulignés sont les déversoirs rive gauche).



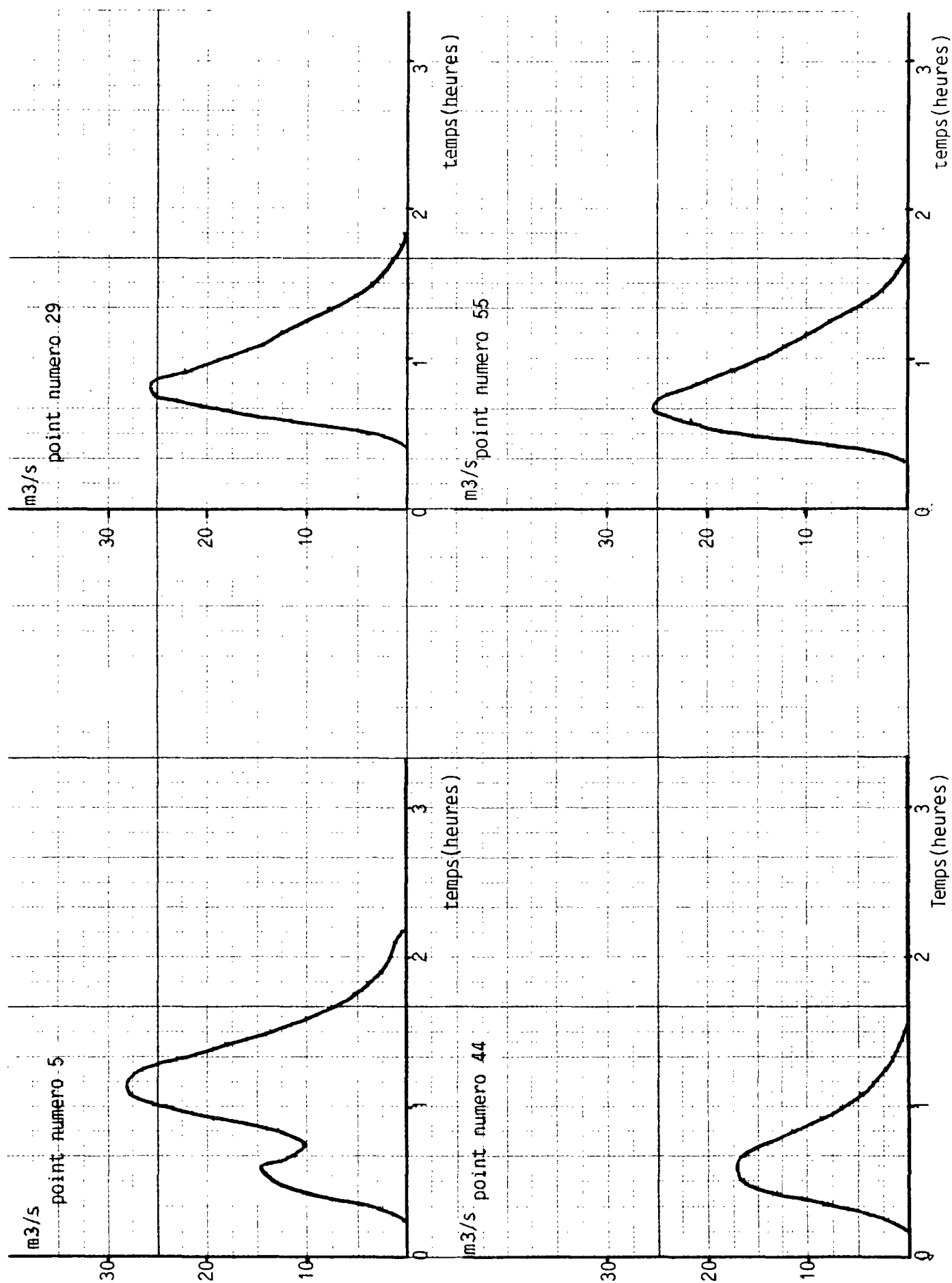




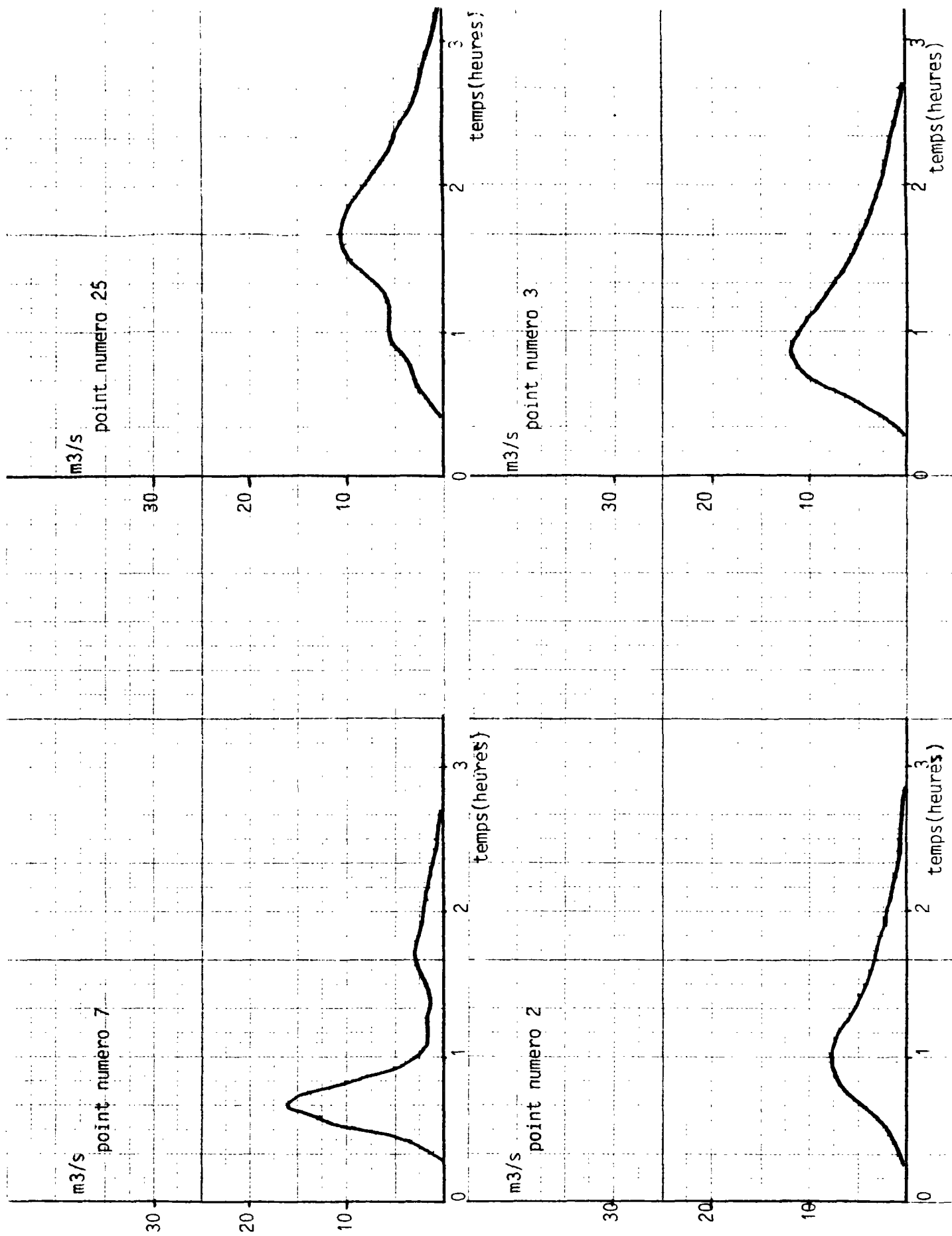
Le réseau modélisé



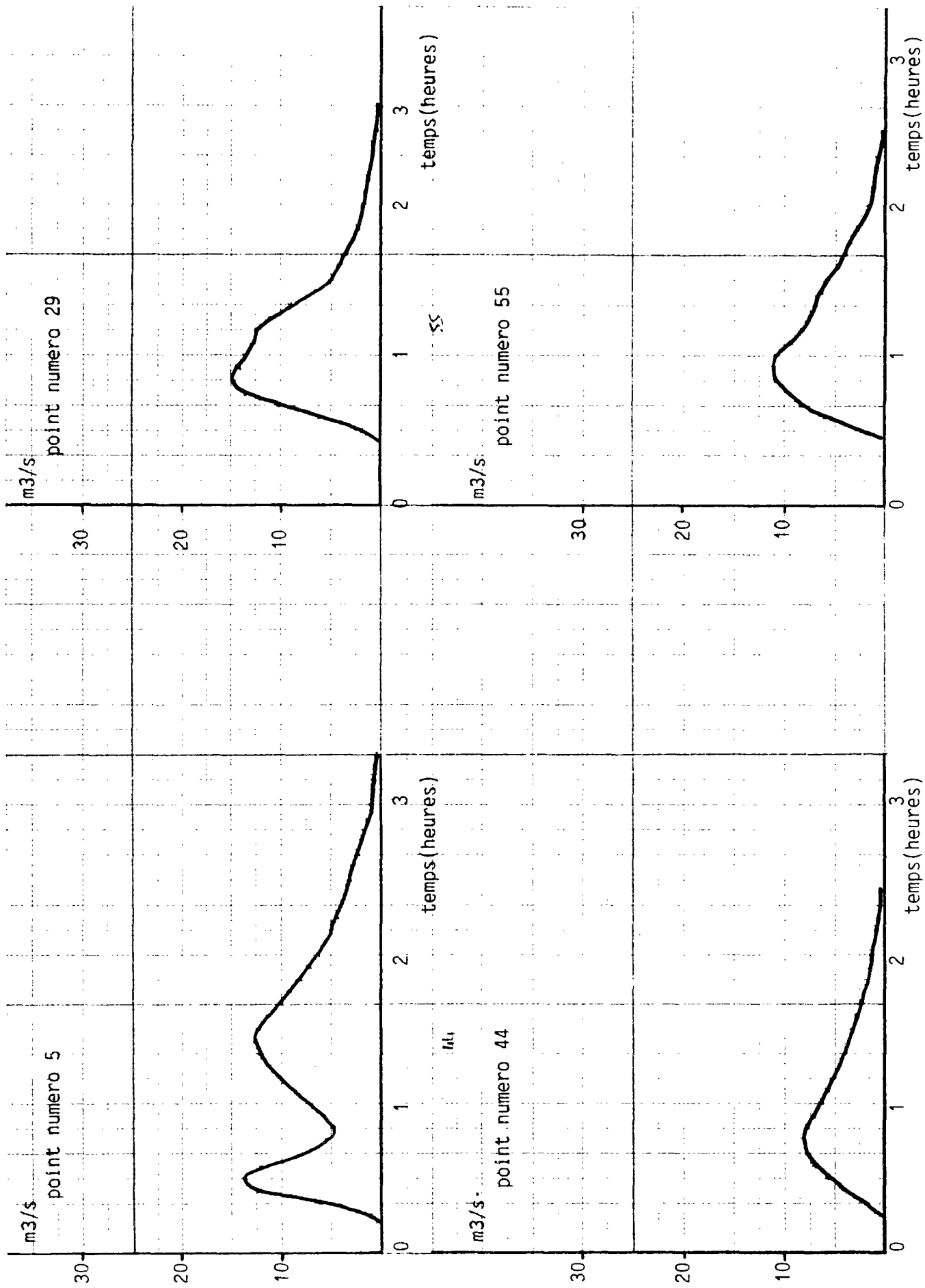
HYDROGRAMMES DEVERSEES - Paramètre K de Desbordes
Pluie intermédiaire



HYDROGRAMMES DEVERSEES - Paramètre K de Desbordes
Pluie intermédiaire



HYDROGRAMMES DEVERSES - Paramètre K fonction de la capacité de stockage du réseau.
Pluie intermédiaire



HYDROGRAMMES DEVERSEES - Paramètre K fonction de la capacité de stockage du réseau.

Pluie intermédiaire

CARACTERISTIQUES DES PLUIES ETUDIEES

1. Pluie du 19/07/1972

durée : 2H 30

période de retour pour une heure $T = 25$ ans

pour deux heures $T = 50$ ans

localisée sur le Sud de Paris

2. Pluie du 15/09/1974

durée : 1H 30

période de retour pour une minute $T = 10$ ans

pour cinq minutes $10 < F < 25$

sur les autres durées $T < 10$ ans

pluie uniformément répartie sur l'agglomération parisienne

3. Pluie du 13/07/1977

durée : 2 H 00

période de retour pour trente minutes $T = 20$ ans

sur les autres durées $1 < T < 5$

Localisée sur le sud et l'est de Paris

4. Pluie du 3/06/1979

durée : 1H 30

période de retour sur trente minutes et une heure $T = 10$ ans

sur les autres durées $T < 5$ ans

localisée sur le centre de Paris

5. Pluie du 17/05/1982

durée : 6H 00

période de retour de 5 ans à 10 ans selon la durée d'observation

localisée sur l'ouest parisien

6. Pluie des 21-22/07/1982

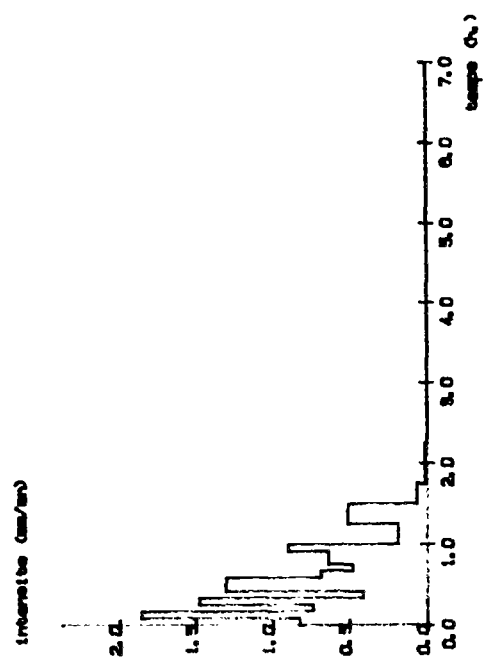
durée : 5H 00

période de retour $T = 100$ ans

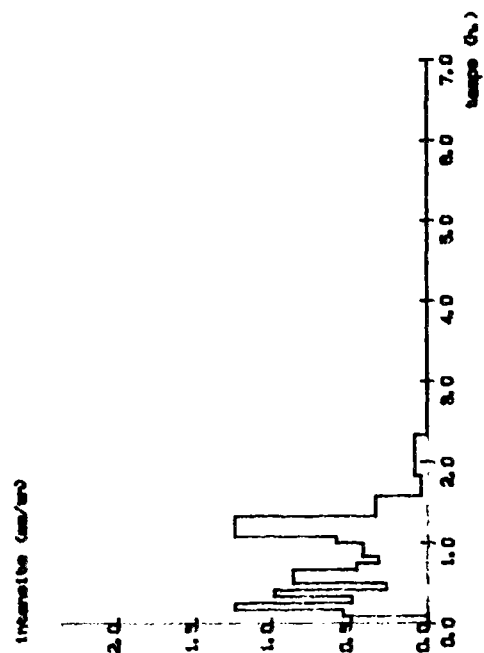
localisée sur l'ouest et le sud-ouest de Paris

19/07/1972

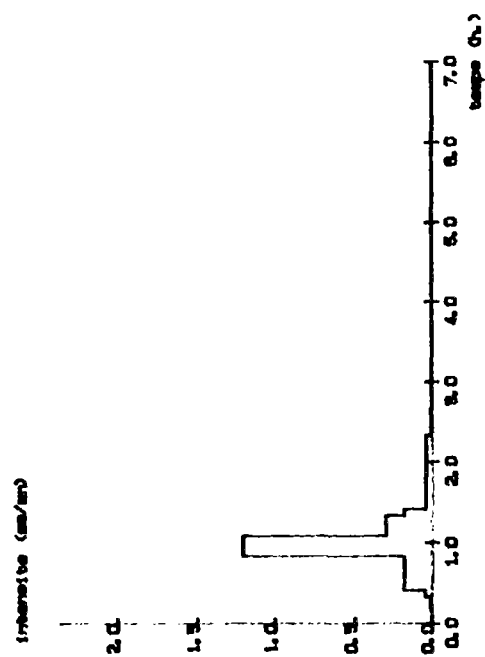
ZONE NO. 1



ZONE NO. 2



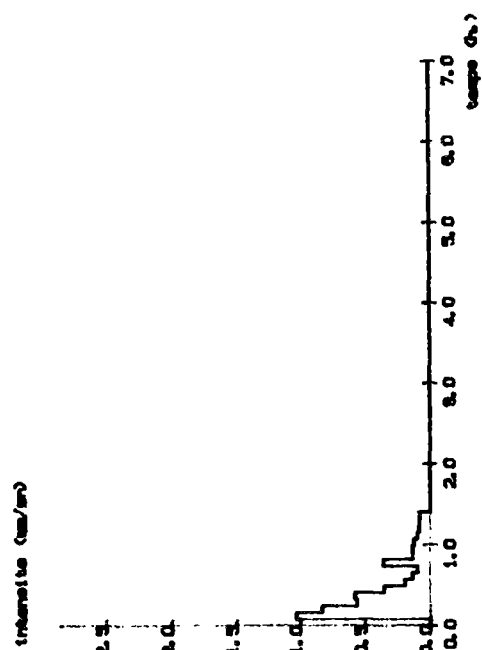
ZONE NO. 3



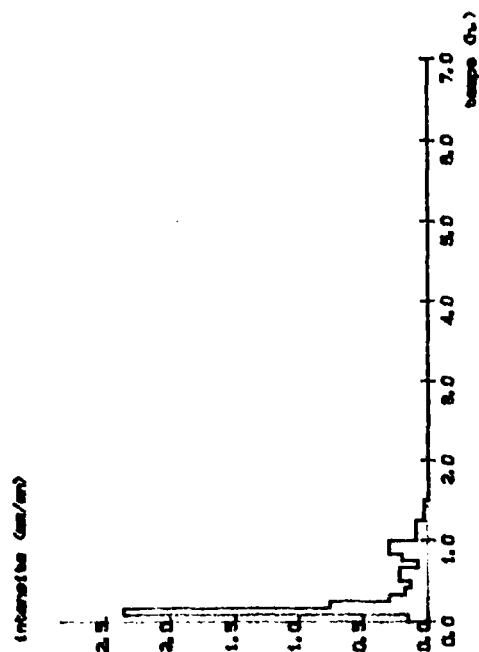
Hyétogrammes de la pluie du 19/07/1972

15/09/1974

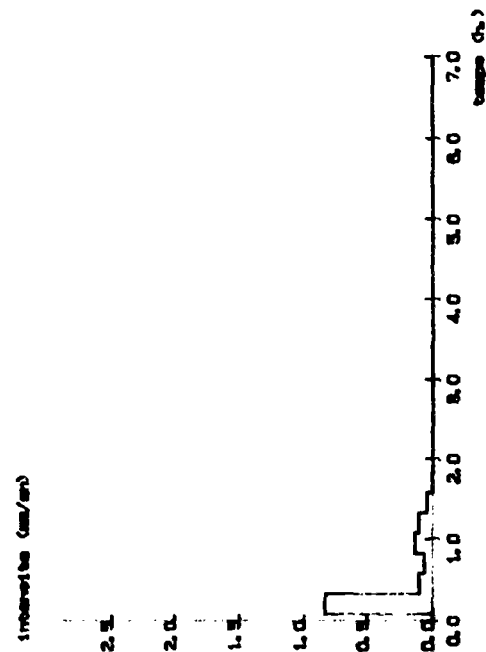
ZONE NO. 2



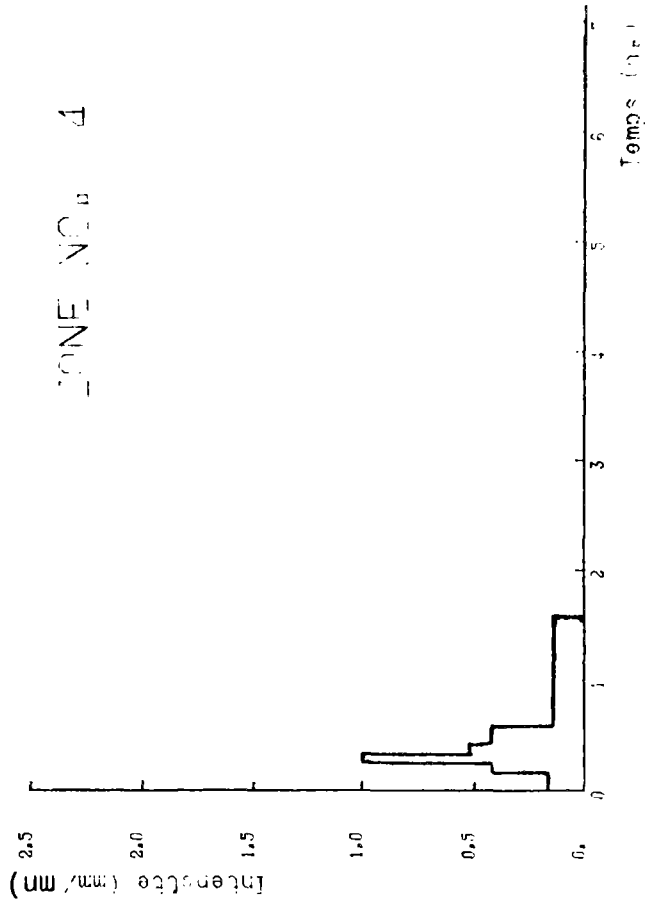
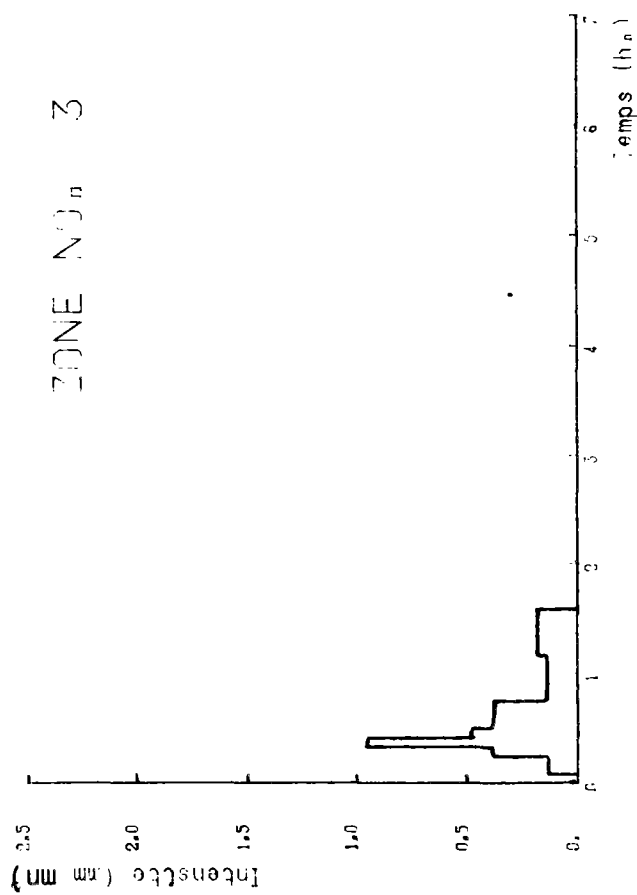
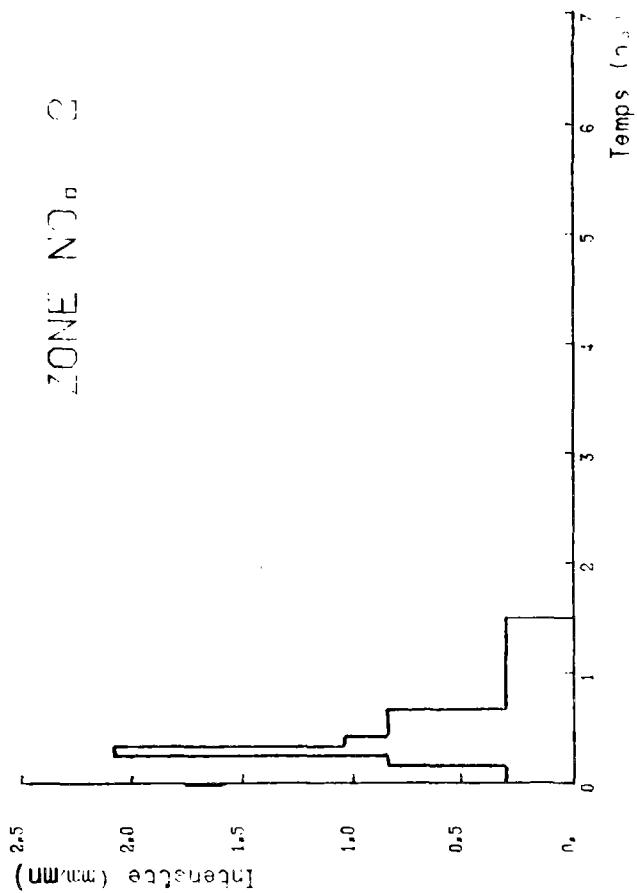
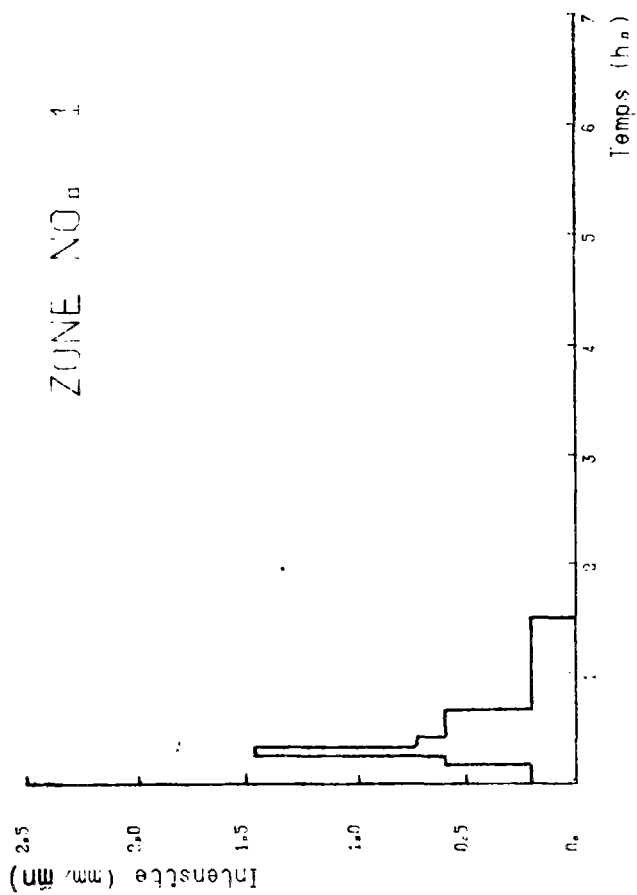
ZONE NO. 1



ZONE NO. 3

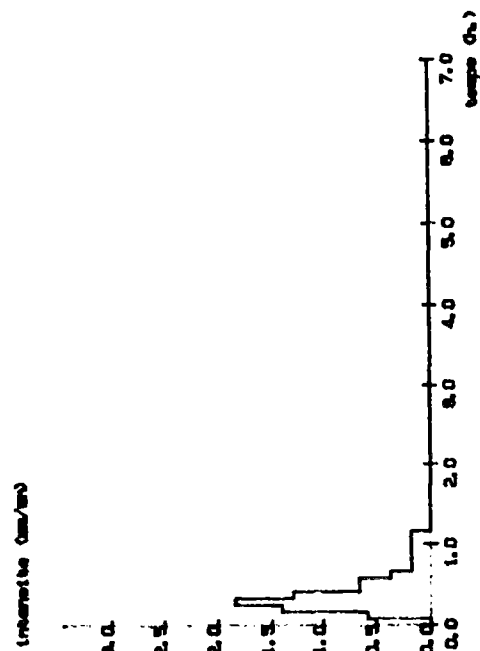


Hyétogrammes de la pluie du 13/09/1974

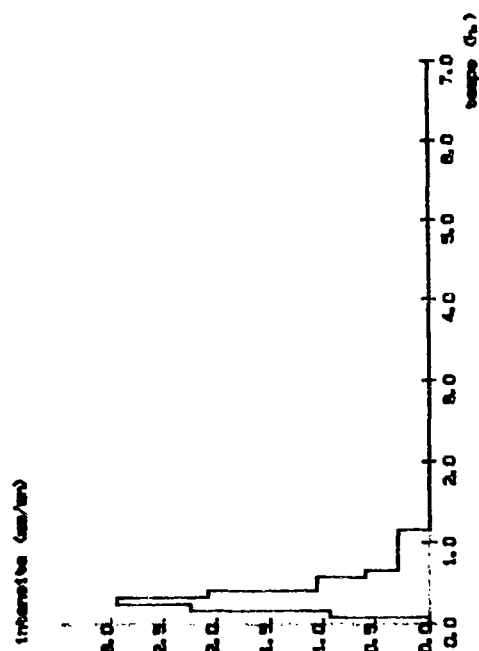


03/06/1979

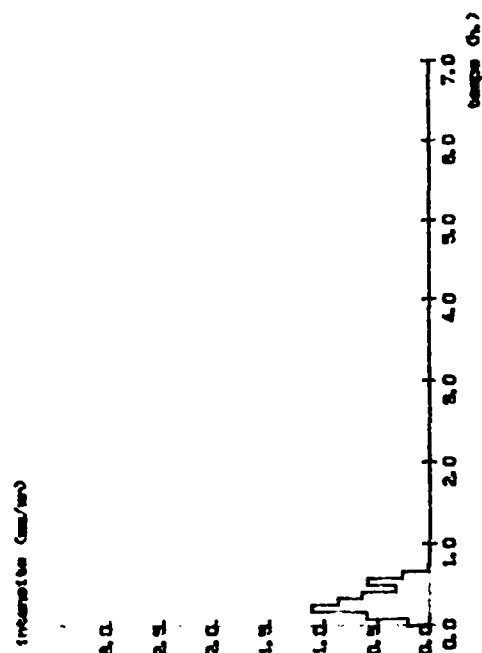
ZONE NO. 2



ZONE NO. 1



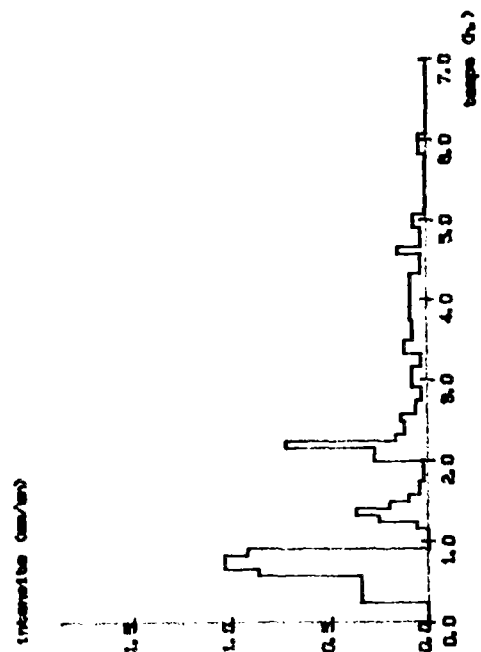
ZONE NO. 3



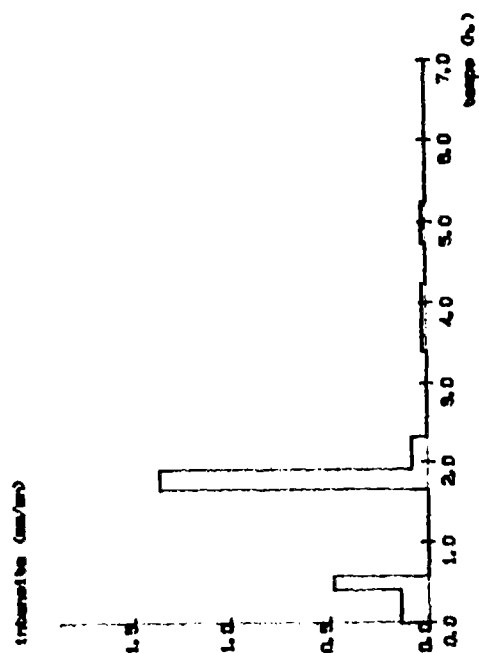
Hyetogrammes de la pluie du 03/06/1979

17/05/1982

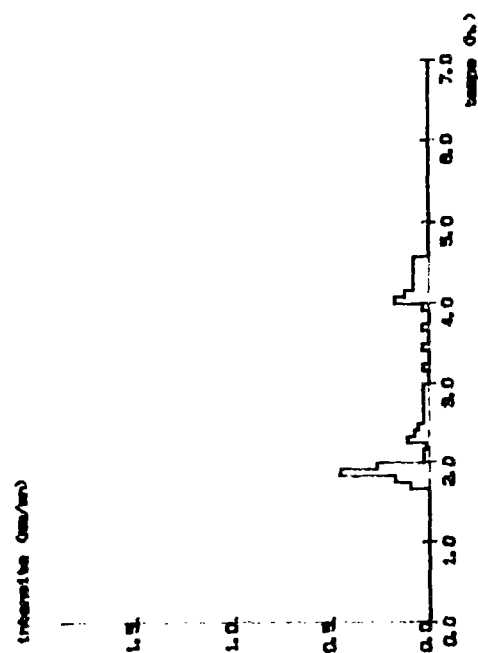
ZONE NO. 2



ZONE NO. 1



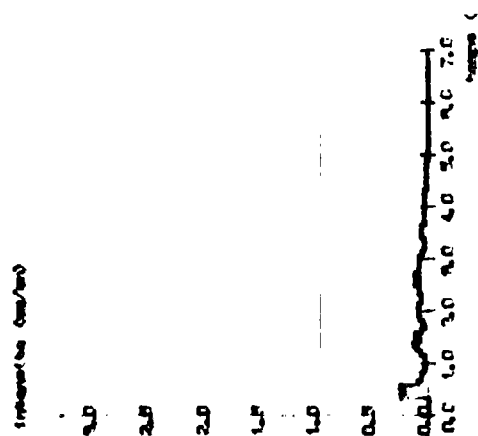
ZONE NO. 3



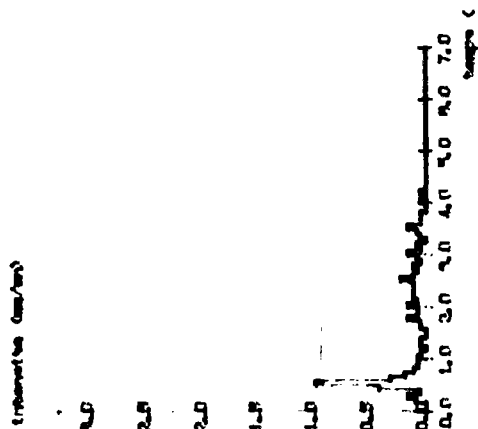
Hyétogrammes de la pluie du 17/05/1982

21-22/07/1982

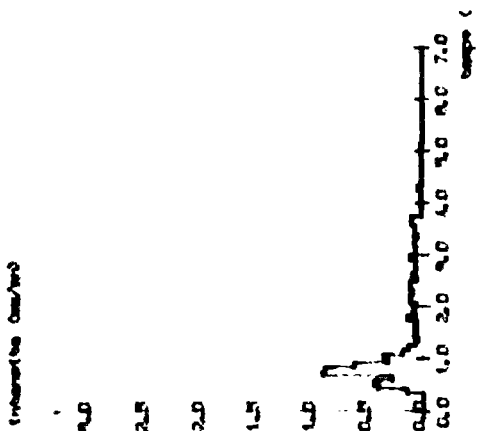
ZONE NO. 1



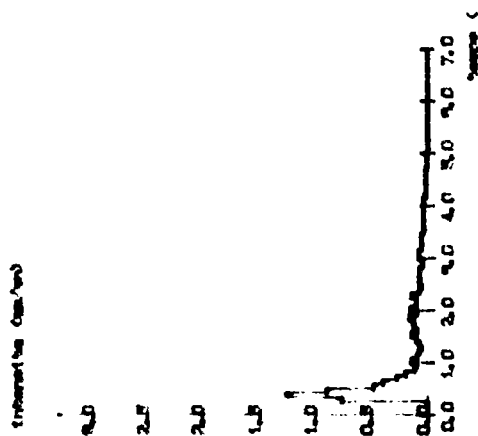
ZONE NO. 2



ZONE NO. 3



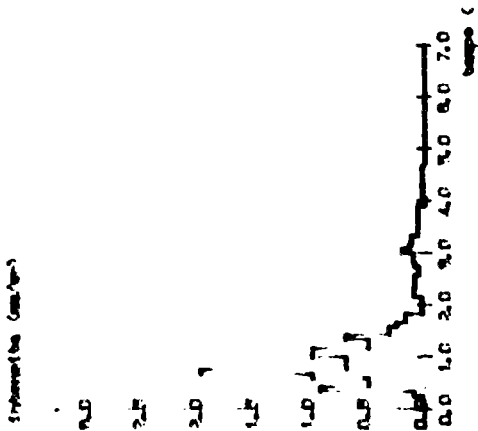
ZONE NO. 4

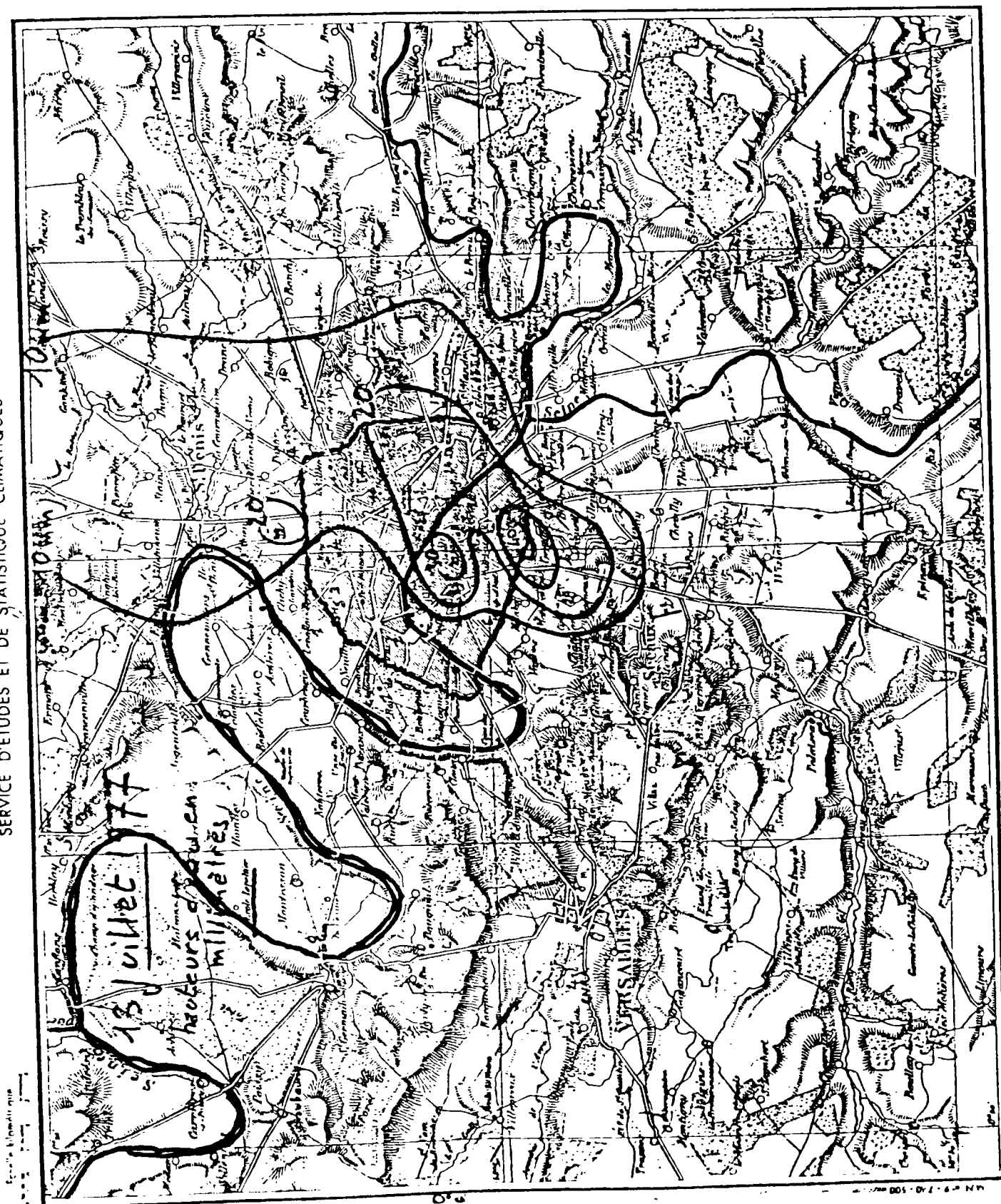


ZONE NO. 5



ZONE NO. 6

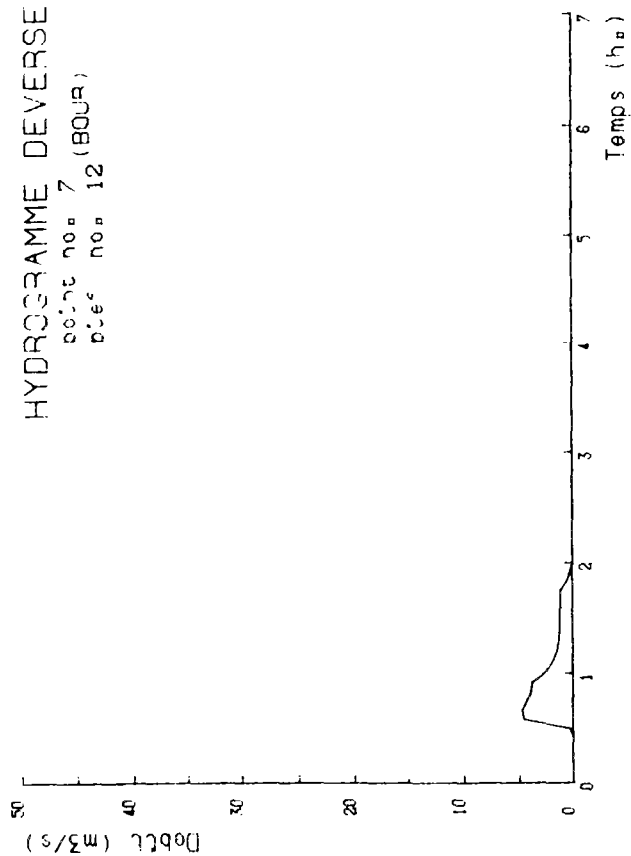




Isohyètes de la pluie du 13/07/1977

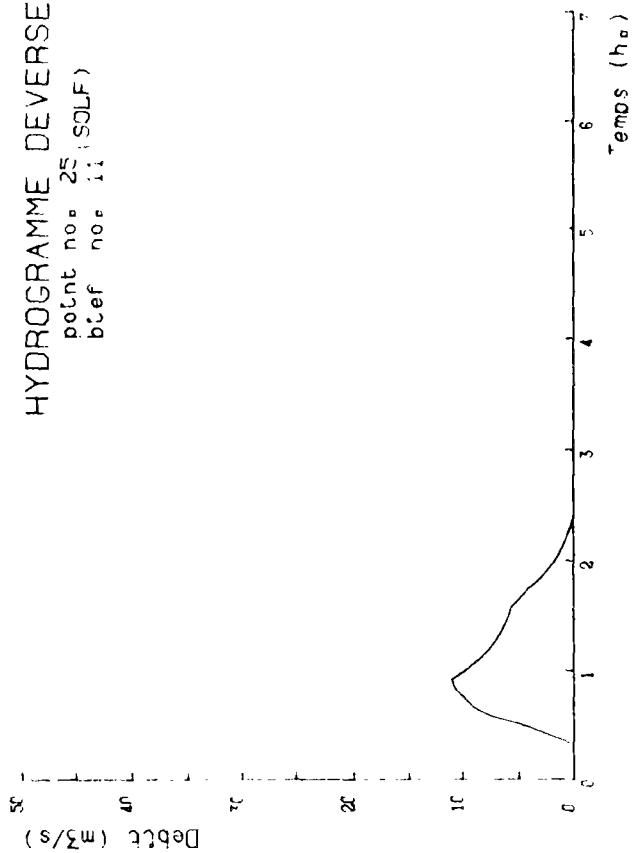
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 7 (BOUR)
bief no 12



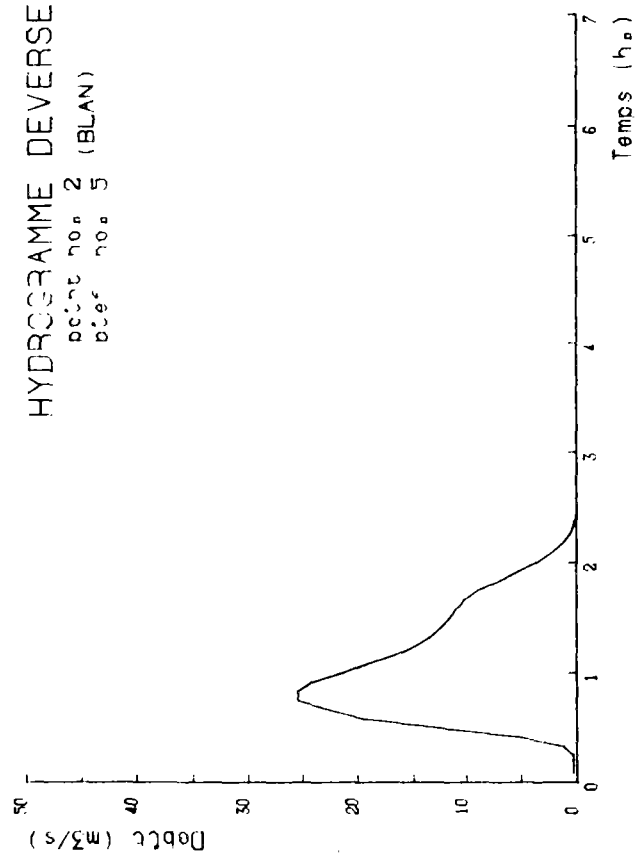
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 25 (SOLF)
bief no 11



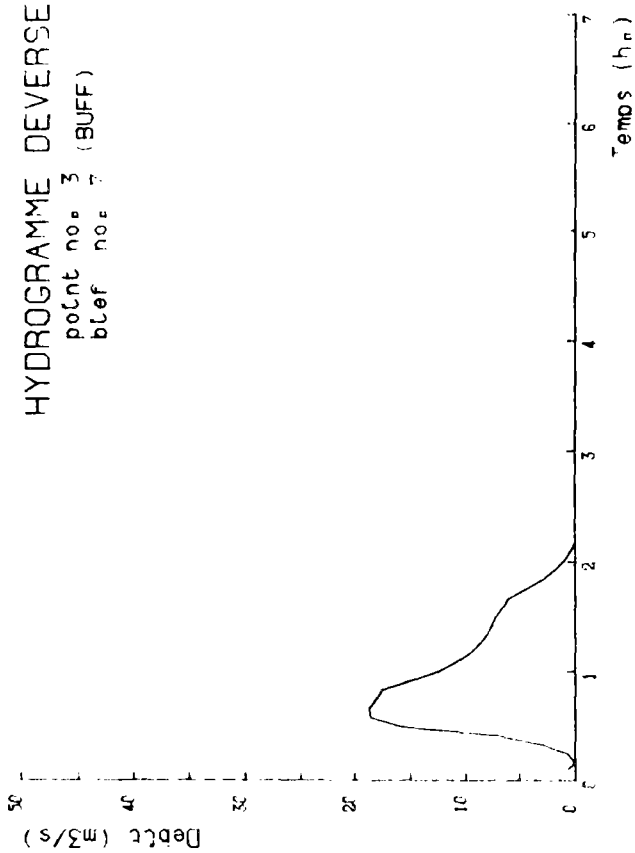
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 2 (BLAN)
bief no 5



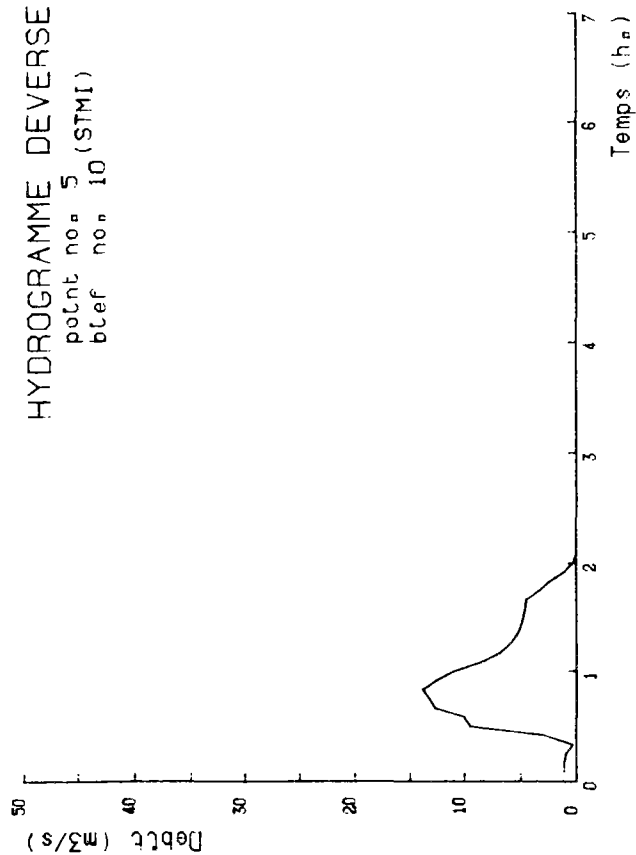
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 3 (BUFF)
bief no 7



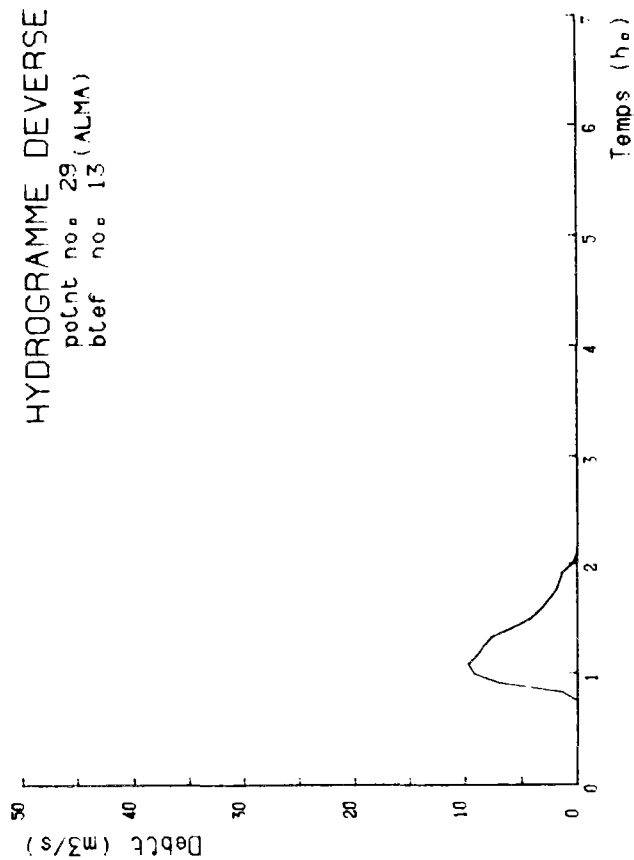
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 5 (STMI)
blef no 10



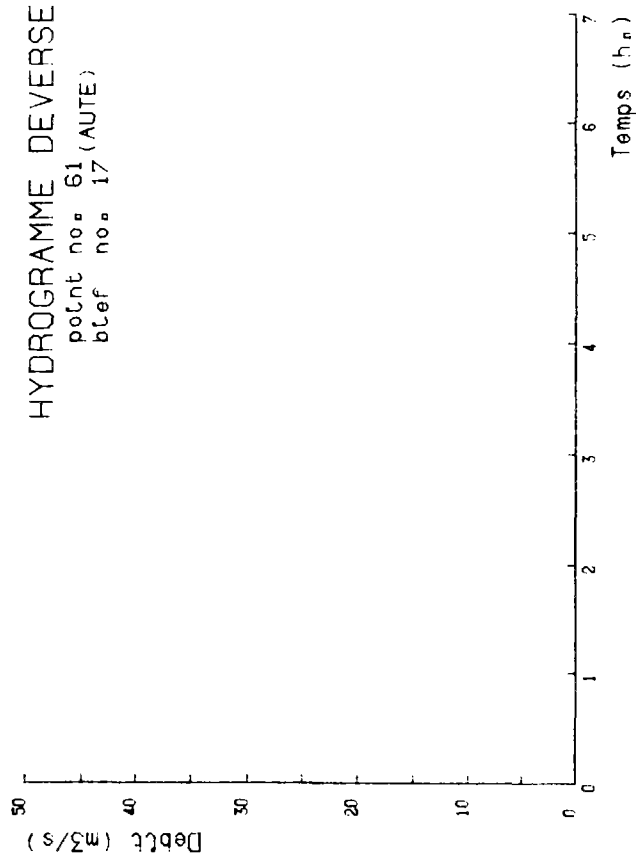
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 29 (ALMA)
blef no 13



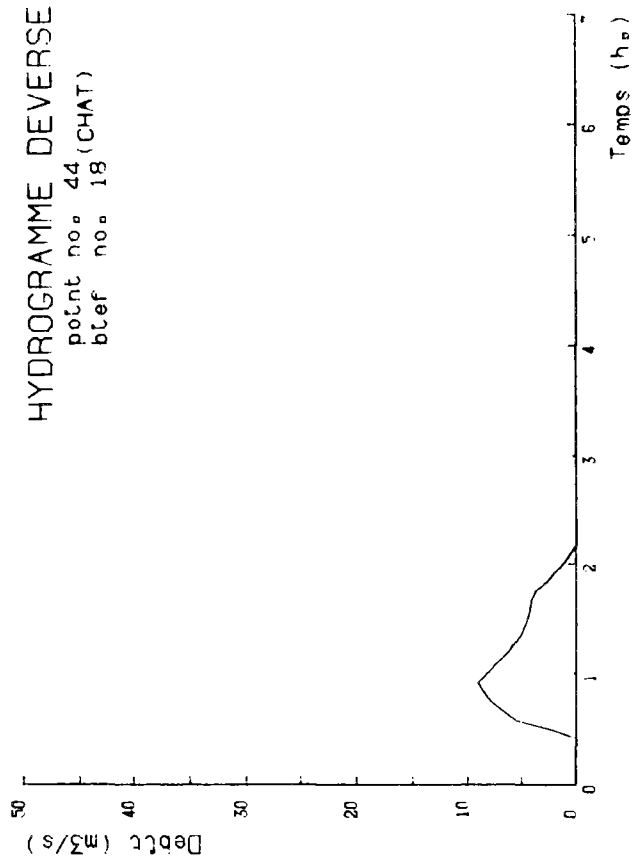
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 61 (AUTE)
blef no 17

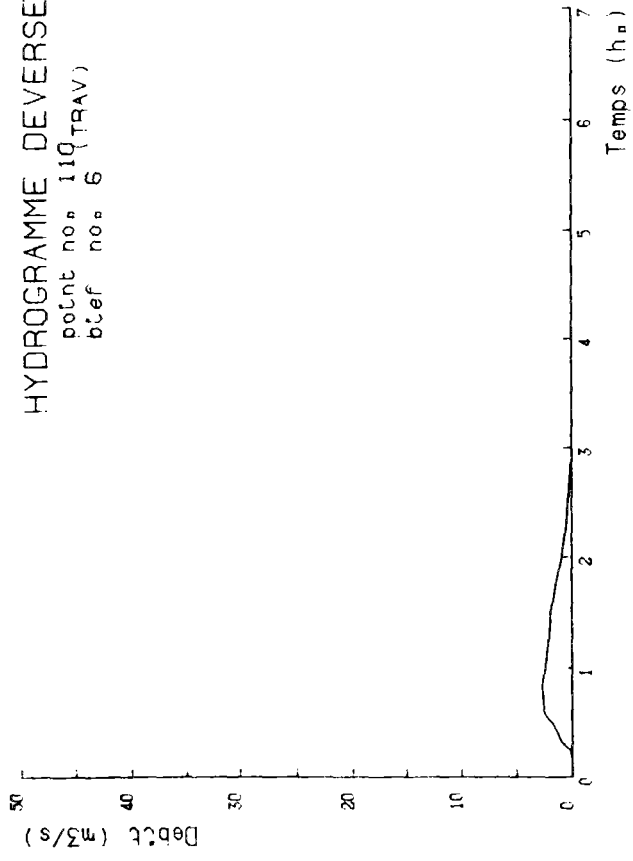


HYDROGRAMME DEVERSE

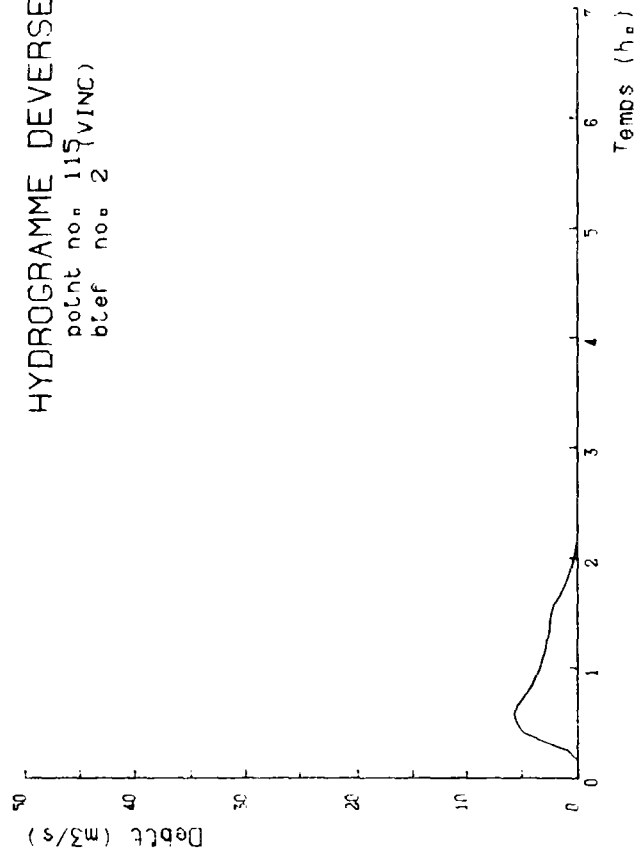
point no 44 (CHAT)
blef no 18



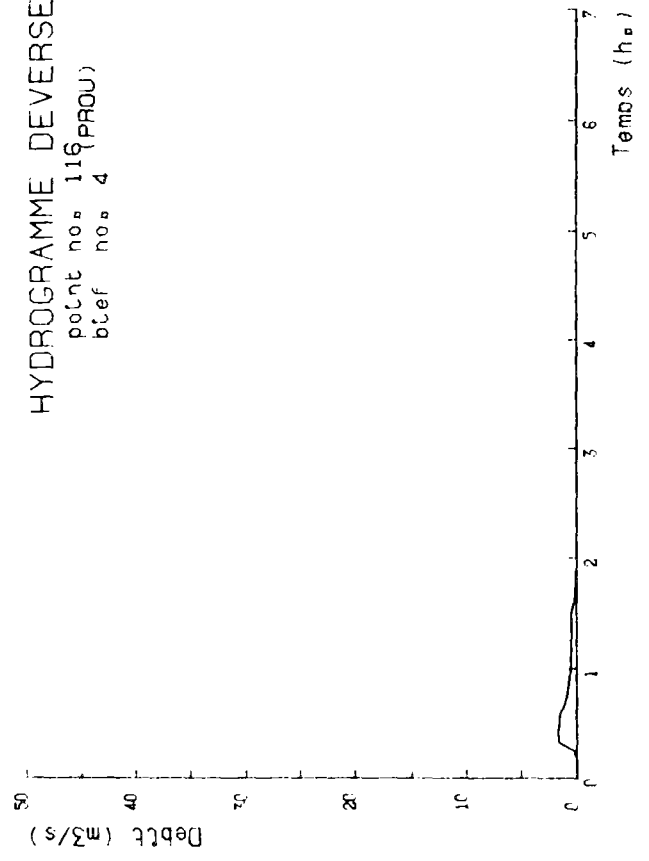
HYDROGRAMME DEVERSE
 point no^o 110 (TRAV)
 bief no^o 6



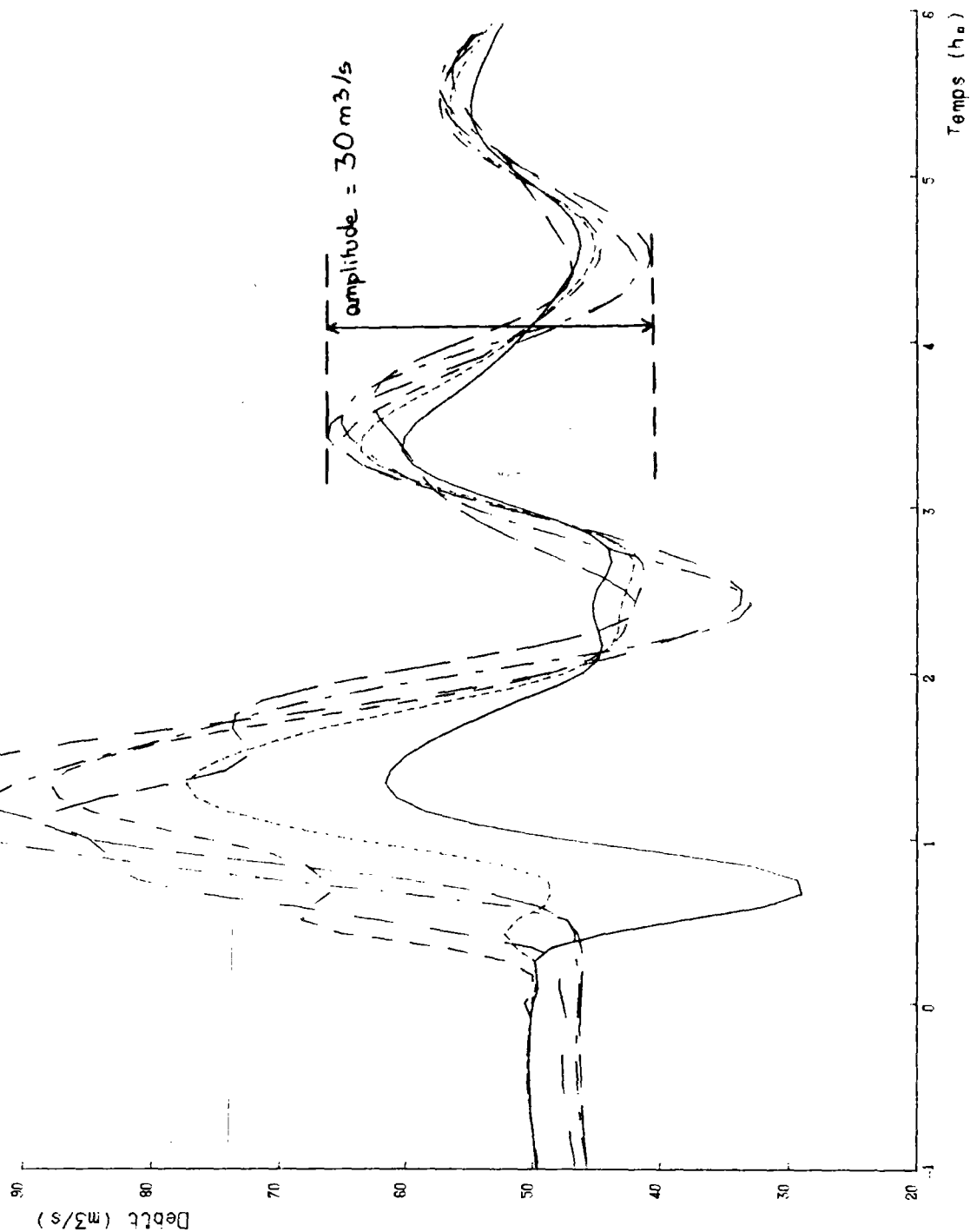
HYDROGRAMME DEVERSE
 point no^o 115 (VINC)
 bief no^o 2



HYDROGRAMME DEVERSE
 point no^o 116 (PROU)
 bief no^o 4



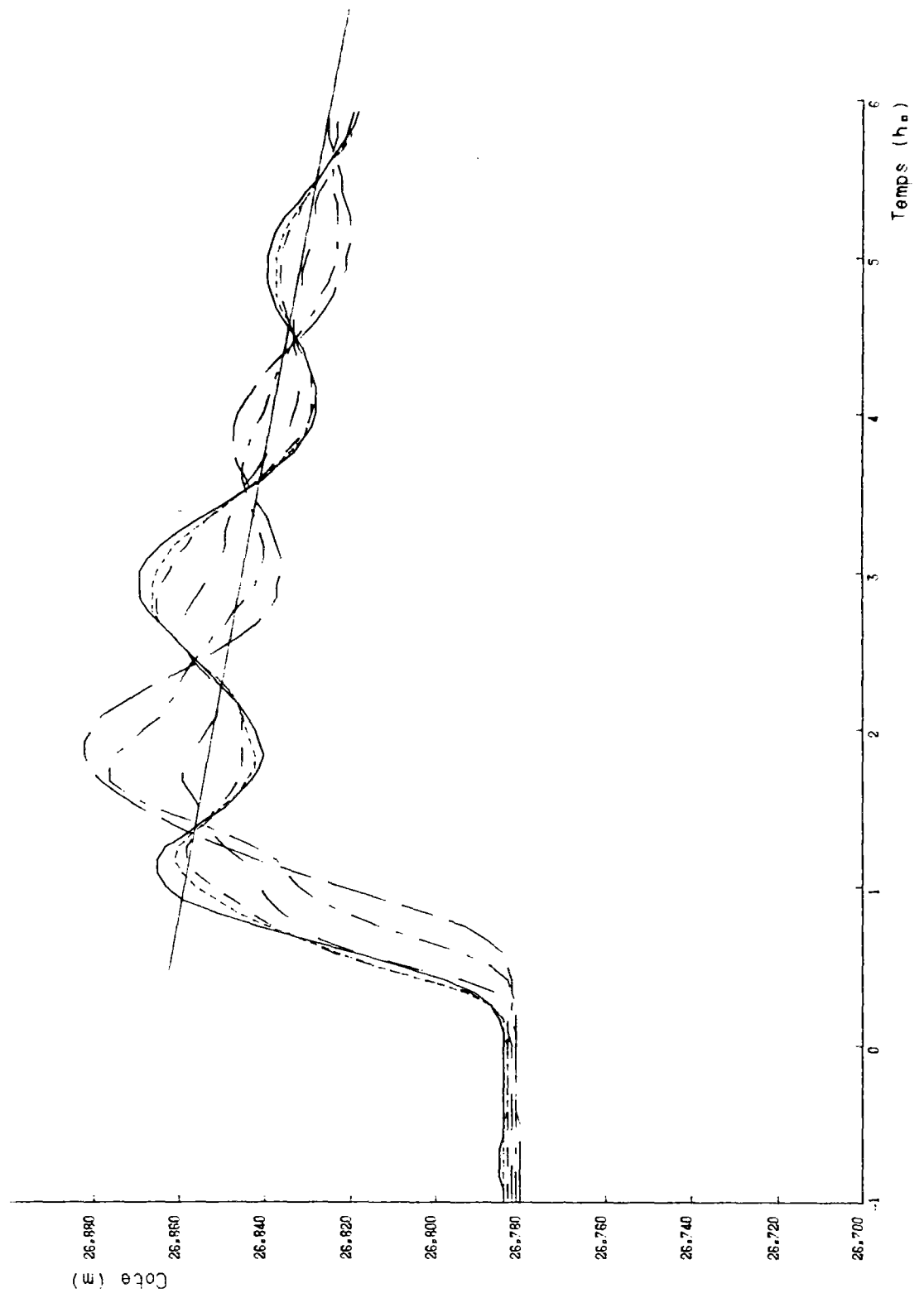
DEBITS EN SEINE



- Bief 2 (VINC)
- Bief 5 (BLAN)
- Bief 7 (BUFF)
- Bief 11 (SOLF)
- Bief 17 (AUTE)
- Bief 20 (SEGU)

Pluie du 13/07/1977 :
débits en fonction du
temps pour un débit
initial en Seine de 50 m^3/s

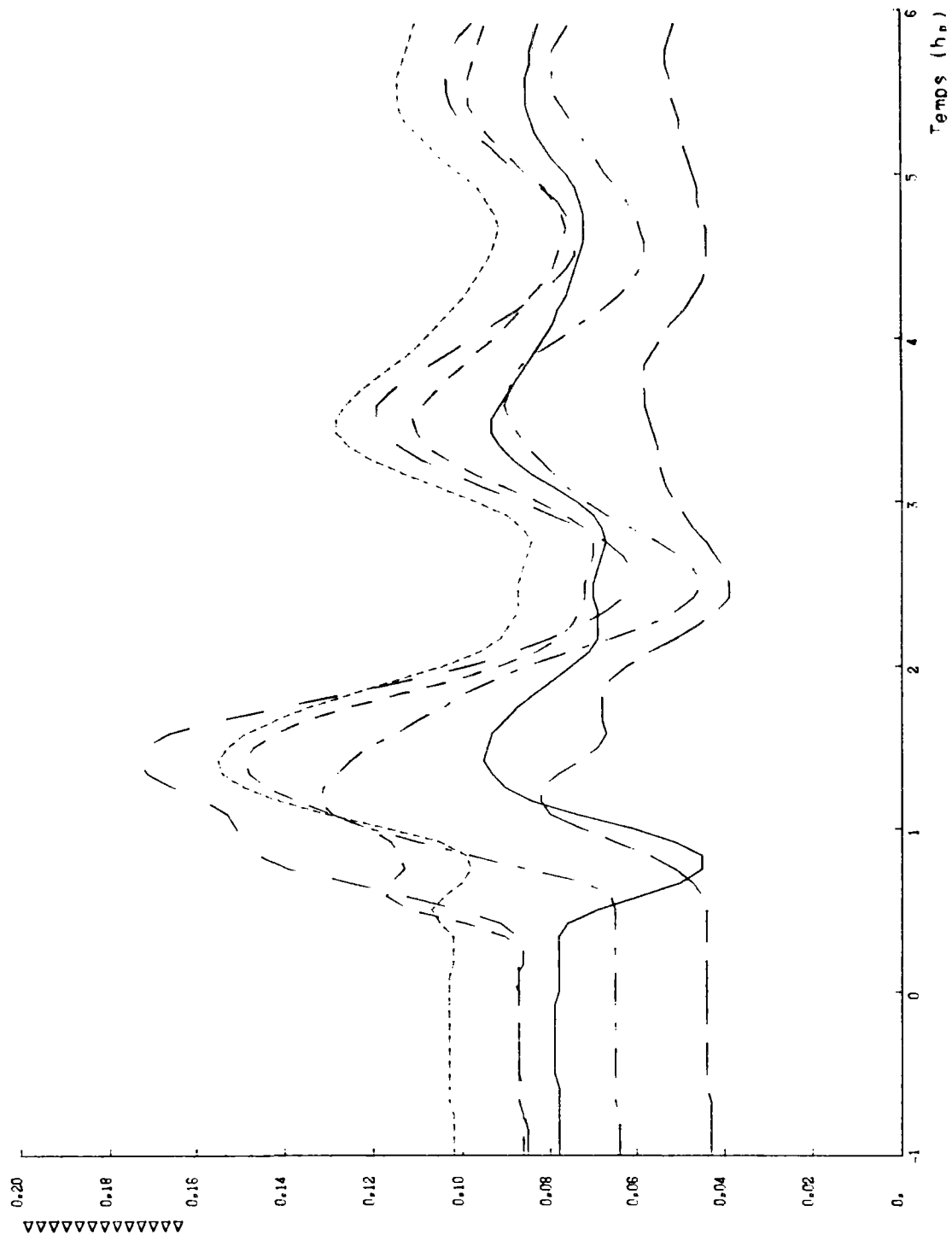
COTES EN SEINE



— Bief 2 (VINC)
 - - - Bief 5 (BLAN)
 - - - Bief 7 (BUFF)
 - - - Bief 11 (SOLF)
 - - - Bief 17 (AUTE)
 - - - Bief 20 (SEGU)

Pluie du 13/07/1977 :
 cotes en fonction du
 temps pour un débit
 initial en Seine de 50m³/s

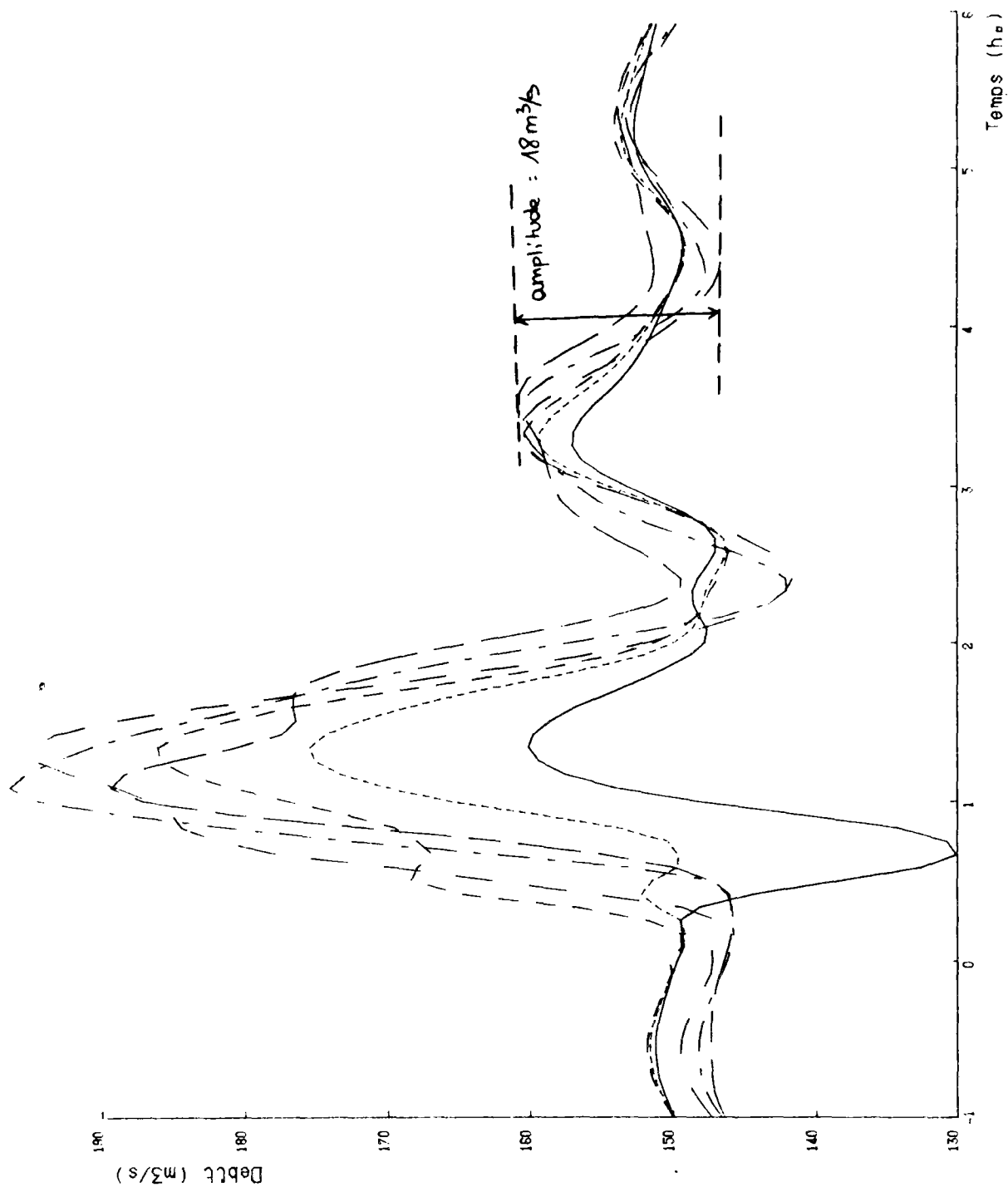
VITESSES EN SEINE



— Bief 2 (VINC)
 - - - Bief 5 (BLAN)
 - . - Bief 7 (BUFF)
 - - - Bief 11 (SOLF)
 - - - Bief 17 (AUTE)
 - - - Bief 20 (SEGU)

Pluie du 13/07/1977 :
 vitesses en fonction
 du temps pour un débit
 initial en Seine de 50m³/s

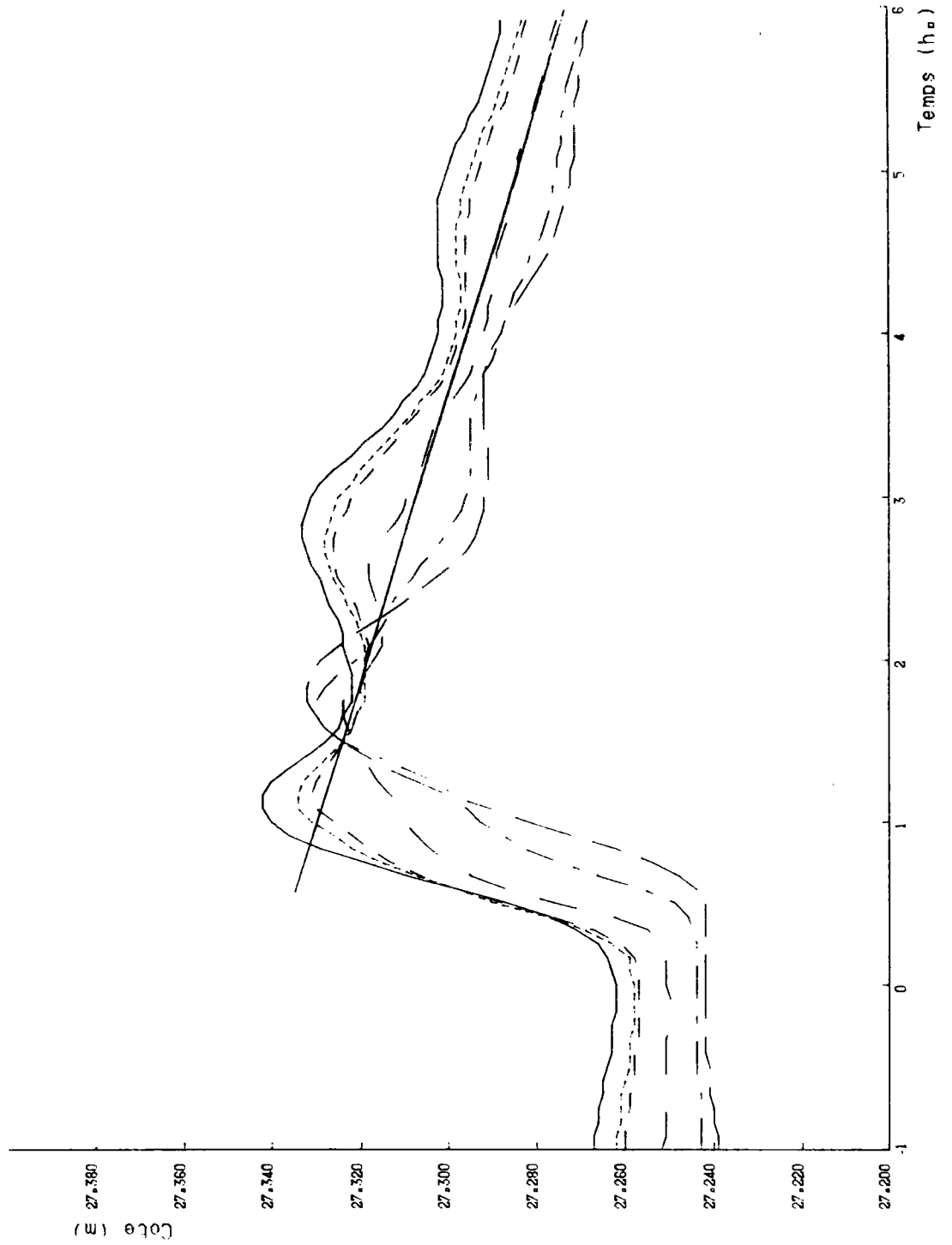
DEBITS EN SEINE



— B'ef 2 (VINC)
 - - - B'ef 5 (BLAN)
 - . - B'ef 7 (BUFF)
 - - - B'ef 11 (SOLF)
 - . - B'ef 17 (AUTE)
 - . . B'ef 20 (SEGU)

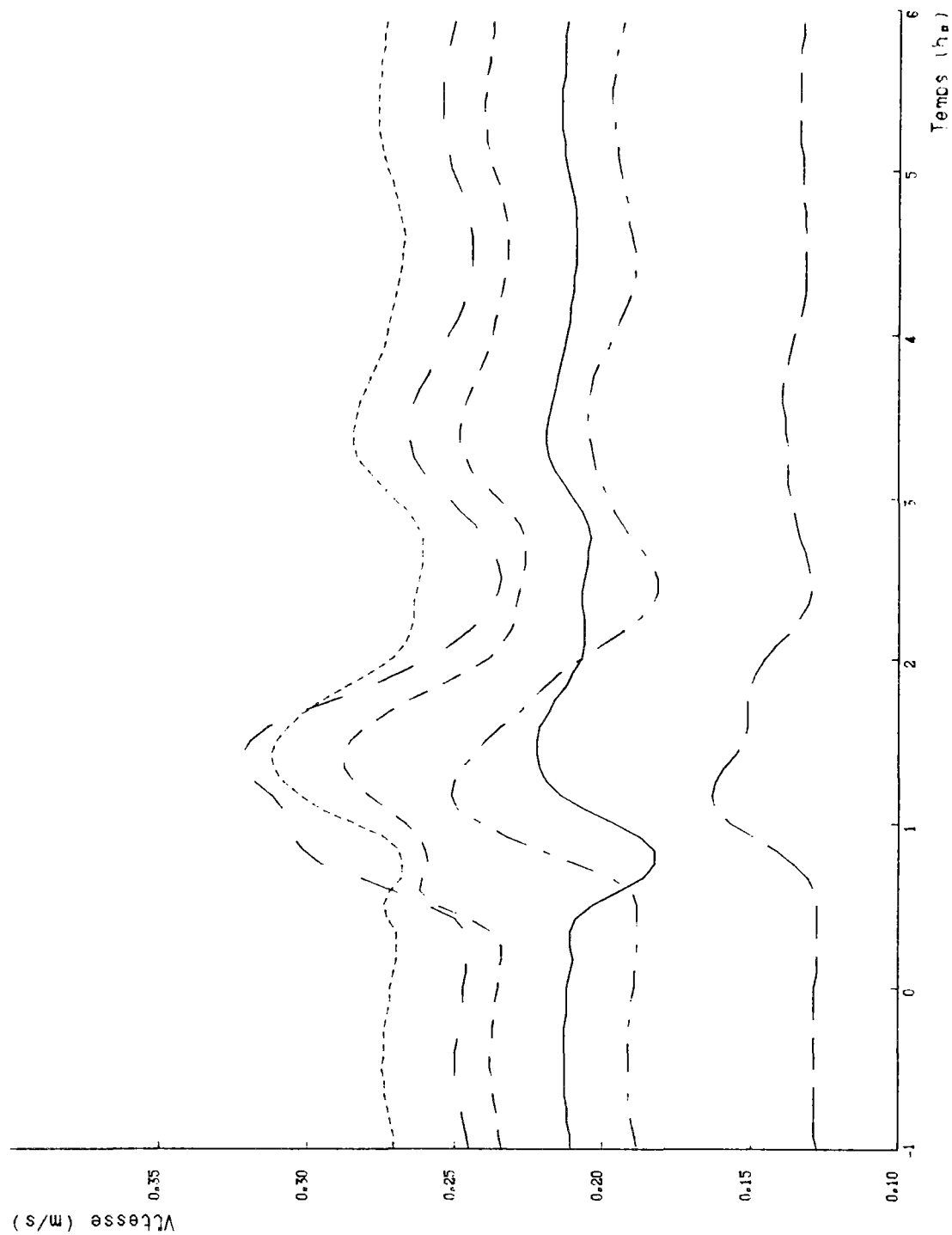
Pluie du 13/07/1977 :
 débits en fonction du
 temps pour un débit
 initial en Seine de $150 m^3/s$

COTES EN SEINE



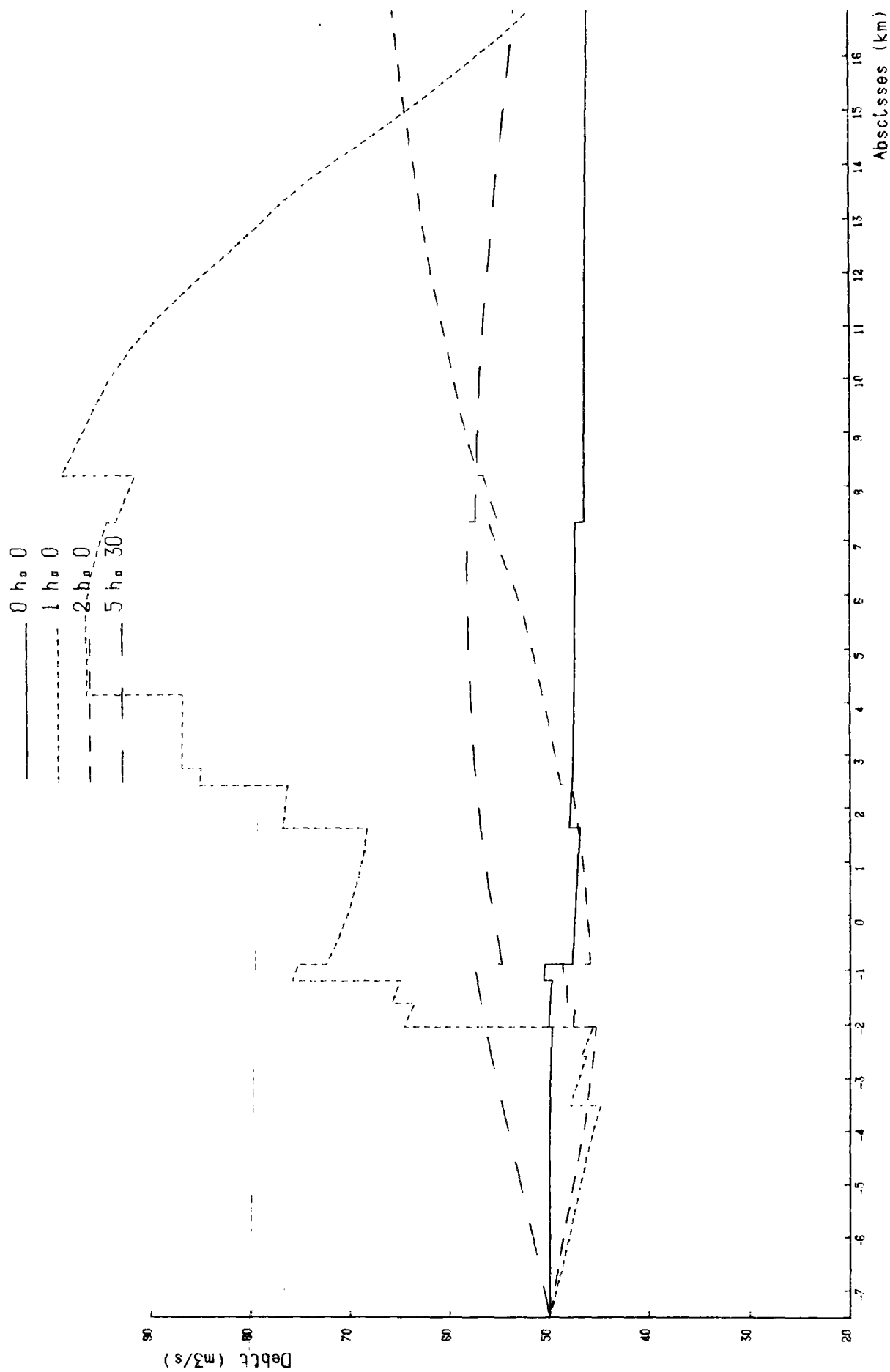
Pluie du 13/07/1977 :
cotes en fonction du
temps pour un débit
initial en Seine de 150m³/s

VITESSES EN SEINE



Pluie du 13/07/1977 :
vitesses en fonction du
temps pour un débit initial
en Seine de 150m³/s

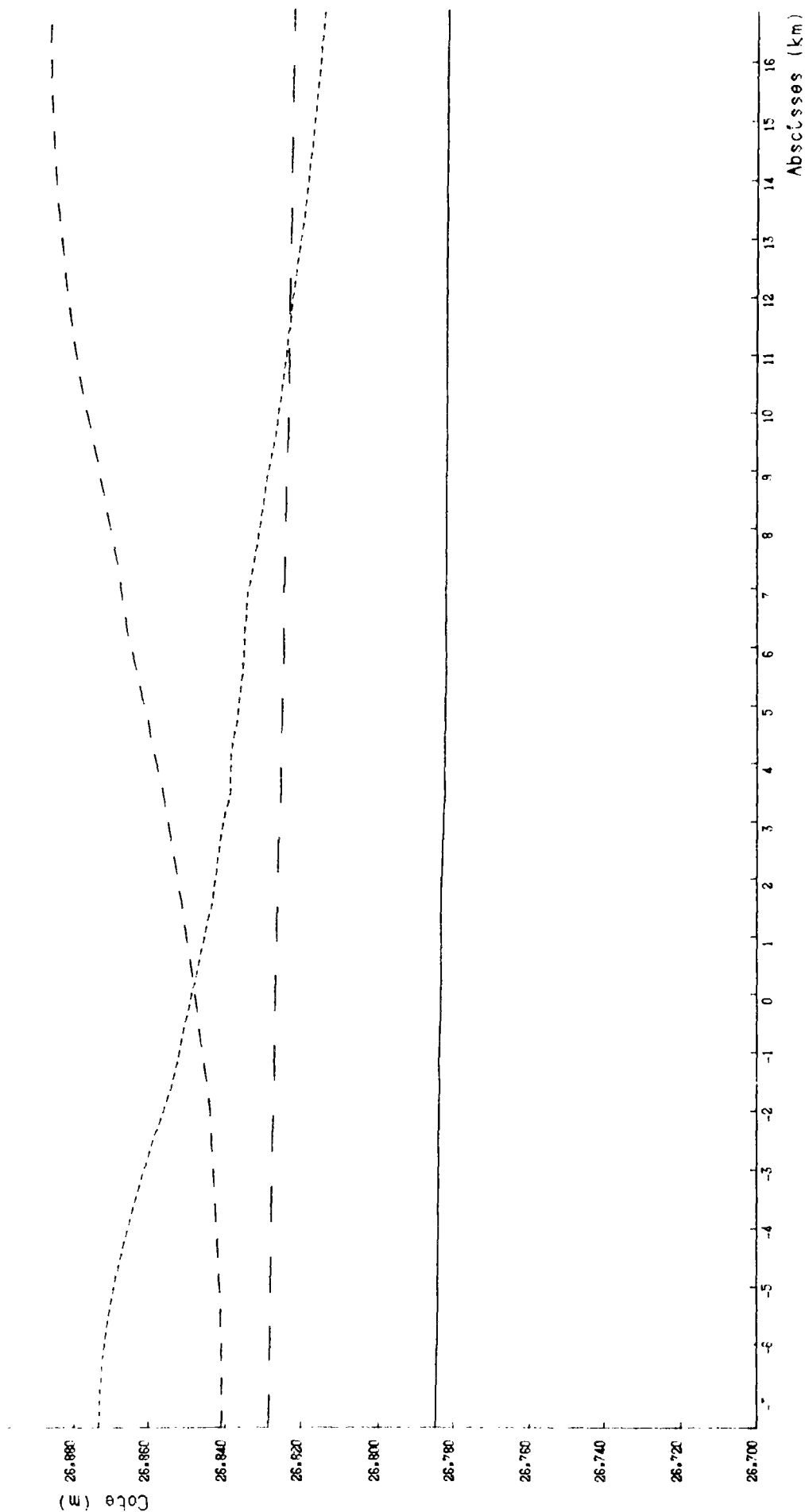
PROFIL EN LONG DES DEBITS AUX INSTANTS :



Pluie du 13/07/1977
 Profils en long des débits $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

PROFIL EN LONG DES COTES AUX INSTANTS :

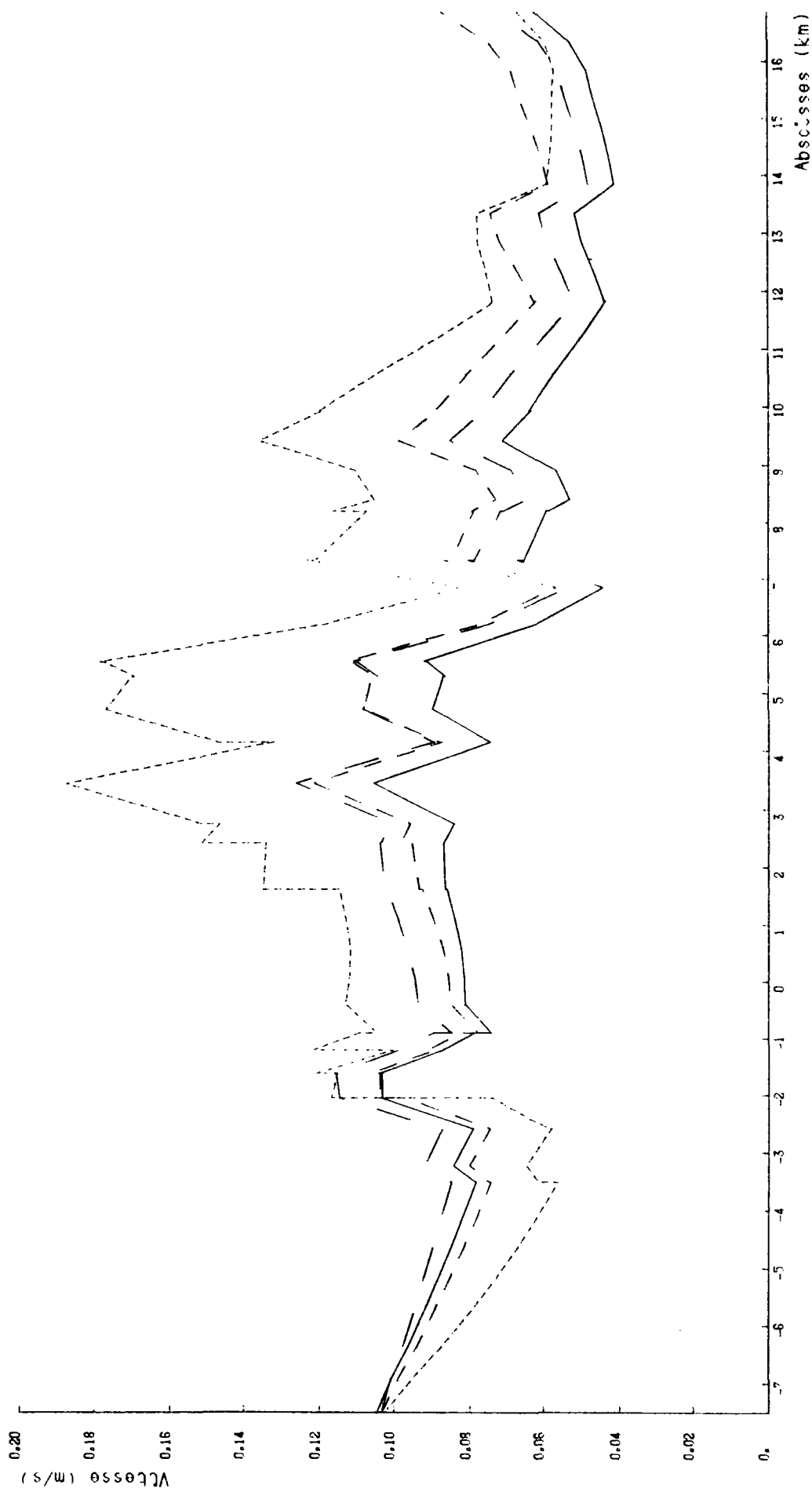
— 0 h₀ 0
 - - - 1 h₀ 0
 - - - 2 h₀ 0
 - - - 5 h₀ 30

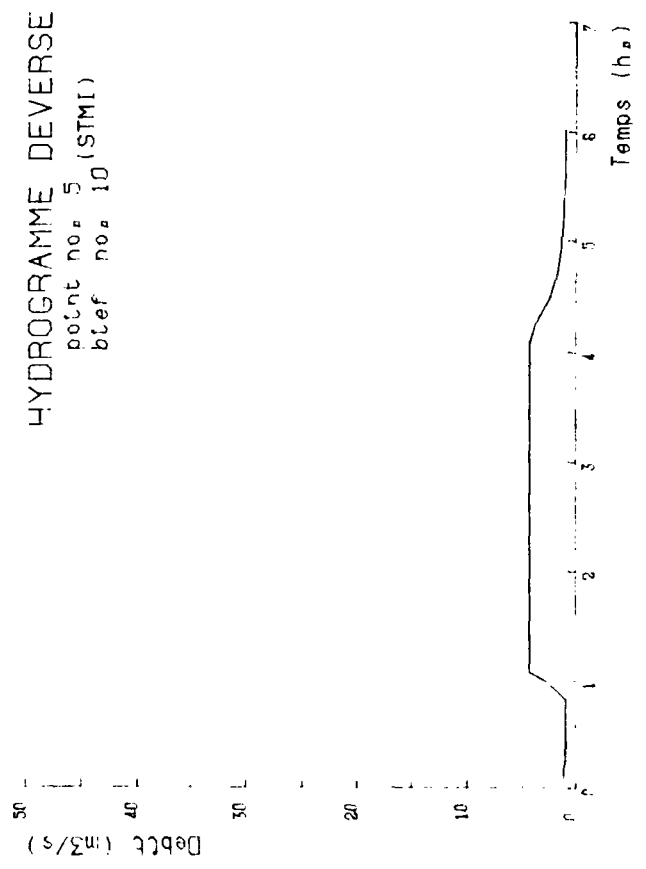
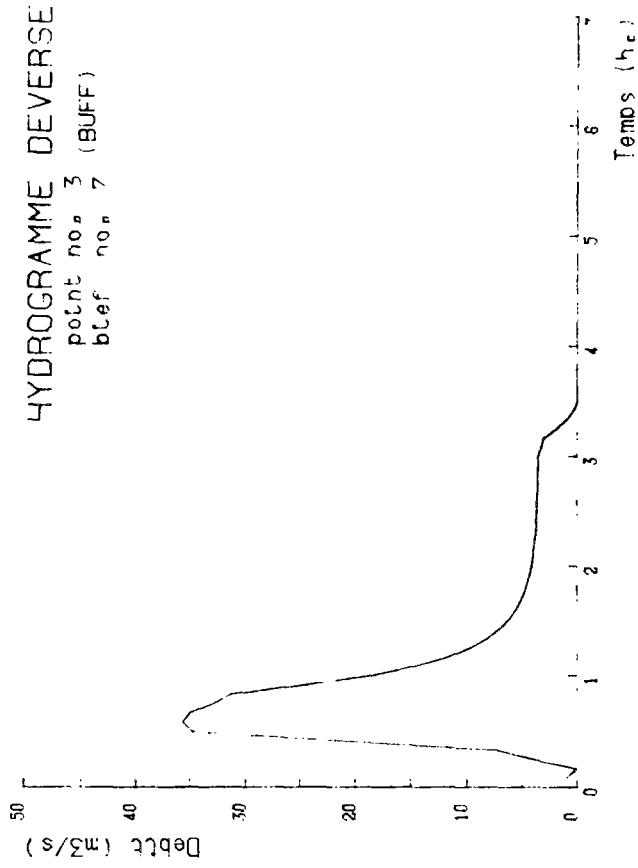
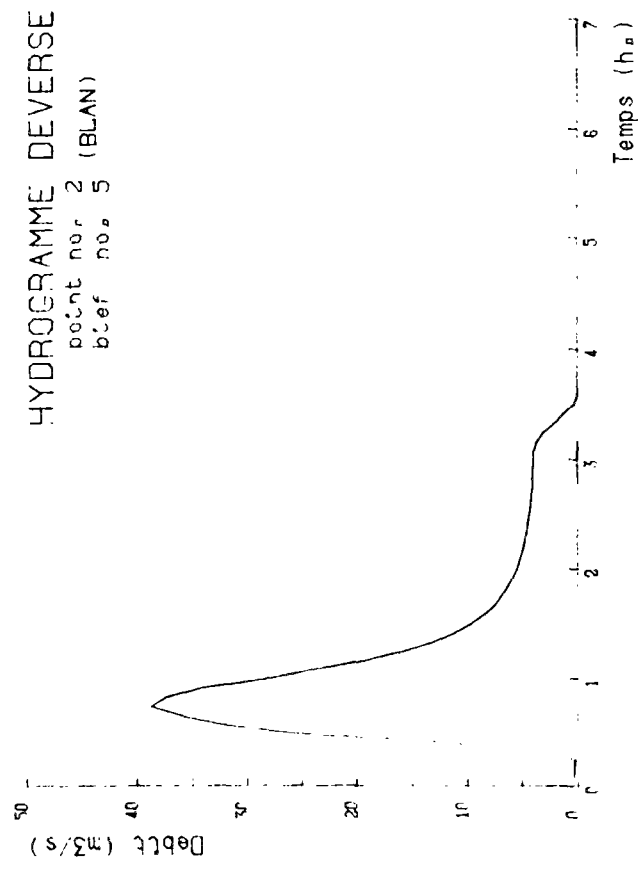


Pluie du 13/07/1977
 Profils en long des cotes Q₀ = 50m³/s

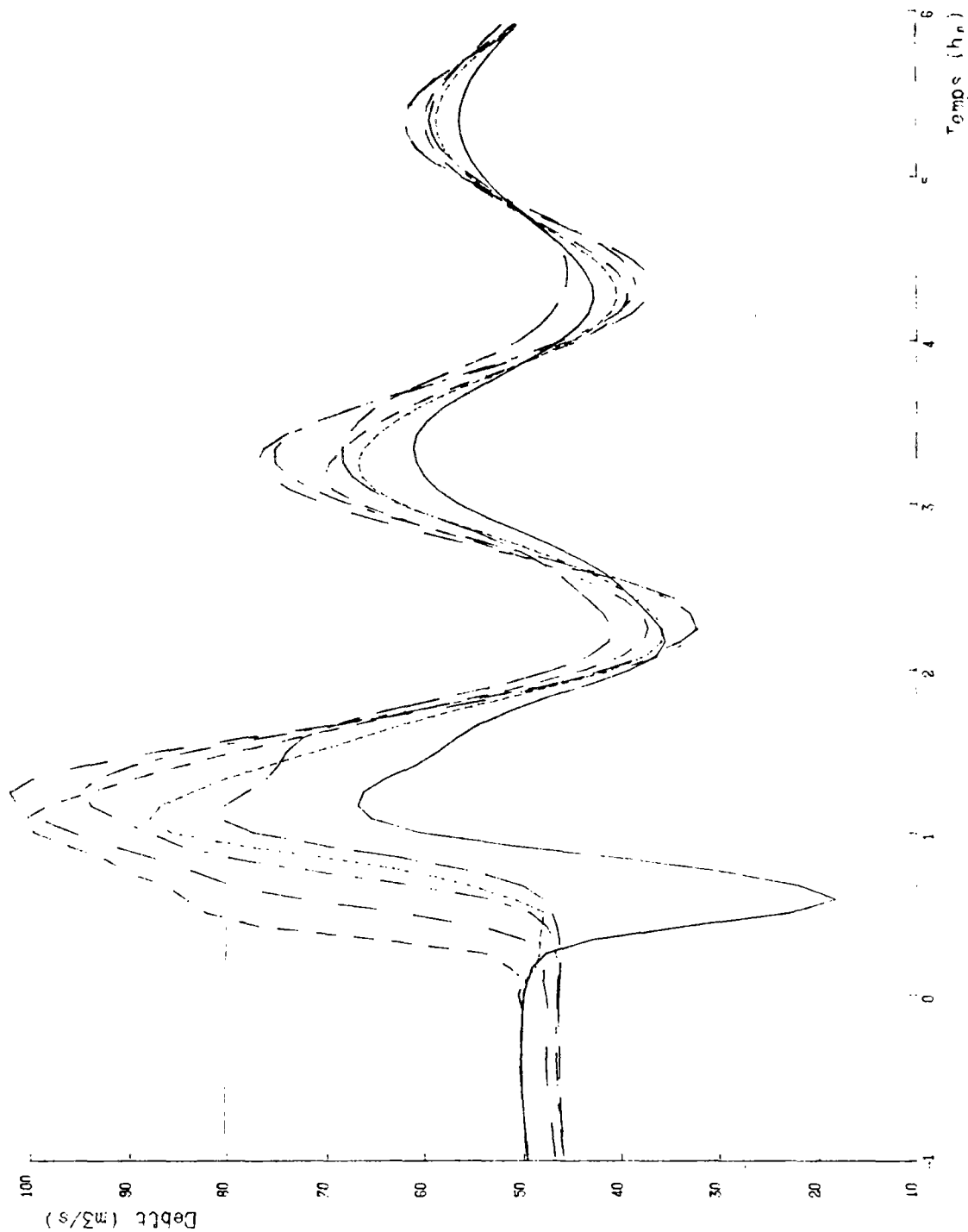
PROFIL EN LONG DES VITESSES AUX INSTANTS :

— 0 h₀ C
 - - - 1 h₀ C
 - - - 2 h₀ C
 - - - 5 h₀ C





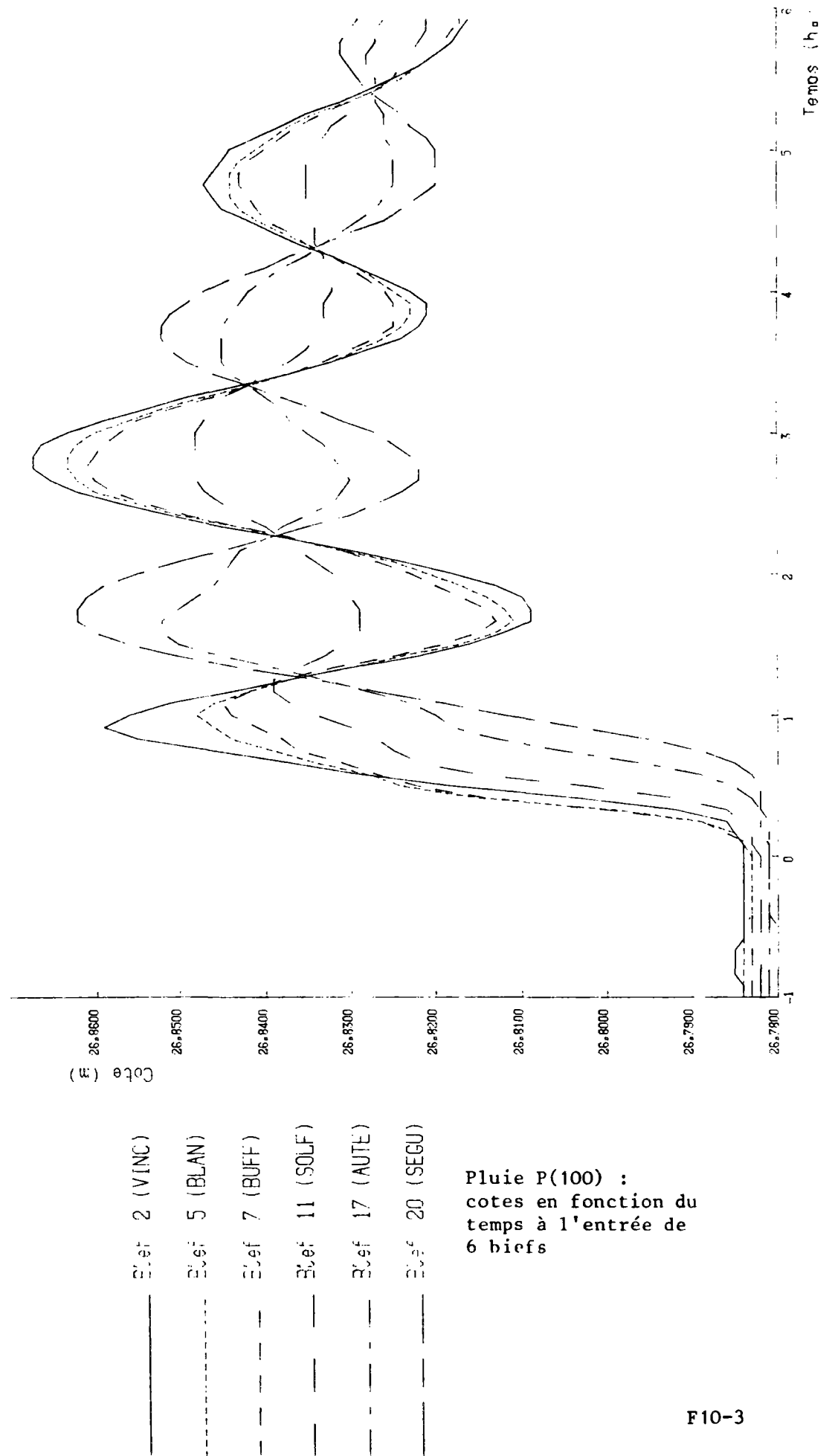
DEBITS EN SEINE



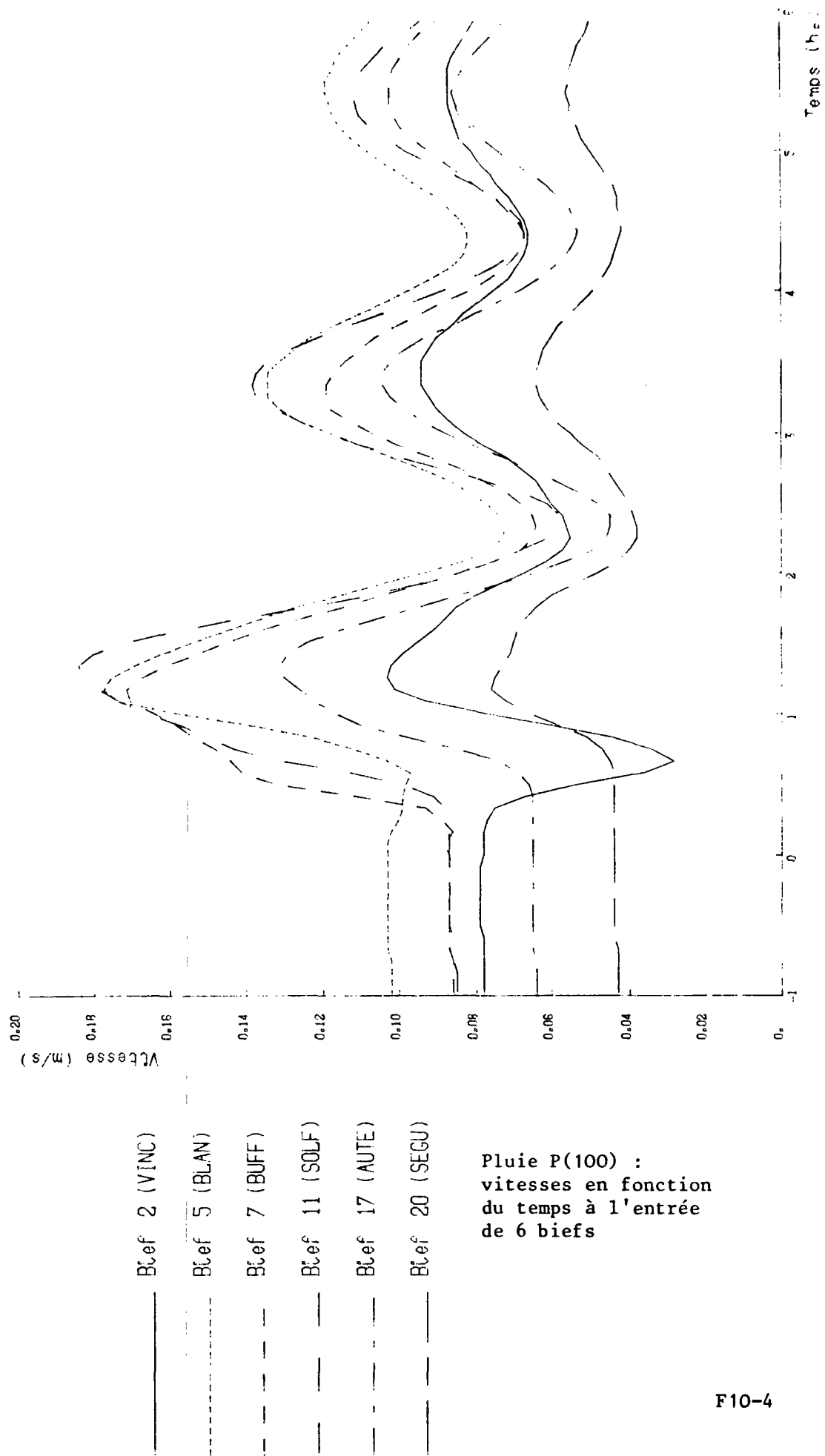
Bief 2 (VINC)
 Bief 5 (BLAN)
 Bief 7 (BUFF)
 Bief 11 (SOLF)
 Bief 17 (AUTE)
 Bief 20 (SEGU)

Pluie P(100) :
 débits en fonction du
 temps à l'entrée de
 6 biefs

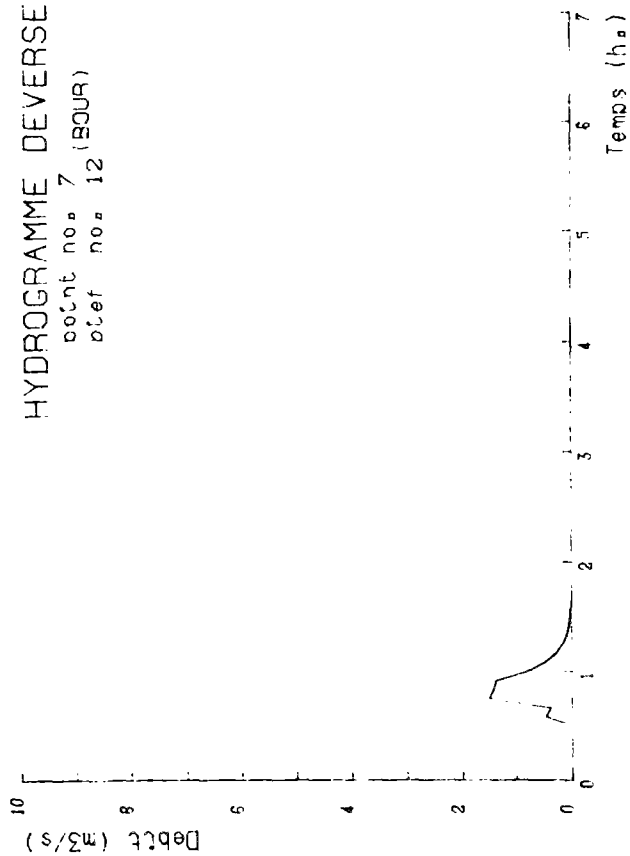
LOTES EN SEINE



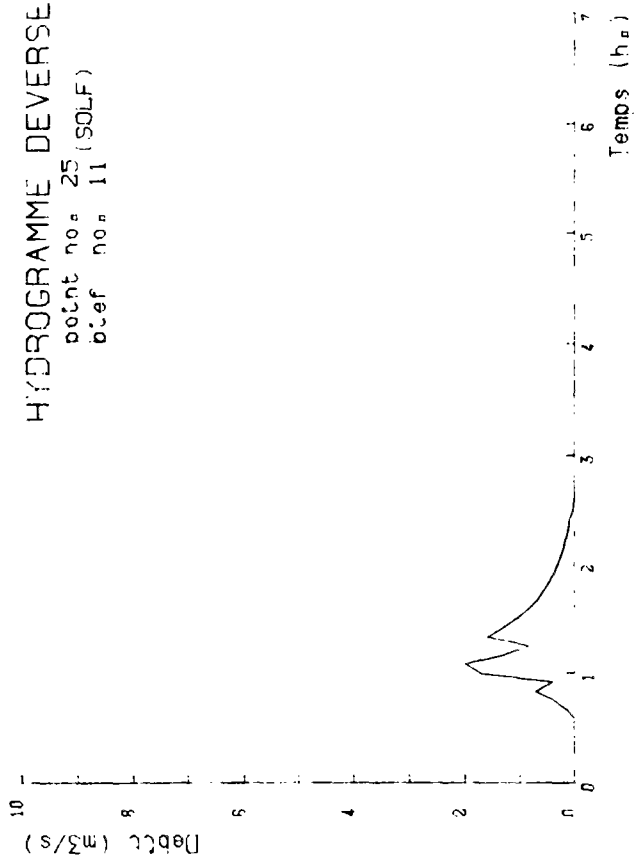
VITESSES EN SEINE



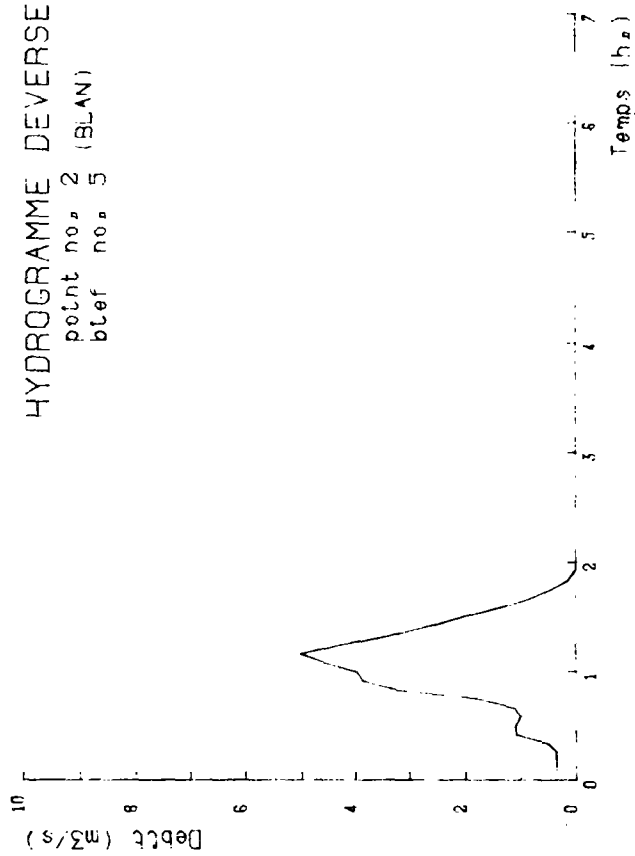
HYDROGRAMME DEVERSE
point no. 7 (BOUR)
blef no. 12



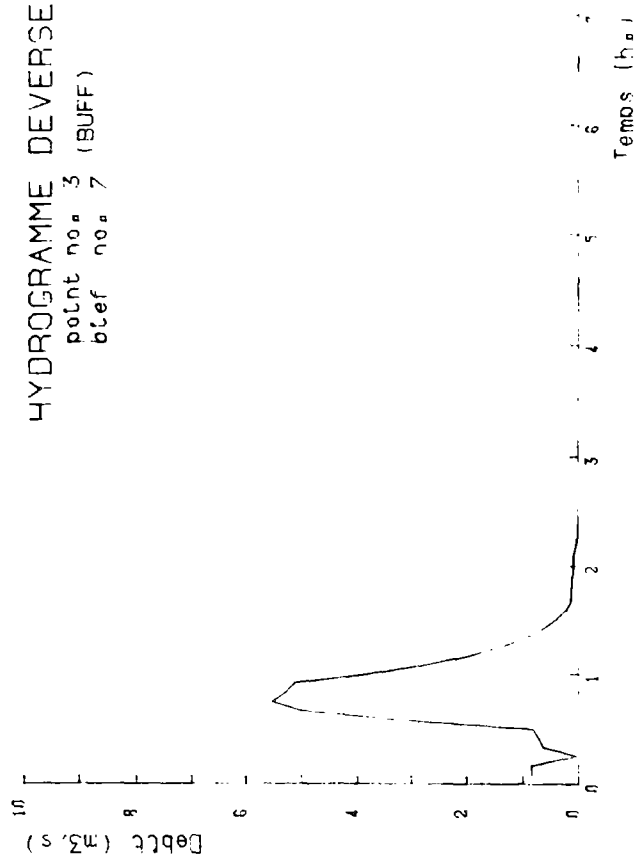
HYDROGRAMME DEVERSE
point no. 25 (SOLF)
blef no. 11



HYDROGRAMME DEVERSE
point no. 2 (BLAN)
blef no. 5

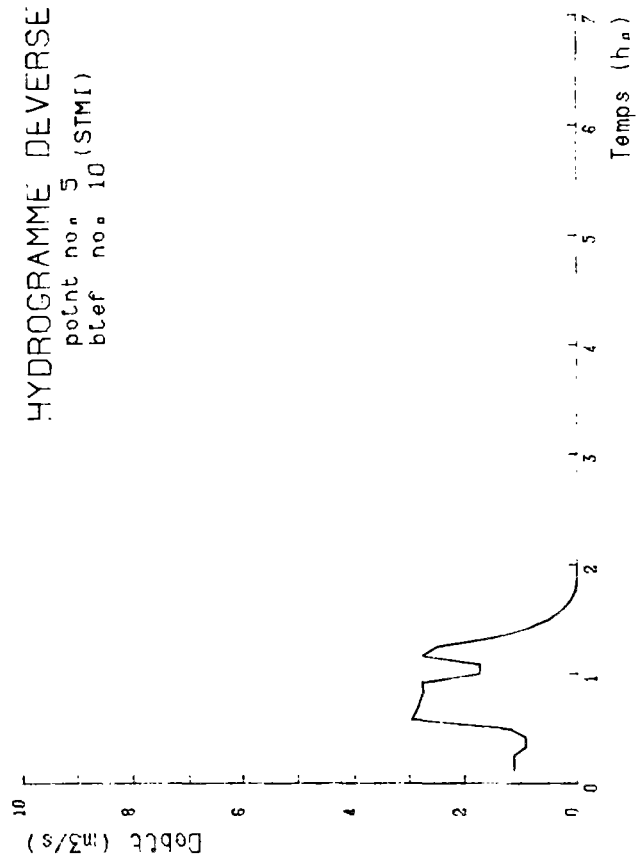


HYDROGRAMME DEVERSE
point no. 3 (BUFF)
blef no. 7



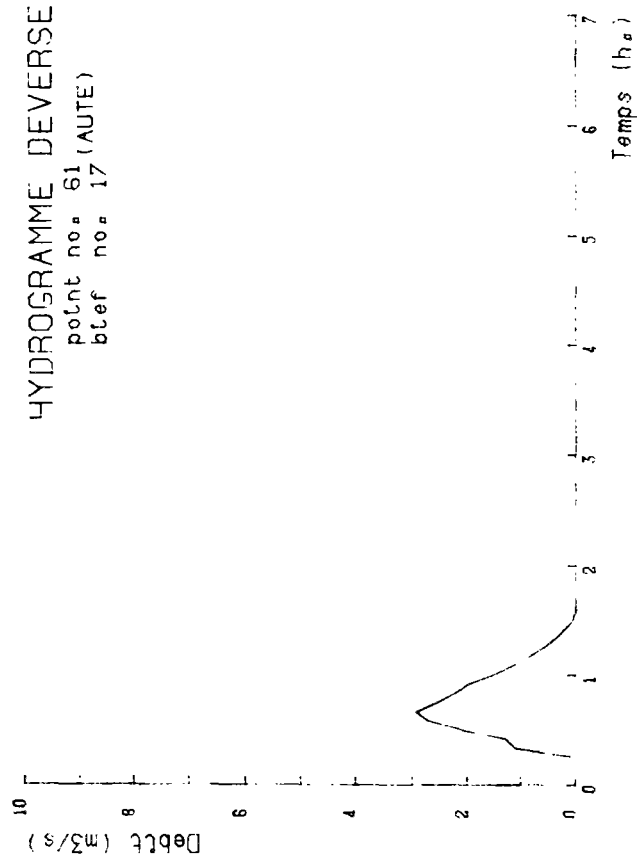
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 5 (STMI)
blef no 10



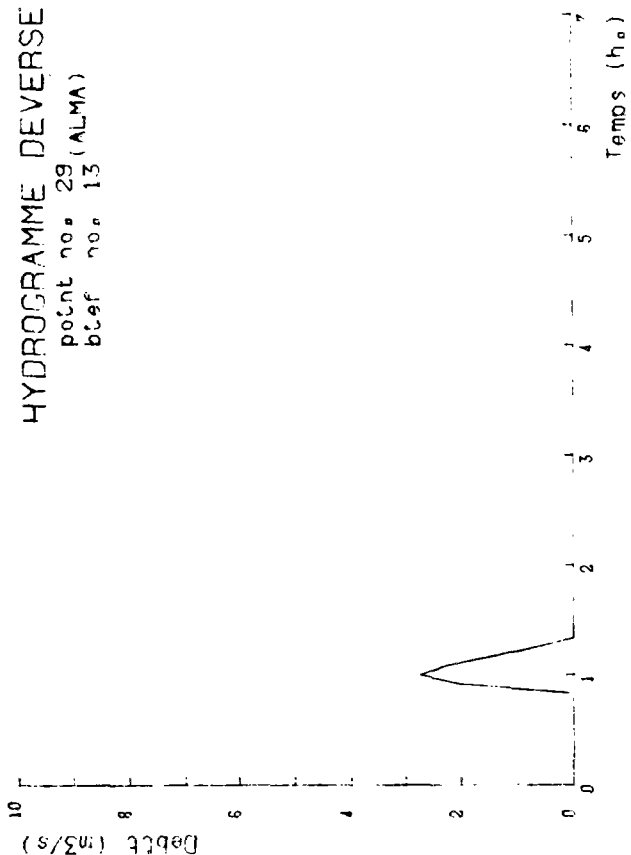
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 61 (AUTE)
blef no 17



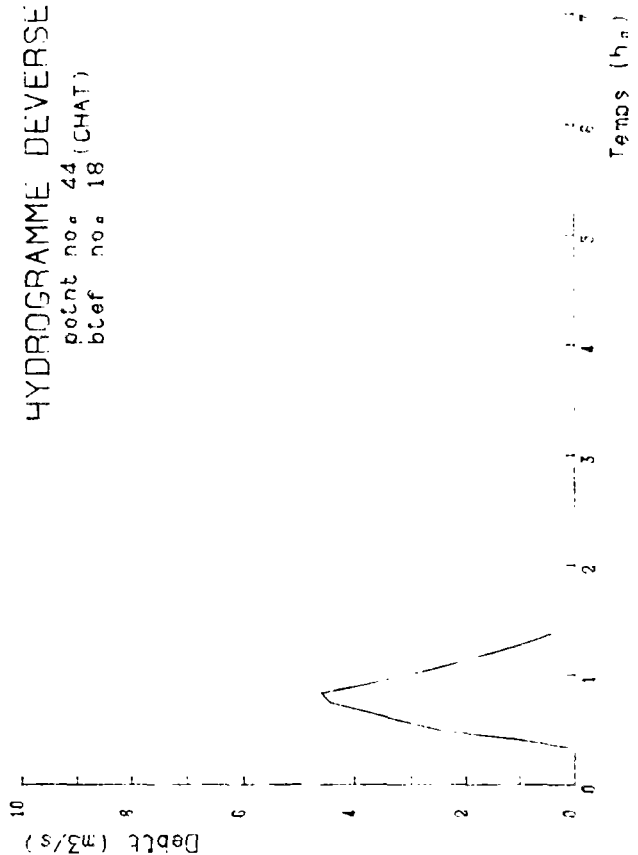
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 29 (ALMA)
blef no 13

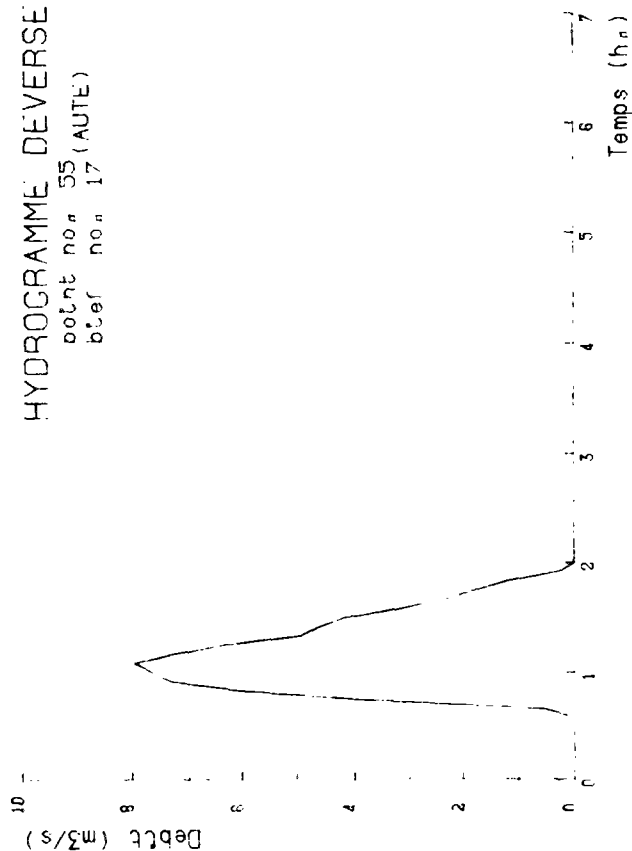


HYDROGRAMME DEVERSE

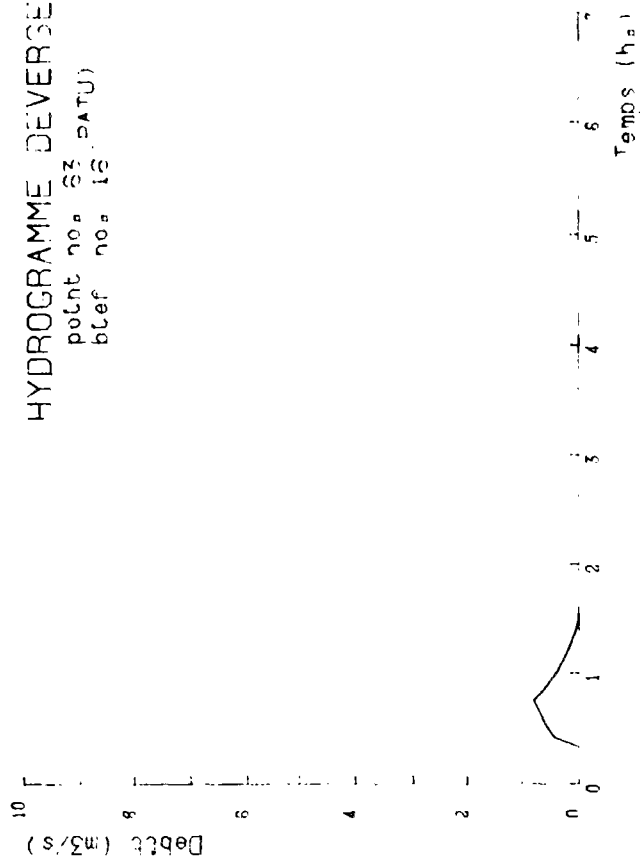
point no 44 (CHAT)
blef no 18



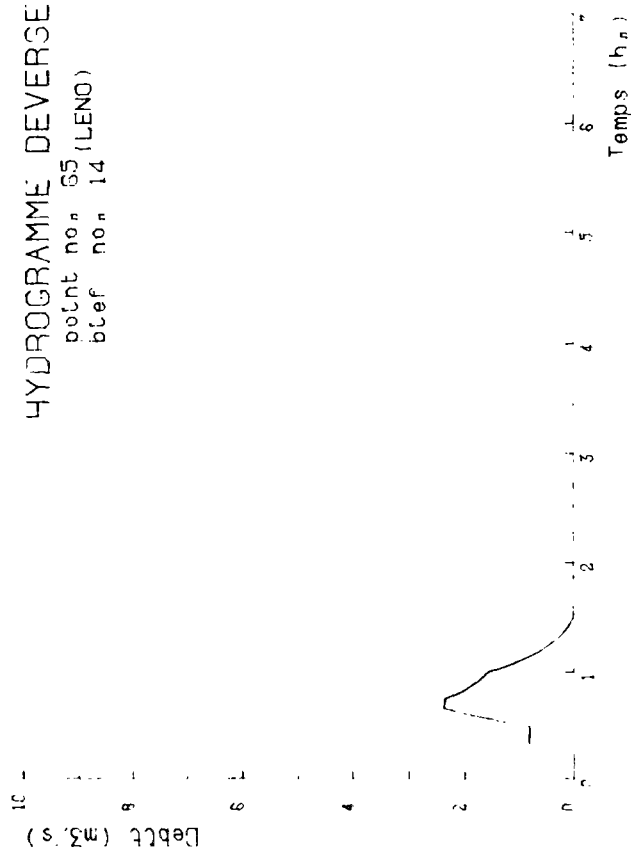
HYDROGRAMME DEVERSE point no^a 55 (AUTE) blef no^a 17



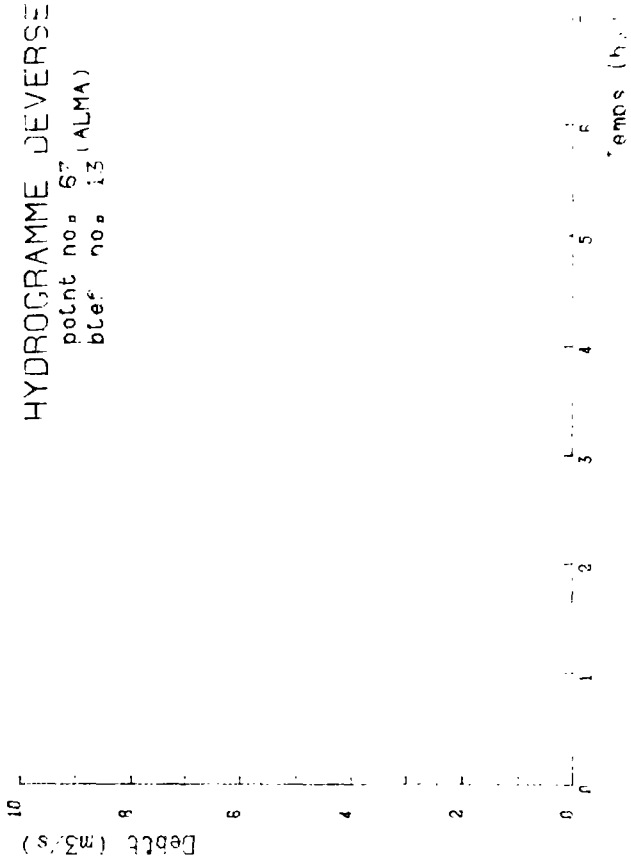
HYDROGRAMME DEVERSE point no^a 63 (PATU) blef no^a 16



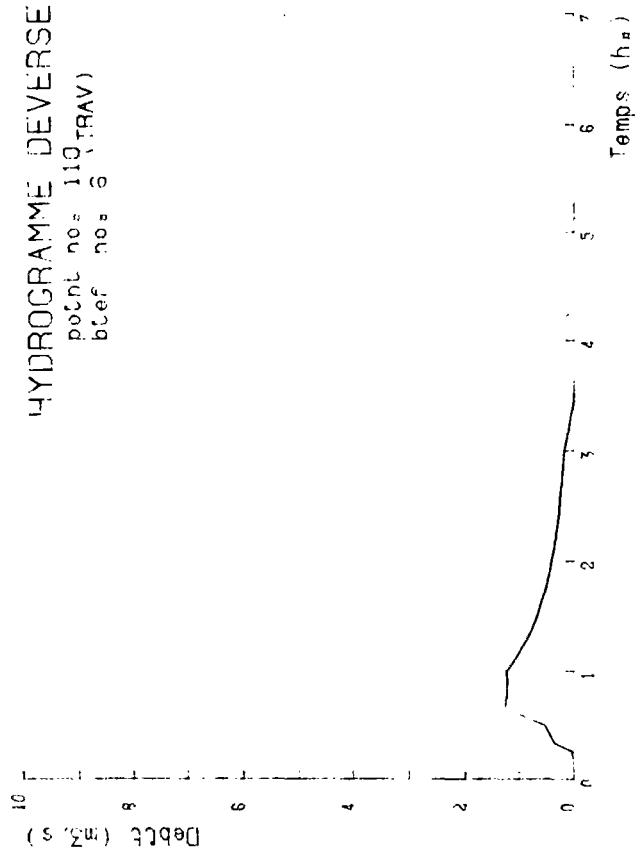
HYDROGRAMME DEVERSE point no^a 65 (LENO) blef no^a 14



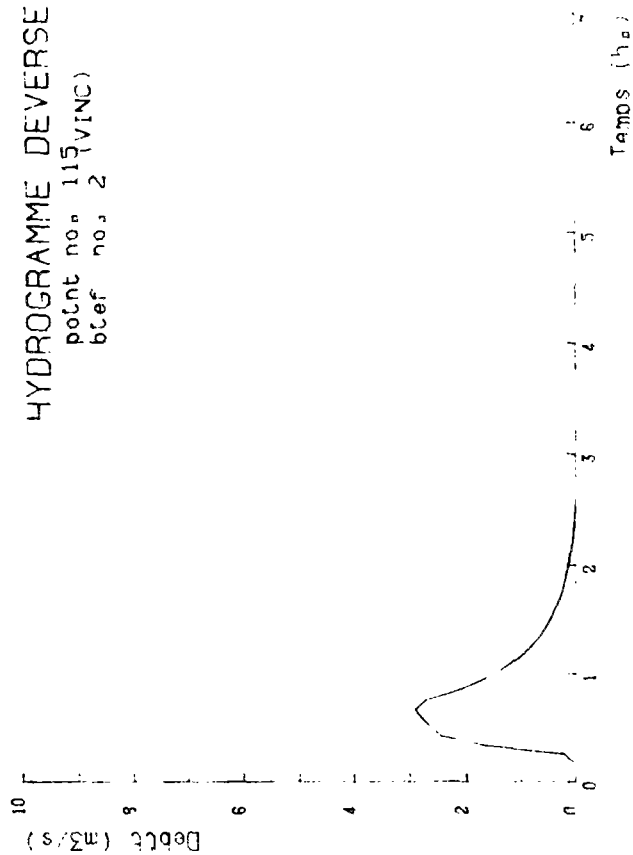
HYDROGRAMME DEVERSE point no^a 67 (ALMA) blef no^a 13



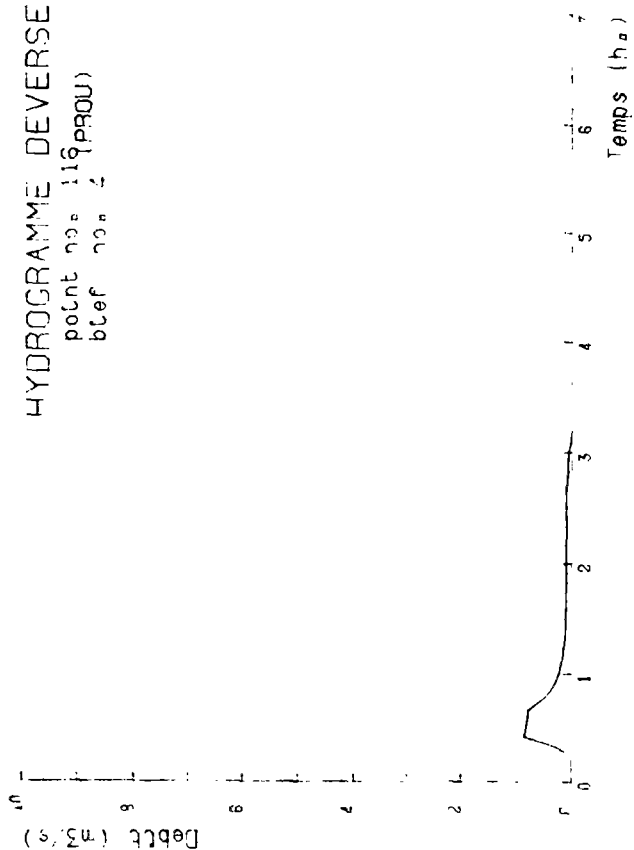
HYDROGRAMME DEVERSE
point no 110 (TRAV)
blef no 6



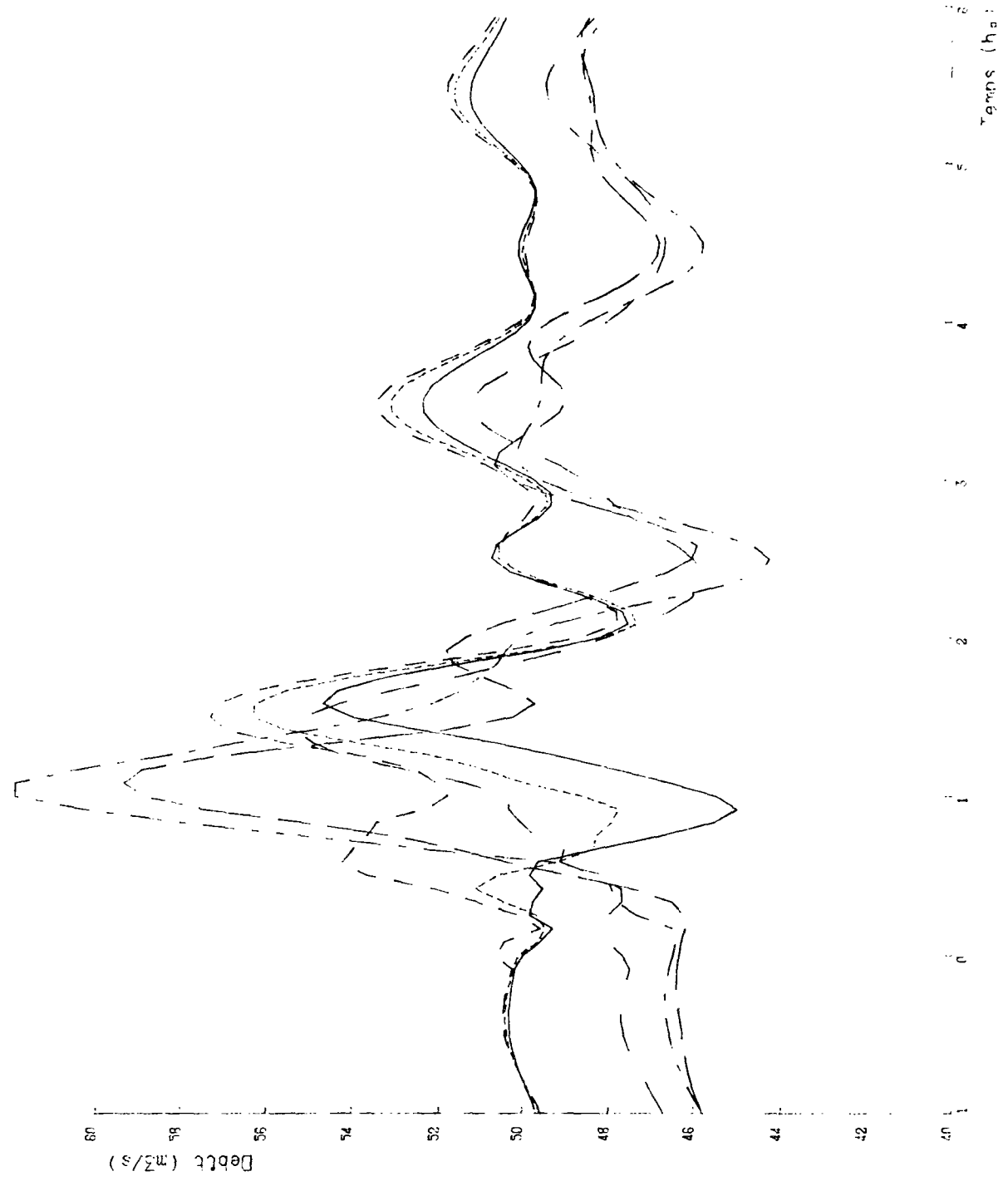
HYDROGRAMME DEVERSE
point no 115 (VINC)
blef no 2



HYDROGRAMME DEVERSE
point no 116 (PROU)
blef no 2



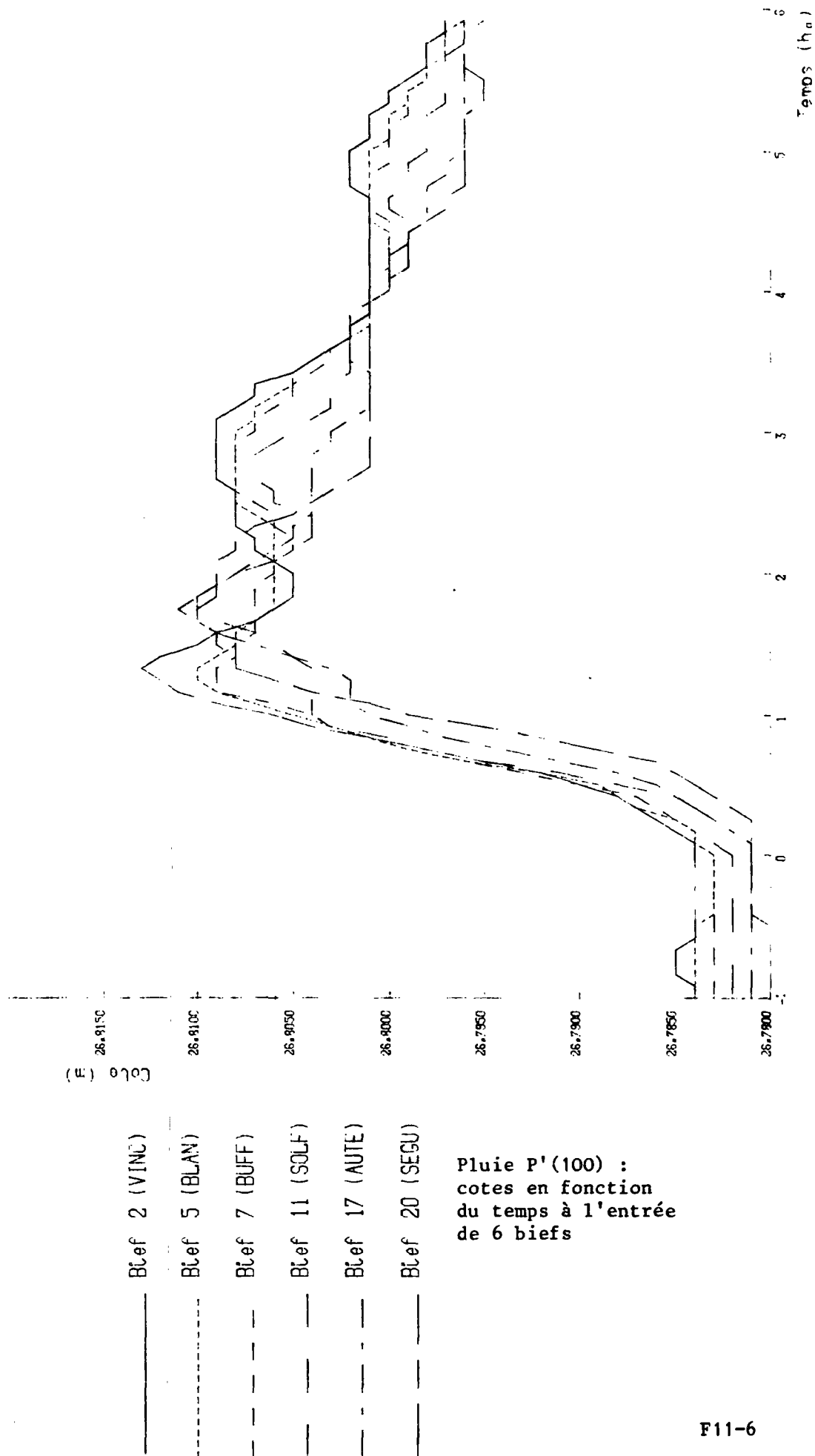
DEBITS EN SEINE



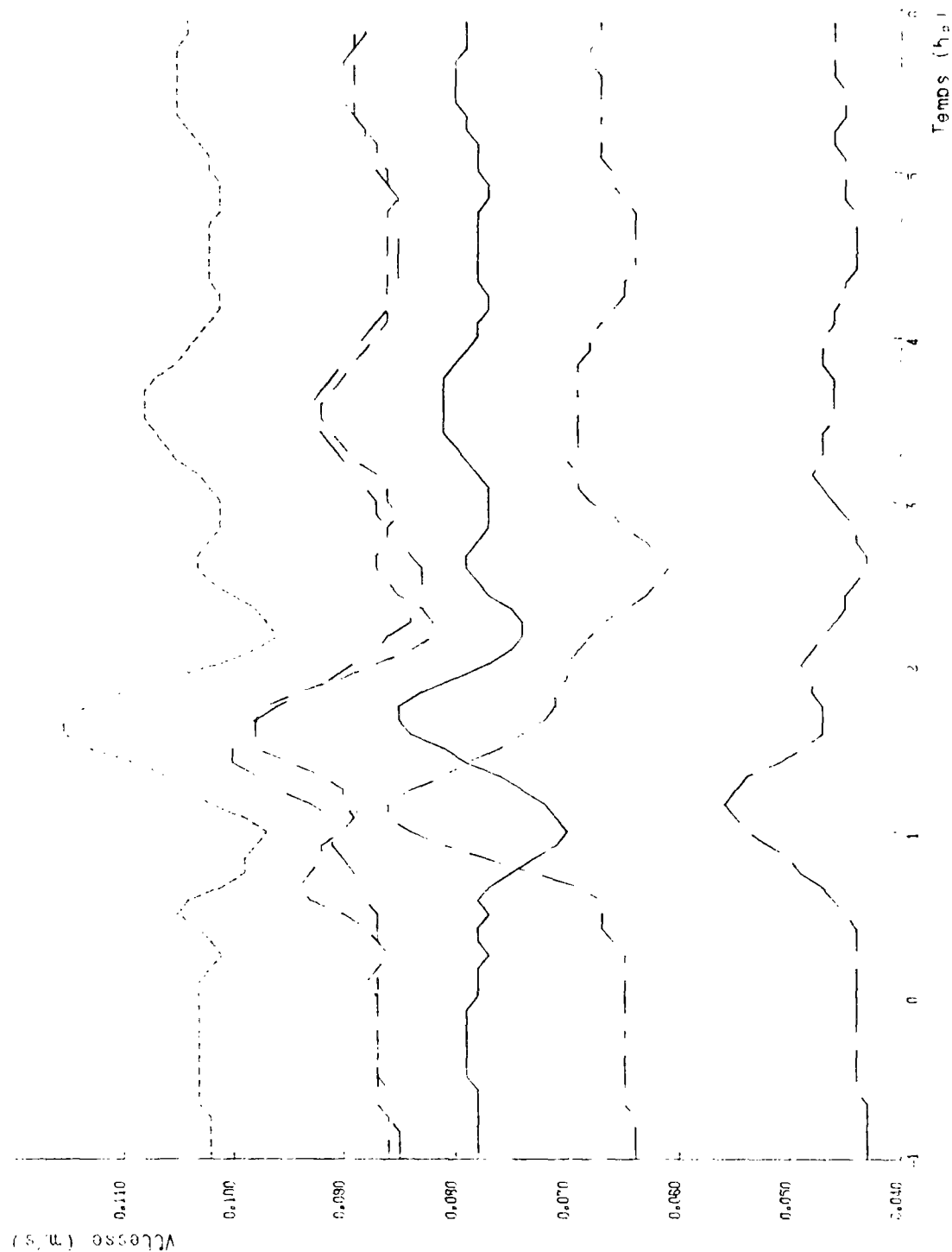
- Bief 2 (VINC)
- - - Bief 5 (BLAN)
- . - Bief 7 (BUFF)
- - - Bief 11 (SOLF)
- . - Bief 17 (AUTE)
- - - Bief 30 (SEGU)

Pluie P'(100) :
 débits en fonction
 du temps à l'entrée
 de 6 biefs

COTES EN SEINE



VITESSES EN SEINE

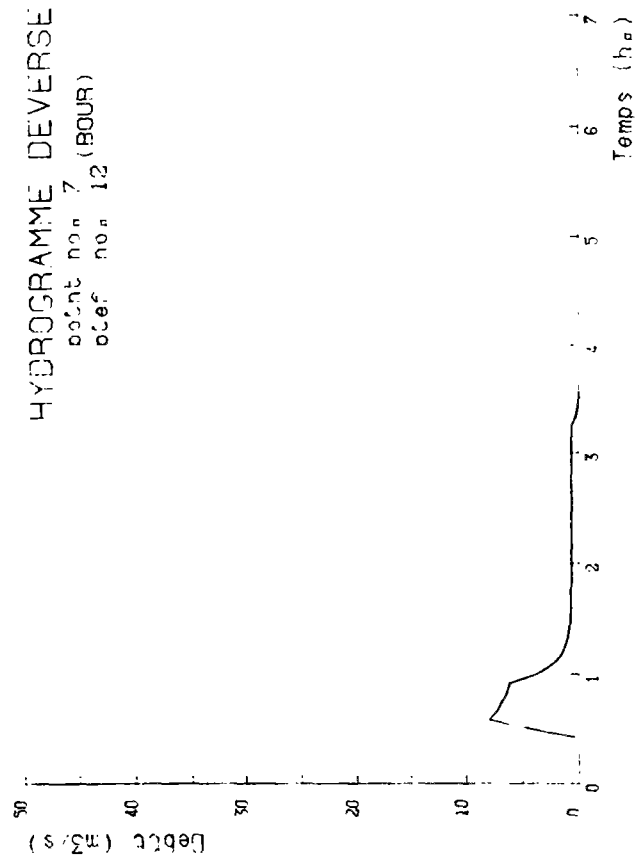


Bief 2 (VINC)
 Bief 5 (BLAN)
 Bief 7 (BUFF)
 Bief 11 (SOLF)
 Bief 17 (AUTE)
 Bief 20 (SEGU)

Pluie P'(100) :
 vitesses en fonction
 du temps à l'entrée
 de 6 biefs

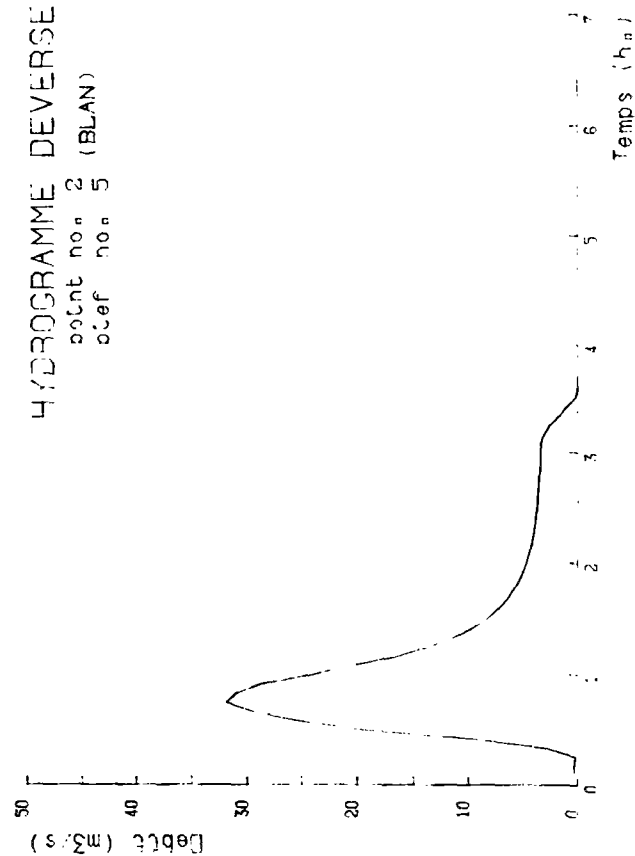
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 7 (BOUR)
blef no 12



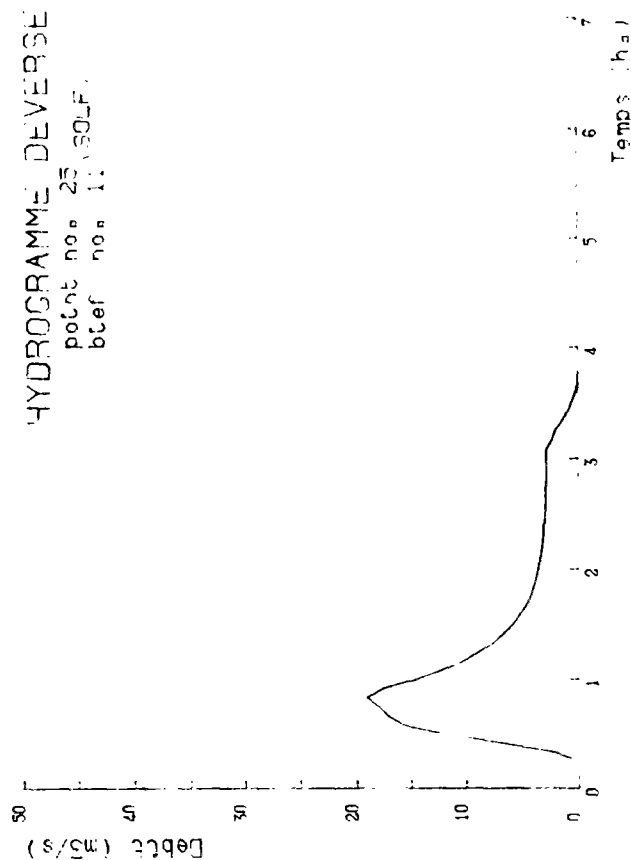
HYDROGRAMME DEVERSE

point no 2 (BLAN)
blef no 5



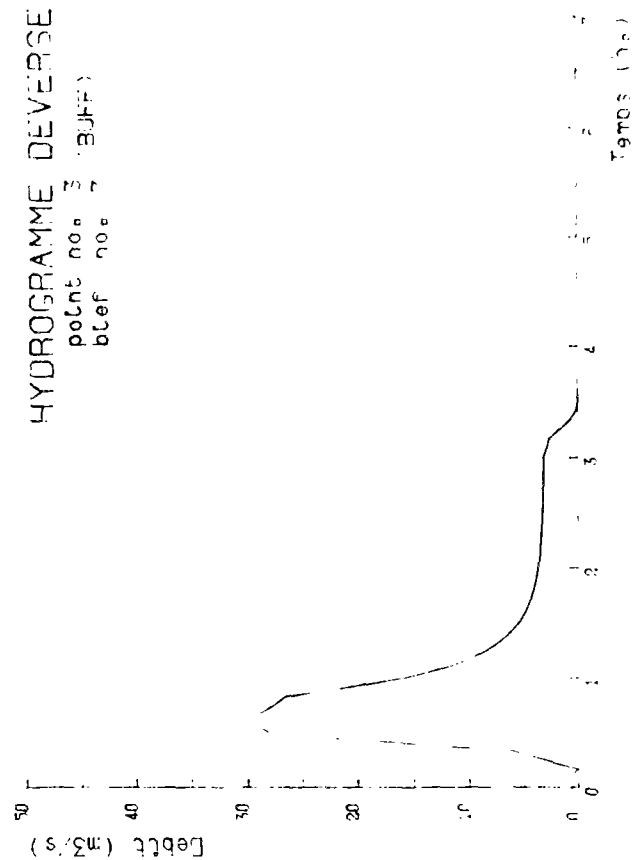
HYDROGRAMME DEVERSE

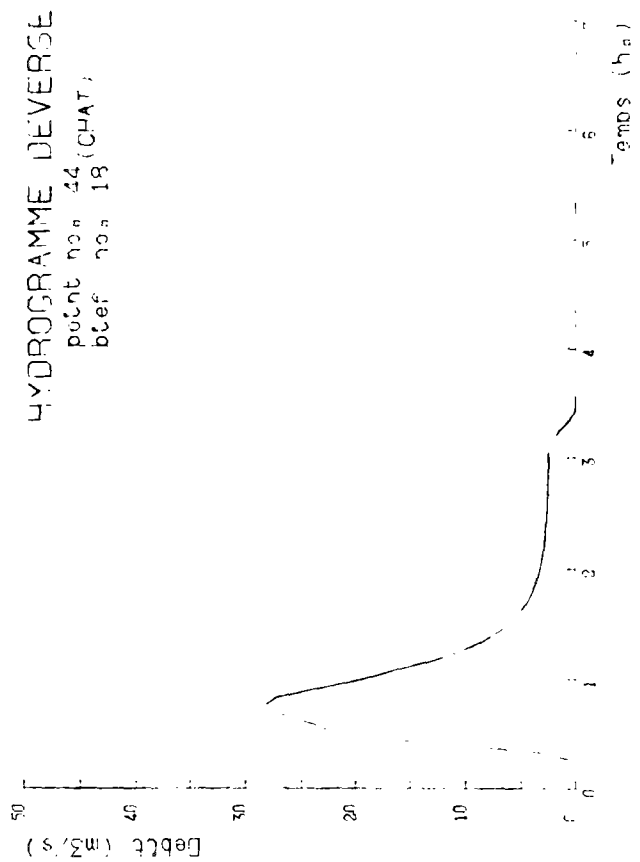
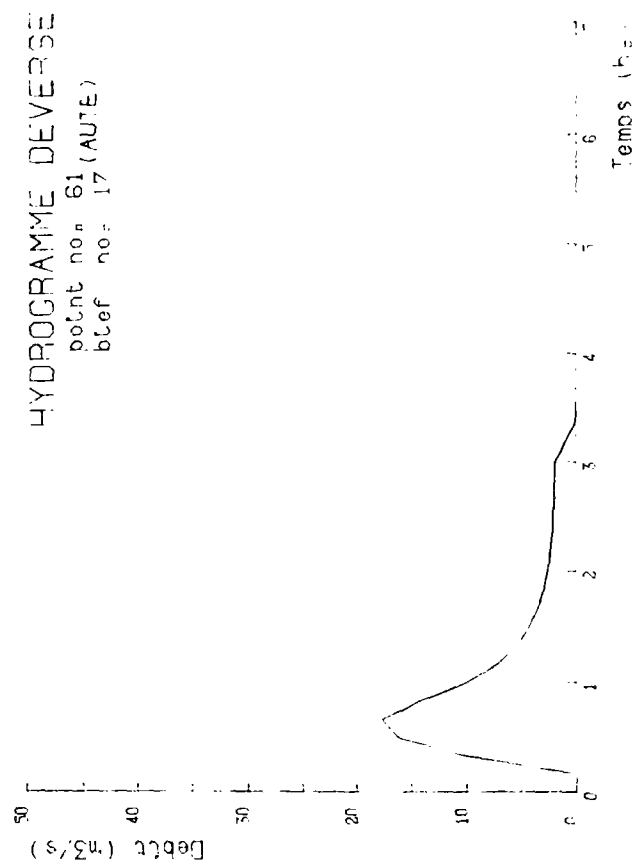
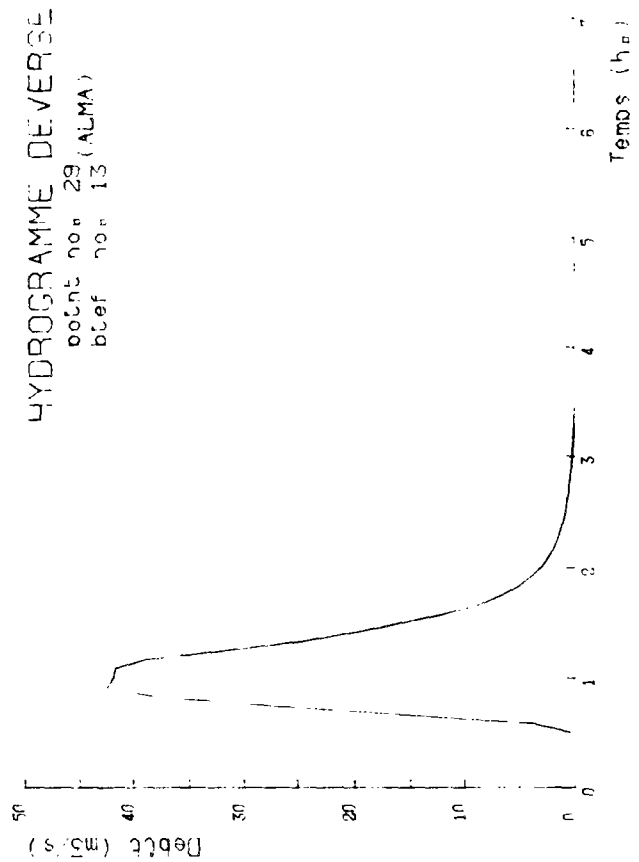
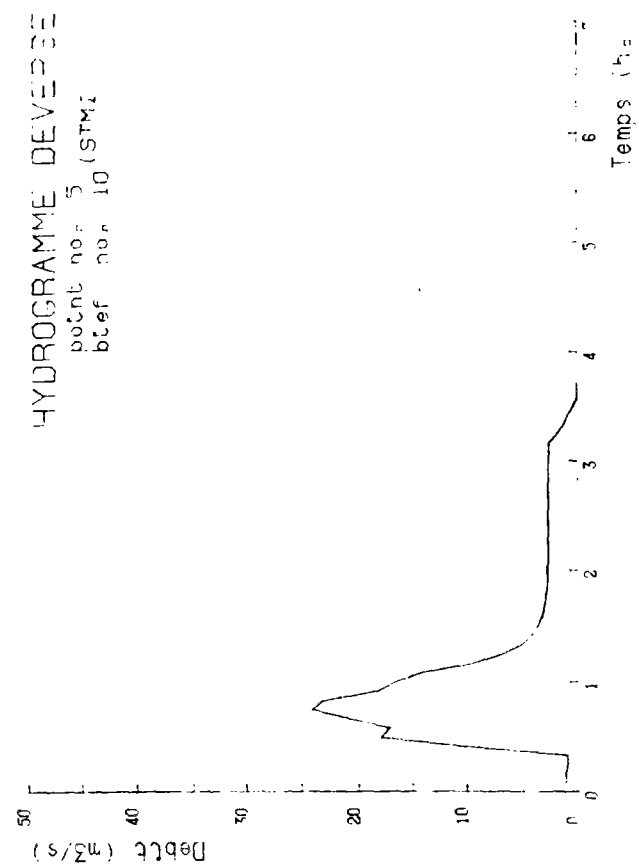
point no 25 (SOUF)
blef no 1

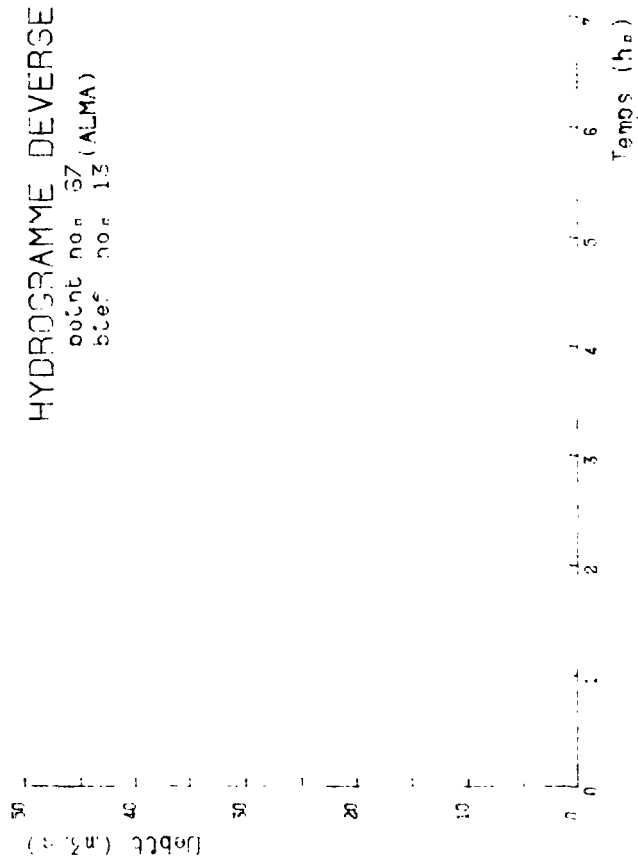
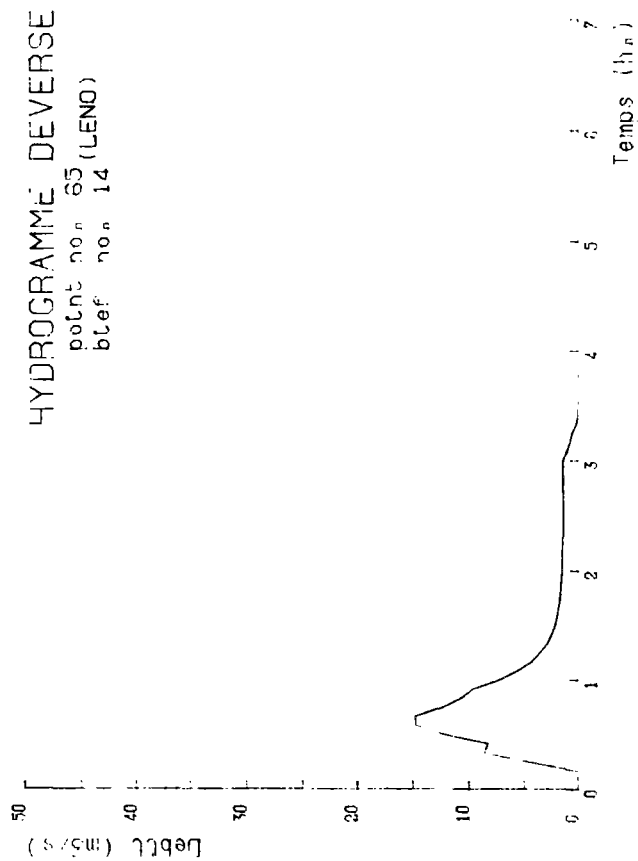
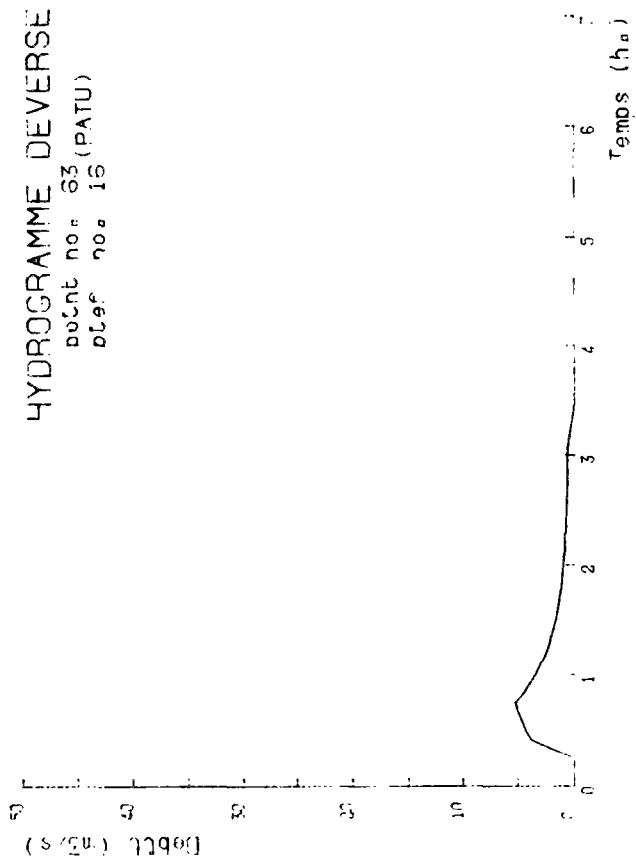
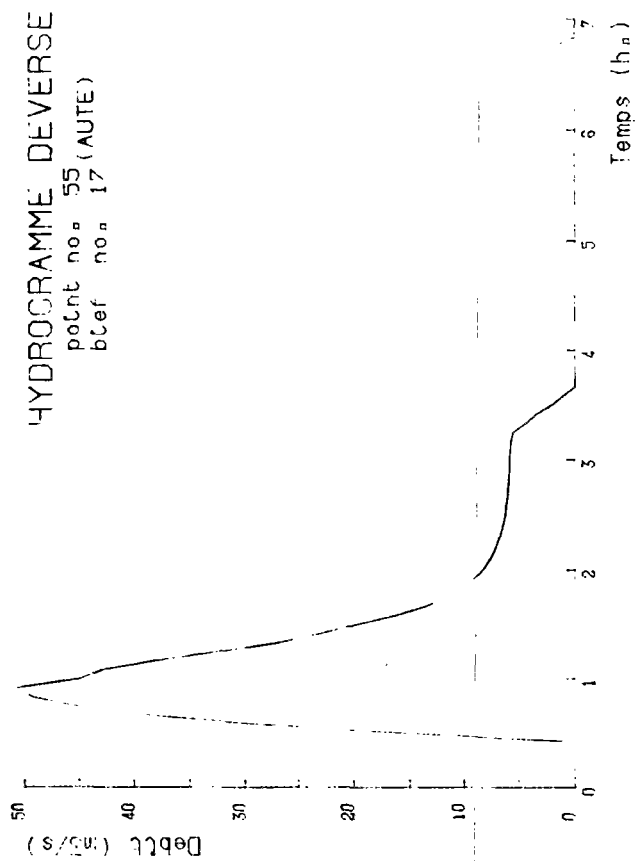


HYDROGRAMME DEVERSE

point no 3 (BUFF)
blef no 7

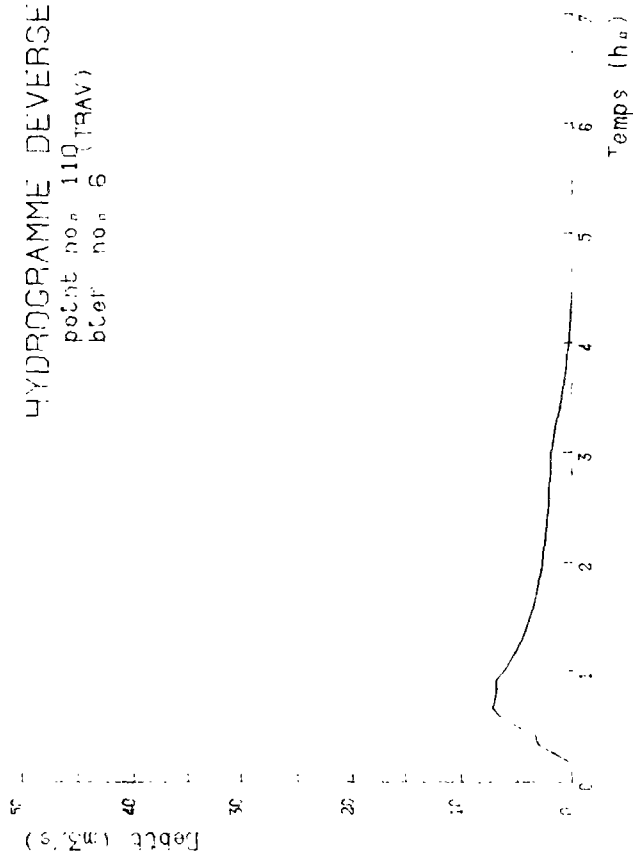






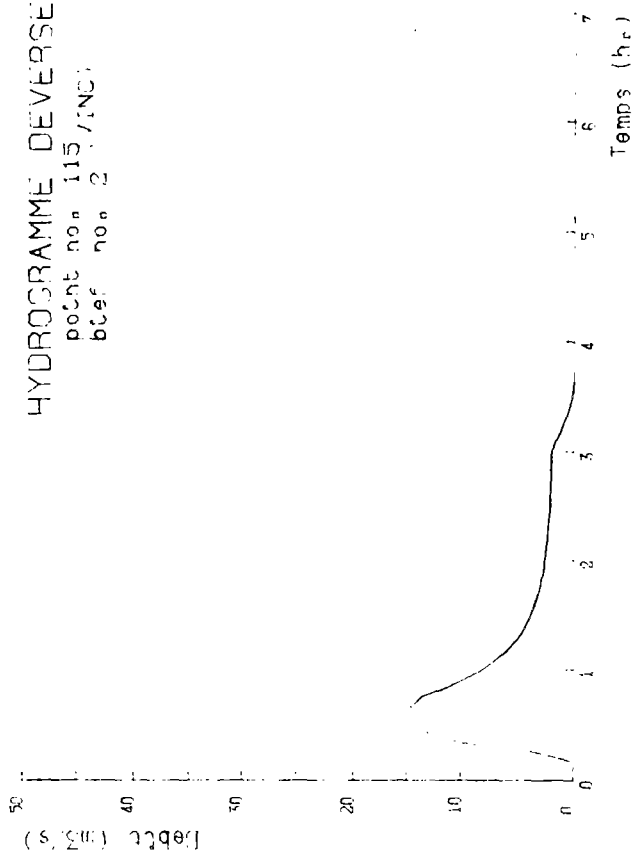
HYDROGRAMME DEVERSE

point no^a 110 (TRAV)
blef no^a 6



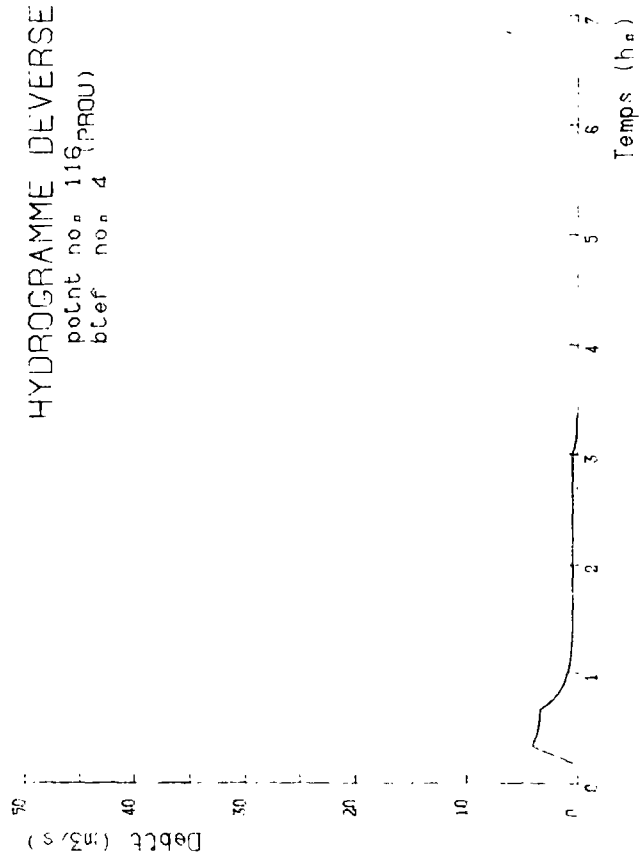
HYDROGRAMME DEVERSE

point no^a 115 (IND)
blef no^a 2



HYDROGRAMME DEVERSE

point no^a 116 (PROU)
blef no^a 4



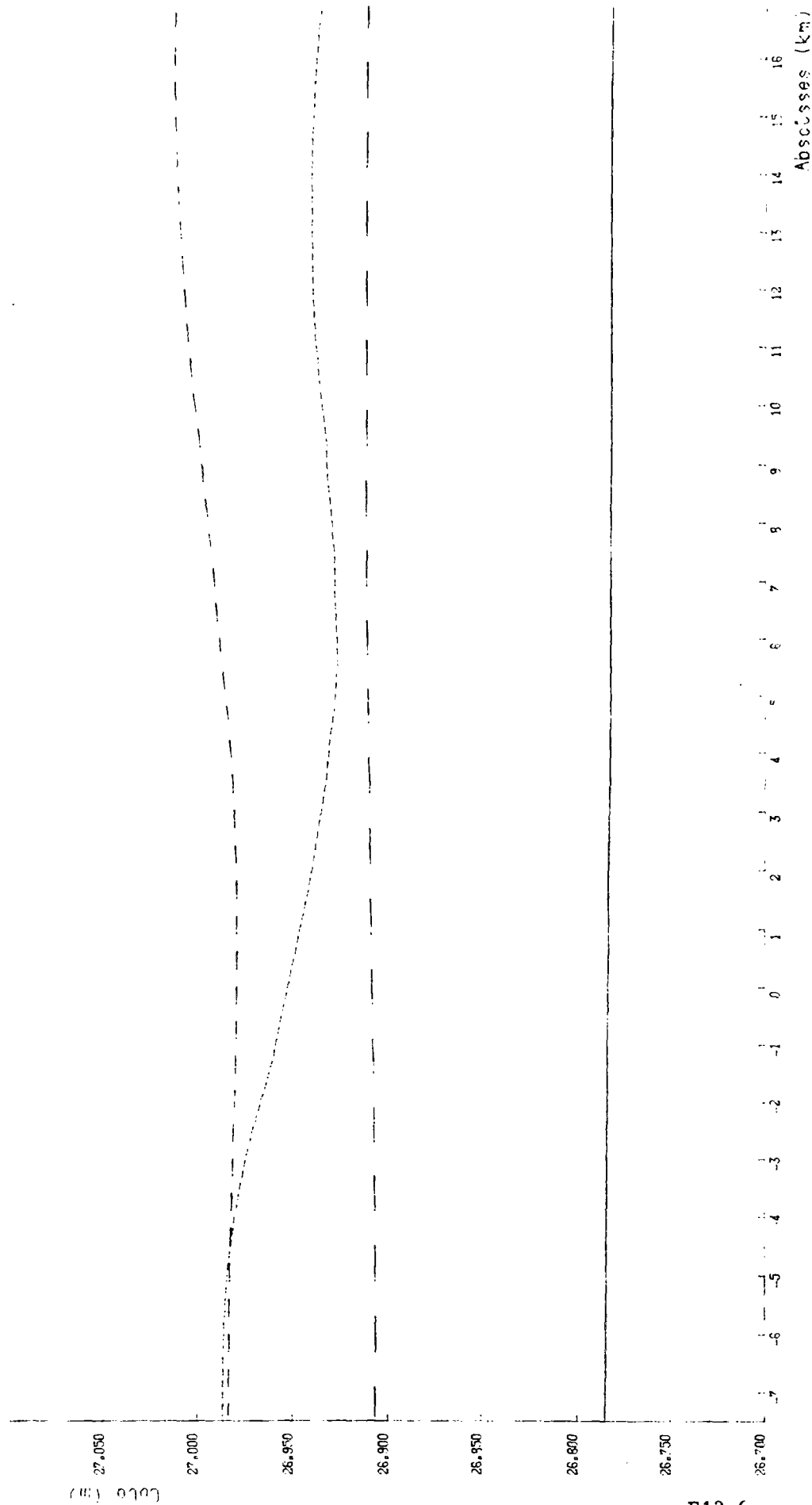
PROFIL EN LONG DES DEBITS AUX INSTANTS :

- 0 h_a 0
- - - 1 h_a 0
- - - 2 h_a 0
- - - 5 h_a 30



PROFIL EN LONG DES COTES AUX INSTANTS :

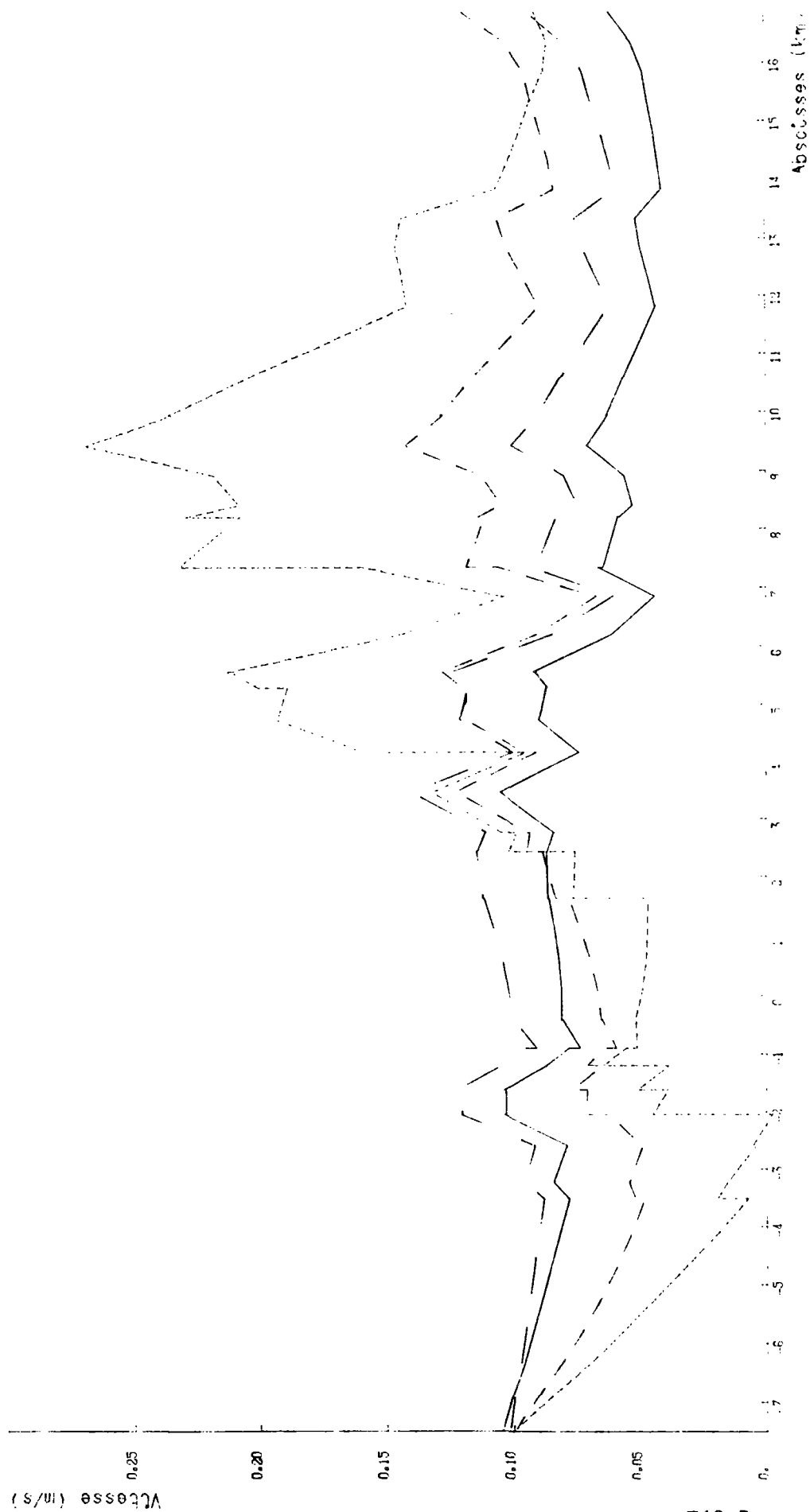
——— 0 h_m 0
 - - - 1 h_m 0
 - - - 2 h_m 0
 - - - 5 h_m 30



Pluie π2 : profils en long des cotes

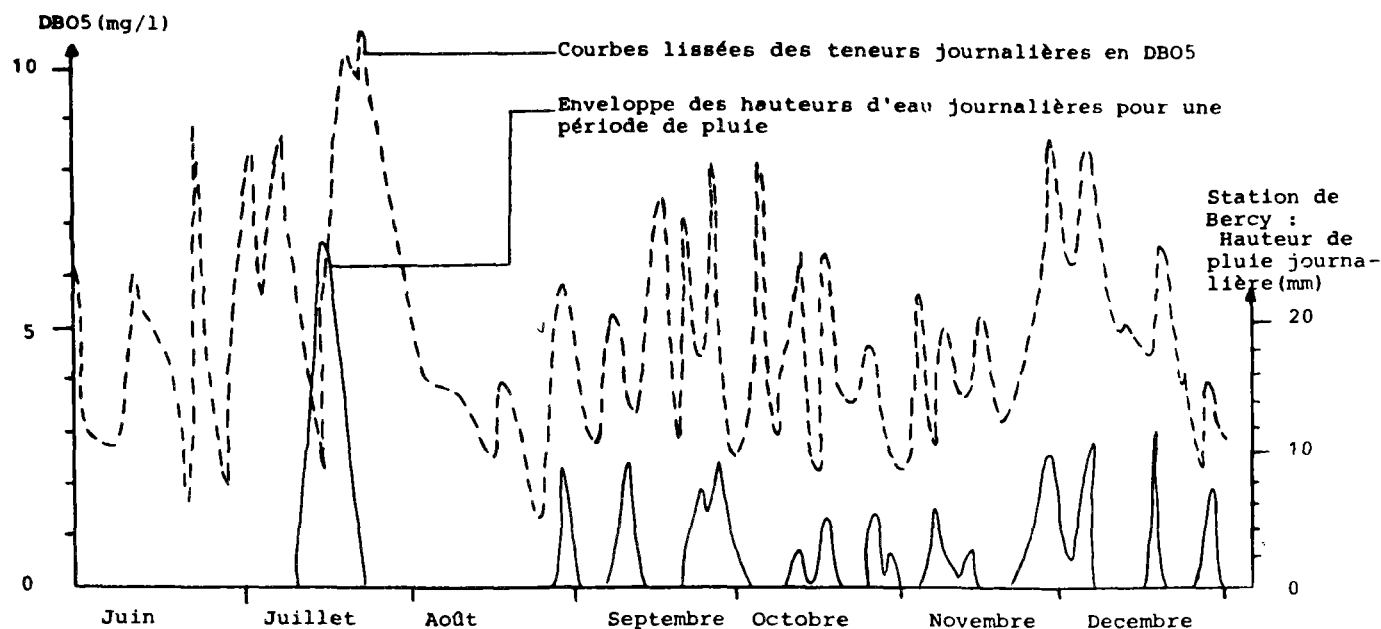
PROFIL EN LONG DES VITESSES AUX INSTANTS :

- 0 h₀ 0
- - - 1 h₀ 0
- - - 2 h₀ 0
- - - 5 h₀ 30



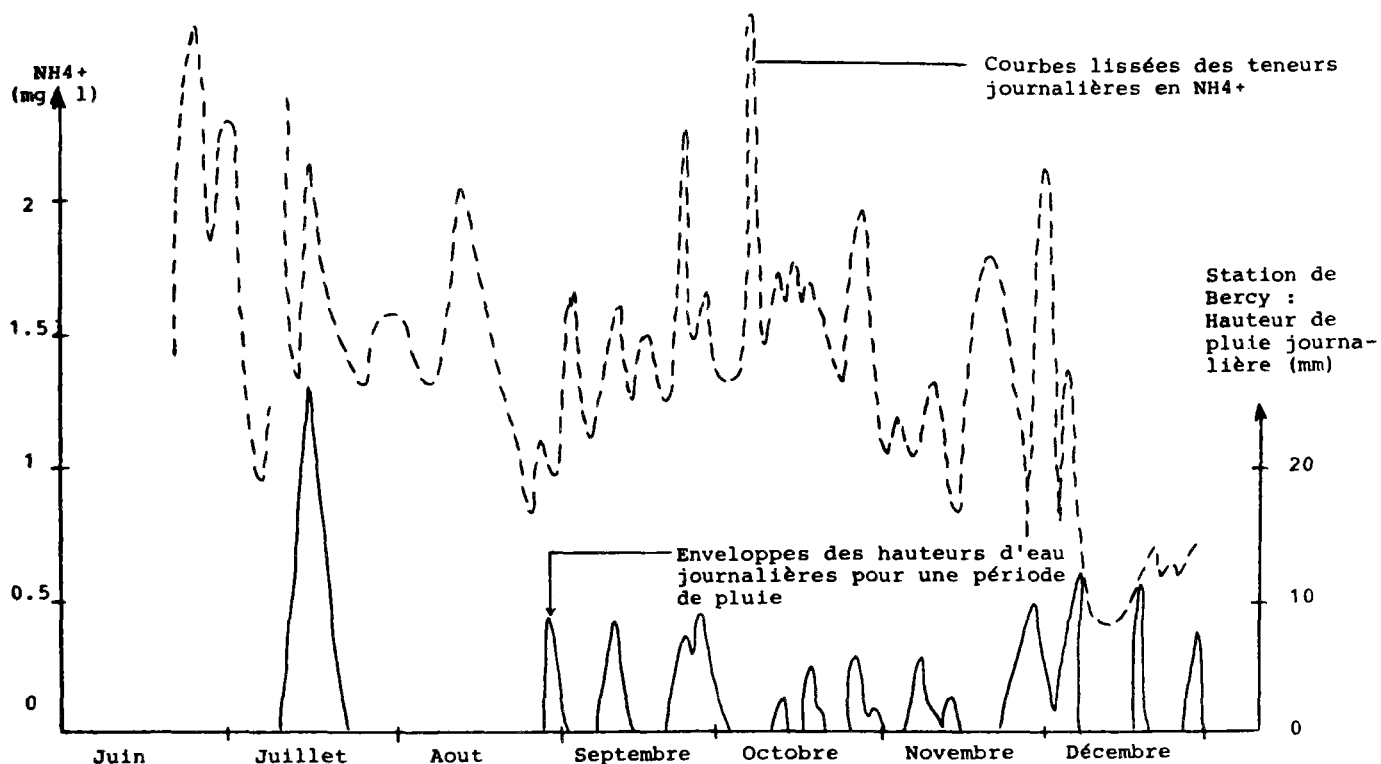
F12-7

Pluie π2 : profils en long des vitesses



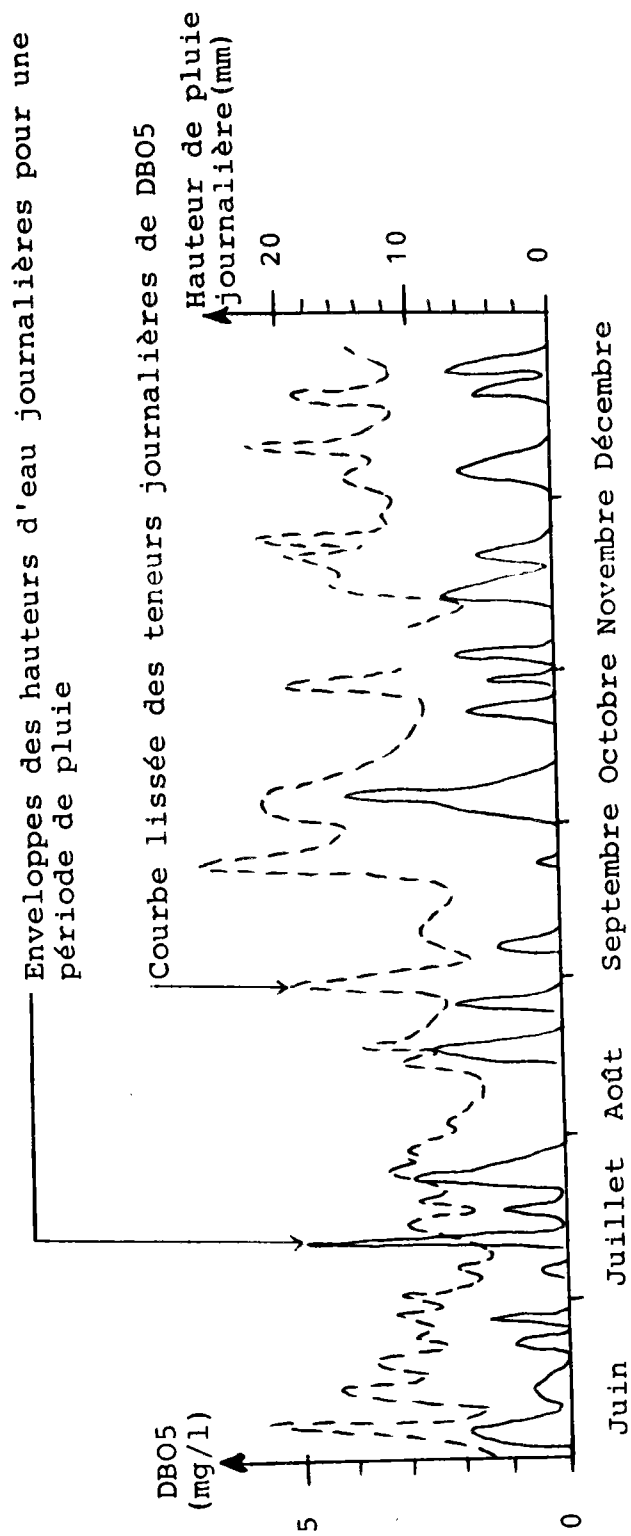
VARIATIONS JOURNALIERES DES TENEURS EN DBO5 AU PONT DES ARTS, PARIS. 1977.

D'après : Marien, laboratoire d'hygiène de la ville de Paris et Météorologie Nationale



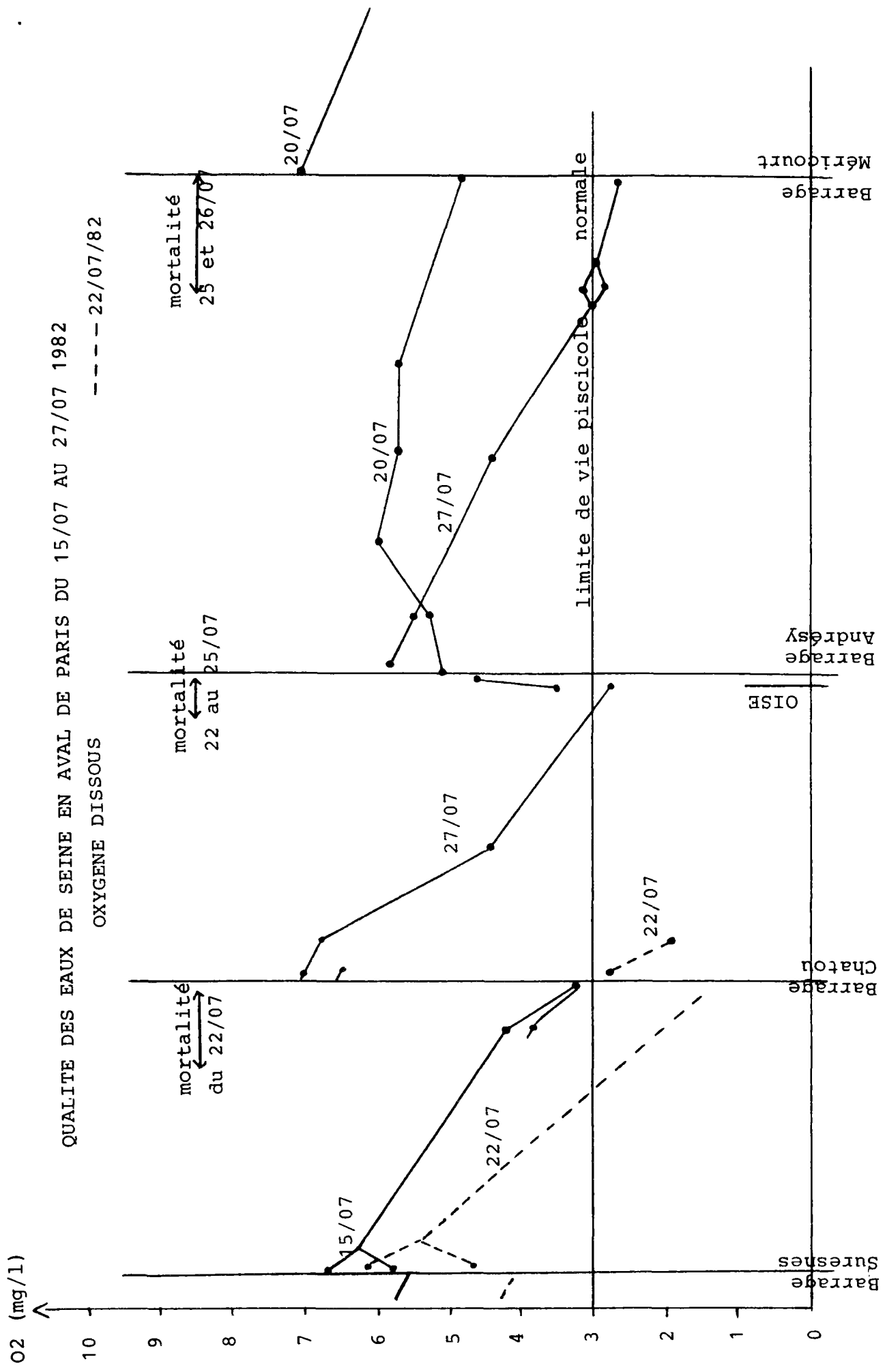
VARIATIONS JOURNALIERES DES TENEURS EN AMMONIUM AU PONT DES ARTS, PARIS. 1977.

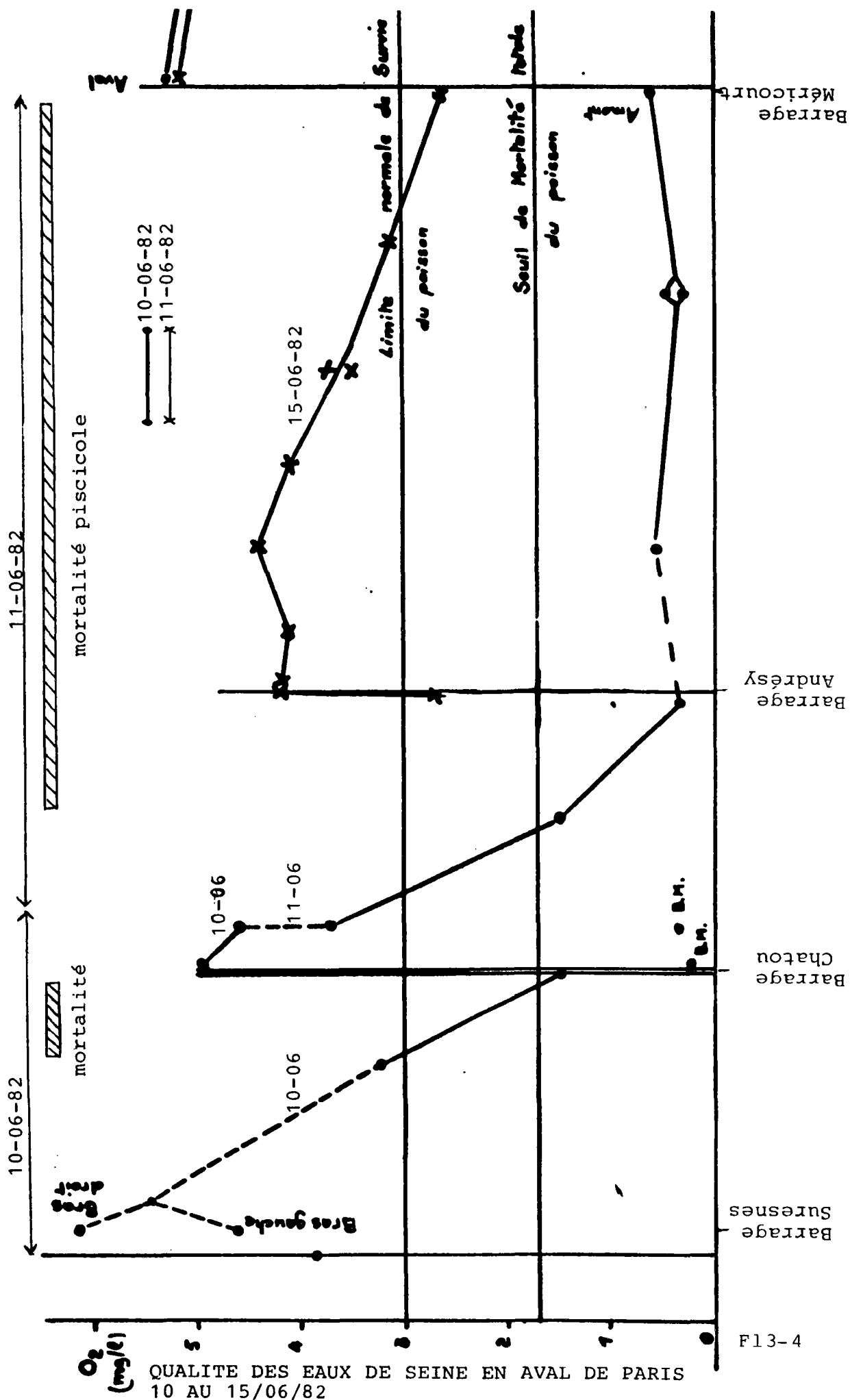
D'après: Marien, laboratoire d'hygiène de la ville de paris et Météorologie Nationale.



VARIATIONS JOURNALIÈRES DES TENEURS EN DBO5 AU PONT DE SOLFERINO, PARIS 1977.

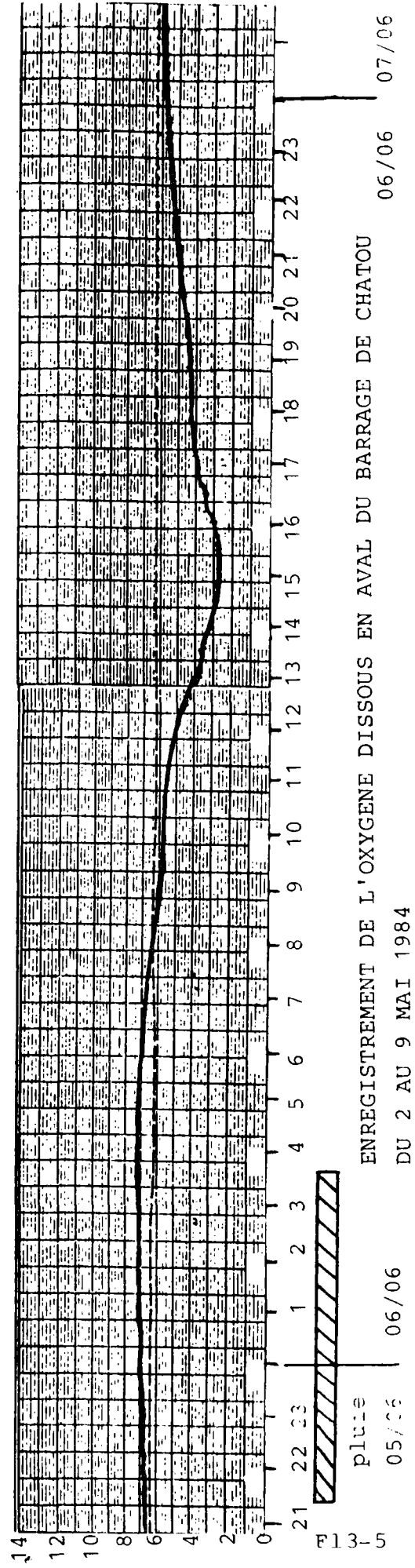
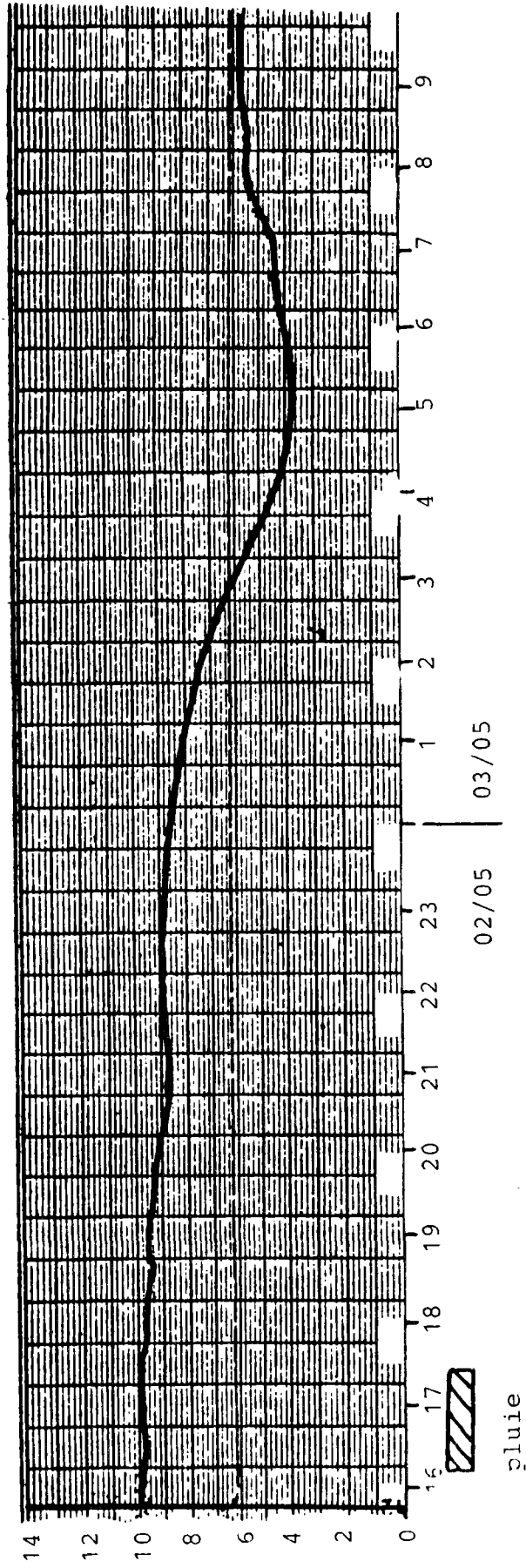
D'après : Marien, laboratoire d'hygiène de la ville de Paris et Météorologie Nationale.





QUALITE DES EAUX DE SEINE EN AVAL DE PARIS
10 AU 15/06/82

O₂ (mg l)

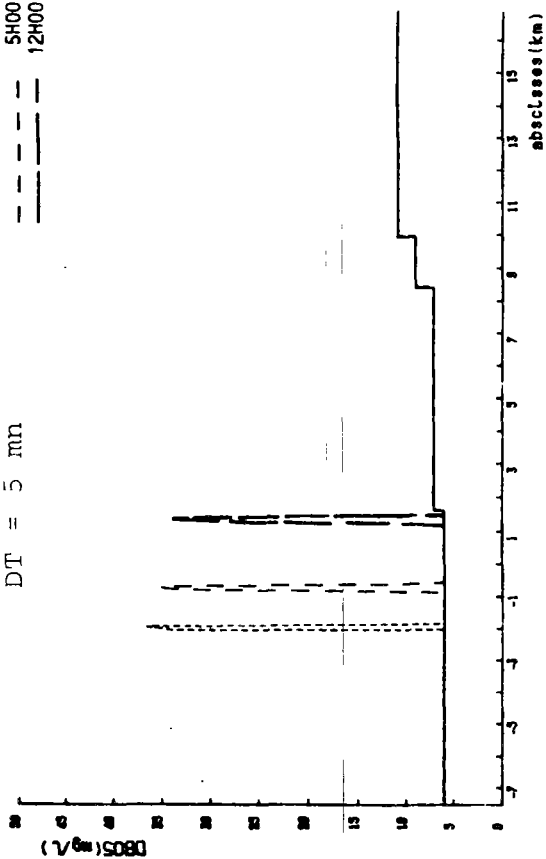


PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

0H00
1H00
5H00
12H00

DT = 5 mn

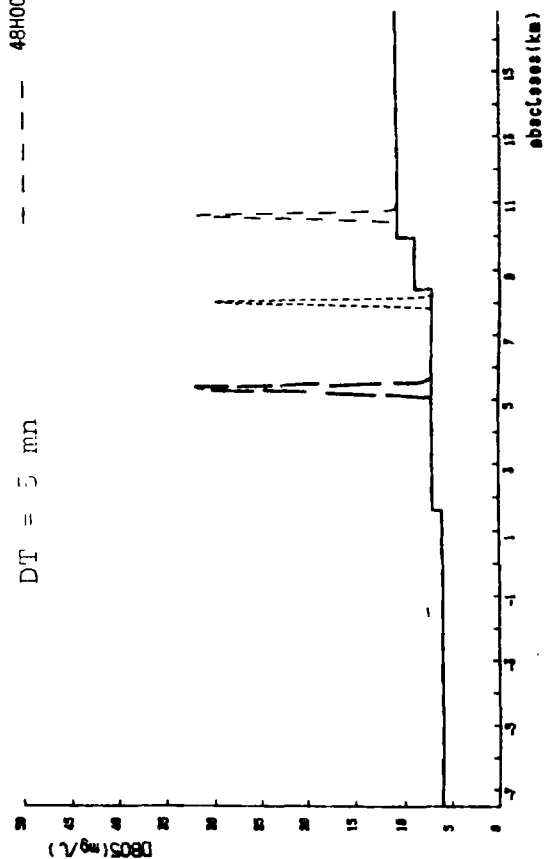


PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

0H00
24H00
36H00
48H00

DT = 5 mn

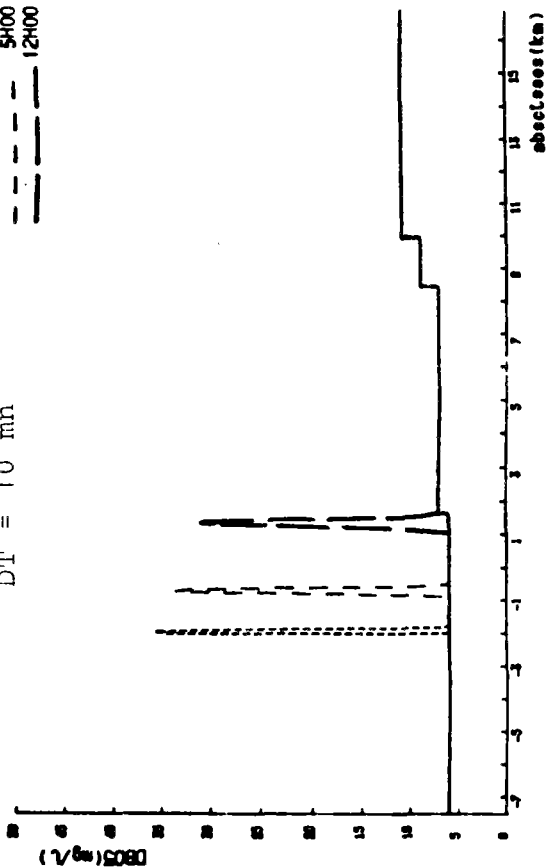


PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

0H00
1H00
5H00
12H00

DT = 10 mn

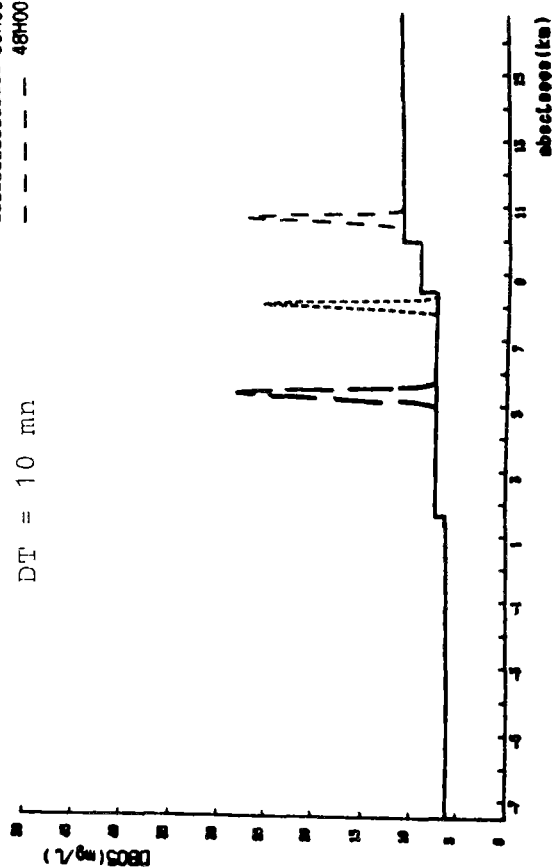


PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

0H00
24H00
36H00
48H00

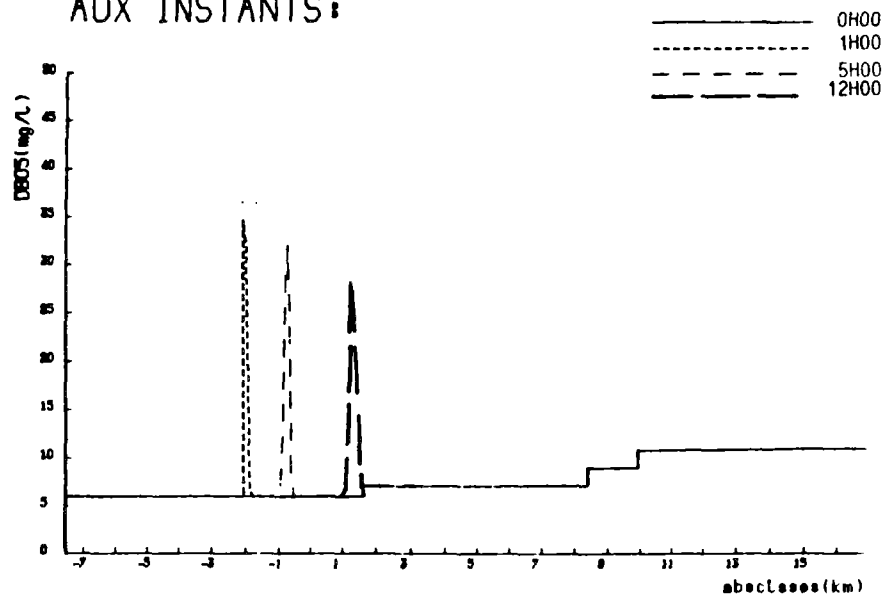
DT = 10 mn



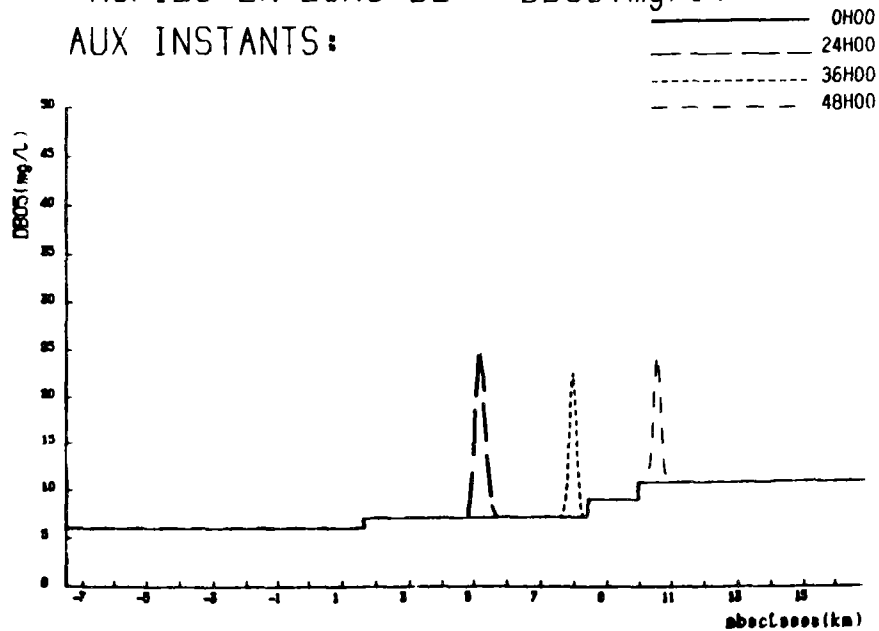
Modèle transitoire : convection seule .
Etude d'une petite pluie. Influence du pas de temps.

F14-1

PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/L)
AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/L)
AUX INSTANTS :

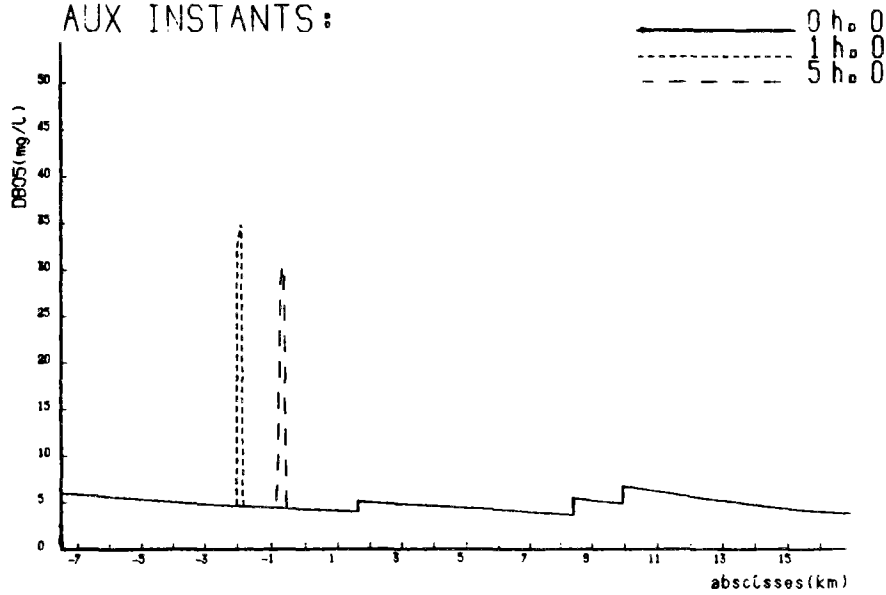


Modèle transitoire : convection seule.

Etude d'une petite pluie : DP 15mm

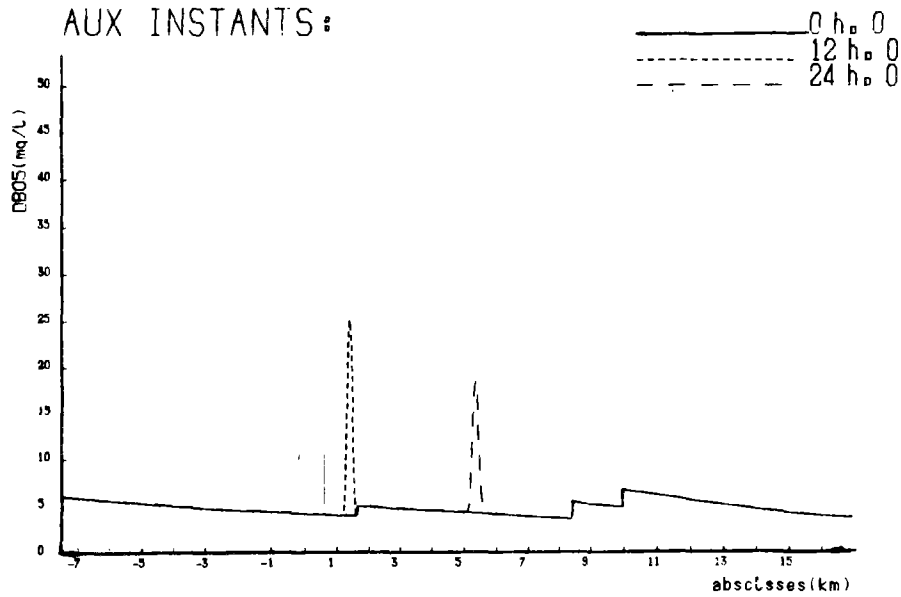
PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :



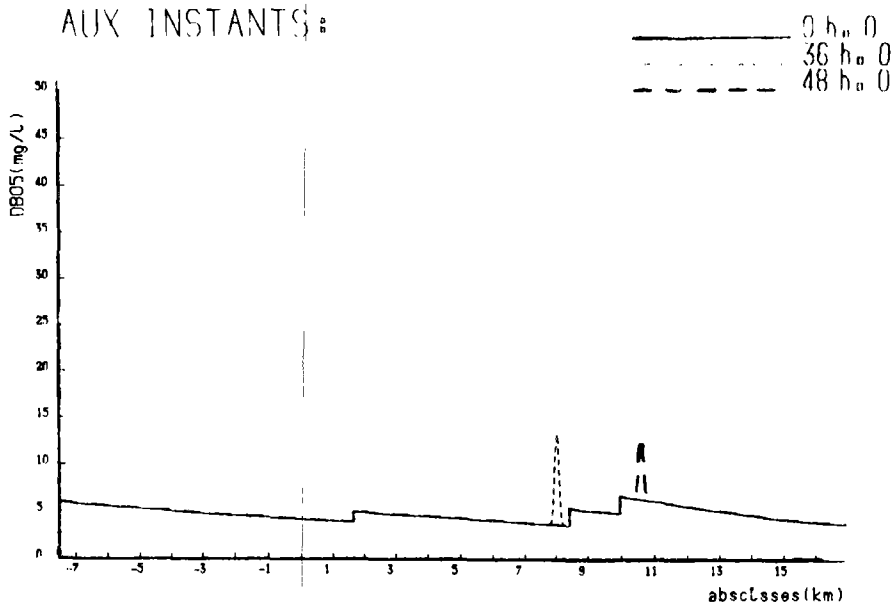
PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

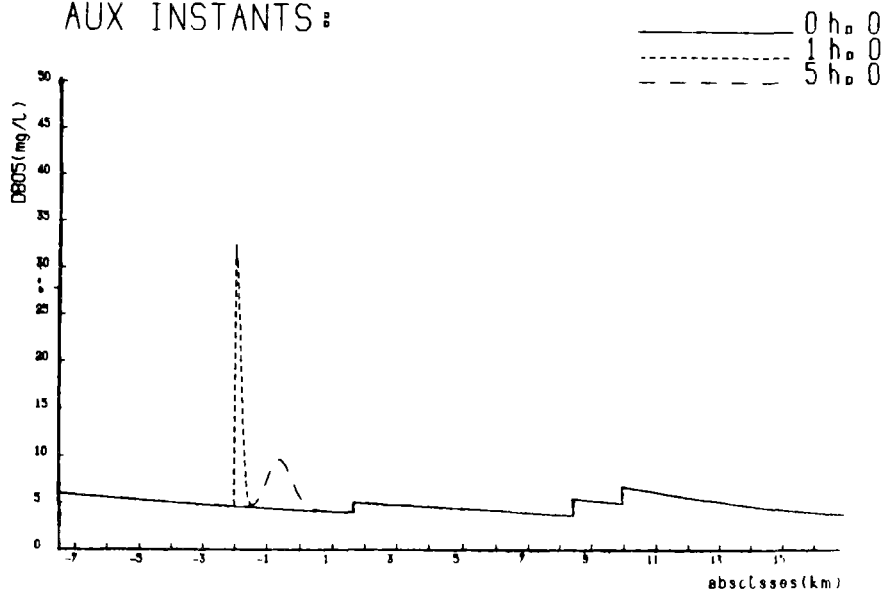
AUX INSTANTS :



Modèle transitoire pour une petite pluie : convection et dégradation des polluants
 DT = 5 mn

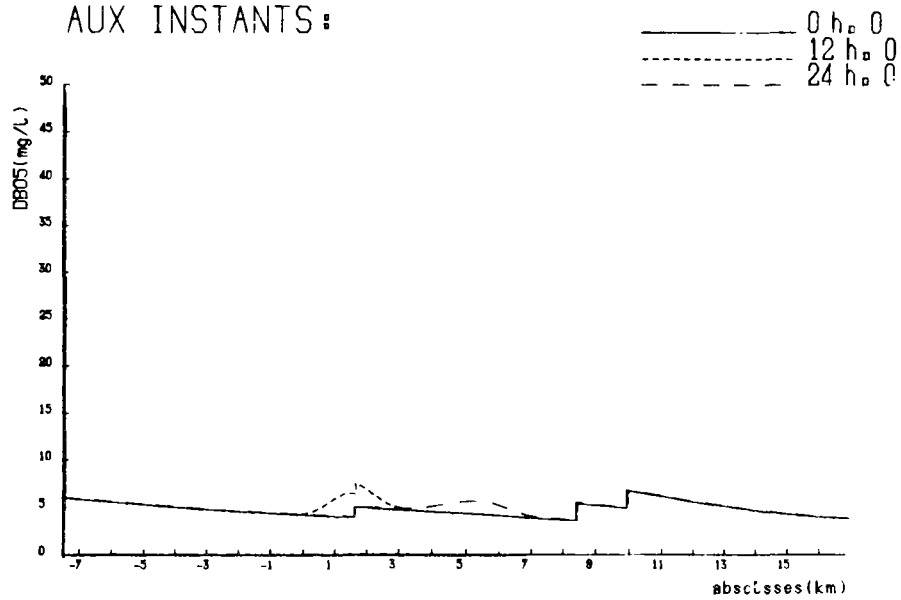
PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :



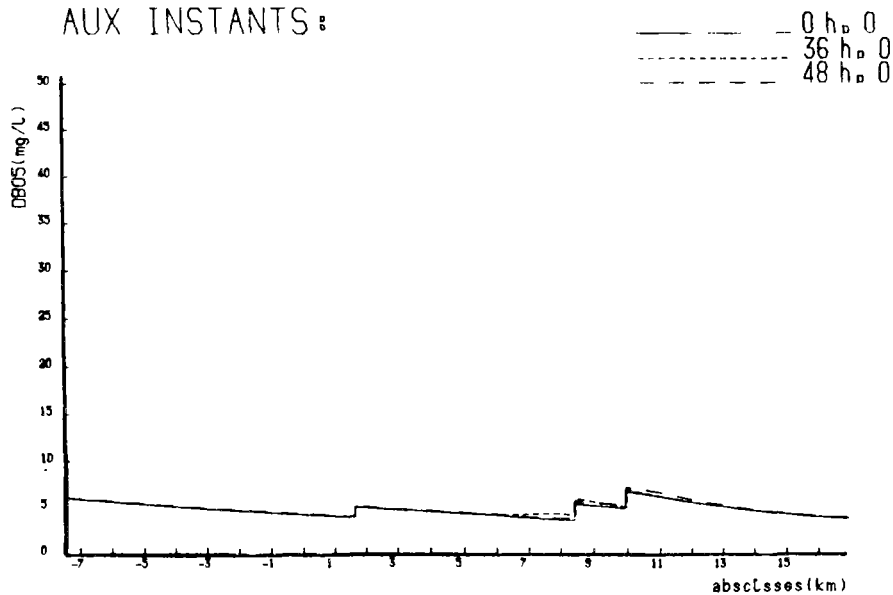
PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :



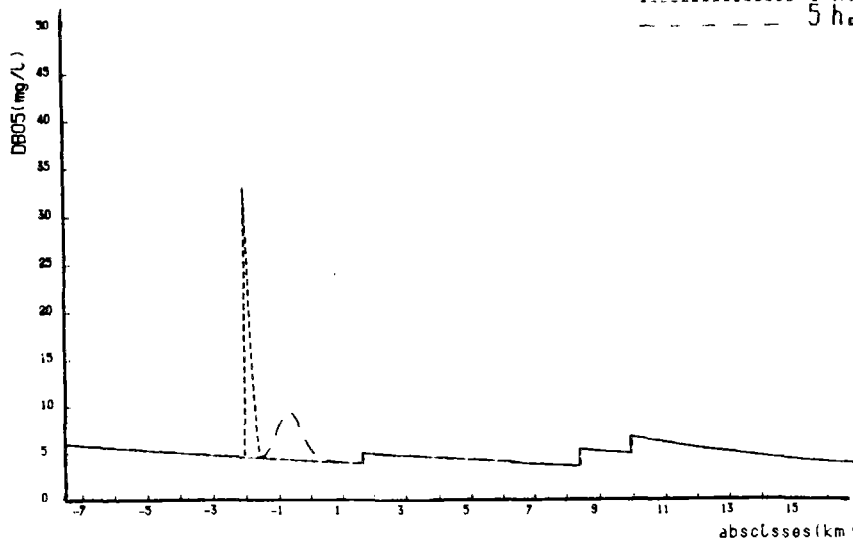
Modèle transitoire pour une petite pluie : convection, dispersion, dégradation.

DT = 5 mn

PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :

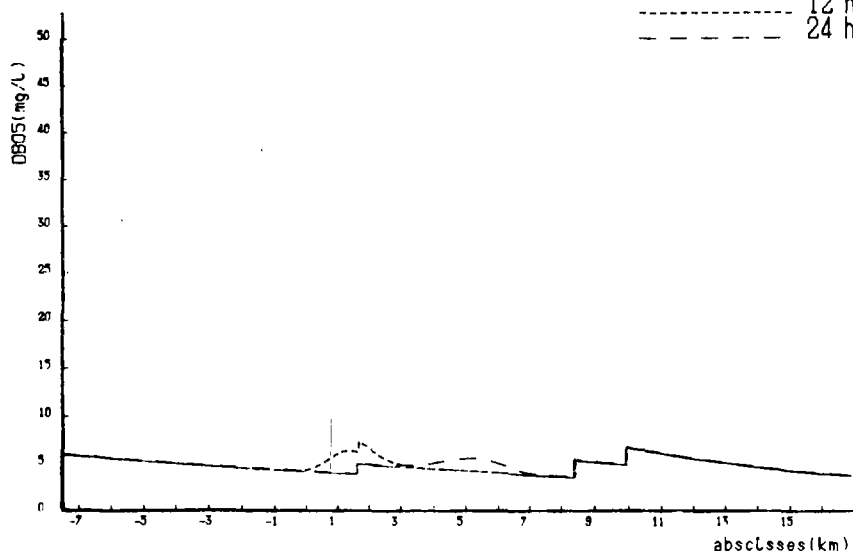
—— 0 h. 0
 - - - 1 h. 0
 - - - 5 h. 0



PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :

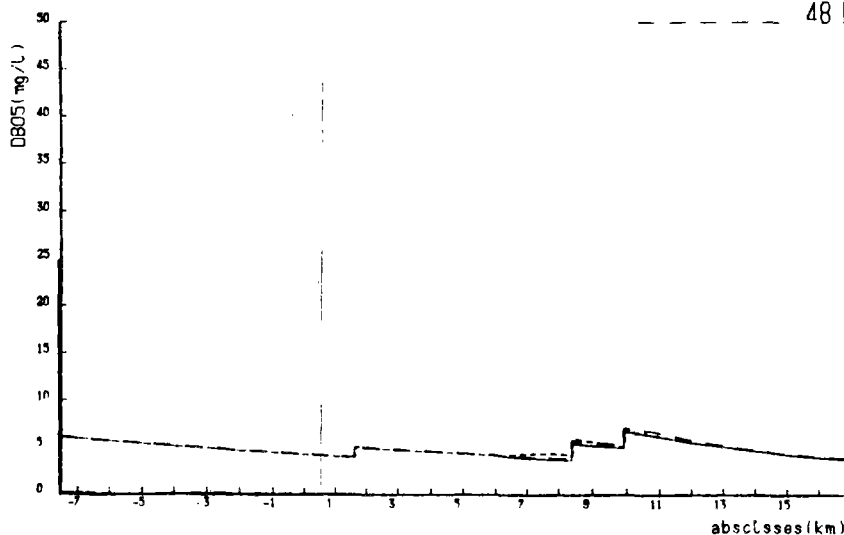
—— 0 h. 0
 - - - 12 h. 0
 - - - 24 h. 0



PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :

—— 0 h. 0
 - - - 36 h. 0
 - - - 48 h. 0

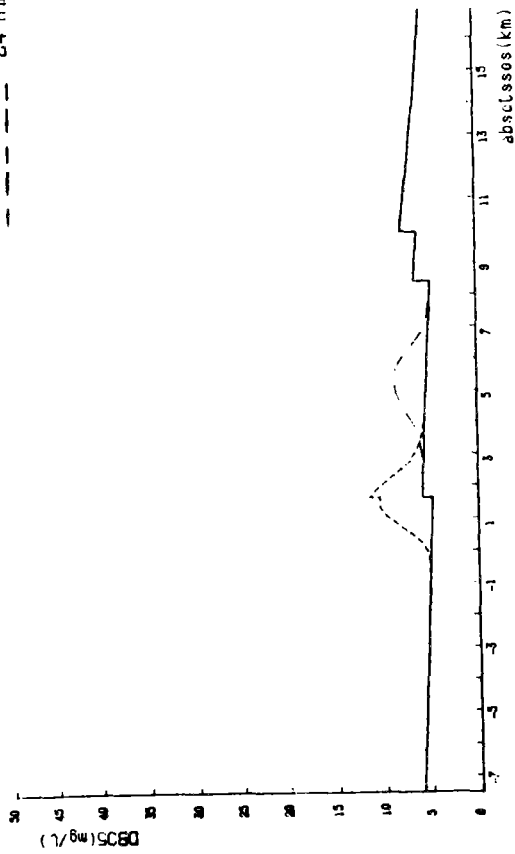


Modèle transitoire pour une petite pluie : convection, dispersion, dégradation
 DT = 15 mn

PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

— 0 h₀ 0
 - - 12 h₀ 0
 - - 24 h₀ 0

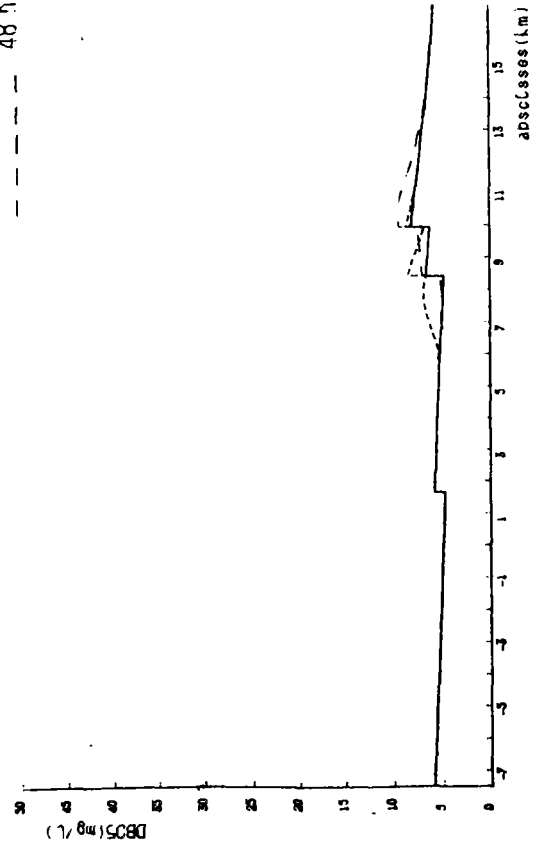


Etude de sensibilité du K1. K1=0.3

PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

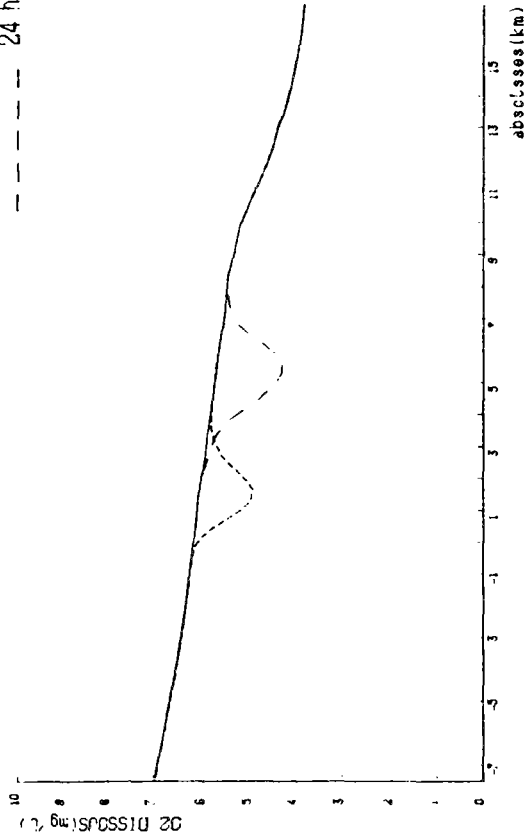
— 0 h₀ 0
 - - 36 h₀ 0
 - - 48 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

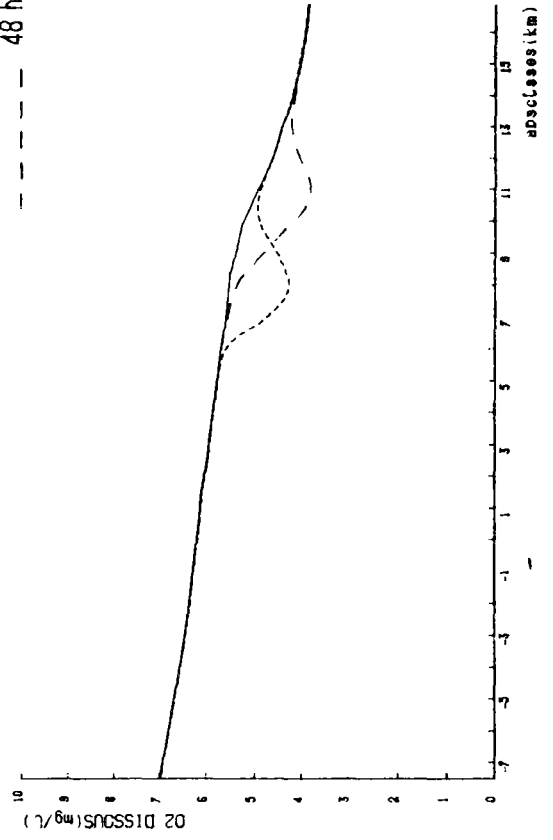
— 0 h₀ 0
 - - 12 h₀ 0
 - - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

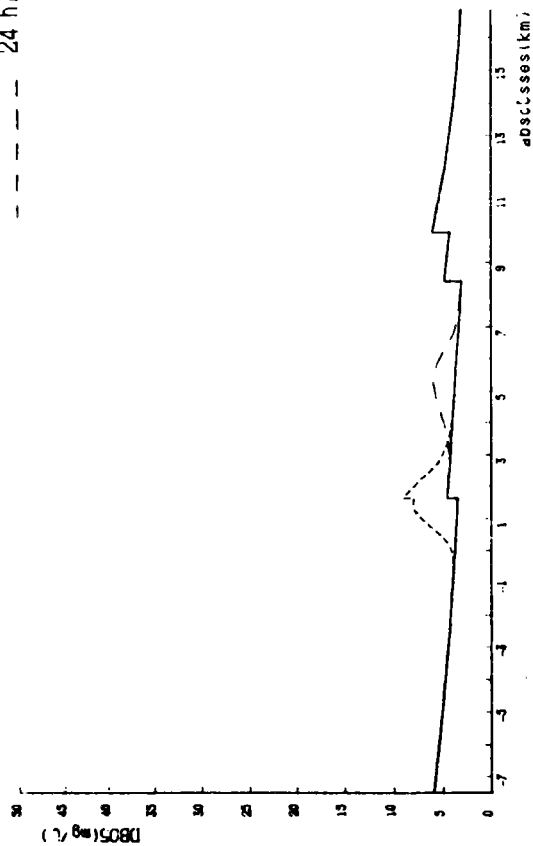
— 0 h₀ 0
 - - 36 h₀ 0
 - - 48 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/L)

AUX INSTANTS :

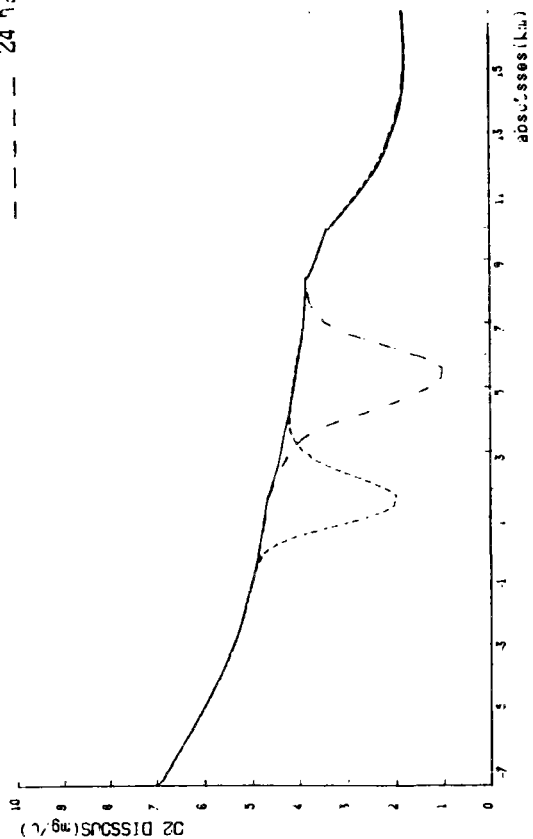
— 0 h₀ 0
- - 12 h₀ 0
- - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

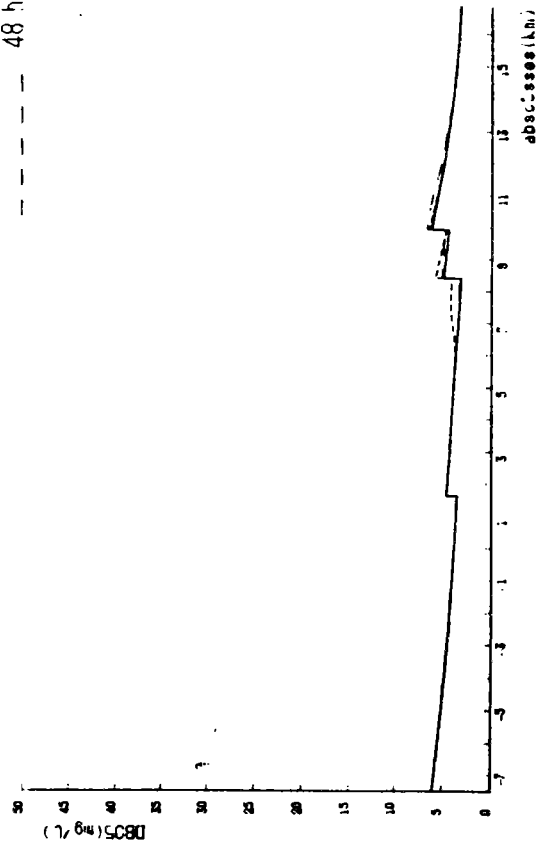
— 0 h₀ 0
- - 12 h₀ 0
- - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/L)

AUX INSTANTS :

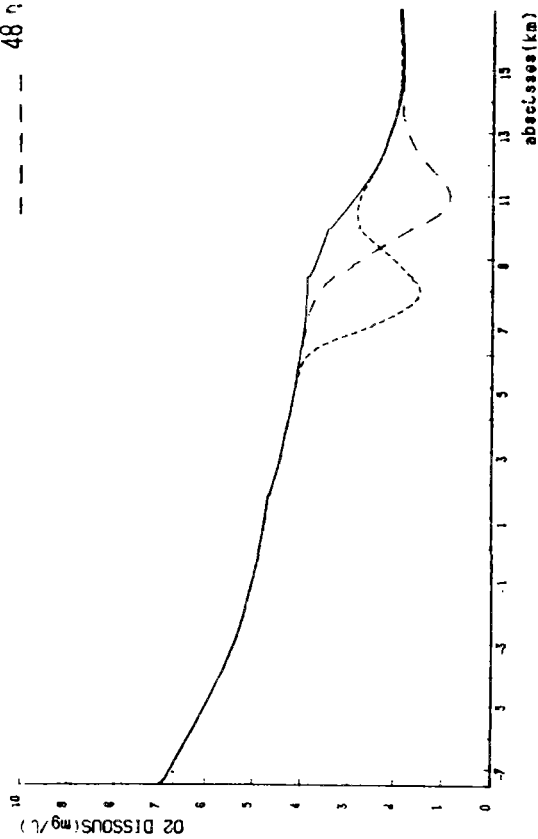
— 0 h₀ 0
- - 36 h₀ 0
- - 48 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

— 0 h₀ 0
- - 36 h₀ 0
- - 48 h₀ 0

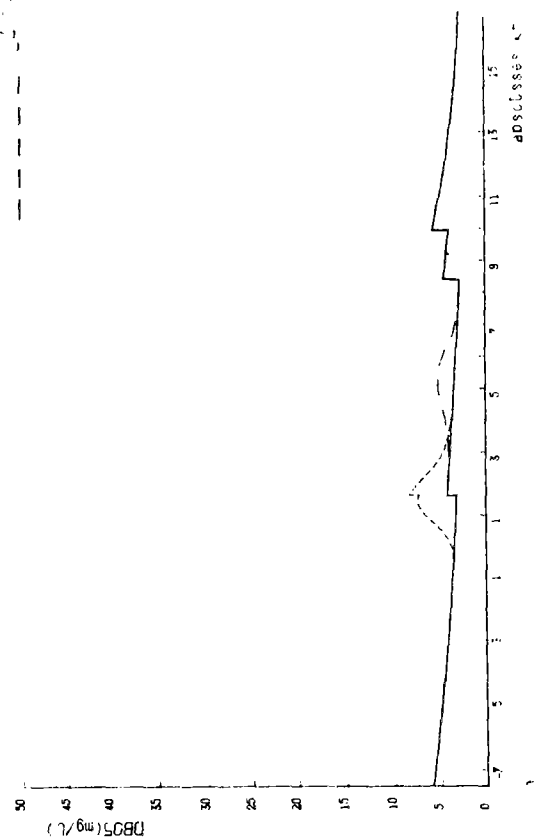


Etude de sensibilité du K1.K1=0.8

PROFILS EN LONG DE: DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS:

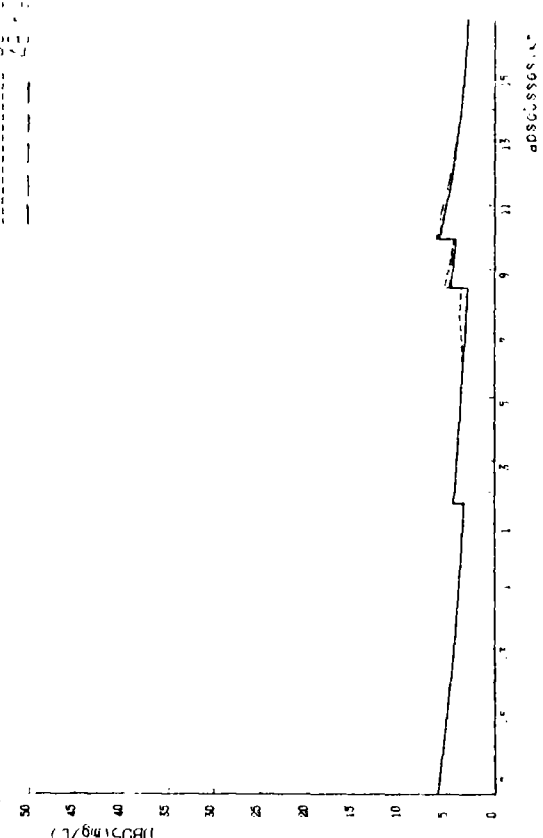
0 h 0
12 h 0
24 h 0



PROFILS EN LONG DE: DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS:

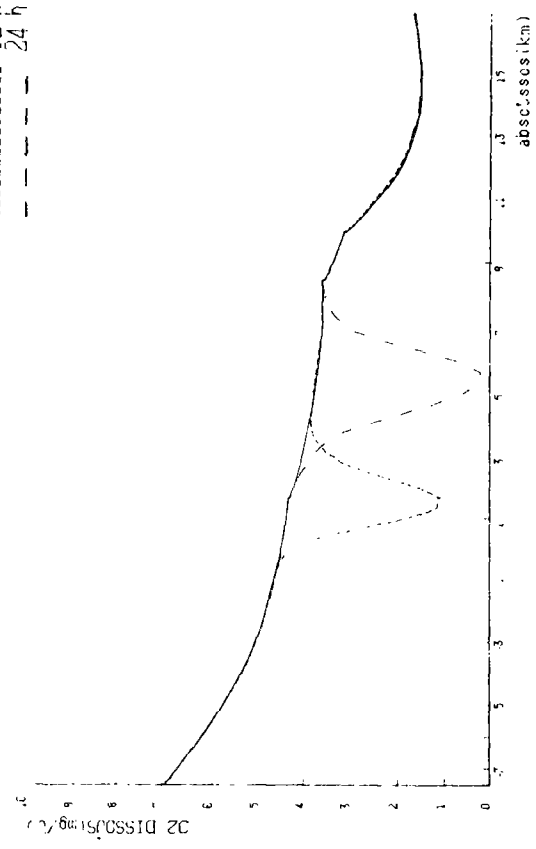
0 h 0
12 h 0
24 h 0



PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

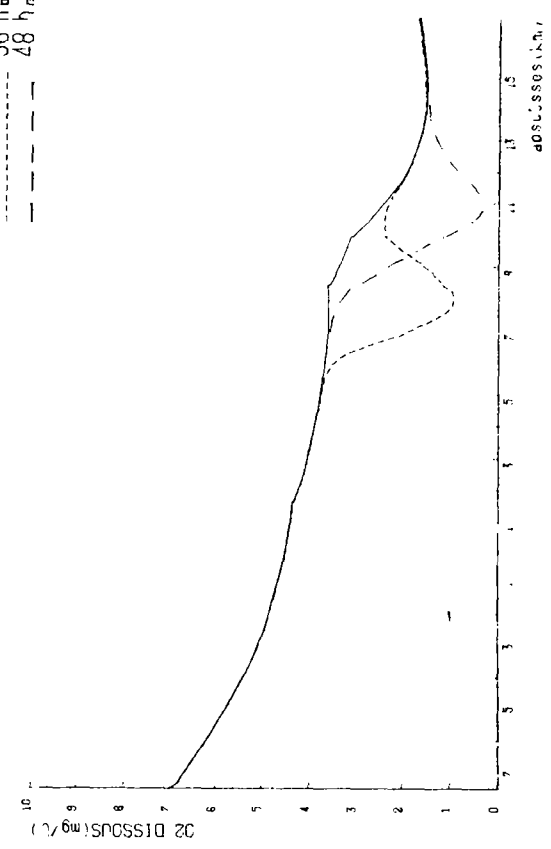
0 h 0
12 h 0
24 h 0



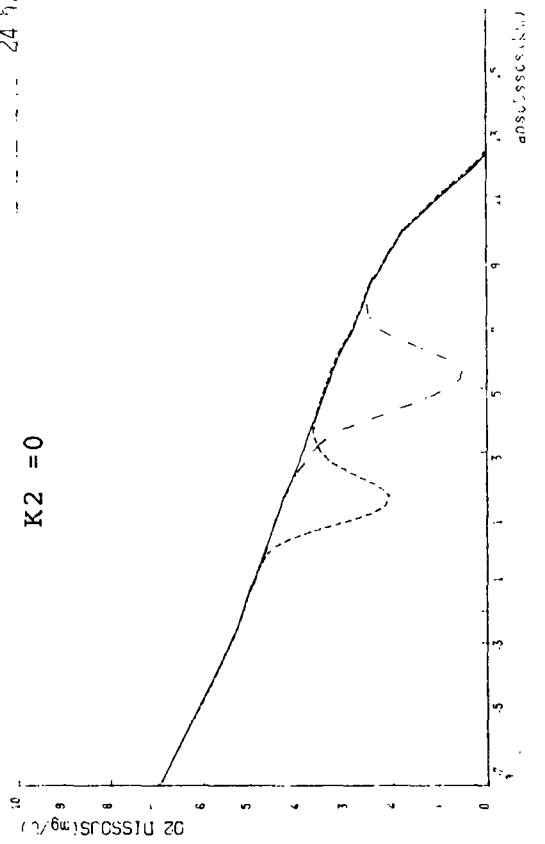
PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

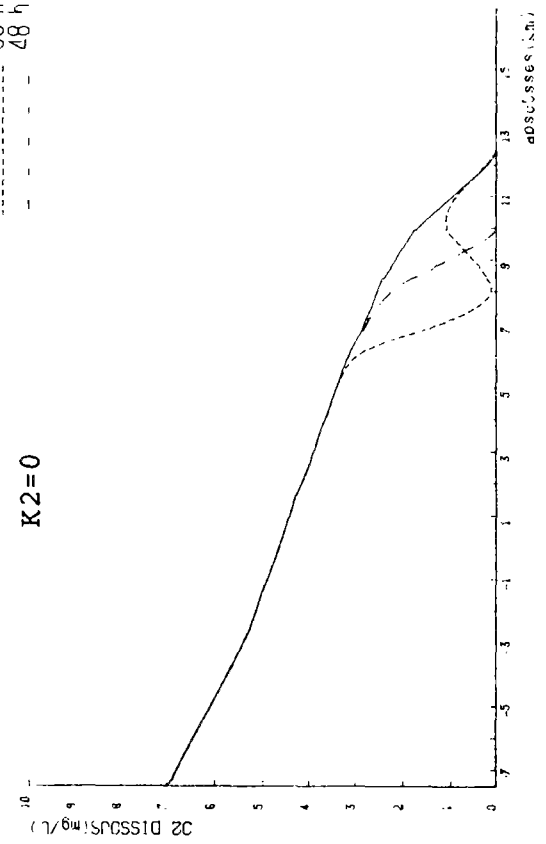
0 h 0
12 h 0
24 h 0



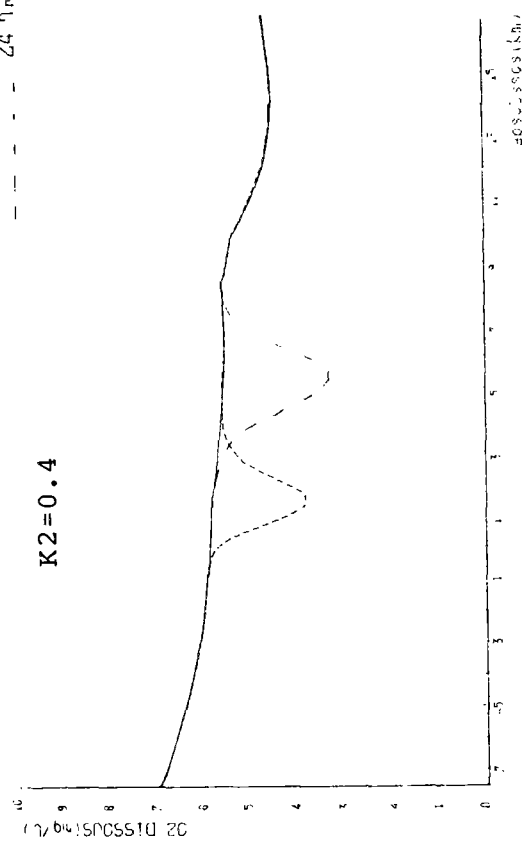
PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)
 AUX INSTANTS :
 0 h 0
 12 h 0
 24 h 0



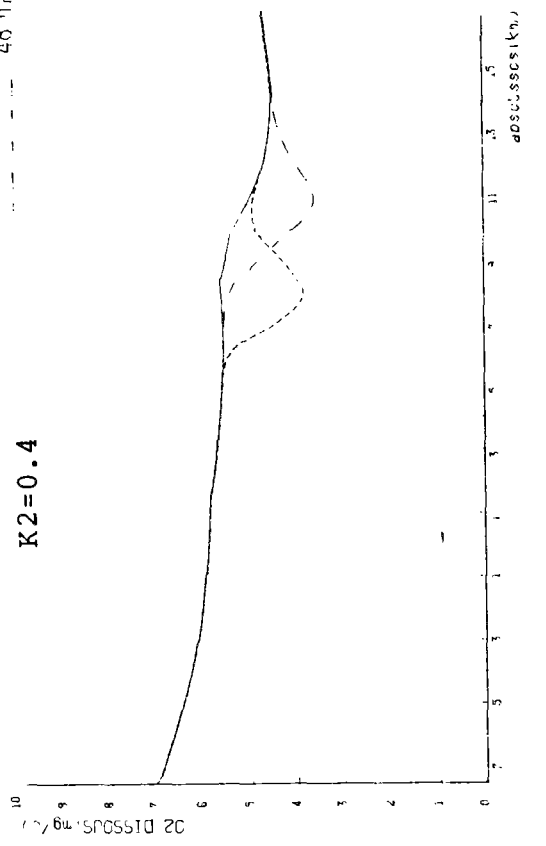
PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)
 AUX INSTANTS :
 0 h 0
 36 h 0
 48 h 0

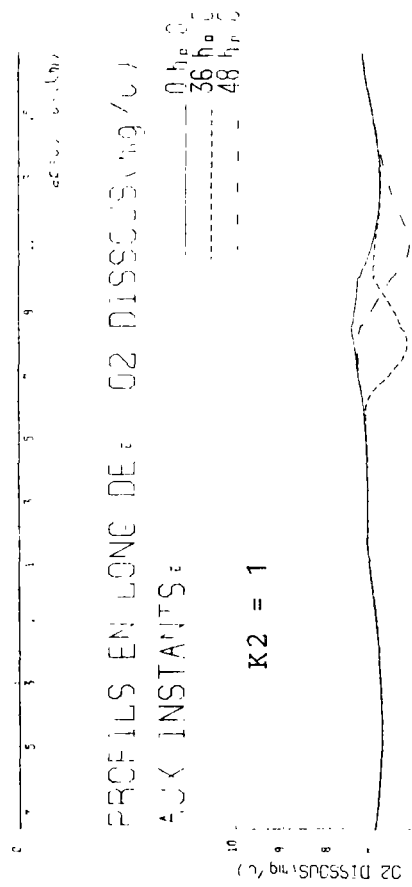
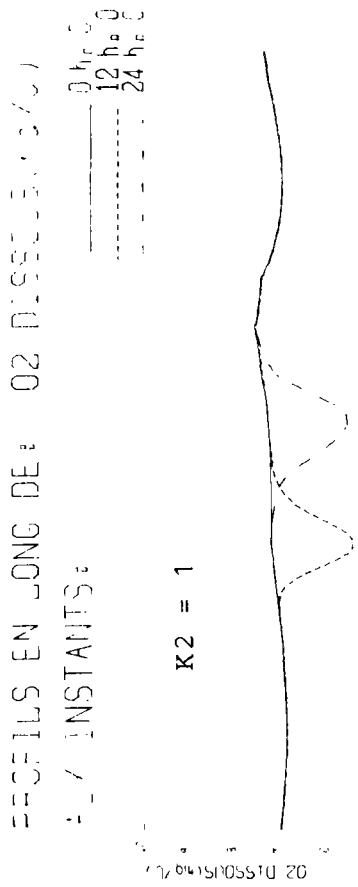
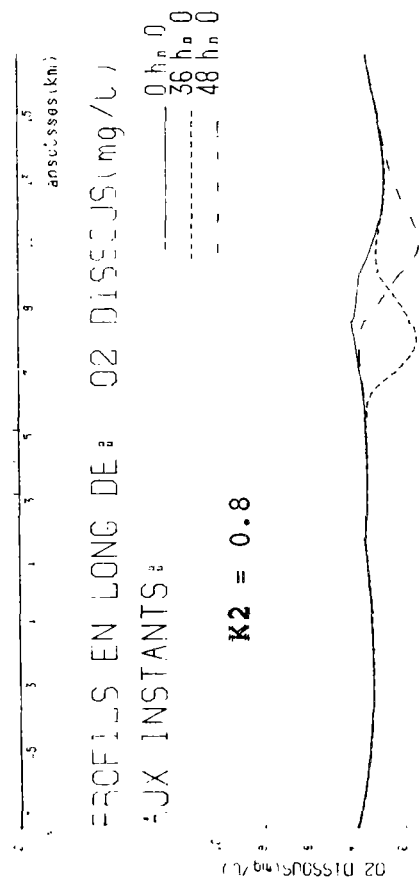
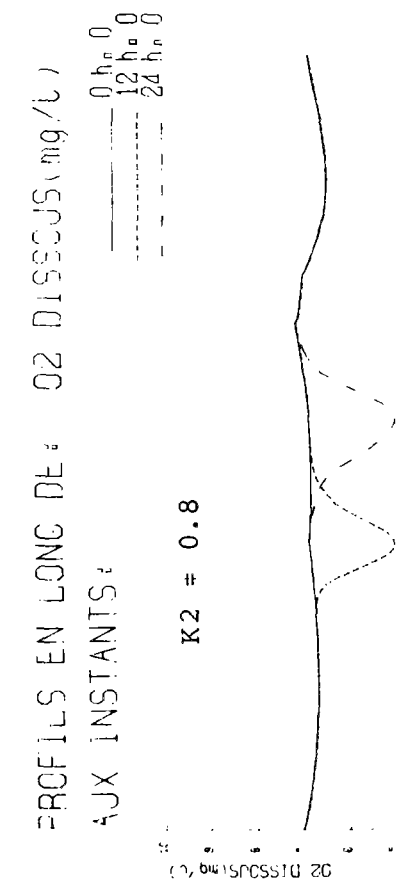


PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)
 AUX INSTANTS :
 0 h 0
 12 h 0
 24 h 0



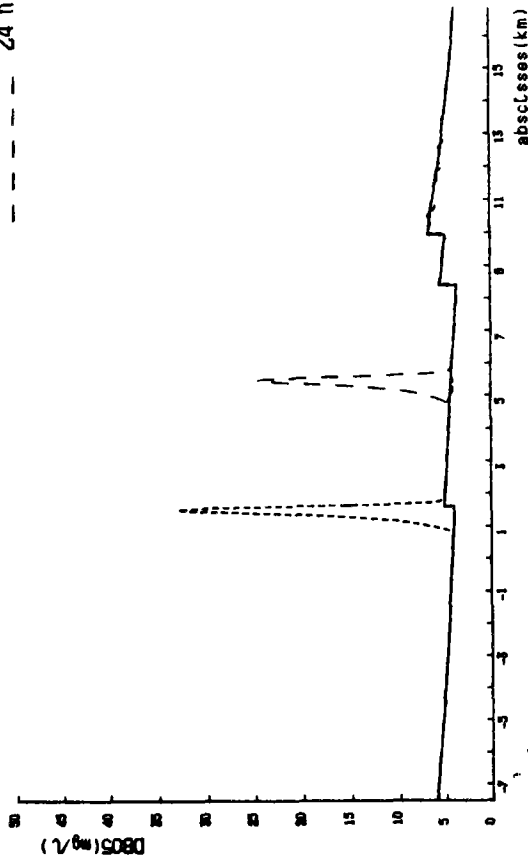
PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)
 AUX INSTANTS :
 0 h 0
 36 h 0
 48 h 0





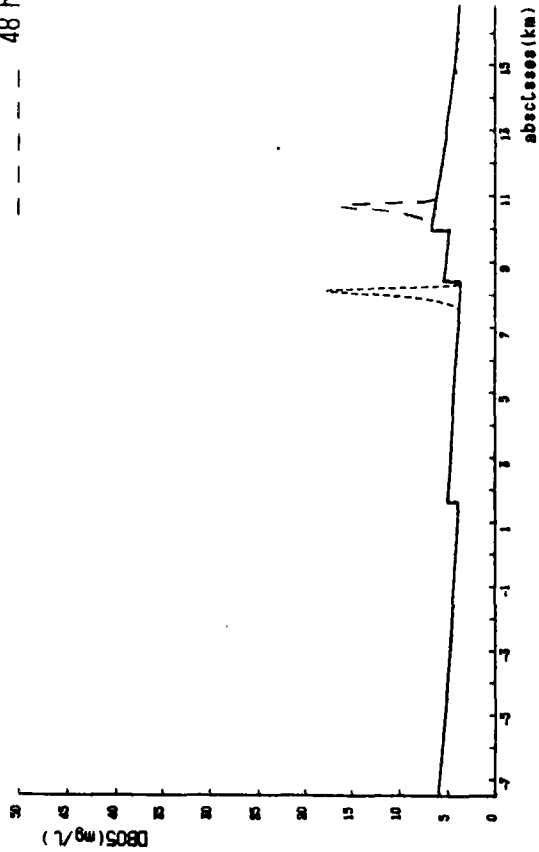
PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)
AUX INSTANTS:

— 0 h₀ 0
- - 12 h₀ 0
- - 24 h₀ 0



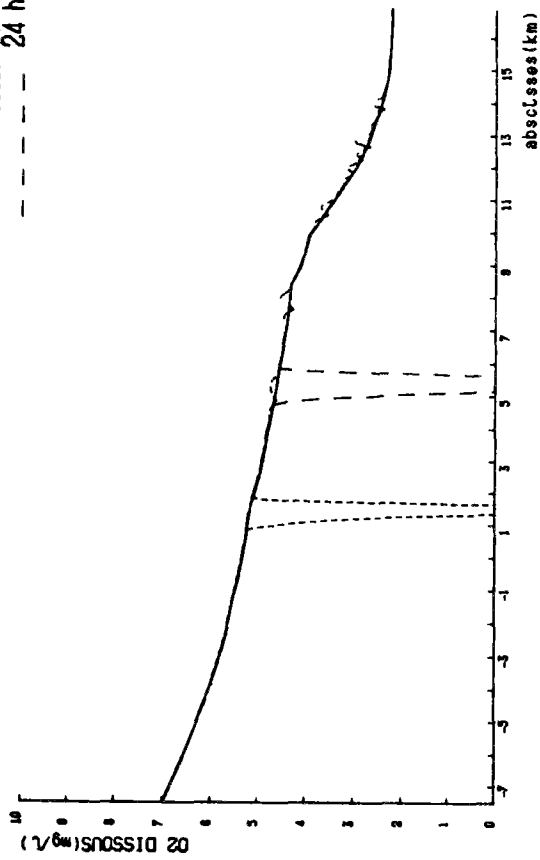
PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)
AUX INSTANTS:

— 0 h₀ 0
- - 36 h₀ 0
- - 48 h₀ 0



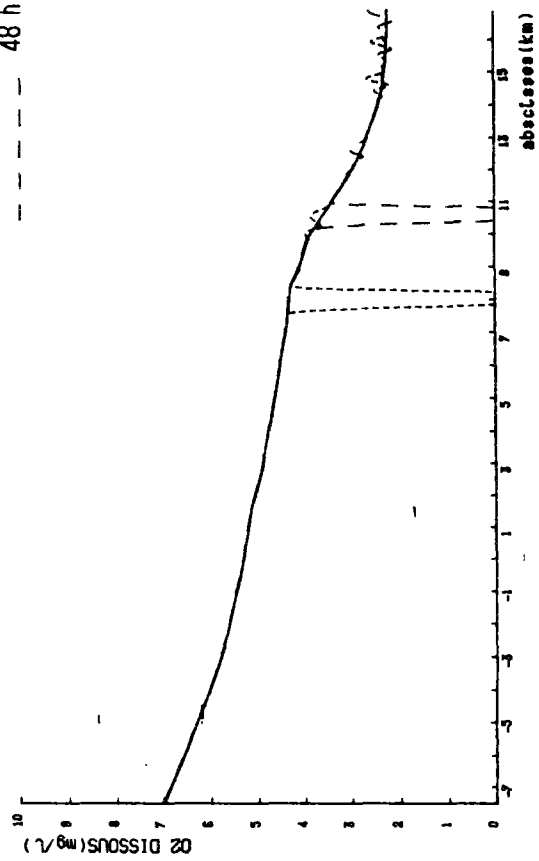
PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)
AUX INSTANTS:

— 0 h₀ 0
- - 12 h₀ 0
- - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)
AUX INSTANTS:

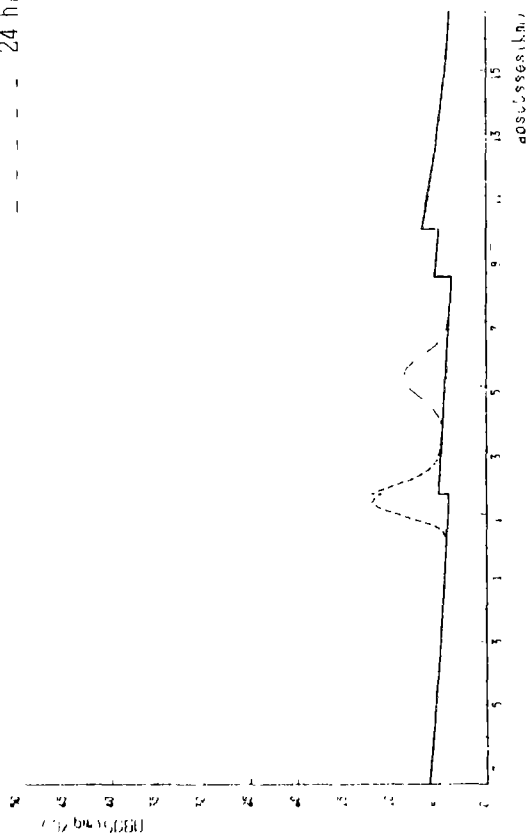
— 0 h₀ 0
- - 36 h₀ 0
- - 48 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : DB05 (mg/l)

AUX INSTANTS :

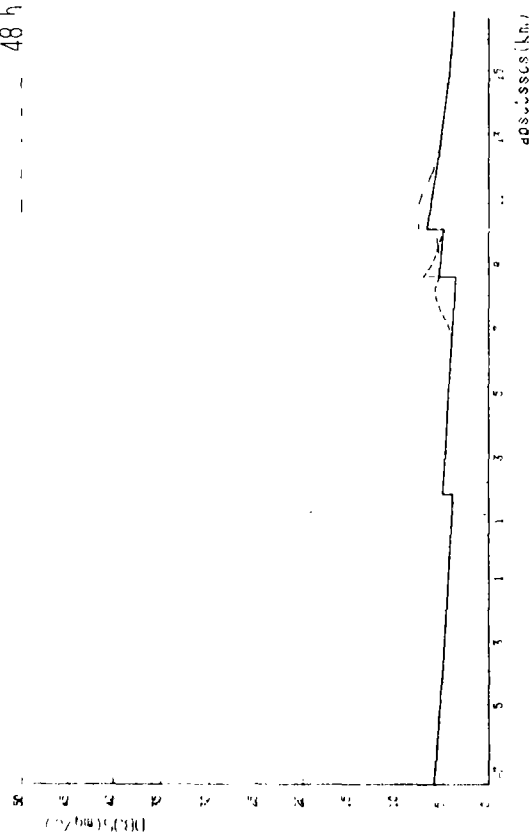
— 0 h₀ 0
 - - - 12 h₀ 0
 - - - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : DB05 (mg/l)

AUX INSTANTS :

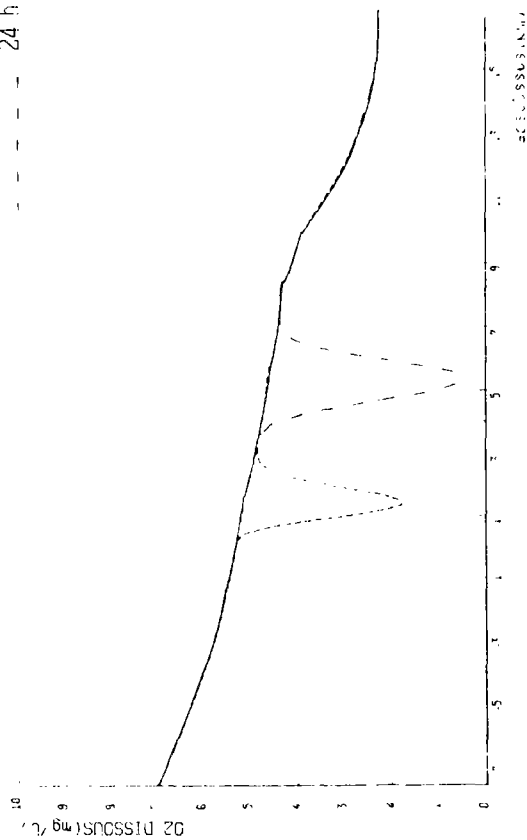
— 0 h₀ 0
 - - - 36 h₀ 0
 - - - 48 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOLU (mg/l)

AUX INSTANTS :

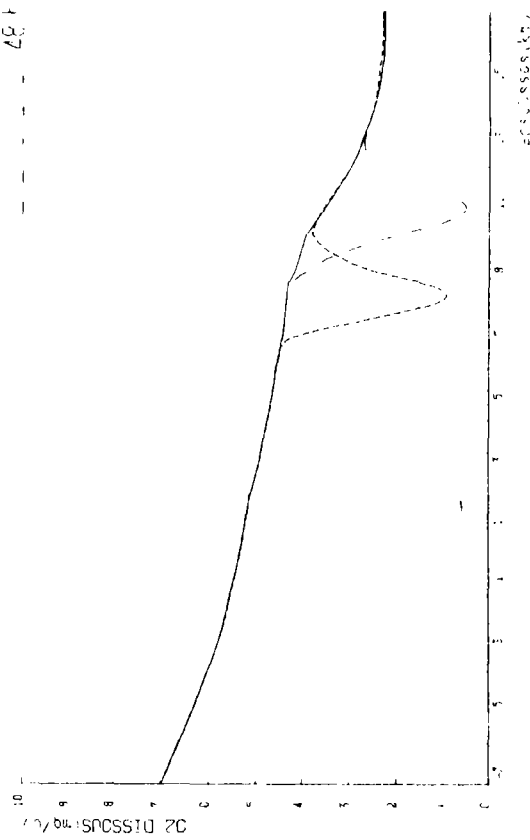
— 0 h₀ 0
 - - - 12 h₀ 0
 - - - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOLU (mg/l)

AUX INSTANTS :

— 0 h₀ 0
 - - - 36 h₀ 0
 - - - 48 h₀ 0

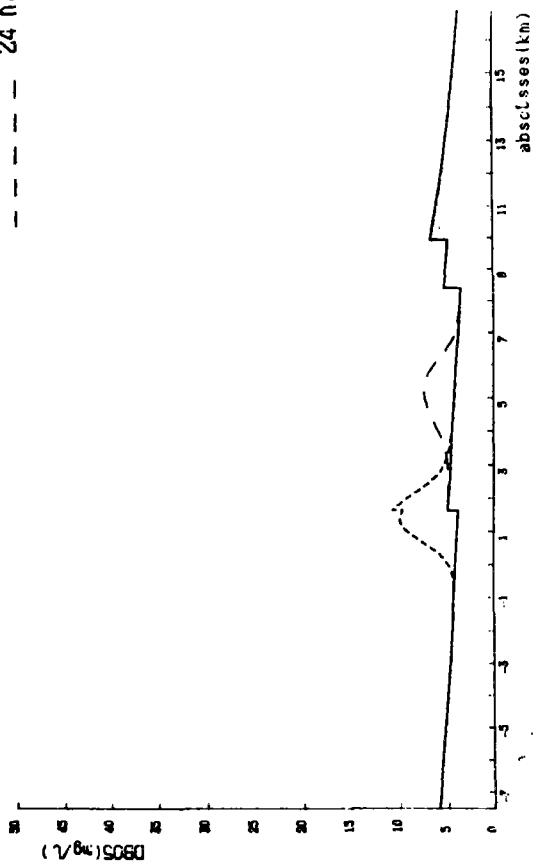


Etude de sensibilité du coefficient D. $D/V_y = 100 - D = 2.7 \text{ m}^2/\text{s}$

PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

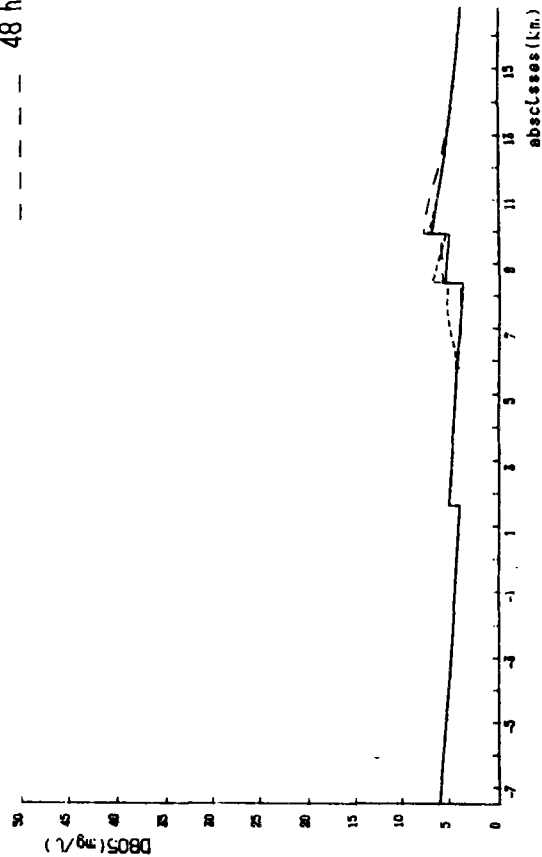
— 0 h₀ 0
 - - - 12 h₀ 0
 - - - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

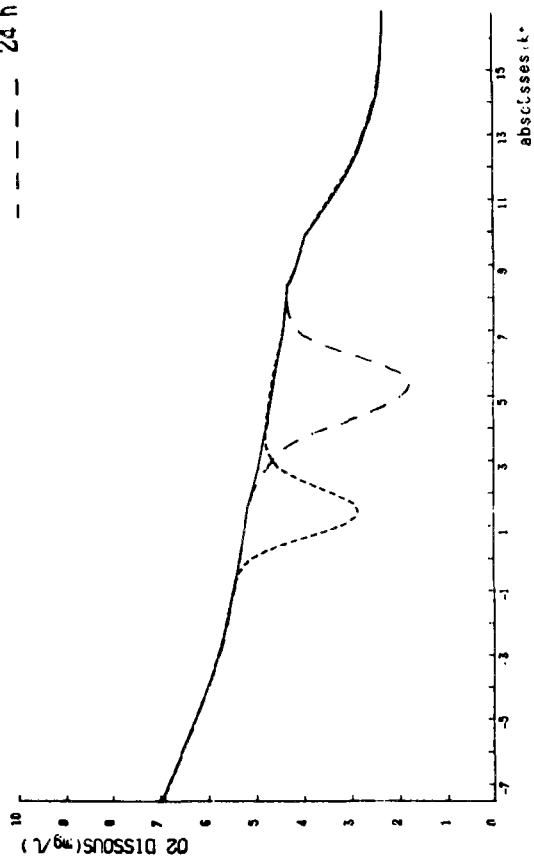
— 0 h₀ 0
 - - - 36 h₀ 0
 - - - 48 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

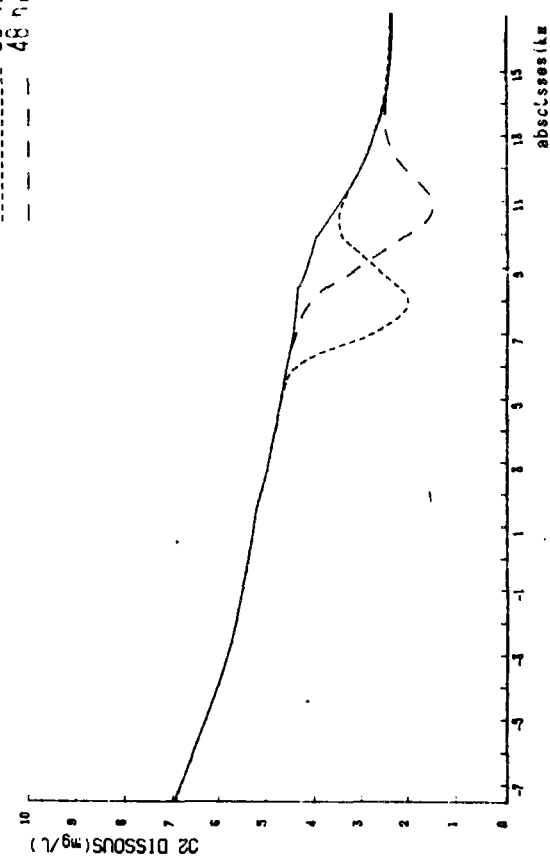
— 0 h₀ 0
 - - - 12 h₀ 0
 - - - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

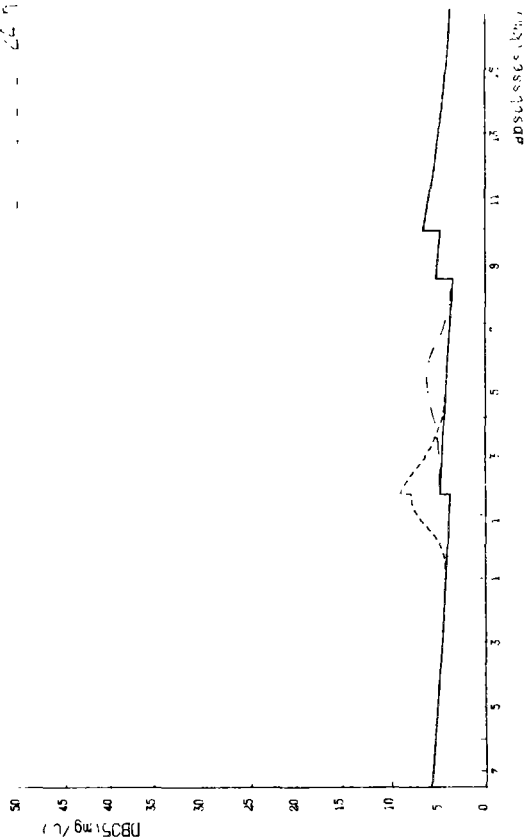
AUX INSTANTS:

— 0 h₀ 0
 - - - 36 h₀ 0
 - - - 48 h₀ 0



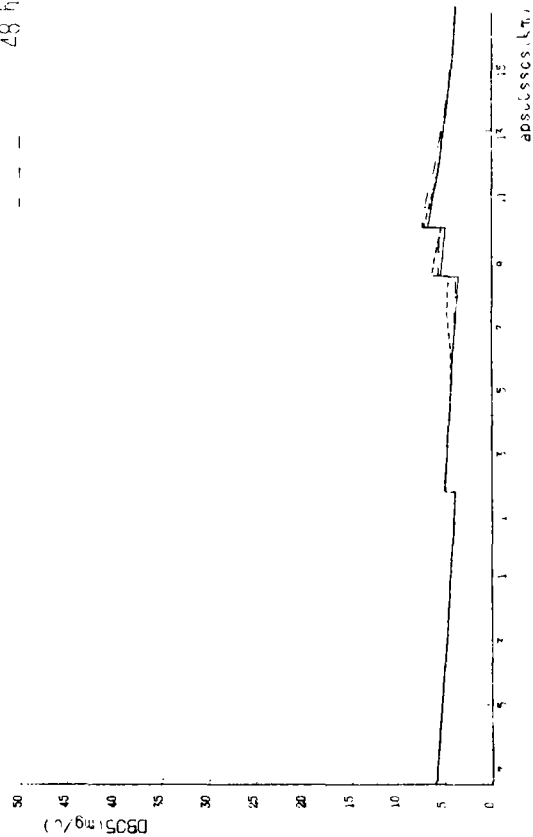
PROFILS EN LONG DE : DB05 (mg/L)
AUX INSTANTS :

0 h_a 0
12 h_a 0
24 h_a 0



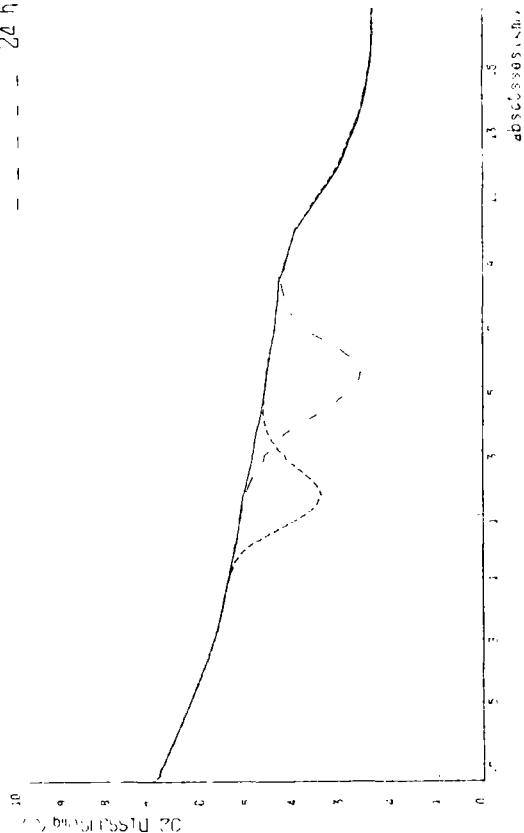
PROFILS EN LONG DE : DB05 (mg/L)
AUX INSTANTS :

0 h_a 0
36 h_a 0
48 h_a 0



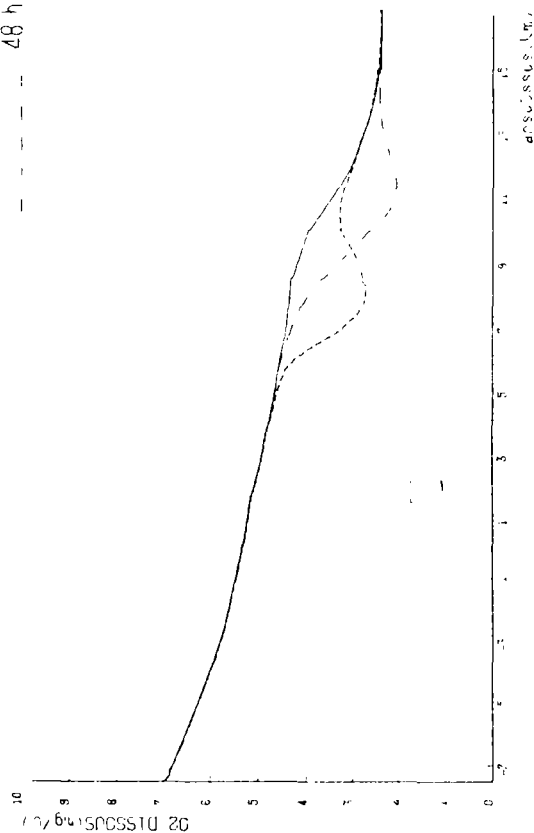
PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)
AUX INSTANTS :

0 h_a 0
12 h_a 0
24 h_a 0



PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)
AUX INSTANTS :

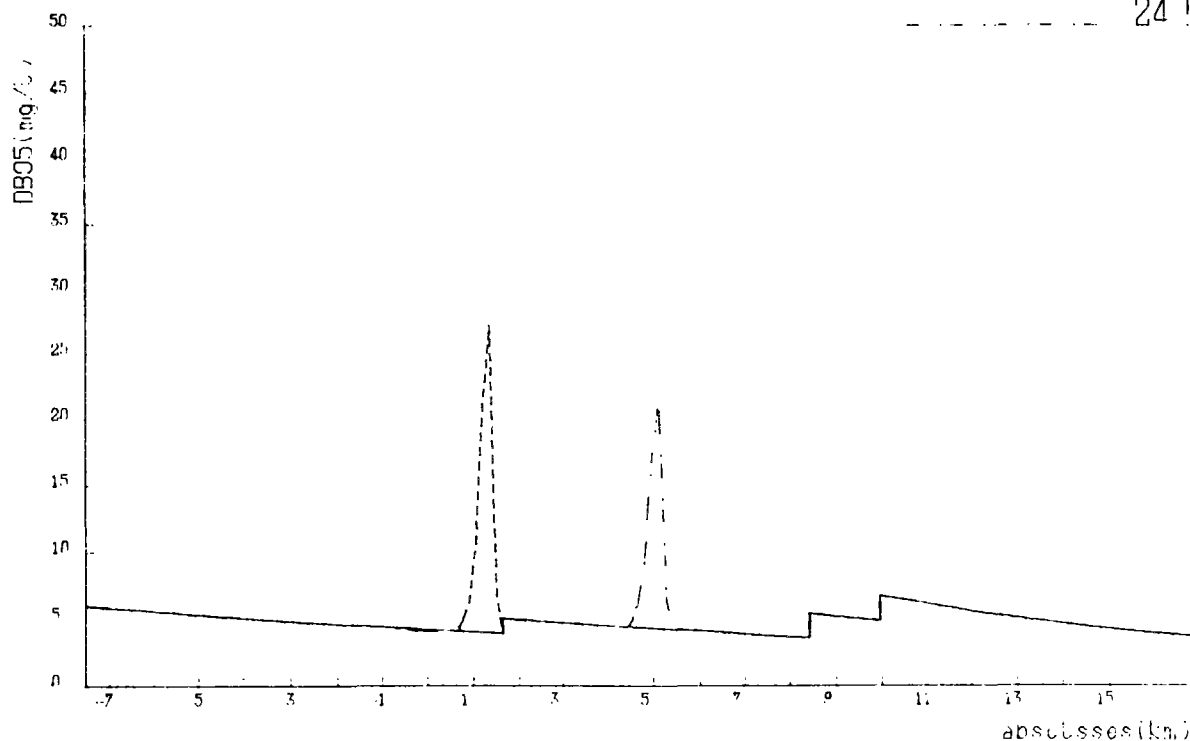
0 h_a 0
36 h_a 0
48 h_a 0



PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/l)

AUX INSTANTS :

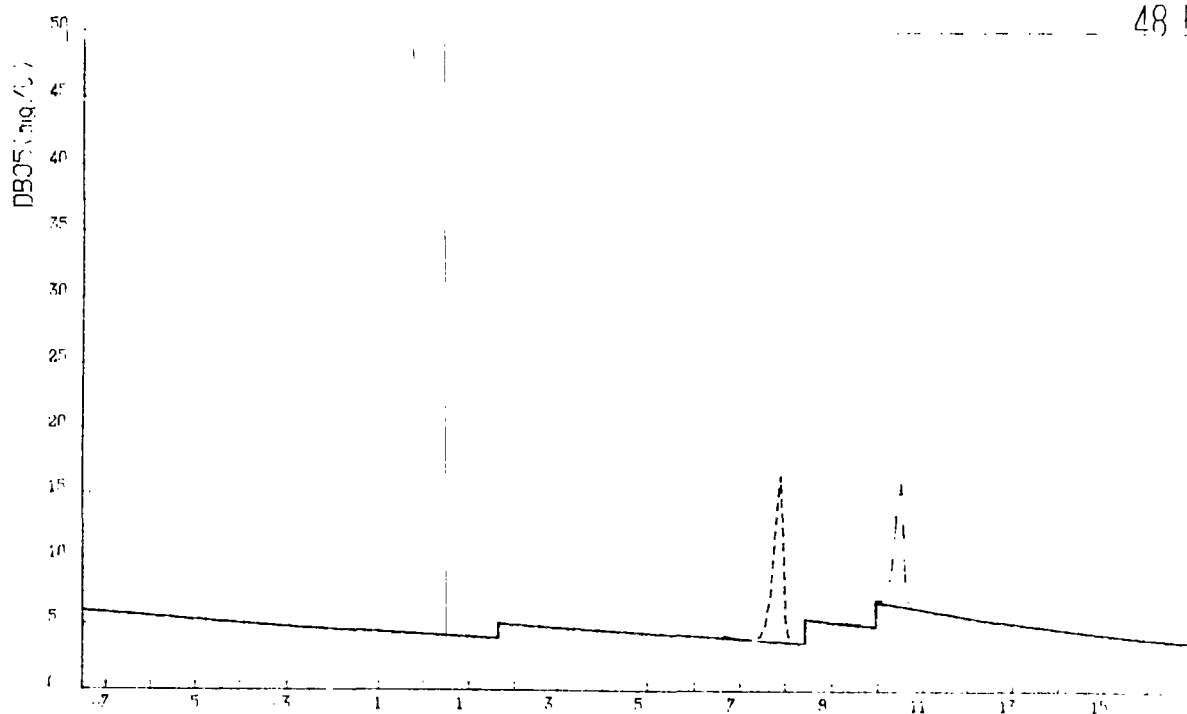
_____ 0 h 0
 - - - - - 12 h 0
 24 h 0



PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/l)

AUX INSTANTS :

_____ 0 h 0
 - - - - - 36 h 0
 48 h 0



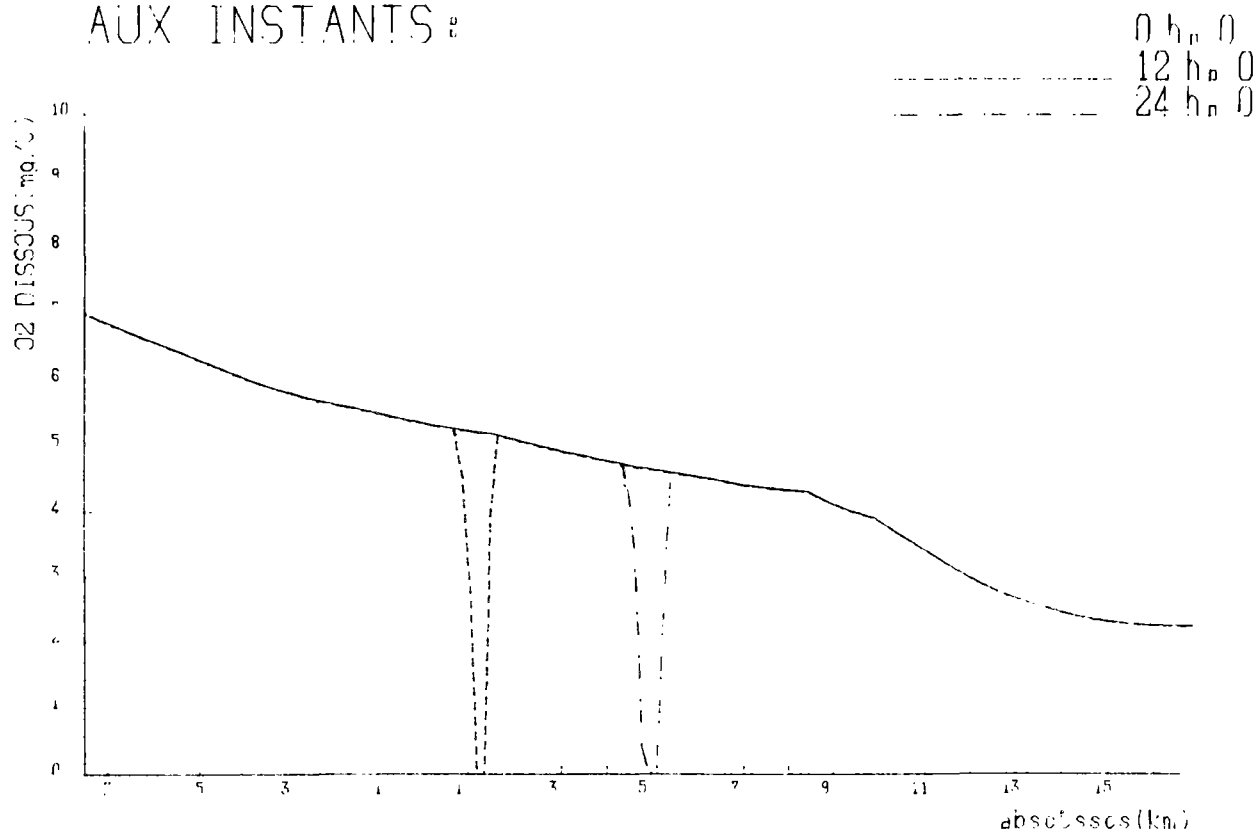
REGIME PERMANENT :

Un pollutogramme à l'entrée
du bief 5

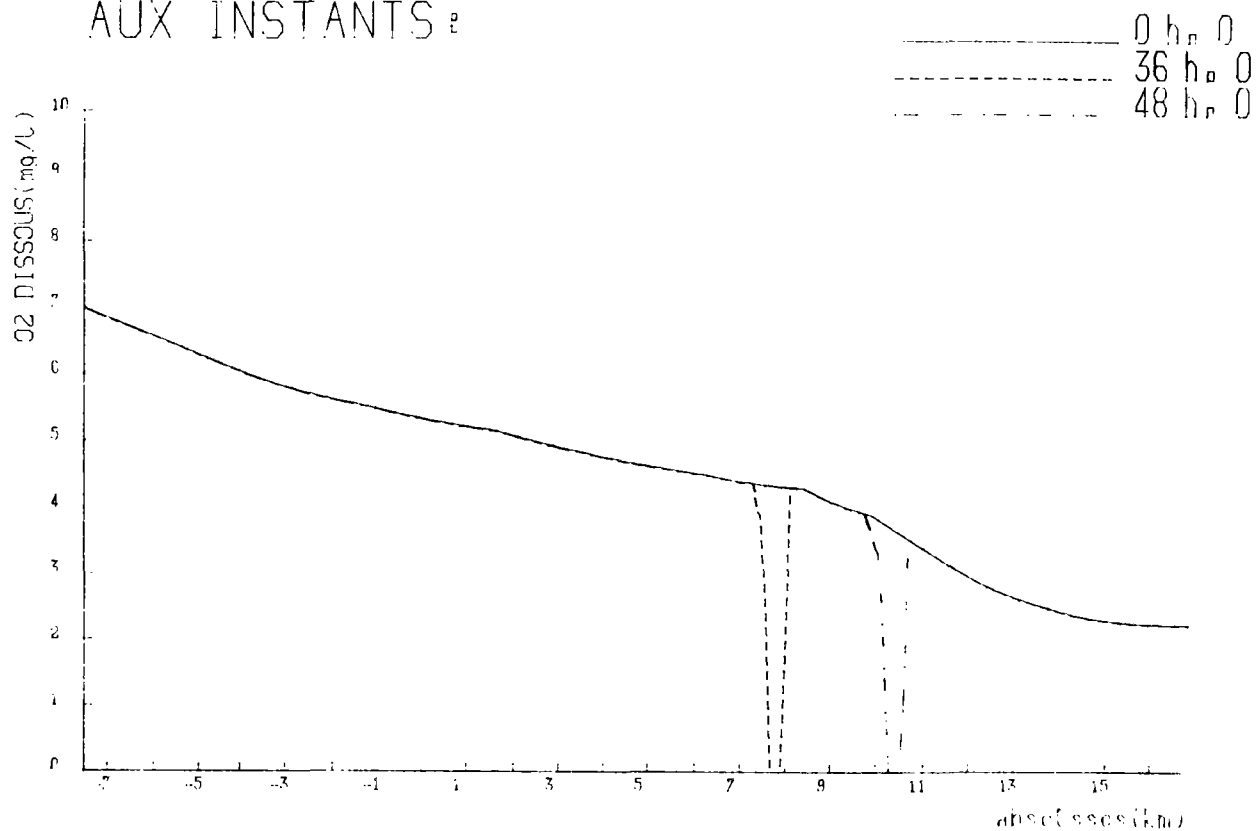
abscisses (km)

F18-1

PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)
AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)
AUX INSTANTS :



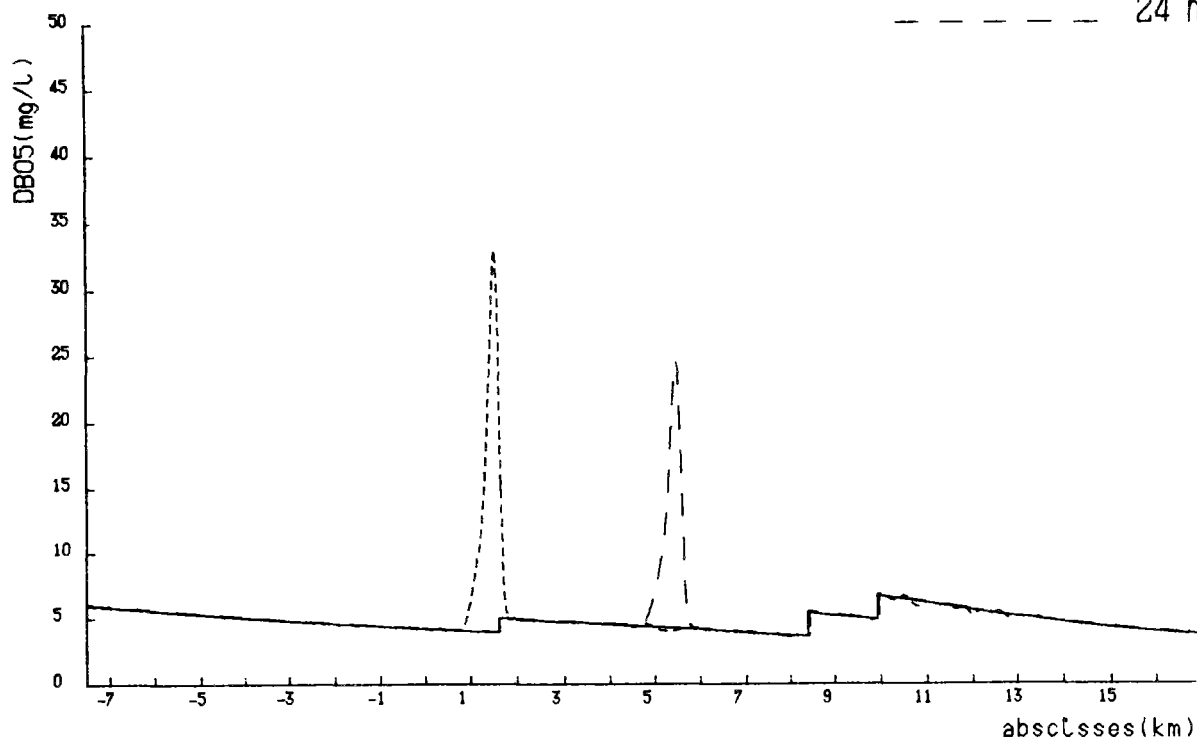
REGIME PERMANENT : Un pollutogramme à l'entrée
du bief 5

F18-2

PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :

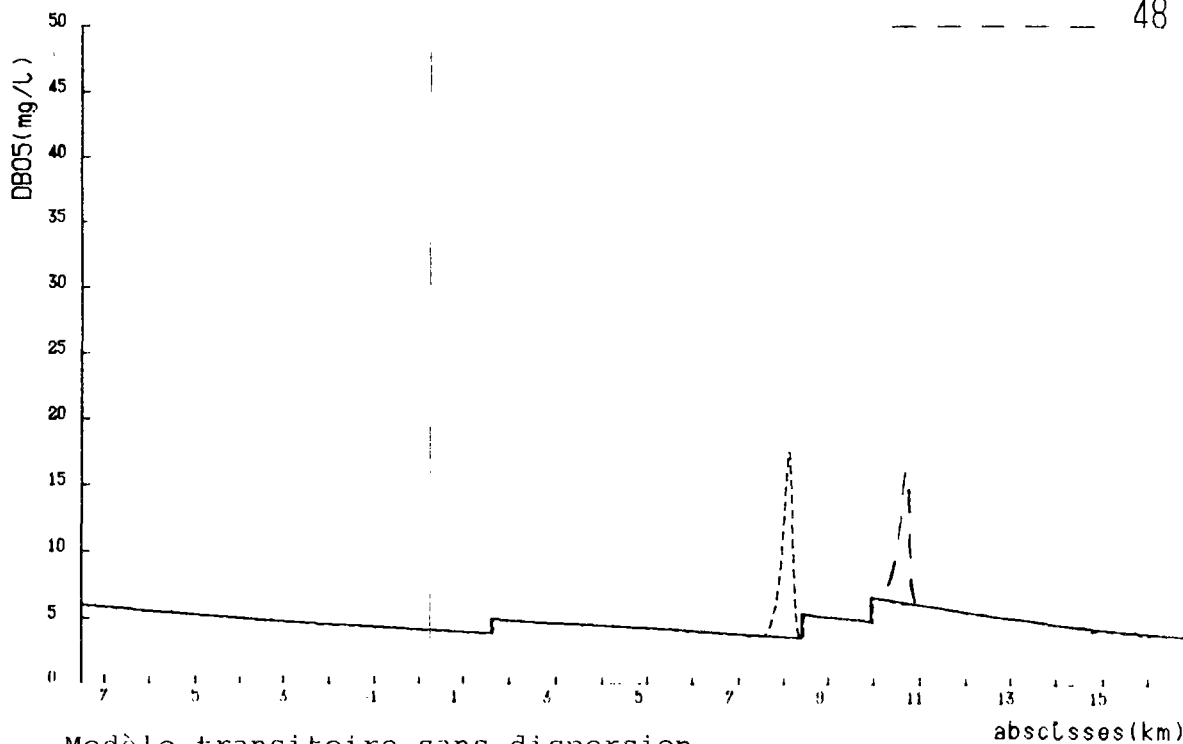
——— 0 h. 0
 - - - - 12 h. 0
 - - - - 24 h. 0



PROFILS EN LONG DE : DB05(mg/L)

AUX INSTANTS :

——— 0 h. 0
 - - - - 36 h. 0
 - - - - 48 h. 0

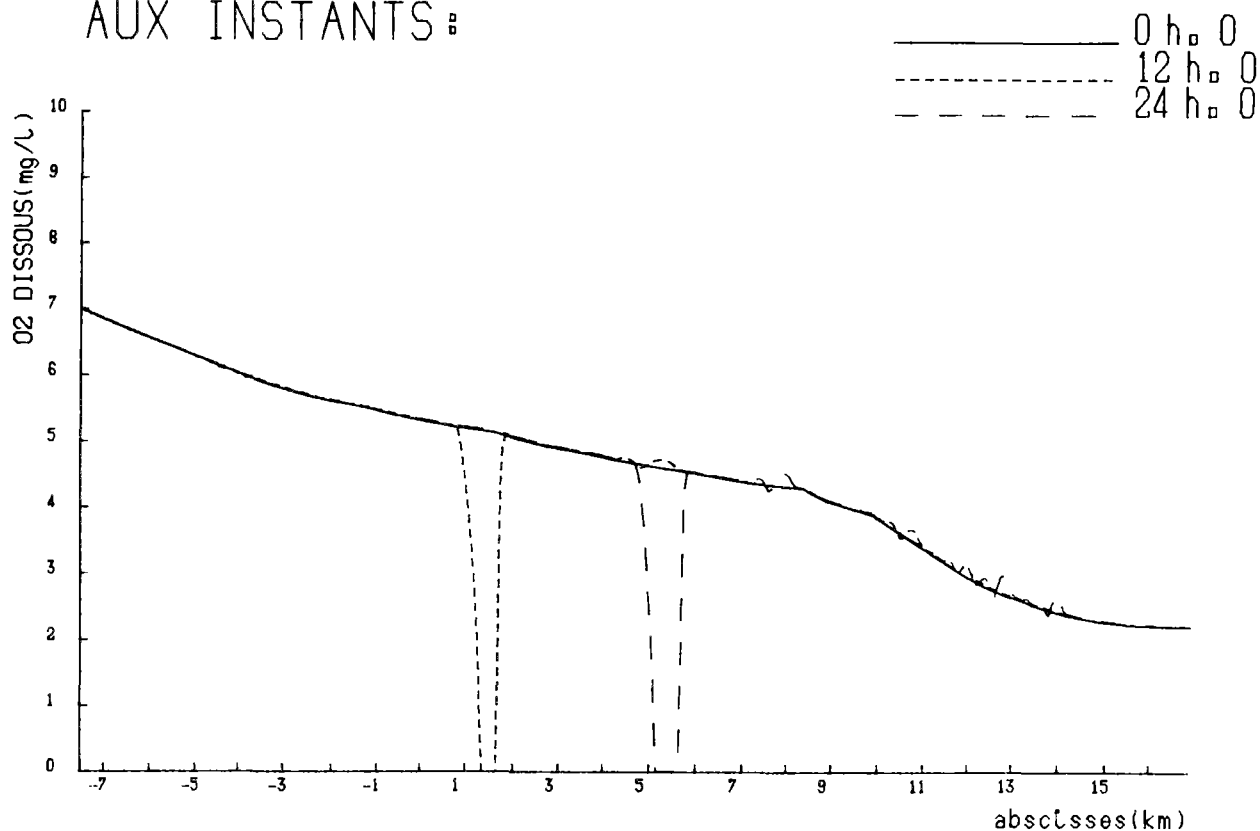


Modèle transitoire sans dispersion

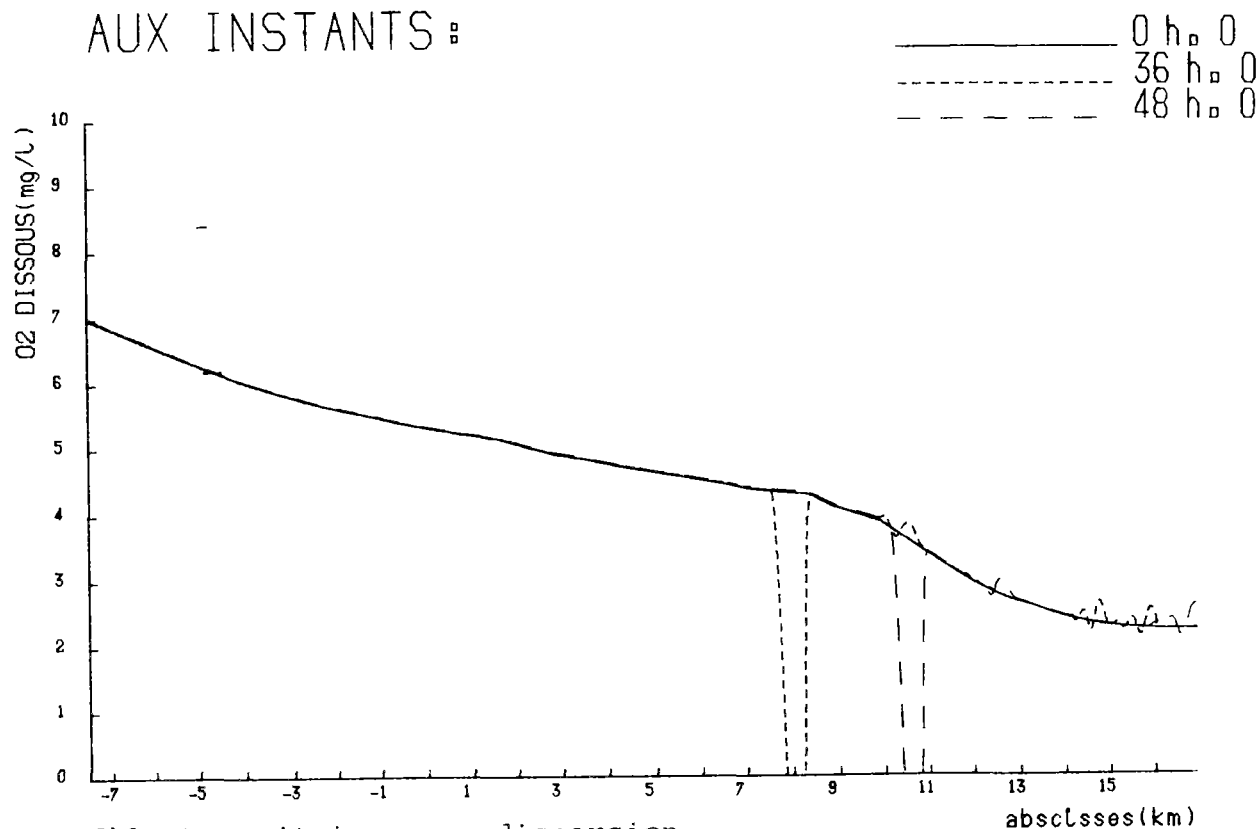
Un pollutogramme à l'entrée du bief 5 - DT = 5 mn

F18-3

PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS(mg/L)
AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS(mg/L)
AUX INSTANTS :



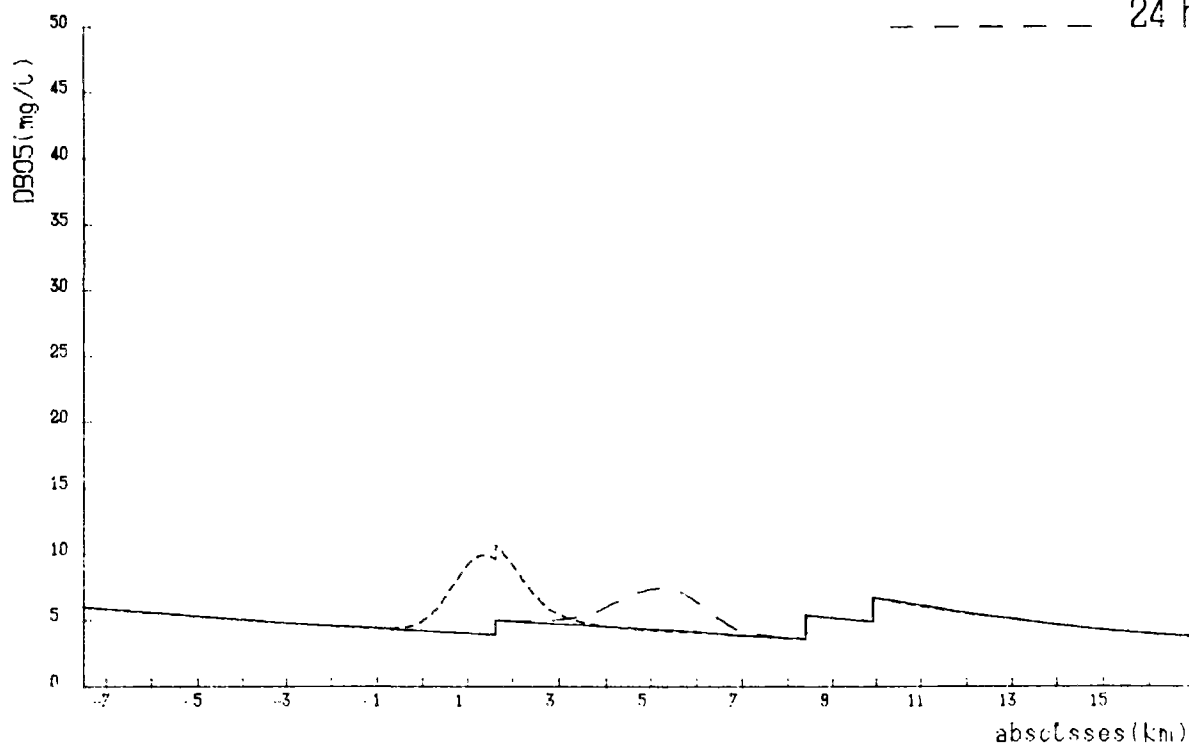
Modèle transitoire sans dispersion

Un pollutogramme a l'entrée du bief 5 - DT = 5 mn

PROFILS EN LONG DE : DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS :

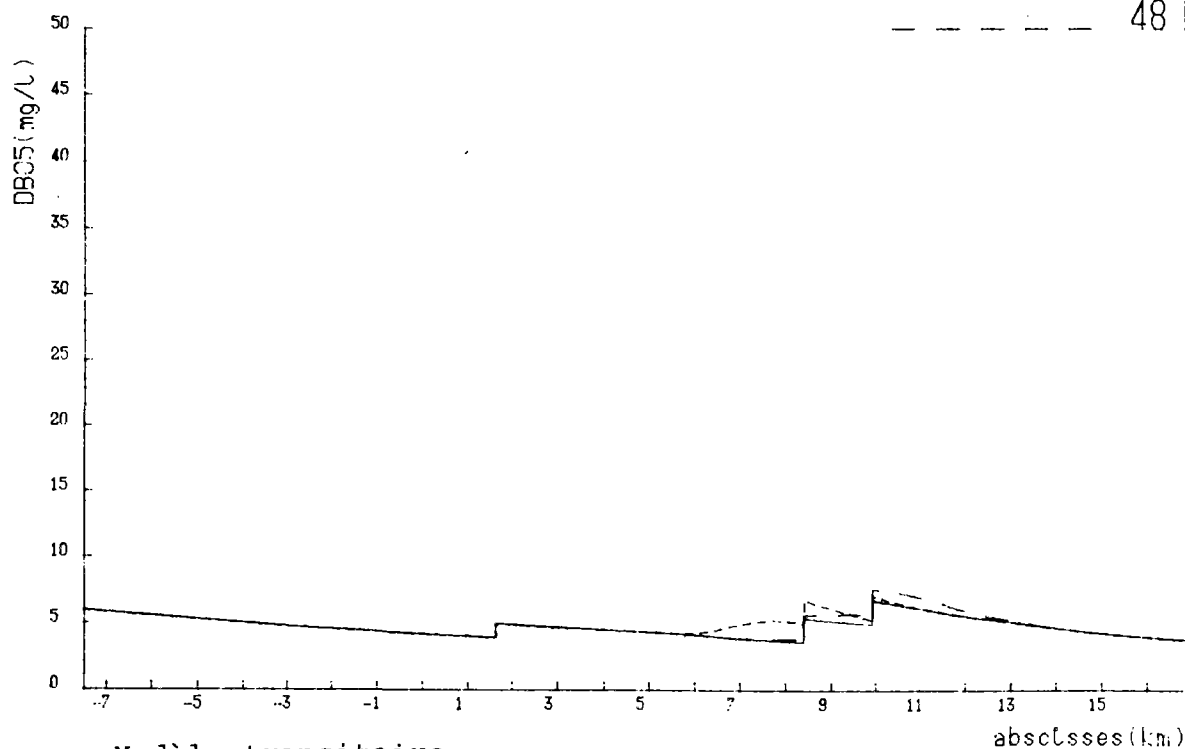
..... 0 h 0
 - - - - - 12 h 0
 - - - - - 24 h 0



PROFILS EN LONG DE : DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS :

..... 0 h 0
 - - - - - 36 h 0
 - - - - - 48 h 0



Modèle transitoire

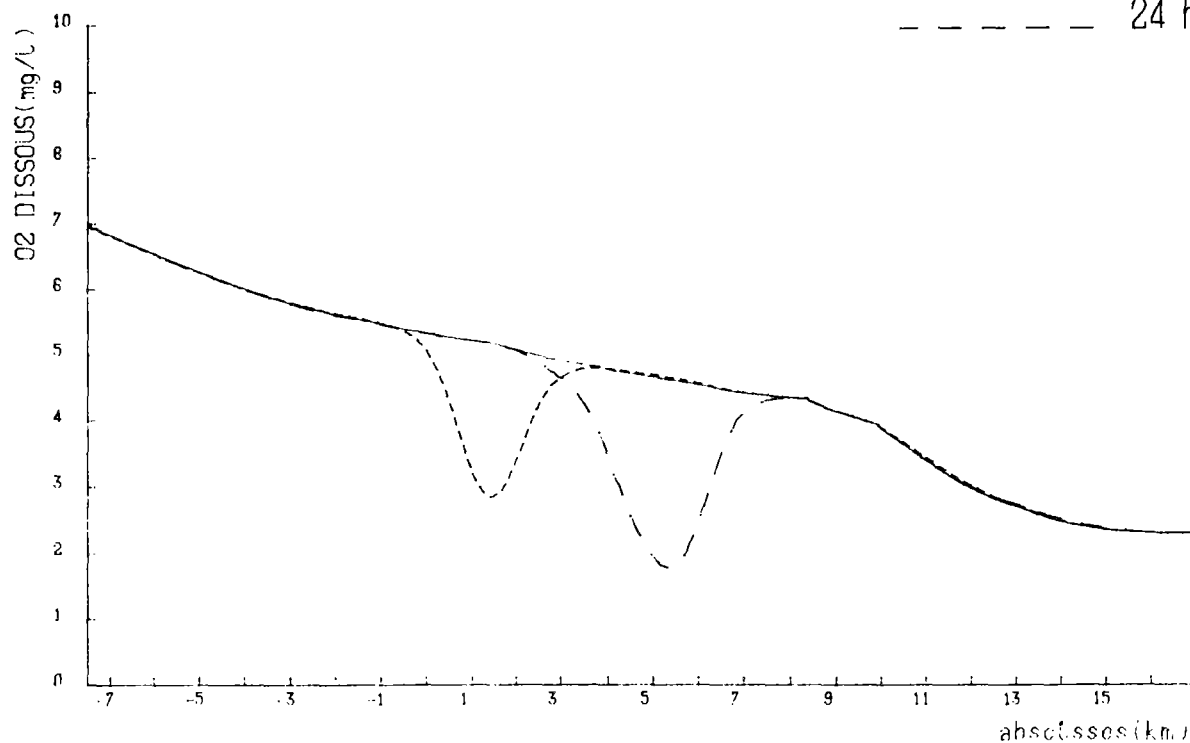
Un pollutogramme à l'entrée du bief 5

F18-5

PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

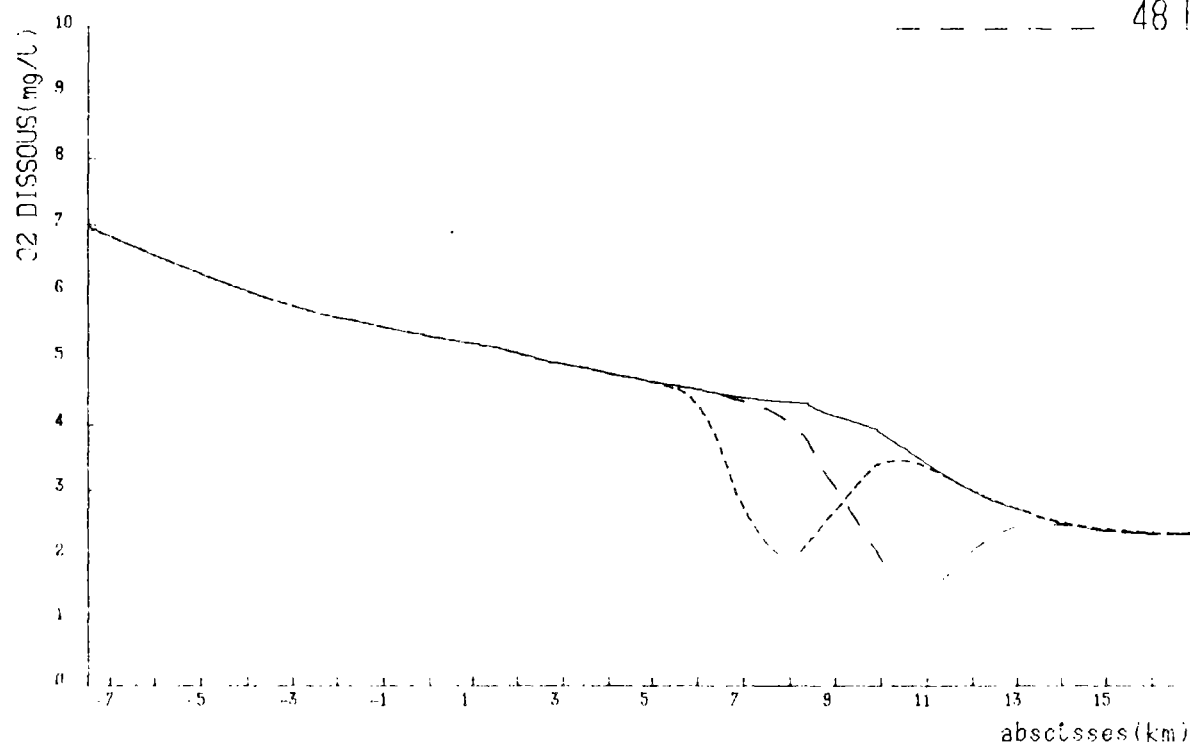
..... 0 h₀ 0
 - - - - - 12 h₀ 0
 - - - - - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

..... 0 h₀ 0
 - - - - - 36 h₀ 0
 - - - - - 48 h₀ 0



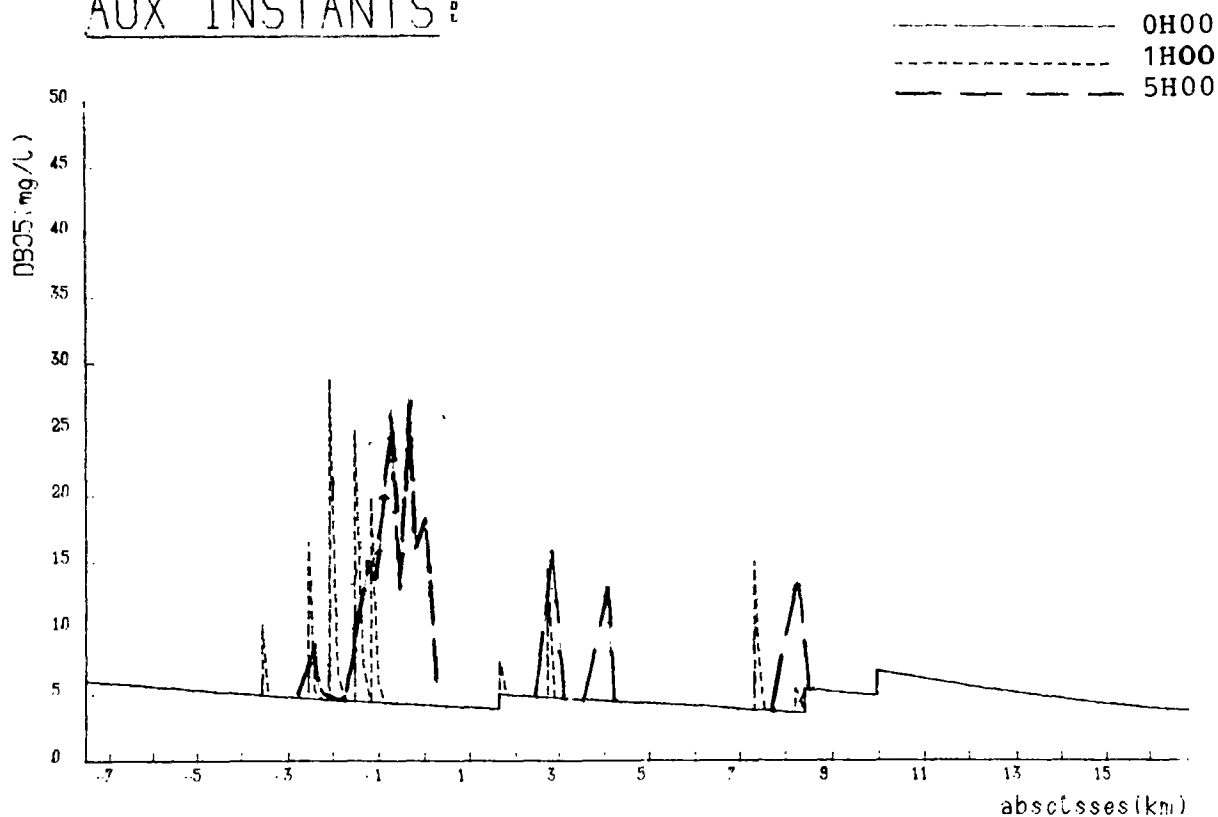
Modèle transitoire

Un pollutogramme à l'entrée du bief 5

F18-6

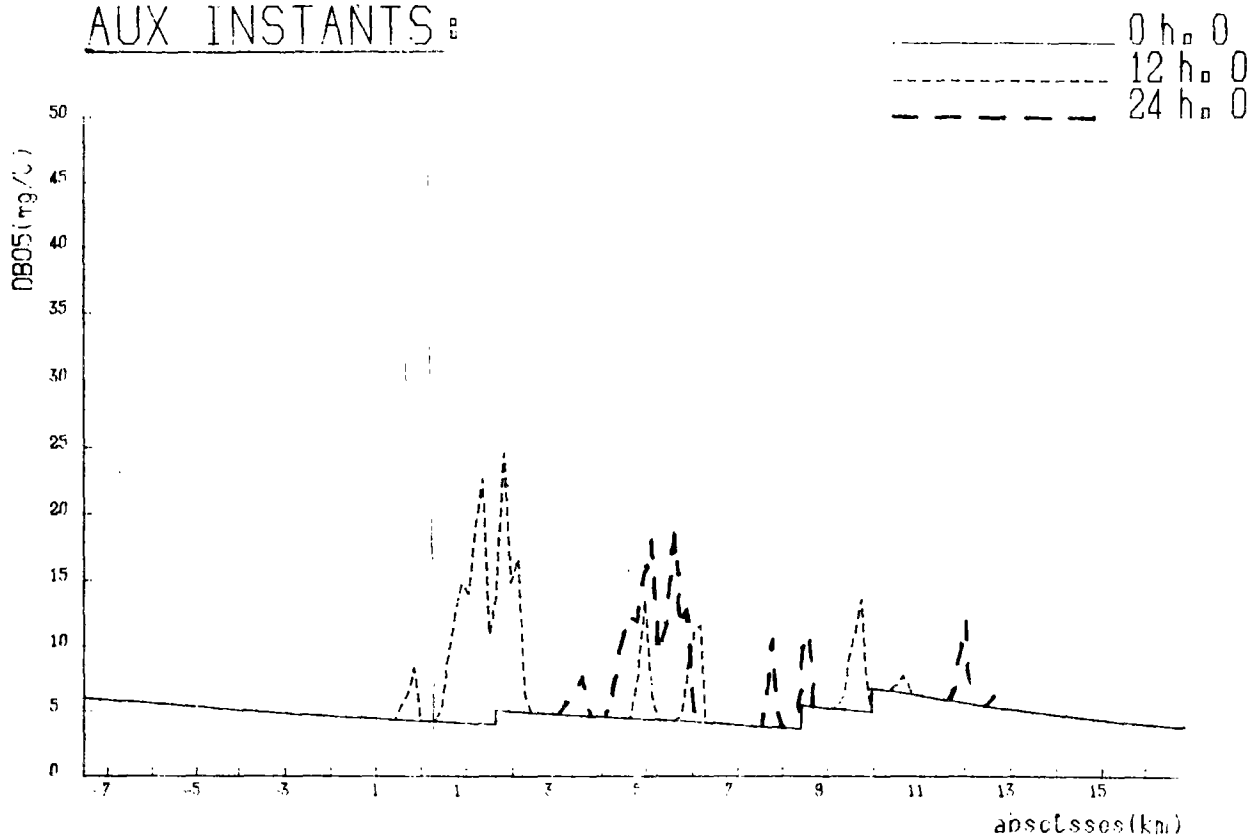
PROFILS EN LONG DE $\text{DBO}_5(\text{mg/L})$

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE $\text{DBO}_5(\text{mg/L})$

AUX INSTANTS :

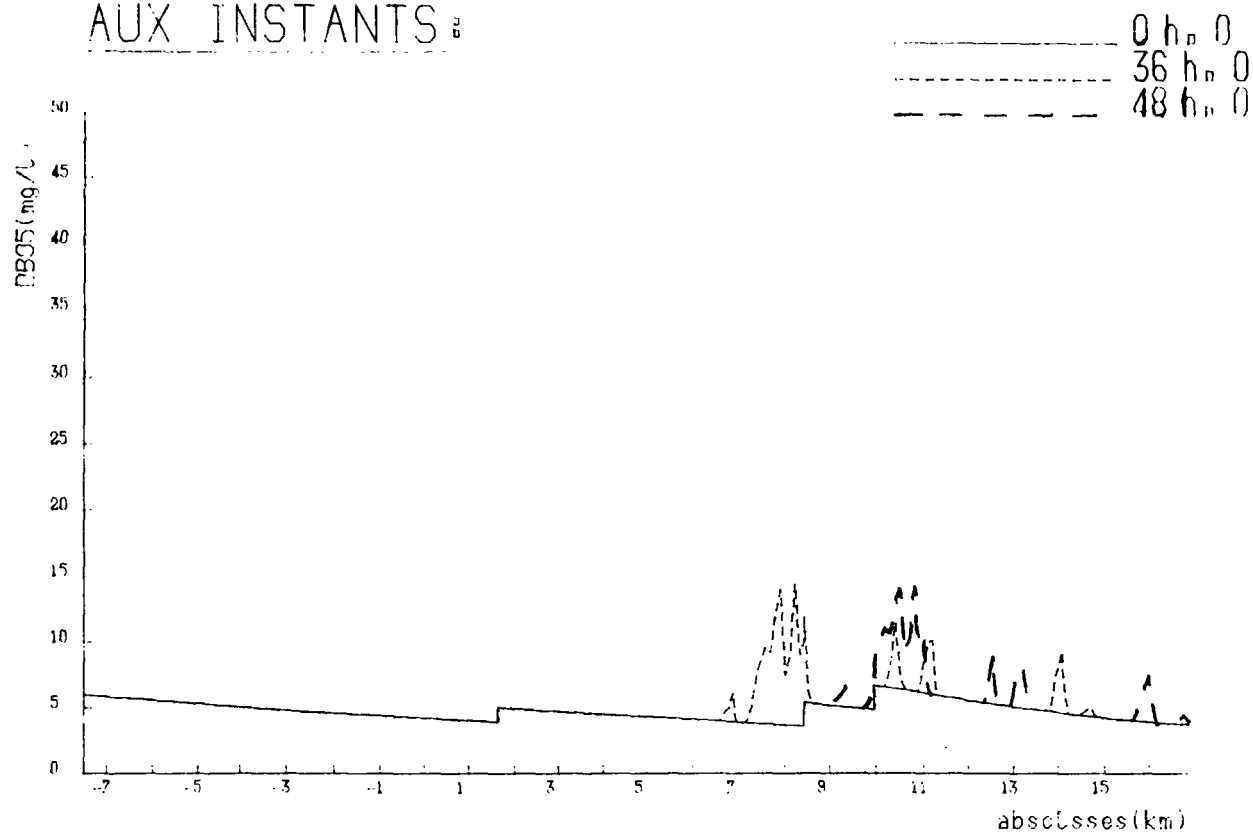


Modèle permanent

Pluie du 13/07/1977

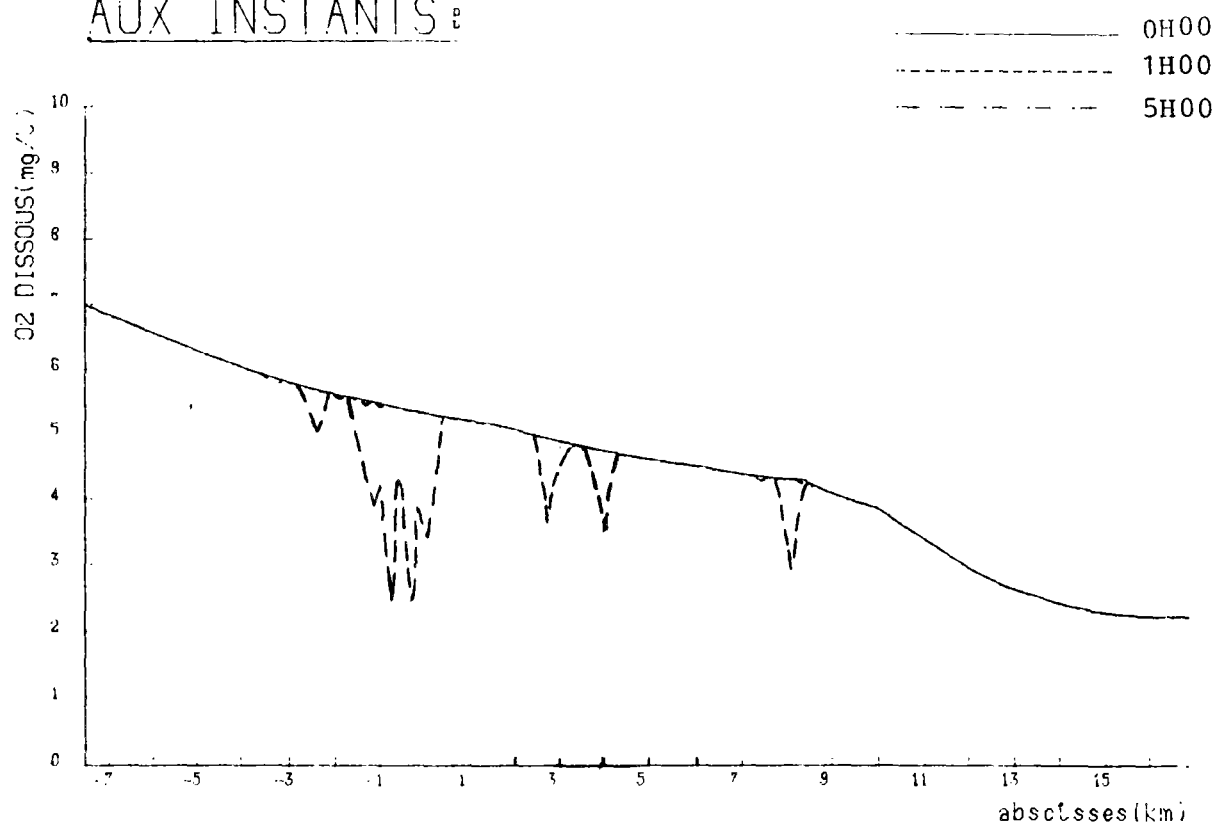
PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/L)

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :



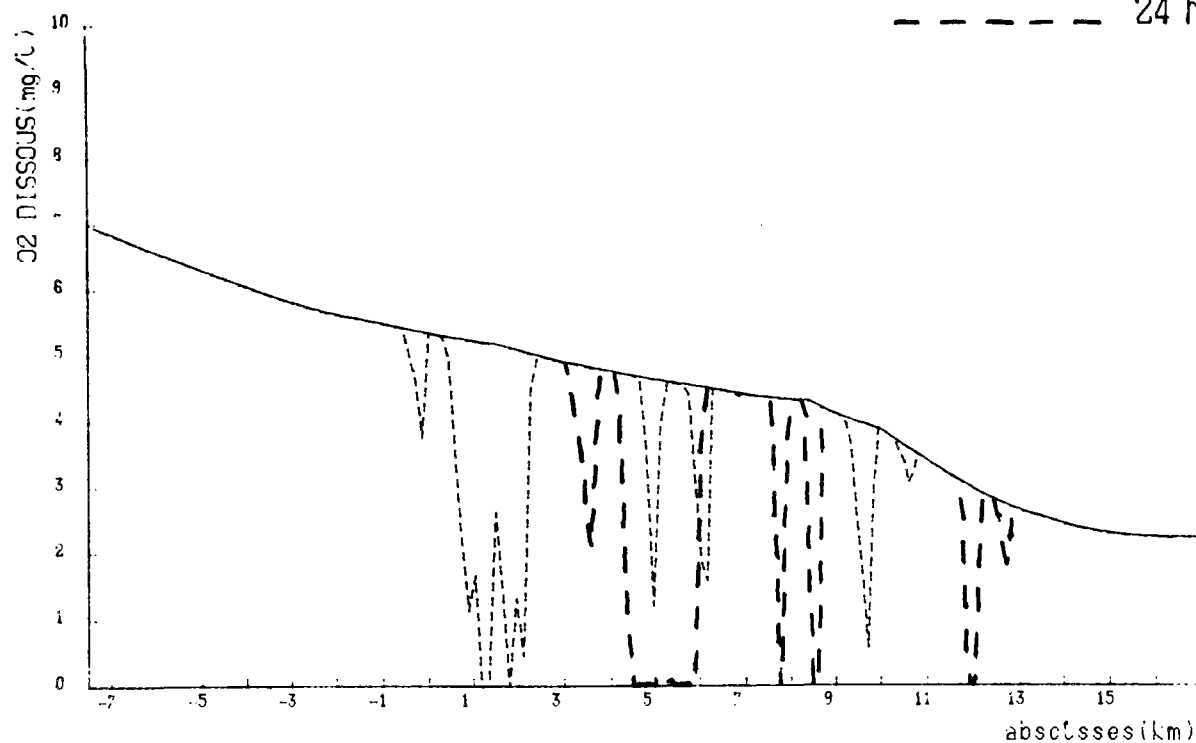
MODELE PERMANENT

Pluie du 13/07/1977

PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

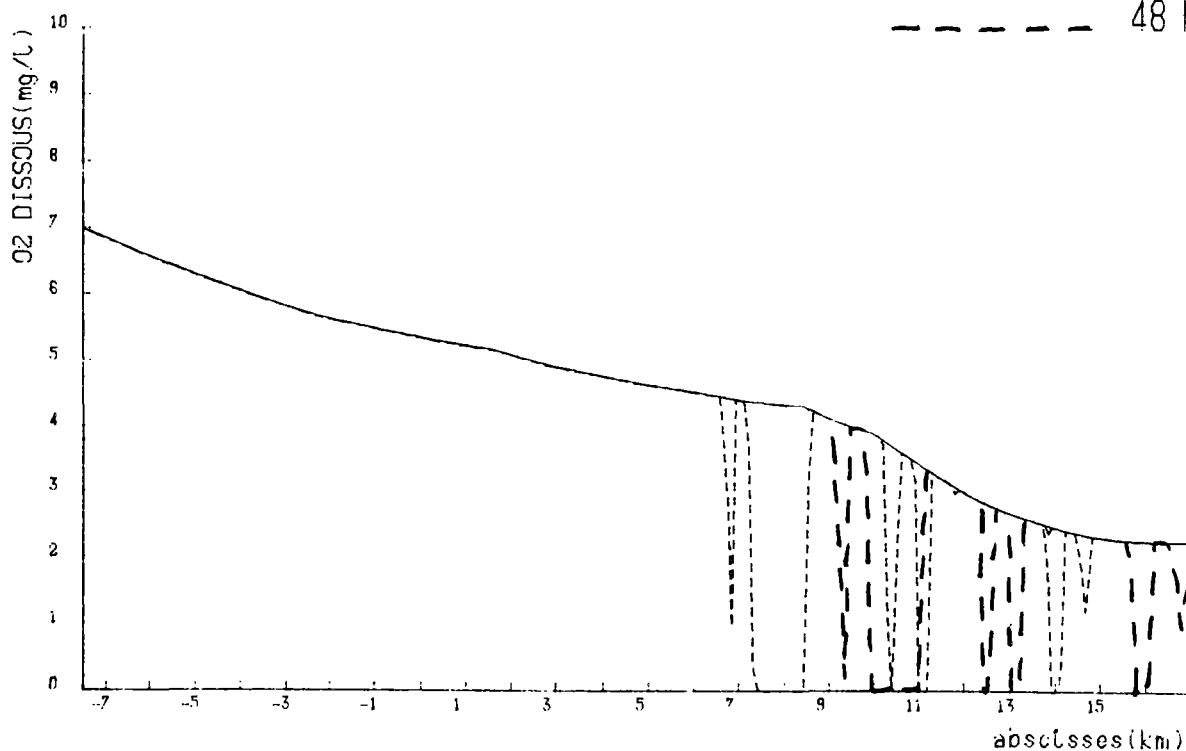
————— 0 h₀ 0
 - - - - - 12 h₀ 0
 - - - - - 24 h₀ 0



PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

————— 0 h₀ 0
 - - - - - 36 h₀ 0
 - - - - - 48 h₀ 0

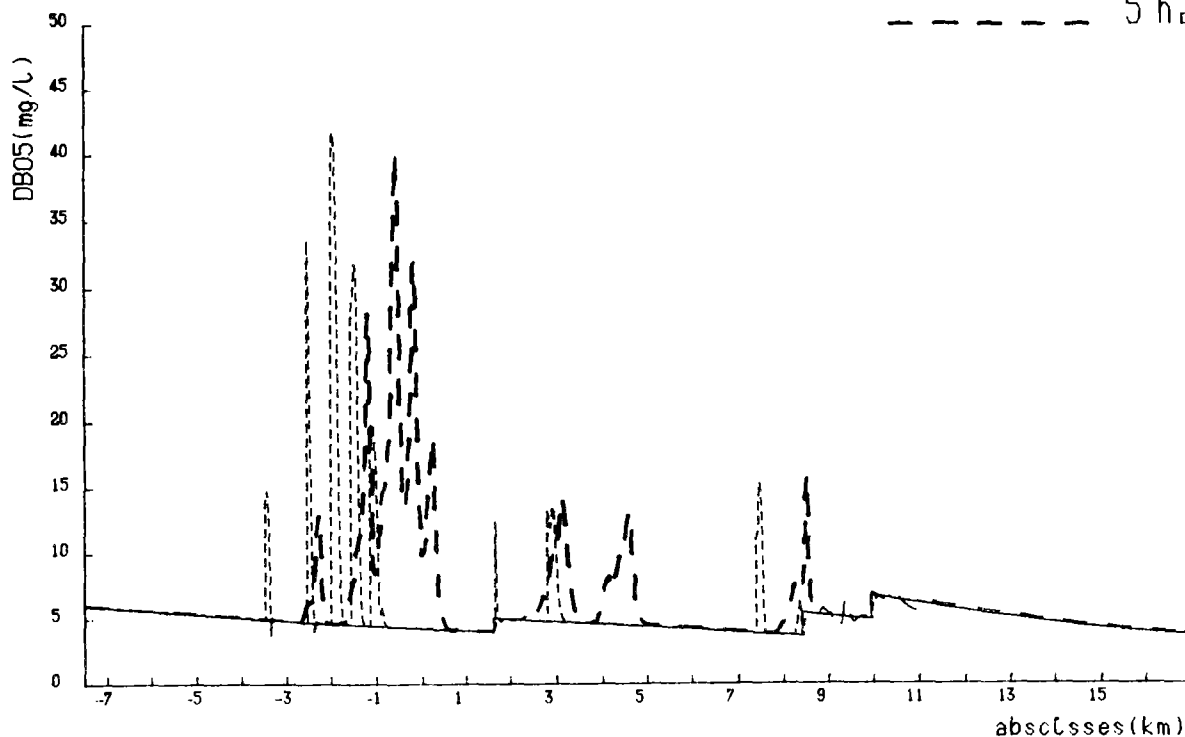


MODELE PERMANENT

Pluie du 13/07/1977

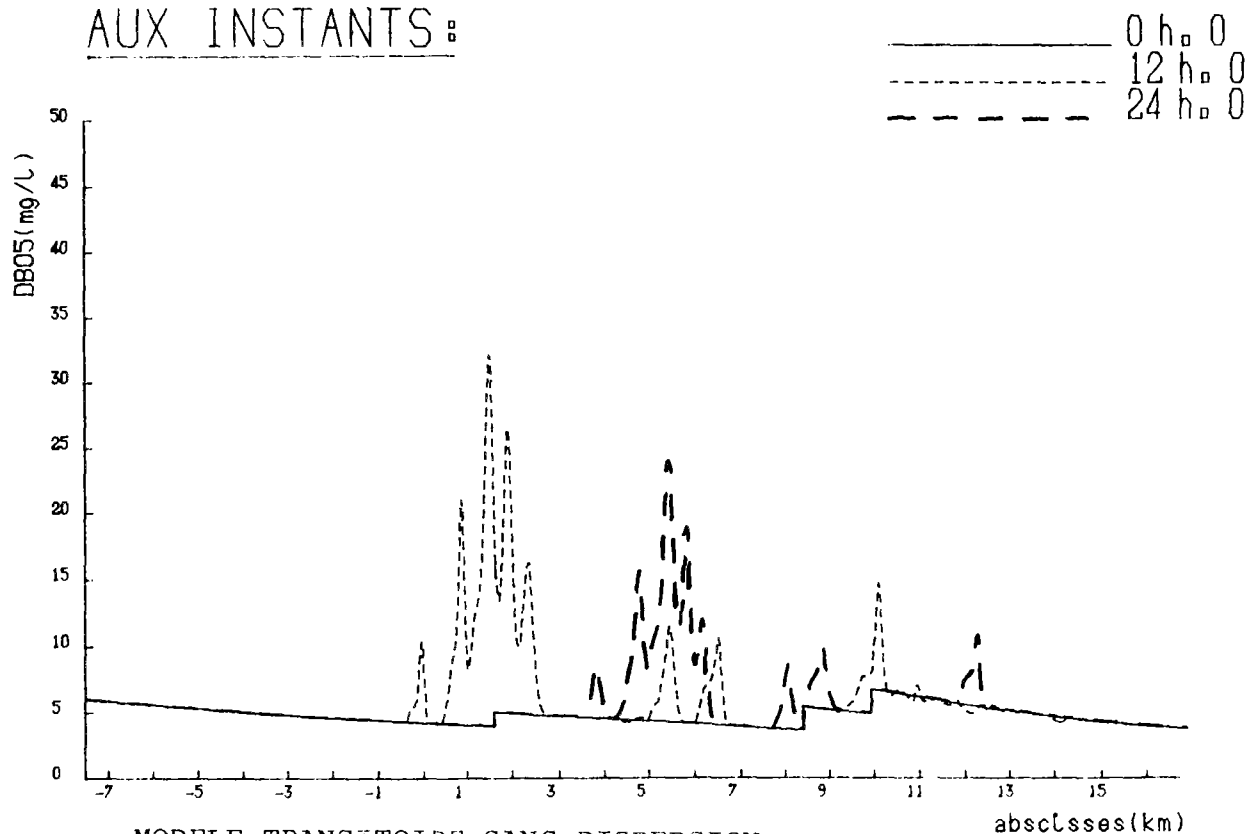
PROFILS EN LONG DE : DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS :



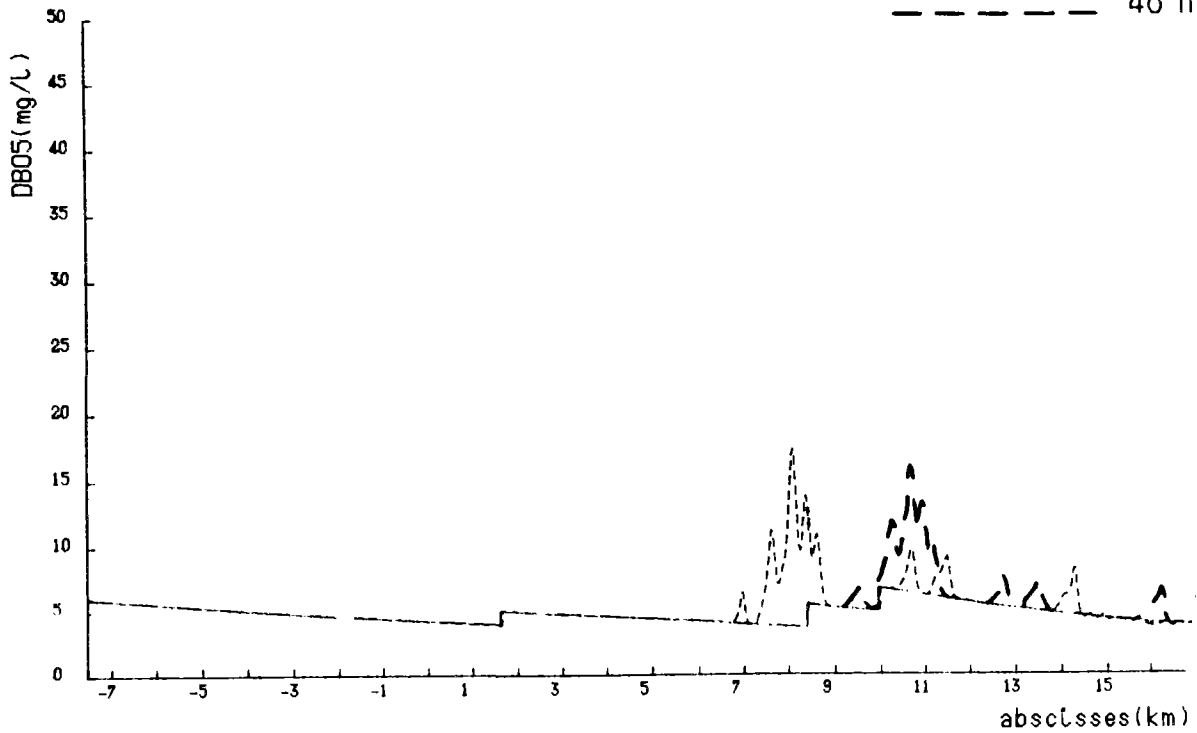
MODELE TRANSITOIRE SANS DISPERSION

Pluie du 13/07/1977

PROFILS EN LONG DE : DB05 (mg/L)

AUX INSTANTS :

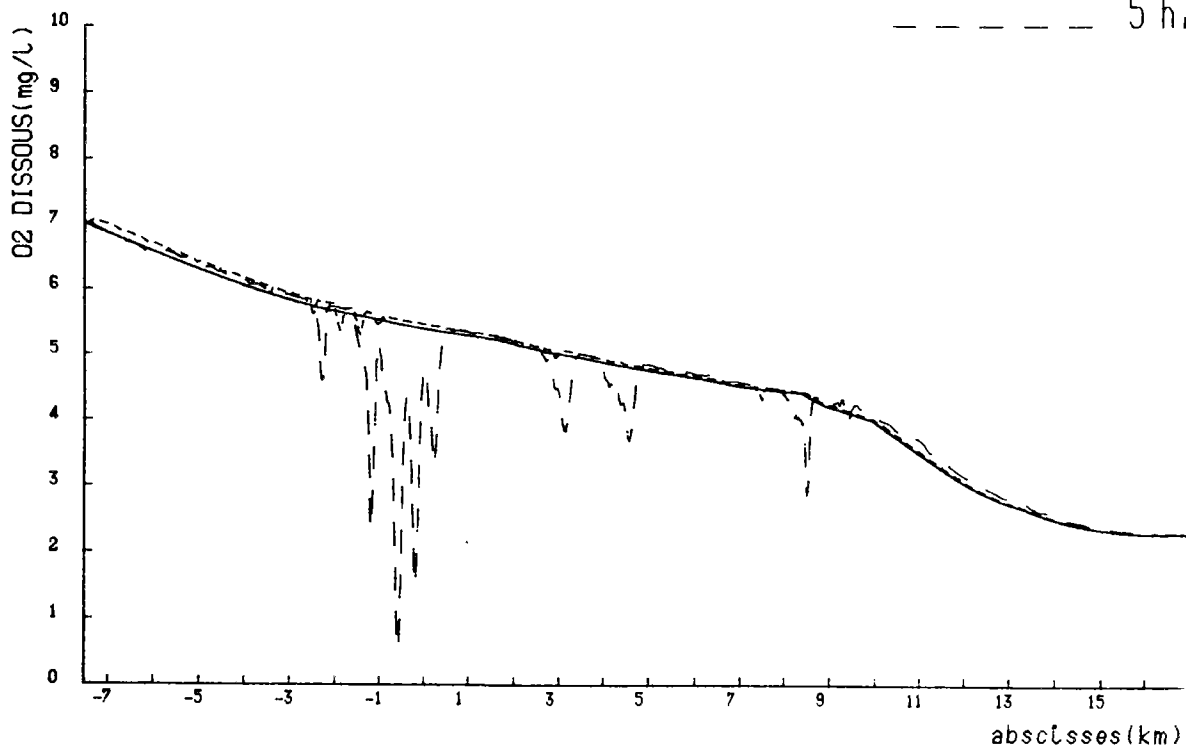
— 0 h 0
 - - - 36 h 0
 - - - 48 h 0



PROFILS EN LONG DE : O2 DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

— 0 h 0
 - - - 1 h 0
 - - - 5 h 0



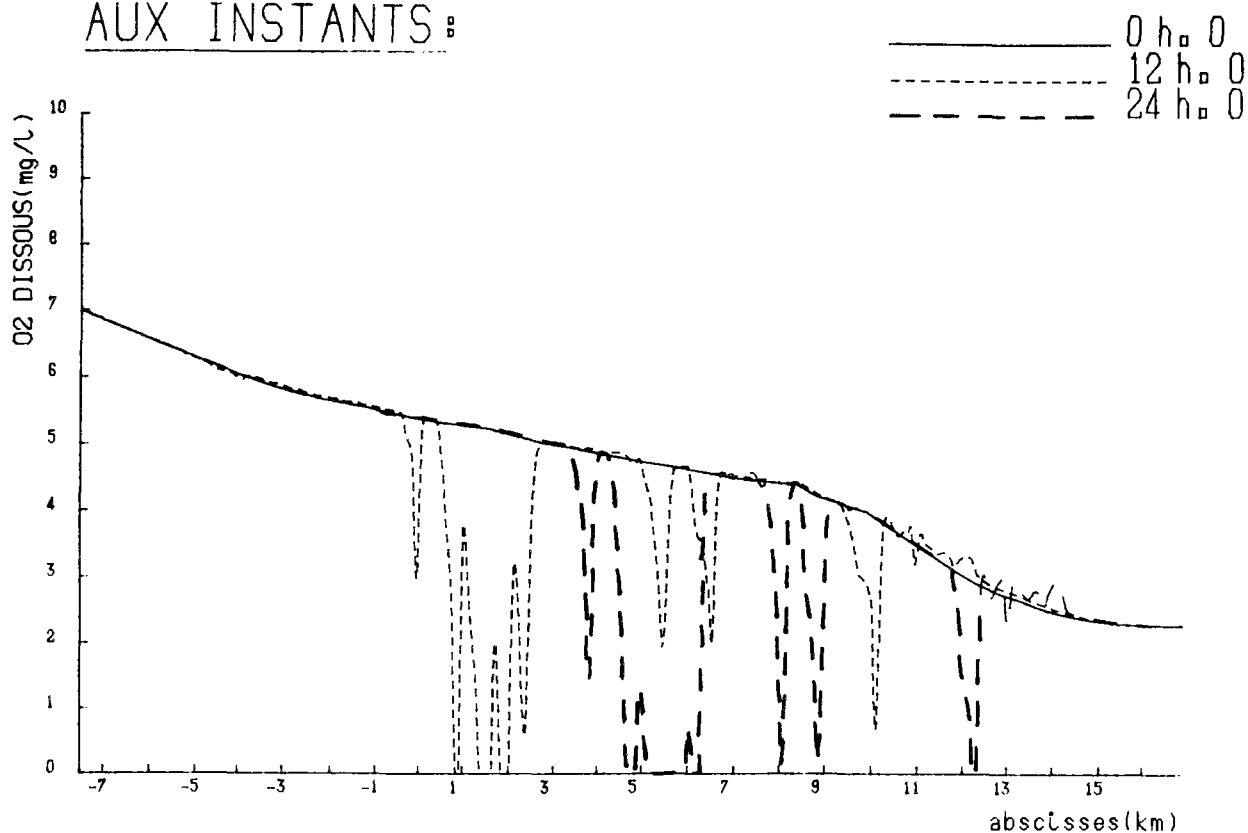
MODELE TRANSITOIRE SANS DISPERSION

Pluie du 13/07/1977

F19-5

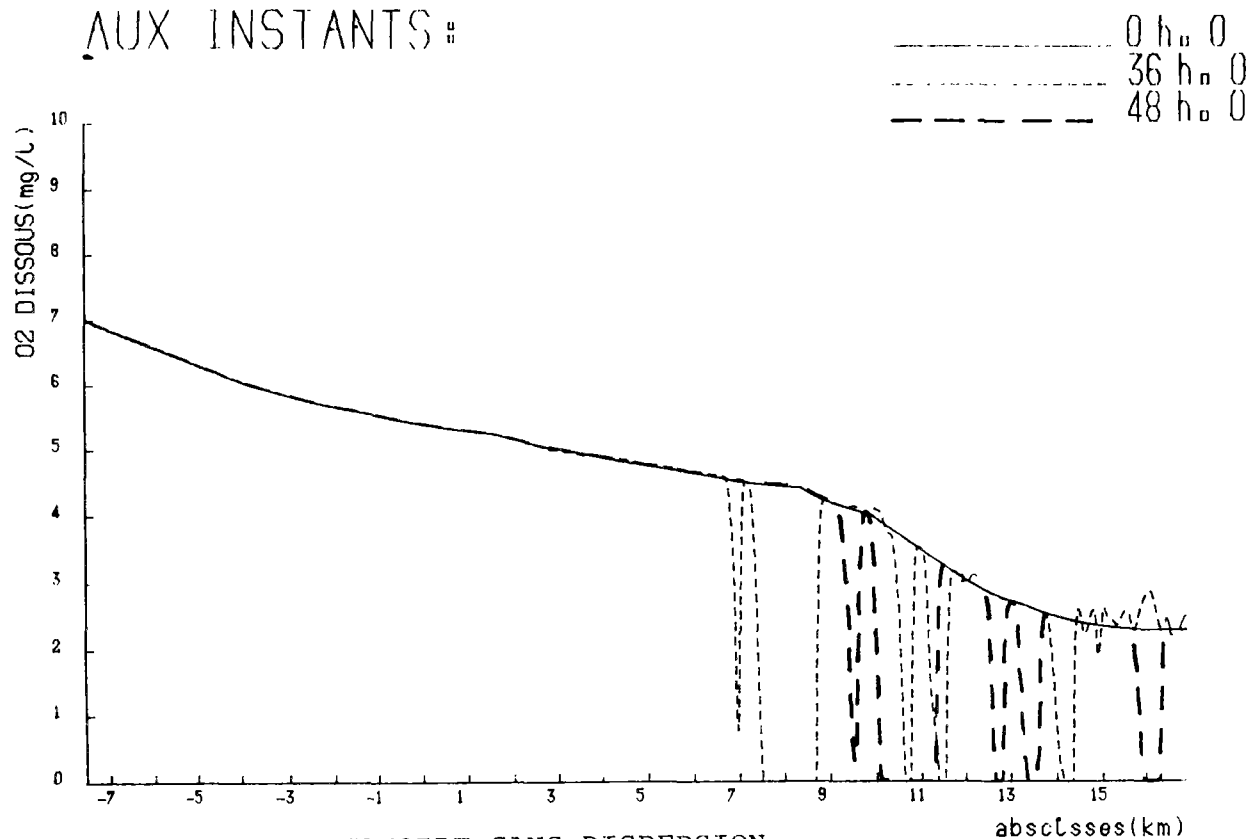
PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

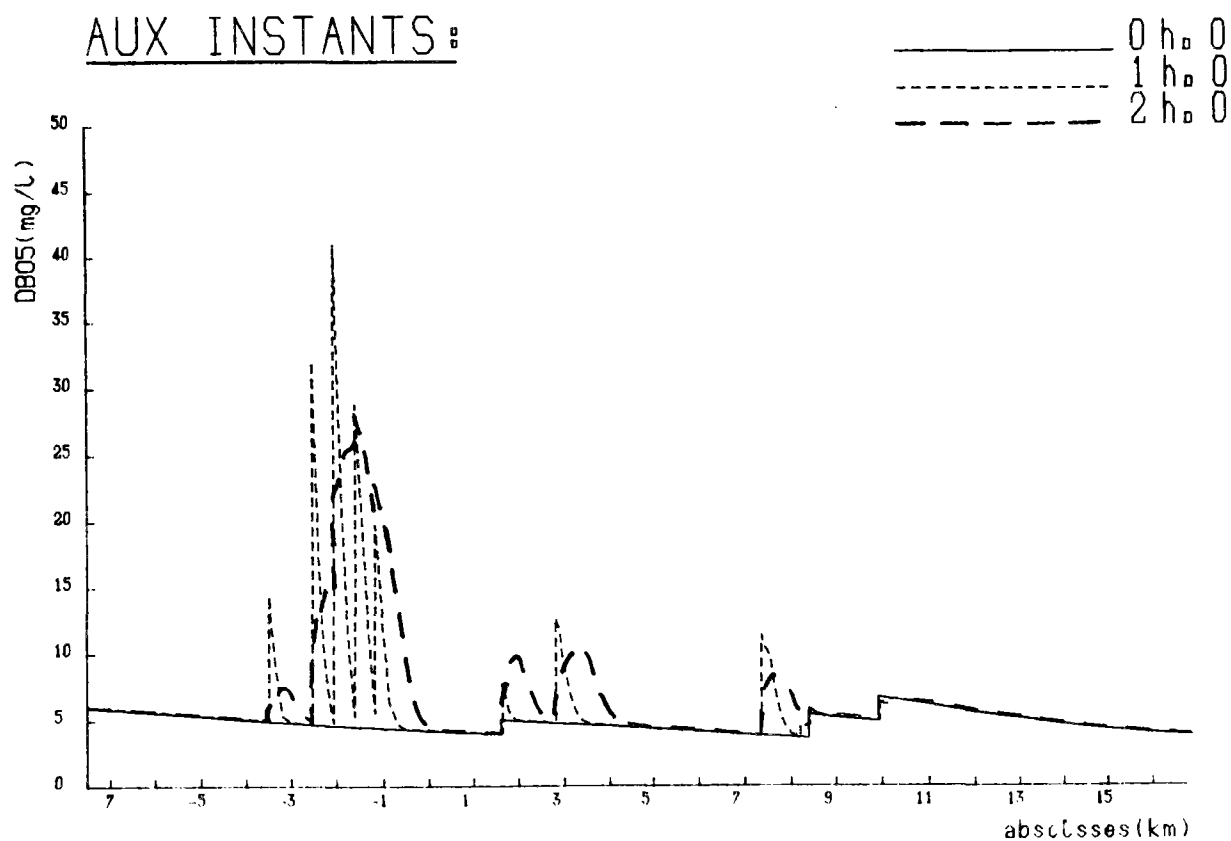


MODELE TRANSITOIRE SANS DISPERSION

Pluie du 13/07/1977

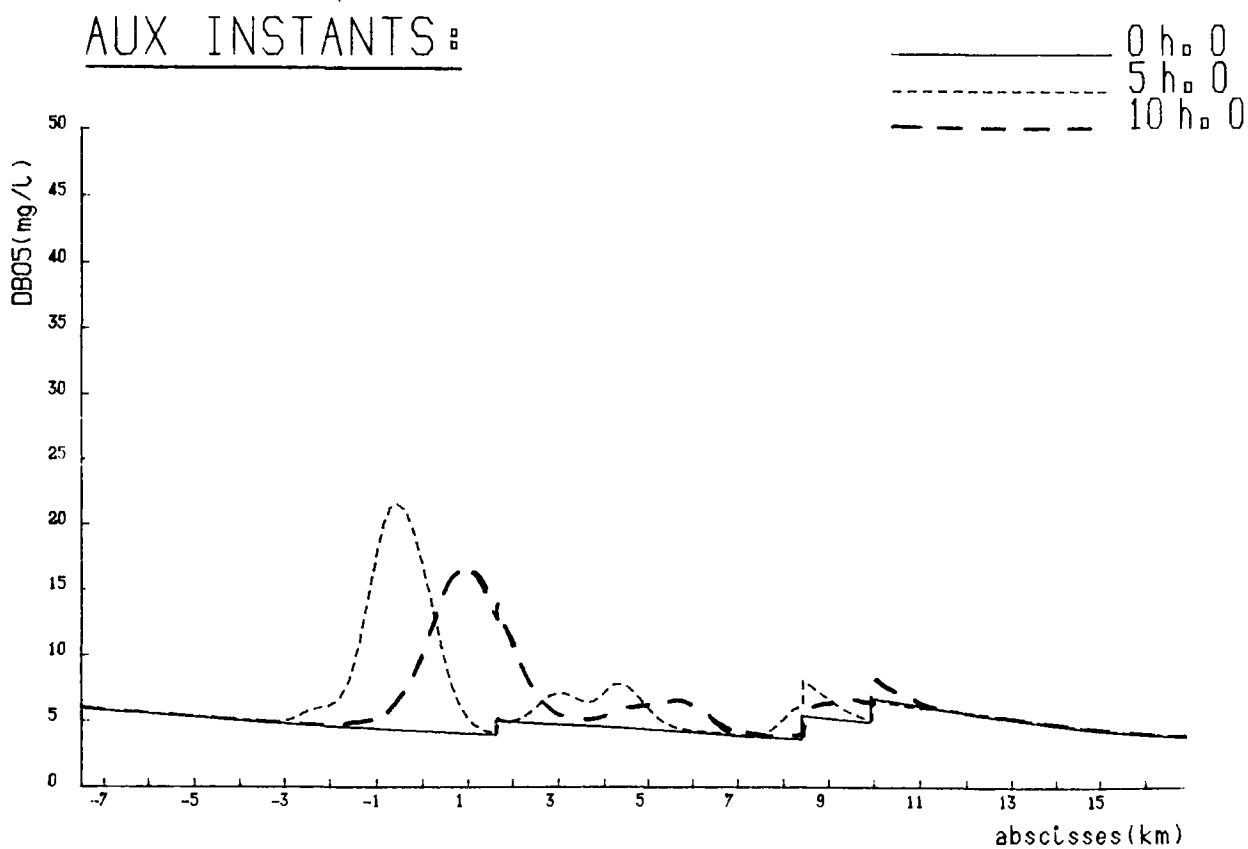
PROFILS EN LONG DE : DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : DBO5(mg/L)

AUX INSTANTS :

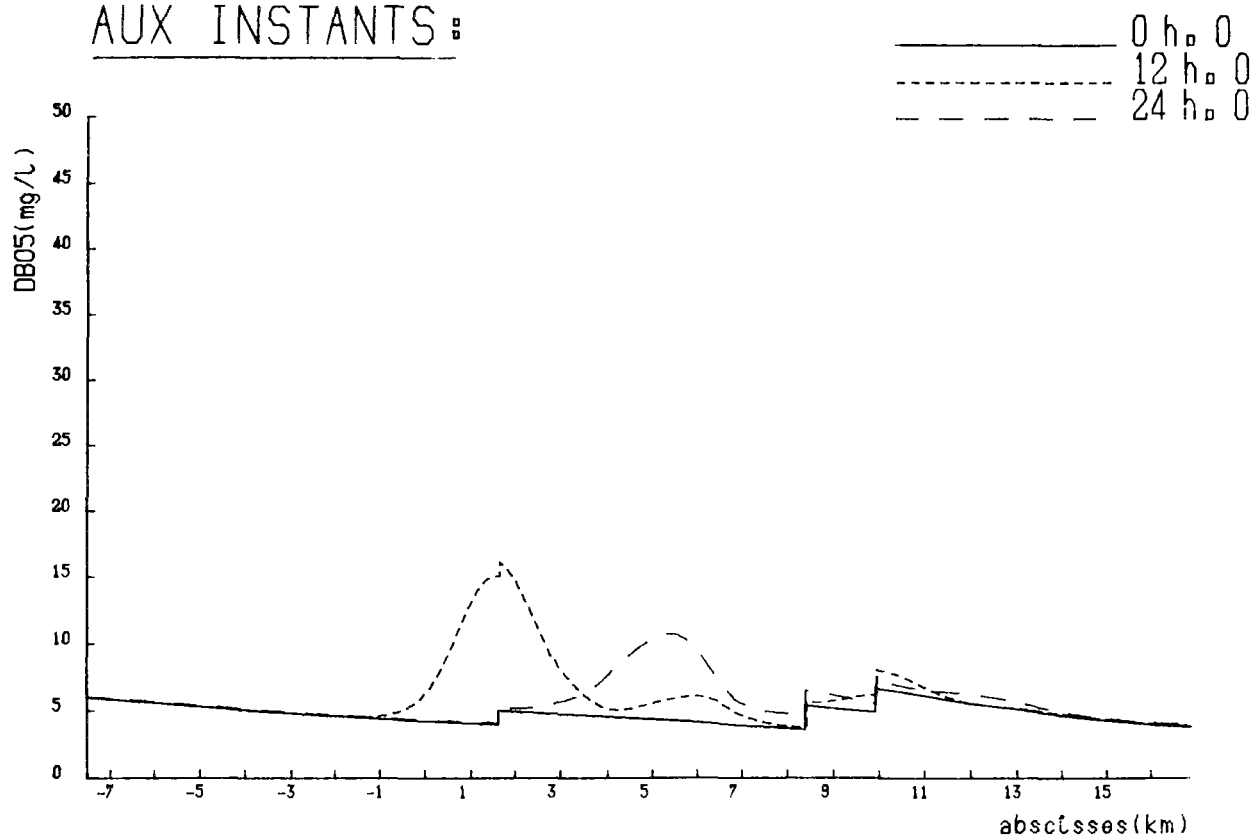


MODELE TRANSITOIRE

Pluie du 13/07/1977

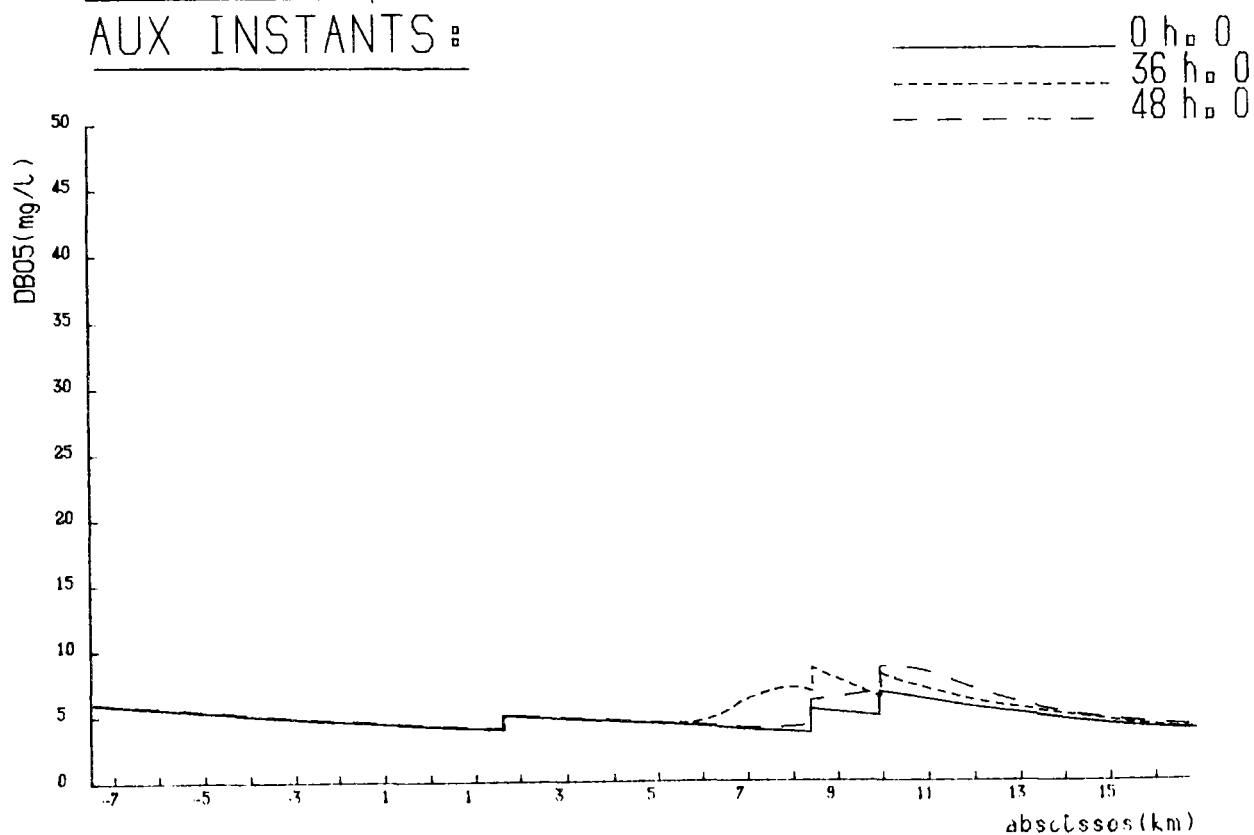
PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/L)

AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : DBO5 (mg/L)

AUX INSTANTS :



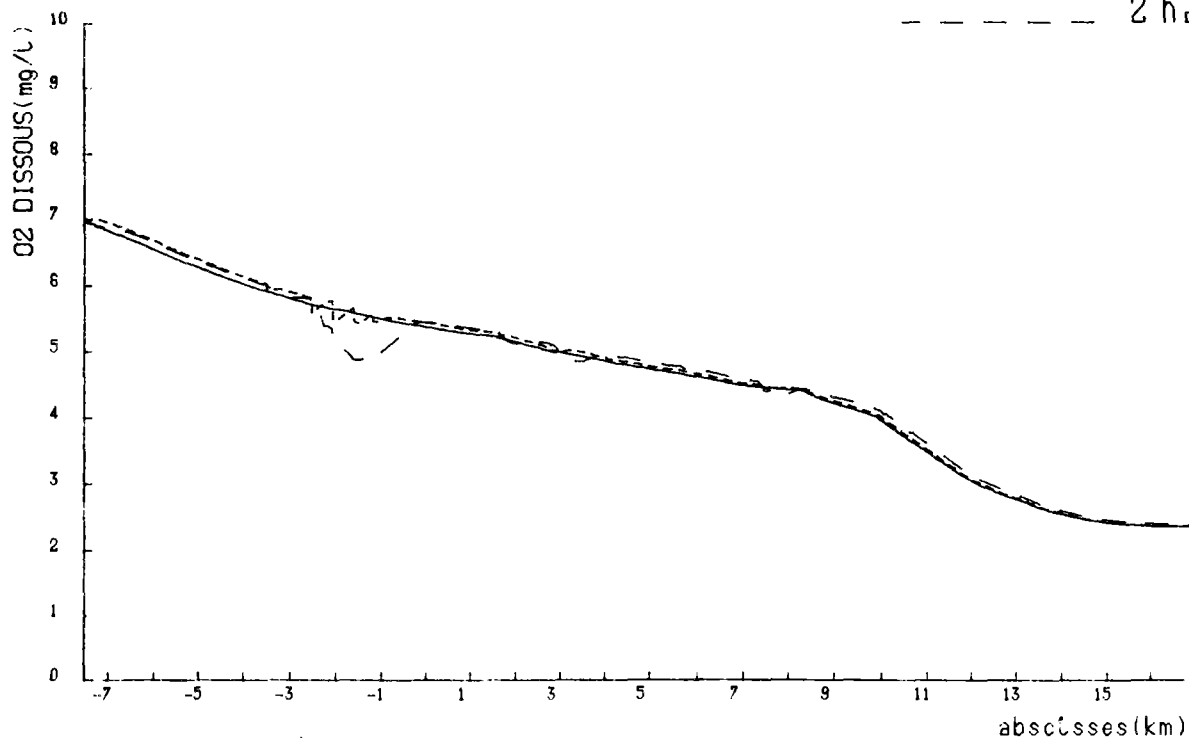
MODELE TRANSITOIRE

Pluie du 13/07/1977

PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

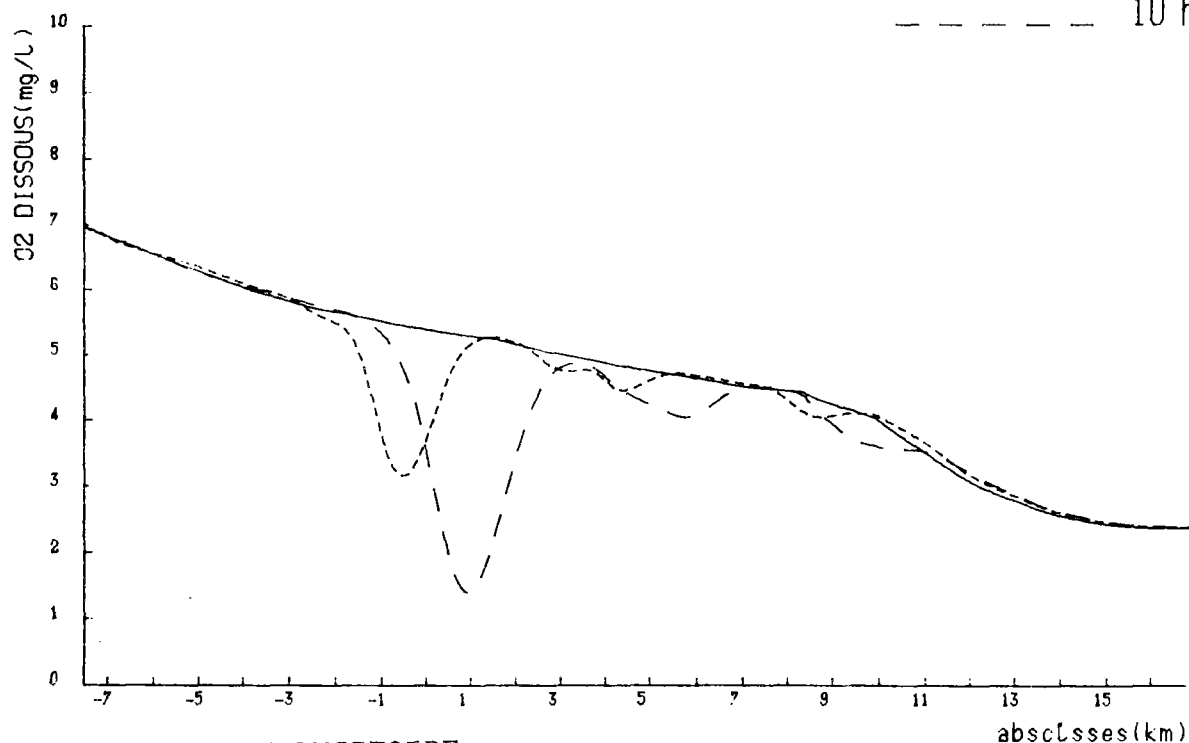
— 0 h 0
 - - - 1 h 0
 - - - 2 h 0



PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)

AUX INSTANTS :

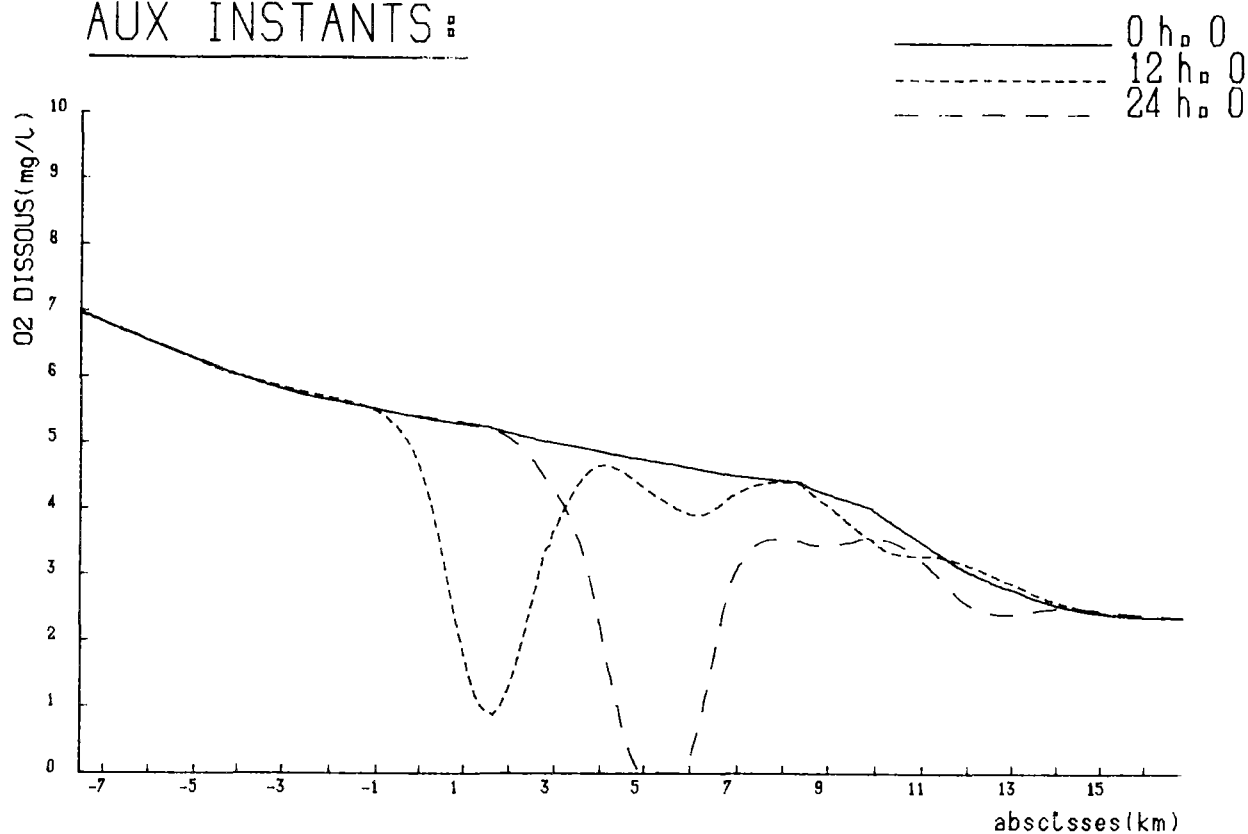
— 0 h 0
 - - - 5 h 0
 - - - 10 h 0



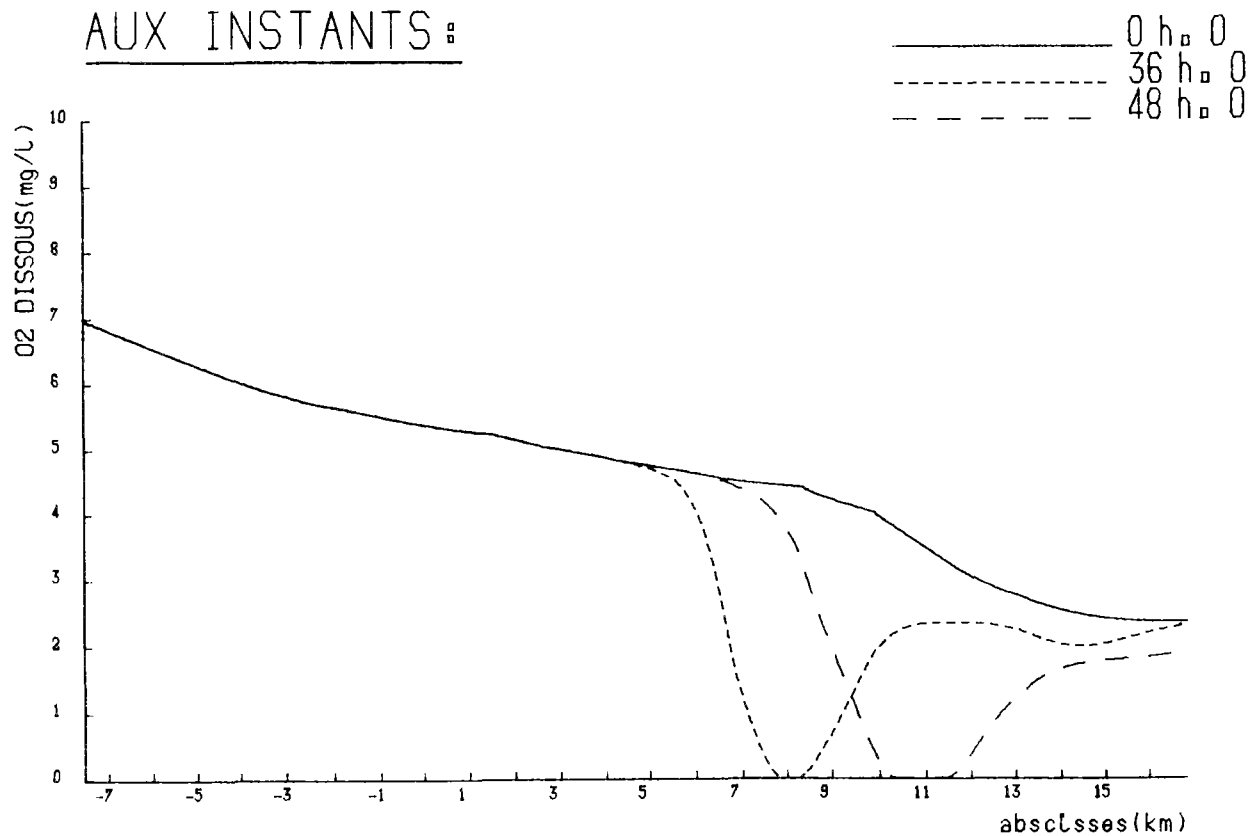
MODELE TRANSITOIRE

Pluie du 13/07/1977

PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)
AUX INSTANTS :



PROFILS EN LONG DE : O₂ DISSOUS (mg/L)
AUX INSTANTS :



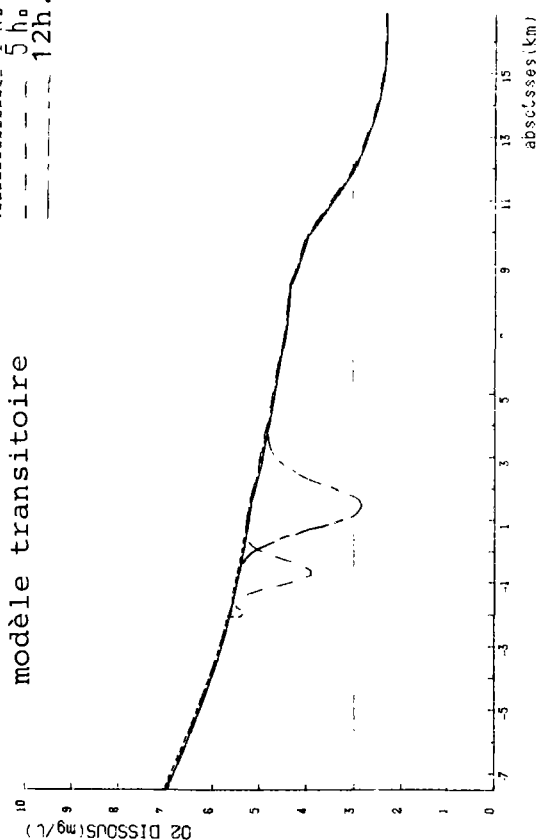
MODELE TRANSITOIRE
Pluie du 13/07/1977

PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

modèle transitoire
 — 0 h₀ 0
 - - 1 h₀ 0
 - - 5 h₀ 0
 - - 12 h₀ 0

modèle transitoire

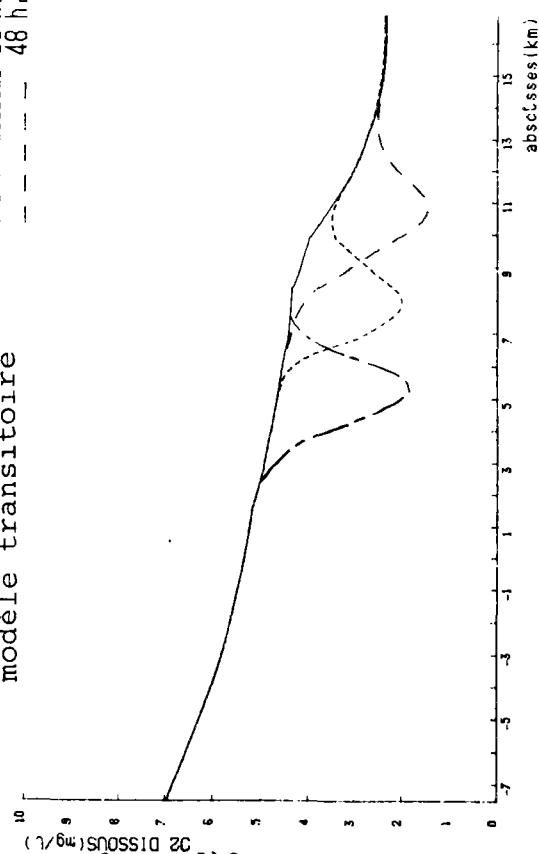


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

modèle transitoire
 — 0 h₀ 8
 - - 24 h₀ 0
 - - 36 h₀ 0
 - - 48 h₀ 0

modèle transitoire

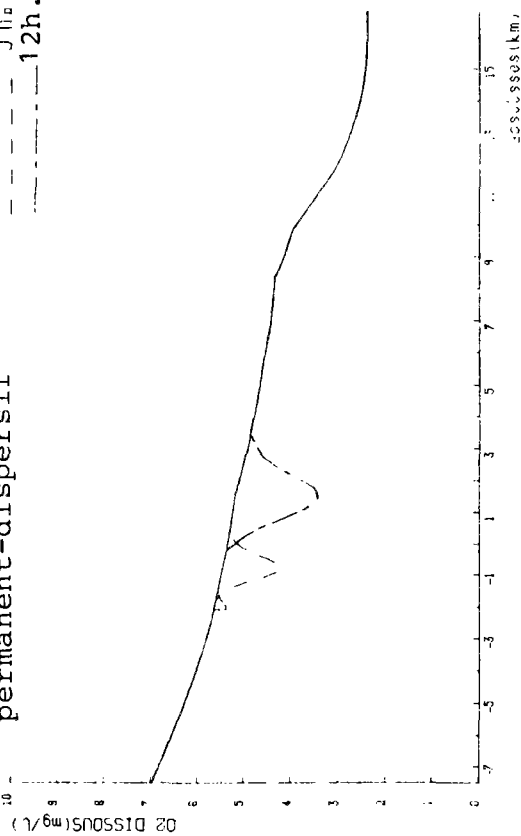


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

permanent-dispersif
 — 0 h₀ 0
 - - 1 h₀ 0
 - - 5 h₀ 0
 - - 12 h₀ 0

permanent-dispersif

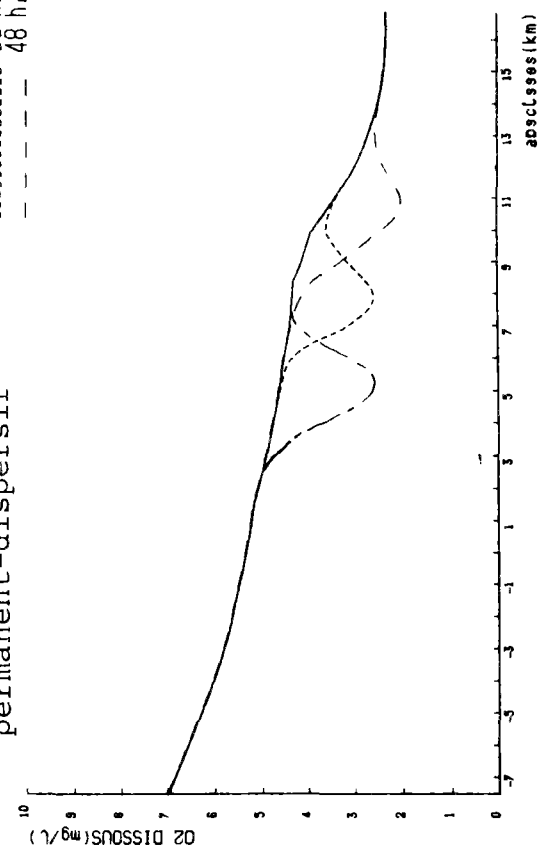


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

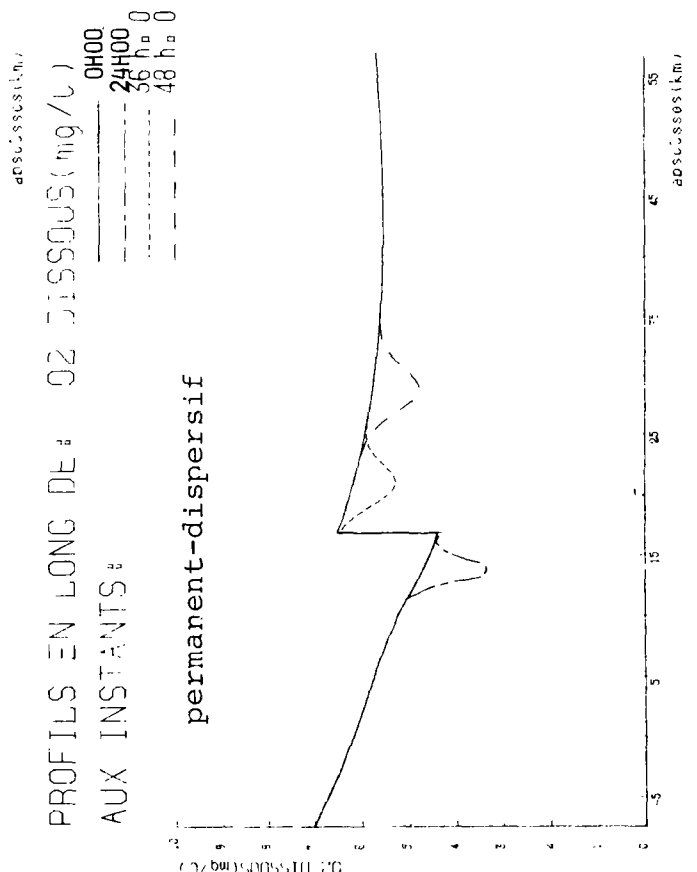
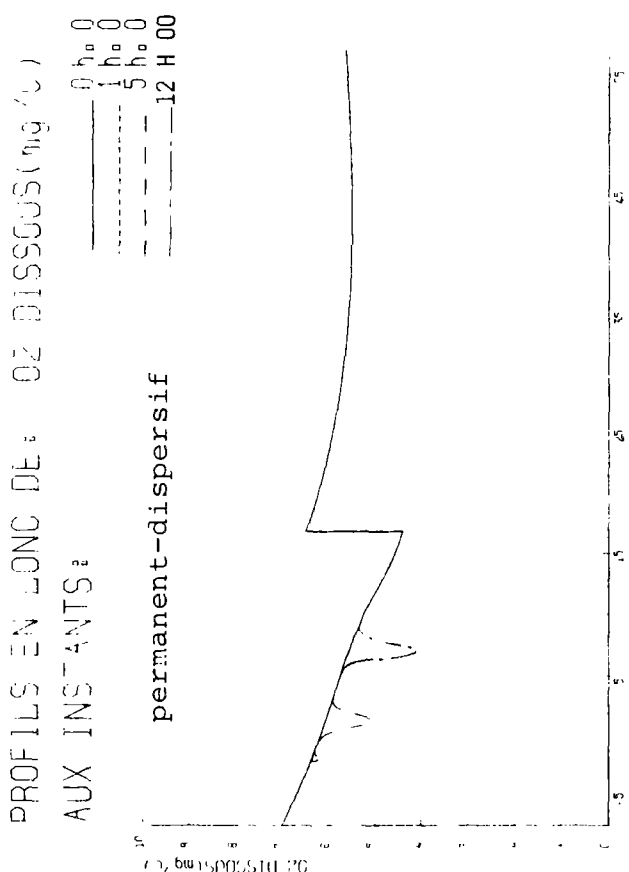
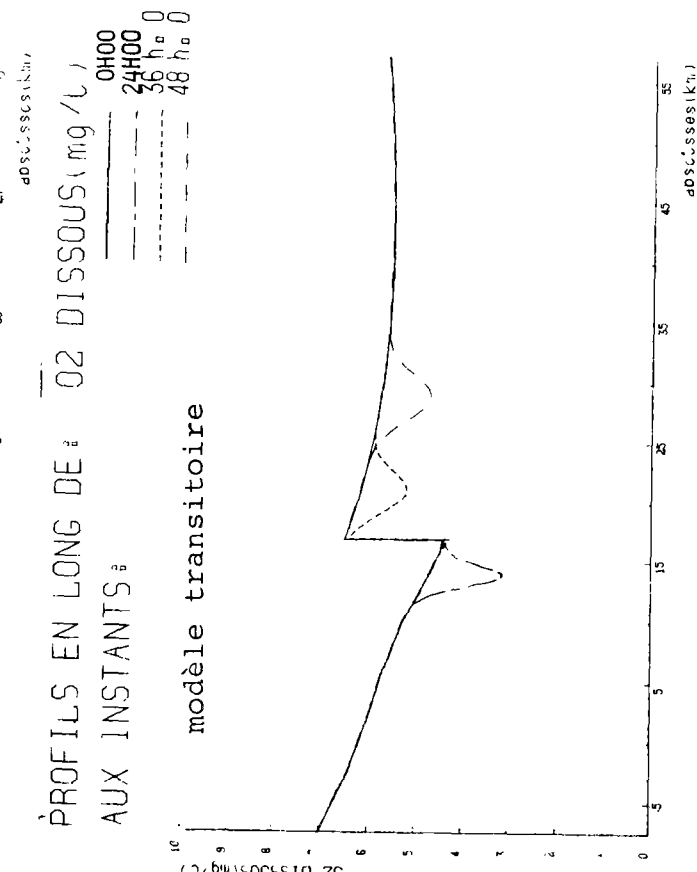
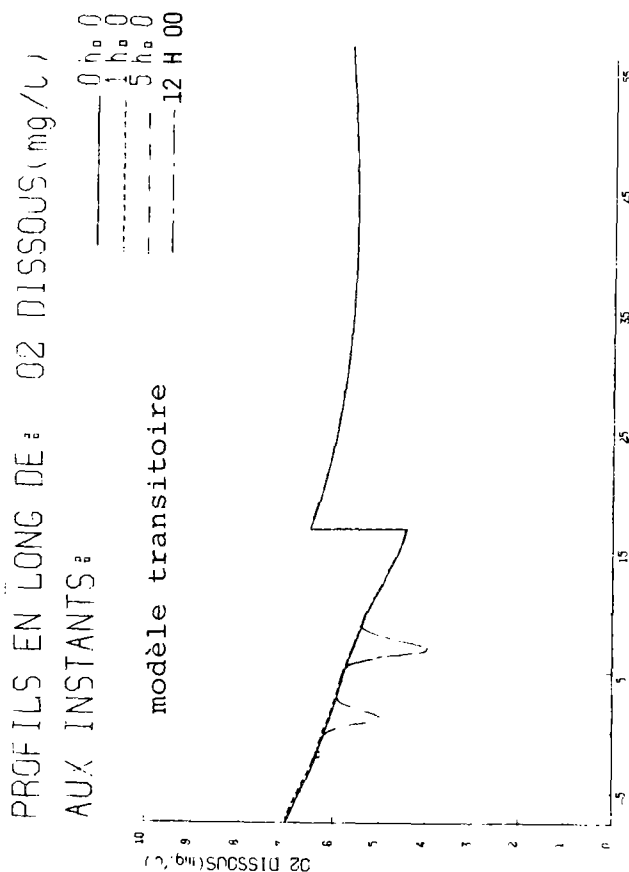
AUX INSTANTS:

permanent-dispersif
 — 0 h₀ 0
 - - 24 h₀ 0
 - - 36 h₀ 0
 - - 48 h₀ 0

permanent-dispersif



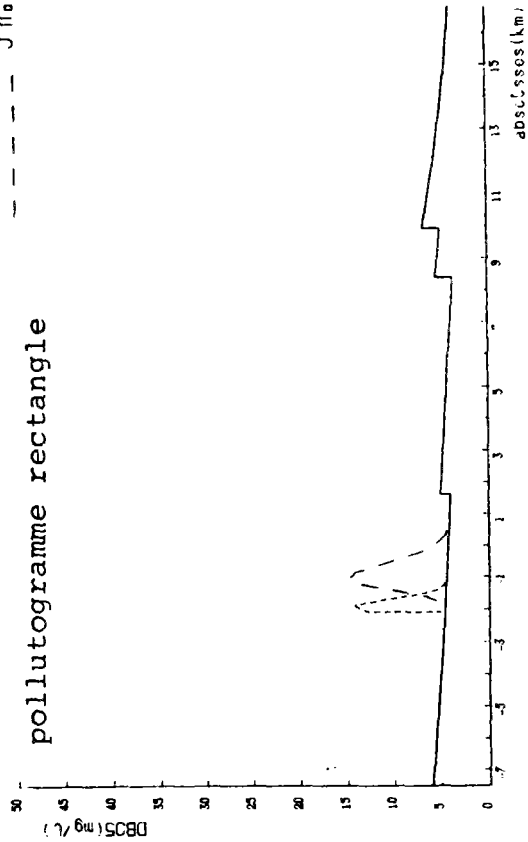
Comparaison entre le modèle transitoire et le modèle permanent-dispersif : cas d'un pollutogramme à l'entrée du bief 5. Q0=50m3/s



Comparaison entre le modèle transitoire et le modèle permanent-dispersif: cas d'un pollutogramme à l'entrée du bief 5.Q0=150m3/s

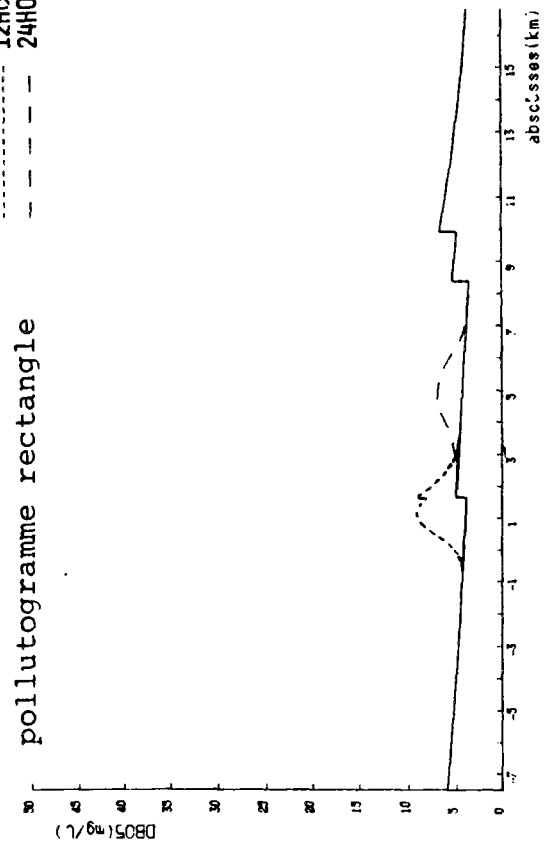
PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)
 AUX INSTANTS: 0 h 0
 1 h 0
 5 h 0

pollutogramme rectangle



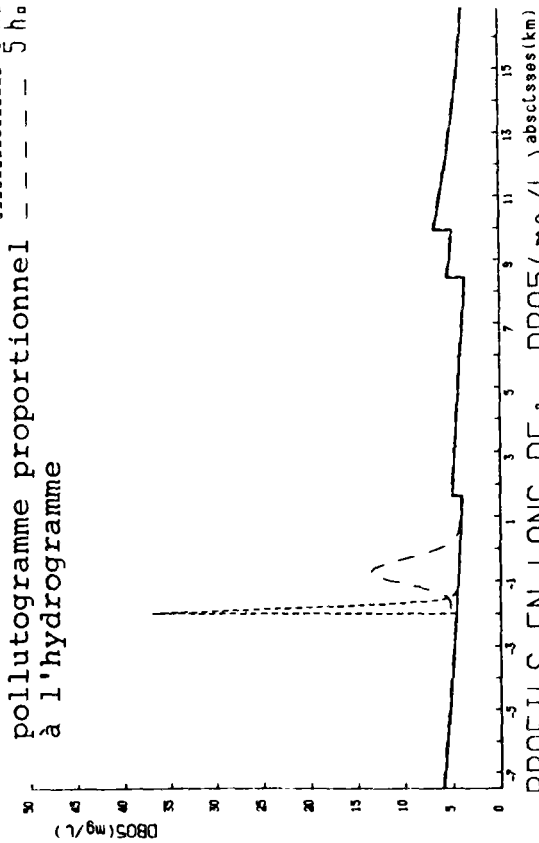
PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)
 AUX INSTANTS: 0 H00
 12H00
 24H00

pollutogramme rectangle



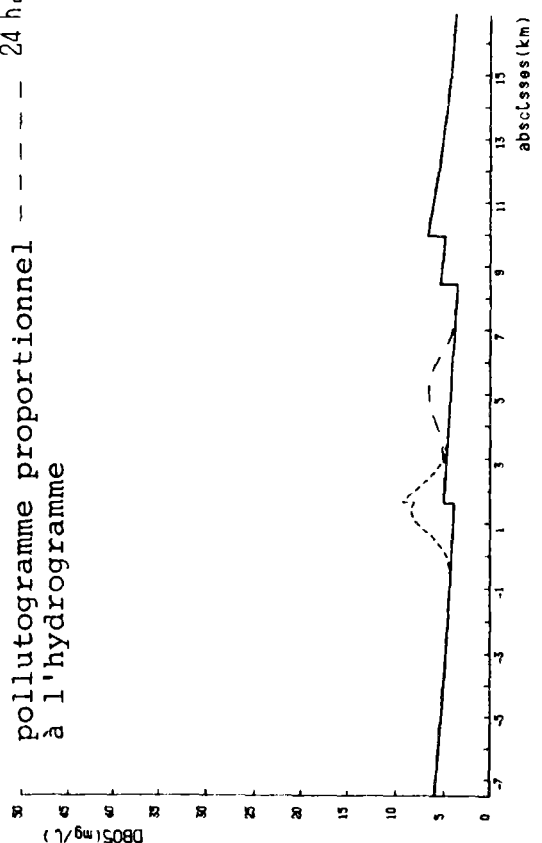
PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)
 AUX INSTANTS: 0 h 0
 1 h 0
 5 h 0

pollutogramme proportionnel
 à l'hydrogramme

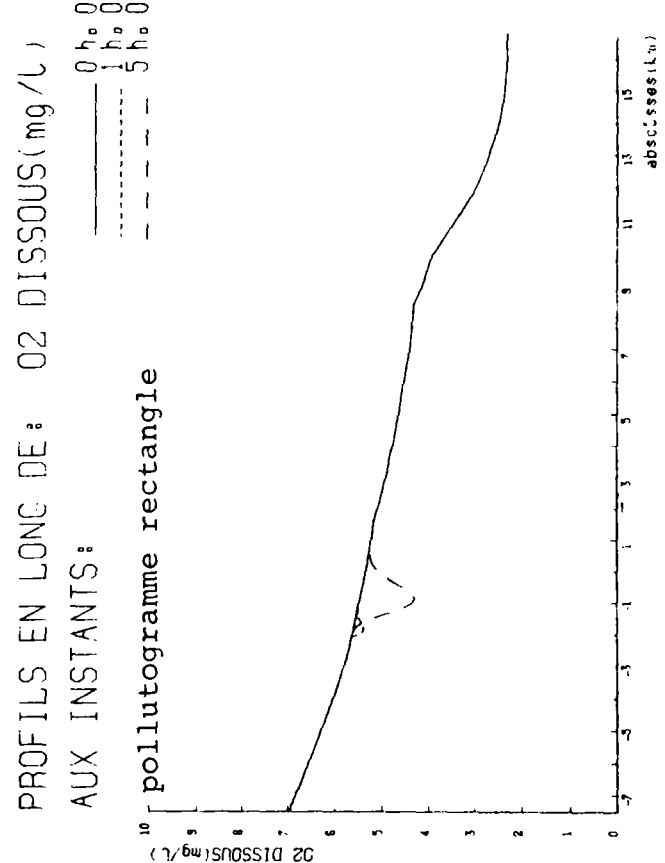
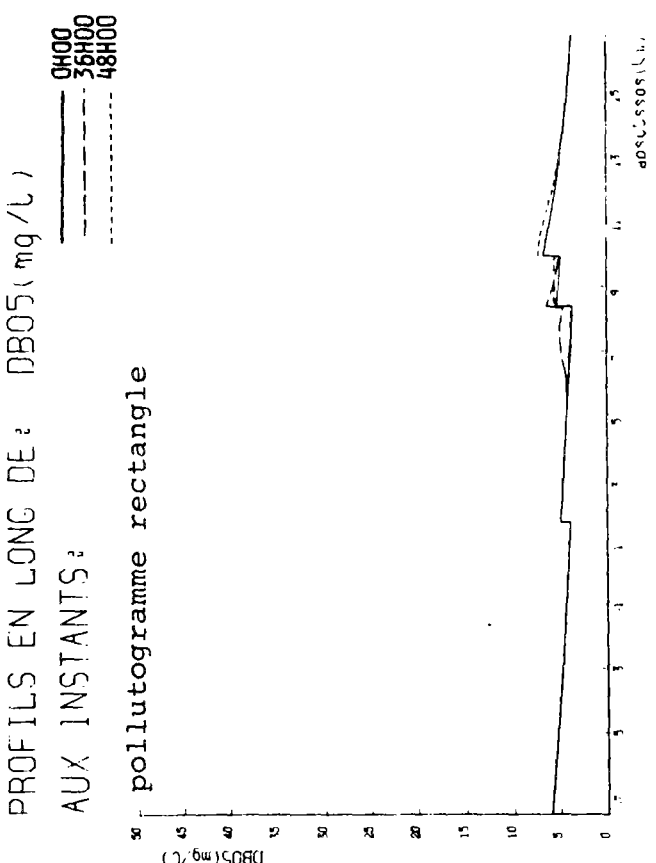
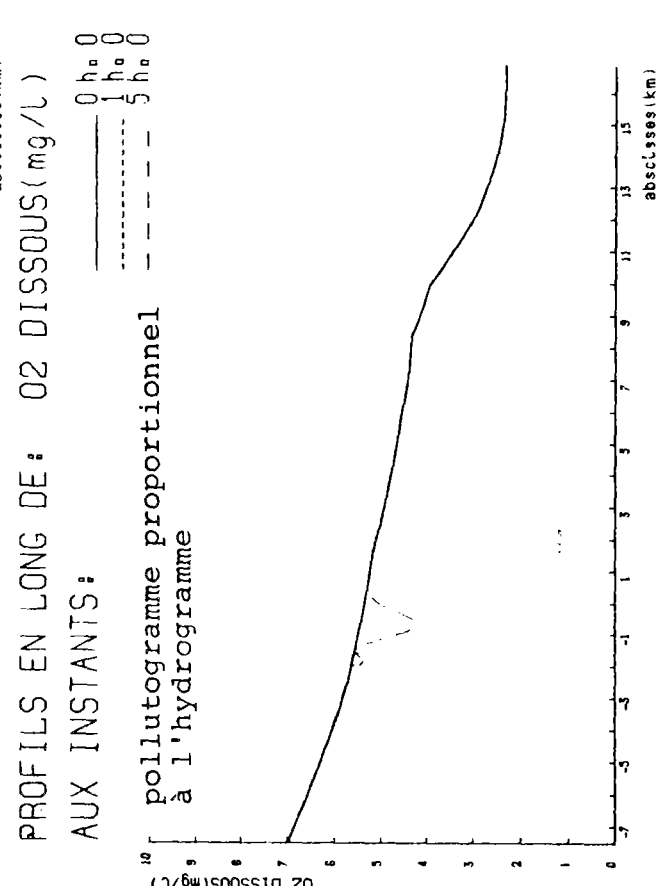
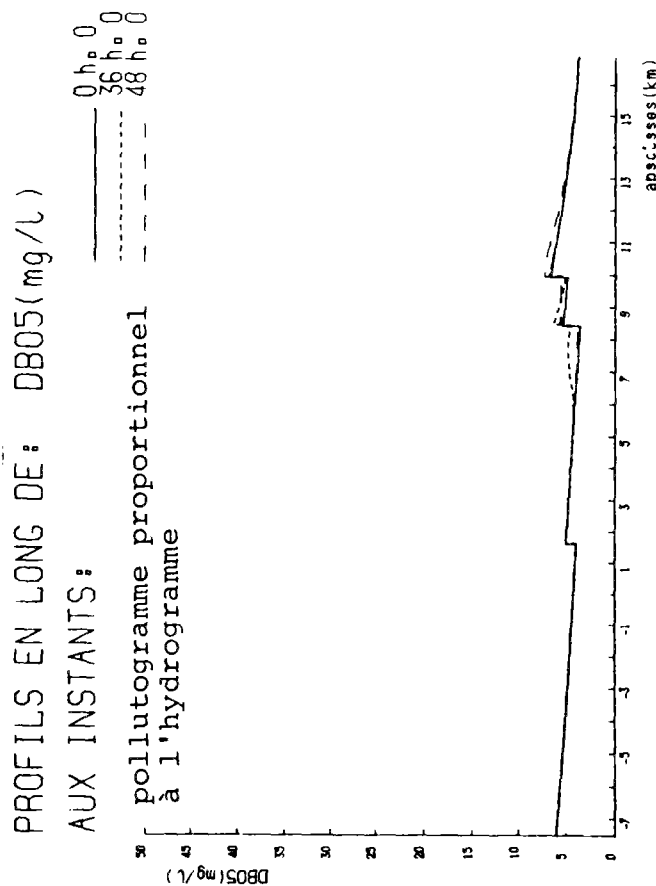


PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)
 AUX INSTANTS: 0 h 0
 12 h 0
 24 h 0

pollutogramme proportionnel
 à l'hydrogramme



Influence de la forme du pollutogramme : un pollutogramme à l'entrée du bief 5 . $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$



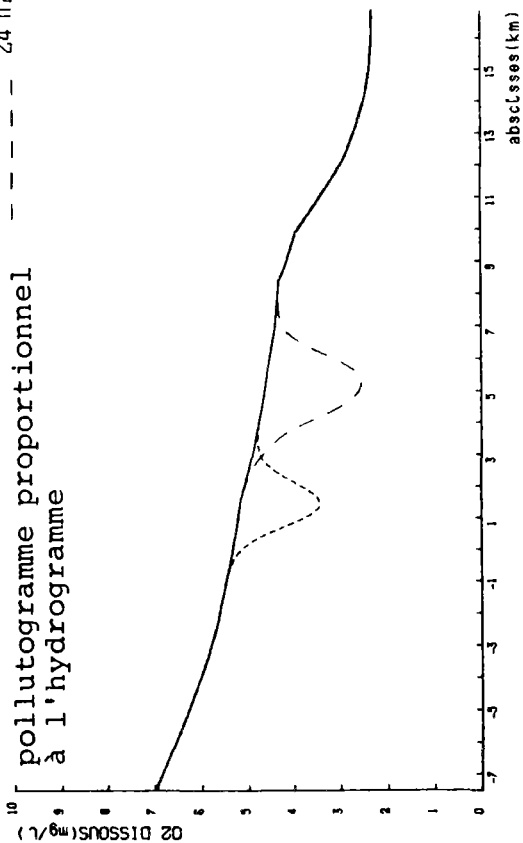
Influence de la forme du pollutogramme : un pollutogramme à l'entrée du bief 5 . Q0 = 50m3/s

PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h₀₀
12 h₀₀
24 h₀₀

pollutogramme proportionnel
à l'hydrogramme

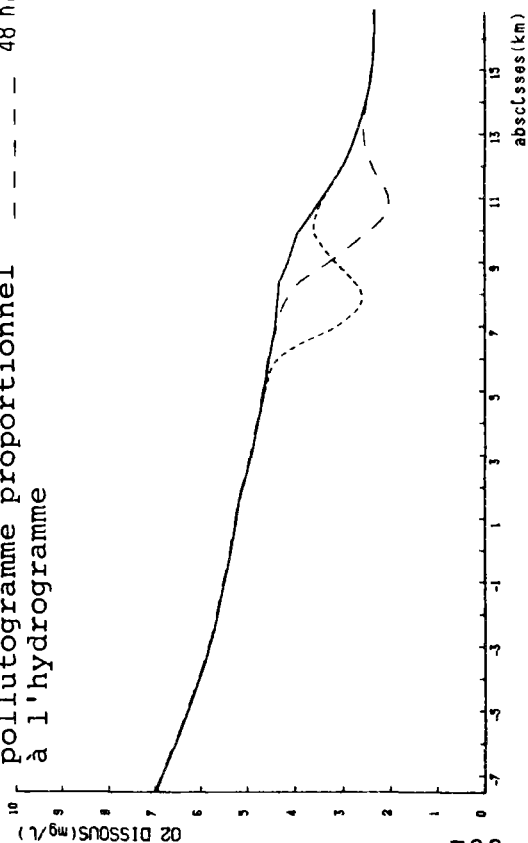


PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h₀₀
36 h₀₀
48 h₀₀

pollutogramme proportionnel
à l'hydrogramme

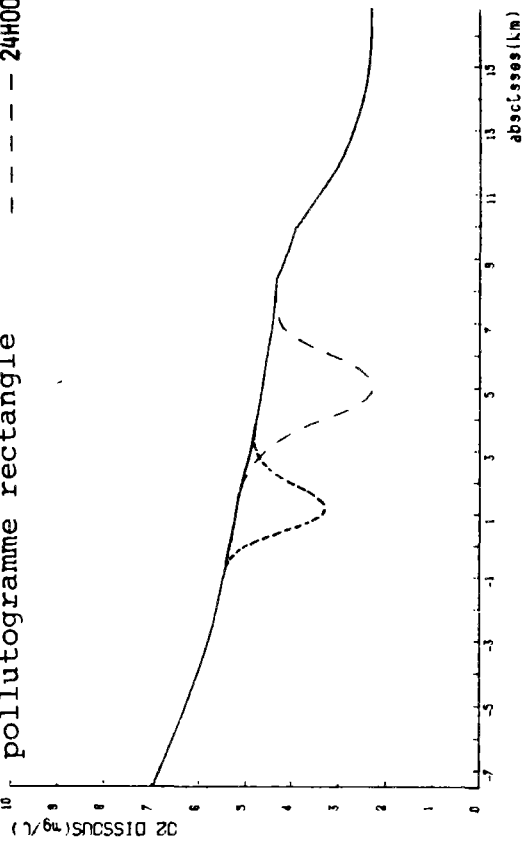


PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h₀₀
12 h₀₀
24 h₀₀

pollutogramme rectangle

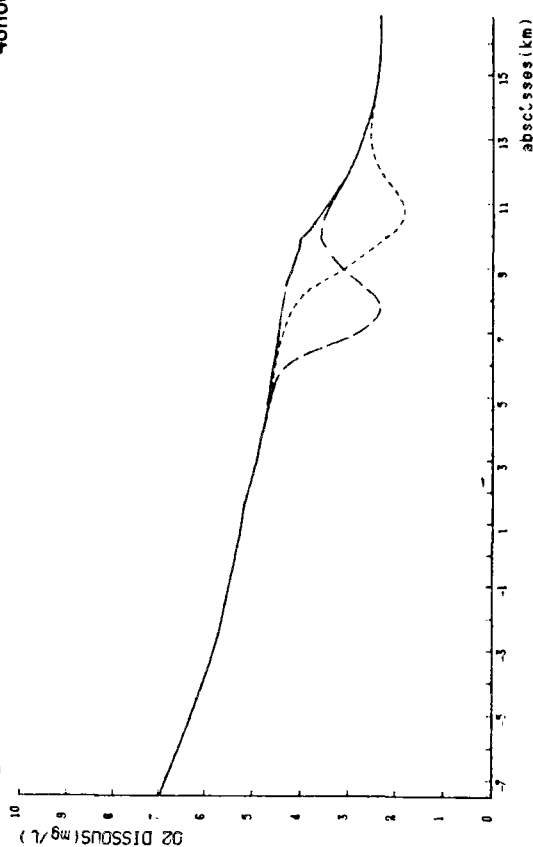


PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

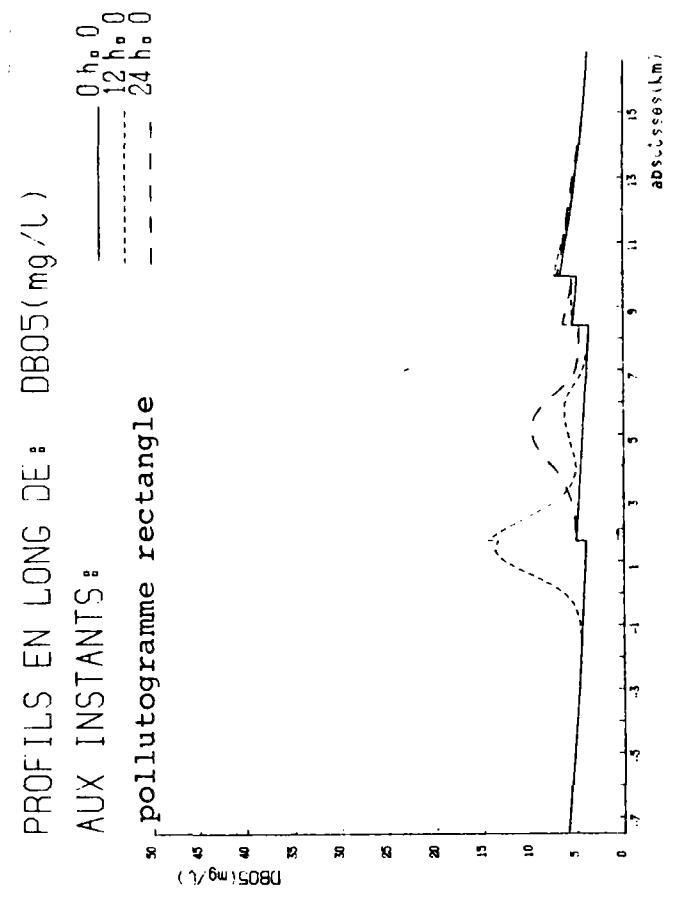
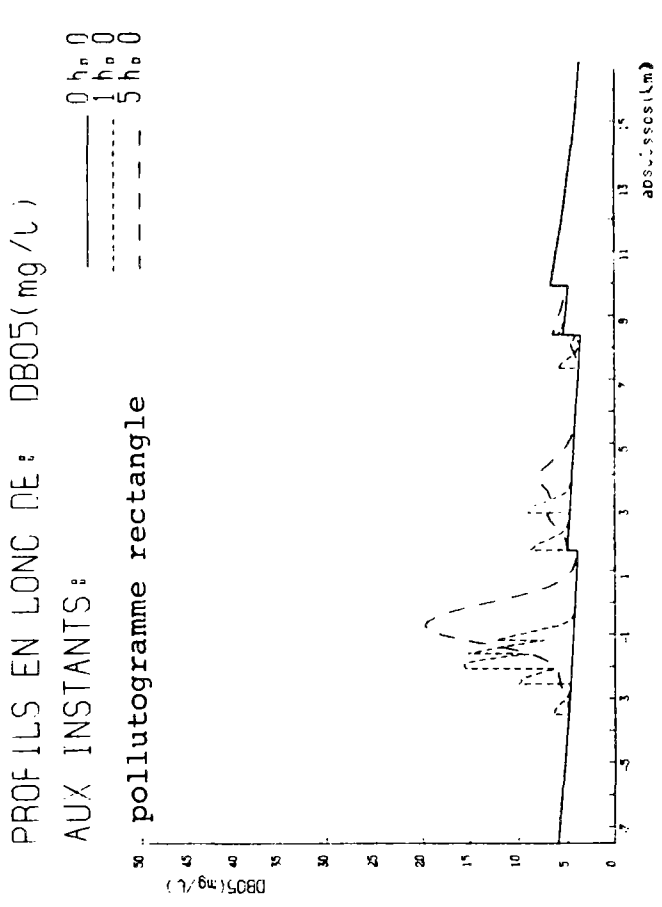
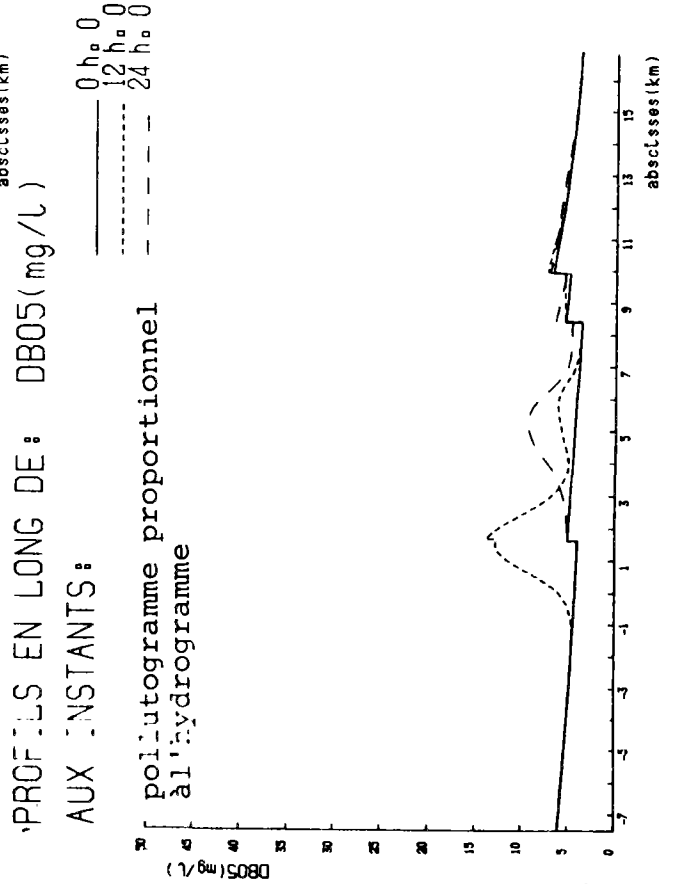
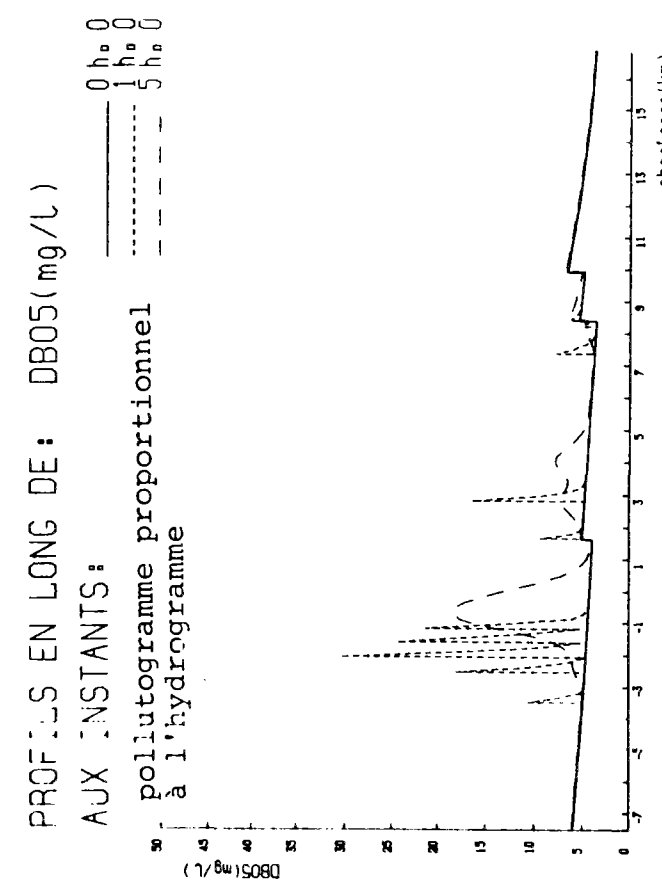
AUX INSTANTS:

0 h₀₀
36 h₀₀
48 h₀₀

pollutogramme rectangle



Influence de la forme du pollutogramme. Un pollutogramme à l'entrée du bief 5.Q0 = 50m³/s

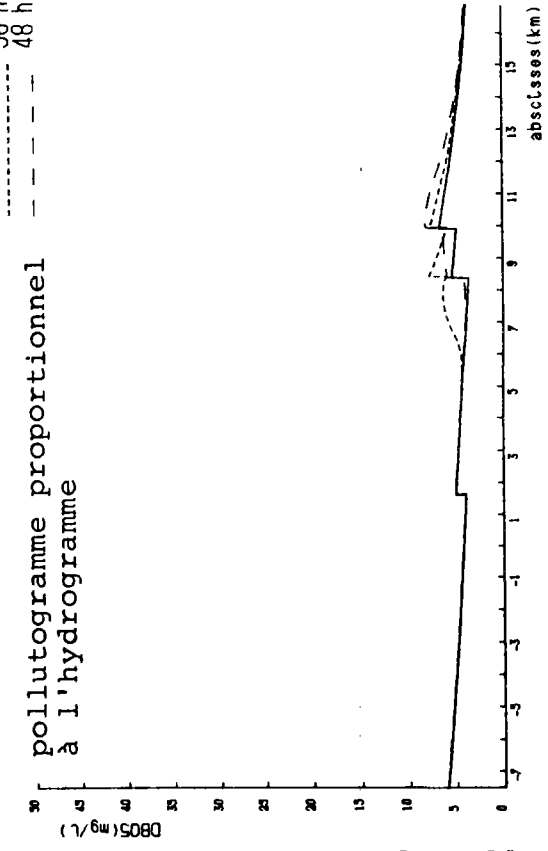


PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h 0
36 h 0
48 h 0

pollutogramme proportionnel
à l'hydrogramme

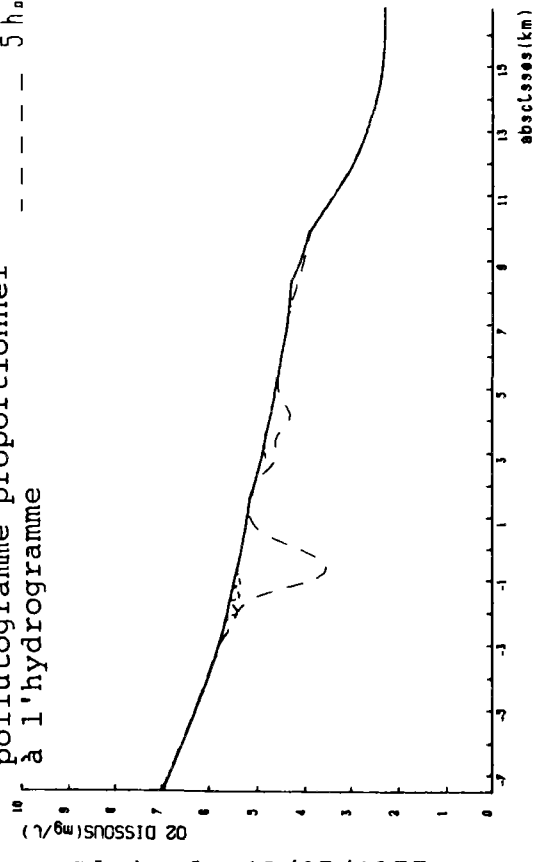


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h 0
36 h 0
48 h 0

pollutogramme proportionnel
à l'hydrogramme

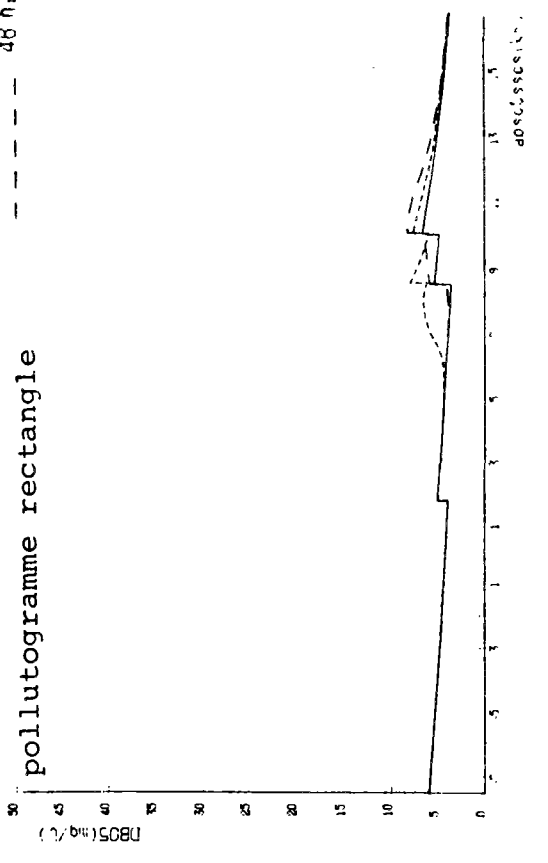


PROFILS EN LONG DE: DB05(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h 0
36 h 0
48 h 0

pollutogramme rectangle

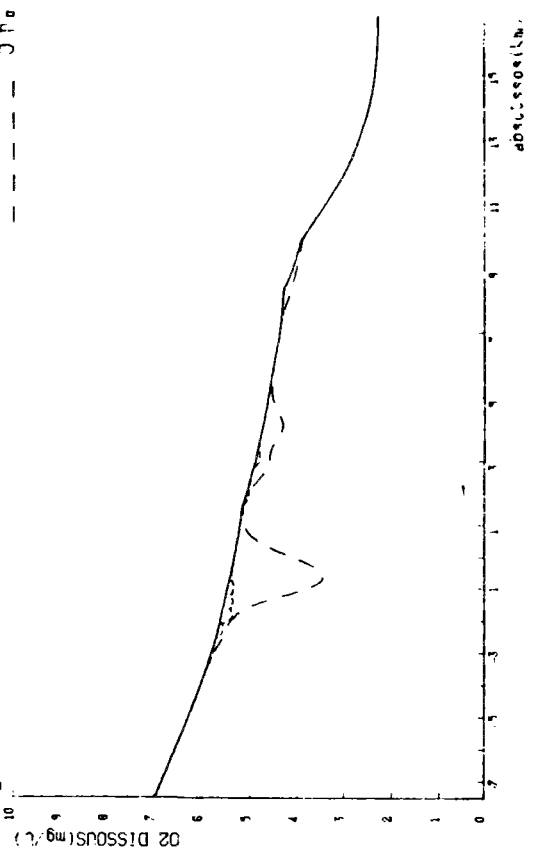


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

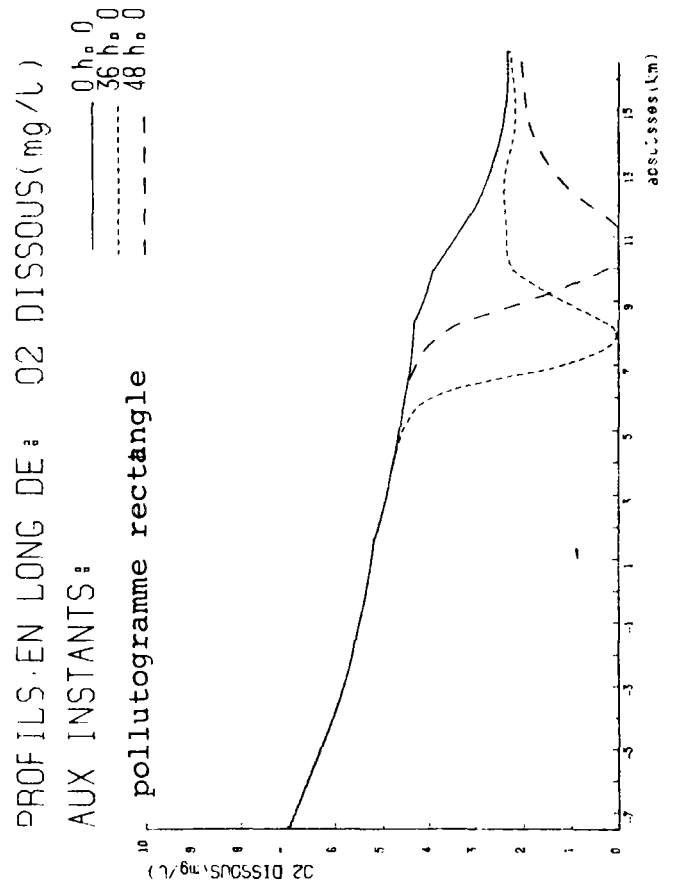
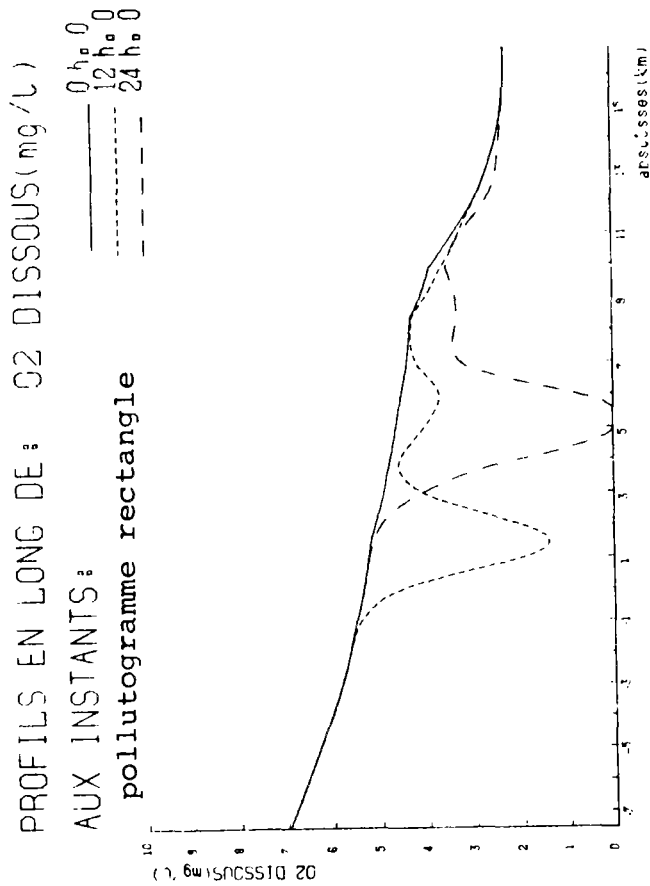
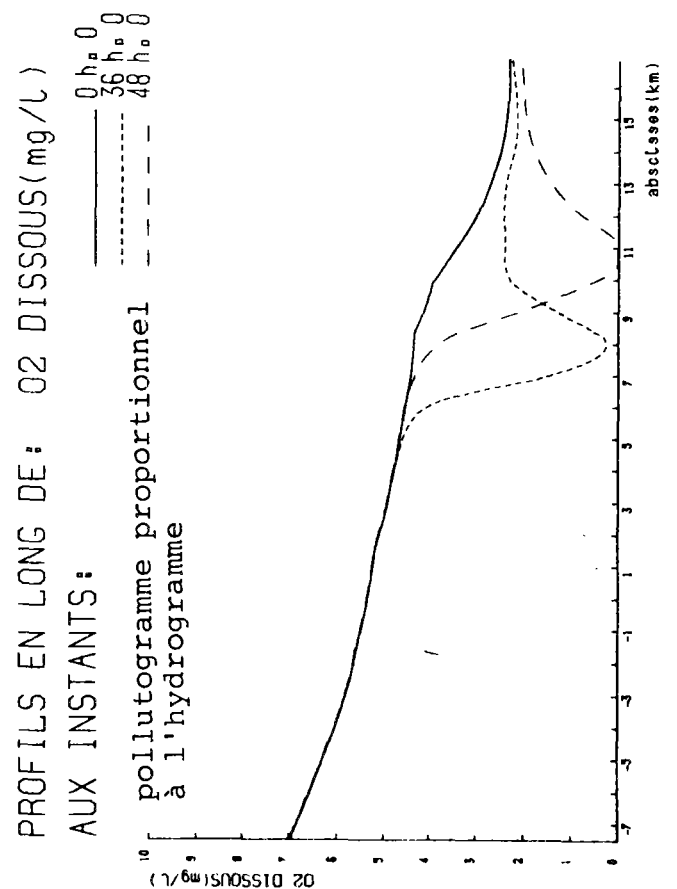
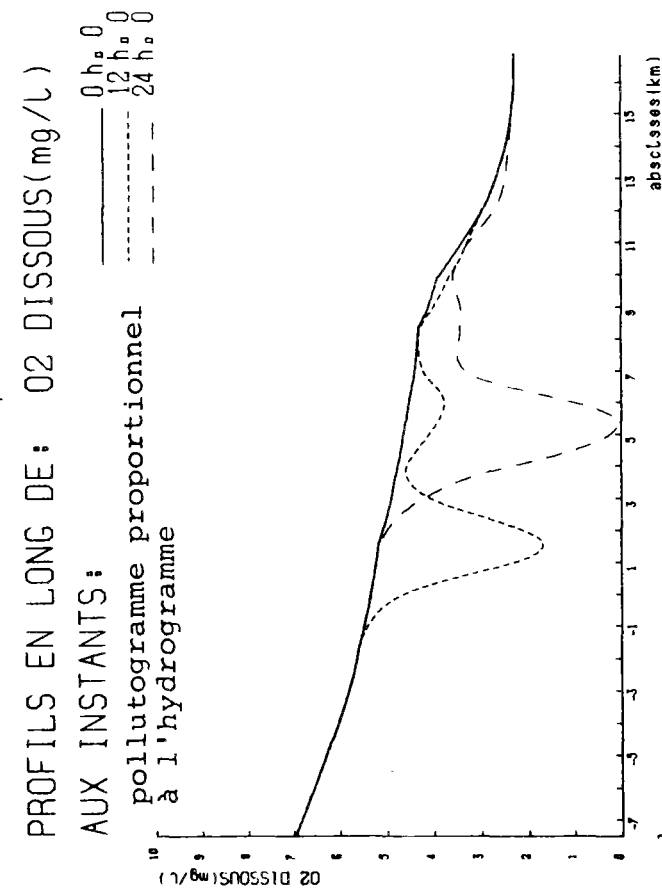
0 h 0
36 h 0
48 h 0

pollutogramme rectangle



Influence de la forme du pollutogramme . Pluie du 13/07/1977

Q0 = 50m3/s



Influence de la forme du pollutogramme . Pluie du 13/07/1977

F22-6

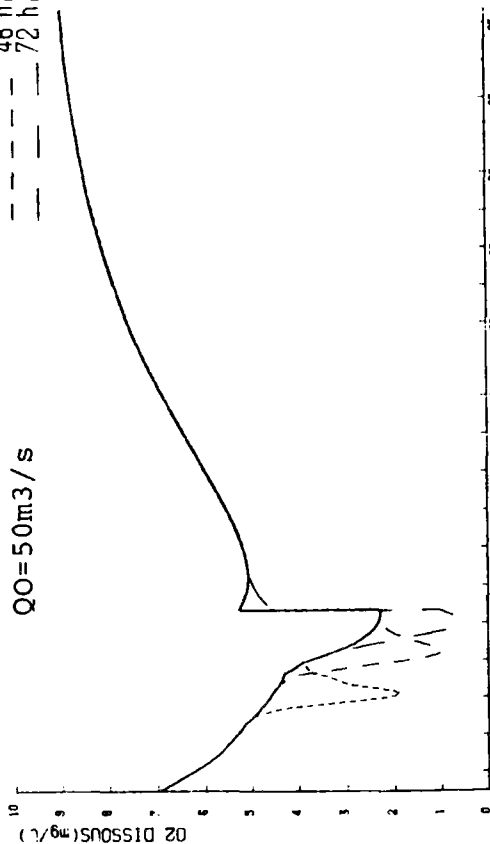
Q0 = 50m3/s

PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h₀₀
24 h₀₀
48 h₀₀
72 h₀₀

QO=50m3/s

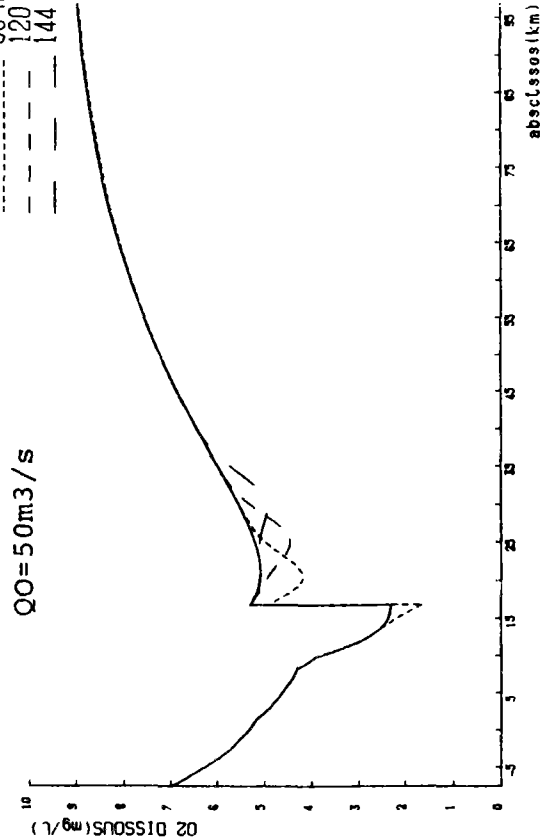


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h₀₀
96 h₀₀
120 h₀₀
144 h₀₀

QO=50m3/s

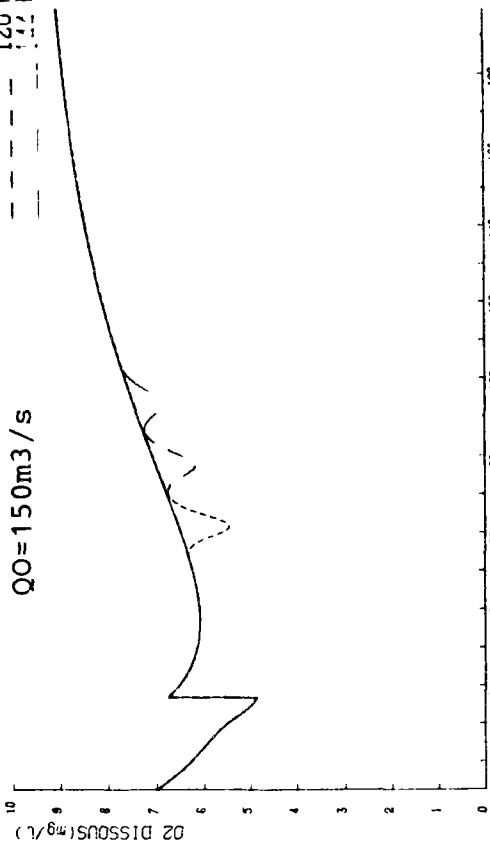


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

0 h₀₀
36 h₀₀
120 h₀₀
144 h₀₀

QO=150m3/s

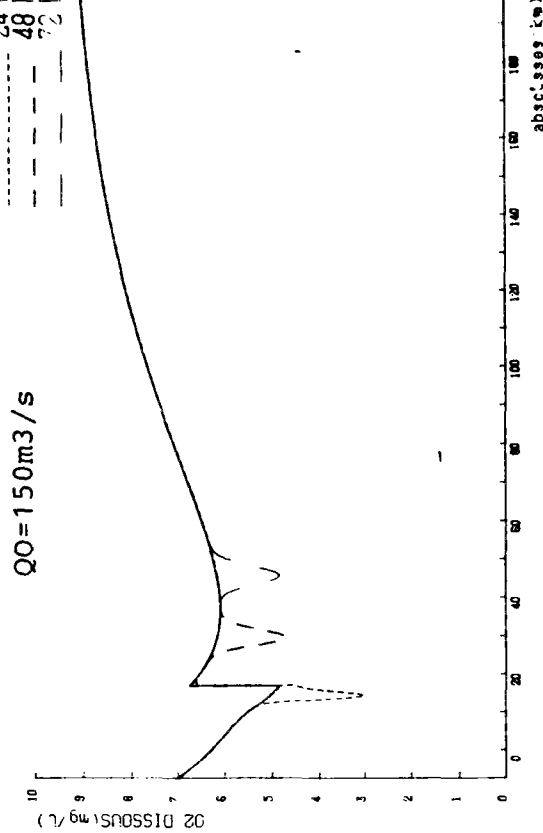


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

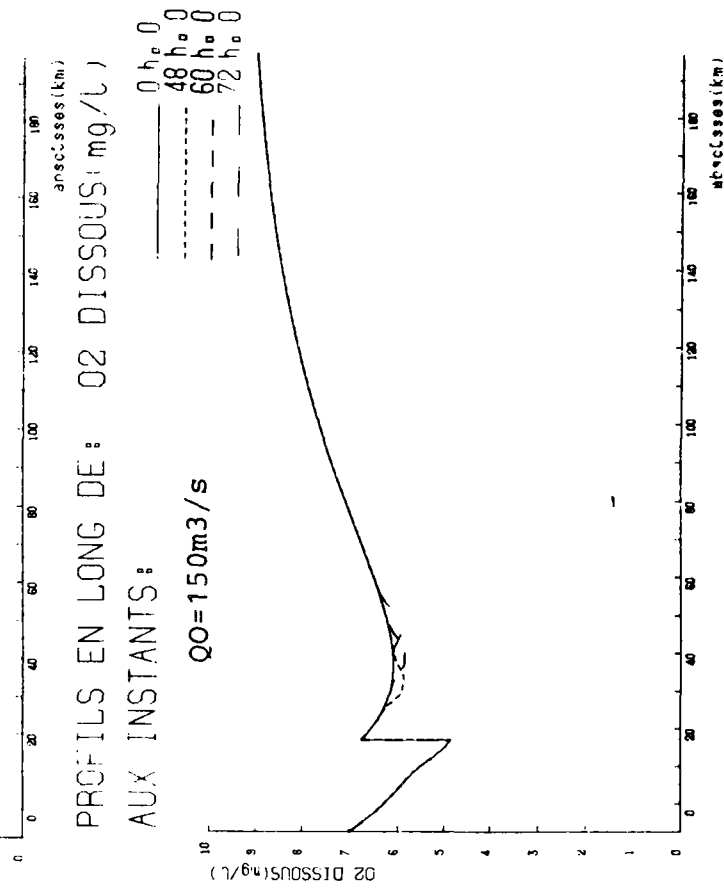
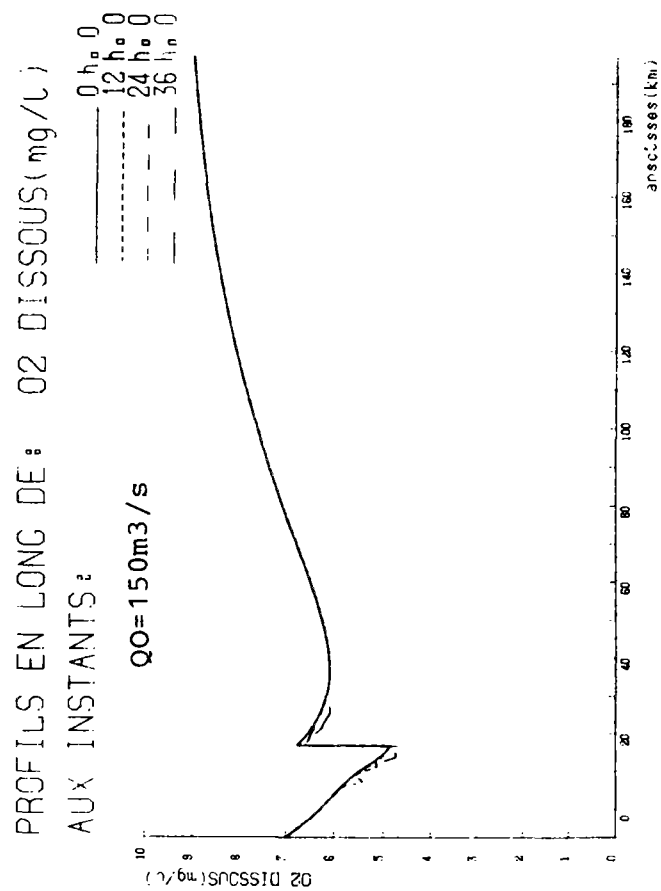
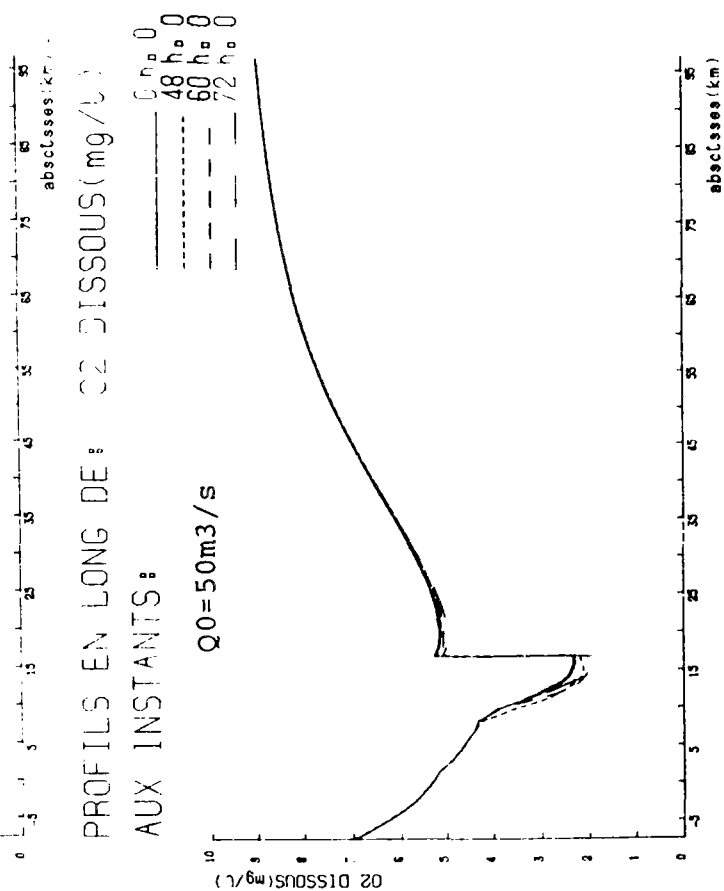
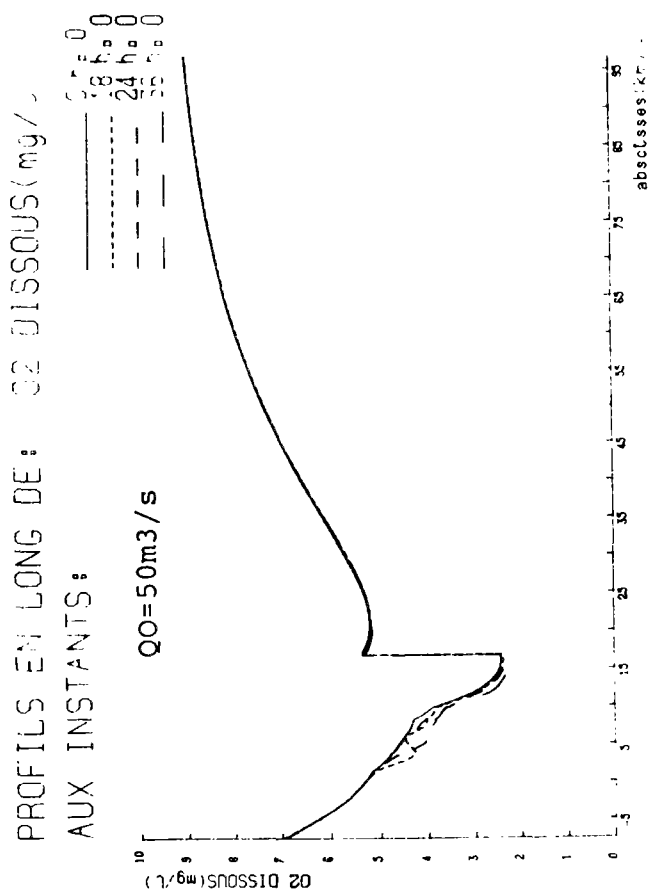
0 h₀₀
24 h₀₀
48 h₀₀
72 h₀₀

QO=150m3/s



Pluie P25 : oxygène dissous pour deux débits de référence :

QO = 50m3/s et QO = 150m3/s



Pluie P'25 : oxygène dissous pour deux débits de référence :

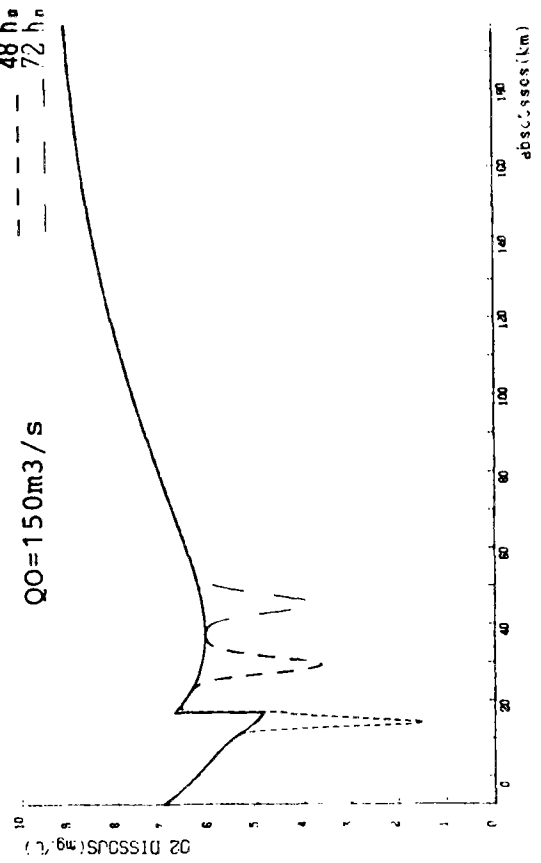
QO = 50m3/s et QO = 150m3/s

PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

QO=150m3/s

0 h₀ 0
 24 h₀ 0
 48 h₀ 0
 72 h₀ 0

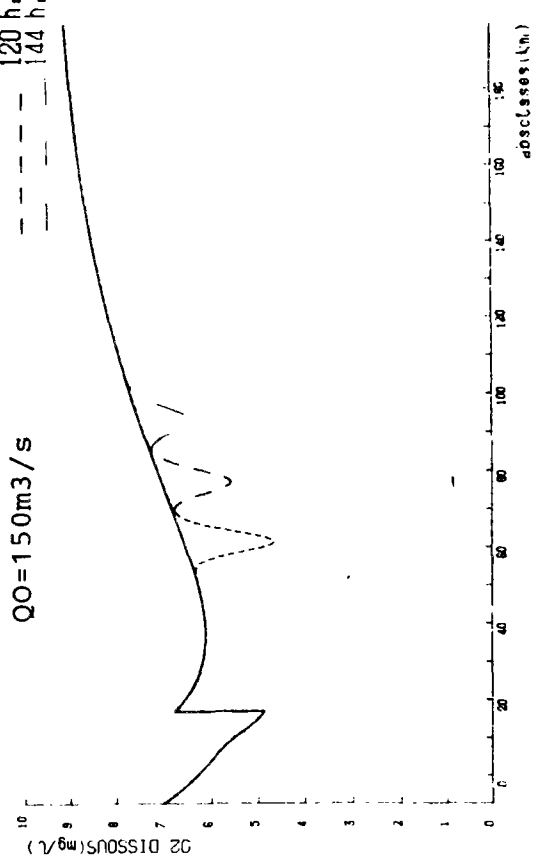


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

QO=150m3/s

0 h₀ 0
 96 h₀ 0
 120 h₀ 0
 144 h₀ 0

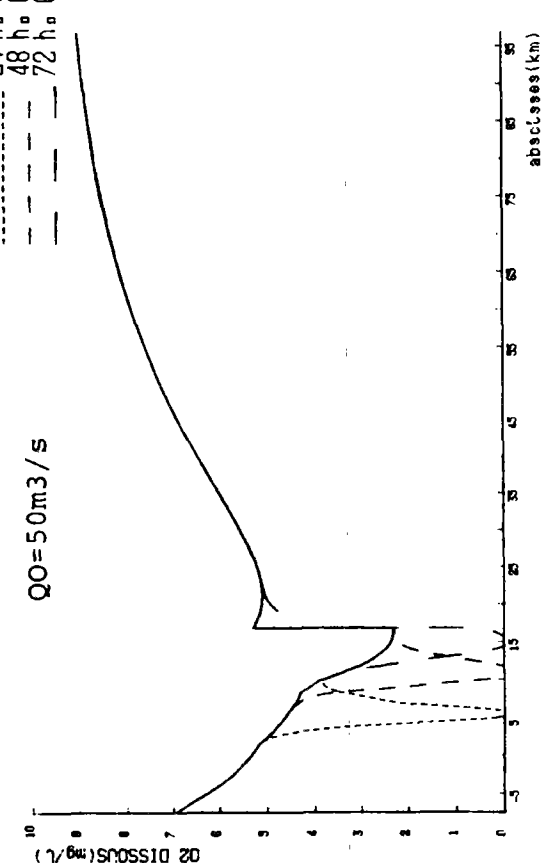


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

QO=50m3/s

0 h₀ 0
 24 h₀ 0
 48 h₀ 0
 72 h₀ 0

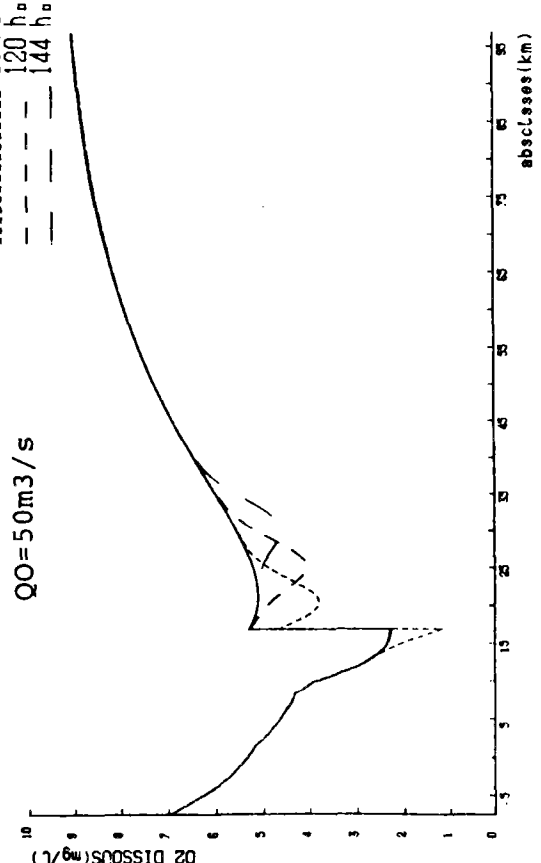


PROFILS EN LONG DE: O2 DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

QO=50m3/s

0 h₀ 0
 96 h₀ 0
 120 h₀ 0
 144 h₀ 0



Pluie P100 : oxygène dissous pour deux débits de référence

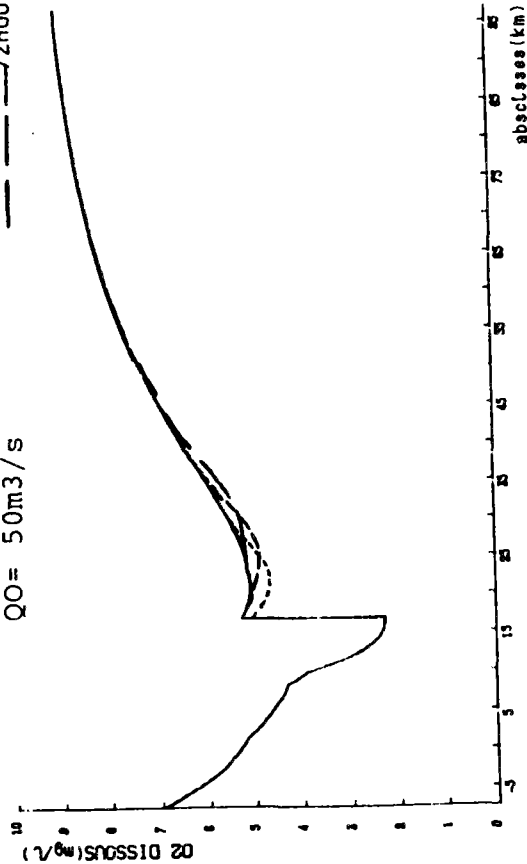
QO = 50m3/s et QO = 150m3/s

PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

— 0H00
- - 24H00
- - 48H00
- - 72H00

QO = 50m³/s

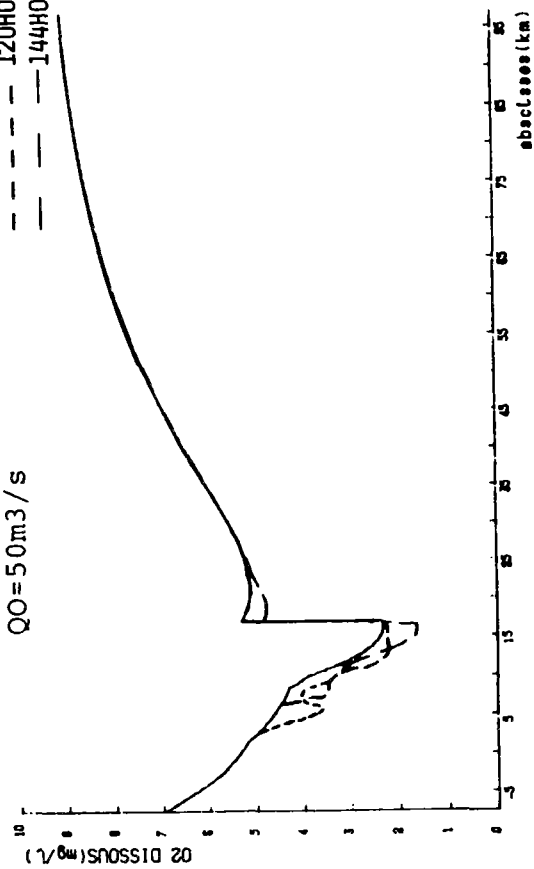


PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

— 0H00
- - 96H00
- - 120H00
- - 144H00

QO = 50m³/s

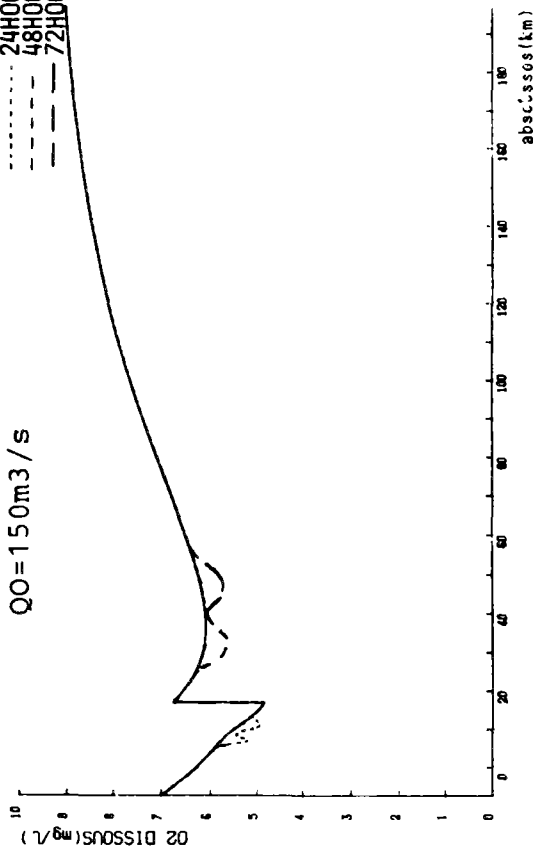


PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

— 0H00
- - 24H00
- - 48H00
- - 72H00

QO = 150m³/s

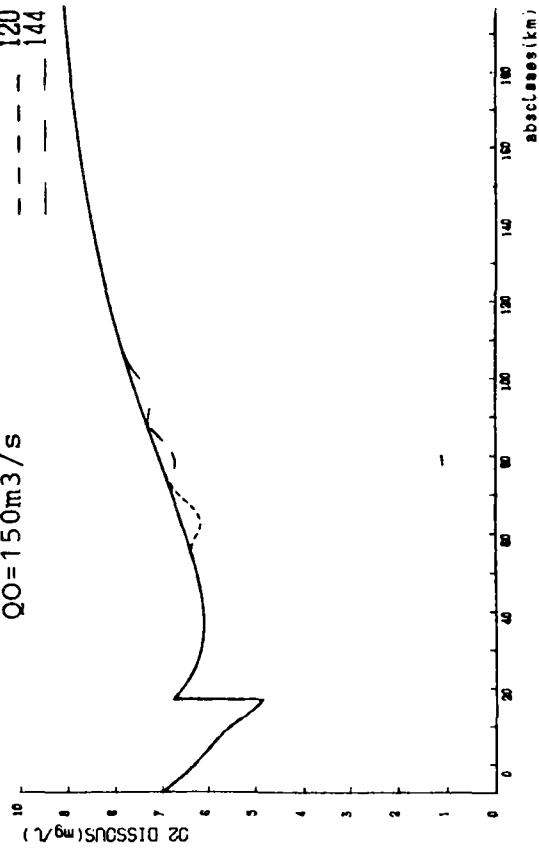


PROFILS EN LONG DE: O₂ DISSOUS(mg/L)

AUX INSTANTS:

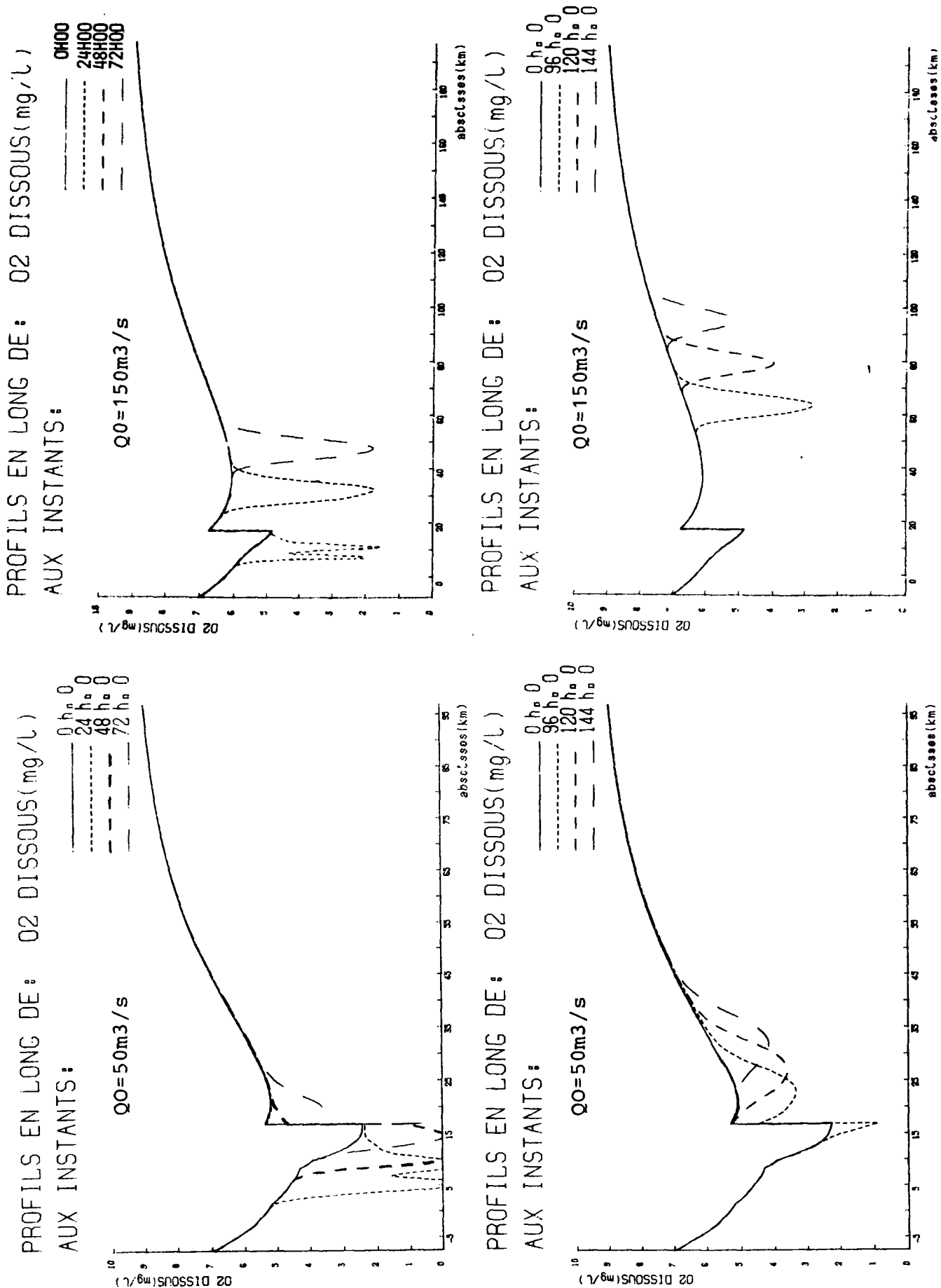
— 0 h_a 0
- - 96 h_a 0
- - 120 h_a 0
- - 144 h_a 0

QO = 150m³/s



Pluie P'100 : oxygène dissous pour deux débits de référence :

QO = 50m³/s et QO = 150m³/s



Pluie π_2 : oxygene dissous pour deux débits de référence :

Q₀ = 50m³/s et Q₀ = 150m³/s

ANNEXE A1

LES MODÈLES DE TRANSFORMATION PLUIE-DÉBIT

Les modèles de transformation pluie-débit

De nombreux modèles ont été élaborés s'appuyant soit sur des analyses systémiques, soit sur des lois statistiques, soit sur des descriptions rationnelles ou empiriques des écoulements (Desbordes, Chocat).

La multiplicité de ces modèles et l'ambition de certains peuvent paraître exagérés en comparaison des lacunes qui demeurent dans notre connaissance : dans le domaine de l'hydrologie, la détermination de la pluie est, en particulier, un point très délicat : sa nature aléatoire et son caractère ponctuel rendent sa mesure difficile.

L'abattement spatial et les lois de pertes sont autant d'obstacles non surmontés actuellement.

D'autre part, quelque simple que soit le modèle, le calage des paramètres est nécessaire et la quantité d'information disponible ne permet pas toujours de répondre à cette exigence.

Le choix d'un modèle sera donc fortement lié aux objectifs que l'on s'est assigné, à la connaissance que l'on a du système et à ses caractéristiques principales.

Nous présentons ci-dessous les principaux modèles existants, les paramètres qu'ils mettent en jeu et leurs limites d'application.

1. La méthode rationnelle et la méthode de Caquot :

Ce sont les deux méthodes les plus anciennes mais encore largement utilisées à l'étranger comme en France.

Bien que ne donnant accès qu'au seul débit de pointe et donc inutilisables dans notre étude, nous les évoquons ici car elles sont fondées sur des hypothèses largement reprises par la suite et elles ont défini des paramètres qui restent prépondérants en hydrologie :

a - Les hypothèses de base

A la suite de Shermann et de la théorie de l'hydrogramme unitaire, ces deux méthodes admettent les principes suivants :

- linéarité de la transformation pluie nette/débit
- invariance dans le temps

b - Les paramètres

Ces deux méthodes sont bâties sur la notion de " temps de concentration " défini comme étant le temps mis par la goutte d'eau la plus éloignée de l'exutoire (au sens des chemins hydrauliquement possibles) pour atteindre ce dernier.

L'autre paramètre important est le " coefficient de ruissellement ", C_r , constant dans le temps et qui intègre toutes les pertes (infiltration, évaporation). De la sorte, si I est l'intensité de la pluie tombant sur le bassin versant, la quantité $C_r I$ représente la pluie nette (ou ruisselée).

c - La méthode rationnelle

Pour un bassin versant de superficie A et coefficient de ruissellement C_r elle donne le débit de pointe Q_p à l'exutoire du bassin dû à une pluie constante d'intensité moyenne i

$$Q_p = C_r i A$$

Ceci appelle plusieurs remarques :

+ le débit de pointe n'est observé que lorsque toutes les parties du bassin ont contribué à l'écoulement et donc si la durée de la pluie est supérieure ou égale au temps de concentration.

+ le débit Q_p et l'intensité moyenne i ont même fréquence d'apparition. En réalité, le débit Q_p dépend des lois de pertes (variables selon l'état du terrain et l'intensité de la pluie) et donc du coefficient d'imperméabilisation.

+ cette formule ne prend pas en compte la capacité d'emmagasinement dans le réseau et le possible écrêtage des débits qui s'ensuit.

d - La méthode de Caquot

Elle s'inspire de la méthode rationnelle mais établit un bilan des volumes d'eau en jeu entre le début de la pluie et l'instant où se produit le débit de pointe.

Entre ces deux instants la différence entre le volume de pluie nette et le volume écoulé à l'exutoire est égal au volume stocké sur le bassin et dans le réseau.

Les différents termes intervenant ont été évalués en tenant compte de :

- l'abattement spatial de la pluie
- l'écrêtement du débit dû à l'emmagasinement dans le réseau
- la variation du temps de concentration en fonction du débit de pointe (le modèle de Caquot est ainsi un modèle pseudo-linéaire).

La formule de Caquot s'écrit :

$$u \propto H C_r = Q_p (\delta (t_1 + t_2) + \beta t_c)$$

u = coefficient d'homogénéisation des unités

$\alpha = A^{-2}$, prend en compte l'abattement spatial de la pluie

A = surface en hectares

t_1 = temps de parcours de l'eau dans le collecteur

t_2 = temps de parcours de l'eau en surface

t_c = temps de concentration

C_r = coefficient de ruissellement

Par la suite, l'hypothèse a été faite que :

$$t_c = t_1 + t_2$$

et t_c a été exprimé en fonction du débit de pointe à la suite de considérations sur la dynamique des écoulements.

e - Limites de ces méthodes

- Ces deux méthodes donnent accès aux seuls débits de pointe. Il est exclu de calculer des hydrogrammes. Toutefois, elles peuvent aider à ajuster des lois de transformation pluie-débit par coïncidence des valeurs des débits de pointe (modèle CAREDAS de la Sogreah).
 - Elles s'appliquent à des bassins versants suffisamment homogènes et relativement petits (inférieurs à 200 ha) afin que l'estimation des différents paramètres reste valable sur le domaine considéré.
 - Le temps de concentration a deux composantes :
 - le temps de parcours sur le terrain qui est susceptible de varier en fonction de nombreux paramètres dans le cas de surfaces perméables. Ce qui n'est toutefois pas le cas pour les surfaces imperméables.
 - le temps de parcours dans le réseau qui dépend de la vitesse et donc du débit dans les collecteurs. La vitesse varie beaucoup selon que l'on est au début ou non de l'hydrogramme ou selon que l'on est en présence d'une petite pluie ou non.
- La formule de Caquot ne donne le temps de concentration qu'au moment du débit de pointe.

- Le coefficient de ruissellement varie en réalité en fonction de la pluie et de la période de temps sec qui l'a précédé. En toute rigueur, une valeur constante de C_r ne correspond pas à la réalité.

Rappelons enfin, que la méthode de Caquot est une méthode de bilan entre l'instant initial et l'instant d'apparition du débit de pointe. Elle étudie la conservation des volumes d'eau mais occulte la dynamique des écoulements.

2. Les modèles dits "systémiques"

La particularité de ces modèles est d'agréger l'ensemble des processus de transformation en une loi simple qui relie directement l'entrée (la pluie) à la sortie (le débit).

Cette loi peut intégrer aussi bien l'écoulement en surface que dans le réseau. Elle n'est donc pas descriptive de la physique de l'écoulement.

Dans tous les cas, elle prend en compte la loi de conservation :

$$\frac{d \Sigma (t)}{dt} = I (t) - q (t)$$

où $\Sigma (t)$ est le stockage sur le bassin versant et dans le réseau

$I (t)$ est la hauteur d'eau précitée

$q (t)$ est le débit à l'exutoire par unité de surface

A cette loi, elle associe une autre équation qui rend compte de la transformation subie par l'hydrogramme dans sa traversée du système (considéré comme une boîte noire). Cela peut être une translation à vitesse constante, une transformation linéaire (théorie de l'hydrogramme unitaire) ou non.

La résolution des modèles non linéaires est complexe, non maîtrisée et fait appel à de nombreux paramètres. Quant aux modèles linéaires, leur difficulté réside dans l'établissement de la loi de stockage qui rend compte de la transformation ci-dessus évoquée.

a - Etablissement de la loi de stockage

En milieu naturel, à partir d'un état permanent de référence donnée (ligne d'eau parallèle au fond), le lit du fleuve présente une capacité de stockage importante. Lors d'un apport, et avant que le débit de sortie n'ait pu subir de variations notables, le stockage augmente. Lors de la décrue au contraire le débit sortant est plus important que le débit entrant et le stockage tend à devenir négatif par rapport à l'état de référence.

Le stockage dépend donc des débits entrant et sortant, ce que l'on peut exprimer par la relation :

$$\Sigma = K (x I^{\alpha} + (1-x) q^{\alpha})$$

Les grandeurs K et α interviennent dans la relation stockage/débit et stockage/hauteur que l'on choisit. La méthode de Muskingum propose une solution dans un cas particulier.

b - La méthode de Muskingum

Elle suppose une relation linéaire entre le débit et la hauteur d'eau de telle sorte que $\alpha = 1$. L'équation de stockage s'écrit :

$$\Sigma = K (x I^{\alpha} + (1-x) q^{\alpha})$$

D'autre part, elle admet que K et x sont constantes.

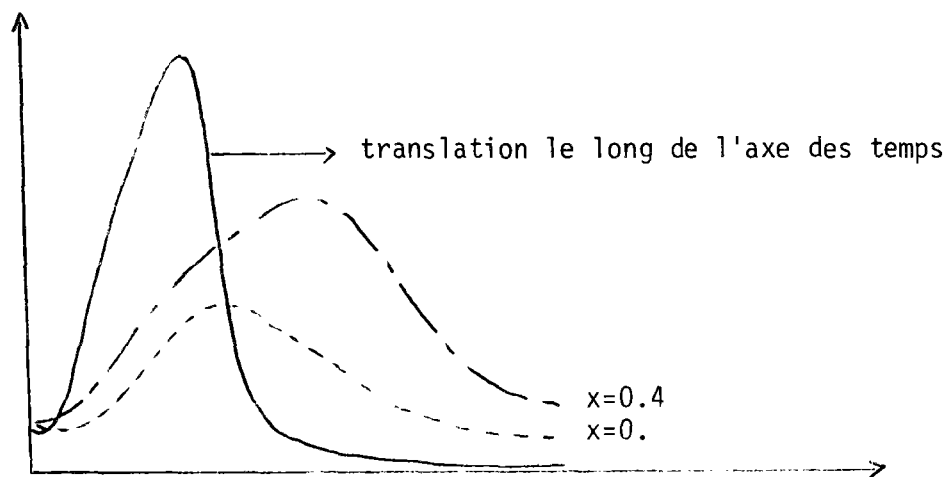
La résolution de cette méthode se ramène à la discrétisation d'une équation différentielle. Le système d'équation étant :

$$\begin{aligned} \frac{d\Sigma}{dt} &= I - q \\ \Sigma &= K (x I^{\alpha} + (1-x) q^{\alpha}) \end{aligned}$$

Il vient immédiatement :

$$Kx \frac{dI}{dt} + K(1-x) \frac{dq}{dt} = I - q.$$

Le schéma de résolution par différences finies se heurte à la détermination des valeurs de K et x . x n'a pas de véritable signification physique. Certains auteurs (Linsley, Kohler, Paulhus) l'ont considéré comme une mesure de la translation de l'hydrogramme. Pour une valeur de K fixée, la diminution de x se traduit par une atténuation de plus en plus importante de l'hydrogramme et par un déplacement de celui-ci le long de l'axe des temps (dans le sens des temps décroissants pour x décroissant).



Pour $x = 0$, le pic de l'hydrogramme se trouve sur la courbe de récession de l'hydrogramme et l'amortissement est maximum.

Or, l'amortissement observé n'a pas de signification physique. En effet, la méthode de Muskingum faisant l'hypothèse d'univocité entre débit et hauteur, on montre (Cunge) qu'une atténuation de l'onde est physiquement impossible dans ces conditions. Cette atténuation est purement numérique et dépend en particulier du choix que l'on a fait de x et du pas de temps d'intégration.

Dans le cas où les paramètres K et x sont constants, leur détermination était obtenue à partir de nombreuses données en construisant la courbe $xI + (1-x)q = f(I-q)$ pour plusieurs valeurs de x . Lorsque

cette courbe, qui a la forme d'une boucle, est suffisamment plate pour être assimilée à une droite, on conserve la valeur de x et on affecte à K la pente de la droite.

Toutefois, Cunge a montré que la méthode de Muskingum était une approximation du 2^e ordre de la méthode de l'onde diffuse présentée plus loin. On peut alors trouver une expression de x en fonction des caractéristiques physiques du système considéré et du débit en régime permanent. x est alors variable.

Le pas de temps, par contre, devra toujours être choisi avec précaution. La valeur du rapport $\frac{\Delta t}{\Delta x}$ (pas de temps/pas d'espace) influençant la vitesse de propagation si il est trop faible (< 1). Dans l'application de la méthode de Muskingum à la propagation dans les rivières, on préférera la considérer comme approximation de l'onde diffusive. Dans le cas de l'étude du ruissellement, on utilise en général un cas particulier de la méthode de Muskingum : le modèle à réservoir linéaire.

c - Cas particulier : le modèle à réservoir linéaire

Dans le cas où $x = 0$, la loi de stockage n'est fonction que du débit de sortie :

$$\Sigma = Kq$$

Cette loi a été étudiée par Desbordes qui a montré que K mesurait le temps séparant les centres de gravité de l'hyétogramme de pluie nette et de l'hydrogramme.

Son application a plusieurs bassins versants en France et à l'étranger a conduit à des formulations de K en fonction des caractéristiques du bassin versant et de la pluie. Elle restitue correctement sur les bassins considérés les hydrogrammes de sortie. Les formules proposées ne sont toutefois pas évidemment reproductibles. La capacité réelle de stockage dans le réseau est certainement un paramètre à considérer avec beaucoup d'attention.

C'est pourquoi nous préconisons une étude de sensibilité sur le paramètre K .

Par ailleurs, l'expression de K en fonction des caractéristiques du bassin versant demande une quantité d'informations relativement restreinte et facile d'accès.

Certaines formules (Desbordes ainsi que SARMA, DELLEUR et RAO) font également intervenir dans le calcul de K des caractéristiques de la pluie (période de pluie intense et hauteur de pluie précipitée sur cette période). Le modèle est donc pseudo-linéaire.

Ces modèles comme les précédents sont fondés sur la notion de linéarité et d'invariance dans le temps. Le calcul des hydrogrammes résulte d'un produit de convolution faisant intervenir des réponses impulsionnelles.

L'invariance dans le temps de ces réponses est-elle toujours justifiée ? Comme nous l'avons vu pour les modèles précédents, la variation des vitesses dans un collecteur, ne conduit-elle pas à des variations dans le temps de la réponse impulsionnelle ? Si tel est le cas, quel est l'ordre de grandeur de l'erreur que peut introduire un modèle invariant dans le temps ? En particulier est-il significatif par rapport à l'ordre de grandeur de l'erreur sur les pluies ? Par rapport aux autres simplifications consenties ? (non prises en compte des mises en charge, de certains ouvrages singuliers ...).

Nous essaierons d'apporter quelques réflexions sur ces questions sans toutefois déborder du cadre de cette étude.

3. Les méthodes rationnelles

Elles constituent l'ensemble des méthodes qui s'efforcent de décrire la physique des écoulements. Elles sont essentiellement applicables aux écoulements en réseaux et peuvent prendre en compte des ouvrages singuliers, des mises en charge ... ce que ne pouvaient faire les précédentes fondées sur la seule équation de conservation de la masse.

Les équations qu'elles traitent sont les équations de Barré de Saint-Venant :

- équation de conservation :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_a$$

- équation dynamique :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g (I-J) + (\zeta - 1) q_a \frac{V}{S}$$

Selon les simplifications admises dans l'équation dynamique on distingue 3 sortes de modèles. Le choix de l'un ou l'autre ne pourra se faire qu'après une analyse des ordres de grandeur des phénomènes considérés.

a - Le modèle de crue dynamique

Ce modèle prend en compte tous les termes des équations de Saint-Venant, moyennant toutefois certaines hypothèses et approximations :

- écoulement à surface libre
- répartition des pressions hydrostatiques
- frottement exprimé par la formule de Manning-Strickler

Sa résolution possible dans le cas d'un système naturel ou en réseau fait appel aux différences finies ou à la méthode des caractéristiques exposées plus en détail dans la partie hydraulique de ce rapport.

Le modèle permet l'étude des réseaux maillés et des ouvrages spéciaux. Il rend compte également de l'atténuation de l'onde. Toutefois, la quantité d'informations qu'il donne n'est pas toujours nécessaire.

Il permet en effet la connaissance de l'écoulement en tous points du réseau en particulier aux confluences et sera de grande utilité dans une perspective de gestion ou de détection des points faibles d'un réseau.

En milieu naturel, il sera utilisé pour l'étude de variations rapides des conditions aux limites : fermeture de vanne, rupture de barrage. Les ondes dynamiques qui apparaissent ont une célérité

$C_1 = \sqrt{g \frac{S}{L}}$ où S est la surface mouillée, L la largeur au miroir. Elles s'amortissent rapidement.

En ce qui concerne la détermination des hydrogrammes en réseau on utilise souvent les modèles plus simples présentés ci-dessous.

b - Le modèle de crue diffusante

On néglige dans ce cas les termes d'inertie de l'équation dynamique et le système à résoudre s'écrit, dans le cas où il n'y a pas d'apports latéraux :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = I - J \quad (2)$$

La surface mouillée S a pour valeur

$$S = \int_0^y L(x, z) dz$$

$$\text{d'où } \frac{\partial S}{\partial t} = L(x, z) \frac{\partial y}{\partial t}$$

Par la suite nous considérerons L indépendant de x et t .
Éliminons y dans le système d'équations.

L'équation (2) s'écrit :

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} = - \frac{\partial J}{\partial t} \quad (3)$$

Dérivons l'équation (1), il vient

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(L \frac{\partial y}{\partial t} \right) + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\text{soit} \quad L \frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0$$

soit d'après (3)

$$- L \frac{\partial J}{\partial t} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0$$

On en déduit :

$$- L \left(\frac{\partial J}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial J}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} \right) + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0$$

D'après (1)

$$- L \left(\frac{\partial J}{\partial y} \left(- \frac{1}{L} \right) \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial J}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} \right) = - \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$$

D'où

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{1}{L} \frac{\partial J / \partial y}{\partial J / \partial Q} \frac{\partial Q}{\partial x} = - \frac{1}{L \frac{\partial J}{\partial Q}} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$$

Ceci est une équation diffusive de la forme :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C_a \frac{\partial Q}{\partial x} = D_a \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$$

La célérité de l'onde diffusante C_d a pour expression

$$C_d = - \frac{1}{L} \frac{\partial J / \partial y}{\partial J / \partial Q}$$

Le coefficient de diffusion a pour expression

$$D_d = - \frac{1}{L} \frac{1}{\frac{\partial J}{\partial Q}}$$

En appliquant la formule de Manning pour un canal infiniment large :

$$J = A \frac{Q^2}{\gamma^b} \quad \text{avec } b = \frac{10}{3}$$

et en supposant que le régime s'écarte peu du régime permanent, il vient :

$$C_d = \frac{b Q_0}{2 L y_0} = \frac{5}{3} V_0$$

$$D_d = \frac{Q_0}{2 L J_0}$$

où Q_0 , V_0 et J_0 sont les valeurs du régime permanent

REMARQUES

- Le coefficient de diffusion est inversement proportionnel à la pente du fond. Si donc, celle-ci est très faible, la diffusion ne pourra être négligée et un modèle plus simple (voir ci-après l'onde cinématique) conduira à des valeurs erronées.

- La différence entre le modèle de crue dynamique ou le modèle de crue diffusante tient dans la nature du phénomène qui les cause et se manifeste par les célérités différentes des ondes.

Les premières sont causées par des phénomènes rapides, brusques et leur célérité diffère peu de la valeur $\sqrt{g \frac{S}{L}}$, les ondes s'amortissent vite. Les secondes au contraire sont dues à des variations plus lentes (crues) et leur célérité a pour valeur $\frac{dQ}{dS}$ soit $\frac{3}{2} V$ (Chezy) ou $\frac{5}{3} V$ (Manning).

Elles s'amortissent plus lentement.

- Cette méthode n'est pas limitée par l'hypothèse d'univocité entre débit et hauteur.

Le terme de diffusion permet de rendre compte de l'amortissement de l'onde.

D'autre part, les coefficients de l'équation sont aisément accessibles puisqu'ils sont calculés à partir des grandeurs hydrauliques du régime permanent.

c - Le modèle d'onde cinématique

On néglige ici les deux termes d'accélération et de frottement :
le système s'écrit (avec les mêmes notations que ci-dessus) :

$$L \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$I - J = 0$$

On en déduit :

$$\frac{\partial J}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial J}{\partial t} = \frac{\partial J}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial J}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

ce qui s'écrit, d'après l'équation de continuité :

$$\frac{\partial J}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{1}{L} \frac{\partial J}{\partial y} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

d'où

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{1}{L} \frac{\partial J / \partial y}{\partial J / \partial Q} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Ainsi :

- le modèle d'onde cinématique est déduit du modèle d'onde diffusive par suppression des termes de diffusion
- les célérités des ondes diffusives et cinématiques sont égales et ont pour valeur :

$$c_d = - \frac{1}{L} \frac{\partial J / \partial y}{\partial J / \partial Q}$$

d - Conclusion

Les trois modèles présentés ci-dessus s'intéressent donc à la physique des écoulements :

- propagation des ondes (onde de débit, onde de cote)
- vitesse dans les collecteurs
- amortissement des ondes.

En réseau on observe les deux types d'onde : onde de crue dynamique et onde de crue diffusante. Mais les premières s'amortissent très vite du fait de la prépondérance des frottements dans ce milieu.

Ces modèles ne permettent pas de prendre en compte les éventuelles mises en charge. Ils sont construits sur l'hypothèse d'écoulement à surface libre. Celle-ci sera prise en compte dans des hypothèses supplémentaires ou des traitements spéciaux de l'ouvrage.

(Le modèle CAREDas de Sogreah introduit un conduit fictif et étroit dans lequel l'eau qui monte jusqu'au niveau piézométrique permet la simulation de la mise en charge sans modifier les équations. Le modèle RERAM écrête les hydrogrammes et les étale dans le temps de telle sorte qu'ils n'excèdent pas la valeur du débit maximum admissible).

Enfin, outre ces trois modèles, il est possible d'envisager la translation simple sans déformation des hydrogrammes. Cette translation se fera à la vitesse de Manning ($C = \frac{5}{3} V$) ou de Chezy ($C = \frac{3}{2} V$). Elle conduit à une surestimation des débits déversés.

Le choix entre les trois modèles vient aussi d'une considération de difficulté des calculs. Le modèle complet de Saint-Venant nécessite de nombreux calculs pour la détermination des coefficients des équations discrétisées puis pour celle des grandeurs hydrauliques.

ANNEXE A2

DÉVERSOIRS D'ORAGE DANS PARIS

DEVERSOIRS D'ORAGE DANS PARIS

Les noms soulignés correspondent aux déversoirs

N°	Nom du déversoir	Collecteur	Importance du BV	Type déversoir L seuil(m)	Dimension Débouché en Seine
1	Quai de la Gare	Zone basse du 13ème Collecteur de l'usine Watt	faible	Poutrelles 1,20	Egout type 12
2	+ <u>Bièvre</u>	Bièvre amont Egoût rond Egoût	important moyen moyen		Ouvrage double 1,80x1,80 ouvert en cas de crue
3	de la Piscine		p.m		type 2,10/1,30
4	+ <u>Blanqui Gare</u>	Pascal Egout rond Chevaleret de la Gare	important important faible faible	5,0	type 2,60/3,60
5	Quai d'Austerlitz		faible		type 1,30/0,90
6	+ <u>Buffon</u>	Bièvre Pascal Buffon des quais	important important faible	11,0 4,0	type 2,50/3,00
7	Saint Bernard	des Quais	moyen	6,0	type 1,75/1,20
8	Sully	Saint Bernard	moyen	11,0	type 1,30/1,40
9	+ <u>St Michel</u>	Bas Bièvre	important important	5,80	type 2,00/1,50
10	+ <u>Solférino</u>	Bièvre	important	9,00	type 4,0/4,0
11	+ <u>Bourgogne</u>	Bas et liaison Alma-Concorde	important	4,50	type 4,0/4,0
12	Quai d'Orsay	local	faible	1,10	Ø 800
13	+ <u>Alma - Rive Gauche</u>	Bas Bosquet	important	18,4	type 2,50/3,00
14	+ <u>Javel - Convention</u>	Convention, Grenelle et Javel	important		type 1,75/3,15
15	Javel Leblanc	Javel	moyen		type 1,80/3,15

N°	Nom du déversoir	Collecteur	Importance du BV	Type déversoir L = seuil	Dimension Débouché en Seine
+ 16	<u>des 3 baies Emissaire Sud</u>	Emissaire Sud	important		
+ 17	<u>Chatillon Bas Meudon</u>	Exutoire des Egouts des Bds extérieurs	important		Ø 2,0 m
+ 18	<u>Renan Seine</u>	Eaux pluviales du Bd périphérique	important		
19	<u>du réseau de la Plaine Vaugirard</u>		moyen		type 1,80/1,30
Déversoirs d'orage de la Rive Droite					
N°	Nom du déversoir	Collecteur	Importance du BV	Type déversoir L = seuil	Dimension Débouché en Seine
21	+ <u>Vincennes-Charenton</u>	Banlieue	important		2 x ?
22	+ <u>Wattignies</u>	des Coteaux	important		
23	<u>Nicolaï</u>	Entrepôts de Bercy			type 12
24	<u>Yonne</u>				type 13
25	<u>Baudoin</u>		faible		type 1,00/0,60
26	+ <u>Proudhon</u>	des Coteaux	moyen		type 2,0/1,80
27	<u>Proust</u>	Entrepôts de Bercy			type 1,05/1,05
28	<u>Gallois</u>		faible	Egouts "fluviaux"	type 1,00/0,60
29	<u>Barrac</u>				Ø 4,00
30	<u>Macon</u>				type 2,00/2,00

.../...

N°	Nom du déversoir	Collecteur	Importance du BV	Type déversoir L = seuil	Dimension Débouché en Seine
31	Macon		bassin amont de l'usine Mazas		Egout type 13
32					
33	Traversière	Quai de la Rapée galerie basse			type 2,00/1,00
34	Diderot	Diderot			type 1,60/2,50
35	Marine	Galerie haute			type 1,60/1,60
36	Bastille (Mazas)	2 galeries			type 2,00/2,80
37	St Paul	Quai de l'Hôtel de Ville	faible	7,60ml	type 2,00/2,00
38	Hôtel de Ville	Quai de l'Hôtel de Ville	faible	2,30 ml	type 2,00/1,30
39	Louvre				type 1,95/0,80
40	+ Tuileries (ne fonctionne plus)	Asnières	important		type 5,00/5,00
41	+ Alma Rive Droite	Marceau	important		type 2,80/2,00
42	+ Le Notre	de l'Ouest	moyen		type 2,05/2,20
43	+ Des Pâtures	de l'Ouest	moyen		Egout type H
44	+ Auteuil	Usine d'Auteuil	moyen		
45	Wilhem		faible		type 1,80/2,20
46	Ile St Louis	Amont du siphon (raccordé à la Rive Droite)	faible		type 2,20/1,20
47	Ursin (Ile de la Cité)		faible raccordé à la rive Gauche (Collecteur Bas)		type 3,85/2,60
48	Quai des Orfèvres	Amont du siphon			type 2,00/1,00
49	+ Marceau	Collecteur Marceau aval	important		
50	+ Usine de Clichy	Marceau-Asnières Clichy	important	Seuil de 42 m	

ANNEXE A3

LOI DÉBIT-HAUTEUR AU BARRAGE DE SURESNES

LOI DEBIT/HAUTEUR AU BARRAGE DE SURESNES

COTE (n)	DEBIT (m3/s)
26.39	0.
26.40	0.188
26.45	2.74
26.50	6.82
26.55	11.98
26.60	18.04
26.65	24.72
26.70	32.34
26.75	40.3
26.80	49.18
26.85	58.40
26.90	68.20
26.95	78.40
27.00	89.20
27.05	100.60
27.10	112.00
27.15	124.14
27.20	136.41
27.25	149.16
27.30	162.38
27.35	176.07
27.40	189.28
27.45	204.39
27.50	219.02
27.55	234.13
27.60	249.23
27.65	264.81
27.70	280.86
27.75	296.90
27.80	313.43
27.85	330.42
27.90	347.42
27.95	364.88
28.00	382.82
28.05	400.76
28.10	418.69
28.15	437.10
28.20	456.33
28.25	475.37
28.30	494.67
28.35	514.22

ANNEXE A4

ORGANIGRAMME DU PROGRAMME ECOUL.FOR.

ORGANIGRAMME DU PROGRAMME ECOU1.FOR

Lecture des données relatives au pas de temps et au pas de calcul

Lecture du nombre de collecteurs: NCOLL.

Do 500 NCO=1,NCOLL

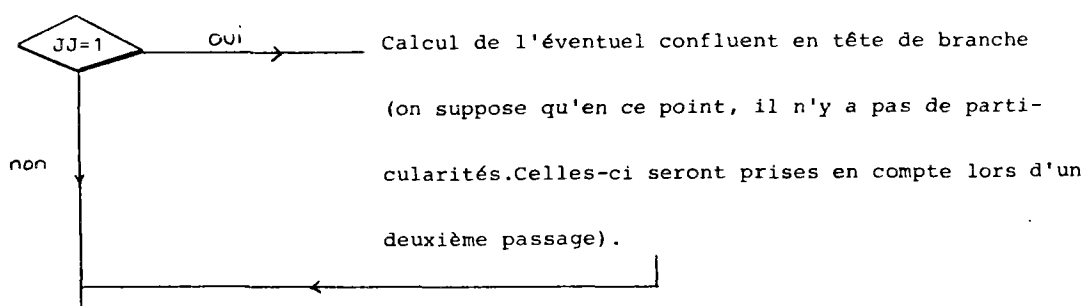
Lecture du nombre de branches : NNA

Do 400 JJ=1,NNA

Lecture du nombre de points sur la branche : NAFF

Do 300 K=1,NAFF

Lecture des données au point I(K)

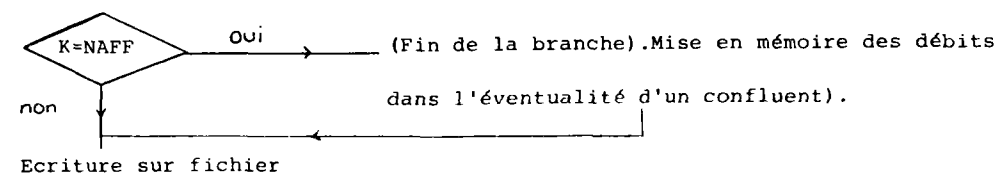


Appel de PLUDEB

Calcul du débit de temps sec



Appel de PROPAGATION



Boucle sur les branches précédentes pour sommer les débits arrivant en un confluent(en testant les numéros des noeuds).

Continue
Continue

400
500

300

ANNEXE A5

FICHER CARACT.DAT

- DT, T2M, IMP.....F6.1, F8.2, I3
Pas de temps de calcul, temps total de calcul, impression tous les IMP pas de temps.
Données en minutes.
- X(K).....10F7.4
- W(K).....10F7.4
X et W sont les racines et coefficients de l'interpolation de Gauss dans la subroutine PROPA.
- NDEV, IDEV(K), K = 1, 10.....I3, 30I2
Nombre des déversoirs et numéros des biefs d'entrée en Seine.
- TITGEN.....20A4
Titre général.
- NCOLL.....I3
Nombre total des collecteurs.

DO 500 NCO = 1, NCOLL

- TITCOLL.....10A4
Titre du collecteur NCO.
- NNA.....I3
nombre de branches sur le collecteur NCO ou nombre de points intersection.

DO 400 JJ = 1, NNA

- NAFF.....I3
Nombre de points de calcul sur la branche JJ.
- E(K) K = 1, 20.....20I3
Numéros des déversoirs de la branche JJ (repérés par leur rang d'apparition sur la branche et qui figureront sur le fichier RESULT.DAT)
- G(K) K = 1, 20.....20I3
Numéros des points de la branche JJ (repérés par leur rang d'apparition sur la branche et qui figureront sur le fichier RESULT2.DAT).

DO 300 K = 1, NAFF

- I(K), IFS, NPLUIE, IPROP, M, Qu, Dens, Ar, PNT, C, XLNG, Pte, Dist, Larg, Ip, Man, Qo, F, D.....I3, 4I1, F5.3, F5.0, F6.1, F5.3, F4.2, F6.1, F5.2, F6.1, F4.1, F6.4, F4.0, F6.4, F5.1, F4.1.
- | | |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> . numéro du point . Si IFS=0 collecteur rectangulaire . Si IFS=1 collecteur circulaire . Si IPROP=1 propagation avec amortissement . Si IPROP=à propagation sans amortissement . nature du point (tête, déversoir, siphon) . rejet spécifique (m3/hab/jour) . densité de population sur le BV . superficie du BV(ha) . pente moyenne du BV(%) | <ul style="list-style-type: none"> . coefficient d'imperméabilisation du BV . longueur du drain principal du BV (m) . coefficient de pointe du réseau . longueur du collecteur entre deux points (aval du point considéré) . largeur au miroir dans les collecteurs . pente du collecteur . coefficient de Manning-Strickler pour le réseau . débit parasite par tronçon entre deux points de calcul . coefficient de déversement au dessus d'un déversoir d'orage . coefficient de dérivation |
|--|--|

- NC1.....I3
M = 2
Numéro du collecteur qui se rejette dans le collecteur NCO considéré.
- NC2.....I3
M = 6
Numéro du collecteur à l'aval du siphon.
- R.....F5.2
Fraction du débit qui passe dans le collecteur.
- NC3.....I3
M = 7
Numéro du collecteur dans lequel le collecteur NCO considéré se jette.

300)
400) CONTINUE
500)

ANNEXE A6

LISTE DES TABLEAUX ET PARAMETRES DU PROGRAMME ECOUL.FOR

HINT(20)	valeurs des intensités de pluie par pas de temps exprimées en mm/mn
I(40)	numéros des points
N(40)	numéros des points intersection (confluents)
Q(20,40)	tableau intermédiaire des débits à l'issue de chaque branche arrivant à un confluent. Il s'agit des débits propagés à chaque pas de temps et ne comprenant ni le débit pluvial ni les débits parasite et de temps sec relatifs au noeud
Qaff(40)	débits issus d'un affluent arrivant en un noeud. Ces débits sont lus (<u>ex</u> : apports de banlieue)
Qam(40)	débits amont en un point : débits pluviaux + débit propagé depuis l'amont + débit de temps sec
Qap(40)	débits d'apport comprenant en un point : le débit pluvial le débit parasite le débit de temps sec
Qava(40,40)	débit propagé depuis un point, donné par pas de temps
Qavd(40)	débit aval au départ d'un point
Qder(40)	débit dérivé dans le cas d'une dérivation
Qdev(40)	débit déversé dans le cas d'un déversoir d'orage
Qe(5,5,40)	Qe(N1,N2,K) débit au K ^e pas de temps issu du collecteur N1 et entrant dans le collecteur N2
Qs(40)	tableau intermédiaire des débits de temps sec à l'issue de chaque branche arrivant à un confluent. Ne comprenant pas les débits parasite et de temps sec relatifs au point considéré
Qsect(40)	débit cumulé de temps sec en un point
TITCOLL(20)	titre des collecteurs

LISTE DES PARAMETRES

Ar :	superficie en ha du bassin versant relatif à un point
C :	coefficient d'imperméabilisation du bassin versant
D :	coefficient de dérivation
Dens :	densité de population sur le bassin versant (en habitants/ha)
Disp :	coefficient de dispersion dans la méthode de l'onde diffusive
Dist :	longueur de collecteur entre deux points. Pour un point donné, c'est la longueur entre ce point et le point aval
Dt :	pas de temps donné en seconde
F :	coefficient de déversement au dessus d'un déversoir d'orage
G :	paramètre intervenant dans la méthode de simpson
Haut :	hauteur d'eau dans le collecteur calculée par itération
Ip :	pente du collecteur
IPROP :	si IPROP = 1 propagation avec amortissement si IPROP = 0 propagation sans amortissement
Iq :	paramètre intervenant dans la méthode de Simpson
Ka :	Kf - K0 (voir ci-dessous)
Kf :	nombre de pas de temps correspondant à la fin de l'hydrogramme <u>propagé</u> . Calculé par le programme
K0 :	nombre de pas de temps correspondant au début de l'hydrogramme <u>propagé</u> . Calculé par le programme
Ks :	coefficient de Muskingum calculé par la méthode de Monsieur DESBORDES
Larg :	largeur au miroir dans les collecteurs
LIM :	portion du débit qui reste dans le réseau au passage d'un déversoir d'orage

M :	nature du point considéré :
M = 1	Point tête
M = 2	Point recevant un débit d'un autre collecteur
M = 3	Point déversoir
M = 4	Point dérivation/relais
M = 5	Point affluent (où les apports des affluents sont lus)
M = 6	Point siphon
M = 7	Point final d'un collecteur pour lequel le débit en ce point se jette dans un autre collecteur
Man :	coefficient de Manning-Strickler pour le réseau
NAFF :	nombre de points de calcul sur une branche donnée
NC :	nombre d'intervalles pour la méthode de calcul de Simpson
NC1 :	dans le cas où M = 2, numéro du collecteur rejetant son débit au point considéré
NC2 :	dans le cas où M = 6, numéro du collecteur à l'aval du siphon
NC3 :	dans le cas où M = 7, numéro du collecteur recevant le débit issu du point considéré
NCO :	numéro du collecteur étudié
NCOLL :	nombre total de collecteurs
NCOND :	paramètre test dans le calcul du débit à un point confluent
NNA :	nombre de branches de calcul
NP :	nombre de pas de temps pour la période de pluie intense
NPAS :	nombre de pas de <u>temps de calcul</u>
NPRO :	dans le cas d'une propagation sans amortissement, nombre de pas de temps pour la durée de propagation du point considéré au point immédiatement à l'aval
NTOT :	nombre de pas de temps pour la <u>durée de l'hyéogramme</u>
NX :	paramètre servant au calcul du temps de propagation dans le cas d'une propagation sans amortissement
PNT :	pente moyenne du bassin versant en pourcentage

Pte :	coefficient de pointe du réseau
Q0 :	débit parasite par tronçon soit entre deux points de calcul (en m ³ /s)
Qsec :	débit de pointe de temps sec entre deux points du réseau
Qu :	rejet spécifique (m ³ /hab/jour)
Rh :	rayon hydraulique de la conduite
T2M :	temps total <u>de calcul</u> en secondes
TP :	durée de la pluie intense en secondes (selon DESBORDES dans la formule de Ks)
U :	paramètre utilisé dans la formule de Simpson
Vit :	vitesse réelle dans le collecteur
Vna :	vitesse calculée selon la formule de Manning
Vq :	vitesse intermédiaire servant au calcul de Vit par itérations
XHP :	hauteur de pluie intense en millimètres
XLNG :	longueur du drain principal du bassin versant

ANNEXE A7

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT MOYENS

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT MOYENS

DESIGNATION DES ZONES (d'après les catégories d'urbanisation)	MATURÉ DU SOL			FACTEUR D'ADAPTA- TION EN FONCTION DE LA PENTE DE LA ZONE	
	LEGER (1)	MOYEN (2)	LOURD (3)	TERRAIN PLAT < 1%	TERRAIN PENTU > 1%
Zone agglomérée, secteur dense, centre ville - 150 logis/ha	0.85	0.90	0.90	0.95	1.05
Secteur diffus, Centre de quartier - 110 à 150 logis/ha	0.75	0.80	0.80	0.95	1.05
Banlieue de métropole - 60 à 100 logis/ha	0.50	0.55	0.60	0.90	1.1
Banlieue éloignée, semi collectif et pavillonna en bande - 40 à 80 logis/ha	0.40	0.45	0.50	0.9	1.2
Zone pavillonnaire (parcelle de 400 m ²) - 20 à 30 logis/ha	0.30	0.35	0.40	0.9	1.2
Zone résidentielle - 18 à 40 logis/ha	0.25	0.35	0.40	0.9	1.2
Zone pavillonnaire grand standing - 15 à 20 logis/ha	0.20	0.30	0.35	0.9	1.2
Village rural traditionnel	0.15	0.20	0.25	0.75	1.25
Zone d'habitat de très faible densité - 1 à 5 logis/ha	0.08	0.10	0.15	0.75	1.25
Zone d'habitat très ancien	0.40	0.50	0.60	0.9	1.2
Zone industrielle et artisanale	0.40	0.50	0.70	0.9	1
Zone industrielle lourde	0.60	0.70	0.80	0.95	1
Zone portuaire	-	0.60	-	0.95	1
Gare routière et entrepôts	0.75	0.80	0.85	0.95	1
Gare et entrepôt SNCF	0.15	0.20	0.30	0.75	1
Services publics : hôpital, centre administratif et zone d'équipements	-	0.65	-	0.95	1.05
Centre de rapatriement et hospitalier, zone d'équipement à dominante verte	0.25	0.45	0.60	0.95	1.1
Centre hôtelier et commercial	0.65	0.70	0.80	0.9	1.1
Terrain de sports, terrain de jeux	0.20	0.30	0.35	0.9	1.1
Aérodrome et terrain militaire	0.15	0.30	0.45	1	1
Cimetière urbain	0.30	0.40	0.50	0.75	1.25
Entreprise ferroviaire	0.08	0.10	0.15	0.9	1
Emprise autoroute	0.50	0.60	0.65	0.95	1
Emprise route nationale et chemin départemental	0.30	0.40	0.60	0.8	1
Emprise voies urbaines rapides	-	0.80	0.90	1	1
Emprise autres voies urbaines	-	0.80	-	1	1
Emprise échangeurs et carrefours	0.40	0.50	0.60	1	1
Chaussées et parkings	-	0.60	-	0.95	1
Dallage béton	-	0.90	-	0.95	1.05
Pavage serré au joint coulé	-	0.75	-	0.9	1.1
Pavage large joint sable	0.55	0.60	0.70	0.9	1.1
Circulation piétons - voies en macadam - accotement stabilisé	0.50	0.60	0.80	0.9	1.1
Allège en gravier	0.30	0.35	0.45	0.9	1.1
Espace vert - zone de loisir	0.10	0.15	0.25	0.75	1.25
Espaces libres - zone de dégagement et zone non edificandi	0.10	0.15	0.20	0.75	1.25
Zone boisée urbaine, parcs et jardins	0.05	0.10	0.15	0.50	1.25
Forêts, bois et landes	0.01	0.04	0.08	0.50	1.2
Terrains de culture - céréales	0.06	0.06	0.10	0.75	1.25
Prés et pelures	0.05	0.07	0.08	0.66	1.25
Carrières ou mines	0.20	-	0.50	0.9	1.25
Terrains nus (sans végétation ni culture)	0.04	0.15	0.30	0.5	1.5

(1) Sols sableux, graveleux et très perméables.

(2) Terrains ordinaires courants.

(3) Sols argileux, rocheux, peu perméables.

Source : "Les réseaux d'assainissement -
Calcul - applications - perspectives"
R. BOURRIER

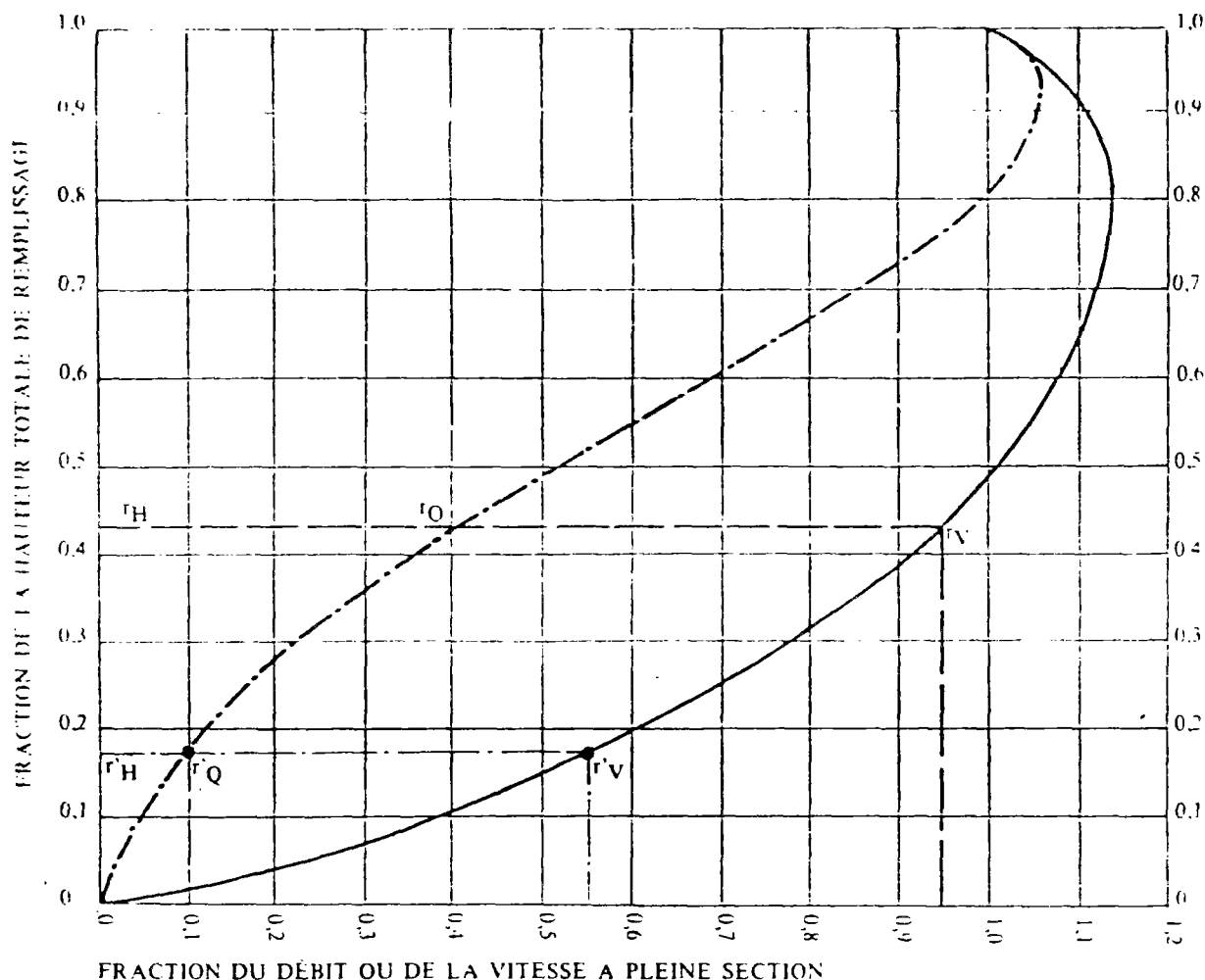
ANNEXE A8

VARIATIONS DES DÉBITS ET VITESSES EN FONCTION

DU REMPLISSAGE DANS LE COLLECTEUR

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_v = 0.95$ et $r_H = 0.43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_v = 0.55$ et $r'_H = 0.17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1.07$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_v = 1.14$) est obtenue avec $r_H = 0.80$.

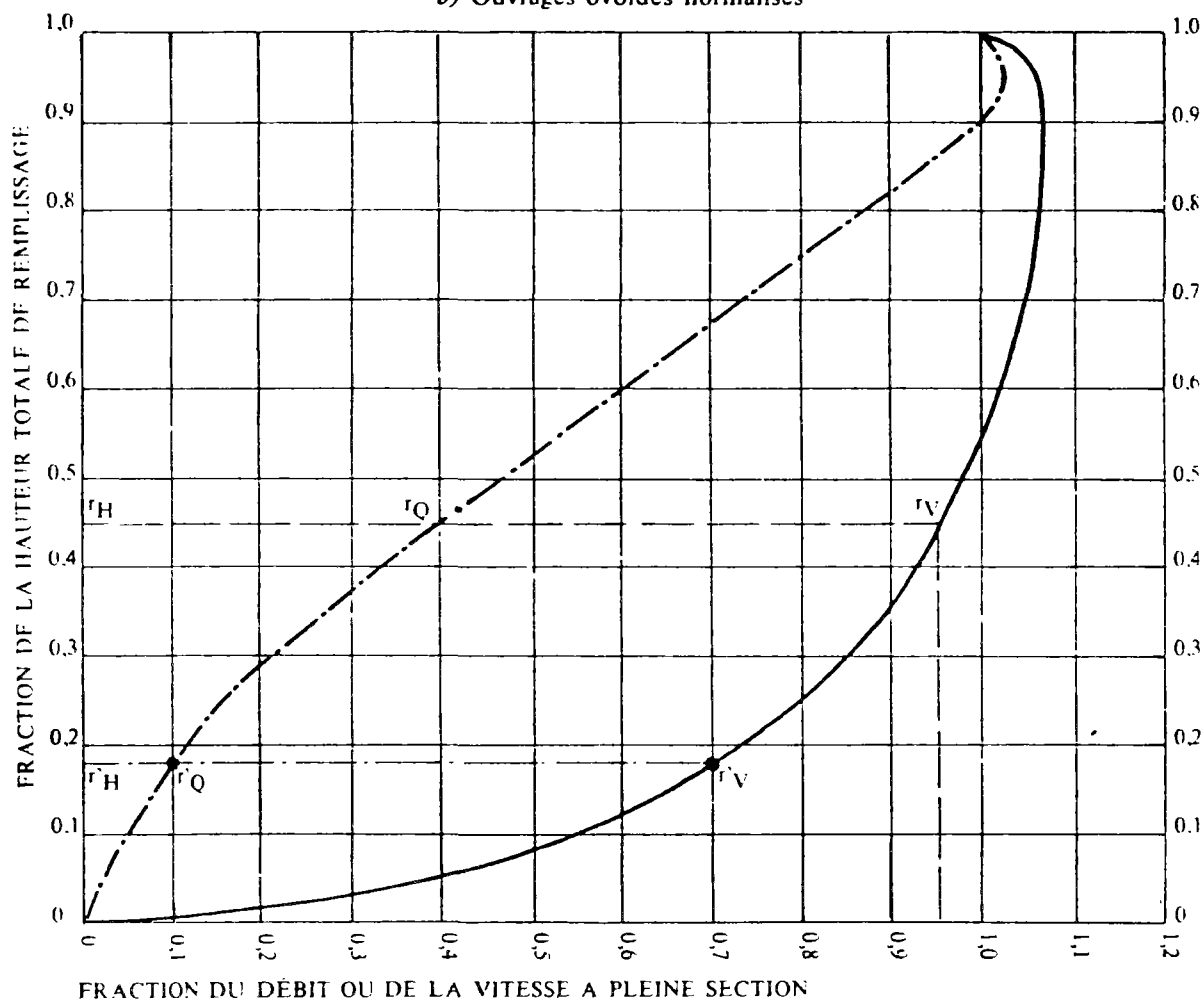
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Source : circulaire interministérielle : "Instruction relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations".

Abaque Ab-5

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



MODE D'EMPLOI

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.45$

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r_V = 0.70$ et $r_H = 0.18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.90$

Le débit maximum ($r_Q = 1.03$) est obtenu avec $r_H = 0.95$

La vitesse maximum ($r_V = 1.07$) est obtenue avec $r_H = 0.90$

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

ANNEXE A9

MESURES DE DEBIT ET POLLUTION SUR LE COLLECTEUR DES COTEAUX
ET LE DEVERSOIR PROUDHON.

MESURES DE DEBIT ET POLLUTION SUR LE COLLECTEUR DES COTEAUX
ET LE DEVERSOIR PROUDHON

La série des mesures effectuée par le LROP concerne deux périodes d'étiage :

- du 18 Juillet au 2 Novembre 1979
- du 3 Juin au 15 Octobre 1980

Neuf déversements ont été observés lors de la première campagne, quinze lors de la seconde ce qui correspond à des fréquences mensuelles de déversement de 3 à 4, très importantes.

Les mesures ont porté sur les caractéristiques hydrauliques (débit de temps sec, débit de temps pluvial, apports parasites) et les caractéristiques physico-chimiques.

Plusieurs corrélations ont été établies mais elles intéressent exclusivement le déversoir Proudhon aussi préférons-nous nous intéresser aux ordres de grandeur des mesures.

1 - Le débit de temps sec :

Le débit moyen journalier de temps sec a été estimé à 258 l/s.

Le débit maximal à 374 l/s.

2 - Données hydrauliques et pluviométriques

Elles sont consignées dans le tableau T-A9-1 ci-après.

Les pluies étudiées présentent à Montsouris une période de retour inférieure à 5 ans.

L'intensité moyenne maximale des précipitations est de 6,5 mm/h.

Le volume maximal d'eau pluviale est de 26.112 m^3 pour une pluie de durée 8h.

Les débits maxima totaux sont au plus de $5 \text{ m}^3/\text{s}$.

3 - Les déversements d'orage

On trouvera les valeurs obtenues au tableau T-A9-2.

La pointe du débit déversé est de $1,328 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'évènement pluvieux de plus grande durée.

La corrélation linéaire mise en évidence entre le volume d'effluents unitaires déversés et la hauteur totale d'averse indique qu'une hauteur de précipitation $> 4 \text{ mm}$ provoque une surverse d'orage.

4 - Caractéristiques physico-chimiques

On se reportera au tableau T-A9-3.

On observe que les concentrations moyennes des effluents unitaires restent élevées : le ~~rapport~~ DCO/DBO_5 de l'ordre de 2,3 par temps sec augmente et varie entre 2,5 et 7,1 par temps de pluie.

Nous retiendrons pour notre modélisation une DBO_5 moyenne des effluents unitaires de 78 mg/l .

Enfin, on montre également que les premiers flôts unitaires sont les plus chargés (50 % de la pollution pour un tiers de l'hydrogramme).

DEVERSOIR D'ORAGE DE LA RUE PROUDHON ET COLLECTEUR UNITAIRE DES COTEAUX	
Données hydrauliques et pluviométriques des effluents unitaires et pluviaux.	

N° de la Crue	V _T (EU+EP) m³	Q _T (EU+EP) m³/s	V _{EP} m³	Q _{EP} m³/s	HT mm	D h	I mm/h	T _{Sec} j	HT [-1] mm
1	7343.000	1.496	3968.000	1.244	5.300	0.817	6.500	3.750	1.000
2	5289.000	1.065	2626.000	0.685	5.900	2.367	2.500	1.250	0.200
3	10952.000	1.410	4247.000	0.995	3.500	2.200	1.600	1.460	0.500
4	30451.000	4.096	26112.000	3.856	24.400	7.917	3.100	0.250	0.500
5	19733.000	2.340	14364.000	2.045	6.900	3.783	1.800	1.170	0.500
6	11144.000	1.894	8096.000	1.565	3.000	0.667	4.500	0.130	1.900
7	12471.000	1.641	8412.000	1.316	0.100	1.967	4.100	0.830	0.100
8	6472.000	1.210	3828.000	0.848	7.700	6.317	1.200	0.630	0.100
9	15535.000	1.920	11432.000	1.625	8.800	2.117	4.200	0.420	2.800
10	7502.000	1.198	2355.000	0.628	0.200	0.200	1.000	0.170	0.100
11	8877.000	0.908	6806.000	0.768	5.600	3.133	1.800	6.290	0.100
12	3490.000	0.966	2273.000	0.788	1.000	0.800	1.300	1.750	2.400
13	10563.000	1.343	6124.000	1.061	5.500	3.250	1.700	2.790	2.800
14	15114.000	1.168	8572.000	0.924	1.300	0.400	4.500	0.710	0.100
15	5905.000	1.475	4310.000	1.299	0.300	0.250	1.200	1.500	3.600

TABLEAU T-A9-1

DEVERSOIR D'ORAGE DE LA RUE PROUDHON ET COLLECTEUR UNITAIRE DES COTEAUX
Qualité des eaux usées de temps sec et des effluents unitaires par temps de pluie

PARAMETRES DE POLLUTION PHYSICO-CHIMIQUE CONCENTRATION (mg/l)	EAUX USEES DE TEMPS SEC MOYENNE JOURNALIERE DES 5 CAMPAGNES (1)	EFFLUENTS UNITAIRES PAR TEMPS DE PLUIE VALEURS MESUREES SUR LES 15 CRUES ANALYSEES		
		minimum (2)	maximum (2)	moyenne (1)
DBO ₅	106	37	113	78,0
DCO	242	126	582	276
MEST	111	118	509	243
MES organiques (en %)	85,5	43,0	75,5	63,4
N Kjeldahl	26,0	10,4	26,3	17,6
NH ₄ +	24,6	5,2	15,2	9,56
NO ₂ -	0,067	0,000	0,30	0,079
NO ₃ -	0,159	0,04	1,24	0,402
P totaux (en P)	6,91	3,0	7,3	4,91
Orthophosphates (en PO ₄ 3-)	14,6	4,5	14,9	8,23
Cl ⁻	51,8	17,7	79,5	31,0
HC	1,50	2,27	12,6	4,61
Pb	0,0370	0,09	0,39	0,255
Zn	0,427	0,91	2,66	1,72
Cd	0,00465	0,00123	0,02	0,00606
Hg	0,000575	0,00045	0,0118	0,00339

(1) moyenne pondérée par les volumes.

(2) extrêmes relevés sur l'échantillon des 15 crues analysées.

TABLEAU T-A9-3

DEVERSOIR D'ORAGE DE LA RUE PROUDHON
Données hydrauliques et pluviométriques des déversements d'orage

N° DE LA SURVERSE D'ORAGE	V _d (m ³)	Q _d (m ³ /s)	H _T (mm)	D (h)	T (cm/h)
1	120 000	0,110	5,300	0,820	6,490
2	203 000	0,146	6,900	2,750	2,510
3	70 000	0,077	3,300	0,420	7,920
4	3056 000	0,735	12,500	4,820	2,600
5	872 000	0,403	6,800	0,330	20,400
6	4833 000	1,328	24,400	7,920	3,080
7	483 000	0,230	5,200	1,330	3,900
8	114 000	0,068	7,700	11,720	0,600
9	1155 000	0,309	10,800	9,470	1,140
10	266 000	0,111	8,800	0,220	40,620
11	66 000	0,029	3,000	0,670	4,500
12	25 000	0,015	2,400	0,300	8,000
13	30 000	0,012	3,400	1,700	2,000
14	4944 000	0,628	18,200	8,370	2,180
15	57 000	0,035	4,900	1,150	4,260
16	154 000	0,065	8,100	1,970	4,120
17	13 000	0,009	6,800	1,020	6,690
18	75 000	0,046	4,900	0,230	21,000
19	548 000	0,172	8,800	2,120	4,160
20	115 000	0,041	0,100	0,280	0,350
21	34 000	0,035	5,700	0,520	11,030
22	485 000	0,243	3,600	1,000	3,600
23	183 000	0,062	4,900	1,670	2,940
24	16 000	0,015	16,400	12,580	1,300

TABLEAU T-A9-2

ANNEXE A10

LES PHENOMENES DE CONVECTION, DIFFUSION, DISPERSION

LES PHENOMENES DE CONVECTION, DIFFUSION ET DISPERSION

Nous nous plaçons dans le cas étudié ici d'un modèle unidimensionnel : l'écoulement est longitudinal.

L'évolution de la concentration d'un polluant est conditionnée par trois phénomènes :

- la convection
- la diffusion
- la dispersion.

Ces phénomènes présentent des échelles de temps très différentes.

1 - La convection

Elle traduit le transport des masses à la vitesse moyenne. Dans le mouvement de convection à vitesse uniforme, les pollutogrammes sont propagés sans déformation.

L'équation de convection pure s'écrit :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V(x, t) \frac{\partial C}{\partial x} = 0$$

Si L est une longueur caractéristique dans le sens de l'écoulement, l'échelle de temps de la convection est donc :

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

2 - La diffusion

En régime laminaire, la diffusion est due à l'agitation moléculaire. En ce cas, on montre qu'elle obéit à une loi de Fick de la forme :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_m \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

D_m , le coefficient de diffusion moléculaire est exprimé en m^2/s .
(pour la diffusion du sel dans l'eau $D_m \sim 10^{-5} \text{ cm}^2/s$).

Toutefois ce phénomène est généralement négligeable devant la diffusion turbulente qui est due, quant à elle, aux fluctuations temporelles des vitesses et concentrations autour de leur valeur initiale. Ce phénomène introduit dans les équations de bilan des moments d'ordre 2 de la forme $\frac{\partial V'c'}{\partial x}$ (et c' sont les variations temporelles de V et C autour de la valeur initiale).

Taylor a alors montré qu'il est possible de définir un coefficient D_{turb} de diffusion turbulente jouant le même rôle que le coefficient D_m dans les écoulements laminaires.

a - Cas d'un canal rectiligne, de profondeur constante et infiniment large

En ce cas, l'échelle de longueur de la diffusion turbulente est la hauteur d'eau y . D'autre part, le coefficient D_{turb} est rattaché à l'intensité de la turbulence, elle même exprimée en fonction de la vitesse de frottement $V_* = \sqrt{gyI}$ où I est la pente, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

On cherchera donc D_{turb} sous la forme $D_{\text{turb}} = LyV_*$, L constante.

- mélange vertical :

En faisant l'hypothèse d'un profil vertical de vitesse logarithmique et si la constante de Karman est égale à 0,4, Sayre a montré :

$$D_v = 0,067 y V_*$$

- mélange transversal :

A la suite de nombreuses séries d'expériences on trouve la relation

$$D_t \sim 0,1 \text{ à } 0,2 \ y V_* \quad (\text{voir tableau T-10-1})$$

- mélange longitudinal :

D_l est de l'ordre de grandeur de D_t . La diffusion turbulente longitudinale est généralement négligeable devant la convection et devant la dispersion.

b. Cas réel

Dans le milieu naturel, les irrégularités des parois ont un effet important sur le mélange transversal. On retiendra l'ordre de grandeur suivant

$$D_t \sim 0,6 \ y V_* \quad (\text{voir tableau T-A10-2})$$

3 - La dispersion

La dispersion résulte des variations spatiales des vitesses et concentrations par rapport à la valeur moyenne $\bar{C}$. Ces variations seront ici notées $\tilde{V}$ et $\tilde{c}$. La concentration $C(x, t)$ a donc pour valeur

$$C(x, t) = \bar{C} + \tilde{c}$$

Ces variations spatiales introduisent dans les équations de bilan des flux dispersifs de second ordre de la forme :

$$\frac{\partial \tilde{V} \tilde{c}}{\partial x}$$

qui correspondent à la convection des variations spatiales des concentrations à la vitesse $\tilde{V}$.

Taylor a montré que ces flux dispersifs étaient proportionnels aux gradients longitudinaux de la concentration moyenne selon la direction de l'écoulement, moyennant les hypothèses suivantes :

- l'écoulement est uniquement longitudinal : la vitesse n'a qu'une composante sur l'axe de l'écoulement

- l'échelle de temps de la convection T_c est prépondérante devant l'échelle de temps de la diffusion transversale T_d .

La diffusion transversale peut alors se développer pleinement.

Dans ces conditions, on distingue trois phénomènes qui seront classés selon leur ordre de grandeur respectif :

- à l'ordre 0, la diffusion transversale a pour rôle d'uniformiser les concentrations dans la section droite. Si la diffusion se développe pleinement ($T_d \ll T_c$), il s'établit un équilibre entre les phénomènes de diffusion transversale et de convection : on retrouve le transport de la concentration moyenne $\bar{C}$ à la vitesse débitante $\tilde{V}$.

- à l'ordre 1, les variations des vitesses dans la section droite $\tilde{V}$ provoquent une convection supplémentaire de la concentration moyenne $\bar{C}$ de la forme $\tilde{V} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x}$.

Ces termes $\tilde{V} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x}$ conjugués à l'action diffusive modifient la concentration C autour de sa valeur moyenne $\bar{C}$ et déterminent la répartition des concentrations C dans la section droite.

- à l'ordre 2, il apparaît les termes $\frac{\partial \tilde{V} \bar{C}}{\partial x}$ dont Taylor a montré qu'ils étaient équivalents à une diffusion longitudinale de la concentration moyenne. Cette diffusion due aux variations spatiales des vitesses et concentrations est appelée dispersion longitudinale. Elle introduit dans les équations de transport le terme :

$$D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{où le coefficient } D \text{ est le coefficient}$$

de dispersion longitudinale.

Nous donnons ci-dessous quelques ordres de grandeur du coefficient D .

a. Coefficient d'Elder

Dans le cas d'un écoulement dans un canal infiniment large et en supposant un profil vertical de vitesse logarithmique, Elder exprime D en fonction du rapport $D/y V_*$ et donne :

$$\frac{D}{y V_*} = 5,93$$

b. Milieu naturel

En milieu naturel, la vitesse présente également des variations dans le sens transversal et plus seulement vertical. Des séries de mesures ont montré qu'en milieu naturel le rapport $D/y V_*$ était bien plus important que celui prévu par Elder (voir tableau T-A10-3).

La plus faible valeur enregistrée l'a été sur un canal et fut trouvée égale à 8,6.

4 - Application à la Seine

Nous devons vérifier si nous sommes bien dans les conditions prévues par Taylor. L'échelle de temps de la diffusion transversale T_d doit être négligeable devant l'échelle de temps de la convection T_c .

L'échelle de temps de la diffusion transversale est donnée par le rapport $\frac{y^2}{D_t}$, D_t = coefficient de diffusion transversale.

L'échelle de temps de la convection est donnée par le rapport $\frac{L}{V}$, L longueur caractéristique de l'écoulement.

Pour la Seine :

Nous distinguerons :

- la diffusion verticale : échelle de longueur $y_1 = 5\text{m}$,
- la diffusion transversale : échelle de longueur $y_2 = 100\text{m}$,

D'autre part :

- échelle de longueur de la convection $L = 20\text{ km}$,
- $V = 0,1\text{ m/s}$,
- coefficient de diffusion :

- vertical : $D_t \sim 0,067 \text{ y } V$,
- transversal : $D_t \sim 0,6 \text{ y } V$,

Calcul de V , vitesse de frottement :

- $\tau_0 = \frac{1}{2} C_f V^2$, C_f = coefficient de frottement, τ_0 = contrainte de frottement.
- formule de Chézy :
 $V = C \sqrt{rh.I}$, $C = \sqrt{\frac{2g}{C_f}} = k \cdot rh^{1/6}$, k coefficient de Manning.
- on en déduit :

$$C_f = \frac{2g}{k^2 \cdot rh^{1/3}} = 0,42 \cdot 10^{-2} \text{ d'où } V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{\frac{1}{2} C_f \cdot V^2} \neq 0,046 V \neq 0,0046 \text{ m/s.}$$

D'où :

$$D_{tv} \neq 1,54 \cdot 10^{-3} \text{ (diffusion verticale)}$$

$$D_t \neq 1,38 \cdot 10^{-2} \text{ (diffusion transversale)}$$

Et :

$$\text{pour la diffusion verticale : } \frac{T_d}{T_c} = 0,081 \ll 1$$

$$\text{pour la diffusion transversale : } \frac{T_d}{T_c} = 3,62 > 1.$$

La diffusion verticale est bien négligeable devant la convection. Ce n'est pas le cas de la diffusion transversale pour laquelle l'hypothèse de mélange instantané sera fondée sur la considération des débits et vitesses d'entrée des rejets.

Référence	Type of channel	Type of bottom roughness	Channel Width (cm)	Mean depth of flow d (cm)	Mean velocity (cm/s)	Shear velocity V^* (cm/s)	Transverse mixing coefficient ϵ_t (cm ² /s)	ϵ_t/dV^*
Elder 1959	laboratory	Smooth	36	1.2	21.6	1.59		0.16
Sayre et Chang 1968	"	Wooden cleats	283	14.8 - 37.1	23.5 - 37.1	3.81 - 6.04	9.6 - 36.9	0.16 - 0.179
Sullivan 1968	"	Smooth	76	7.3 - 10.2	15.3 - 22.9	0.83 - 1.29	0.9 - 1.18	0.107 - 0.133
Okoye 1970	"	"	85	1.5 - 17.3	27.1 - 42.8	1.6 - 2.2	0.64 - 2.9	0.09 - 0.20
Okoye 1970	"	"	110	1.7 - 2.2	30.0 - 50.4	1.4 - 2.6	0.79 - 3.3	0.11 - 0.24
Okoye 1970	"	Stones	110	6.8 - 17.1	35.3 - 42.8	3.6 - 5.2	4.8 - 7.5	0.11 - 0.14
Prych 1970	"	Smooth	110	4.0 - 11.1	35.4 - 46.0	1.9 - 2.0	1.1 - 3.6	0.14 - 0.16
Prych 1970	"	Metal lath	110	3.9 - 6.4	37.3 - 45.9	3.7 - 4.0	2.0 - 3.5	0.14
Miller and Richardson 1974	"	Rectangular Blocks	59.7	12.5 - 13.2	30.5 - 81.4	3.0 - 16.3	0.74 - 1.4	0.10 - 0.18
Lau and Krishnapan 1977	"	Smooth	60	3.9 - 5.0	15.5 - 33.7	0.9 - 2.0	0.74 - 1.4	0.16 - 0.20
Fischer 1977	"	Sandunes	1830	66.7 - 68.3	63 - 66	6.1 - 6.3	102	0.24 - 0.25

TABLEAU T-A10-1

Experimental measurements of transverse mixing in rectangular channels with smooth sides.

Source : "Sources mixing in inland and coastal waters"

H.B.Fischer - Academic Press

Reference	Channel	Channel geometry	Channel width, b (m)	Mean depth of flow, d (m)	Mean velocity, U (m/s)	Shear velocity, U^* (m/s)	Transverse mixing coefficient (m ² /s)	$\epsilon_t/\alpha U^*$
Yotsukura <i>et al</i> (1970)	Missouri River near Blair, Nebraska	Meandering river	200	2.7	1.75	0.074	0.142	0.6
Holley and Abraham (1973a)	Laboratory	Smooth sides and bottom, 0.15 m long groins on both sides	2.2	0.097	0.11			0.36-0.49
Holley and Abraham (1973a)		Smooth sides and bottom, 0.5 m long groins on both sides	2.2	0.097	0.11			0.3-0.4
Holley and Abraham (1973a)	Laboratory model of the IJssel River	Groins on sides and gentle curvature	1.2	0.9	0.13	0.0078		0.45-0.77
Holley and Abraham (1973b)	IJssel River	Groins on sides and gentle curvature	69.5	4.0	0.96	0.075		0.5
Mackay (1970)*	Mackenzie River from Fort Simpson to Norman Wells	Generally straight alignment or slight curvature, numerous island and sand bars	1240	6.7	1.77	0.452	0.67	0.66
Yotsukura and Sayre (1976) and Savre and Yeh (1973)	Missouri River downstream of Cooper Nuclear station, Nebraska	Reach includes one 90° and one 180° bend	210-270	4.	5.4	0.08	1.1	3.4
Jackman and Yotsukura (1977)	Potomac River, 29 km reach below the Dickerson Power Plant	Gently meandering river with up to 60° bends	350	0.73-1.74	0.29-0.58	0.033-0.051		0.52-0.65

* The mean width and depth of the Mackenzie River were estimated by the authors from Canadian Geological Survey discharge notes. The transverse mixing coefficient was estimated by comparing Mackay's observations with the curves shown in Fig. 5.9

Experimental measurements of transverse mixing in open channels with curves and irregular sides.

TABLEAU T-A10-2

Source : "Sources mixing in inland and coastal waters"
H.B.Hisher - Academic Press

Rivière	Tirant d'eau y (M)	Largeur (m)	Vitesse moyenne V (m/s)	D observé (m ² /s)	D/yV*
Clinch	2.3	64	-	-	245
Canal Conchella	1.65	26.4	0.71	9.6	140
Powell	0.92	36.6	0.15	9.5	200
Missouri River	2.70	200	1.55	1500	7500
Nooksack River	0.76	64	0.67	39	-
Sabine River	2.04	104	0.58	315	-
	4.75	127	0.64	670	-
Yadkin River	2.35	70	0.43	110	-
	3.84	72	0.76	260	-
Green - Duwamish	1.10	20.	-	6.5 - 8.5	120 - 160
Copper Creek	0.49	16	0.27	20	500

TABLEAU T-A10-3

Experimental measurements of longitudinal dispersion in open channels.

Sources : "Sources mixing in inland and coastal waters"

H.B.Fischer - Academic press

"Dispersion predictions in natural streams"

H.B.Fischer - Journal of sanitary engineering division-

October 1968 - pp 927-943

ANNEXE A11

MODELE DE QUALITE A REGIME HYDRAULIQUE PERMANENT

MODELE DE QUALITE A REGIME HYDRAULIQUE PERMANENT

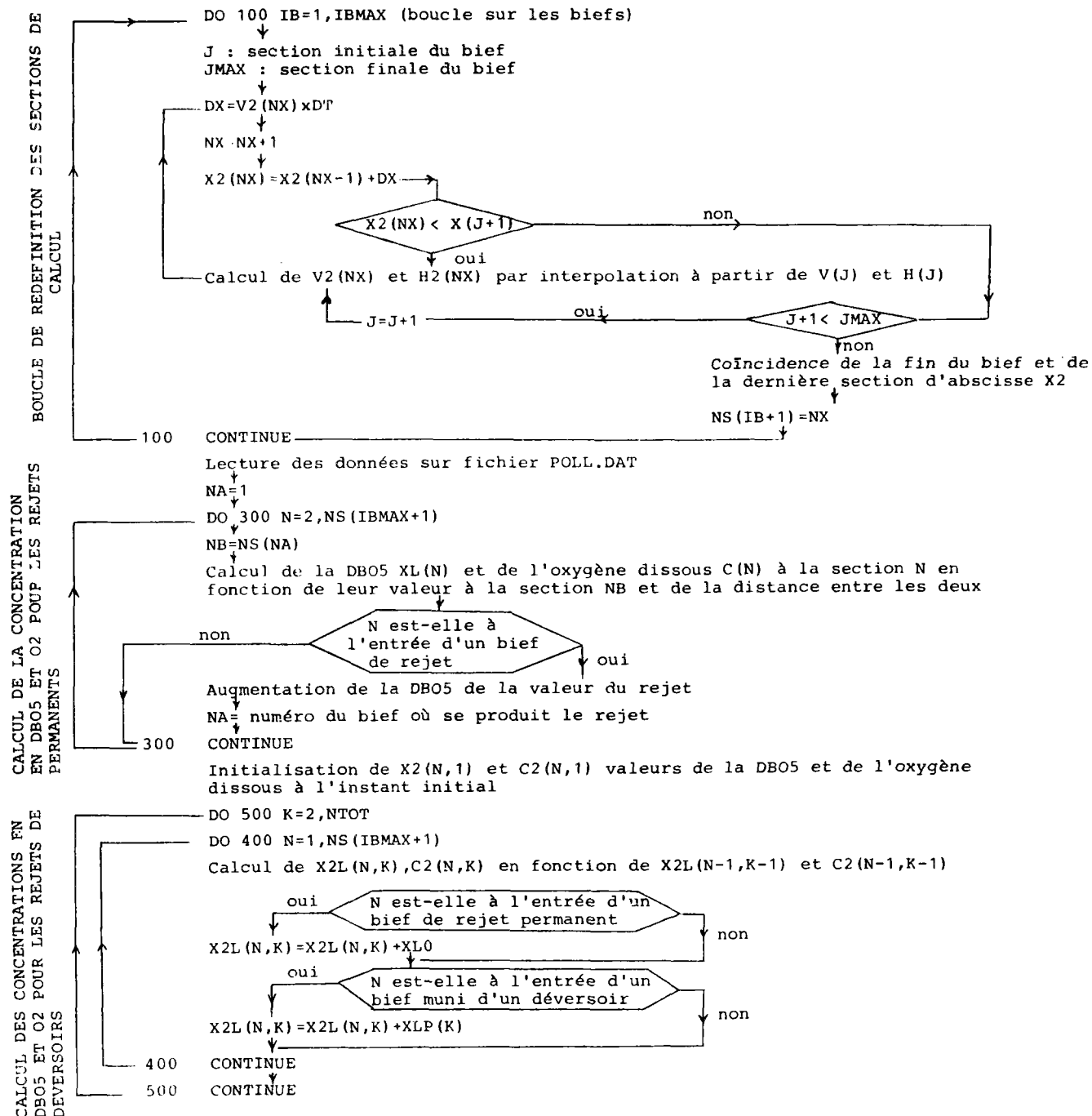
Lecture des abscisses $X(N)$, vitesses $V(N)$ et hauteurs $H(N)$
pour les sections définies dans SIREN8

Initialisation de :

NX : compteur des nouvelles sections

NS : numéro des sections cumulées à l'entrée de chaque bief

$X2(N)$, $V2(N)$, $H2(N)$: abscisses, vitesses et hauteurs pour les nouvelles sections



ANNEXE A12

MODELE DE QUALITE EN REGIME TRANSITOIRE

PROGRAMME DE QUALITE EN REGIME TRANSITOIRE.

LECTURE DES DONNEES

rejets, biefs, abscisses de SIREN8
pas de temps, durée de simulation, constantes

LECTURE DEBITS, COTES, VITESSES, HAUTEURS issus de SIREN8

CALL EXTRATEM

extrapolation des grandeurs hydrauliques sur le pas de temps du programme de qualité

CALL PERMA

calcul du profil en long du régime permanent (profil à l'instant $N=1$)

CALL EXTRAABS

extrapolation des grandeurs hydrauliques pour chaque pas de temps aux sections définies par le régime permanent

```

DO 500 N=1, NTOT-1
CALL CONVEC (convection et calcul de  $C_1^1$ )
CALL DIFFUS (dispersion et calcul de  $C_1^2$ )
CALL STREETER (dégradation et calcul de  $C_1^{n+1}$ )
500 CONTINUE
END

```

SUBROUTINE CONVEC

NNIB Nombre de sections... NS(IB)=1^{re} section du bief IN... NS(IB+1)=dernière section de IB

```

DO 500 IB=1, IBMAX
L1=NS(IB)+1
L2=NS(IB+1)
DO 400 I=L1, L2
Calcul de DB01(I) et O2D1(I), concentrations intermédiaires
400 CONTINUE
500 CONTINUE

```

SUBROUTINE DIFFUS

```

DO 500 IB = 1, IBMAX
L1=NS(IB)
L2=NS(IB+1)
DO 400 I=L1, L2
Définition de la matrice A et du vecteur B tels que  $AC=B$ 
400 CONTINUE
CALL LINE
Résolution du système linéaire  $AX=B$  pour la DBO5
CALL LINE
Résolution du système linéaire  $AX=B$  pour l'oxygène dissous
500 CONTINUE

```

SUBROUTINE STREETER

```

DO 500 I=1, NNIB
Résolution des équations de Streeter et Phelps
500 CONTINUE

```


ANNEXE A13

ETUDE DE LA STABILITE DES SCHEMAS IMPLICITES :

CONVECTION ET DISPERSION

ETUDE DE LA STABILITE DES SCHEMAS IMPLICITES :

CONVECTION ET DISPERSION

L'étude de ces schémas se fait en introduisant les séries de Fourier :

$$C(x,t) = \sum_k C_k e^{i(\sigma_k x - \beta_k t)}$$

Les équations étudiées étant linéaires, chaque composant de la série de Fourier les vérifieront. Soit donc le terme général de la série de Fourier :

$$C_f = C e^{i(\sigma x - \beta t)}$$

$$\beta = \frac{2\pi}{T} = \text{fréquence}$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{L} = \text{nombre d'onde (L=longueur d'onde)}$$

1- Le schéma de convection :

L'équation de convection appliquée à C_f conduit à la relation :

$$-\beta + V \sigma = 0$$

La célérité des composées de Fourier définie par $C = \frac{\beta}{\sigma}$ est donc égale à la vitesse des masses d'eau.

Dans le cas de la discrétisation, on pose :

$$C_j^n = C e^{i(\sigma j \Delta x - \beta n \Delta t)}$$

De la sorte :

$$\frac{\delta C}{\delta t} = \frac{C_j^{n+1} - C_j^n + C_{j+1}^{n+1} - C_{j+1}^n}{2\Delta t} = \frac{C_j^n (e^{-i\beta\Delta t} - 1) + C_{j+1}^n (e^{-i\beta\Delta t} - 1)}{2\Delta t}$$

$$\frac{\delta C}{\delta t} = \frac{(e^{-i\beta\Delta t} - 1)(C_j^n + C_{j+1}^n)}{2\Delta t} = C_j^n (\lambda - 1) \frac{1 + e^{i\sigma \Delta x}}{2\Delta t}$$

De même :

$$\frac{\delta C}{\delta x} = \frac{\theta(C_{j+1}^{n+1} - C_j^{n+1}) + (1-\theta)(C_{j+1}^n - C_j^n)}{\Delta x} = \frac{\theta C_j^{n+1} (e^{i\sigma\Delta x} - 1) + (1-\theta)C_j^n (e^{i\sigma\Delta x} - 1)}{\Delta x}$$

$$= \frac{e^{i\sigma\Delta x} - 1}{\Delta x} (\theta\lambda + 1 - \theta)$$

où l'on pose $\lambda = \frac{C_j^{n+1}}{C_j^n} = e^{-i\beta\Delta t}$ = coefficient d'amplification

L'équation de convection devient :

$$(1 + e^{i\sigma\Delta x})(\lambda - 1) + 2 \frac{v\Delta t}{\Delta x} (e^{i\sigma\Delta x} - 1)(\theta\lambda + 1 - \theta) = 0$$

Posons $r = \frac{v\Delta t}{\Delta x}$, nombre de Courant

D'autre part,

$$\frac{e^{i\sigma\Delta x} - 1}{e^{i\sigma\Delta x} + 1} = i \operatorname{tg}\left(\frac{\sigma\Delta x}{2}\right)$$

$$\text{d'où } \lambda - 1 + 2ri \operatorname{tg}\left(\frac{\sigma\Delta x}{2}\right) (\theta\lambda + 1 - \theta) = 0$$

$$\text{Posons } \alpha = r \operatorname{tg}\left(\frac{\sigma\Delta x}{2}\right)$$

Il vient :

$$\lambda(1 + 2i\alpha\theta) = 1 - 2i\alpha(1 - \theta)$$

$$\boxed{\begin{aligned} \lambda &= e^{-i\beta\Delta t} = \frac{1 - 2i\alpha(1 - \theta)}{1 + 2i\alpha\theta} \\ \alpha &= r \operatorname{tg}\left(\frac{\sigma\Delta x}{2}\right) \\ r &= \frac{u\Delta t}{\Delta x} \end{aligned}} \quad (I)$$

a) - Condition de stabilité :

Elle traduit le fait qu'en un point donné, la concentration ne s'amplifie pas dans le temps. Le coefficient d'amplification doit donc vérifier :

$$|\lambda| < 1$$

$$|\lambda|^2 = \frac{1+4\alpha^2(1-\theta)}{1+4\alpha^2\theta^2}$$

$$|\lambda|^2 < 1 \Rightarrow (1-\theta)^2 < \theta^2 \Rightarrow \theta > \frac{1}{2}$$

Si $\theta < \frac{1}{2}$ $|\lambda| > 1$ et le schéma est instable.

b)- Diffusion numérique :

L'équation (I) montre que β peut être complexe . En ce cas :

$$\beta = \text{Re } \beta + i \text{Im } \beta$$

et

$$C_f = C e^{\text{Im } \beta \Delta t} e^{i(\sigma j \Delta x - \text{Re } \beta n \Delta t)}$$

On observe donc une atténuation (si $\text{Im } \beta > 0$) ou une amplification (si $\text{Im } \beta < 0$) des ondes. L'onde se déplace sans déformation si $\text{Im } \beta = 0$. Or, on a vu que

$\lambda = e^{-i\beta \Delta t} = e^{\text{Im } \beta \Delta t} e^{-i\text{Re } \beta \Delta t}$. La condition $\text{Im } \beta = 0$ implique $|\lambda| = 1$ soit d'après l'étude précédente $\theta = \frac{1}{2}$

Le schéma stable qui minimisera la diffusion numérique doit donc vérifier :

$$\theta \rightarrow \frac{1}{2}$$

c)- Calcul de la célérité des ondes :

Si β est complexe, la célérité des ondes a pour valeur $C = \frac{\text{Re } \beta}{\sigma}$. Or, on a vu que la solution exacte exigeait $\frac{\beta}{\sigma} = v$:

Si $c < v$, les ondes sont ralenties

Si $c > v$, les ondes sont accélérées.

Dans ces deux cas, il existe une dispersion numérique .

$$\lambda = e^{\text{Im } \beta \Delta t} [\cos(\text{Re } \beta \Delta t) - i \sin(\text{Re } \beta \Delta t)]$$

D'autre part (équation I) :

$$\lambda = \frac{1 - 2i\alpha(1-\theta)}{1 + 2i\alpha} = \frac{1 - 4\alpha^2\theta(1-\theta) - 2i\alpha}{1 + 4\alpha^2\theta^2}$$

d'où :

$$e^{\text{Im } \beta \Delta t} \cos(\text{Re } \beta \Delta t) = \frac{1 - 4\alpha^2\theta(1-\theta)}{1 + 4\alpha^2\theta^2}$$

$$e^{\text{Im}\beta \Delta t} \sin(\text{Re}\beta \Delta t) = \frac{2\alpha}{1+4\alpha^2\theta^2}$$

d'où

$$\text{tg}(\text{Re}\beta \Delta t) = \frac{2\alpha}{1-4\alpha^2\theta(1-\theta)}$$

et

$$\text{Re}\beta = \frac{1}{\Delta t} \text{Arctg} \frac{2\alpha}{1-4\alpha^2\theta(1-\theta)}$$

Nous voulons $\frac{\text{Re}\beta}{\sigma}$ voisin de 1 c'est à dire $\frac{\text{Re}}{V\sigma}$ voisin de 1.

avec
$$\begin{cases} \sigma = \frac{2\pi}{L} \\ \alpha = r \text{tg}\left(\frac{\sigma \Delta x}{2}\right) = r \text{tg}\left(\frac{2\pi}{L} \frac{\Delta x}{2}\right) = r \text{tg}\left(\pi \frac{\Delta x}{L}\right) \end{cases}$$

Si $\theta \rightarrow \frac{1}{2}$ (minisation de la diffusion numérique), $\text{Re}(\beta) = \frac{1}{\Delta t} \text{Arctg}\left(\frac{2\alpha}{1-\alpha^2}\right)$ et $\frac{\text{Re}(\beta)}{V\sigma}$ n'est pas nécessairement voisin de 1.

Posons alors $y = \frac{\Delta x}{L}$ et faisons l'hypothèse y petit. En ce cas,

$\alpha = r \text{tg}(\pi y) \approx \alpha \approx r\pi y$ au 3^e ordre près en y .

Si $\theta \rightarrow \frac{1}{2}$ et si r voisin de 1 :

- $\text{Re}(\beta) \approx \frac{1}{\Delta t} \text{Arctg}\left(\frac{2\alpha}{1-\alpha^2}\right) \approx \frac{2\alpha}{\Delta t} \approx \frac{\pi 2ry}{\Delta t}$
- $\frac{\text{Re}(\beta)}{V\sigma} = \frac{\text{Re}(\beta)}{V \frac{2\pi}{L}} = \frac{\text{Re}(\beta)L}{2\pi V} = \frac{2\pi ry L}{\Delta t \pi 2V} = ry \frac{L}{\Delta x} \frac{\Delta x}{V\Delta t} = ry \frac{1}{y} \frac{1}{r} = 1$

Ainsi donc, les conditions pour minimiser diffusion et dispersion numériques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \rightarrow \frac{1}{2} \\ \frac{\Delta x}{L} \text{ très petit} \\ r \text{ de l'ordre de l'unité} \end{array} \right.$$

Remarque : L étant inconnu, nous diminuerons Δx pour obtenir un schéma convenable.

2- Le schéma de dispersion :

En reprenant la grille à 4 points utilisée pour l'étude de la convection, on peut écrire :

$$\frac{\delta^2 C}{\delta x^2} = \theta \frac{C_{j+1}^{n+1} - 2C_j^{n+1} + C_{j-1}^{n+1}}{2(\Delta x)^2} + (1-\theta) \frac{C_{j+1}^n - 2C_j^n + C_{j-1}^n}{2(\Delta x)^2}$$

Avec l'écriture en série de Fourier :

$$C_j^n = C_0 e^{i(\sigma j \Delta x - \beta n \Delta t)}$$

$$\frac{\delta^2 C}{\delta x^2} = \frac{\theta e^{-i\beta \Delta t} + 1 - \theta}{2(\Delta x)^2} (C_{j+1}^n - 2C_j^n + C_{j-1}^n)$$

D'autre part,

$$\frac{\delta C}{\delta t} = \frac{C_j^{n+1} - C_j^n}{\Delta t} = \frac{e^{-i\beta \Delta t} - 1}{\Delta t} C_j^n$$

L'équation de dispersion $\frac{\delta C}{\delta t} = D \frac{\delta^2 C}{\delta x^2}$ s'écrit donc :

$$\frac{e^{-i\beta \Delta t} - 1}{\Delta t} C_j^n = D \frac{\theta e^{-i\beta \Delta t} + 1 - \theta}{2(\Delta x)^2} (C_{j+1}^n - 2C_j^n + C_{j-1}^n)$$

Posons • $\lambda = e^{-i\beta \Delta t}$, coefficient d'amplification

$$\bullet R = \frac{D \Delta t}{2(\Delta x)^2}$$

Il vient :

$$\lambda - 1 = R(\theta \lambda + 1 - \theta)(e^{i\sigma \Delta x} - 2 + e^{-i\sigma \Delta x})$$

$$\lambda - 1 = R(\theta \lambda + 1 - \theta)2(\cos(\sigma \Delta x) - 1)$$

$$\lambda[1 - 2R\theta(\cos(\sigma \Delta x) - 1)] = 1 + 2R(1 - \theta)(\cos(\sigma \Delta x) - 1)$$

$$\lambda = \frac{1 - 2R(1 - \theta)(1 - \cos(\sigma \Delta x))}{1 + 2R\theta(1 - \cos(\sigma \Delta x))}$$

La condition de stabilité s'écrit :

$$\lambda < 1 \text{ soit en posant } y = 2R(1 - \cos \sigma \Delta x),$$

$$[1 - (1 - \theta)y]^2 < (1 + \theta y)^2$$

$$\text{soit } 1 - 2(1 - \theta)y + (1 - \theta)^2 y^2 < 1 + 2\theta y + \theta^2 y^2$$

$$\text{soit } -2y + y^2 - 2\theta y^2 < 0$$

soit $y[-2 + y(1-2\theta)] < 0$, condition qui doit être vérifiée pour tout σ

$$\underline{y \geq 0} \quad -2 + y(1-2\theta) < 0$$

$$\Rightarrow y(1-2\theta) < 2$$

$$\underline{1^\circ \text{ Cas:}} \quad 1-2\theta > 0 \Leftrightarrow 0 \leq \theta < \frac{1}{2}$$

La condition de stabilité s'écrit : $y < \frac{2}{1-2\theta}$

$$\underline{2^\circ \text{ Cas:}} \quad 1-2\theta < 0 \Leftrightarrow 1 \geq \theta > \frac{1}{2}$$

La condition de stabilité s'écrit : $y > \frac{2}{1-2\theta}$

$1-2\theta$ est négatif, y est positif. Il n'y a donc pas de restriction sur y .

$$y = \frac{D \Delta t}{\Delta x^2} (1 - \cos(\sigma \Delta x))$$

ANNEXE A14

PROGRAMME DE QUALITE PERMANENT-DISPERSIF

PROGRAMME DE QUALITE PERMANENT-DISPERSIF

LECTURE DES DONNEES

Durée de simulation, constantes, biefs de rejet, barrages éventuels, déversement

LECTURE des débits, tirants d'eau, vitesses initiaux

CALL GEOMINI

Définition des sections

DO 500 N = 2, NNTOT

CALL CONVEC

CALL DIFFUS

CALL STREETER

500 CONTINUE

Tracé des profils en long

SUBROUTINE CONVEC (N, NNIB)

N = Pas de temps de calcul

NNIB = Nombre de sections de calcul

NS(IB)+1 = Première section de calcul du bief IB

NS(IB+1) = Dernière section de calcul du bief IB

DO 500 IB = 1, IBMAX

N1 = NS(IB)+1

N2 = NS(IB+1)

CALL REAERA

Calcul de la reaération aux barrages

CALL REJPERM

Introduction des rejets permanents

CALL AFFLUENT

Apport d'un affluent

CALL DEVERS

Introduction des débits déversés

DO 450 L = N1+1, N2

DBO1(L) = DBO5(L-1)

O2D1(L) = O2D(L-1)

450 CONTINUE

500 CONTINUE

SUBROUTINE DIFFUS (N, NNIB)

DO 550 K=1,2

(K=1, calcul de la DBO5...K=2, calcul de l'oxygène dissous)

DO 500 IB=1, IBMAX

L1=NS(IB)+1

L2=NS(IB+1)

LDIM=L2-L1+1

DO 400 L=1, LDIM

Calcul des coefficients des matrices telles que AX=B

400 CONTINUE

CALL LINE

Résolution de AX=B

500 CONTINUE

550 CONTINUE

SUBROUTINE STREETER(N,NNIB)

DO 500 L=2,NNIB
└─┬─┐ Calcul des concentrations finales de DBO5 et Oxygène dissous
 └─┬─┐ par les formules de Streeter et Phelps
 └─┬─┐
 500 CONTINUE