

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**



**Ecole Nationale Polytechnique**  
**Département Hydraulique**  
**Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau**



**Mémoire de fin d'études pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état en  
hydraulique**

**ETUDE EXPERIMENTALE DE LA DISPERSION DE LA POLLUTION  
AU VOISINAGE DE L'INJECTION**

**Proposé par :**  
**Melle : S. BENMAMMAR**  
**M : S. BENZIADA**

**Etudié par :**  
**M : A.HAMMAS**  
**M : A.ZEGNOUNI**

**PROMOTION JUIN 2006**

# Remerciements

Ce travail de thèse a été réalisé au sein de l'école nationale polytechnique, département d'hydraulique, et cela après trois mois de recherches menées grâce aux collaborations avec le laboratoire de la recherche des sciences de l'eau et le département du génie de l'environnement.

Nous exprimons notre gratitude à Mlle. BENMAMMAR et M. BENZIADA, nos encadreurs qui n'ont pas hésité à nous faire confiance. Nous tenons à les remercier pour leur patience à notre égard durant les étapes de cette thèse, pour leurs conseils ainsi que leur soutien permanent. Nous leur sommes très reconnaissant d'avoir partagé avec nous leur grande expérience.

Nous remercions également M. Nakib, M. Nebbache et M. Messahli pour l'honneur qu'ils nous ont attribué de bien vouloir juger et examiner notre travail.

Cette thèse, qui a un important volet expérimental, n'aurait pas pu voir le jour sans un fort appui technique. Nous exprimons toute notre reconnaissance à Nacéra, Radia et Said, techniciens au sein du laboratoire LRS EAU, pour leur aide précieuse, pour leur disponibilité permanente et leurs conseils.

Nous remercions aussi tous ceux qui ont participé, de près ou de loin, à notre modeste travail, en particulier : Abdelhak, Abidou, Chahir, Chokri, Fouad, Hamza, Hichem, Lakhdar, Mounir, Nacer, Nassima, Smail, Waheb et Zino.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation tout le long de notre cursus.

# Dédicaces

AYMEN

*Aux plus chers des chers,  
Aux plus beaux de ce que a eu la terre,  
A mon père (Mouloud) et ma mère (Khaoula)*

*Aux meilleurs des frères,  
Tarik mon exemple de sagesse,  
Naim la preuve de la gentillesse,*

*A celle qui ma toujours soutenue avec ses prières,  
A ma grand-mère Rabiaa,  
A la mémoire de ma grand-mère Khamza,*

*A toute ma grande famille,  
A mes cousins et cousines.*

*A tous mes amis (es),*

*A celui qui m'a épaulé pendant les plus durs et les plus beaux moments de ma vie,  
A mon binôme, ami, complice, frère Hadi.*

## Dédicaces

HADI

*Aux plus chers des chers,  
Aux plus beaux de ce que a eu la terre,  
A mon père et ma mère.*

*Aux meilleurs des frères,  
Fayçal mon exemple de sagesse,  
Fichem qui nous surprend sans cesse,  
Arslane le chouchou des Hammass.*

*A celle qui ma toujours soutenue avec ses prières,  
A ma grand-mère Rabiha.  
A la mémoire de ma grand-mère Sâadia.*

*A toute ma grande famille,  
A mes cousins et cousines.  
A tous mes amis (es).*

*A mon binôme et meilleur ami « Aymen ».*

Je dédie ce travail tout spécialement pour B.F pour ton soutien, ta patience et ta compréhension si importants pour moi. Merci pour tout ce que nous partageons ensembl.

## ملخص

هذه المذكرة مساهمة في دراسة تجريبية لانتشار ملوث في جريان المياه السطحية. النتائج الرقمية المتحصل عليها ابتداء من توسيع النموذج الهيدروديناميكي لسان فونان, تتوافق مع النتائج التي تحصلنا عليها بالطريقة التجريبية.

**الكلمات الأساسية :** إنتشار □ تشويش □ جريان المياه السطحية □ ملوث فعال □ ملوث لافعال .

## Résumé

Ce mémoire est une contribution à la modélisation de la dispersion de la pollution dans un écoulement à surface libre.

La dispersion est un phénomène physique composé de deux mécanismes : l'advection et la diffusion.

Une étude expérimentale a été établie sur un écoulement dans un canal rectangulaire.

Les résultats obtenus à partir de la résolution numérique du modèle hydrodynamique de Saint Venant sont similaires que les résultats expérimentaux.

**Mots Clés :** Dispersion, Turbulence, Ecoulement à surface libre, Advection, Diffusion, Polluant passif, Polluant actif.

## Abstract

This memoir is a contribution of the experimental study of the pollution's dispersion on a free area's flow.

The experimental study has been done on a rectangular canal.

The numerical results obtained by the development of hydrodynamic model of Saint Venant are similar with our results.

**Key words:** Dispersion, Turbulence, free area's flow, advection, convection, diffusion, passive pollutant, active pollutant.

## Liste des tableaux

<b>Tableau II- 1</b> Comparaison des concentrations à deux sections de mesures de chaque coté de l'interface entre les deux canaux d'écoulement 2.5 m du point d'injection.....	39
<b>Tableau IV- 1</b> Résultats d'étalonnage du déversoir.....	60
<b>Tableau IV- 2</b> Données pour le calcul du coefficient de corrélation.....	61
<b>Tableau IV- 3</b> Résultats du coefficient du débit ( $\mu_{exp}$ ).....	62
<b>Tableau IV- 4</b> Densité optique en fonction de la concentration du phénol. ....	64
<b>Tableau IV- 5</b> Différents régimes d'écoulement. ....	65
<b>Tableau IV- 6</b> Calcul de la hauteur critique. ....	66

## Liste des figures

<b>Figure I. 1 :</b> Le cycle de l'eau.....	6
<b>Figure I. 2 :</b> Section transversale d'un canal.....	7
<b>Figure I. 3 :</b> Ligne d'eau du régime graduellement varié en canal uniforme.....	12
<b>Figure II- 1 :</b> Modèle de convection et modèle de convection + diffusion comparés aux données de Fischer. ....	17
<b>Figure II- 2 :</b> Modèle de convection, diffusion et modèle de convection+diffusion comparés aux données de Fischer. ....	17
<b>Figure II- 3 :</b> Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de Fisher.....	18
<b>Figure II- 4 :</b> Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Clinche.....	19
<b>Figure II- 5 :</b> Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri. ....	19
<b>Figure II- 6 :</b> Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri. ....	20
<b>Figure II- 7 :</b> Profils des concentrations et des températures (coté gauche). Profils des concentrations moyennées sur la profondeur (coté droite). ....	23
<b>Figure II- 8 :</b> Profils des vitesses et des concentrations moyennées sur la profondeur.....	24
<b>Figure II- 9 :</b> Lignes de concentration moyennées sur la profondeur.....	26
<b>Figure II- 10 :</b> Déplacement du nuage de points en fonction du temps pour une comparaison des données numériques et des données de terrain.....	30
<b>Figure II- 11 :</b> Variance temporelle en fonction du temps pour une comparaison des données de terrain et des données numériques.....	31
<b>Figure II- 12 :</b> Erreur à 160 unités de temps ; $\Delta t=10$ .....	33
<b>Figure II- 13 :</b> Distribution de concentration moyennée sur la verticale mesurée à deux stations d'échantillonnage en aval, pour une émission uniforme en surface Montfort.....	35
<b>Figure II- 14 :</b> Distribution de la concentration moyennée sur la verticale mesurée à une section aval $x'=1000$ pour deux nombres de Reynolds différents.....	35
<b>Figure II- 15 :</b> Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en aval pour une émission de pollution en surface à Montfort.....	36
<b>Figure II- 16 :</b> Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en avale pour une émission de polluant en surface à Leighton.....	37
<b>Figure II- 17 :</b> Comparaison des résultats obtenus en utilisant la résolution analytique de Fisher et le schéma numérique proposé par les autres. ....	41
<b>Figure II- 18 :</b> Comparaison des résultats obtenus en utilisant le schéma de Jaque et Ball et le schéma numérique proposé par les auteurs.....	42
<b>Figure III- 1 :</b> L'allure de la surface libre.....	47
<b>Figure IV- 1 :</b> Déversoir à mince paroi. ....	59
<b>Figure IV- 2 :</b> Schéma d'un déversoir triangulaire.....	59

<b>Figure IV- 3 :</b> Courbe d'étalonnage du déversoir.....	61
<b>Figure IV- 4 :</b> Courbe d'étalonnage (Densité optique en fonction de la concentration du phénol).....	64
<b>Figure IV- 5 :</b> Courbes de remous pour $Q= 0.236$ l/s.....	66
<b>Figure IV- 6 :</b> Courbes de remous pour $Q= 0.46$ l/s.....	66
<b>Figure IV- 7 :</b> Courbes de remous pour $Q= 0.64$ l/s.....	67
<b>Figure IV- 8 :</b> Courbes de remous pour $Q= 0.78$ l/s.....	67
<b>Figure IV- 9 :</b> Courbes de remous pour $Q= 0.96$ l/s.....	67
<b>Figure IV- 10 :</b> Courbes de remous pour $Q= 1.08$ l/s.....	67
<b>Figure V- 1 :</b> Comparaison du profil de la concentration moyennée sur la profondeur obtenu par le modèle de M. Graba et aux données expérimentales de Fischer.....	72
<b>Figure V- 2 :</b> Profil de la concentration à 3cm du fond du canal obtenu par voie expérimentale à $X=2m$ , $Y=B/2$ et pour un débit $Q=1.08l/s$ . ....	73
<b>Figure V- 3 :</b> Profils des concentrations moyennées sur la profondeur obtenus par le modèle à $x=5m$ , $X=10m$ , et $X=15m$ pour un débit $Q=91.5l/s$ . ....	74
<b>Figure V- 4 :</b> Profils des concentrations à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à $X=1m$ , $X=2m$ , et $X=4m$ pour un débit $Q=1.08l/s$ et pour $Y=B/2$ ..	74
<b>Figure V- 5 :</b> Profils de concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle numérique à $X=10m$ pour différents débits (a) $Q=51.9l/s$ , (b) $Q=91.5l/s$ , (c) $Q=114l/s$ . ....	75
<b>Figure V- 6 :</b> Profils de concentration à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à $X=1m$ et $Y=B/2$ pour différents débits (a) $Q_0=0.60l/s$ , (b) $Q_1=0.78l/s$ , (c) $Q_2=1.08l/s$ .....	75
<b>Figure V- 7 :</b> Profils de la concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle numérique pour le cas d'une source continue (1g/l) à différentes sections pour $Q=126l/s$ . ....	76
<b>Figure V- 8 :</b> Profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale pour le cas d'une source continue (20g/l) à différentes sections, pour $Q=0.78l/s$ et $Y=B/2$ . ....	77
<b>Figure V- 9 :</b> Profils de la concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle à $X=10m$ pour le cas d'une source de pollution continue (1g/l) et pour différents débits : (a) $Q=126l/s$ , (b) $Q=168l/s$ et (c) $Q=220l/s$ . ....	78
<b>Figure V- 10 :</b> Profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à $X=4m$ pour le cas d'une source de pollution continue (20g/l) et pour différents débits : (a) $Q_0=0.60l/s$ , (b) $Q_1=0.78l/s$ et (c) $Q_2=1.08l/s$ .....	78
<b>Figure V- 11 :</b> Profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale dans le cas d'une injection continue du polluant pour $Y=0$ , $Y=B/2$ et $Y=B$ à la section $X=0.5m$ et pour un débit $Q=0.78l/s$ .....	79
<b>Figure V- 12 :</b> Profils de la concentration à 3cm du canal obtenus par voie expérimentale dans le cas d'une injection discontinue du polluant pour $Y=B/2$ à la section $X=1m$ et pour un débit $Q=0.78l/s$ . ....	80
<b>Figure V- 13 :</b> Profils des concentrations à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à $X=1m$ et $X=4m$ pour un débit $Q=0.78l/s$ et pour $Y=B/2$ . ....	81

## Liste des symboles

Symboles	Unités	Significations
B	m	Largeur du canal.
b	m	Largeur du déversoir.
$C_f$	-	Coefficient de frottement.
$C_h$	$m^{1/2}/s$	Coefficient de Chézy.
$C_\mu$	-	Constante numérique.
D	$m^{1/2}/s$	Coefficient de diffusion moléculaire.
$D_O$	-	Densité optique.
$D_h$	m	Diamètre hydraulique.
$D_t$	$m^{1/2}/s$	Diffusivité turbulente.
h	m	Cote du fond.
H	m	Profondeur totale ( $H=h + \tau$ )
$F_r$	-	Nombre de Froude.
$F_x$	N	Composante longitudinale de la force extérieur de volume.
$F_y$	N	Composante transversale de la force extérieur de volume.
$F_z$	N	Composante verticale de la force extérieur de volume.
g	$m/s^2$	Constante de gravité.
$h_c$	m	Hauteur critique.
$h_n$	m	Hauteur normale.
I	m/ml	Pente géométrique.
$I_c$	m/ml	Pente critique.
J	m/ml	Pente hydraulique.
K	$m/s^2$	Energie cinétique turbulente.
L	m	Echelle caractéristique des longueurs.
$L_m$	m	Langueur de mélange de PRANDTL.
n	$s/m^{1/3}$	Coefficient de Manning.
P	m	Pelle du déversoir.
$P_m$	m	Périmètre mouillé.
ppb	-	Partie par billion.
p	$N/m^2$	Pression instantanée.
$p'$	$N/m^2$	Fluctuation de pression.
$p_r$	$N/m^2$	Production de l'énergie cinétique turbulente.
Q	$(m^3/s)$	Débit d'écoulement.
Re	-	Nombre de Reynolds.
$R_h$	m	Rayon Hydraulique.
$S_m$	$m^2$	Section mouillée.
$S_{ct}$	-	Nombre de Schmidt turbulent.
$S_{fx}$	-	Pente de frottement eau fond du canal dans les directions x
$S_{fy}$	-	Pente de frottement eau fond du canal dans les directions y
$S_{ox}$	-	Pente du canal dans la direction x.
$S_{oy}$	-	Pente du canal dans la direction y.
U	m/s	Vitesse moyenne de l'écoulement.
$U_*$	m/s	Vitesse de frottement à la paroi.

Symboles	Unités	Significations
$u$	m/s	Composantes longitudinales de la vitesse
$u'$	m/s	Fluctuation de la vitesse dans la direction longitudinale.
$v$	m/s	Composante transversale de la vitesse.
$v'$	m/s	Fluctuation de la vitesse dans la direction transversale
$w$	m/s	Composante verticale de la vitesse.
$w'$	m/s	Fluctuation de la vitesse dans la direction verticale.
$\varepsilon$	$m^3/s^3$	Taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente.
$\rho$	$kg/m^3$	Masse volumique du fluide.
$\rho_s$	$kg/m^3$	Masse volumique de la substance.
$\mu$	$N.s/m^2$	Viscosité dynamique du fluide.
$\mu_d$	-	Coefficient du débit.
$\nu_t$	$m^2/s$	Viscosité turbulente.
$N$	$m^2/s$	Viscosité cinématique du fluide.
$\delta_{ij}$	-	Indice Kronecker.
$\tau$	m	Cote de la surface libre.
$\Gamma_{wx}$	$N/m^2$	Contrainte du vent dans la direction x.
$\Gamma_{wy}$	$N/m^2$	Contrainte du vent dans la direction y.
$\Gamma_{bx}$	$N/m^2$	Contrainte du fond dans la direction x.
$\Gamma_{by}$	$N/m^2$	Contrainte du fond dans la direction y.
$\kappa$	-	Contrainte de Von Karman.
$\tau_0$	$N/m^2$	Contrainte de frottement à la paroi
$\partial_t$	$m^2/s$	Viscosité tourbillonnaire turbulente.

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Notions de base sur les écoulements à surface libre</b> .....	5
1. Définitions et notations .....	7
1.1. Canal.....	7
1.2. Section mouillée $S_m$ :.....	7
1.3 Périmètre mouillé $P_m$ :.....	7
1.4. Rayon hydraulique $R_h$ : .....	7
1.5. Largeur superficielle $B$ :.....	7
1.6. Profondeur hydraulique $D_h$ : .....	7
1.7. Débitance : .....	8
1.8. Nombre de Froude :.....	8
2. Régimes d'écoulement.....	8
2.1. Variation dans le temps .....	8
2.2. Variation dans l'espace .....	9
3. Formes de la ligne d'eau.....	9
3.1. Profondeur normale $h_n$ .....	9
3.2. Energie spécifique $E_s$ .....	10
3.3. Régime critique d'écoulement et profondeur critique $h_c$ .....	10
3.4. Pente critique $I_c$ .....	10
3.5. Equation du mouvement de la ligne d'eau.....	11
3.6. Classification des lignes d'eau.....	11
<b>Chapitre II : Etat de connaissance sur l'étude de la dispersion des polluants dans les cours d'eau</b> .....	14
1. Travaux de E.R. Holley et ses collaborateurs.....	14
2. Travaux de R. McQuievy et T. N. Keefer.....	16
3. Travaux de A. K. Rastogi et W. Rodi .....	20
4. Travaux de G. Sabol et C.F. Nordin.....	27
5. Travaux E.M. Valentine et I.R. Wood.....	28

6. Travaux H. M. Leisman et E. Ofrind .....	31
7. Travaux S. E. Heslop et C. M. Allen.....	33
8. Travaux de B. Lin et K. Shino .....	37
9. Travaux de Z. Ahmad & U. C. Kothiyari et K. G. Ranga Raju.....	39
10. Travaux de M. Graba .....	42
Conclusion.....	43
<b>Chapitre III : Modélisation mathématique de la dispersion d'un polluant passif dans un écoulement à surface libre .....</b>	<b>45</b>
A. MODELE HYDRODYNAMIQUE.....	45
A.1. Equations de base .....	45
A.2 Modèle hydrodynamique et hypothèses de base .....	46
A.2.1 Intégration des équations de Reynolds sur la profondeur .....	47
A.2.2 Hypothèses supplémentaires .....	49
A.3 Modélisation des contraintes effectives .....	50
B. EQUATION DE TRANSPORT DU POLLUANT .....	50
B.1. Equations de base.....	50
B.2 Intégration de l'équation de transport sur la profondeur.....	52
Conclusion.....	53
<b>Chapitre IV : Etude expérimentale de la dispersion d'un polluant dans un canal rectangulaire.....</b>	<b>55</b>
1. Installation expérimentale.....	55
1.1. Réservoir.....	56
1.2. Réservoir du polluant.....	56
1.3. Canal rectangulaire .....	57
1.4. Déversoir triangulaire .....	57
2. Polluants utilisés .....	58
2.1. Polluant passif.....	58
2.2. Polluant actif .....	58
3. Moyens de mesure .....	58

3.1 Mesure du débit.....	58
3.1.1. Présentation du déversoir.....	58
3.1.2. Déversoir triangulaire.....	59
3.1.3 Etalonnage du déversoir.....	60
3.2 Mesure de la hauteur d'eau .....	62
3.3 Détermination de la concentration des polluants .....	63
3.3.1 Concentration du polluant passif.....	63
3.3.2 Concentration du polluant actif .....	63
4. Mode opératoire.....	64
5. Régimes d'écoulement.....	65
5.1. Détermination du Nombre de Reynolds.....	65
5.2 Détermination du nombre de Froude.....	65
6. Allure de la Ligne d'eau.....	66
7. Transport solide .....	68
8. Diffusion du polluant passif le long du canal.....	68
9. Diffusion du polluant actif le long du canal .....	68
<b>Chapitre V : Résultats et discussions.....</b>	<b>71</b>
1. Présentation du modèle d'application.....	71
2. Validation et analyse des résultats expérimentaux .....	72
2.1 Polluant passif (NaCl).....	72
2.1.1 Cas d'une source de pollution discontinue.....	72
2.1.2 Cas d'une source de pollution continue.....	76
2.2 Polluant actif (Phénol).....	79
Cas d'une source de pollution discontinue .....	79
Conclusion.....	82
• Cas d'une source de pollution discontinue.....	82
• Cas d'une source de pollution continue.....	82
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>84</b>

*Introduction  
Générale*

## **Introduction générale**

Nous avons tendance à juger de la qualité de l'eau en fonction d'une utilisation particulière de celle-ci. Une eau qui est bonne pour une chose ne l'est pas nécessairement pour une autre. Ainsi, on pourrait considérer l'eau d'une rivière comme suffisamment propre pour la baignade mais impropre à la consommation. C'est pourquoi le ministère de l'Environnement a défini des critères de qualité de l'eau de surface adaptés aux principaux usages de l'eau. Ces critères visent la protection de la santé humaine (que ce soit au niveau de la consommation d'eau ou d'organismes aquatiques ou encore des activités récréatives impliquant un contact avec l'eau), la protection du plan d'eau contre l'eutrophisation, la protection de la vie aquatique et la protection de la faune piscivore.

La qualité d'une eau est caractérisée par les diverses substances qu'elle contient, leur quantité et l'effet qu'elles ont sur l'écosystème et sur l'être humain. C'est la concentration de ces différents éléments qui détermine la qualité d'une eau et permet de savoir si celle-ci convient à un usage particulier. Même l'eau des rivières et des lacs les moins influencés par les activités humaines n'est pas pure. Elle contient de nombreuses substances, dissoutes ou en suspension, que l'on retrouve partout dans la nature (bicarbonates, sulfates, sodium, calcium, magnésium, potassium, azote, phosphore, aluminium, fer, etc.). Ces éléments proviennent du sol et du sous-sol, de la végétation et de la faune, des précipitations et des eaux de ruissellement drainant le bassin versant, ainsi que des processus biologiques, physiques et chimiques ayant lieu dans le cours d'eau lui-même. À ces substances d'origine naturelle peuvent s'ajouter des produits découlant de la simple présence humaine (phosphore, azote et micro-organismes contenus dans les eaux usées domestiques) ou des activités industrielles et agricoles (substances toxiques, métaux, pesticides).

Au cours d'une année, d'une saison et même d'une journée, la qualité de l'eau peut être très variable. Les phénomènes de ruissellement et d'érosion, de même que les précipitations et les variations du débit d'un cours d'eau influencent énormément la qualité de l'eau. En période d'étiage, les concentrations de certaines substances présentes dans

l'eau peuvent être beaucoup plus élevées que pendant le reste de l'année. À l'inverse, en période de crue, certaines substances se trouvent diluées dans un plus grand volume d'eau alors que d'autres, qui atteignent le cours d'eau par ruissellement, se retrouvent en concentration plus importante. Ainsi, les concentrations des substances naturelles non dissoutes provenant d'un processus d'érosion augmentent avec le débit : c'est le cas notamment des éléments d'origine géologique (fer, aluminium, etc.) et des différentes substances (telles que les phosphates) qui y sont liées. Par ailleurs, les concentrations des divers polluants rejetés artificiellement et régulièrement dans un cours d'eau (on ne parle pas ici d'engrais ou de pesticides étendus sur les terres) diminuent lorsque le débit augmente. Une très bonne connaissance du régime hydrologique d'un cours d'eau est donc nécessaire pour interpréter correctement les données de qualité de l'eau.

A notre époque, la qualité de l'eau des rivières est un thème qui suscite énormément d'intérêt chez les scientifiques. En particulier, les recherches menées sur l'évolution des pollutions dans les rivières sont de plus en plus nombreuses. Elles répondent à une demande exprimée par les spécialistes de la protection de l'environnement qui souhaitent préserver la faune aquatique, par les distributeurs d'eau potable qui doivent tenir compte des déversements effectués à proximité de leurs prises d'eau mais également par les industriels qui attendent une réponses opérationnelles à leur problème de rejets en rivières.

Les pollutions ponctuelles qui affectent les cours d'eau ont des origines diverses. Elles peuvent provenir de déversements intentionnels (effectués par les industriels, les agriculteurs, les éleveurs...) ou être provoqués par des actes inconscients, malveillants ou accidentels.

Les conséquences de ces contaminations sur les écosystèmes sont parfois très graves. Par conséquent, nous voulons des outils qui soient capables de prévoir très précisément la progression de la pollution au cours du temps afin d'anticiper les mesures à appliquer et limiter la dégradation.

Une thèse a été élaborée dans ce contexte intitulée simulation de la dispersion dans un écoulement à surface libre. Notre travail au sein du laboratoire de la recherche des sciences de l'eau a pour objectif d'obtenir des résultats expérimentaux pour pouvoir valider le modèle numérique.

### **Structure du mémoire**

Le travail se divise en deux grands axes de travail : évaluation de la dispersion d'un polluant passif et celle d'un polluant actif. Le mémoire est structuré sous forme de cinq chapitres.

Dans le premier chapitre, nous rappelons des notions de base sur les écoulements à surface libre : quelques définitions et la classification des régimes d'écoulements.

Au deuxième chapitre, nous présentons quelques travaux déjà réalisés pour la compréhension des phénomènes intervenant dans la dispersion de la pollution.

Dans le troisième chapitre, est donné le modèle mathématique de la dispersion de la pollution dans les écoulements à surface libre.

Le quatrième chapitre est dédié à la description du dispositif expérimental, présentation des polluants utilisés et des moyens de mesures.

Le cinquième chapitre porte sur les interprétations des résultats obtenus tout en les comparant avec des résultats numériques.

Le mémoire est clôturé par des conclusions générales du travail ainsi que ses perspectives.

# *Chapitre I*

## *Notions de base sur les écoulements à surface libre*

## **Chapitre I**

### **Notions de base sur les écoulements à surface libre**

La circulation continue de l'eau entre l'atmosphère et la Terre constitue le cycle de l'eau ou cycle hydrologique (figure I.1). Grâce aux rayons de soleil, l'eau peut passer à l'état gazeux et s'évaporer dans l'atmosphère. Ensuite, avec l'abaissement de la température, cette vapeur d'eau se transforme en fines gouttelettes (condensation), qui se maintiennent en suspension dans l'atmosphère pour former les différents types de nuages. Les gouttelettes d'eau s'agglutineront et grossiront jusqu'à ce qu'elles atteignent le poids critique qui causera leur chute. Selon les vents et le climat, l'eau retombera sous forme de pluie, de grêle ou de neige.

En tombant au sol, une partie de l'eau s'écoule à la surface des terres jusqu'aux ruisseaux, aux rivières et aux fleuves pour finalement rejoindre la mer; c'est le ruissellement. Plus la pente du terrain est prononcée et moins le sol est poreux, plus le volume du ruissellement sera important.

Le bassin hydrographique ou bassin versant d'un cours d'eau correspond en fait à l'ensemble du territoire drainé par ce dernier.

Une autre partie de l'eau tombée pénètre le sol par percolation et atteint les nappes d'eau souterraine; cette eau peut se déplacer verticalement ou horizontalement sous la surface de la terre jusqu'à ce qu'elle rejoigne des eaux de surface. L'eau qui a pénétré dans le sol peut aussi être captée par les racines des végétaux. Une partie de celle-ci est ensuite rejetée dans l'atmosphère par l'évapotranspiration qui se réalise au niveau des feuilles. Tout au long de son parcours en surface, l'eau peut également se transformer en vapeur sous l'action du soleil et entreprendre un nouveau cycle.

Le cycle de l'eau crée évidemment un équilibre entre l'évaporation et les précipitations; l'hiver, toutefois, une partie de l'eau est immobilisée sous forme de neige et de glace. Plus tard, au moment de la fonte des neiges, d'immenses quantités d'eau sont libérées rapidement, ce qui provoque un important ruissellement, la crue printanière et éventuellement des inondations.

L'eau érode à divers degrés les terres sur son passage. Lorsque la pente du cours d'eau s'adoucit, l'eau ralentit sa course et dépose des matériaux; ce phénomène se produit généralement près de l'embouchure. Le débit d'un cours d'eau, la vitesse de l'écoulement, la pente et le type de sol présent déterminent l'importance de l'érosion dans un tronçon de rivière. Des variations importantes de débit sont observées de jour en jour, de saison en saison et d'année en année, car les précipitations, la fonte des neiges et les eaux souterraines contribuent toutes au débit. En plus de la fonte printanière, les pluies torrentielles peuvent entraîner des crues et des inondations.

L'étiage des cours d'eau, c'est-à-dire le plus bas niveau de leurs eaux, se produit généralement à la fin de l'été, lorsque le volume des précipitations est peu élevé et que l'évapotranspiration est importante, de même qu'au cours de l'hiver, lorsque les précipitations sont sous forme de neige et de glace et que le ruissellement est nul.

Les écoulements à surface libre présentent par définition la particularité de comporter une surface libre en contact avec l'air, généralement soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide.

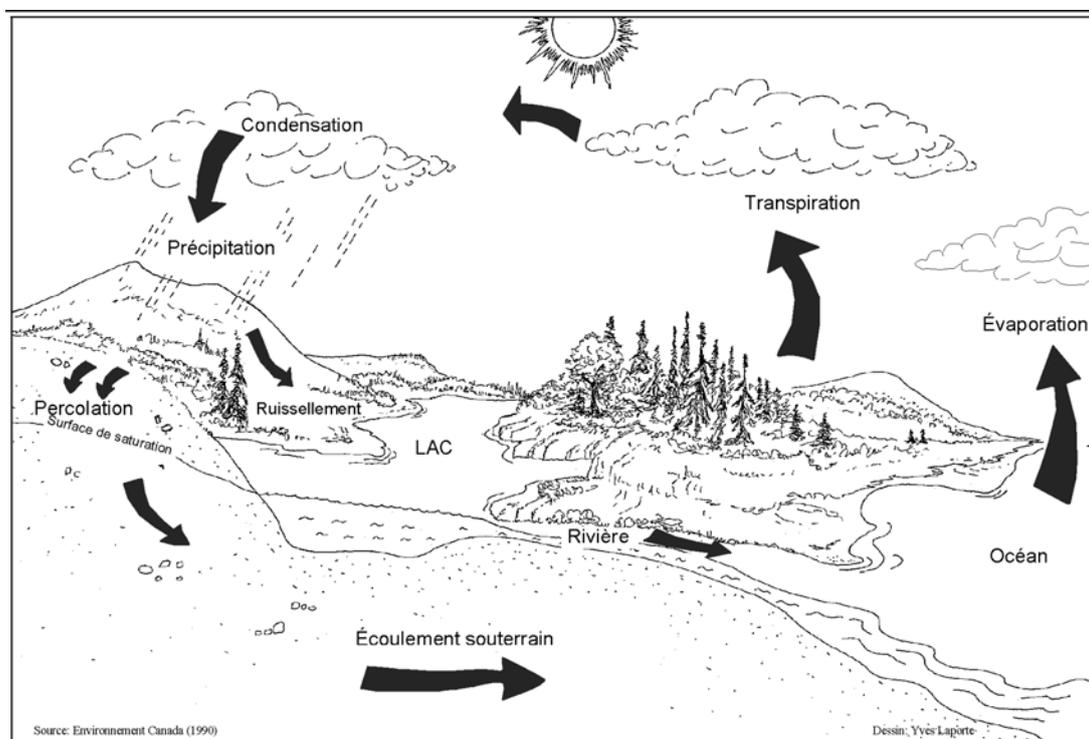


Figure I. 1 : Le cycle de l'eau.

## 1. Définitions et notations

### 1.1. Canal

C'est un domaine géométrique de dimensions finies où s'effectue un écoulement (figure I-2). Il est caractérisé par sa pente, sa section, sa longueur, et la rugosité de ses parois. Un canal peut avoir une géométrie régulière tel que les canaux artificiels, ou irrégulière tel que les canaux naturels (**Carlier, 1986**).

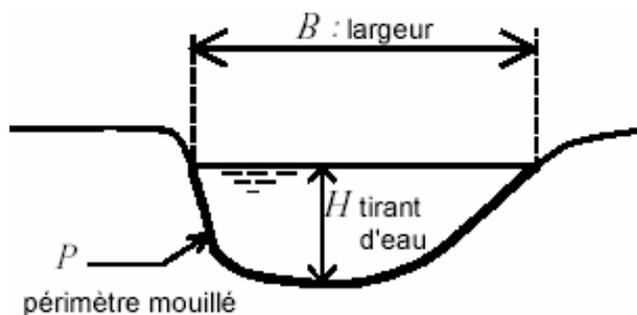


Figure I. 2 : Section transversale d'un canal.

**1.2. Section mouillée  $S_m$**  : C'est une portion de la section transversale occupée par le liquide.

**1.3 Périmètre mouillé  $P_m$**  : C'est la longueur de la ligne de contact, la surface mouillée et le lit de rivière mais ne comporte pas la surface libre.

**1.4. Rayon hydraulique  $R_h$**  : Caractéristique géométrique du canal, est une unité référentielle à un canal cylindrique. Il permet l'homogénéisation de la section transversale le long du canal. Il est donné par la division de la surface mouillée par le

périmètre mouillé, donc : 
$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (I-1)$$

**1.5. Largeur superficielle  $B$**  : C'est la largeur du canal à sa surface libre.

**1.6. Profondeur hydraulique  $D_h$**  : C'est une hauteur calculée en considérant que le canal est de forme rectangulaire. Elle est donnée par le quotient entre la surface

mouillée et la largeur du canal : 
$$D_h = \frac{S_m}{B} \quad (I-2)$$

**1.7. Débitance** : Elle représente la mesure de la capacité du transport d'eau dans une

$$\text{section transversale : } K = \frac{Q}{\sqrt{J}} \quad (\text{I-3})$$

avec, Q : le débit, et J : la pente hydraulique.

**1.8. Nombre de Froude** : C'est le rapport entre les forces d'inertie et de pesanteur :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gH}} \quad (\text{I-4})$$

avec, U, H sont respectivement la vitesse et la hauteur de l'écoulement.

- $Fr > 1$  : l'écoulement est torrentiel ou supercritique,
- $Fr < 1$  : l'écoulement est fluvial ou subcritique,
- $Fr = 1$  : l'écoulement est critique.

**1.9. Nombre de Reynolds** : C'est le rapport entre les forces de frottement et de

$$\text{pesanteur : } Re = \frac{UD_h}{\nu} \quad (\text{I-5})$$

avec, U : vitesse débitante (moyenne) en m/s.

$\nu$  : viscosité cinématique du fluide, avec  $\nu = \mu/\rho = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ .

$\mu$  : viscosité dynamique égale à  $10^{-3} \text{kg}/\text{ms}$ .

$\rho$  : masse volumique de l'eau égale à  $1000 \text{kg}/\text{m}^3$ .

- $Re < 2000$  : écoulement laminaire.
- $2000 < Re < 2300$  : écoulement de transition.
- $Re > 2300$  : écoulement turbulent.

## 2. Régimes d'écoulement

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur H par rapport au temps et à l'espace (**Graf & Altinkar, 1993**).

### 2.1 Variation dans le temps

Le mouvement est permanent si les vitesses, moyenne U, ainsi que la profondeur H ou  $D_h$  restent invariables dans le temps. Par conséquent, le débit est constant :  $Q = U \cdot S_m$ .

L'écoulement est non permanent si la profondeur, H ainsi que les autres paramètres varient avec le temps.

## 2.2 Variation dans l'espace

Le mouvement est uniforme, si la profondeur  $H$ , ainsi que les autres paramètres restent invariables dans les différentes sections du canal, la ligne de la pente de fond est donc parallèle à celle de la surface libre,  $I = J$ . Lorsque, la hauteur  $H$ , ou les autres paramètres ne changent que très lentement d'une section à une autre ; l'écoulement est non uniforme ou varié alors,  $I \neq J$ .

Si  $H$  croît dans le sens d'écoulement, et par conséquent  $U$  décroît, on a affaire à un écoulement graduellement retardé et un remous d'exhaussement.

Si  $H$  décroît, et par conséquent  $U$  croît, on a affaire à un écoulement graduellement accéléré et un remous d'abaissement.

## 3. Formes de la ligne d'eau

Les écoulements graduellement variés sont caractérisés par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long du courant (**Carlier, 1986**). La courbe représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement est généralement appelée « courbe de remous » ; le remous en un point est la différence entre la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

La courbe de remous est appelée « axe hydraulique » ou « ligne d'eau ». Pour définir la forme de la surface libre, il est utile de définir certaines notions.

### 3.1. Profondeur normale $h_n$

On appelle profondeur normale  $h_n$  pour un débit  $Q$  et une pente  $I$ , la profondeur du courant dans la partie uniforme du mouvement. La surface libre, parallèle au fond, est distante de celui-ci de  $h_n$ . Elle se calcule en associant les deux formules suivantes :

- Formule de l'écoulement en régime uniforme (Chézy) :  $U = C\sqrt{R_h I}$  (I-6)

- Formule du débit :  $Q = U.S_m$

Soit  $Q = S_m C\sqrt{R_h I} = f(h_n)$  (I-7)

avec,  $C$  : le coefficient de Chézy donné par la formule de Manning :  $C = \frac{1}{n} R_h^{1/6}$  (I-8)

où,  $n$  : désigne le coefficient de Manning en  $s/m^{1/3}$ .

### 3.2. Energie spécifique $E_s$

L'énergie spécifique (charge spécifique) dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

Par définition, l'énergie spécifique dans la section S sera :  $E_s = H + \frac{U^2}{2g}$  (I-9)

avec, U : vitesse moyenne dans cette section, et H : profondeur maximale.

### 3.3. Régime critique d'écoulement et profondeur critique $h_c$

Pour un canal donné la profondeur critique est celle correspondant :

- Au débit maximal pour une énergie spécifique donnée.
- A l'énergie spécifique minimale pour un débit d'écoulement donné.

Lorsque la profondeur h prend la valeur  $h_c$  on dit que le régime critique est atteint; la surface libre occupe alors le niveau critique.

La relation caractéristique du régime critique est la suivante :  $\frac{Q^2 B}{g S_m^3} = 1$  (I-10)

Dans un canal rectangulaire  $h_c$  ne dépend que du débit unitaire  $q=Q/B$ .  $h_c$  est donné

par la relation :  $h_c = \sqrt[3]{q^2 / g}$  (I-11)

### 3.4. Pente critique $I_c$

Pour une certaine valeur de la pente,  $h_n$  sera égale à  $h_c$ , cette valeur particulière de la pente du fond du canal est appelée pente critique  $I_c$ .

Le régime est critique si  $Fr = U / \sqrt{gH} = 1$

comme  $U = Q/S$ , on a  $Fr^2 = Q^2 / S^2 gh = 1$  d'où,  $Q^2 L / g S^3 = 1$  (I-12)

$Q = CS \sqrt{RI_c}$  (I-13)

L'élimination du Q entre ces deux équations conduit à :  $I_c = \frac{gS}{C^2 RL}$  (I-14)

### 3.5. Equation du mouvement de la ligne d'eau

L'équation différentielle du mouvement permanent graduellement varié se réduit en appliquant le théorème de Bernoulli entre deux sections  $S_1$  et  $S_2$  de l'écoulement et

s'écrit :

$$\frac{dh}{ds} = I \frac{1 - \frac{J}{I}}{1 - \frac{Q^2 B}{g S_m^3}} \quad (I-15)$$

Dans cette expression,  $I$  et  $Q$  sont constants et  $S_m$ ,  $L$  et  $J$  sont des fonctions de  $h$ .

### 3.6. Classification des lignes d'eau

Les courbes intégrales de l'équation (I-15) sont représentées en fonction de la pente du lit et pour un débit donné (**Sinninger & Hagger, 1989**). Les écoulements graduellement variés sont groupés en différentes classes. En cas de canal descendant  $I > 0$ , l'allure des courbes dépend essentiellement :

- De la valeur de la pente  $I$  du lit et de la pente critique  $I_c$ .
- De la position de la ligne d'eau par rapport aux niveau  $N_n$  et  $N_c$ .

Les classes des courbes sont caractérisées par une lettre majuscule  $M$ ,  $S$  et  $C$  dépendant de la pente :

$M$  pour  $I < I_c$  (le cours d'eau est un fleuve)

$S$  pour  $I > I_c$  (le cours d'eau est un torrent)

$C$  pour  $I = I_c$  (le cours d'eau possède la pente critique)

Pour : un canal horizontal ( $I = 0$ ) : classe  $H$ ,

et pour un canal ascendant ( $I < 0$ ) : classe  $A$ .

Ces classes sont présentées par un chiffre, allant de 1 à 3 (figure I-3).

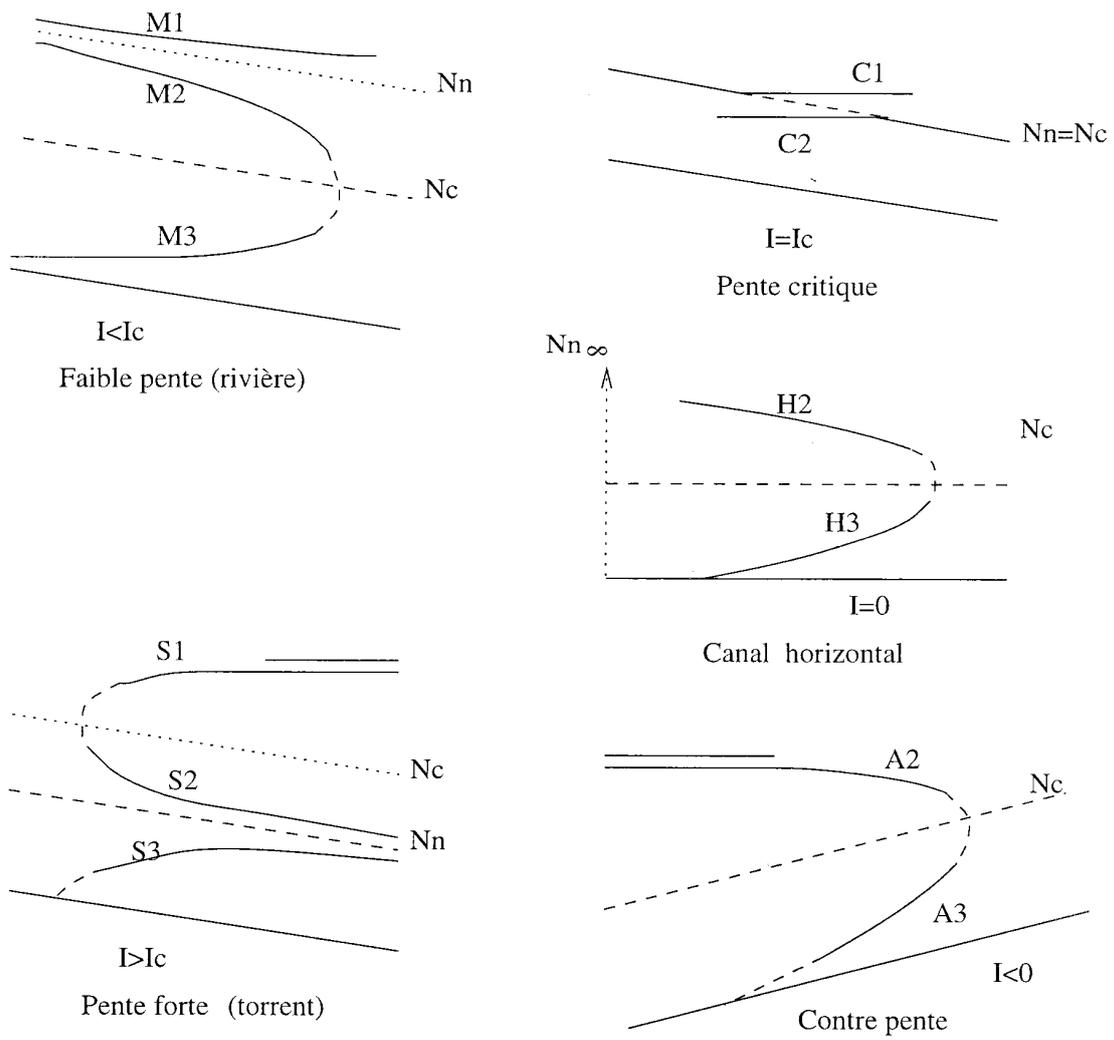


Figure I. 3 : Ligne d'eau du régime graduellement varié en canal uniforme.

## *Chapitre II*

*Etat de connaissance  
sur l'étude de la  
dispersion dans les  
cours d'eau*

## Chapitre II

## Etat de connaissance sur l'étude de la dispersion des polluants dans les cours d'eau

Si de nos jours la pollution constitue l'une des préoccupations majeures des gouvernements et des populations, les scientifiques se sont penchés depuis longtemps sur ce problème. Plusieurs travaux ont été élaborés afin de décrire les phénomènes régissant le comportement de la pollution rejetée dans la nature et plus particulièrement dans les cours d'eau qui sont sujets aux rejets des industries et des zones urbaines.

De nombreux travaux in situ et au laboratoire, ainsi que des études théoriques et numériques ont été menées pour comprendre les mécanismes régissant les phénomènes de transport et de dispersion dans les cours d'eau. Nous citons ici quelques-uns de ces travaux à savoir :

### 1. Travaux de E.R. Holley et ses collaborateurs

En 1970, E. R. Holley, D. R. F. Harleman et H. B. Fischer (**Holley, Harleman, Fischer, 1970**) ont présenté une étude théorique sur le mécanisme de la dispersion longitudinale dans un écoulement oscillatoire et la possibilité de prédiction de la magnitude des coefficients de dispersion dans les cours d'eau à marée.

Dans des travaux présentés en 1965, Harleman, Holley et leurs collaborateurs proposent pour décrire la dispersion dans les écoulements à marées «un modèle d'advection à vitesse de marée variable» :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + (U_f + U_T \sin(\sigma t)) \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( AD \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (\text{II-1})$$

où : A est la section d'écoulement, T la période de marée et D le coefficient de dispersion.

Le terme advectif est composé de la vitesse associée au débit d'eau douce  $U_f$  et de la vitesse de l'oscillation de marée supposée sinusoïdale  $U_T \sin(\sigma t)$ .  $U_T$  est l'amplitude de la vitesse de marée et  $\sigma = 2\pi/T$ . Ainsi, les effets des oscillations de marée (flux et reflux), les changements de vitesse et de profondeur d'écoulement sont pris en compte.

Le processus de dispersion représente alors les effets des distributions des vitesses longitudinales et verticales ainsi que les diffusions turbulentes dans les directions transversale et verticale. Ces derniers dépendent du paramètre adimensionnel  $T'$  qui est le rapport de la période d'oscillation au temps caractéristique de mélange turbulent ( $T' = \frac{T}{T_c}$ ). Il a été défini à la base :

**(a) :** Du temps de diffusion dans la direction transversale (indice t) en utilisant la moitié de la largeur b :  $T'_t = \frac{T}{b^2/e_z}$

**(b) :** De la période pour laquelle la diffusion prend place dans la direction verticale (indice v) en utilisant la profondeur h :  $T'_v = \frac{T}{h^2/e_y}$

Les études faites sur le mélange turbulent par W.W. Sayre (1966) et H. B. Fischer (1968), ont donné des valeurs pour  $e_y$  et  $e_z$  pour des écoulements dans des canaux droits :

$$e_y = 0.067 R_h U^* \quad \text{et} \quad e_z = 0.23 R_h U^*$$

où,  $R_h$  est le rayon hydraulique et  $U^*$  la vitesse de cisaillement.

Il a aussi été trouvé que pour  $0 < T' < 1$ , le coefficient de dispersion D varie approximativement comme le carré de  $T'$ . Pour  $T' > 1$ , D est constant et égal au coefficient de dispersion de l'écoulement permanent correspondant aux conditions hydrauliques moyennes durant la période d'oscillation.

Pour les estuaires,  $T'$  est généralement plus grand que l'unité dans la direction verticale et plus petit que l'unité dans la direction transversale.

Cependant pour les estuaires larges,  $T'$  décroît et l'effet de la vitesse transversale sur la dispersion diminue. Cette dernière est associée à la distribution des vitesses verticales. Dans ce cas, la formule d'Elder (1959),  $D/hu_* = 5.93$ , dans laquelle h est la profondeur d'écoulement, peut être appliquée. Cette formule a été déterminée pour un écoulement dans un canal ouvert bidimensionnel par un calcul similaire à celui élaboré par Taylor qui fut le premier à déterminer une valeur analytique pour le coefficient de dispersion.

Pour les estuaires étroits, la dispersion est causée premièrement par la distribution des vitesses transversales, dans ce cas les auteurs proposent pour l'estimation du coefficient

de dispersion, la formule :  $D=0.16\frac{\overline{u''^2}}{b^2}hU^*$ , où  $u''$  représente la fluctuation de la vitesse par rapport à la valeur moyenne.

## 2. Travaux de R. McQuievy et T. N. Keefer

La dispersion longitudinale, qui est la propagation de substances le long de l'écoulement turbulent, est due à deux types de transport qui sont :

- (1) La convection par les vitesses moyennes sur le temps,
- (2) La diffusion par fluctuations turbulentes.

Elle a été décrite par Taylor à l'aide d'un modèle de diffusion Fickien unidimensionnel :

$$\frac{\partial \overline{C}}{\partial t} + \overline{U} \frac{\partial \overline{C}}{\partial x} = D \frac{\partial^2 \overline{C}}{\partial x^2} \quad (\text{II-2})$$

avec,  $\overline{C}$  : Concentration moyenne à travers la section;  $\overline{U}$  : vitesse d'écoulement moyenne à travers la section;  $t$  : le temps,  $x$  : distance dans la direction de déroulement et  $D$  : coefficient de dispersion apparent.

Cette relation est une forme unidimensionnelle simplifiée de l'équation générale de diffusion Fickien pour des écoulements turbulents uniformes non permanents. Sa solution exacte est une distribution gaussienne de  $x$  pour une fonction Delta à  $t=0$  quand  $\overline{U}$  et  $D$  sont constants.

Cependant, il a été remarqué que la distribution de concentrations juste après l'émission du polluant est pointue; ce qui est une caractéristique du transport convectif pure. Elle devient gaussienne après une certaine période appelée période convective. En terme de distance, Fischer a trouvé que le modèle Fickien

unidimensionnel peut être appliqué seulement après une longueur  $L \geq 1,8 l^2 / R_h \frac{\overline{U}}{U^*}$

avec,  $L$  distance à l'aval de la source (m);  $l$  : longueur caractéristique du canal qui est égale à la moitié de la largeur du canal (m) et  $R_h$  : rayon hydraulique (m).

Cela suggéra à Mc Quievy et N Keefer (**Mcquievy, Keefer, 1976**) de décrire la dispersion par un modèle de convection pure pour de petites distances et périodes de temps. Ils ont alors développé une technique basée sur le concept de convection pure pour le calcul des distributions de concentration dans les écoulements avec des profils de vitesse logarithmiques

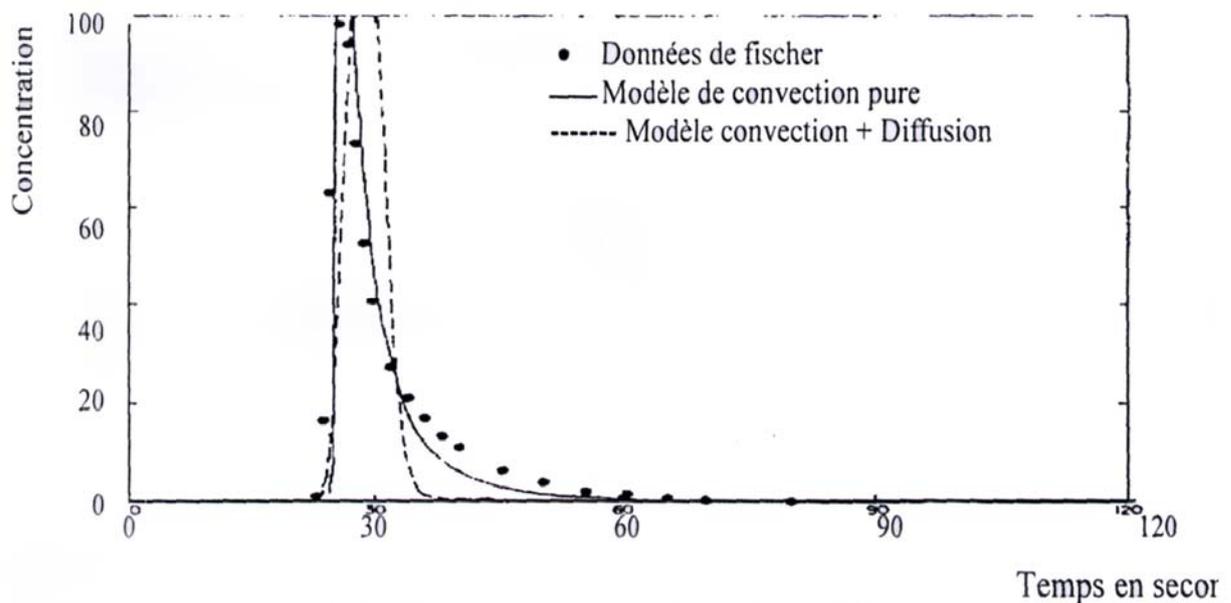
La figure II-1 montre les résultats d'application de cette technique comparés aux séries de données collectées par Fischer et à la solution analytique de l'équation de transport simplifiée de Taylor. Les résultats indiquent que le modèle de convection pure est à priori une représentation acceptable du processus de dispersion.

Dans la figure II-2 sont illustrées les trois situations possibles comparées aux données réelles de Fischer.

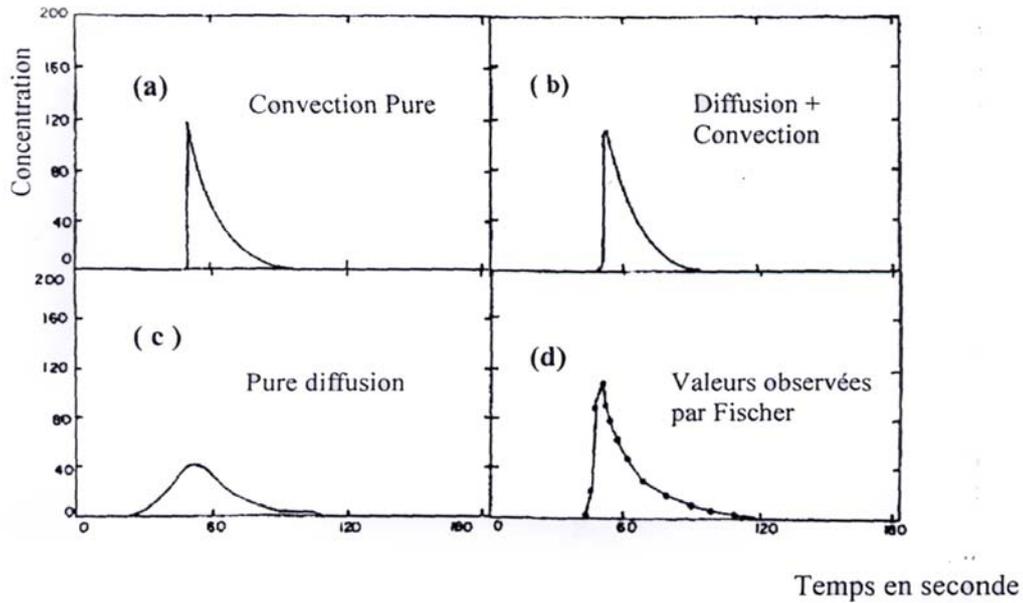
La figure II-2 (a) : convection pure, donc avec un coefficient de dispersion nul.

La figure II-2 (b) : convection + diffusion.

La figure II-2 (d) : diffusion pure.



**Figure II- 1 :** Modèle de convection et modèle de convection + diffusion comparés aux données de Fischer.



**Figure II- 2 :** Modèle de convection, diffusion et modèle de convection+diffusion comparés aux données de Fischer.

La comparaison des données de terrain collectées par Yostsukura dans la rivière du Missouri et les résultats d'application du modèle convectif pure à ce site, a montré qu'au-delà d'une distance de longueur  $L = 0.3 \frac{l^2 \overline{U}}{R U^*}$  qui représente un sixième de la période convective, la distribution de concentrations devient plus arrondie, donc sur une distance de cinq sixièmes de la période convective, le modèle de convection pure n'est plus applicable.

Pour décrire le transport sur toute la période convective ; un modèle de systèmes-convectifs- multiples a été décrit et appliqué par R. McQuievy et T.N. Keefer. La procédure consiste à subdiviser la période convective en sous périodes de longueurs inférieures ou égales au sixième de la période convective et de calculer les concentrations par le modèle convectif pure pour chaque sous période en considérant les résultats finaux d'une période comme condition initiale de la période suivante. Les résultats d'application de cette méthode sont représentés dans la figure II-3 pour comparaison à la série de données de Fischer.

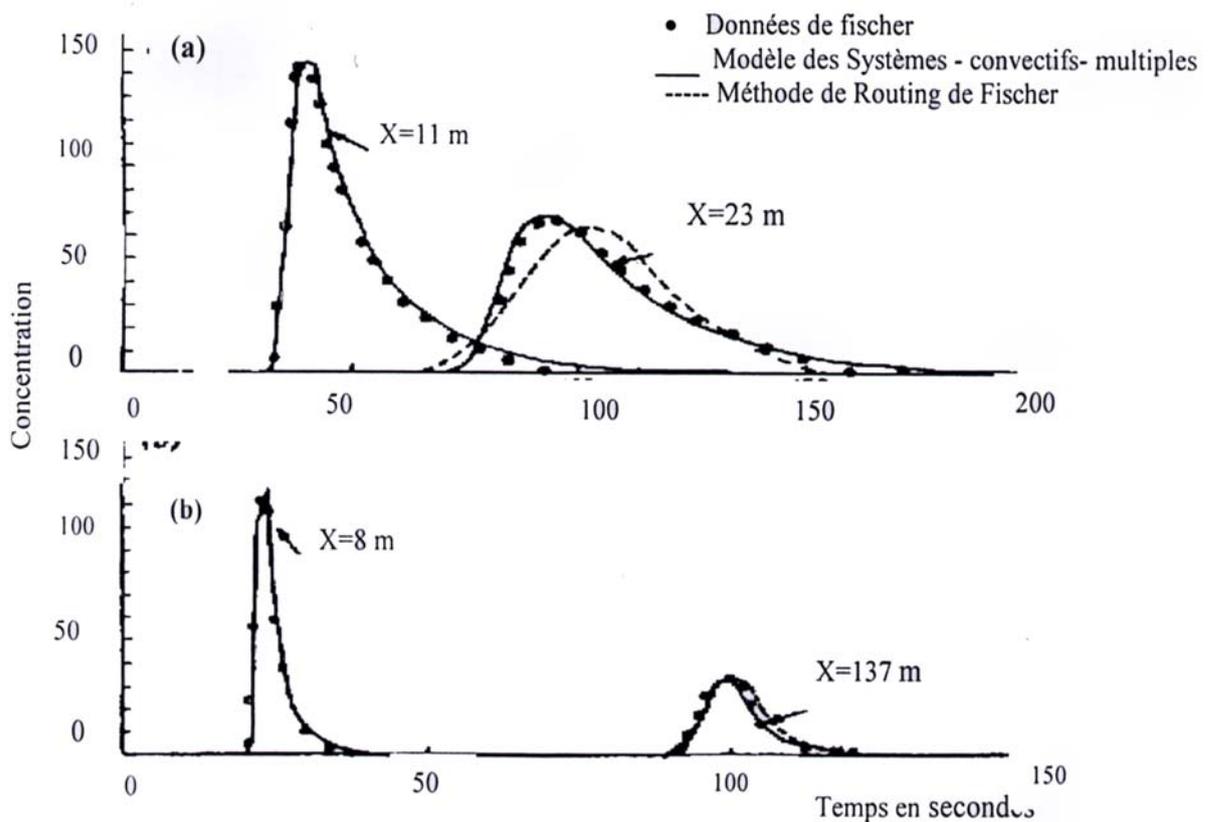


Figure II- 3 : Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de Fischer.

Le modèle des systèmes convectifs - multiples a aussi été généralisé avec certaines modifications à des longueurs d'écoulement au-delà de la période convective.

Les figures II-4, II-5 et II-6 illustrent une comparaison de ces résultats avec des données collectées par Frédérick Yotsukura et Materns.

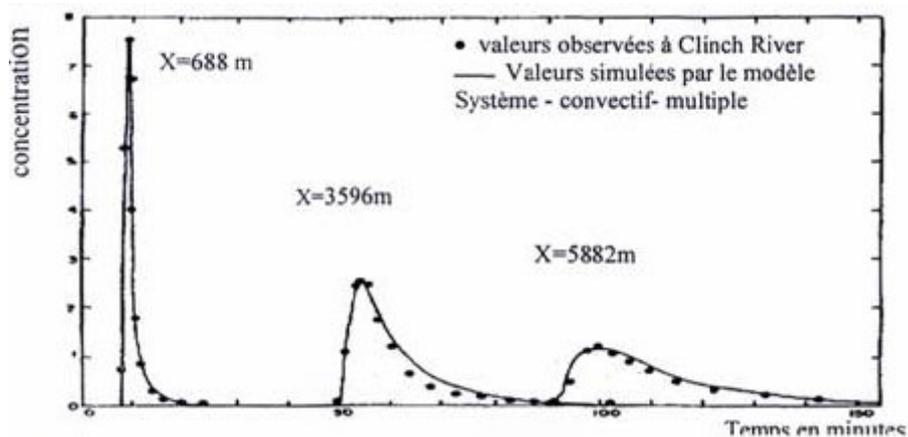


Figure II- 4 : Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Clinche.

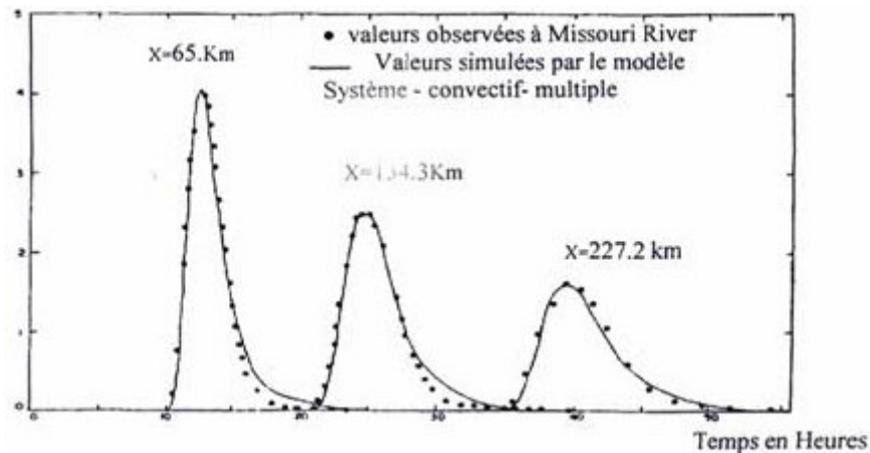


Figure II- 5 : Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri.

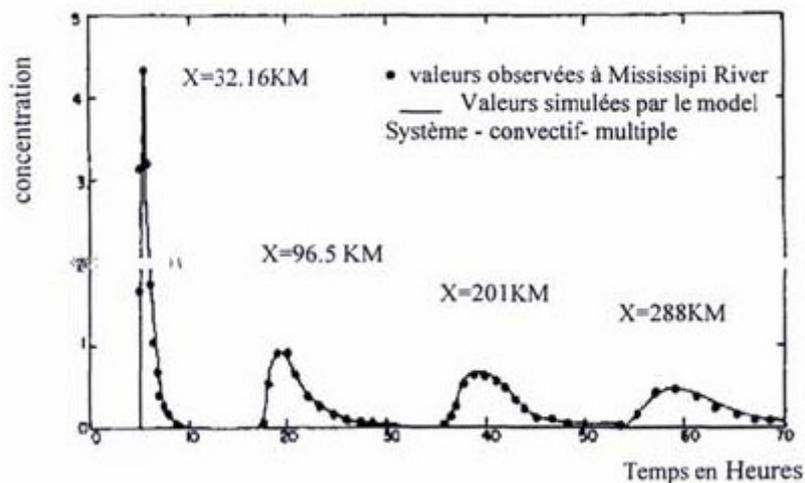


Figure II- 6 : Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri.

### 3. Travaux de A. K. Rastogi et W. Rodi

En 1978, deux modèles ont été décrits par Ashok K. Rastogi et Wolfgang Rodi pour la prédiction des distributions de vitesse et de polluant dans les rivières (**Rastogi, Rodi, 1978**), un modèle tridimensionnel et un modèle bidimensionnel obtenu en intégrant le modèle tridimensionnel et en moyennant certaines valeurs sur la profondeur. Ce dernier dont la résolution numérique est plus économique que celle du premier est d'intérêt principal dans les rivières, où le ratio largeur à profondeur est grand et où les distributions horizontales des quantités d'écoulement sont intéressantes contrairement à la distribution verticale qui est souvent presque uniforme. Cela qui est dû à d'importants mélanges verticaux induits par le cisaillement de fond.

Ces modèles ont été appliqués à des écoulements permanents paraboliques approximativement uniformes avec des nombres de Froude importants, donc des écoulements non stratifiés avec une suspension négligeable et des mouvements secondaires négligeables. La décharge de polluants est supposée uniforme et placée au centre du canal pour permettre une comparaison des prédictions avec les expériences de laboratoire de Prych et de Yeh.

Les distributions de la vitesse et de la température/concentration dans les rivières suivant les concepts de viscosité/diffusivité et l'approximation de Boussinesque sont gouvernées par les équations suivantes :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (\text{II-3})$$

$$\frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial uv}{\partial y} + \frac{\partial uw}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \gamma_t \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \gamma_t \frac{\partial u}{\partial z} \right) - g \frac{\partial h}{\partial x} + g \sin \theta \quad (\text{II-4})$$

$$\frac{\partial uv}{\partial x} + \frac{\partial v^2}{\partial y} + \frac{\partial vw}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \gamma_t \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \gamma_t \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \rho \frac{\partial p}{\partial y} + g \frac{\rho - \rho_r}{\rho_r} \quad (\text{II-5})$$

$$\frac{\partial uw}{\partial x} + \frac{\partial vw}{\partial y} + \frac{\partial w^2}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \gamma_t \frac{\partial w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \gamma_t \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \quad (\text{II-6})$$

$$\frac{\partial u\phi}{\partial x} + \frac{\partial v\phi}{\partial y} + \frac{\partial w\phi}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \Gamma_\phi \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \Gamma_\phi \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) + S_\phi \quad (\text{II-7})$$

avec,  $u$ ,  $v$  et  $w$  : les composantes de la vitesse dans les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$  respectivement ;  $\theta$  : Angle de la pente du lit,  $S_\phi$  représente le terme source volumétrique,  $\gamma_t$  et  $\Gamma_\phi$  sont respectivement les diffusivités turbulentes des moments (viscosité tourbillonnaire) et de masse/ chaleur,  $P$  : la pression statique et  $g$  : accélération gravitationnelle.

La relation (II-3) est l'équation de continuité. Les expressions (II-4), (II-5) et (II-6) sont les équations de transport des moments dans les directions longitudinale  $x$ , verticale  $y$  et transversale  $z$ . L'équation (II-7) gouverne la distribution de la grandeur  $\phi$  qui est soit la concentration (C) ou la température (T). Le dernier terme du côté droit de l'équation (II-5) représente la suspension.

Dans les écoulements paraboliques le transport turbulent des moments de chaleur ou de masse dans la direction longitudinale est négligeable et le gradient de pression longitudinale est supposé constant. Ainsi, tous les termes faisant intervenir des dérivées secondes en  $x$  ont été négligés et  $\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}$  a été remplacé par  $g \frac{\partial h}{\partial x}$ .

L'écoulement est supposé uniforme :  $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$  (II-8)

Contrairement aux travaux présentés ultérieurement où la viscosité turbulente  $\gamma_t$  et la diffusivité  $\Gamma_\phi$  sont supposées constantes, elles sont calculées à l'aide des relations:

$$\gamma_t = C_\mu \frac{K^2}{\varepsilon} \quad (\text{II-9}) \quad \text{et} \quad \Gamma_\phi = \frac{\nu}{\sigma_\phi} \quad (\text{II-10})$$

où,  $\sigma_\phi$  est le nombre de Schmidt turbulent analogue au nombre de Prandtl turbulent dans le cas de transport de température et  $C_\mu$  est une constante empirique.

L'énergie cinétique turbulente :  $K$  et la dissipation turbulente :  $\varepsilon$ , sont déterminées en chaque point du champ d'écoulement au moyen du modèle de turbulence  $K-\varepsilon$  qui est composé des équations de transport des deux grandeurs turbulentes analogue à l'équation (II-7).

L'application des modèles s'est fait sur un rectangle de largeur  $B$  et de hauteur  $h$  constantes. La surface supérieure de l'écoulement est supposée rigide tant que les élévations de la surface sont faibles par rapport à la profondeur d'écoulement, et les forces de cisaillement sont considérées nulles. Le flux de concentration est aussi considéré nul à la surface, mais le flux de température est régi par l'équation:

$$q = \alpha(T_s - T_E) \quad (\text{II-11})$$

avec,  $T_E$  : Température d'équilibre et  $T_s$  : Coefficient de transfert de chaleur.

Au fond et sur les bancs, dans les écoulements paraboliques turbulents, la région proche des murs (proche de la couche limite visqueuse) est décrite par la loi universelle:

$$\frac{U_{\text{res}}}{U_*} = \frac{1}{\kappa} \text{Ln}(E y_+) \quad (\text{II-12})$$

avec,  $y_+ = y U_* / \nu$

$U_{\text{res}}$  : vitesse résultante parallèle au mur.

$\kappa$  : Constante de Von Karman ( $\kappa = 0.42$ )

$E$  : Paramètre de rugosité de parois ( $E=9$  pour des parois hydrauliquement lisses).

Donc la grille numérique est choisie de telle sorte que les points proches de la paroi restent dans la région où l'équation (II-12) est valide ( $30 < y^+ < 100$ ). La vitesse normale et les flux de concentration et de chaleur sont considérés nuls à la paroi.

Dans cette région, la production et la dissipation s'annulent mutuellement et la tension de cisaillement turbulente est constante et égale à la pression de cisaillement de paroi.

Sur les parois,  $k$  et  $\varepsilon$  prennent les valeurs suivantes :

$$k = \frac{U_*}{\sqrt{C_u}} \quad (\text{II-13}) \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{U_*^3}{K_y} \quad (\text{II-14})$$

$y$  : est la distance à la paroi.

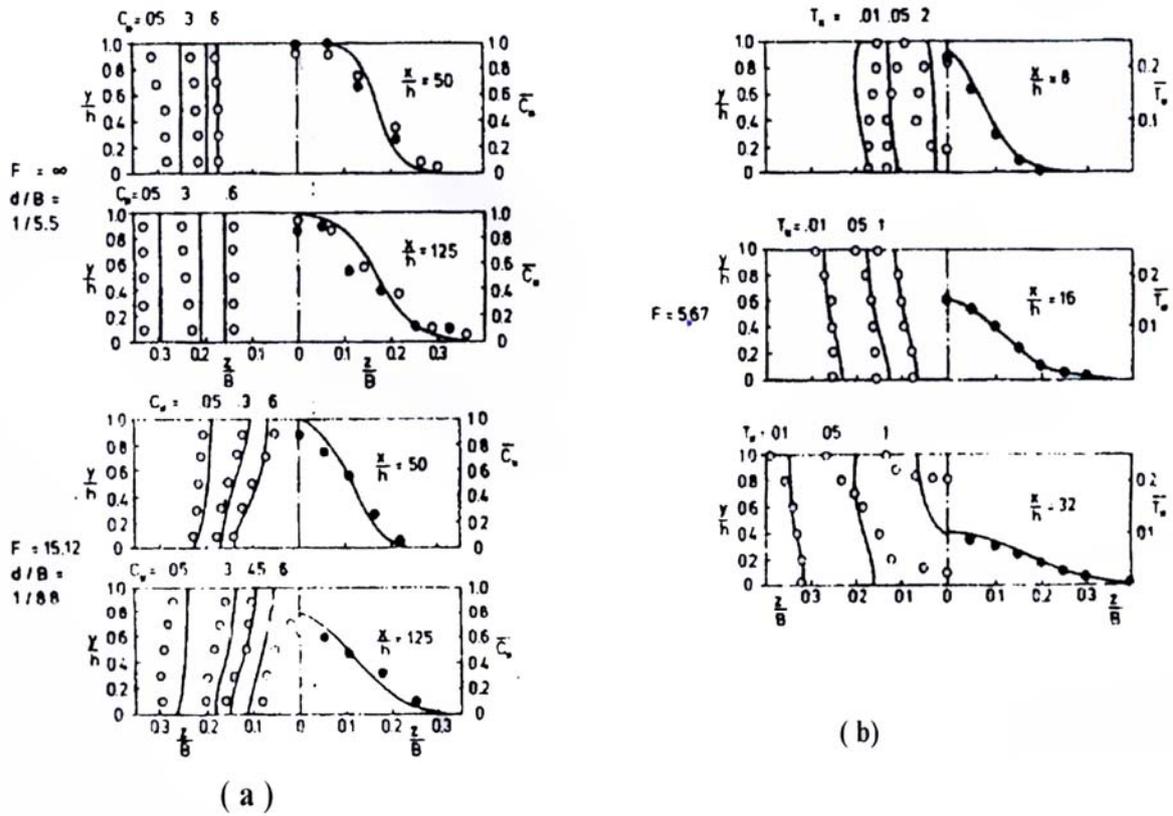
Ces relations nous donnent les valeurs de  $K$  et  $\varepsilon$  aux premiers points de calcul proches de la paroi et comme la décharge est coaxiale au centre de la rivière, des conditions de symétrie sont imposées pour toutes les quantités par rapport au plan central parallèle aux bancs.

$U$ ,  $V$ ,  $k$ ,  $\varepsilon$ ,  $T$  et  $C$  ont un gradient nul et  $W$  est nul sur ce plan de symétrie.

Les équations ont été résolues par un schéma numérique aux différences finies implicite de Pantakar et Spalding pour les deux modèles tridimensionnel et bidimensionnel.

Les performances des deux modèles sont testées pour les mêmes conditions d'écoulement et de décharge coaxiale.

Les résultats d'application de ses modèles sont comparés aux résultats expérimentaux de Prych et de Yeh (Figure II-7).



**Figure II- 7 :** Profils des concentrations et des températures (coté gauche). Profils des concentrations moyennées sur la profondeur (coté droite).

—— Prédiction 3D.

- (a) Situation expérimentale de Prych.
- (b) Situation expérimentale de Yeh.

Les parties gauches de chaque tracé de cette figure comparent les prédictions du modèle tridimensionnel avec les mesures de trois situations étudiées expérimentalement par Prych ( $F = \infty$ , et  $F = 15.12$ ) et Yeh ( $F = 5.67$ ).

Elles montrent un bon accord entre les prédictions et les résultats expérimentaux sauf pour le cas de non suspension désigné par  $Fr = \infty$  où les points expérimentaux ne s'alignent pas verticalement comme prédit, cela est probablement dû au fait que dans les expériences le traceur de concentration n'est pas émis assez uniformément comme supposé pour les prédictions.

Les parties droites de chaque tracé de la figure II-7 présentent les profils moyennés sur la profondeur de température /concentration calculés par le modèle bidimensionnel comparés aux mesures de Prych et Yeh.

La figure II-8 montre les distributions initiales de la concentration et de la vitesse latérale ainsi que la distribution de la concentration moyennée sur la profondeur prédite par les deux modèles pour différents nombres de Froude et pour les deux cas de décharge plus lourde et plus légère que le fluide de la rivière.

Comme le modèle bidimensionnel ne tient pas compte des effets de suspension, il n'y a pas alors d'influence du nombre de Froude. Par contre, pour le modèle tridimensionnel, quand le nombre de Froude décroît la distribution de la concentration est rehaussée par l'effet de la suspension pour les deux décharges plus lourde et plus légère que le fluide de la rivière.

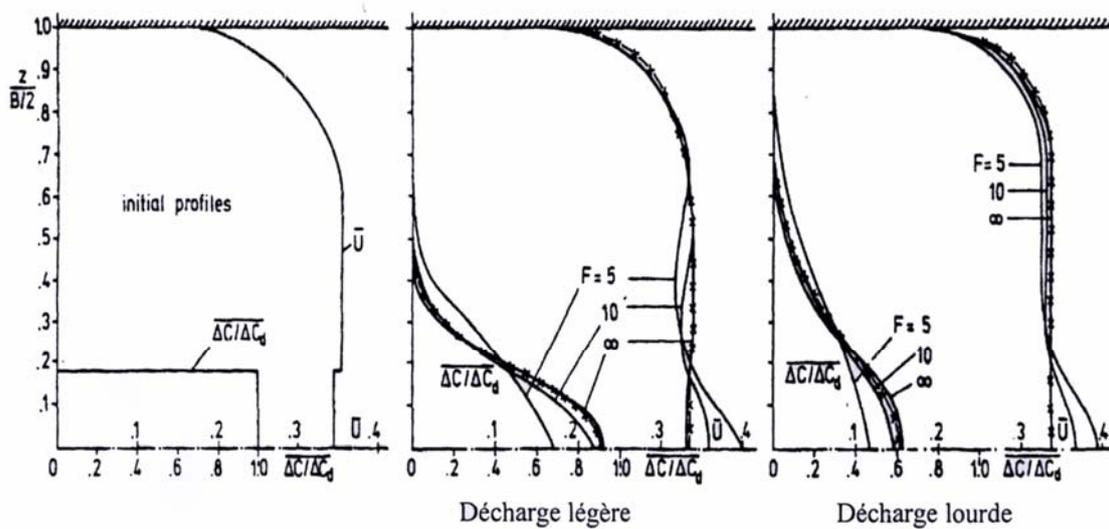


Figure II- 8 : Profils des vitesses et des concentrations moyennées sur la profondeur.

- Prédiction 3 D
- \*\*\*\* Prédiction 2 D

La figure II-9 montre les lignes de concentration moyennées sur la profondeur prédites par les deux modèles.

Pour  $F = \infty$ , la figure II-9-a et le haut de II-9-d montrent que le calcul par les deux modèles s'accorde assez bien.

Quand  $F$  est petit les lignes de concentration obtenues par le modèle tridimensionnel évoluent comme montré en figure II-9-b et II-9-c pour les lits lisses.

Pour  $F = 10$ , l'accord avec les prédictions bidimensionnelles reste satisfaisant pour  $U_d/U_r = 1$ , mais le désaccord devient visible pour  $U_d/U_r = 2$  ( $U_d$  vitesse de décharge,  $U_r$  vitesse moyenne d'écoulement).

Pour  $F = 5$ , on remarque un important écart entre les valeurs prédites par le modèle tridimensionnel et les valeurs prédites par le modèle bidimensionnel. Par conséquent ce dernier n'est pas convenable pour le cas de dispersion dans les canaux lisses et des nombres de Froude bas. On voit par contre dans la figure II-9-d que pour des lits rugueux l'accord est encore bon pour  $F = 5$ .

En fait, dans un lit rugueux la croissance du mélange verticale est homologue à la suspension, ainsi les prédictions bidimensionnelles et tridimensionnelles s'accordent même pour  $F = 5$ . Cette découverte est d'une importance pratique considérable parce que le modèle bidimensionnel nécessite seulement 1/20 du temps de calcul du modèle tridimensionnel.

Le coefficient de Manning,  $n = 0.025$ , pris ici pour un lit rugueux est une valeur typique de plusieurs rivières. Il apparaît alors que le modèle bidimensionnel peut décrire la distribution de vitesse et de concentration avec une précision suffisante dans plusieurs circonstances pratiques.

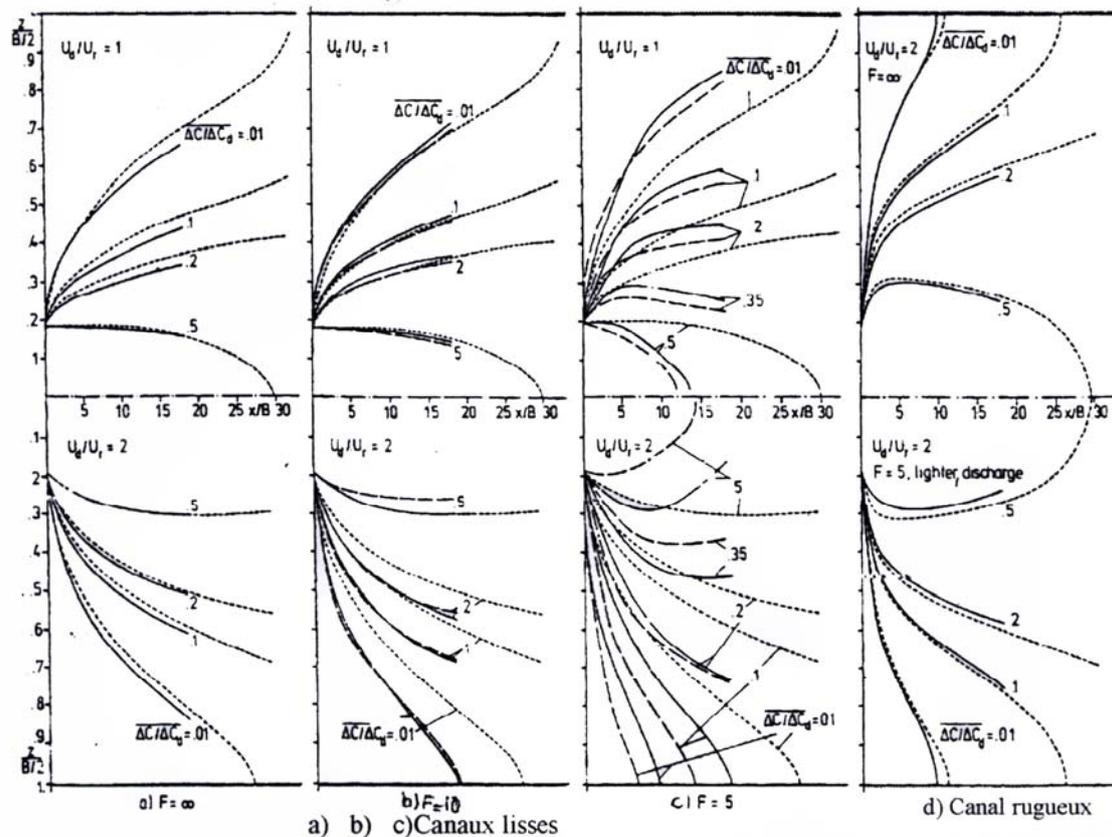


Figure II- 9 : Lignes de concentration moyennées sur la profondeur.

- Prédiction 2D
- Prédiction 3D : ——— Décharge lourde.
- ..... Décharge légère.

#### 4. Travaux de G. Sabol et C.F. Nordin

En 1978, G.Sabol et C.F. Nordin ont remarqué que la dispersion est généralement décrite comme un processus de gradient de transfert (comme conçu par Fick (1964) et avancé par Taylor (1921)) (**Sabol, Nordin, 1978**). Plus spécialement la dispersion dans les rivières est considérée généralement comme un processus Fickien unidimensionnel avec un terme de diffusion convective suivant l'équation (II-15) :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (\text{II-15})$$

dont la solution donne une distribution de la concentration (C) en fonction de la position longitudinale x. Alors qu'ils ont montré à l'aide de données empiriques de 19 tests effectués dans des rivières et des canaux à ciel ouvert que la théorie Fickienne ne décrit pas assez adéquatement la dispersion longitudinale. Des résultats similaires obtenus par Day (1974) montrent un détachement consistant de la théorie Fickienne ; en fait :

- La distribution de concentration en fonction de la position n'est pas Gaussienne et ne tend pas à devenir ainsi avec la croissance du temps elle est plutôt « pointue » avec une queue de basse concentration à l'amont qui devient longue à l'aval.
- La dispersion mesurée par la variance de la distribution concentration/temps (d'après la théorie Fickienne) croît plus rapidement que linéairement avec le temps.

De plus les canaux des rivières sont assez irréguliers et caractérisés par des zones de piégeage (zones mortes) où les particules arrêtées pendant des durées de temps considérables puis émises et ré entraînées dans l'écoulement. Cela a un effet très significatif sur la dispersion longitudinale et compte probablement dans les déviations observées par rapport à la forme Fickienne.

Plusieurs modèles ont été proposés pour décrire les effets de piégeage et réentraînement dans le processus de dispersion dans les rivières. On citera l'étude de Hays (1966) qui introduit un terme additionnel à l'équation (II-15) pour tenir compte de l'emmagasinement et du réentraînement. Le modèle de Seyre (1968) développé pour la dispersion longitudinale pour des sédiments en silt est particulièrement intéressant parce qu'il présente une croissance rapide de la variance et un coefficient d'aplatissement des distributions de concentration assez milliaire à la tendance

observée dans les données de terrain. Kaijser (1971) se détacha radicalement de l'approche diffusion type gradient et développa un modèle statistique pour la dispersion longitudinale. Son équation est similaire à celle d'Einstein (1937).

Le modèle probabiliste développa par les décrits le mouvement d'une seule particule neutre vers l'aval dans une série de mouvements longitudinaux qui sont séparés par des périodes d'emmagasinement.

L'utilisation de ce modèle nécessite la connaissance des vitesses convectives ainsi que deux paramètres du temps qui peuvent être estimés par des techniques simples à partir de données de dispersion.

Le modèle a été testé en comparant la distribution qu'il génère à la distribution générée par le modèle Fickien ainsi qu'à la distribution observée dans des tests de dispersion dans 4 sites du Conococheague creek en Maryland (USA).

Le modèle qui reproduit les données observées avec une précision supérieure à la théorie Fickienne, fournit un nouvel outil prédictif pour la dispersion dans les rivières et montre un besoin de réévaluer la fiabilité de la théorie Fickienne.

### **5. Travaux E.M. Valentine et I.R. Wood**

En 1979 E.M Valentine et I.R.Wood ont étudié la croissance de la dispersion causée par les zones de piégeage à côté des rugosités. Ce mécanisme déjà inclut dans un modèle 2D établi par les mêmes auteurs en (1977) a été étendu aux écoulements 3D simples (**Valentine, Wood, 1979**).

Dans l'équation Eulérienne de la dispersion, les termes de diffusion turbulente longitudinale ont été négligés puisqu'il a été démontré par le modèle 2D qu'elle représente moins de 1% de la variation du nuage dispersif.

Il a aussi été supposé que la région est divisée en une zone d'écoulement et une zone contenant les tourbillons piégeant (zones mortes) ; que le taux de transfert de masse à travers l'interface «écoulement principal / zones mortes» est proportionnel à la différence de concentration des deux zones et à la vitesse moyenne à travers la zone d'écoulement. Le taux de changement de la concentration dans la zone morte du lit (ou sur les berges) s'écrit :

$$\frac{\partial \omega_b}{\partial t} = \frac{K \bar{U}}{d_b} (C_\delta - C\omega) \quad (\text{II-16})$$

où,  $\bar{U}$  est la vitesse moyenne d'écoulement.

$d_b$  : La profondeur des zones mortes dans le lit.

$C_\delta$  : La concentration moyenne dans l'élément adjacent à la zone morte.

$\omega_b$  : Concentration moyenne dans le lit des zones mortes.

$K$  : est une valeur déterminée par une série d'expériences.

Il est à noter que ces hypothèses sont appropriées à des géométries rectangulaires simples ce qui n'est pas toujours le cas des rivières naturelles.

Les conditions aux limites posées sont :

- Pas de flux de traceur à travers la surface libre ou les surfaces limites solides pour le cas où il n'y a pas de zone morte.
- La distribution des vitesses est déterminée en mesurant la vitesse moyenne de chaque élément à travers la section.
- Les diffusivités tourbillonnaires transversale et verticale sont prises égales à :

$$\varepsilon_y = D_1 \psi_1(y, z) \quad \text{et} \quad \varepsilon_z = D_2 \psi_2(y, z)$$

$D_1$  et  $D_2$  sont les valeurs moyennes de diffusivité à travers la section d'écoulement ;  $\psi_1(y, z)$  et  $\psi_2(y, z)$  fonctions décrivant la distribution de la diffusivité tourbillonnaire dans la zone d'écoulement ; Ces fonctions ont un profil logarithmique pour la diffusivité verticale :

$$\psi_1(\eta) = 6 \eta (1 - \eta)$$

avec,  $\eta$  coordonnées adimensionnelle verticale.

Aucune relation analytique similaire pour la fonction de distribution de la diffusivité transversale  $\psi_2(y, z)$  n'a été donnée, mais Fischer suggéra que :

$$D_2 = C_m y_m U^*$$

avec,  $C_m$  facteur empirique.

Des expériences au laboratoire ont été faites en supposant le nuage de polluant comme un nuage glacé; puisque le taux d'évolution de la forme de ce nuage est petit par rapport à sa vitesse de transport. Le but de ces expériences est de déterminer les profils des vitesses des diffusivités.

D'autres expériences ont été réalisées sur le canal naturel de la plaine de Canterbury dans le sud de l'Islande afin de tester le modèle pour le cas où le piégeage est important.

## Résultats et comparaisons

### • Vitesses et déplacements

Dans la figure II-10 sont représentés les graphes de déplacement du nuage dispersif en fonction du temps avec la supposition de nuage glacé pour les deux cas rugueux et lisse.

On remarque que la vitesse principale du nuage dispersif est plus importante lorsque le canal est lisse que celle évaluée pour un canal rugueux.

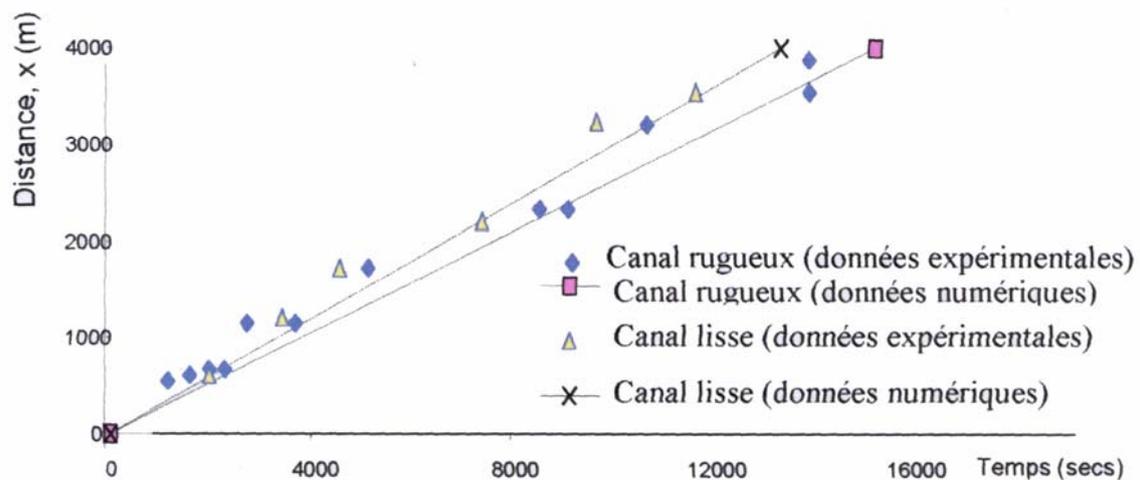


Figure II- 10 : Déplacement du nuage de points en fonction du temps pour une comparaison des données numériques et des données de terrain.

### • Variance

Les graphes de la variance temporelle  $\sigma_t^2$  du temps moyen de traversée sont montrés dans la figure II-11. A et B montrent la variance du temps pour des sections d'écoulement rugueux avec et sans zones mortes, C et D sont les mêmes courbes pour des sections lisses.

Toutes les courbes montrent une période initiale où le taux de croissance de la variance augmente avec le temps, suivie d'une période où la variance devient linéaire appelée communément période de Taylor.

Les points expérimentaux montrent un taux de croissance de la variance temporelle légèrement plus important que les courbes numériques (voir A et C), cela est dû à la sous-estimation théorique du volume de la zone morte. L'importance des zones mortes est bien mise en évidence en comparant les courbes calculées numériquement avec et sans zones mortes donc A avec B et C avec D.

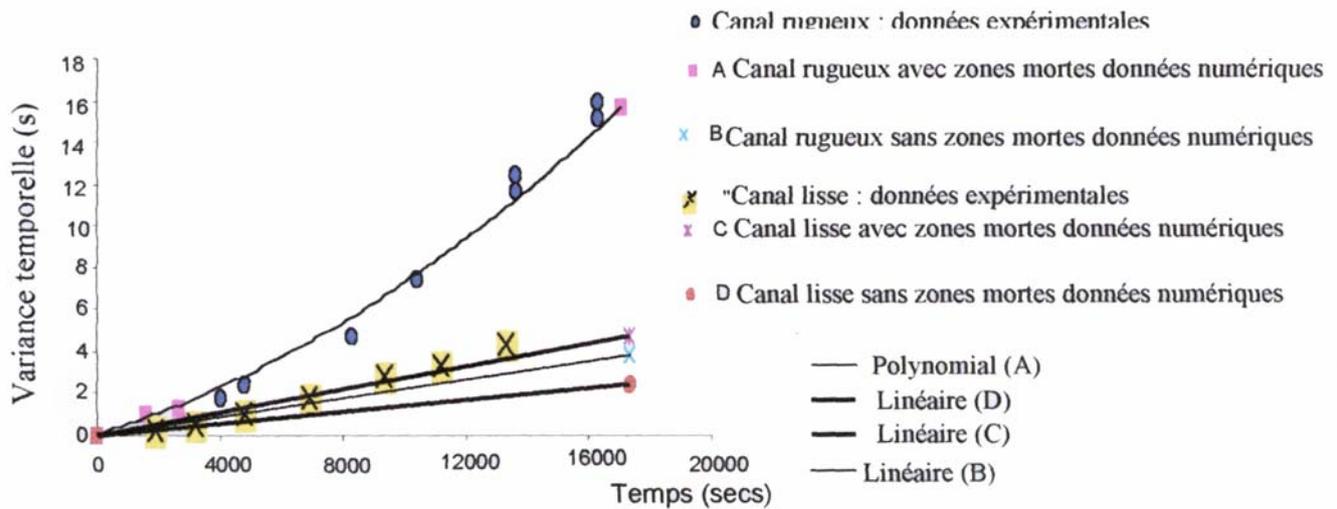


Figure II- 11 : Variance temporelle en fonction du temps pour une comparaison des données de terrain et des données numériques.

• **Coefficient de dispersion longitudinale**

Les coefficients de dispersion longitudinale exprimés par :

$$K_x = \frac{1}{2} \bar{U}^2 \text{nuage} \left( \frac{\sigma_{t2}^2 - \sigma_{t1}^2}{t_2 - t_1} \right)$$

ont été calculés pour les données calculées numériquement et les données mesurées sur le terrain et comparés aux coefficients donnés par Fischer. Un bon accord a été trouvé entre eux.

Ce travail soutient l'idée de l'hypothèse de Taylor selon laquelle après une certaine distance, on atteint une diffusité où le coefficient de dispersion peut être considéré constant; et met en évidence le rôle important que joue le mécanisme de zone morte associé à la rugosité naturelle dans le processus de dispersion en augmentant le coefficient de dispersion et en retardant la période de Taylor.

**6. Travaux H. M. Leisman et E. Ofrind**

En 1989, H. M. Leisman et E. Ofrind (**Leismann, 1989**) ont présenté un nouveau schéma d'intégration avec matrice symétrique positive définie pour la résolution numérique des équations de transport Advectif -Dispersif.

Ce schéma fournit un algorithme simple et robuste pour la simulation détaillée à 2D ou 3D en éléments finis de l'équation de transport sur un domaine à géométrie complexe ;

Contrairement aux schémas conventionnels dont les grandes matrices générées rendaient non pratique la résolution directe des équations matricielles.

La symétrie est atteinte en discrétisant les termes advectifs en backward différence ce qui ne donne pas à priori des résultats avec une précision et une stabilité satisfaisantes. Pour remédier à ce cela, une compensation a été introduite à l'aide d'un terme de diffusion artificielle (utilisé déjà par Van Genuchten en 1977 et Van Genuchten et Gray en 1978) sous forme tensorielle similaire au tenseur de dispersion physique, aussi par un choix judicieux des coefficients de pondération qui ont été pris égaux à :

- 0 pour le coefficient de pondération du terme advectif ce qui le place dans les niveaux de temps précédents seulement ;
- 1 pour le coefficient de pondération des termes dispersifs ;
- 1/2 pour le coefficient de pondération du terme de diffusion artificielle.

Ce schéma inconditionnellement stable et du second ordre de précision donne des résultats d'une précision équivalente à celle atteinte par le schéma semi- implicite de Cranck Nicholson.

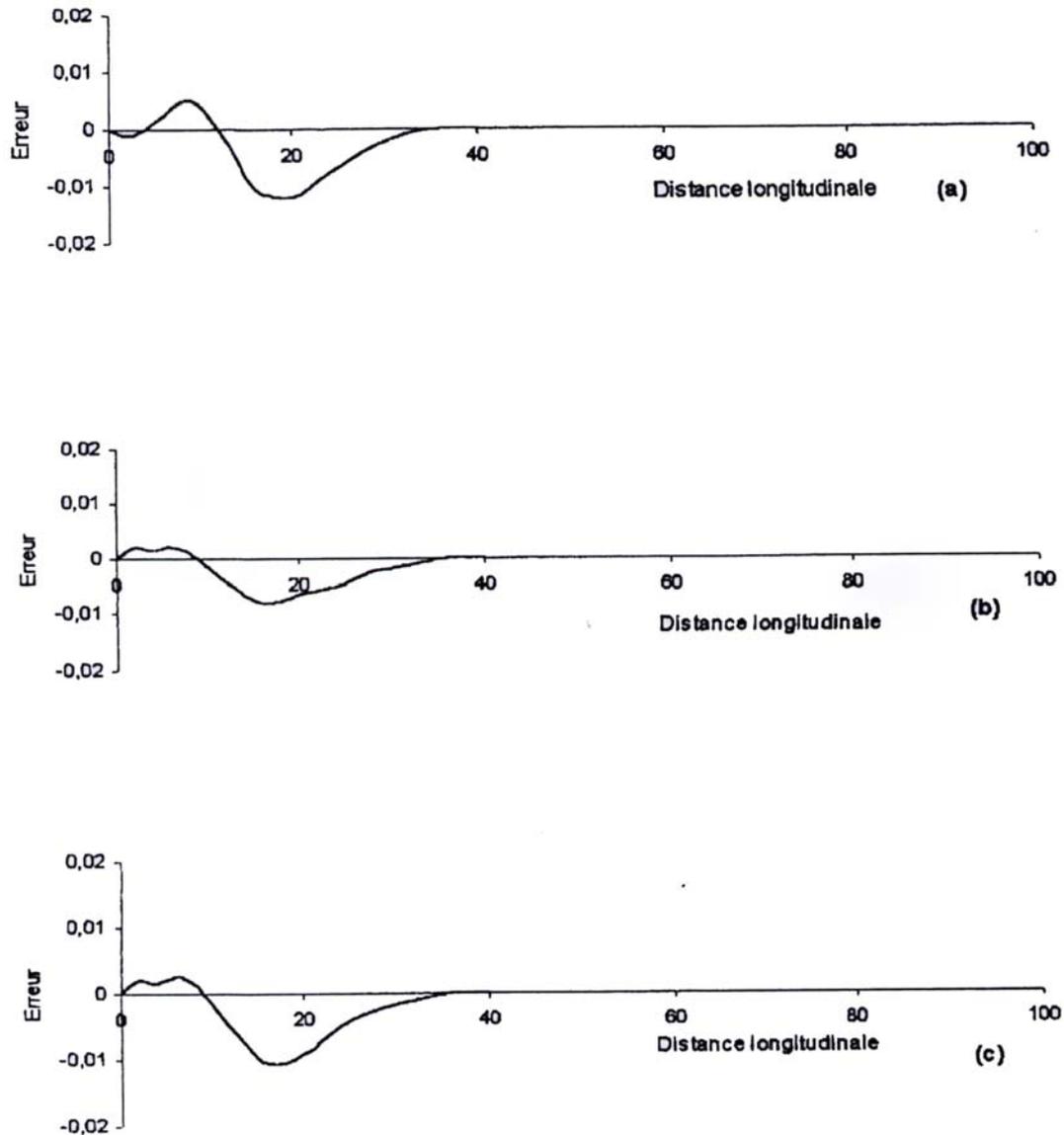
Un choix judicieux du coefficient de pondération du terme de diffusion artificielle permet d'atteindre une précision du troisième ordre avec des contraintes de stabilité à respecter.

La comparaison de la précision du nouveau schéma présenté avec celle du schéma standard de Cranck Nicholson, a été établie en appliquant ces deux schémas à un domaine rectangulaire avec un écoulement unidirectionnel. L'intégration spatiale pour le schéma numérique spatial est basée sur des éléments quadrilatéraux avec des fonctions de base linéaires. Les solutions numériques sont pour les deux schémas d'une grande précision sans grandes différences entre elles.

Les résultats de comparaison sont représentés dans la figure II-12 en terme d'erreur qui est défini comme la différence entre la solution analytique et la solution numérique. Pour cela les solutions analytiques développées par Cleary (1978) ont été utilisées.

La figure montre que les schémas de résolution qui produisent des résultats similaires avec,  $\Delta t = 10$  à  $t = 160$  unités de temps.

La solution obtenue par la matrice symétrique du second ordre est meilleure que celles obtenues par les deux autres, bien que la différence soit minimale.



**Figure II- 12 :** Erreur à 160 unités de temps ;  $\Delta t=10$ .  
**(a)** Schéma de Cranck Nicholson ;  
**(b)** Schéma de la matrice symétrique du second ordre ;  
**(c)** Schéma de la matrice symétrique du troisième ordre.

## 7. Travaux S. E. Heslop et C. M. Allen

En 1993 S. E. Heslop et C. M. Allen ont élaboré un programme d'étude comprenant à la fois des travaux sur le terrain et des travaux de modélisation (**Heslop, Allen, 1993**). Les études pratiques consacrées à la structure turbulente de la rivière de Severn ont permis de définir les paramètres du modèle probabiliste bidimensionnel de déplacement d'une particule. Le modèle a été ensuite utilisé pour simuler la dispersion dans deux biefs de la rivière Severn.

Contrairement au modèle traditionnel de la dispersion par advection et diffusion :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \nabla C = D \nabla^2 C \quad (II-17)$$

qui tient compte des valeurs moyennes de la concentration et de la vitesse d'écoulement, et dont la résolution analytique donne des distributions gaussiennes de la concentration moyenne hors qu'il est très important de connaître les valeurs extrêmes des concentrations de matières toxiques dans les cours d'eau. Le modèle de déplacement probabiliste basé sur une formulation Lagrangienne utilise les composantes de la vitesse turbulentes obtenues à partir de mesures faites dans la rivière de Severn.

La simulation de ce modèle est faite sur les deux biefs Monford et Leighton de la rivière Severn sous les configurations suivantes:

**a-** L'émission de la pollution se fait uniformément sur une ligne verticale avec un nombre de Reynolds de l'ordre de 1000. Cette configuration est utilisée initialement pour voir le comportement de la distribution de concentration à des distances  $x'=200$  et  $x'=800$  à l'aval de l'écoulement.

**b-** L'émission du polluant se fait uniformément sur une surface verticale pour un nombre de Reynolds  $Re = 55000$  ; Les mesures de concentration se font à une distance  $x'=2000$ .

**c-** L'émission est la même que dans (b) mais le nombre de Reynolds est de l'ordre de 55000. Cette configuration est utilisée pour simuler la dispersion dans les deux biefs de la Severn à des distances  $x'=1420$  et  $x'=2336$  pour le Monford, et à une distance  $x'=1290$  et  $x'=2070$  pour le leighton.

Les distributions de concentrations résultant de ces simulations sont comparées avec les distributions de concentrations mesurées à des stations d'échantillonnage se trouvant à la même distance. Les résultats de ces configurations sont représentés dans les figures II-13, II-14 et II-15.

Dans la figure II-13 qui correspond à la configuration (a), on remarque que plus la distance augmente, la valeur du Pic diminue et le profil de concentration tend vers un profil Gaussien.

La figure II-14 montre les deux profils de concentrations pour les deux nombres de Reynolds  $Re = 1000$  et  $Re = 55000$ , où on constate que la croissance du nombre de

Reynolds mène à des temps de traversée moins importants et à un profil de concentrations plus pointu.

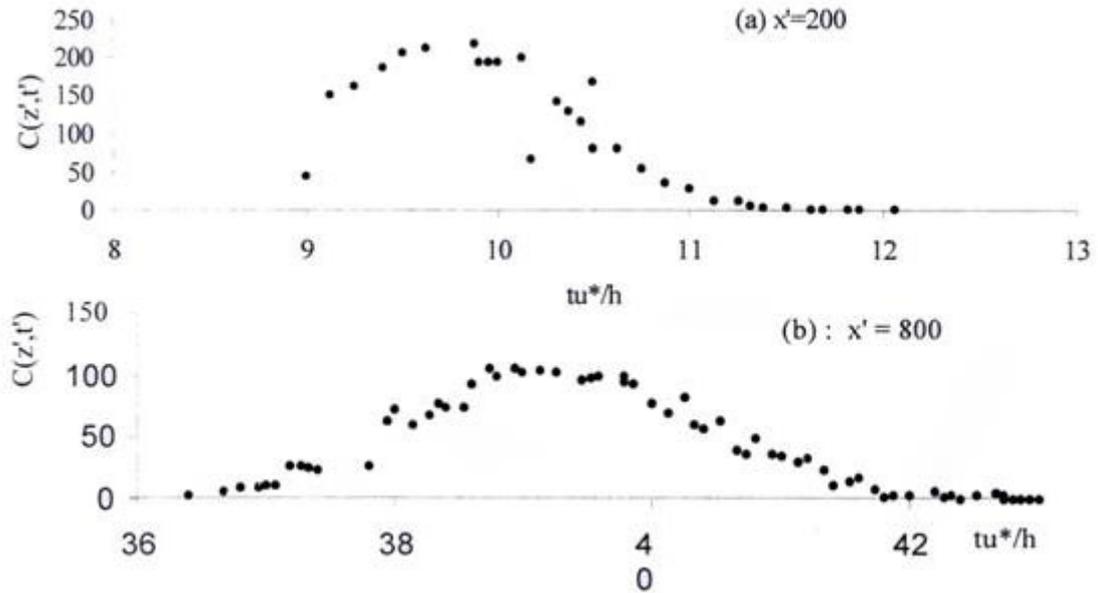


Figure II- 13 Distribution de concentration moyennée sur la verticale mesurée à deux stations d'échantillonnage en aval, pour une émission uniforme en surface Montfort.

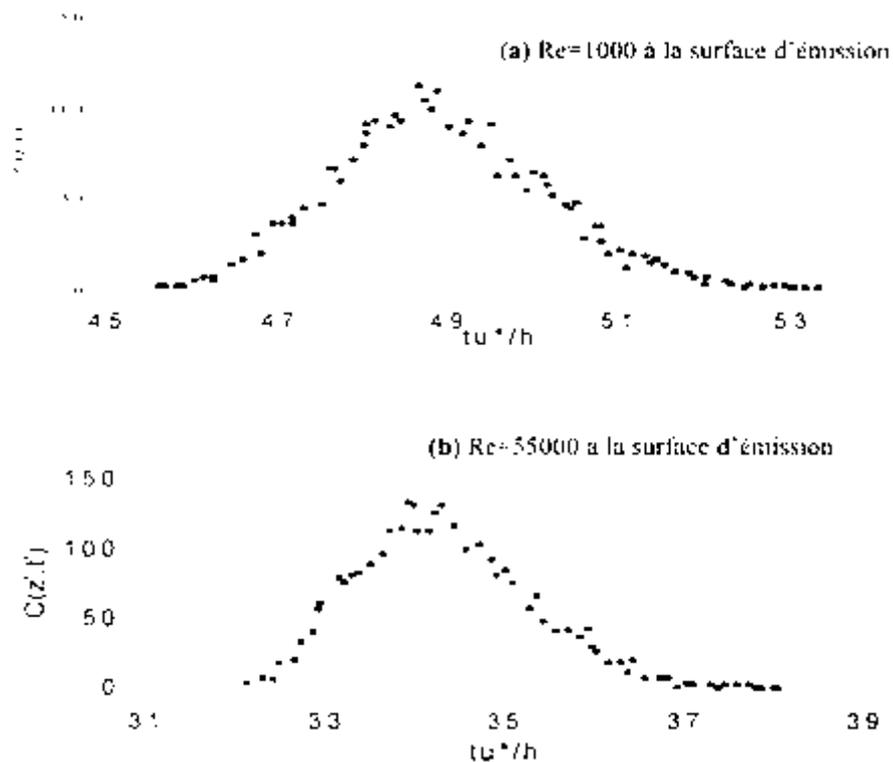
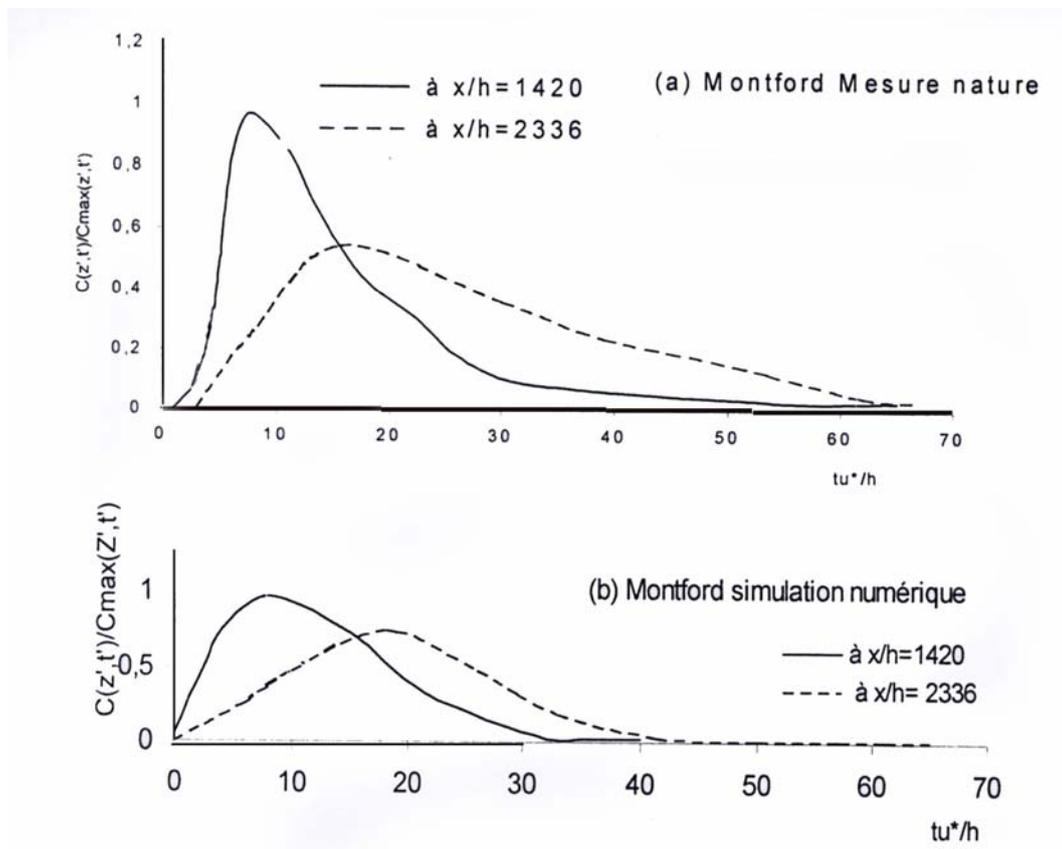


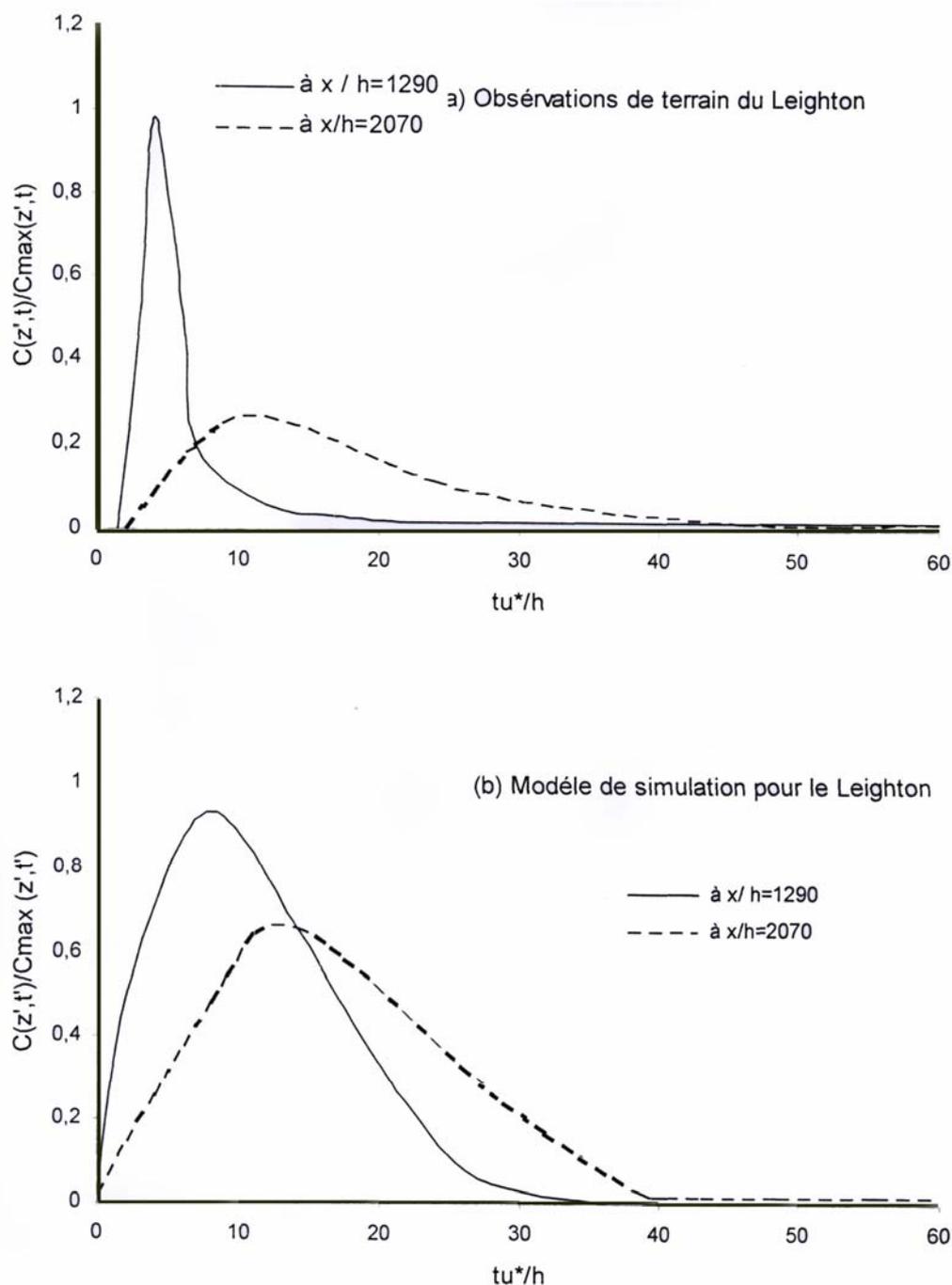
Figure II- 14 Distribution de la concentration moyennée sur la verticale mesurée à une section aval  $x'=1000$  pour deux nombres de Reynolds différents :  
 (a)  $Re=1000$  et (b)  $Re=55000$ .

Les résultats de la simulation pour les deux biefs (configuration –c) de la Severn sont représentés dans les Figures (II-15) et (II-16) avec des valeurs mesurées correspondantes pour la comparaison. Les résultats montrent un bon accord entre les distributions des valeurs mesurées et des valeurs simulées de la concentration pour le bief Monford (Figure II-15), bien que les pics de concentrations simulées sont beaucoup moins applicables pour les distributions de concentrations mesurées et simulées pour le bief de Leighton (Figure II-16).

Cela peut s'expliquer par le fait que la rivière de Severn sur le bief de Leighton est caractérisée par des sinuosités accentuées donc par un écoulement tridimensionnel ; ainsi le modèle de simulation bidimensionnel utilisé ne produit pas les valeurs mesurées avec précision. On voit ainsi que les distributions des concentrations mesurées sont caractérisées par des queues plus importantes que les distributions de concentration simulées. Cela est dû au fait que le modèle de prédiction utilisé ne prend pas en considération les effets des zones mortes qui ont un rôle important dans la production de ces queues.



**Figure II- 15** Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en aval pour une émission de pollution en surface à Montfort.  
(a) Mesures nature (b) Simulation numérique.



**Figure II- 16** Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en aval pour une émission de polluant en surface à Leighton.  
(a) Mesure naturelle et (b) Simulation numérique.

### 8. Travaux de B. Lin et K. Shino

En 1995, B. Lin et K. Shino ont développé un modèle numérique 3D pour étudier le phénomène de transport dans un écoulement à lit composé d'un canal principal et d'un canal de débordement (**Lin, Shino, 1995**); Caractérisé donc près du plan de jonction entre les deux canaux par des courants secondaires qui bien que représentant qu'un

petit pourcentage de la vitesse longitudinale, peuvent influencer le processus de transport d'une manière significative.

Les équations de Navier Stokes ont été résolues numériquement avec l'adjonction de modèles K-ε linéaire et non linéaire afin de prédire les champs des vitesses d'écoulement et les paramètres de la turbulence en posant comme conditions limites :

- A la surface libre la composante de la vitesse et les fluctuations turbulentes normales au plan et les dérivées normales de toutes les autres variables sont considérées nulles ;  
Sauf le taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente  $\Sigma$  dont l'expression pour le premier point de la grille de calcul à coté de la surface libre est donnée par Naot et Rodi (1982) :

$$\Sigma = C_u \frac{K^{3/2}}{\kappa} \left( \frac{1}{y'} + \frac{1}{0.07 * H} \right)$$

Où :  $y'$  est la distance jusqu'aux parois solides,  $\kappa$  constante de Von Karman,  $C_u$  coefficient numérique = 0.09,  $K$  Energie cinétique turbulente et  $H$  la profondeur d'écoulement.

Les champs de vitesse et de viscosité turbulente calculés ont été utilisés pour résoudre l'équation de transport, pour laquelle on impose la condition limite qu'aucun matériau n'est perdu à travers les limites de l'écoulement.

La procédure numérique de Pantanker et Spalding (1972) a été adoptée pour résoudre toutes les équations partielles avec des mailles de grille de calcul uniformes sauf à coté des parois solides où la taille des mailles est ajustée pour l'application de la fonction de parois.

Le modèle hydrodynamique et le modèle de transport ont été appliqués aux études expérimentales entreprises par Liang et Wood (1989). A partir des comparaisons détaillées faites, les conclusions tirées sont :

- Le modèle K- ε non linéaire prédit bien les deux vortex de chaque coté du plan de jonction entre le canal principal et le canal de débordement.  
- La tension de cisaillement dans le lit prédite par les deux modèles sont généralement en bon accord avec la tension de cisaillement mesurée dans le lit.

- La valeur de la viscosité tourbillonnaire adimensionnelle  $\lambda = \frac{\gamma_t}{U_* H}$  ( $\gamma_t$  : viscosité tourbillonnaire turbulente,  $U_*$  vitesse de cisaillement et  $H$  profondeur d'écoulement)

prédite par le modèle K- $\epsilon$  non linéaire à coté du plan de conjonction est 10% plus petite que celle prédite par le modèle K- $\epsilon$  linéaire. La valeur de  $\lambda$  prédite est environ 20% plus grande que la valeur expérimentale obtenue par Shino et Knight (1991) au centre du canal principal, par contre elles sont similaires au centre du canal de débordement.

- Bien que les concentrations prédites par les deux modèles présentent certaines divergences avec les valeurs mesurées, la distribution de concentration du traceur prédite par le modèle K- $\epsilon$  non linéaire est meilleure que celle prédite par le modèle linéaire K- $\epsilon$  (Voir tableau II-2 (a) et II-2(b)).
- L'influence signifiante de l'écoulement secondaire est démontrée par le comportement du transport à coté du plan de jonction entre les deux canaux d'écoulement.

**Tableau II- 1** Comparaison des concentrations à deux sections de mesures de chaque coté de l'interface entre les deux canaux d'écoulement 2.5 m du point d'injection.

a) Injection dans le canal principal à 20 mm du plan d'interface entre les deux parties du canal:

Distance jusqu'au lit d'écoulement	0.005	0.015	0.025	0.035	0.45	Erreur moyenne
Mesures	4.32	4.05	3.79	3.42	3.47	
Modèle K- $\epsilon$ non linéaire	3.92	3.86	3.79	3.71	3.65	0.212
Modèle K- $\epsilon$ linéaire.	3.78	3.74	3.68	3.62	3.59	0.256

b) Injection dans le canal de débordement à 20 mm du plan d'interface entre les deux parties du canal :

Distance jusqu'au lit d'écoulement	0.031	0.038	0.045	Erreur moyenne
Mesures	1.05	1.23	1.53	
Modèle K- $\epsilon$ non linéaire	1.53	1.58	1.63	0.31
Modèle K- $\epsilon$ linéaire.	1.85	1.85	1.86	0.57

### 9. Travaux de Z. Ahmad & U. C. Kothyari et K. G. Ranga Raju

Z. Ahmad et U. C. Kothyari ainsi que K. G. Rangarayu du département de génie civil de l'université de Roorkee de l'Inde (Ahmad, Kothyari, Ranga Raju, 1999) ont

constaté que la majorité des travaux effectués concernant la dispersion longitudinale dans les canaux à ciel ouvert ont été faites en supposant que les paramètres : A (section d'écoulement), V (vitesse d'écoulement) et  $D_L$  coefficient de diffusion sont considérés constants avec la distance, or que ce n'est pas toujours le cas.

Ils ont alors présenté un nouveau schéma aux différences finies pour la résolution de l'équation différentielle décrivant ce phénomène de dispersion.

$$\frac{\partial(AC)}{\partial t} + \frac{\partial(AUC)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial t} \left( AD_L \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (\text{II-18})$$

Cette dernière est établie en supposant que le polluant est conservatif, l'écoulement est permanent, mais pas uniforme, et que le mélange du polluant est complet sur toute la section d'écoulement. Elle représente la combinaison de deux types de mécanismes de transport : advection et diffusion.

L'estimation des composants de la diffusion peut être accomplie avec exactitude en utilisant une variété des méthodes des différences et éléments finis, alors qu'il est plutôt difficile d'atteindre suffisamment de précision dans la résolution numérique par la méthode des différences finies de la composante d'advection du fait qu'elle est atteinte par une diffusion numérique qui est parfois plus importante que la diffusion physique. De ce fait les chercheurs sur cités ont adapté une grille de calcul à dimensions spatiales variables, conçue de façon que les caractéristiques passent par les points de calcul pour la résolution par différence finie du processus de la diffusion.

La valeur du coefficient de dispersion longitudinale  $D_L$  dans les écoulements non uniformes varie avec la distance. Cela est dû à la variation des paramètres hydrauliques. Pour plus de simplicité, elle a été considérée linéaire d'où, on peut écrire :

$$D_L = D_t + A * X$$

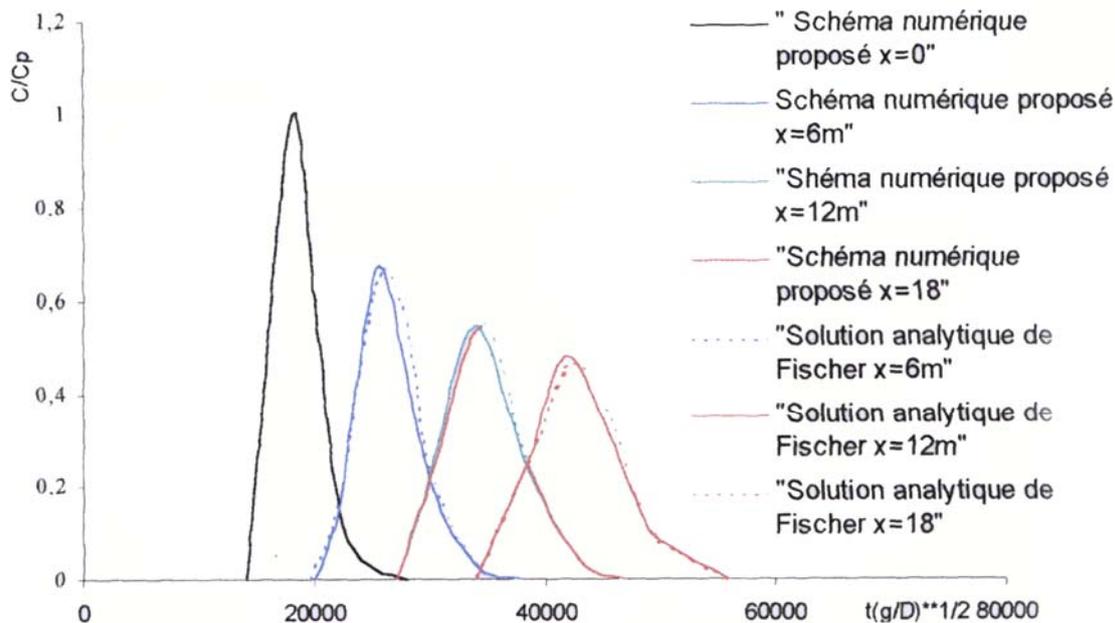
où,  $D_t$  est la valeur du coefficient de dispersion pour  $X=0$  et A coefficient empirique.

Les propriétés de l'écoulement considéré graduellement varié sont mesurées à des stations de mesure et les valeurs intermédiaires sont obtenues par interpolations. La vitesse et la profondeur d'écoulement en tout point entre les deux stations de mesure sont déterminées en résolvant les équations gouvernant les écoulements graduellement variés.

Ce schéma numérique est validé en comparant ces résultats avec ceux obtenus par le modèle analytique de Fischer (1968) et le modèle numérique de Jaque et Ball (1994).

La résolution de Fischer a été obtenue en utilisant les données des expériences de laboratoires de Ahmed (1997).

Les courbes, C-t calculées en aval de l'écoulement en utilisant la méthode analytique de Fischer et le schéma numérique présent, sont illustrées dans la Figure II-17 pour comparaison, un bon accord entre elles a été noté.

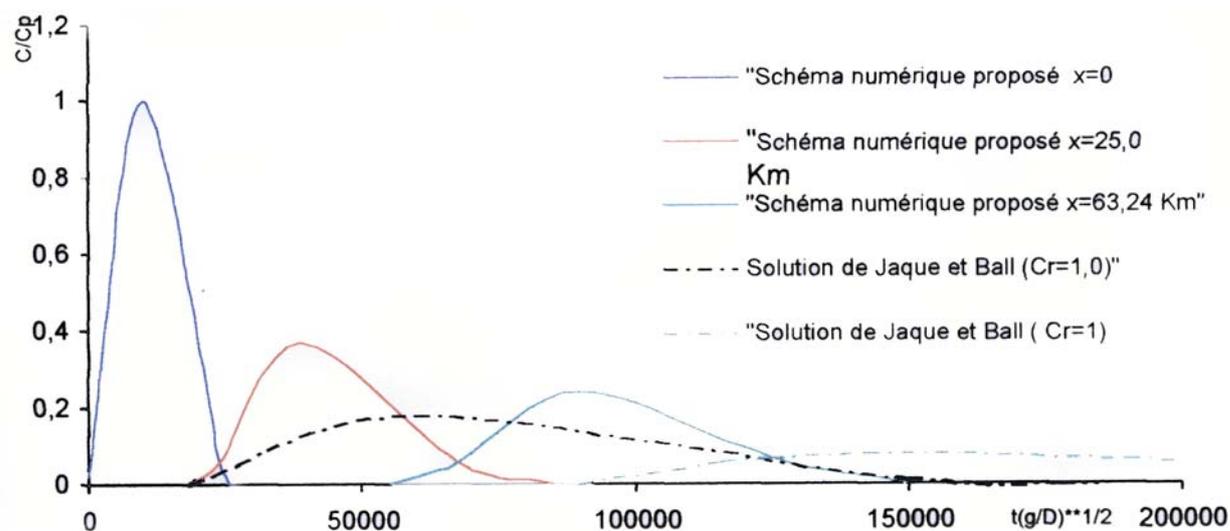


**Figure II- 17** Comparaison des résultats obtenus en utilisant la résolution analytique de Fischer et le schéma numérique proposé par les autres.

La résolution numérique proposée par Jaque et Ball (1994) pour la prédiction des courbes C-t donne des résultats presque identiques à ceux obtenus par la méthode proposée pour un nombre de courant  $Cr = 1$  (Voir Figure II-18)

Cependant les méthodes de résolution de Fischer et Jaque sont valides seulement sous des conditions d'écoulement uniforme.

Néanmoins ces méthodes peuvent être utilisées pour des écoulements non uniformes en considérant les propriétés moyennes de l'écoulement entre deux sections de calcul successives. Les approximations faites à travers ce genre de moyens des paramètres d'écoulement sont évaluées en faisant le calcul à l'aide du schéma numérique proposé ici.



**Figure II- 18** Comparaison des résultats obtenus en utilisant le schéma de Jaque et Ball et le schéma numérique proposé par les auteurs.

Les figures II-17 et II-18 illustrent la comparaison des simulations en considérant l'écoulement graduellement varié et en approximant l'écoulement à un écoulement uniforme pour des données de laboratoire de Ahmad (1997) et de terrain de Nordin et Sabol (1974) respectivement. On remarque bien dans ces figures la sensibilité des courbes  $C-t$  à la non uniformité de l'écoulement par l'affectation des pics de concentrations et des temps nécessaires pour les atteindre du fait que les paramètres d'écoulement ont été moyennés.

## 10. Travaux de M. Graba

En 2002, Graba (**Graba, 2002**) a présenté dans son mémoire de magistère en hydraulique (hydraulique générale) sous la direction S. Benmamar, l'étude de la simulation numérique de la dispersion de substances polluantes conservatives dans les écoulements turbulents à surface libre à travers la résolution numérique 2.5D, permettant une représentation précise des mécanismes responsables de cette dispersion et des phénomènes hydrodynamiques présents dans le milieu récepteur ; en particulier la turbulence qui joue un rôle essentiel dans la dispersion.

Graba a élaboré un modèle hydrodynamique 2.5D permettant de décrire les écoulements turbulents à surface libre caractérisés par une largeur aux moins cinq fois plus importante que la profondeur, ensuite elle a élaboré un système d'équations permettant de décrire la turbulence par intégration du modèle  $k-\varepsilon$  sur la profondeur.

La modélisation numérique par discrétisation du système d'équations est obtenue par un schéma aux différences finies qui est le schéma explicite de Mac Cormack, et à l'élaboration d'un programme numérique permettant la résolution de ce système d'équations.

Graba a donné une application du modèle numérique pour un cas de dispersion de pollution dans un écoulement uniforme. Les résultats obtenus sont analysés et comparés aux résultats de Fischer.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons mis en évidence les différents modèles existants (modèle probabiliste, modèle Fickien) pour décrire le phénomène de dispersion ainsi que les différentes manières d'approcher ce phénomène soit en considérant l'advection et la diffusion séparément ou en les associant.

Nous avons vu aussi la sensibilité de la dispersion au nombre de Froude (effet de suspension et de stratification), au régime d'écoulement, au type d'écoulement (Uniforme ou non uniforme) ainsi qu'aux zones mortes caractérisant les écoulements dans les cours d'eau naturels.

A travers l'étude bibliographique, nous remarquons qu'il existe très peu d'études expérimentales sur la dispersion de la pollution.

## *Chapitre III*

# *Modélisation mathématique de la dispersion d'un polluant passif dans un écoulement à surface libre*

## Chapitre III

## Modélisation mathématique de la dispersion d'un polluant passif dans un écoulement à surface libre

### A. MODELE HYDRODYNAMIQUE

L'étude de l'écoulement de l'eau à ciel est d'une extrême complexité ; l'écoulement à surface libre est caractérisé par l'existence d'une surface de séparation où s'exerce une pression égale à celle du gaz qui l'entoure. Cette surface libre est déformable ce qui permet des variations au niveau des sections d'écoulements suivants la longueur du courant.

L'écoulement à surface libre est uniforme si la profondeur d'écoulement ainsi que les autres paramètres, ne changent pas dans les diverses sections du canal. La pente du fond est égale alors à celle de la surface libre.

Dans le cas contraire, c'est-à-dire que si la profondeur et les autres paramètres ne sont pas constantes d'une section à une autre, l'écoulement est non uniforme ou varié. Dans ce cas d'écoulement, la pente du fond diffère de celle de la surface libre.

Lorsque, la hauteur  $H$  et les autres paramètres ne changent que très lentement d'une section à une autre, l'écoulement est graduellement varié et on peut admettre que l'écoulement est quasiment uniforme sur un petit tronçon où la vitesse reste relativement constante. Lorsque la hauteur  $H$  et les autres paramètres changent brusquement on dit que l'écoulement est rapidement varié.

Dans ce chapitre nous allons établir le modèle mathématique régissant les écoulements turbulents à surface libre.

#### A.1. Equations de base

Les équations de base régissant l'écoulement d'un fluide incompressible ( $\rho = \text{constante}$ ) sont les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement (Candel, 1995), (Jaeger, 1990).

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = 0 \quad (\text{III-1})$$

$$\left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) = F_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \nu \left[ \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} \right] - \left[ \frac{\partial \overline{u'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial z} \right] \quad (\text{III-2})$$

$$\left( \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} \right) = F_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial y} + \nu \left[ \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial z^2} \right] - \left[ \frac{\partial \bar{v}'u'}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}'v'}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}'w'}{\partial z} \right] \quad (\text{III-3})$$

$$\left( \frac{\partial \bar{w}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) = F_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial z} + \nu \left[ \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial z^2} \right] - \left[ \frac{\partial \bar{w}'u'}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}'v'}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}'w'}{\partial z} \right] \quad (\text{III-4})$$

avec,  $\nu = \frac{\mu}{\rho}$  : viscosité cinématique du fluide.

Les termes  $\overline{u'u'}$ ,  $\overline{u'v'}$ ,  $\overline{u'w'}$ ,  $\overline{v'v'}$ ,  $\overline{v'w'}$ ,  $\overline{w'v'}$ ,  $\overline{w'w'}$  donnent naissance aux tensions de Reynolds.

## A.2 Modèle hydrodynamique et hypothèses de base

Dans un grand nombre de cas d'écoulements à surface libre, la nature tridimensionnelle de l'écoulement est d'une importance secondaire. En effet, pour des canaux où la largeur est au moins cinq fois plus grande que la hauteur, l'écoulement peut être considéré comme bidimensionnel. Les rivières et les estuaires, constituent des exemples de ce type d'écoulement (**Abbott, 1979**), (**Gasiorek, Swaffield, 1985**), (**Sibony, Nordon, 1984**).

Dans les exemples qui nous intéressent, les dimensions x et y étant beaucoup plus importantes que la profondeur de l'eau, nous pourrions alors utiliser l'approximation Shallow water (eau peu profonde). Ainsi, les équations de Reynolds seront remplacées par les équations de Saint-Venant. Auparavant, nous rappelons les hypothèses adoptées par Saint-Venant :

- L'écoulement est considéré bidimensionnel.
- La pression est hydrostatique sur la profondeur car l'accélération verticale est

$$\text{négligeable devant l'accélération de la pesanteur donc} \quad : \quad \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} = g \frac{\partial H}{\partial x} \quad \text{et}$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial y} = g \frac{\partial H}{\partial y}.$$

- La variation de la masse volumique de l'eau est négligeable.
- Les variations verticales des deux composantes  $\bar{u}$  et  $\bar{v}$  sont faibles.
- Les pertes de charge générales sont celles d'un mouvement permanent et uniforme de même profondeur.
- Une pente de fond de canal faible.

Après avoir posé ces hypothèses, nous avons les équations suivantes :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} = 0 \tag{III-5}$$

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} = F_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial H}{\partial x} + \nu \left[ \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} \right] - \left[ \frac{\partial \overline{u'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \right] \tag{III-6}$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} = F_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial H}{\partial y} + \nu \left[ \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} \right] - \left[ \frac{\partial \overline{v'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'v'}}{\partial y} \right] \tag{III-7}$$

### A.2.1 Intégration des équations de Reynolds sur la profondeur

L'intégration des équations précédentes sur la profondeur constitue les équations de Saint Venant qui gouvernent les écoulements bidimensionnels à surface libre sur la base des hypothèses précédemment citées.

L'intégration des équations sur la profondeur se fait en utilisant la règle de dérivation sous le signe « somme ». Soit :

$$G(t) = \frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\tau} u \, dz = \int_{-h}^{\tau} \frac{\partial u}{\partial t} \, dz + \left[ u(\tau) \frac{\partial \tau}{\partial t} - u(-h) \frac{\partial (-h)}{\partial t} \right]$$

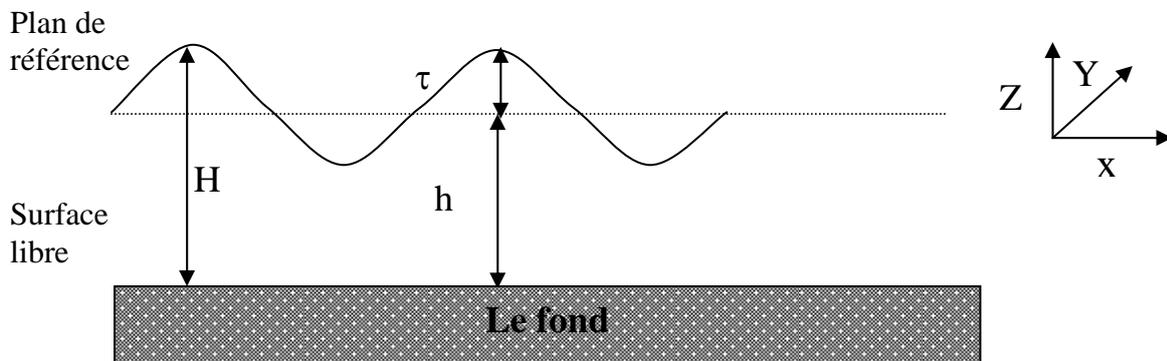


Figure III-1 : L'allure de la surface libre.

#### a. Intégration de l'équation de la conservation de la masse

$$\int_{-h}^{\tau} \left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} \right) dz = \int_{-h}^{\tau} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} dz + \int_{-h}^{\tau} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} dz$$

L'écoulement est moyennement permanent, nous définissons les vitesses moyennées sur la profondeur comme suit :

$$\bar{\bar{u}} = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\tau} \bar{u} \, dz ; \quad \text{et} \quad \bar{\bar{v}} = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\tau} \bar{v} \, dz ;$$

En tenant compte des conditions cinématiques déjà citées, l'équation intégrée devient :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u}H)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{v}H)}{\partial y} = 0$$

Ou encore :  $\frac{\partial \tau}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u}H)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{v}H)}{\partial y} = 0$ . Car,  $\frac{\partial H}{\partial t} = 0$  ; (la côte du fond est invariable dans le temps).

**b. Intégration de la deuxième et troisième équation de Reynolds**

En tenant compte des hypothèses posées et comme :

$$g \frac{\partial H}{\partial x} = g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial \tau}{\partial x} = g \frac{\partial \tau}{\partial x} \quad \text{et} \quad g \frac{\partial H}{\partial y} = g \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = g \frac{\partial \tau}{\partial y} \quad \text{car} \quad g \frac{\partial h}{\partial x} = g \frac{\partial h}{\partial y} = 0$$

Les équations (III-6) et (III-7) deviennent :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}\bar{u}}{\partial y} = F_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial x} + \nu \left[ \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} \right] - \left[ \frac{\partial \overline{u'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \right] \quad \text{(III-8)}$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial y} = F_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial y} + \nu \left[ \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} \right] - \left[ \frac{\partial \overline{v'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'v'}}{\partial y} \right] \quad \text{(III-9)}$$

**c. Intégration du premier et second membre des équations**

L'intégration du premier et second membre des équations (III-8) et (III-9) sur la profondeur donne après réarrangement :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{u}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{u}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = HF_x - gH \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{1}{\rho}(\Gamma_{wx} - \Gamma_{bx}) + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{xx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{xy}}) \right)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{v}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{v}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = HF_y - gH \frac{\partial \tau}{\partial y} + \frac{1}{\rho}(\Gamma_{wy} - \Gamma_{by}) + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{yx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{yy}}) \right)$$

avec,  $\Gamma_{wx}, \Gamma_{wy}$  : contraintes du vent;  $\Gamma_{bx}, \Gamma_{by}$  : contraintes du fond; et  $\Gamma_{xx}, \Gamma_{xy}, \Gamma_{yx}, \Gamma_{yy}$  sont les contraintes effectives.

$$\text{Sachant que : } -gH \frac{\partial \tau}{\partial x} = -gH \frac{\partial(H-h)}{\partial x} = -gH \left( \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \right) = -\frac{\partial \left( g \frac{H^2}{2} \right)}{\partial x} + gH \frac{\partial h}{\partial x}$$

Les équations régissant l'écoulement à surface libre, après intégration deviennent :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(\overline{H\bar{u}})}{\partial x} + \frac{\partial(\overline{H\bar{v}})}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{u}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{u}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = HF_x - \frac{\partial}{\partial x} \left( g \frac{H^2}{2} \right) + gHS_{ox} + \frac{1}{\rho} \Gamma_{wx} - gHS_{fx} + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{xx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{xy}}) \right)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{v}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{v}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = HF_y - \frac{\partial}{\partial y} \left( g \frac{H^2}{2} \right) + gHS_{oy} + \frac{1}{\rho} \Gamma_{wy} - gHS_{fy} + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{yx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{yy}}) \right)$$

Les différents termes dans les équations précédentes qui régissent notre écoulement sont :

$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{u}})$  : Accélération locale de l'écoulement,

$\frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{u}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}})$  : Accélération spatiale,

$HF_x$  : Force de Coriolis,

$-\frac{\partial}{\partial x}\left(g\frac{H^2}{2}\right)$  : Force de pression,

$gHS_{ox}$  : Force de gravité,

$\frac{1}{\rho}\Gamma_{wx}$  : Effet du vent,

$-gHS_{ox}$  : Frottement eau fond du canal,

$\frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{xx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{xy}})\right)$  : Contraintes effectives.

$S_{ox} = \frac{\partial h}{\partial x}$  et  $S_{oy} = \frac{\partial h}{\partial y}$  ; les pentes du canal dans les directions x et y respectivement.

### A.2.2 Hypothèses supplémentaires

Si on néglige la force de Coriolis et les contraintes du vent les équations (III-8) et (III-9) deviennent :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{u}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{u}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = -\frac{\partial}{\partial x}\left(g\frac{H^2}{2}\right) + gHS_{ox} - gHS_{fx} + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{xx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{xy}})\right)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{v}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{v}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = -\frac{\partial}{\partial y}\left(g\frac{H^2}{2}\right) + gHS_{oy} - gHS_{fy} + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{yx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{yy}})\right)$$

### Conclusion

Pour simplifier l'écriture, on pose :  $\bar{u} = \bar{\bar{u}}$  ,  $\bar{v} = \bar{\bar{v}}$ .

L'écoulement turbulent à surface libre est finalement régi par le système d'équations suivant :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(H\bar{u})}{\partial x} + \frac{\partial(H\bar{v})}{\partial y} = 0 \quad (III-10)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{u}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{u}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = -\frac{\partial}{\partial x}\left(g\frac{H^2}{2}\right) + gHS_{ox} - gHS_{fx} + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{xx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{xy}})\right) \quad (III-11)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\overline{H\bar{v}}) + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\bar{v}^2}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\bar{u}\bar{v}}) = -\frac{\partial}{\partial y}\left(g\frac{H^2}{2}\right) + gHS_{oy} - gHS_{fy} + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial}{\partial x}(\overline{H\Gamma_{yx}}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{H\Gamma_{yy}})\right) \quad (III-12)$$

**A.3 Modélisation des contraintes effectives**

J.Kuiperd et C.B Vreugdenhil (1973) ont modélisé les termes des contraintes des équations (III-11) et (III-12), en négligeant les contraintes visqueuses et en tenant compte que des contraintes turbulentes à l'aide de la viscosité turbulente comme suit :

$$\frac{1}{\rho H} \left( \frac{\partial}{\partial x} (H \Gamma_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \Gamma_{xy}) \right) = \nu_t \left( \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x^2} + \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial y^2} \right)$$

$$\frac{1}{\rho H} \left( \frac{\partial}{\partial x} (H \Gamma_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \Gamma_{yy}) \right) = \nu_t \left( \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial x^2} + \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial y^2} \right)$$

En posant :  $\bar{u} = \bar{u}, \bar{v} = \bar{v}$ , et en remplaçant (III-11) et (III-12) du modèle hydrodynamique, celles ci deviennent :

$$\frac{\partial}{\partial t} (H \bar{u}) + \frac{\partial}{\partial x} (H \bar{u}^2) + \frac{\partial}{\partial y} (H \bar{u} \bar{v}) = - \frac{\partial}{\partial x} \left( g \frac{H^2}{2} \right) + g H S_{ox} - g H S_{fx} + H \nu_t \left( \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} \right)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (H \bar{v}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \bar{v}^2) + \frac{\partial}{\partial x} (H \bar{u} \bar{v}) = - \frac{\partial}{\partial y} \left( g \frac{H^2}{2} \right) + g H S_{oy} - g H S_{fy} + H \nu_t \left( \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} \right)$$

**B. EQUATION DE TRANSPORT DU POLLUANT**

La partie suivante porte sur l'étude des phénomènes de dispersion de polluants conservatifs dans les écoulements à surface libre, et l'élaboration de l'équation de transport pour déterminer la concentration du polluant pour n'importe quelles conditions aux limites et initiales.

**B.1. Equations de base**

Le théorème de Leibnitz stipule que la variation dans le temps d'une grandeur physique f dont on souhaite établir le bilan dans un volume V appelé volume de contrôle et en l'absence de terme source s'écrit :

$$\frac{d}{dt} \int_V f dV = \int_V \frac{\partial f}{\partial t} dV + \int_S \mathbf{v}_i \cdot \vec{n} f dS \tag{III-13}$$

avec, S : surface extérieure du volume de contrôle;

$\mathbf{v}_i$  : Vitesse de déplacement des points de S;

$\vec{n}$  : Vecteur normal unitaire extérieur à la surface S.

Si on applique ce théorème sur le bilan de masse d'une substance de concentration  $c$  dans un volume de contrôle  $V$  et en l'absence de terme source, on a :

$$\frac{d}{dt} \int_V (\rho_s c) dV = \int_V \frac{\partial(\rho_s c)}{\partial t} dV + \int_S \rho_s c \vec{v}_i \cdot \vec{n} dS = - \int_S \vec{\xi}_i \cdot \vec{n} dS \quad (III-14)$$

où :  $\vec{\xi}$  ( $\text{kg.m}^{-2}\text{s}^{-1}$ ) représenté le flux de masse de la substance en question à travers la surface du volume de contrôle  $S$ . Il s'exprime par la loi de Fick :  $\vec{\xi} = - \rho_s D \overrightarrow{\text{grad}} c$  avec,  $D$  : Diffusion moléculaire ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

$\rho_s$  : Masse volumique de la substance.

En remplaçant dans l'équation de bilan de masse et en simplifiant par  $\rho_s$ , on peut donc écrire en chaque point :

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \text{Div}(c\vec{v}) = \text{Div}(D \overrightarrow{\text{grad}} c) \quad (III-15)$$

Cette équation est adaptée au transport dans les écoulements turbulents à l'aide de l'approche statique d'O. Reynolds qui consiste à décomposer chaque valeur instantanée en valeur moyenne plus une valeur fluctuante, donc :

$$c = \bar{c} + c' \quad \text{avec,} \quad \bar{c} = \frac{1}{\Delta t} \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} c \, dt \quad \text{et} \quad \bar{c}' = 0;$$

$$v_i = \bar{v}_i + v_i' \quad \text{avec,} \quad \bar{v}_i = \frac{1}{\Delta t} \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} v_i \, dt \quad \text{et} \quad \bar{v}_i' = 0$$

En remplaçant dans (III-15) et après l'application de l'opération moyenne d'ensemble on trouve :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} + \bar{c} \left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) = \text{Div}(D \overrightarrow{\text{grad}} \bar{c}) - \text{Div}(\bar{u}'c' + \bar{v}'c' + \bar{w}'c') \quad (III-16)$$

L'équation de continuité pour un fluide incompressible donne :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} = \text{Div}(D \overrightarrow{\text{grad}} \bar{c}) - \text{Div}(\bar{u}'c' + \bar{v}'c' + \bar{w}'c') \quad (III-17)$$

Le premier terme du second membre de l'équation (III-17) représente la diffusion moléculaire qui est en général négligeable devant le second terme  $\text{Div}(\bar{u}'c' + \bar{v}'c' + \bar{w}'c')$  (Hug, 1995).

Les nouvelles inconnues  $\overline{u'c'}$ ,  $\overline{v'c'}$  et  $\overline{w'c'}$  représentent les termes de corrélation entre les fluctuations de vitesse et les fluctuations de concentration. La modélisation de ces termes la plus simple et la plus utilisée dans les applications pratiques consiste à introduire une diffusivité turbulente  $D_t$  d'une manière analogue à la viscosité turbulente (Rodi, 1980) :

$$\overline{u'c'} = -D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}, \quad \overline{v'c'} = -D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \quad \text{et} \quad \overline{w'c'} = -D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial z}$$

Cette diffusivité turbulente s'exprime dans la même unité que la viscosité turbulente (en  $m^2/s$ ), et leur rapport  $S_{ct}$  s'appelle nombre de Schmidt turbulent avec,  $S_{ct} = \frac{\nu_t}{D_t}$

L'équation (III-17) devient donc :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} \right) \quad \text{(III-18)}$$

De la même manière que pour les équations du modèle hydrodynamique il sera donc raisonnable d'intégrer l'équation bidimensionnelle de transport sur la profondeur qui constitue notre modèle de transport.

## B.2 Intégration de l'équation de transport sur la profondeur

L'équation bidimensionnelle de transport s'écrit :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}\bar{c}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}\bar{c}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \right) \quad \text{(III-19)}$$

En considérant que la concentration au fond et à la surface libre est nulle, les termes entre crochets s'annulent. D'où l'intégration du premier membre donne :

$$\int_{-h}^{\tau} \left( \frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}\bar{c}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}\bar{c}}{\partial y} \right) dz = \frac{\partial}{\partial t} (H\bar{c}) + \frac{\partial}{\partial x} (H\bar{c}\bar{u}) + \frac{\partial}{\partial y} (H\bar{c}\bar{v})$$

L'intégration du second membre de l'équation (III-19), en considérant les conditions cinématiques et que la concentration au fond et à la surface est nulle, donne :

$$\int_{-h}^{\tau} \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_t \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \right) \right] dz = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_t \frac{\partial H\bar{c}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_t \frac{\partial H\bar{c}}{\partial y} \right)$$

L'équation de transport s'écrit finalement

$$\frac{\partial}{\partial t} (Hc) + \frac{\partial}{\partial x} (Hc\bar{u}) + \frac{\partial}{\partial y} (Hc\bar{v}) = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_t \frac{\partial Hc}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_t \frac{\partial Hc}{\partial y} \right) \quad \text{(III-20)}$$

avec :  $c = \bar{c}$ ,  $\bar{u} = \bar{u}$ , et  $\bar{v} = \bar{v}$  pour simplifier l'équation.

### Conclusion

Après élaboration de l'équation régissant le phénomène de transport, nous avons eu le système d'équations représentant le modèle mathématique suivant :

- $\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(H\bar{u})}{\partial x} + \frac{\partial(H\bar{v})}{\partial y} = 0$
- $\frac{\partial}{\partial t}(H\bar{u}) + \frac{\partial}{\partial x}(H\bar{u}^2) + \frac{\partial}{\partial y}(H\bar{u}\bar{v}) = -\frac{\partial}{\partial x}\left(g\frac{H^2}{2}\right) + gHS_{ox} - gHS_{fx} + H\bar{v}_t\left(\frac{\partial^2\bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\bar{u}}{\partial y^2}\right)$
- $\frac{\partial}{\partial t}(H\bar{v}) + \frac{\partial}{\partial y}(H\bar{v}^2) + \frac{\partial}{\partial x}(H\bar{u}\bar{v}) = -\frac{\partial}{\partial y}\left(g\frac{H^2}{2}\right) + gHS_{oy} - gHS_{fy} + H\bar{v}_t\left(\frac{\partial^2\bar{v}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\bar{v}}{\partial y^2}\right)$
- $\frac{\partial(H\bar{K})}{\partial t} + \frac{\partial(H\bar{u}\bar{K})}{\partial x} + \frac{\partial(H\bar{v}\bar{K})}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial(H\bar{K})}{\partial x}\right] + \frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial(H\bar{K})}{\partial y}\right] + \frac{v_t}{H}\left[2\left(\frac{\partial(H\bar{u})}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial(H\bar{u})}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial(H\bar{u})}{\partial y} + \frac{\partial(H\bar{v})}{\partial x}\right)^2\right] + \left(\frac{g}{C_h^2}\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}\right)^3 - \bar{\Sigma}H$
- $\frac{\partial(H\bar{\epsilon})}{\partial t} + \frac{\partial(H\bar{u}\bar{\epsilon})}{\partial x} + \frac{\partial(H\bar{v}\bar{\epsilon})}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial(H\bar{\epsilon})}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial(H\bar{\epsilon})}{\partial y}\right) + \frac{\bar{\epsilon}}{K}\left[C_1P_h - C_2\bar{\epsilon}H\right] - P_\epsilon$
- $\frac{\partial}{\partial t}(Hc) + \frac{\partial}{\partial x}(Hc\bar{u}) + \frac{\partial}{\partial y}(Hc\bar{v}) = \frac{\partial}{\partial x}\left(D_t \frac{\partial Hc}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(D_t \frac{\partial Hc}{\partial y}\right)$

avec,

$$P_h = \frac{C_\mu}{H\bar{\epsilon}} \left[ 2\left(\frac{\partial(H\bar{u})}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial(H\bar{v})}{\partial y}\right) + \left(\frac{\partial(H\bar{u})}{\partial y} + \frac{\partial(H\bar{v})}{\partial x}\right)^2 \right],$$

$$P_k = \frac{g}{C_h^2} q^3 \quad ; \quad P_\epsilon = \frac{C_2 C_\mu^{1/2} g^{5/4} q^4}{H D^{1/2} C_h^{5/2}} \quad ; \quad q = \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2} \quad \text{et} \quad D_t = \frac{v_t}{S_{ct}} = \frac{C_u}{S_{ct}} \frac{K^2}{\epsilon}$$

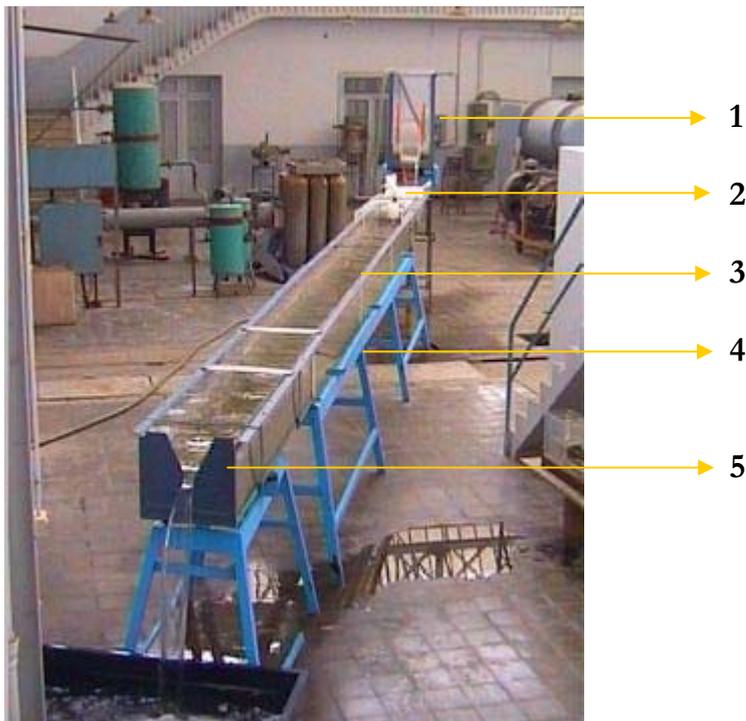
## *Chapitre IV*

*Etude expérimentale  
de la dispersion d'un  
polluant dans un  
canal rectangulaire*

## Chapitre IV

**Etude expérimentale de la dispersion  
d'un polluant dans un canal rectangulaire****1. Installation expérimentale**

L'installation sur laquelle sont effectués les différents essais est dans sa totalité en plexiglass et ses supports sont en acier (Photographie IV-1).



**Photographie IV-1 :** Installation expérimentale.

- 1 : Réservoir.
- 2 : Réservoir polluant.
- 3 : Canal.
- 4 : Support en bois.
- 5 : Déversoir.

Elle contient de l'amont vers l'aval les éléments suivants.

### 1.1. Réservoir

Un réservoir en plexiglass de 51.5 cm de largeur, 51.5 cm de Longueur et 124 cm de hauteur, est posé sur un support en bois de 150 cm de hauteur. Il est muni d'une plaque tranquillisante afin d'éliminer toute forme de vibration (Photographie IV-2).

Le réservoir est alimenté, en eau, à partir d'une conduite se raccordant au château d'eau du laboratoire, alimenté à son tour à l'aide d'une pompe centrifuge.



Photographie IV-2 : Réservoir.

### 1.2. Réservoir du polluant

L'injection du polluant se fait à l'aide d'un système de deux bacs, le premier alimentant le deuxième. Ce système permet de garder la charge constante dans le second bac afin d'obtenir un débit d'injection constant. Le système d'injection du polluant est placé à l'extrémité amont du canal.

Dans notre expérience, nous avons traité le mode d'injection axial obtenu à l'aide d'un tuyau fixé au centre de la section mouillée ( $X = 0$ ) (Photographie IV-3).



Photographie IV-3 : Réservoir du polluant.

### 1.3. Canal rectangulaire

Le canal utilisé est un canal rectangulaire de 0.39 mètres de largeur, de 10 mètres de longueur et de 0.39 mètres de hauteur (Photographie IV-4). Ses parois sont en plexiglass transparent permettant la bonne vision de l'écoulement. Il est porté sur un support horizontal de 1,2 mètres de hauteur.

A l'entrée du canal, des billes sont disposées avec un grillage pour jouer le rôle d'un tranquillisant.

Le fond du canal est couvert d'une couche de sable d'environ 3 cm d'épaisseur ramené de oued El-Harrach, pour avoir un écoulement similaire à celui d'un cours d'eau naturel.



Photographie IV-4 : Canal rectangulaire.

### 1.4. Déversoir triangulaire

A l'aval du canal est installé un déversoir triangulaire vertical à mince paroi. Ce dernier est formé d'une échancrure en V symétrique d'un angle  $\beta = 34^\circ$ . La paroi du déversoir est lisse et plane, elle est perpendiculaire aux parois et au fond du canal. (Photographie IV-5).



Photographie IV-5 : Déversoir triangulaire.

## 2. Polluants utilisés

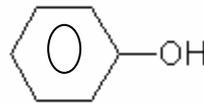
### 2.1. Polluant passif

Le polluant utilisé est une solution saline à base de NaCl. Ce dernier est un solide qui se dissout et s'ionise dans l'eau. La concentration de la solution utilisée est de 20g/l, injectée dans le canal avec un débit constant de 30 ml/s.

Le choix du polluant a été fait essentiellement en fonction de la disponibilité du produit et du moyen de mesure ; qui est un conductimètre, disponible dans le laboratoire, permettant de mesurer la conductivité, la salinité et la concentration en NaCl.

### 2.2. Polluant actif

Sous le terme de phénols, on désigne habituellement un ensemble de composés hydroxylés du benzène. La présence du phénol dans l'environnement provient des eaux résiduaires et des flux d'air projetés lors de la production, de la transformation ou de l'utilisation du phénol. Sa formule chimique générale est  $C_6H_5OH$  et sa formule développée est la suivante :



Le phénol est plus lourd que l'eau et tend à se déposer. Il se dissout lentement et même dilué continue de former des solutions toxiques.

Pour nos expériences, nous avons utilisé une solution de 50 mg/l de phénol, injectée à un débit constant de 30 ml/s.

## 3. Moyens de mesure

### 3.1 Mesure du débit

Le débit est mesuré en aval du canal à l'aide d'un déversoir triangulaire.

#### 3.1.1. Présentation du déversoir

Un déversoir est un orifice ouvert à sa partie supérieure.

Le déversoir à mince paroi de largeur  $b$  permet de déterminer le débit  $Q$  en connaissant uniquement la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage. Ce type d'ouvrage constitue donc une structure permettant la mesure du débit.

Si la paroi est placée verticalement dans un canal rectangulaire prismatique, la crête ayant la forme de la figure IV.1 et la nappe étant suffisamment aérée, cette structure est appelée

« déversoir à paroi mince standard » (Sinninger, Hagger, 1989).

Un tel ouvrage est caractérisé par une hauteur  $P$  du fond du canal jusqu'à la crête, sa largeur  $b$  et la hauteur d'eau déversante  $h_d$  (figure IV-1).  $H$  est la charge amont sur le déversoir.

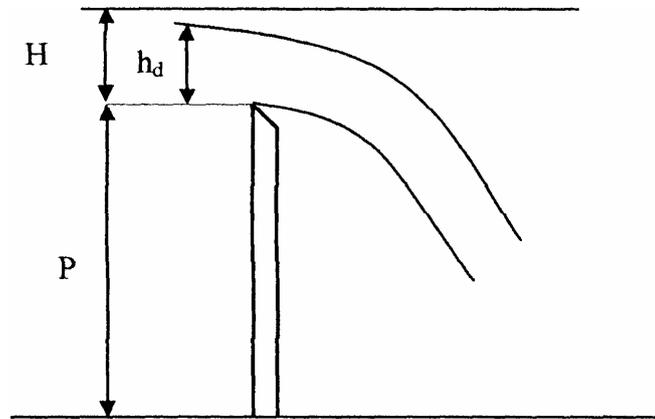


Figure IV- 1 : Déversoir à mince paroi.

### 3.1.2. Déversoir triangulaire

La détermination du débit par un déversoir triangulaire (figure IV-2), est établie à partir de l'expression suivante :

$$dQ = b\mu\sqrt{2g} dh, \text{ ceci donne : } Q = \mu \int_0^H 2(H - h_d)\text{tg}(\beta/2)\sqrt{2gh_d} dh$$

avec,  $b$  : largeur du déversoir ou largeur de l'échancrure (m);

$P$  : hauteur de la pelle (m);

$B$  : largeur du canal (m);

$H$  : hauteur de l'échancrure (m);

$h_d$  : hauteur d'eau déversée (m);

$\beta$  : L'angle d'échancrure (m).

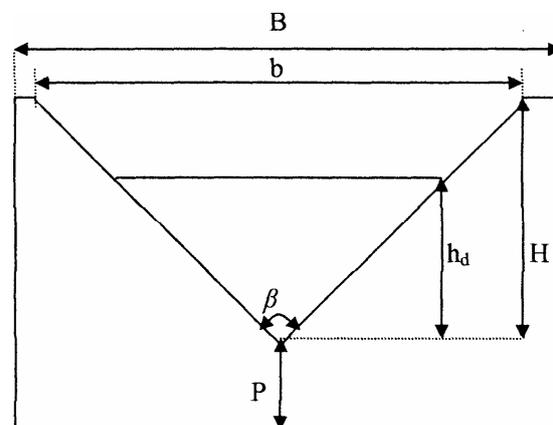


Figure IV- 2 : Schéma d'un déversoir triangulaire.

D'où le débit donné par un déversoir triangulaire est le suivant :

$$Q = \mu \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg}(\beta/2) h_d^{5/2} \quad (\text{IV-1})$$

où,  $Q$  est le débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $\mu$  : coefficient de débit,  $\beta$  : l'angle formé par les parois de l'échancrure (degré),  $h_d$  : hauteur d'eau au-dessus de la crête du déversoir en mètre (m) et  $g$  : l'accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ ).

### 3.1.3 Etalonnage du déversoir

Le canal est rempli d'eau jusqu'à un niveau quelconque au-dessus de la crête du déversoir, puis nous arrêtons l'alimentation. Quand l'eau ne déverse plus à travers le déversoir, nous repérons le niveau zéro à l'aide d'un limnimètre.

Ensuite, nous remplissons progressivement le canal en prenant soin de relever à chaque fois la hauteur de la lame d'eau déversante et ceci une fois que le niveau s'est stabilisé dans le canal.

Pour chaque hauteur relevée, nous faisons une mesure volumétrique du débit. Nous recueillons un volume d'eau déversé dans un bac gradué pendant un temps  $t$  donné.

Les résultats de mesure de la hauteur d'eau au-dessus de la crête et du débit sont donnés dans le tableau IV-1.

**Tableau IV- 1 :** Résultats d'étalonnage du déversoir.

Q (l/s)	h (cm)
0.195	4.0
0.236	4.3
0.46	5.6
0.64	6.5
0.78	7.2
0.96	7.8
1.08	8.1

La figure VI-3 donne la courbe  $\log Q$  en fonction de  $\log h$ . Cette dernière représente la courbe d'étalonnage du déversoir triangulaire utilisé.

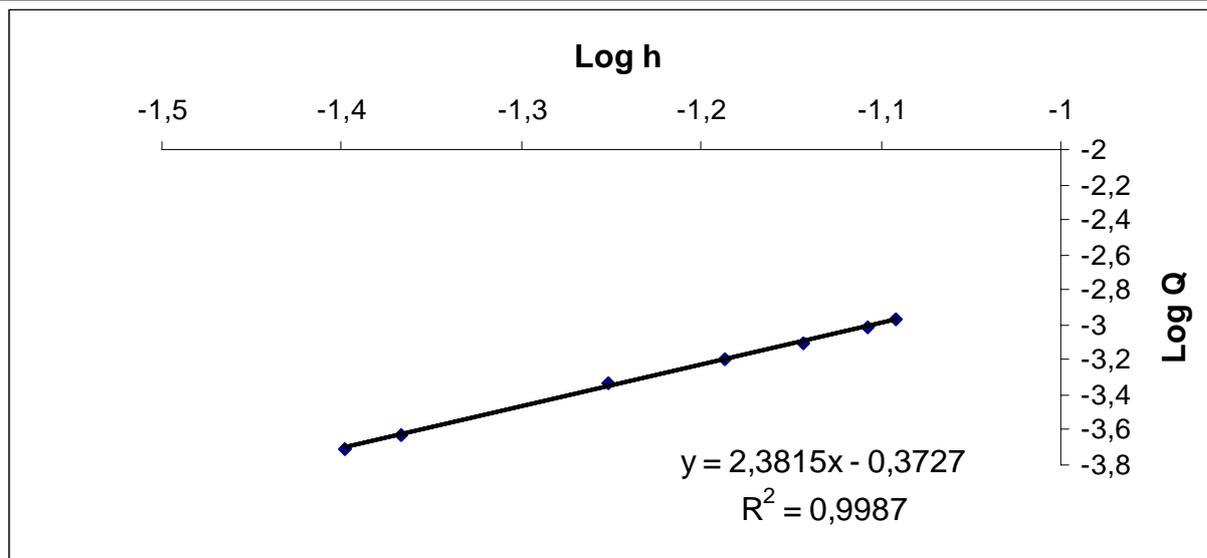


Figure IV- 3 : Courbe d'étalonnage du déversoir.

Les points dans le graphique sont reliés par une courbe moyenne.

De cette courbe, on a :

$$\log Q = 2.3815 \log h - 0.3727$$

D'où,  $Q = 10^{-0.3727} h^{2.38}$

Le débit est donné par l'expression :

$$Q = 0.42 h^{2.38} \quad \text{avec, } [Q] = \text{m}^3/\text{s} \text{ et } [h] = \text{m}$$

Le coefficient de corrélation est calculé en injectant les valeurs données par le tableau IV-2 dans la formule suivante :

$$R = \frac{\sum (X - \bar{X})(Y - \bar{Y})}{\left( \sum (X - \bar{X})^2 \sum (Y - \bar{Y})^2 \right)^{1/2}}$$

Tableau IV- 2 Données pour le calcul du coefficient de corrélation.

Q(l/s)	h (cm)	logQ = Y	logh = X	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(Y - \bar{Y})$	$(Y - \bar{Y})^2$	$(X - \bar{X})(Y - \bar{Y})$
0.195	4.0	-3,7099	-1,3979	-0,4299	0,1848	-0,1771	0,0313	0,0761
0.236	4.3	-3,6270	-1,3665	-0,3470	0,1204	-0,1457	0,0212	0,0505
0.46	5.6	-3,3372	-1,2518	-0,0571	0,0032	-0,0310	0,0009	0,0017
0.64	6.5	-3,1938	-1,1870	0,0862	0,0074	0,0336	0,0011	0,0029
0.78	7.2	-3,1079	-1,1426	0,1721	0,0296	0,0781	0,0061	0,0134
0.96	7.8	-3,0177	-1,1079	0,2623	0,0688	0,1128	0,0127	0,0296
1.08	8.1	-2,9665	-1,0915	0,3134	0,0982	0,1292	0,0167	0,0405

On a :  $\bar{X} = -1,2207$  et  $\bar{Y} = -3,2800$

Le coefficient de corrélation est donc :  $R = 0.999$  ( $R \approx 1$ ), ce qui explique une forte

dépendance entre X et Y c'est-à-dire entre Q et h, donc on peut exprimer Q en fonction de h et vis versa.

### Détermination du coefficient de débit $\mu_{exp}$

On a :  $Q = 0.42 \cdot h^{2.38}$  (équation d'étalonnage), en la remplaçant dans l'équation (IV-1), on trouve :

$$\mu = \frac{15}{8} \frac{ah^{2.38}}{\sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} h^{5/2}}. \text{ Comme } \beta=34^\circ \text{ et } g=10\text{m/s}^2, \text{ l'équation devient : } \mu = 0.576 \cdot h^{-0.12}$$

Les valeurs de  $\mu_{exp}$  sont données dans le tableau IV-3.

**Tableau IV- 3** Résultats du coefficient du débit ( $\mu_{exp}$ )

Q (l/s)	h (cm)	$\mu_{exp}$
0.195	4.0	0,8475
0.236	4.3	0,8402
0.46	5.6	0,8140
0.64	6.5	0,7996
0.78	7.2	0,7898
0.96	7.8	0,7822
1.08	8.1	0,7787

La valeur moyenne du coefficient de débit expérimentale est  $\mu_{exp} = 0.80$  ;  
dans la suite de nos travaux nous prendrons  $\mu_{exp} = 0.80$ .

### 3.2 Mesure de la hauteur d'eau

A l'aide d'un papier millimétré transparent collé sur un des cotés du canal, nous avons pu tracer la ligne d'eau et mesuré les hauteurs d'eau correspondant à un débit donné, et cela tout le long du canal.



**Photographie IV-6** : Dispositif de mesure de la hauteur d'eau (Papier millimétré).

### 3.3 Détermination de la concentration des polluants

#### 3.3.1 Concentration du polluant passif

La mesure de la concentration du NaCl est faite par un conductimètre (Photographie VI-7), cet appareil est relié par un câble à une sonde qu'on peut placer à n'importe quel point dans le canal. Parmi les avantages de cet appareil on peut citer :

- La mobilité de l'appareil elle nous permet de faire des mesures ponctuelles.
- La facilité de manipulation : l'appareil nous permet de mesurer plusieurs paramètres (la concentration, la salinité, la conductivité électrique et la température) en fonction du temps, et d'enregistrer les valeurs directement dans la mémoire interne de l'appareil.



**Photographie VI-7** Conductimètre.

#### 3.3.2 Concentration du polluant actif

Pour mesurer la concentration nous avons utilisé un spectrophotomètre qui donne la densité optique pour chaque échantillon prélevé.

Pour la mesure de la densité optique, nous ajoutons aux échantillons prélevés trois réactifs :

1. 4-amino antipyrine avec une concentration de 20g/l.
2. Ferricyanure d'une concentration égale à 20g/l.
3. Solution tampon obtenue comme suit :



Nous ajoutons le  $\text{NH}_3$  concentré jusqu'à ce que nous atteignons un pH égal à 9,5.

Nous effectuons la réaction suivante pour chacun des prélèvements, et puis nous les introduisons dans le spectrophotomètre :

Echantillon(10ml)+Solution Tampon(5ml)+4-amino antipyrine(1ml)+ferricyanure(2ml).

En projetant les valeurs de la densité optique dans la courbe d'étalonnage, nous obtenons

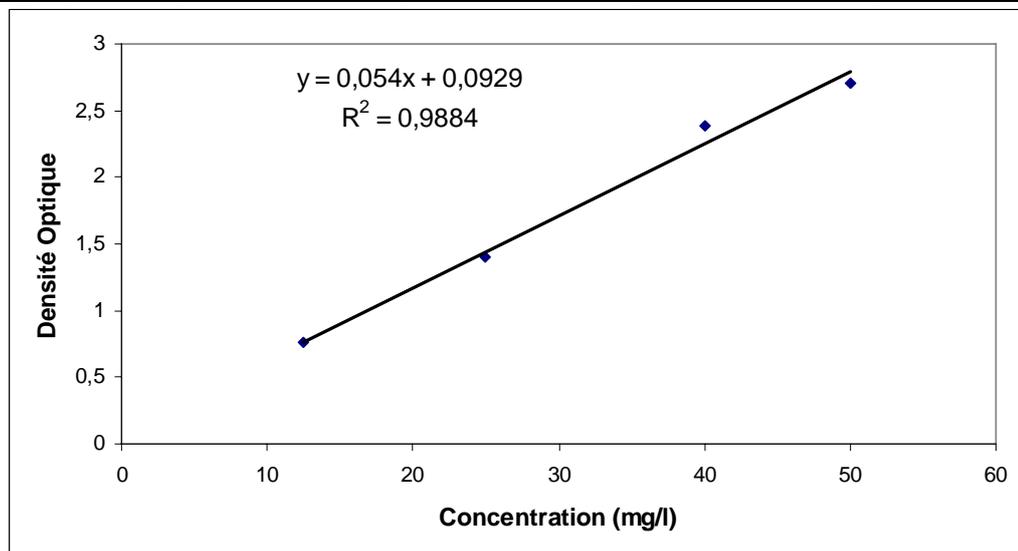
les concentrations du phénol.

### Courbe d'étalonnage

Nous avons mesuré la densité optique pour des solutions en phénol à différentes concentrations, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 4** Densité optique en fonction de la concentration du phénol.

Concentration du phénol (mg/l)	50	40	25	12.5
Densité Optique	2.8840	2.5653	1.5724	0.9384



**Figure IV- 4** Courbe d'étalonnage  
(Densité optique en fonction de la concentration du phénol).

D'après la courbe de la figure IV-10, on a :

$$y = 0.054 x + 0.2689$$

C'est-à-dire :  $D_O = 0.054 C + 0.2689$

avec,  $D_O$  : densité optique et  $C$  : concentration du phénol.

D'où le calcul des concentrations du phénol se fait à partir de l'équation suivante :

$$C = 18.52 D_O - 4.98$$

#### 4. Mode opératoire

- Nous alimentons le réservoir à partir du château d'eau du laboratoire, en actionnant la pompe, ce réservoir alimente le canal gravitairement.
- Nous attendons jusqu'à ce que l'écoulement devient permanent, et que le niveau atteint

le niveau correspondant au débit qu'on désire utiliser.

- Nous injectons le polluant à partir des deux bacs, en essayant de garder la charge constante dans les deux bacs de telle sorte qu'on obtienne un débit d'injection de 30 ml/s.
- Dans le cas du polluant passif, la mesure se fait instantanément, grâce à la sonde du conductimètre.
- Pour le second polluant, nous effectuons des prélèvements à l'aide d'une seringue, les échantillons sont analysés au niveau du laboratoire de l'analyse de l'eau.

## 5. Régimes d'écoulement

### 5.1. Détermination du Nombre de Reynolds

Le calcul du nombre de Reynolds nous permet de déterminer le régime d'écoulement (laminaire, turbulent ou transitoire), les résultats sont représentés dans le tableau IV-5. (voir chapitre I).

### 5.2 Détermination du nombre de Froude

L'écoulement est dit torrentiel, fluvial ou critique selon la valeur du nombre de Froude, les résultats de l'étude de l'impact du débit sur le mode d'écoulement sont représentés dans le tableau suivant. (Voir chapitre I).

**Tableau IV- 5** Différents régimes d'écoulement.

Q (l/s)	H <sub>moy</sub> (cm)	Re	Fr	Régime d'écoulement
0.195	17.0	1068,49	0,00225	Laminaire fluviale
0.236	17.3	1282,60	0,00265	Laminaire fluviale
0.46	18.6	2414,69	0,00464	Turbulent fluviale
0.64	19.5	3282,05	0,00602	Turbulent fluviale
0.78	20.1	3939,39	0,00701	Turbulent fluviale
0.96	20.8	4764,26	0,00820	Turbulent fluviale
1.08	21.1	5320,19	0,00903	Turbulent fluviale

## 6. Allure de la Ligne d'eau

### 6.1. Calcul de la hauteur critique

Pour un canal rectangulaire de largeur  $b$ , dans lequel  $S=b*h$  et  $dS/dh=b$ , nous avons  $h_c=(Q^2/gB^2)^{1/3}$ , les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

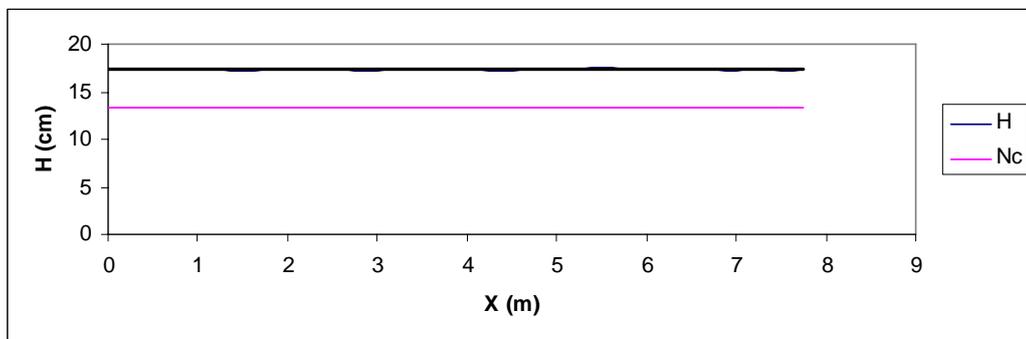
**Tableau IV-6** Calcul de la hauteur critique.

Q (l/s)	0,236	0,46	0,64	0,78	0,96	1,08
$h_c$ (cm)	0,33	0,52	0,64	0,73	0,84	0,91

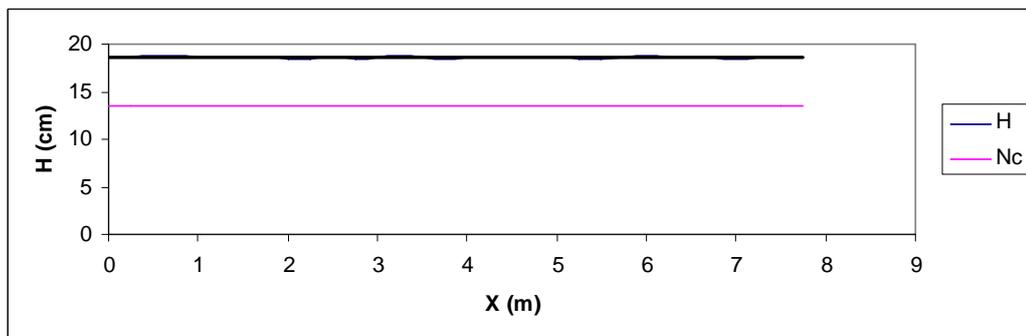
### 6.2. Tracé de la ligne d'eau

Les figures IV-4 ÷ IV-9 ci-dessous donnent l'allure générale de la surface libre le long du canal pour différents débits à un état d'écoulement permanent.

Nous remarquons que la ligne d'eau se déplace vers le haut chaque fois que le débit est élevé; et en raison d'absence de pente dans le fond et des pertes de charge qui sont faibles, la variation des tirants d'eau n'est pas très importante le long du canal. On considère que l'écoulement est graduellement varié mais les hauteurs d'eau restent presque constantes dans le sens de l'écoulement et par conséquent les vitesses le sont aussi.



**Figure IV- 5** : Courbes de remous pour  $Q = 0.236$  l/s.



**Figure IV- 6** : Courbes de remous pour  $Q = 0.46$  l/s.

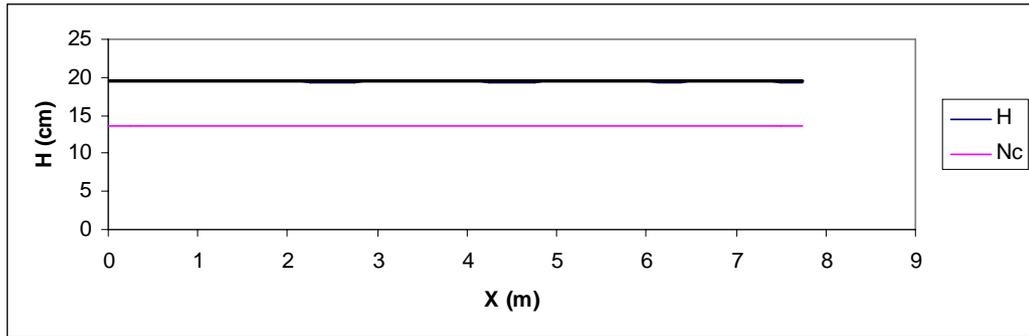


Figure IV- 7 : Courbes de remous pour  $Q= 0.64$  l/s.

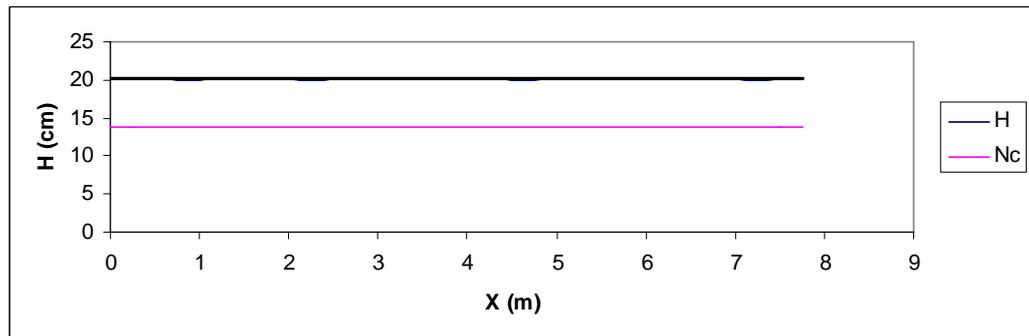


Figure IV- 8 : Courbes de remous pour  $Q= 0.78$  l/s.

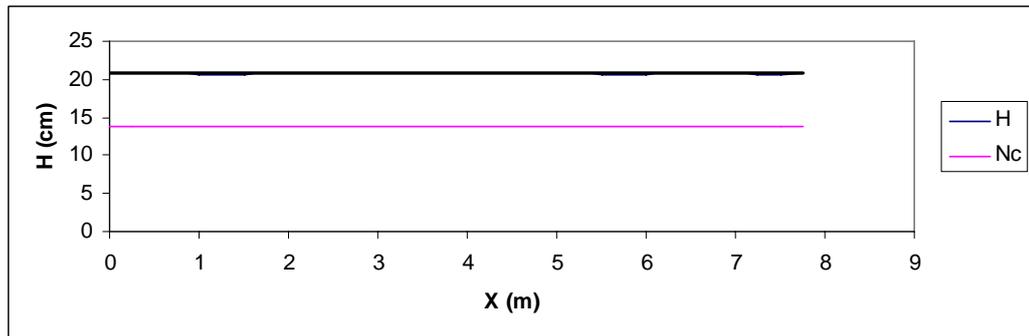


Figure IV- 9 : Courbes de remous pour  $Q= 0.96$  l/s.

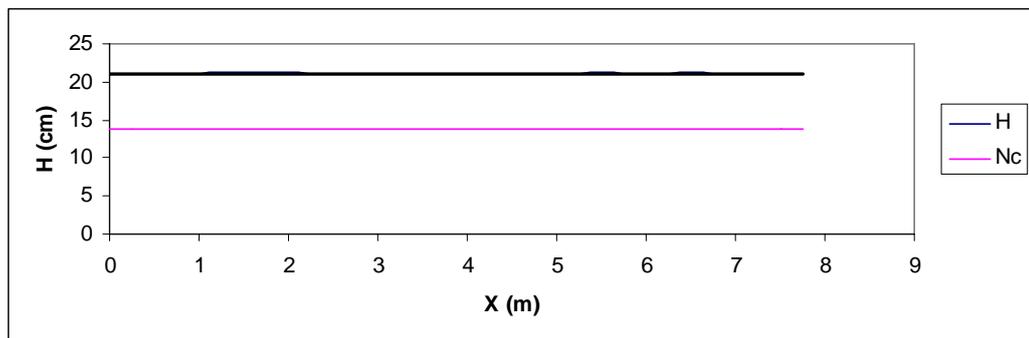


Figure IV- 10 : Courbes de remous pour  $Q= 1.08$  l/s.

## 7. Transport solide

Généralement Le transport solide s'effectue par deux modes : suspension et charriage.

Le transport par suspension est du au fait que les sédiments se maintiennent en suspension sous l'action de la turbulence, il est négligeable dans notre étude.

Le transport par charriage est le transport des sédiments au fond du lit, il est du à l'action de deux phénomènes ; l'action hydraulique qui a tendance à traîner la particule, et l'action de résistance de la particule à cette action dynamique.

En premier lieu, après le passage du premier débit dans le canal, nous avons remarqué une déformation au niveau du lit. Au fur et à mesure avec l'augmentation du débit, cette déformation se transforme en petites ondulations, qui deviennent de plus en plus grandes et de plus en plus espacées, creusant entre elles des creux et des monticules, c'est le transport solide par charriage. Ce transport est faible dans notre écoulement à cause des faibles débits que nous avons utilisé.

## 8. Diffusion du polluant passif le long du canal

Dans notre cas d'étude, nous nous sommes intéressés à la dispersion d'un polluant, à une concentration égale à 20g/l et un débit d'injection égal à 30 ml/s, ces valeurs sont maintenues fixes tout au long de l'expérience, et nous avons étudié deux cas différents de source de pollution :

- Cas d'une source de pollution discontinue, où l'injection du polluant se fait pendant 20 secondes.
- Cas d'une source de pollution continue, où l'injection du polluant est permanente.

Dans un écoulement donné, et une fois stabilisé, nous avons analysé l'évolution de la concentration du polluant introduit axialement à l'amont du canal (la section  $X = 0$ ) à partir du bac d'alimentation du polluant.

Les mesures de concentration sont faites dans plusieurs sections ( $X = 0.5, 1, 2, 4, 6$  et  $7.75$  m) et dans différents points de chaque section.

## 9. Diffusion du polluant actif le long du canal

La deuxième partie de notre travail consiste à étudier la dispersion du phénol dans un canal rectangulaire avec un écoulement à surface libre. Le polluant est injecté de la même

---

manière que celle du premier polluant (NaCl), c'est-à-dire à  $X=0$  et à un débit d'injection constant égal à 30 ml/s. La concentration du polluant injecté est de 50 mg/l.

Pour une meilleure dispersion du nuage du polluant, nous avons introduit dans le canal de l'engrais agricole de type NPK dont la composition est la suivante :

- N : 4%.
- $P_2O_5$  : 20%.
- $K_2O$  : 25%.

Une fois le polluant injecté, nous avons effectué des prélèvements à 3cm du fond du canal au niveau des points suivants :

- $X = 1 \text{ m}$ ,  $Y = B/2 = 19,5\text{cm}$ .
- $X = 4 \text{ m}$ ,  $Y = B/2 = 19,5\text{cm}$ .

Le pas de temps entre deux prélèvements consécutifs est de 15 secondes.

*Chapitre V*

*Résultats et  
discussion*

## Chapitre V

### Résultats et discussions

Afin d'assurer la validité et la qualité de nos résultats expérimentaux nous disposons des résultats du modèle numérique élaboré par Graba, appliqué sur les conditions d'écoulement de l'un des essais de laboratoire de Fischer (1966). Ce modèle permet de déterminer les profils des hauteurs et des vitesses ainsi que l'évolution de la concentration et de la diffusion turbulente le long de l'écoulement.

Nous nous intéressons dans ce chapitre à l'évolution de la concentration et nos résultats expérimentaux sont comparés aux résultats numériques obtenus par M. Graba.

#### **1. Présentation du modèle d'application**

En 1966, Fischer a effectué des essais au laboratoire dans un canal rectangulaire de 1.1m de largeur et de 16.5m de longueur en variant le débit d'écoulement entre 6,03l/s et 51,01l/s et la pente d'écoulement entre  $0,267 \cdot 10^{-3}$  et  $1,94 \cdot 10^{-3}$  (Fischer, 1966).

M. Graba a validé son programme par l'un des essais de Fischer avec les conditions d'écoulement suivantes :

- Hauteur d'écoulement  $H_0 = 0.128\text{m}$ ,
- Une pente longitudinale de  $1.7 \cdot 10^{-3}$ ,
- Une pente transversal nulle,
- Un débit d'écoulement  $Q = 50.9\text{l/s}$ ,
- Un coefficient de rugosité de Manning  $n = 0.029$ .

Pour valider nos résultats expérimentaux nous les avons comparé à un résultat de Fischer et ceux de Graba, avec les conditions d'écoulement suivantes :

- Hauteur d'écoulement  $H_0 = 0.201\text{m}$ ,
- Une pente longitudinale nulle,
- Une pente transversal nulle,
- Un débit d'écoulement  $Q = 0.78\text{l/s}$ ,
- Un coefficient de rugosité de Manning  $n = 0.029$ .

Nous avons considéré en premier lieu une source de pollution discontinue injectée axialement en amont de l'écoulement (section  $X = 0$ ). Cette injection dure 20 secondes.

Nous avons ensuite considéré une source de pollution continue injectée axialement en amont de l'écoulement correspondant à la section  $X = 0$ m.

## 2. Validation et analyse des résultats expérimentaux

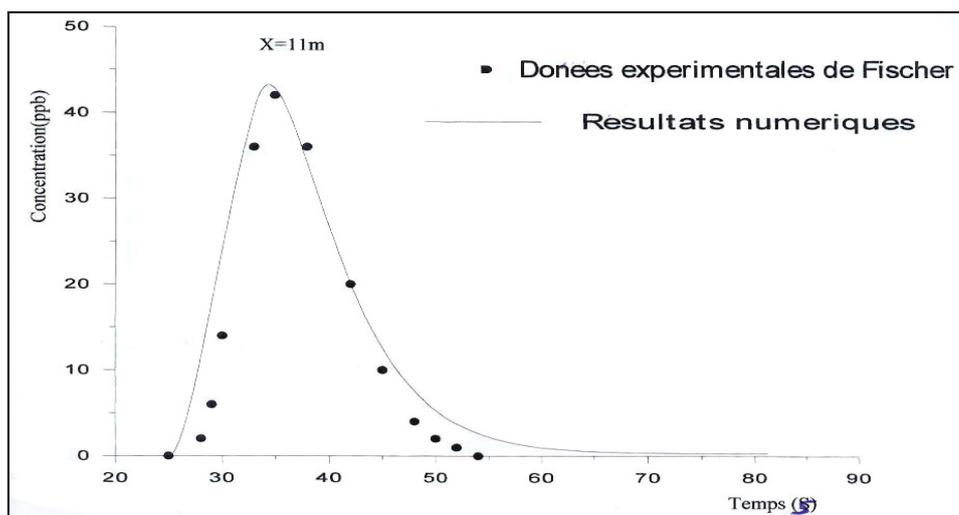
### 2.1 Polluant passif (NaCl)

#### 2.1.1 Cas d'une source de pollution discontinue

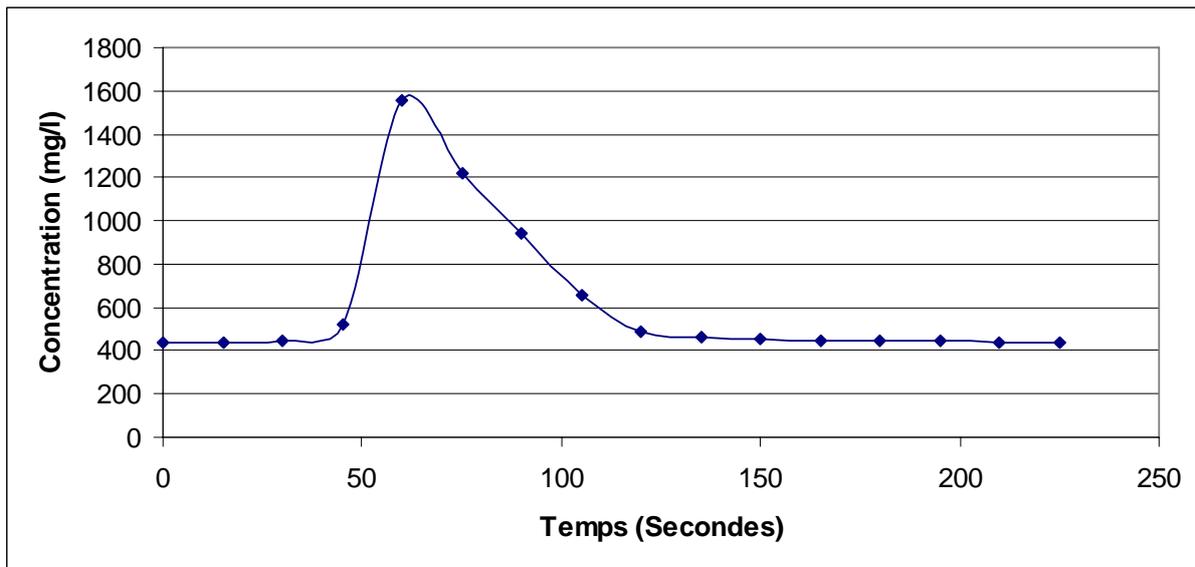
Sur la figure V-1 nous avons présenté le profil de la concentration moyennée sur la profondeur obtenu par le modèle numérique, ainsi que le profil obtenu expérimentalement par Fischer à  $X = 11$ m pour les mêmes conditions d'écoulement citées précédemment et pour une source de pollution discontinue de concentration  $C_0 = 73$ ppb injectée à l'amont de l'écoulement pendant une période de 10 secondes.

Sur la figure V-2 nous avons présenté le profil de la concentration à 3cm du fond du canal obtenu par voie expérimentale pour une source de pollution discontinue de concentration  $C_0 = 20$ g/l injectée pendant une période de 20 secondes.

On remarque que les courbes sur les deux figures V-1 et V-2 ont la même allure, où la valeur de la concentration augmente rapidement et atteint son pic puis redescend mais plus lentement à la fin.



**Figure V- 1 :** Comparaison du profil de la concentration moyennée sur la profondeur obtenu par le modèle de Graba et aux données expérimentales de Fischer.



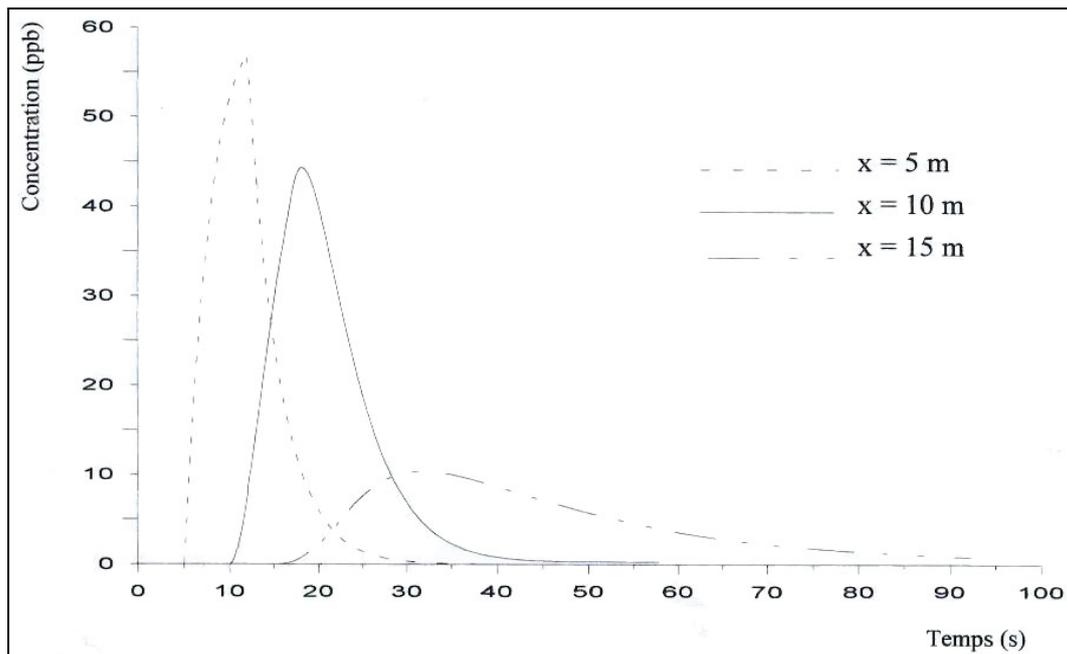
**Figure V- 2 :** Profil de la concentration à 3cm du fond du canal obtenu par voie expérimentale à  $X= 2m$ ,  $Y= B/2= 19,5cm$  et pour un débit  $Q= 1.08l/s$ .

La figure V-3 montre les profils de la concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle numérique à  $X = 5m$ ,  $X = 10m$ , et  $X = 15m$  pour un débit d'écoulement  $Q= 91.5l/s$  et une source de pollution discontinue de concentration  $C_0 = 73ppb$  injectée à l'amont de l'écoulement pendant une période de 10 secondes.

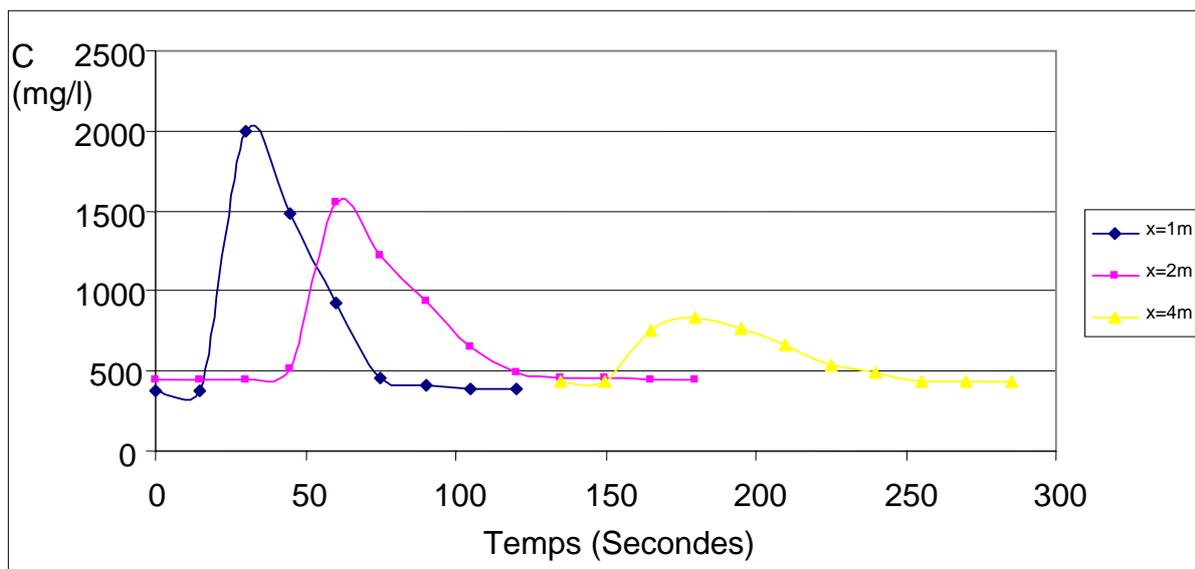
Sur la figure V-4, nous avons présenté les profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus par nos résultats expérimentaux à  $X = 1m$ ,  $X = 2m$ , et  $X = 4m$  pour un débit d'écoulement  $Q = 1.08l/s$  et une source de pollution discontinue de concentration  $C_0 = 20g/l$  injectée pendant une période de 20 secondes.

On remarque que les courbes représentées sur les deux figures V-3 et V-4 ont la même allure, où la valeur de la concentration augmente rapidement et atteint son pic qui est pointu en amont puis redescend mais lentement à la fin, ce qui est un caractère du transport convectif.

Vers l'aval, les valeurs de la concentration augmentent lentement et son pic devient plus arrondi ce qui est une caractéristique du transport diffusif, puis la concentration redescend plus lentement. Et on remarque que le temps de séjour du polluant vers l'aval est plus important qu'en amont.



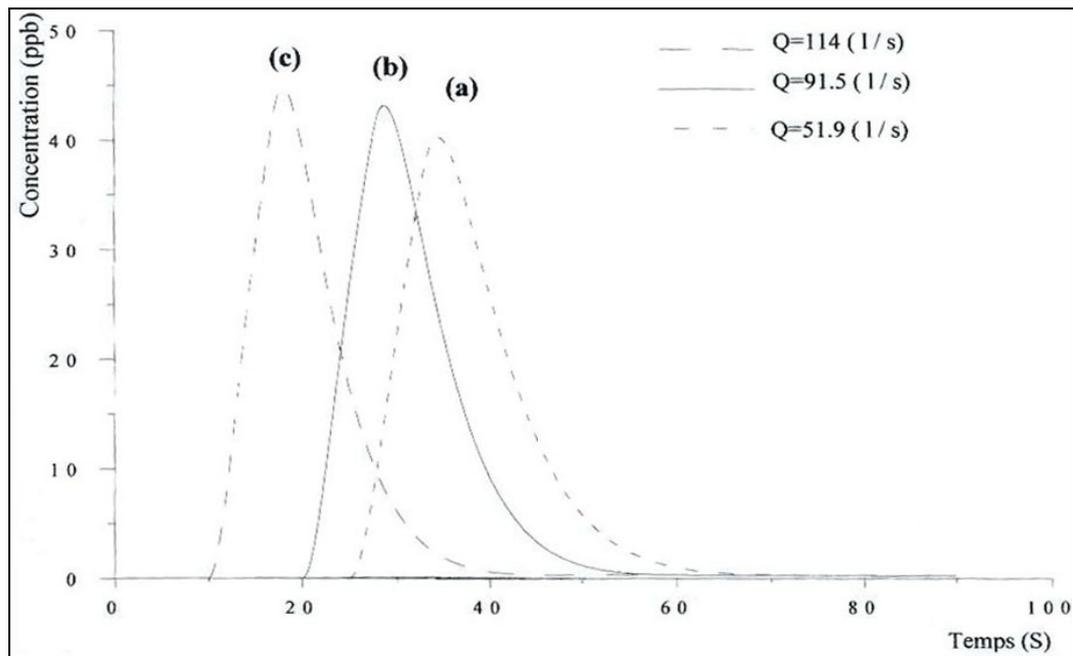
**Figure V- 3 :** Profils des concentrations moyennés sur la profondeur obtenus par le modèle à  $X= 5\text{m}$ ,  $X= 10\text{m}$  et  $X= 15\text{m}$  pour un débit  $Q= 91.5\text{l/s}$ .



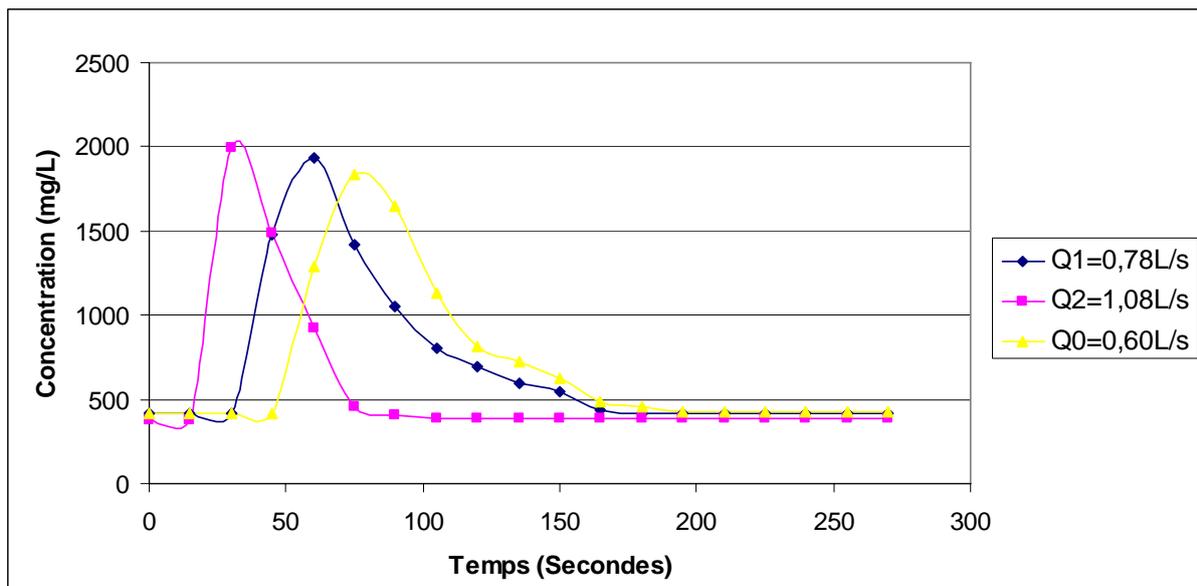
**Figure V- 4 :** Profils des concentrations à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à  $X= 1\text{m}$ ,  $X= 2\text{m}$  et  $X= 4\text{m}$  pour un débit  $Q= 1.08\text{l/s}$  et pour  $Y= B/2= 19,5\text{cm}$ .

La figure V-5 montre les profils de la concentration obtenus par le modèle numérique pour différents débits :  $Q = 114\text{l/s}$ ,  $Q = 91.5\text{l/s}$ , et  $Q = 51.5\text{l/s}$  à  $X = 10\text{m}$  de la source de pollution.

La figure V-6 montre les profils de la concentration obtenus par l'expérimentale pour les débits  $Q_0 = 0.60\text{l/s}$ ,  $Q_1 = 0.78\text{l/s}$ , et  $Q_2 = 1,08\text{l/s}$  à  $X = 1\text{m}$ .



**Figure V- 5 :** Profils de concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle numérique à  $X=10\text{m}$  pour différents débits (a)  $Q=51.9\text{l/s}$ , (b)  $Q=91.5\text{l/s}$ , (c)  $Q=114\text{l/s}$ .



**Figure V- 6 :** Profils de concentration à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à  $X= 1\text{m}$  et  $Y= B/2= 19,5\text{cm}$  pour différents débits (a)  $Q_0= 0.60\text{l/s}$ , (b)  $Q_1= 0.78\text{l/s}$ , (c)  $Q_2= 1.08\text{l/s}$ .

Ces deux figures ont la même allure et montrent l'influence du débit d'écoulement sur le profil de la concentration, et on remarque que les pics des concentrations sont d'autant plus importants lorsque le débit augmente. Cela est tout à fait normal puisque la croissance du débit implique la croissance des vitesses d'écoulement de la convection donc, de la turbulence et des phénomènes de mélange et de diffusion qui l'accompagnent.

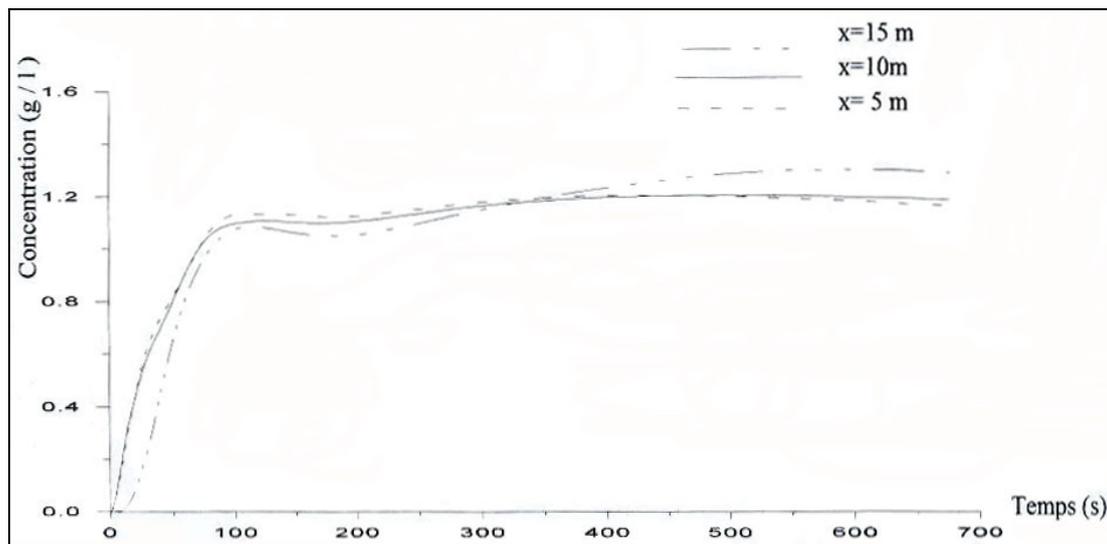
On remarque aussi que le temps de séjour de la pollution (temps de traversée) augmente lorsque le débit diminue.

### 2.1.2 Cas d'une source de pollution continue

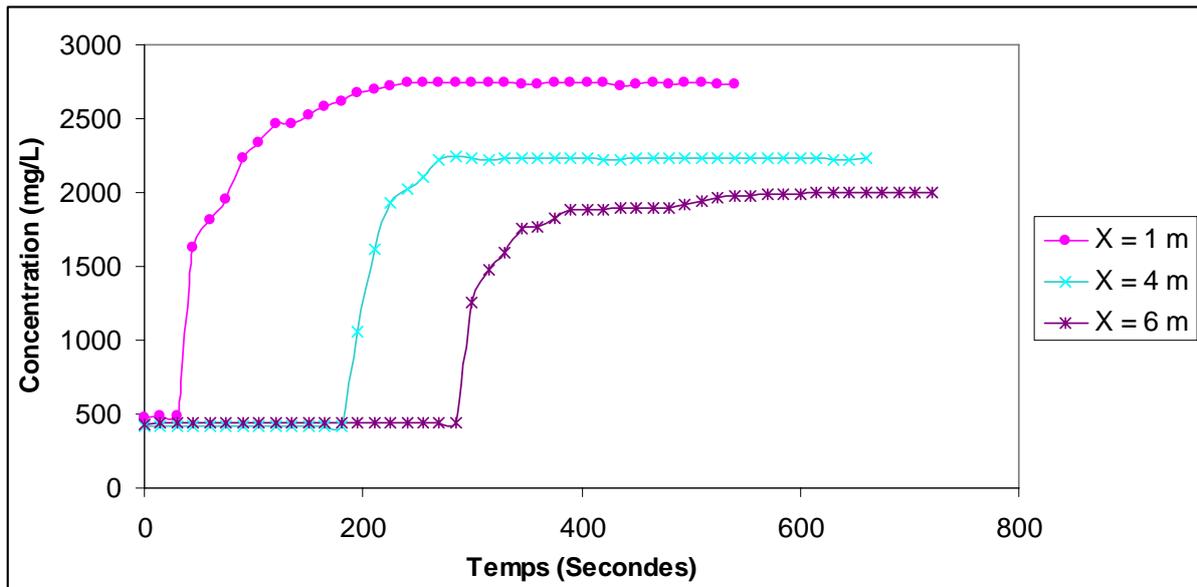
Dans le cas de l'émission continue d'une pollution, la figure V-7 donne les profils de la concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle numérique, pour les mêmes conditions d'écoulement citées précédemment et pour une source de pollution de concentration  $C_0 = 1\text{g/l}$  injectée à l'amont de l'écoulement.

Sur la figure V-8, nous avons présenté les profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus expérimentalement pour une concentration  $C_0 = 20\text{g/l}$ .

Les profils de la concentration présentent la même allure sur les deux figures, où la concentration croît rapidement pendant une première période qui correspond à la période convective, après cette période la concentration continue à croître mais moins rapidement puis elle devient presque constante en période diffusive.



**Figure V- 7 :** Profils de la concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle numérique pour le cas d'une source continue (1g/l) à différentes sections pour  $Q = 126\text{l/s}$ .



**Figure V- 8 :** Profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale pour le cas d'une source continue (20g/l) à différentes sections, pour  $Q = 0.78\text{l/s}$  et  $Y = B/2 = 19,5\text{cm}$ .

La valeur du pic de la concentration atteinte à 1m est plus importante que les valeurs atteintes à 4 et 6m, cela signifie que la convection est plus importante en amont de l'écoulement qu'à l'aval.

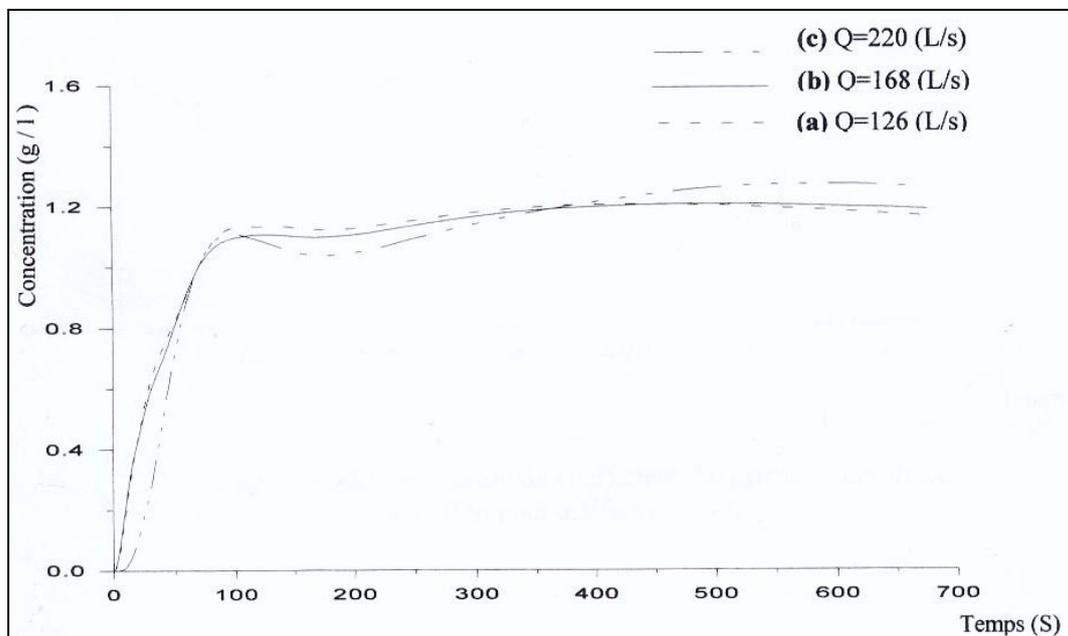
Le taux de croissance de la concentration en période diffusive à la section  $X = 6\text{m}$  est plus important que celui des autres sections. Cela s'explique par le fait que la diffusivité turbulente est plus importante en aval qu'en amont de l'écoulement.

La figure V-9 montre les profils de la concentration obtenus par le modèle pour différents débits  $Q = 220\text{l/s}$ ,  $Q = 168\text{l/s}$ , et  $Q = 126\text{l/s}$  à  $X = 10\text{m}$  de la source de pollution. La figure IV-10 montre les profils de la concentration obtenus expérimentalement pour les débits  $Q_0 = 0.60\text{l/s}$ ,  $Q_1 = 0.78\text{l/s}$  et  $Q_2 = 1.08\text{l/s}$  à  $X = 4\text{m}$ .

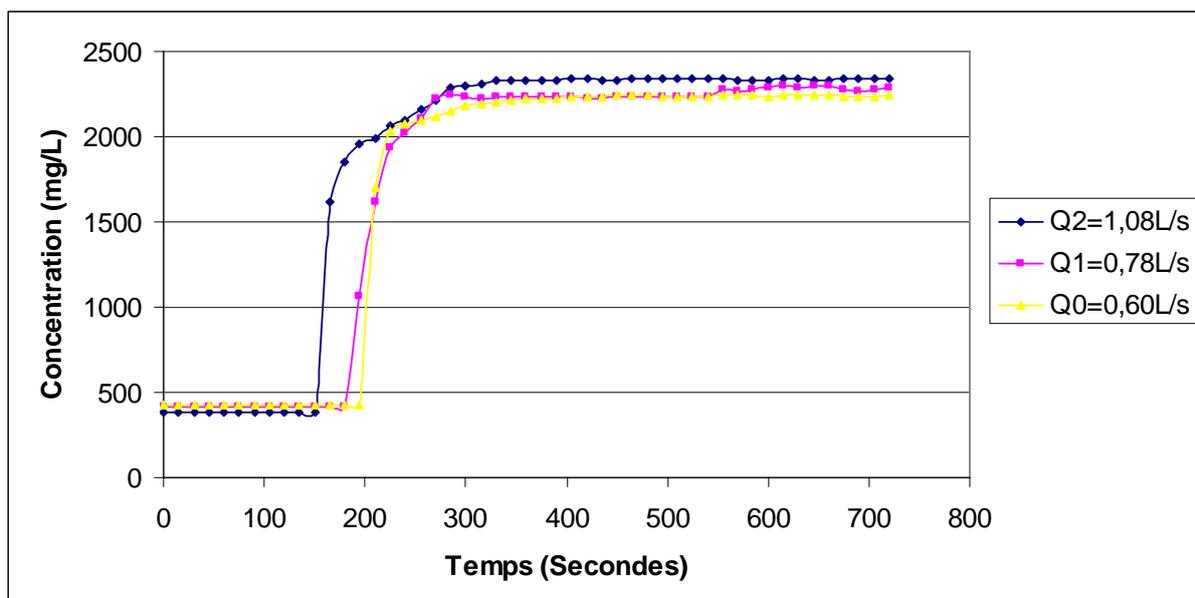
Comme on peut le voir sur ces deux figures, l'augmentation du débit engendre la croissance de la période convective. Pendant cette période, pour le plus grand débit, la concentration croit jusqu'à atteindre une valeur importante, puis décroît puisqu'on est toujours en période convective où le passage du nuage de polluant est rapide, le taux de pollution, donc, qui arrive à la section est moins important que celui qui en sort. Ensuite, la concentration continue à croître mais moins rapidement jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur constante en période diffusive.

Néanmoins, on remarque que les valeurs de la concentration atteintes en période diffusive sont légèrement plus importantes lorsque le débit augmente.

Alors, dans le cas d'une source de pollution continue, l'influence de la variation du débit n'est pas très significative sur les valeurs des concentrations atteintes.



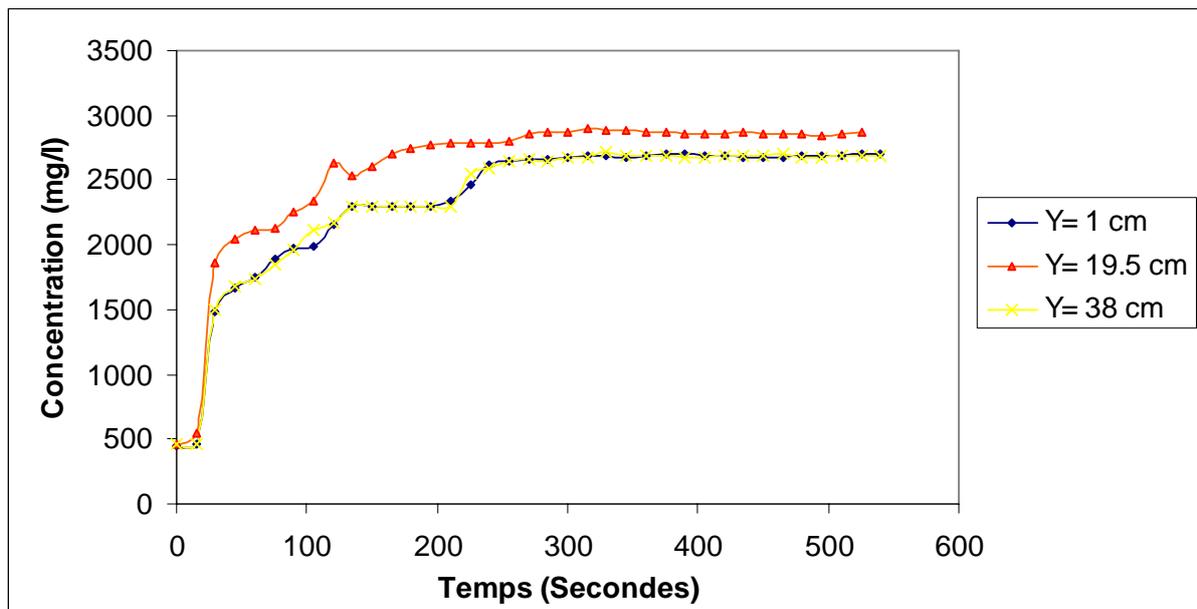
**Figure V- 9 :** Profils de la concentration moyennée sur la profondeur obtenus par le modèle à  $X=10\text{m}$  pour le cas d'une source de pollution continue ( $1\text{g/l}$ ) et pour différents débits : **(a)**  $Q=126\text{l/s}$ , **(b)**  $Q=168\text{l/s}$  et **(c)**  $Q=220\text{l/s}$ .



**Figure V- 10 :** Profils de la concentration à  $3\text{cm}$  du fond du canal obtenus par voie expérimentale à  $X=4\text{m}$  et pour  $Y=19.5\text{cm}$ , pour le cas d'une source de pollution continue ( $20\text{g/l}$ ) et pour différents débits : **(a)**  $Q_0=0.60\text{l/s}$ , **(b)**  $Q_1=0.78\text{l/s}$  et **(c)**  $Q_2=1.08\text{l/s}$ .

La figure V-11 montre les profils de la concentration obtenus par voie expérimentale dans le cas d'une injection continue du polluant pour  $Y=1\text{cm}$ ,  $Y=B/2=19.5\text{cm}$  et  $Y=38\text{cm}$  à la section  $X = 0.5\text{m}$  et pour un débit d'écoulement  $Q = 0.78\text{l/s}$ .

Comme on peut le voir sur cette figure (figure V-11), la valeur du pic de la concentration atteinte à  $Y = 19.5\text{cm}$  est plus importante que les valeurs atteintes à  $Y= 1\text{cm}$  et  $Y= 38\text{cm}$ , c'est-à-dire que plus on s'approche de la paroi du canal, plus la concentration du polluant est moins importante.



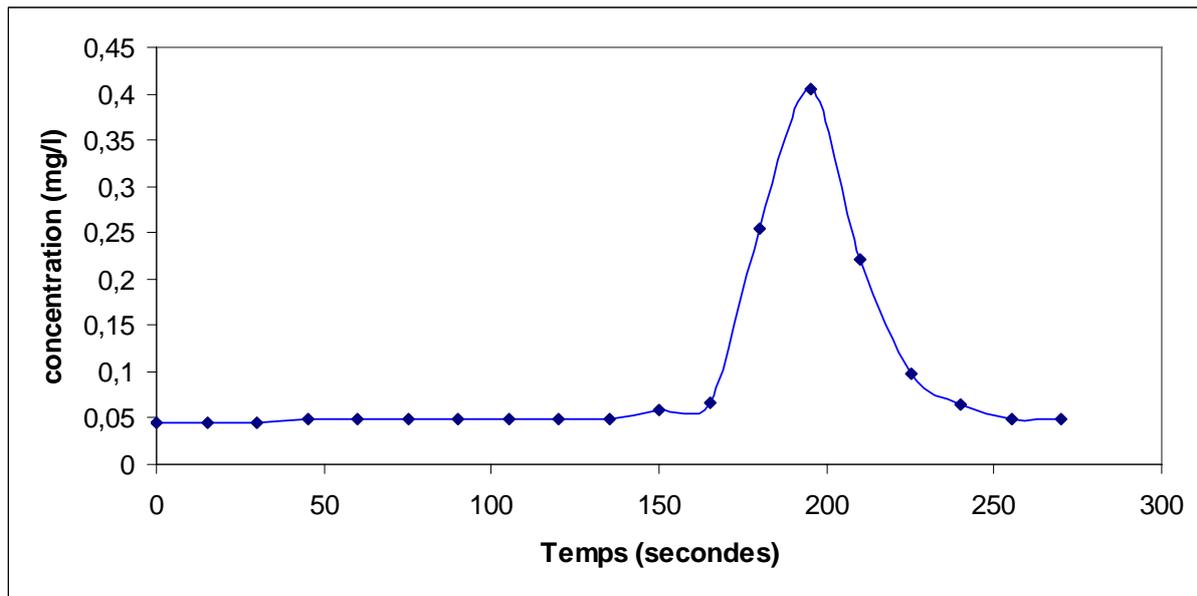
**Figure V- 11 :** Profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale dans le cas d'une injection continue du polluant pour  $Y= 1\text{cm}$ ,  $Y= 19.5\text{cm}$  et  $Y= 38\text{cm}$  à la section  $X= 0.5\text{m}$  et pour un débit  $Q= 0.78\text{l/s}$ .

## 2.2 Polluant actif (Phénol)

### Cas d'une source de pollution discontinue

Sur la figure V-12 nous avons présenté le profil de la concentration à 3cm du fond du canal obtenu par voie expérimentale pour une source de pollution discontinue de concentration  $C_0=50\text{ mg/l}$  injectée pendant une période de 20 secondes.

On remarque que la concentration augmente lentement et atteint son pic puis redescend mais plus rapidement à la fin.

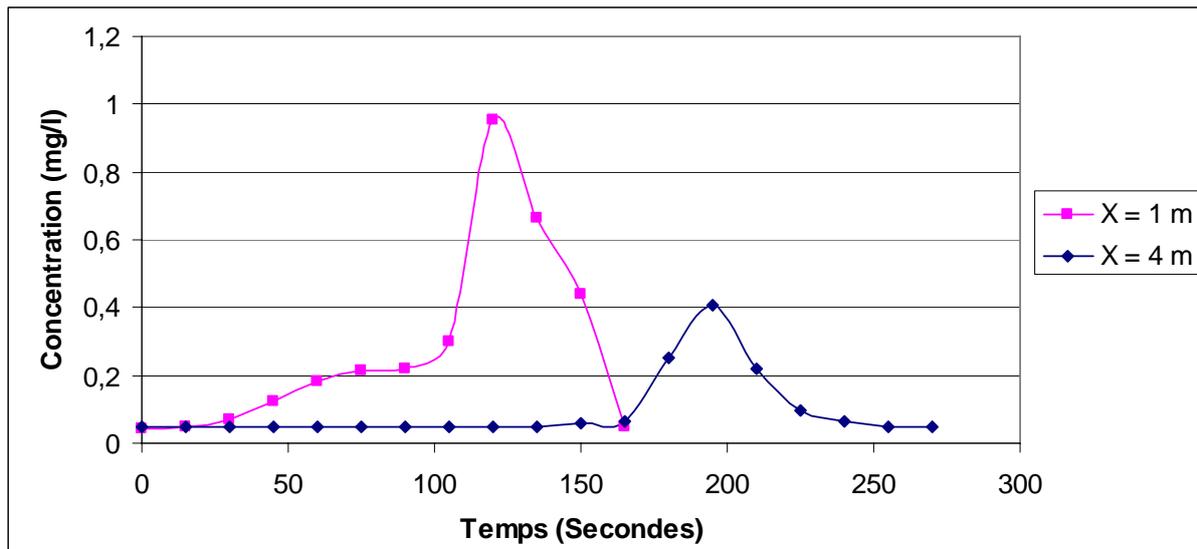


**Figure V- 12 :** Profil de la concentration à 3cm du canal obtenus par voie expérimentale dans le cas d'une injection discontinue du polluant pour  $Y= 19.5\text{cm}$  à la section  $X= 1\text{m}$  et pour un débit  $Q= 0.78\text{l/s}$ .

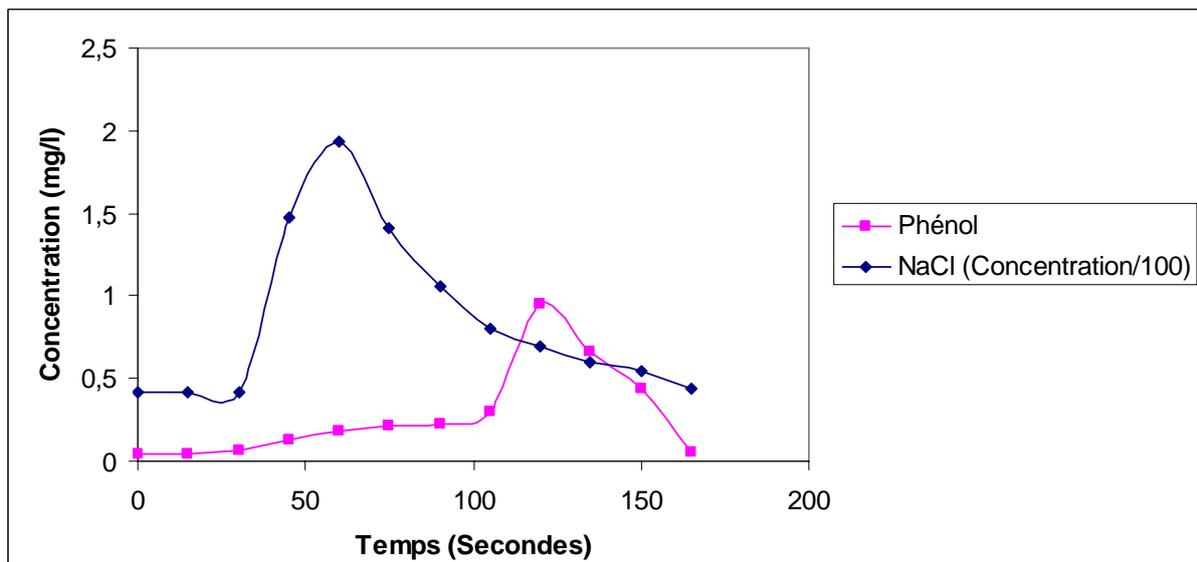
Sur la figure V-13, nous avons présenté les profils de la concentration à 3cm du fond du canal obtenus par nos résultats expérimentaux à  $X= 1\text{m}$  et  $X= 4\text{m}$  pour un débit d'écoulement  $Q= 0.78\text{l/s}$  et une source de pollution discontinue de concentration  $C_0=50\text{mg/l}$  injectée pendant une période de 20 secondes.

On remarque que les courbes représentées sur les deux figures V-3 et V-13 ont la même allure, où la valeur de la concentration augmente rapidement et atteint son pic qui est pointu en amont puis redescend lentement à la fin, ce qui est un caractère du transport convectif.

Vers l'aval, les valeurs de la concentration augmentent lentement et son pic devient plus arrondi ce qui est une caractéristique du transport diffusif, puis la concentration redescend plus lentement.



**Figure V- 13 :** Profils des concentrations à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à X= 1m et X= 4m pour un débit  $Q= 0.78l/s$  et pour  $Y= 19.5cm$ .



**Figure V- 14 :** Profils des concentrations à 3cm du fond du canal obtenus par voie expérimentale à X= 1m,  $Q= 0.78l/s$ ,  $Y= 19.5cm$  et pour les deux polluants utilisés.

On remarque que les deux polluants ont le même comportement, la seule différence qu'on peut remarquer est dans le temps pour lequel le polluant atteint la même section.

## Conclusion

- **Cas d'une source de pollution discontinue**

- Les profils de concentration sont pointus en amont, ce qui est une caractéristique du transport convectif, ils deviennent plus arrondis à l'aval ce qui est dû à la domination du transport diffusif.
- Le temps de passage de la pollution est proportionnel à la distance par rapport à la source de la pollution.
- L'augmentation du débit d'écoulement conduit à l'allongement de la période convective et donc à l'accélération de la traversée de la pollution mais engendre, en contre partie, l'augmentation des concentrations.

- **Cas d'une source de pollution continue**

- Dans le cas de l'émission continue, les deux mécanismes convection et diffusion apparaissent, le premier correspond à la période où la croissance de la concentration est rapide, la deuxième période correspond à la diffusion turbulente.
- La dispersion transversale est symétrique par rapport à l'axe du canal, et nous avons constaté que la concentration diminue quand on s'éloigne de l'axe vers les extrémités du canal.
- L'influence de la variation du débit, dans ce cas d'injection, n'est pas très significative sur les valeurs des concentrations atteintes.

Les résultats obtenus avec le polluant actif sont similaires aux résultats obtenus avec le polluant passif, c'est-à-dire que les deux mécanismes de la dispersion interviennent nettement, mais le temps de traversée est plus grand pour le second polluant

*Conclusion  
générale*

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail cerne l'étude expérimentale de la dispersion de la pollution dans un écoulement à surface libre, permettant une représentation des mécanismes responsables de cette dispersion et des phénomènes hydrodynamiques présents dans l'écoulement.

La comparaison des résultats obtenus par nos expériences avec les résultats expérimentaux de Fischer et les résultats numériques de Graba nous a conduit à les juger satisfaisants.

La dispersion de la pollution est assurée par l'intervention de deux phénomènes : la convection qui est due aux vitesses moyennes d'écoulement, et la diffusion qui est due aux fluctuations turbulentes.

Une étude d'influence du débit d'écoulement sur la dispersion du polluant nous a permis de constater que l'augmentation du débit allonge la période convective et augmente les valeurs des pics atteintes pour la source de pollution discontinue. En contre partie, le temps de passage de la pollution d'une section donnée devient moins important. Les valeurs de la diffusion turbulente sont plus importantes en amont qu'en aval de l'écoulement et tendent à croître avec la croissance du débit.

A travers notre travail des résultats préliminaires, concernant le polluant actif, sont donnés, une étude théorique devrait être effectuée pour pouvoir expliquer la différence entre le comportement des deux types de pollution.

A la fin des expériences nous avons remarqué la formation des algues au fond du canal, ce qui peut être expliqué par l'existence d'effets chimiques de la solution saline injectée dans le cours d'eau.

D'un point de vue expérimental, il sera utile de prolonger l'étude de la dispersion du phénol en augmentant le débit d'écoulement et le nombre de sections mesurées.

Ainsi, bien que ce travail ait été réalisé sur un dispositif expérimental de petite dimension, nous pensons que le comportement hydraulique et le transport de la pollution que nous avons mis en évidence au cours de ce travail est représentatif de celui d'un écoulement d'un cours d'eau réel.

Les travaux sur la dispersion devraient se poursuivre par des études in situ pour pouvoir cerner le maximum de paramètres qui entrent en jeu lors de la dispersion et pour une meilleure précision.

*Annexe*

## Annexe

## - Courbes de remous pour différents débits

X (m)	H (cm)					
	Q= 0,236 l/s	Q= 0,46 l/s	Q= 0,64 l/s	Q= 0,78 l/s	Q= 0,96 l/S	Q= 1,08 l/s
0	17,4	18,6	19,5	20,1	20,8	21,1
0,25	17,4	18,6	19,5	20,1	20,8	21,1
0,5	17,3	18,7	19,5	20,1	20,8	21,1
0,75	17,3	18,7	19,5	20	20,8	21,1
1	17,4	18,6	19,5	20	20,7	21,1
1,25	17,3	18,6	19,6	20,2	20,7	21,2
1,5	17,2	18,6	19,6	20,2	20,7	21,2
1,75	17,3	18,6	19,6	20,1	20,8	21,2
2	17,3	18,5	19,5	20,1	20,8	21,2
2,25	17,4	18,5	19,4	20	20,8	21,1
2,5	17,4	18,6	19,4	20,1	20,9	21,1
2,75	17,2	18,5	19,4	20,1	20,9	21,1
3	17,2	18,6	19,5	20,1	20,9	21
3,25	17,3	18,7	19,5	20,1	20,8	21
3,5	17,3	18,6	19,5	20,1	20,8	21
3,75	17,3	18,5	19,5	20,2	20,8	21,1
4	17,3	18,6	19,5	20,2	20,8	21,1
4,25	17,2	18,6	19,4	20,1	20,9	21
4,5	17,2	18,6	19,4	20	20,8	21,1
4,75	17,3	18,6	19,4	20	20,8	21,1
5	17,4	18,6	19,5	20,1	20,8	21,1
5,25	17,4	18,5	19,5	20,1	20,8	21,1
5,5	17,5	18,5	19,5	20,1	20,7	21,2
5,75	17,3	18,6	19,5	20,1	20,7	21,1
6	17,3	18,7	19,5	20,1	20,7	21,1
6,25	17,3	18,6	19,4	20,1	20,8	21,1
6,5	17,3	18,6	19,6	20,1	20,8	21,2
6,75	17,3	18,6	19,5	20,1	20,8	21
7	17,2	18,5	19,5	20,2	20,8	21,1
7,25	17,3	18,6	19,5	20	20,7	21
7,5	17,2	18,6	19,4	20,1	20,7	21,1
7,75	17,3	18,6	19,4	20,1	20,8	21,1

- Evolution de la concentration en fonction du temps

- Polluant N°1 Na Cl

- Injection discontinue :

• X=0.5 m, Y=B/2=19.5 cm,  
Q<sub>1</sub>=0.78 l/s :

Temps (s)	C (mg/l)
0	411
15	1720
30	2200
45	1970
75	1625
90	1262
105	994
120	605
135	430
150	424
165	422
180	420
195	419
210	418
225	417
240	417
255	416
270	416
285	416
300	416
315	415
330	415
345	415
360	415
375	415
390	415
405	415
420	415
435	415
450	415

• X=1, Y=B/2=19.5 cm :

Temps(s)	C (mg/l)		
	Q <sub>0</sub> =0.6l/s	Q <sub>1</sub> =0.78l/s	Q <sub>2</sub> =1.08l/s
0	418	381	412
15	418	381	412
30	418	1999	413
45	418	1489	1474
75	1287	920	1934
90	1836	460	1414
105	1650	410	1054
120	1133	386	802
135	811	383	698
150	721	383	595
165	625	383	542
180	490	383	440
195	460	383	420
210	430	383	418
225	425	383	416
240	424	383	416
255	424	383	415
270	425	383	415
285	424	383	415
300	425	383	414
315	424	383	414
330	424	383	413
345	424	383	413
360	424	383	413
375	424	383	413
390	425	383	413
405	424	383	413
420	424	383	413
435	425	383	413
450	424	383	413
465	424	383	413
480	424	383	413
495	424	383	413

- X = 2 m,  $Q_1=0.78l/s$ ,  
Y=B/2=19.5 cm :

Temps (s)	C (mg/l)
0	440
15	440
30	443
45	518
60	1557
75	1222
90	940
105	655
120	489
135	460
150	455
165	448
180	442
195	442
210	440
225	440
240	440
255	440
270	440
285	440
300	440
315	440
330	440
345	440
360	440
375	440
390	440
405	440
420	440
435	440
450	440
465	440
480	440
495	440
510	440
525	440
540	440
555	440

- X = 4 m, Y=B/2=19.5 cm :

Temps(s)	C (mg/l)		
	$Q_0=0.6l/s$	$Q_1=0.78l/s$	$Q_2=1.08l/s$
0	420	411	431
15	420	411	431
30	420	411	431
45	420	411	431
60	420	411	431
75	420	411	431
90	420	411	431
105	420	411	431
120	420	411	431
135	420	411	431
150	420	411	431
165	420	411	431
180	420	411	751
195	420	411	828
210	420	460	762
225	420	711	665
240	420	771	540
255	460	740	486
270	580	635	435
285	675	498	435
300	687	462	431
315	653	455	431
330	563	441	431
345	492	439	431
360	443	432	431
375	420	428	431
390	420	428	431
405	420	424	431
420	420	420	431
435	420	420	431
450	420	418	431
465	420	416	431
480	420	416	431
495	420	416	431
510	420	416	431
525	420	416	431
540	420	416	431
555	420	416	431

**- Injection continue :**

- X= 1 m, Y= B/2= 19.5 cm :

Q <sub>0</sub> = 0.6 l/s				Q <sub>1</sub> = 0.78 l/s				Q <sub>2</sub> = 1.08 l/s			
T (s)	C (mg/l)	T (s)	C (mg/l)	T (s)	C (mg/l)	T (s)	C (mg/l)	T (s)	C (mg/l)	T (s)	C (mg/l)
0	420	600	2810	0	472	600	2740	0	418	600	2810
15	420	615	2800	15	487	615	2740	15	418	615	2800
30	420	630	2800	30	494	630	2730	30	418	630	2800
45	420	645	2800	45	1628	645	2730	45	1308	645	2800
60	1750	660	2800	60	1819	660	2750	60	1680	660	2800
75	1952	675	2810	75	1935	675	2740	75	1864	675	2810
90	2340	690	2810	90	2230	690	2740	90	2120	690	2810
105	2420	705	2810	105	2340	705	2750	105	2250	705	2810
120	2430	720	2810	120	2460	720	2750	120	2350	720	2810
135	2450	735	2810	135	2460	735	2750	135	2480	735	2810
150	2500	750	2810	150	2520	750	2750	150	2540	750	2810
165	2530	765	2810	165	2580	765	2740	165	2670	765	2810
180	2590	780	2800	180	2620	780	2730	180	2740	780	2800
195	2630	795	2800	195	2680	795	2730	195	2800	795	2800
210	2640	810	2800	210	2700	810	2740	210	2800	810	2800
225	2660	825	2810	225	2720	825	2750	225	2820	825	2810
240	2680	840	2800	240	2740	840	2750	240	2810	840	2800
255	2690	855	2800	255	2740	855	2750	255	2810	855	2800
270	2700	870	2800	270	2750	870	2720	270	2810	870	2800
285	2710	885	2800	285	2750	885	2730	285	2810	885	2800
300	2720	900	2810	300	2750	900	2740	300	2800	900	2810
315	2720	915	2810	315	2750	915	2730	315	2790	915	2810
330	2720	930	2810	330	2740	930	2740	330	2790	930	2810
345	2720	945	2810	345	2730	945	2740	345	2800	945	2810
360	2720	960	2810	360	2730	960	2730	360	2800	960	2810
375	2730	975	2810	375	2740	975	2730	375	2800	975	2810
390	2720	990	2810	390	2750	990	2730	390	2800	990	2810
405	2730	1005	2800	405	2750	1005	2740	405	2800	1005	2800
420	2730	1020	2800	420	2750	1020	2730	420	2800	1020	2800
435	2730	1035	2800	435	2720	1035	2740	435	2800	1035	2800
450	2720	1050	2810	450	2730	1050	2740	450	2810	1050	2810
465	2720	1065	2800	465	2740	1065	2730	465	2810	1065	2800
480	2730	1080	2800	480	2730	1080	2730	480	2810	1080	2800
495	2730	1095	2800	495	2740	1095	2750	495	2810	1095	2800
510	2720	1110	2800	510	2740	1110	2750	510	2810	1110	2800
525	2730	1125	2810	525	2730	1125	2750	525	2800	1125	2810
540	2730	1140	2810	540	2730	1140	2750	540	2800	1140	2810
555	2730	1155	2810	555	2730	1155	2750	555	2800	1155	2810
570	2730	1170	2810	570	2740	1170	2750	570	2810	1170	2810
585	2730	1185	2810	585	2730	1185	2750	585	2800	1185	2810

- X= 2 m, Y= B/2= 19.5 cm :

Q <sub>0</sub> = 0.6 l/s				Q <sub>1</sub> = 0.78 l/s				Q <sub>2</sub> = 1.08 l/s			
T (s)	C (mg/l)	T (s)	C (mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)
0	422	600	2330	0	455	600	2380	0	417	600	2420
15	422	615	2330	15	455	615	2380	15	417	615	2420
30	422	630	2330	30	456	630	2380	30	417	630	2420
45	423	645	2320	45	457	645	2380	45	417	645	2420
60	424	660	2320	60	485	660	2380	60	418	660	2420
75	424	675	2330	75	705	675	2380	75	518	675	2410
90	536	690	2330	90	1741	690	2360	90	1339	690	2410
105	1842	705	2330	105	1743	705	2370	105	1620	705	2410
120	1962	720	2330	120	1781	720	2380	120	1905	720	2410
135	2030	735	2320	135	1901	735	2380	135	2260	735	2410
150	2080	750	2320	150	2030	750	2380	150	2360	750	2410
165	2110	765	2320	165	2150	765	2380	165	2400	765	2410
180	2180	780	2330	180	2190	780	2380	180	2410	780	2420
195	2200	795	2330	195	2270	795	2380	195	2410	795	2420
210	2230	810	2320	210	2310	810	2360	210	2410	810	2420
225	2260	825	2320	225	2290	825	2370	225	2410	825	2410
240	2280	840	2330	240	2320	840	2380	240	2410	840	2420
255	2300	855	2320	255	2300	855	2380	255	2410	855	2420
270	2310	870	2320	270	2320	870	2380	270	2420	870	2420
285	2310	885	2330	285	2300	885	2380	285	2420	885	2420
300	2310	900	2330	300	2300	900	2380	300	2420	900	2420
315	2320	915	2330	315	2290	915	2380	315	2410	915	2420
330	2310	930	2330	330	2290	930	2360	330	2420	930	2410
345	2310	945	2330	345	2280	945	2370	345	2420	945	2410
360	2310	960	2320	360	2290	960	2380	360	2420	960	2410
375	2310	975	2320	375	2290	975	2380	375	2420	975	2410
390	2320	990	2320	390	2340	990	2380	390	2420	990	2410
405	2320	1005	2330	405	2350	1005	2380	405	2420	1005	2410
420	2320	1020	2330	420	2350	1020	2380	420	2410	1020	2410
435	2330	1035	2330	435	2380	1035	2380	435	2410	1035	2420
450	2320	1050	2320	450	2360	1050	2360	450	2410	1050	2420
465	2320	1065	2320	465	2370	1065	2370	465	2410	1065	2420
480	2330	1080	2330	480	2380	1080	2380	480	2410	1080	2410
495	2330	1095	2330	495	2380	1095	2380	495	2410	1095	2420
510	2330	1110	2330	510	2380	1110	2380	510	2410	1110	2420
525	2330	1125	2330	525	2380	1125	2380	525	2420	1125	2420
540	2330	1140	2320	540	2380	1140	2380	540	2420	1140	2420
555	2320	1155	2320	555	2380	1155	2380	555	2420	1155	2420
570	2320	1170	2320	570	2360	1170	2380	570	2410	1170	2420
585	2320	1185	2330	585	2370	1185	2380	585	2420	1185	2410

- X= 4 m, Y= B/2= 19.5 cm :

Q <sub>0</sub> = 0.6 l/s				Q <sub>1</sub> = 0.78 l/s				Q <sub>2</sub> = 1.08 l/s			
T (s)	C (mg/l)	T (s)	C (mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)
0	422	600	2330	0	455	600	2380	0	417	600	2420
15	422	615	2330	15	455	615	2380	15	417	615	2420
30	422	630	2330	30	456	630	2380	30	417	630	2420
45	423	645	2320	45	457	645	2380	45	417	645	2420
60	424	660	2320	60	485	660	2380	60	418	660	2420
75	424	675	2330	75	705	675	2380	75	518	675	2410
90	536	690	2330	90	1741	690	2360	90	1339	690	2410
105	1842	705	2330	105	1743	705	2370	105	1620	705	2410
120	1962	720	2330	120	1781	720	2380	120	1905	720	2410
135	2030	735	2320	135	1901	735	2380	135	2260	735	2410
150	2080	750	2320	150	2030	750	2380	150	2360	750	2410
165	2110	765	2320	165	2150	765	2380	165	2400	765	2410
180	2180	780	2330	180	2190	780	2380	180	2410	780	2420
195	2200	795	2330	195	2270	795	2380	195	2410	795	2420
210	2230	810	2320	210	2310	810	2360	210	2410	810	2420
225	2260	825	2320	225	2290	825	2370	225	2410	825	2410
240	2280	840	2330	240	2320	840	2380	240	2410	840	2420
255	2300	855	2320	255	2300	855	2380	255	2410	855	2420
270	2310	870	2320	270	2320	870	2380	270	2420	870	2420
285	2310	885	2330	285	2300	885	2380	285	2420	885	2420
300	2310	900	2330	300	2300	900	2380	300	2420	900	2420
315	2320	915	2330	315	2290	915	2380	315	2410	915	2420
330	2310	930	2330	330	2290	930	2360	330	2420	930	2410
345	2310	945	2330	345	2280	945	2370	345	2420	945	2410
360	2310	960	2320	360	2290	960	2380	360	2420	960	2410
375	2310	975	2320	375	2290	975	2380	375	2420	975	2410
390	2320	990	2320	390	2340	990	2380	390	2420	990	2410
405	2320	1005	2330	405	2350	1005	2380	405	2420	1005	2410
420	2320	1020	2330	420	2350	1020	2380	420	2410	1020	2410
435	2330	1035	2330	435	2380	1035	2380	435	2410	1035	2420
450	2320	1050	2320	450	2360	1050	2360	450	2410	1050	2420
465	2320	1065	2320	465	2370	1065	2370	465	2410	1065	2420
480	2330	1080	2330	480	2380	1080	2380	480	2410	1080	2410
495	2330	1095	2330	495	2380	1095	2380	495	2410	1095	2420
510	2330	1110	2330	510	2380	1110	2380	510	2410	1110	2420
525	2330	1125	2330	525	2380	1125	2380	525	2420	1125	2420
540	2330	1140	2320	540	2380	1140	2380	540	2420	1140	2420
555	2320	1155	2320	555	2380	1155	2380	555	2420	1155	2420
570	2320	1170	2320	570	2360	1170	2380	570	2410	1170	2420
585	2320	1185	2330	585	2370	1185	2380	585	2420	1185	2410

- X=0.5 m, Q<sub>1</sub>= 0.78 l/s :

Temps (s)	C (mg/l)		
	Y=1cm	Y=19.5cm	Y=38cm
0	455	469	469
15	460	540	540
30	1485	1864	1864
45	1670	2050	2050
60	1755	2110	2110
75	1886	2130	2130
90	1972	2260	2260
105	1990	2340	2340
120	2150	2630	2630
135	2290	2540	2540
150	2300	2610	2610
165	2300	2700	2700
180	2300	2750	2750
195	2290	2770	2770
210	2340	2780	2780
225	2460	2790	2790
240	2620	2790	2790
255	2640	2800	2800
270	2660	2850	2850
285	2660	2870	2870
300	2670	2870	2870
315	2690	2900	2900
330	2690	2880	2880
345	2680	2890	2890
360	2690	2870	2870
375	2700	2870	2870
390	2700	2860	2860
405	2690	2860	2860
420	2690	2860	2860
435	2680	2870	2870
450	2680	2860	2860
465	2670	2850	2850
480	2690	2850	2850
495	2690	2840	2840
510	2690	2860	2860
525	2700	2870	2870

- X=1 m, Q<sub>1</sub>= 0.78 l/s :

Temps (s)	C (mg/l)	
	Y=1cm	Y=38 cm
0	455	461
15	460	462
30	1485	1500
45	1670	1684
60	1755	1734
75	1886	1854
90	1972	1958
105	1990	2120
120	2150	2170
135	2290	2290
150	2300	2300
165	2300	2290
180	2300	2300
195	2290	2300
210	2340	2290
225	2460	2550
240	2620	2590
255	2640	2650
270	2660	2660
285	2660	2650
300	2670	2670
315	2690	2670
330	2690	2710
345	2680	2690
360	2690	2690
375	2700	2690
390	2700	2680
405	2690	2680
420	2690	2690
435	2680	2690
450	2680	2690
465	2670	2700
480	2690	2680
495	2690	2680
510	2690	2690
525	2700	2690

• X=2 m,  $Q_1= 0.78$  l/s :

Temps (s)	C (mg/l)	
	Y=1cm	Y=38cm
0	455	461
15	460	462
30	1485	1500
45	1670	1684
60	1755	1734
75	1886	1854
90	1972	1958
105	1990	2120
120	2150	2170
135	2290	2290
150	2300	2300
165	2300	2290
180	2300	2300
195	2290	2300
210	2340	2290
225	2460	2550
240	2620	2590
255	2640	2650
270	2660	2660
285	2660	2650
300	2670	2670
315	2690	2670
330	2690	2710
345	2680	2690
360	2690	2690
375	2700	2690
390	2700	2680
405	2690	2680
420	2690	2690
435	2680	2690
450	2680	2690
465	2670	2700
480	2690	2680
495	2690	2680
510	2690	2690
525	2700	2690

• X=4 m,  $Q_1= 0.78$  l/s :

Temps (s)	C (mg/l)	
	Y=1cm	Y=38cm
0	440	438
15	440	439
30	440	439
45	443	439
60	443	438
75	443	441
90	442	441
105	443	443
120	443	440
135	443	438
150	443	439
165	445	438
180	445	439
195	445	441
210	522	486
225	925	871
240	1205	1151
255	1710	1608
270	1812	1705
285	1972	1775
300	1998	1814
315	2010	1951
330	2030	1956
345	2060	1999
360	2060	2030
375	2070	2060
390	2060	2060
405	2070	2050
420	2070	2050
435	2080	2070
450	2090	2060
465	2090	2050
480	2080	2050
495	2090	2060
510	2100	2070
525	2100	2080
540	2090	2080
555	2100	2090
570	2110	2090
585	2110	2100
600	2110	2110
615	2100	2110
630	2100	2110
645	2110	2110
660	2110	2100

- $X=6$  m,  $Q_1=0.78$  l/s :

Y=1 cm				Y= B/2= 19.5 cm				Y=38 cm			
T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)
0	430	450	928	0	432	450	1897	0	428	450	697
15	430	465	1046	15	440	465	1895	15	429	465	912
30	430	480	1052	30	440	480	1895	30	429	480	917
45	431	495	1183	45	440	495	1916	45	428	495	1076
60	431	510	1268	60	439	510	1944	60	428	510	1212
75	432	525	1389	75	439	525	1964	75	427	525	1361
90	432	540	1463	90	441	540	1976	90	428	540	1415
105	432	555	1572	105	443	555	1982	105	428	555	1513
120	432	570	1617	120	444	570	1986	120	427	570	1558
135	432	585	1662	135	445	585	1989	135	427	585	1622
150	433	600	1718	150	446	600	1993	150	427	600	1606
165	433	615	1822	165	444	615	1998	165	427	615	1779
180	433	630	1846	180	441	630	2000	180	428	630	1844
195	433	645	1853	195	443	645	2000	195	427	645	1848
210	433	660	1878	210	442	660	2000	210	428	660	1865
225	433	675	1899	225	444	675	2000	225	428	675	1893
240	433	690	1901	240	441	690	2000	240	427	690	1901
255	433	705	1904	255	440	705	2000	255	427	705	1905
270	432	720	1905	270	443	720	2000	270	427	720	1905
285	432	735	1905	285	445	735	2000	285	427	735	1902
300	432	750	1906	300	1261	750	2000	300	427	750	1903
315	505	765	1906	315	1479	765	2000	315	484	765	1906
330	527	780	1905	330	1598	780	2000	330	489	780	1905
345	554	795	1906	345	1752	795	2000	345	490	795	1906
360	586	810	1906	360	1767	810	2000	360	493	810	1906
375	624	825	1905	375	1828	825	2000	375	569	825	1906
390	654	840	1905	390	1889	840	2000	390	569	840	1905
405	720	855	1906	405	1889	855	1999	405	572	855	1902
420	763	870	1906	420	1887	870	1998	420	575	870	1904
435	827	885	1906	435	1895	885	1997	435	578	885	1905

- $X=7.75$  m,  $Q_1=0.78$  l/s,  $Y=B/2=19.5$  cm :

$Q_0=0.6$ l/s				$Q_1=0.78$ l/s				$Q_2=1.08$ l/s			
T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)	T (s)	C(mg/l)
0	418	600	986	0	544	600	1428	0	416	600	973
15	418	615	988	15	545	615	1439	15	416	615	982
30	418	630	998	30	545	630	1444	30	416	630	995
45	419	645	1011	45	543	645	1473	45	416	645	997
60	418	660	1053	60	543	660	1484	60	416	660	1052
75	419	675	1069	75	543	675	1485	75	416	675	1061
90	418	690	1080	90	544	690	1485	90	417	690	1070
105	418	705	1086	105	543	705	1490	105	417	705	1083
120	418	720	1095	120	546	720	1506	120	417	720	1085
135	418	735	1110	135	546	735	1510	135	417	735	1107
150	420	750	1130	150	545	750	1513	150	416	750	1123
165	420	765	1138	165	544	765	1524	165	416	765	1136
180	419	780	1180	180	544	780	1527	180	416	780	1139
195	420	795	1200	195	545	795	1530	195	416	795	1173
210	419	810	1240	210	545	810	1531	210	417	810	1180
225	419	825	1242	225	543	825	1545	225	417	825	1228
240	419	840	1250	240	543	840	1556	240	417	840	1232
255	418	855	1255	255	541	855	1562	255	418	855	1237
270	418	870	1260	270	541	870	1562	270	417	870	1246
285	418	885	1275	285	540	885	1564	285	416	885	1251
300	418	900	1298	300	540	900	1574	300	417	900	1259
315	418	915	1310	315	540	915	1575	315	417	915	1275
330	418	930	1318	330	540	930	1580	330	416	930	1299
345	419	945	1320	345	541	945	1585	345	417	945	1310
360	418	960	1322	360	541	960	1592	360	417	960	1316
375	418	975	1326	375	541	975	1596	375	416	975	1318
390	419	990	1328	390	541	990	1602	390	416	990	1322
405	420	1005	1330	405	541	1005	1614	405	416	1005	1322
420	420	1020	1332	420	541	1020	1618	420	423	1020	1324
435	420	1035	1333	435	541	1035	1616	435	438	1035	1329
450	470	1050	1334	450	543	1050	1617	450	453	1050	1327
465	542	1065	1336	465	549	1065	1623	465	523	1065	1330
480	592	1080	1340	480	863	1080	1641	480	583	1080	1331
495	633	1095	1342	495	949	1095	1641	495	613	1095	1332
510	752	1110	1346	510	963	1110	1644	510	741	1110	1336
525	870	1125	1346	525	976	1125	1643	525	868	1125	1336
540	892	1140	1349	540	1031	1140	1644	540	887	1140	1336
555	899	1155	1350	555	1265	1155	1643	555	889	1155	1344
570	912	1170	1349	570	1367	1170	1644	570	897	1170	1346
585	982	1185	1350	585	1414	1185	1644	585	966	1185	1344

- Polluant n°2 Phénol

• Courbe d'étalonnage densité optique - concentration en phénol

Concentration (mg/l)	12,5	25	40	50
Densité optique	0,7624	1,3964	2,3893	2,708

• Evolution de la concentration en fonction du temps (Y= B/2= 19.5 cm)

- X=1 m, Y=19.5 cm, Q<sub>1</sub>=0.78 l/s :

Temps(s)	D <sub>O</sub>	C (mg/l)
0	0,0335	0,0402
15	0,0338	0,04597
30	0,035	0,0682
45	0,038	0,12376
60	0,0412	0,183024
75	0,0428	0,212656
90	0,0432	0,220064
105	0,0475	0,2997
120	0,0829	0,955308
135	0,0672	0,664544
150	0,055	0,4386
165	0,034	0,04968

- X=4 m, Y=19.5 cm, Q<sub>1</sub>=0.78 l/s :

Temps(s)	D <sub>O</sub>	C (mg/l)
0	0,0338	0,045976
15	0,0338	0,045976
30	0,0338	0,045976
45	0,034	0,04968
60	0,034	0,04968
75	0,034	0,04968
90	0,034	0,04968
105	0,034	0,04968
120	0,034	0,04968
135	0,034	0,04968
150	0,0345	0,05894
165	0,0349	0,066348
180	0,045	0,2534
195	0,0532	0,405264
210	0,0433	0,221916
225	0,0366	0,097832
240	0,0348	0,064496
255	0,034	0,04968
270	0,034	0,04968

# *Bibliographie*

## **BIBLIOGRAPHIE**

**Abbott, M. B., (1979).** « Computation Hydraulic: Element of the theory of free surface flow ». Edition publishing limited, London.

**Ahmad, Z. & Kothiyari, U.C. & Ranga Raju, K. G., (1999).** «Un schéma aux différences finies pour la dispersion longitudinale dans les canaux à ciel ouvert ». Journal of the Hydraulic research, Volume 37, N°3, pp 389-405.

**Candel, S., (1995).** « Mécanique des fluides ». Édition Dunod.

**Carlier, M., (1986).** « Hydraulique générale et appliquée ». Édition Eyrolles.

**Fisher, H. B., (1966).** « Longitudinal dispersion in laboratory and natural streams ». Report N° KB\_R-12, WM.Keck lab of Hydraulics and water resources, California institute of technology Pasadena, California.

**Gasiorek, D. J. F. & Swaffield, J. A. M., (1985).** « Fluid Mechanics ». Edition Essex, Grande Bretagne.

**Graba, M., (2002).** « Simulation de la dispersion de la pollution dans les écoulement à surface libre». Mémoire de magister en hydraulique, Université Abderahmane MIRA de Bejaia.

**Graf, W. H. & Altimakar M. S., (1993).** «Hydraulique fluviale ». Traité de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne.

**Heslop, S. & Allen, C. M., (1993).** « Modélisation de la dispersion d'un polluant dans la rivière Severn avec un modèle de déplacement probabiliste ». Journal of the Hydraulic Recherche, pp 323-331 Volume 31.

**Hug, M., (1995).** « Mécanique des fluides appliquée aux problèmes d'aménagement et d'énergétique ». Edition Eyrolles, Paris.

**Holley, D. E. R. & Harleman, R. F. & Fischer, H. B., (1970).** « Dispersion in homogeneous estuary flow ». Journal Of The Hydraulics Division, Volume 96, N°Hy8, pp 1691-1709, August.

**Jaeger, M., (1990).** « Simulation numérique d'écoulement turbulents incompressibles et isothermes de fluides newtoniens par élément Finis tridimensionnels ». Thèse de doctorat ; Université de technologie de Compeigne.

**Leismann, H. M., (1989).** « A Symmetric-matrix Time Integration Scheme for the Efficient Solution of Advection-Dispersion Problems ». Water Resources Research, Volume 25 N°6, page 1133-1139, June.

**Lin, B. & Shino, K., (1995).** « Modélisation numérique du transport d'un soluté dans des écoulements en lits composés ». Journal of Hydraulic Research, Volume 33 N°6, pp 77-93.

**Mcquievy, R. S. M. & Keefer, T. N. A., (1976).** « Convective model of longitudinal dispersion ». Journal of the Hydraulic Division. Volume 102, N° Hy10, pp 1409-1423, October.

**Rastogi, A. K. & Rodi, W., (1978).** « Prédiction of heat and mass transfer in open channels ». Journal of the Hydraulic Division. Volume 104, N° Hy 3, pp 397-417, March.

**Rodi, W., (1980).** « Turbulence models and their application in hydraulics ». A State of the art review, University of Karlsruhe.

**Sabol, G. V. & Nordin, JR. C. F., (1978).** « Dispersion in Rivers as related to storage zones ». Journal of the Hydraulic Division. Volume 104, N° Hy 5, May.

**Sibony, M. & Nordon, J. C., (1984).** « Approximation et équations différentielles ». Edition Hermann.

**Sinninger, R. O. & Hagger, W. (1989).** « Construction hydraulique: Ecoulement stationnaire ». Traite de Génie Civil de l'école Polytechnique de Lausanne, volume 15, Presses Polytechnique Romandes.

**Talamani, S., (2002).** « L'hydraulique des rivières & les systèmes d'information géographique ». Mémoire de Magistère en Hydraulique, INRIA / ENP.

**Valentine, E. M. & Wood, R. M., (1979).** «Dispersion in Rough Restangular Channels ». Journal of the Hydraulics Division. Volume 105, N° Hy 12, pp. 1537-1553, December.