

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Ecole Nationale Polytechnique
Département d'hydraulique
Laboratoire de la Recherche des Sciences de l'Eau



Mémoire de fin d'étude pour l'obtention d'un diplôme
D'ingénieur d'état en hydraulique

ETUDE EXPERIMENTALE DU TRANSPORT D'UN POLLUANT ACTIF EN CANALRECTANGULAIRE

Proposé par :

M. S.BENZIADA

Mlle. S.BENMAMAR

Etudié par :

M. H.NACER

M. O.BOUZIDI

Promotion Juin 2007

Remerciements

Nous tenons à exprimer toutes nos reconnaissances à M.Benziada.S et Mlle.Benmamar.S pour leur encadrement, leurs nombreux conseils et leur soutien constant tout au long de notre thèse. Nous les remercions chaleureusement pour leur confiance, leur patience et leur générosité.

Nos plus vifs remerciements vont à Mme Kettab R. et M. Nakib M. qui ont accepté d'examiner ce travail, et M Kettab A. qui nous a fait l'honneur de présider le jury de notre soutenance.

Nos plus sincères remerciements vont également aux étudiants de Post graduation de Génie de l'environnement pour leur collaboration.

Nous voulons adresser nos remerciements à tous qui ont contribué à la réalisation de ce travail, en particulier: Abdoulaye, Ali, Asma, Boualem, Farid, Karima, Khaled, Mehdi, Merouane, Nassima, Oussama, Radia, Raouf, Salah Abbouna, Soumia, Waheb et Tarif.

Dédicaces

A mes cher parents,

A qui je dois ce que je suis,

*Qu'ils trouvent dans ce site, le fruit de leurs sacrifices consentis pour mon éducation,
et l'expression de mon amour et de ma gratitude pour la bienveillance avec laquelle ils m'ont
toujours entouré.*

Que Dieu leur préserve longue vie et bonne santé.

A mes grands parents,

A mes sœurs,

A mes frères,

A toute ma famille,

A tous mes amis (es),

A mon binôme Hammou et sa famille.

Dédicaces

A mes cher parents,

A qui je dois ce que je suis,

*Qu'ils trouvent dans ce site, le fruit de leurs sacrifices consentis pour mon éducation,
et l'expression de mon amour et de ma gratitude pour la bienveillance avec laquelle ils m'ont
toujours entouré.*

Que Dieu leur préserve longue vie et bonne santé.

A mes grands parents,

A ma fiancée

A ma sœur,

A mes frères,

A mes oncles,

A toute la famille Nacer,

A tous mes amis (es),

A mon binôme Omar et sa famille.

ملخص:

إن الهدف من مشروع التخرج هذا هو الدراسة التجريبية لانتشار ملوث فعال في سيلان على سطح حر، وهذا لغرض فهم الآليات المسؤولة على هذا الانتشار و كذا تأثير الظواهر الهيدروديناميكية الموجودة في السيلان.

النتائج المتحصل عليها ممثلة على شكل منحنيات تبين تغيرات تركيز الملوث بدلالة الزمن و المكان.

الكلمات المفتاحية: انتشار، ملوث فعال، سيلان على سطح حر، تركيز الملوث.

Résumé

Le but de ce projet de fin d'études est l'étude expérimentale de la dispersion d'un polluant actif dans un écoulement à surface libre, et cela pour comprendre les mécanismes responsables de cette dispersion, ainsi que l'influence des phénomènes hydrodynamiques présents dans l'écoulement.

Les résultats obtenus sont présentés sous formes des courbes qui montrent l'évolution de la concentration du polluant dans le temps et dans l'espace.

Mots clés : Dispersion, Polluant actif, Ecoulement à surface libre, concentration du polluant.

Abstract

The goal of this end of studies' project is the experimental study of the dispersion of an active pollutant in a free surface flow, and that, in order to include and understand the mechanisms responsible for this dispersion, as well as the influence of the hydrodynamic phenomena present in this flow.

Our results are showed by curves which give the evolution of the pollutant's concentration in space and tens.

Key words : Dispersion, active pollutant, free surface flow, pollutant's concentration.

Liste des figures

N° de figure	Titre	page
Figure I-1	: Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée	04
Figure I-2	: Equilibre des forces sur une portion d'écoulement permanent uniforme	07
Figure I-3	: Diagramme d'énergie spécifique	10
Figure I-4	: Courbes M	12
Figure I-5	: Courbes S	13
Figure II-1	: Modèle de convection, diffusion et modèle de convection+diffusion comparés aux données de Fischer.	17
Figure II-2	: Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de Fischer.	18
Figure II-3	: Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Clinche.	19
Figure II-4	: Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri.	19
Figure II-5	: Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri.	20
Figure II-6	: Erreur à 160 unités de temps ; $\Delta t=10$.	22
Figure II-7	: Distribution de concentration moyennée sur la verticale mesurée à deux stations d'échantillonnage en aval, pour une émission uniforme en surface Montfort.	24
Figure II-8	: Distribution de la concentration moyennée sur la verticale mesurée à une section aval $x' = 1000$ pour deux nombres de Reynolds différents	24
Figure II-9	: Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en aval pour une émission de pollution en surface à Montfort.	25
Figure II-10	: Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en aval pour une émission de polluant en surface à Leighton.	26
Figure II-11	: Comparaison des résultats obtenus en utilisant la résolution analytique de Fischer et le schéma numérique proposé par les autres.	30
Figure II-12	: Comparaison des résultats obtenus en utilisant le schéma de Jaque et Ball et le schéma numérique proposé par les auteurs.	31
Figure II-13	: Disposition schématique d'un système port-rivière	33
Figure II-14	: Champs d'écoulement et distribution de la concentration dans le système port-rivière.	33
Figure II-15	: Variation temporelle de la concentration moyenne à l'intérieur du port.	34
Figure II-16	: Points de sortie de la marée dans le port.	34
Figure II-17	: Variation temporelle de concentration aux points de mesure A, B, C, D.	35
Figure IV-1	: Déversoir à mince paroi	49

Liste des figures

Figure IV-2	:	Déversoir triangulaire à mince paroi	49
Figure IV-3	:	La courbe d'étalonnage du déversoir	51
Figure IV-4	:	La courbe d'étalonnage du phénol	54
Figure V-1	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l	59
Figure V-2	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 2$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l	60
Figure V-3	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 4$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l	60
Figure V-4	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à 2 cm de fond du canal à $x = 4$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l	61
Figure V-5	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1$ m pour $Q = 0,38$ l/s obtenue par voie expérimentale	62
Figure V-6	:	Evolution de la concentration à la surface à $x = 1,5$ m pour $Q = 0,38$ l/s obtenue par voie expérimentale	62
Figure V-7	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 3$ m pour $Q = 0,38$ l/s obtenue par voie expérimentale	63
Figure V-8	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface et à différentes sections pour $Q = 0,38$ l/s obtenue par voie expérimentale	63
Figure V-9	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1$ m pour différents débits obtenue par voie expérimentale	64
Figure V-10	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1,5$ m pour différents débits obtenue par voie expérimentale	65
Figure V-11	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 3$ m pour différents débits obtenue par voie expérimentale	65
Figure V-12	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à 2 cm du fond du canal, à $x = 1$ m pour $Q=0,52$ l/s obtenue par voie expérimentale	66
Figure V-13	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à 2 cm du fond du canal, à $x = 1$ m pour $Q=0,38$ l/s obtenue par voie expérimentale	66
Figure V-14	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 1$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale	67
Figure V-15	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 1,5$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale	68
Figure V-16	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 3$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale	68
Figure V-17	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 4$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale	69

Liste des figures

Figure V-18	:	Evolution de la concentration en fonction du temps à différentes sections pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale	69
Figure V-19	:	Evolution de la concentration en fonction du temps au fond du canal à $x = 1$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale	70
Photographie IV-1	:	Installation expérimentale	44
Photographie IV-2	:	Réservoir d'alimentation	45
Photographie IV-3	:	Bacs du polluant	45
Photographie IV-4	:	Canal rectangulaire	46
Photographie IV-5	:	Déversoir rectangulaire	46
Photographie IV-6	:	Spectrophotomètre	54

Liste des tableaux

N° du tableau	Titre	Page
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.	26
Tableau IV-1	: Variation du débit en fonction de l'épaisseur de la lame déversante	46
Tableau IV-2	: Résultats expérimentaux des coefficients de débit	48
Tableau IV-3	: Résultats d'étalonnage du phénol	50
Tableau IV-4	: Régimes d'écoulement	51
Tableau IV-5	: Calcul de la hauteur critique	51

Liste des symboles

Symbole	Identification	Unité
B	Largeur du canal	m
C	Concentration moyenne à l'entrée	mg/l
C_0	Concentration initiale	mg/l
C_a	Concentration au fond	mg/l
C_h	Coefficient de Chezy	-
C_i	Concentration finale	mg/l
C_u	Coefficient numérique	-
D	Profondeur hydraulique	m
d	Coefficient de dispersion apparent	m
D_h	Diamètre hydraulique	m
D_l	Coefficient de diffusion	-
D_o	Densité optique	-
E	Energie spécifique	m
f	coefficient de frottement	-
Fr	Nombre de Froud	-
g	L'accélération de la pesanteur	m/s^2
h	Tirant d'eau	m
H	Hauteur d'échancrure	m
h_c	Hauteur critique	m
h_d	Hauteur d'eau déversée	m
I	La pente géométrique	m/m
I_c	La pente critique	m/m
J	La pente hydraulique	m/m
k	Débitance	m^3/s
K	Energie cinétique turbulente	m/s^2
n	Coefficient de Manning	-
P	Hauteur de la pelle du déversoir	m
P_m	Périmètre mouillé	m
P_{atm}	La pression atmosphérique	N/m^2
Q	Débit	m^3/s
q	Flux moyen	m^2/s
Re	Nombre de Reynolds	-
R_h	Rayon hydraulique	m
S_m	Section mouillée	m^2
T	Temps	s
U	Vitesse moyenne d'écoulement	m/s
U^*	Vitesse de cisaillement	m/s
V	Volume d'eau	m^3
α	Coefficient limite	-
β	Angle d'échancrure	°
γ_t	Viscosité turbulente	m^2/s
γ_w	Poids spécifique de l'eau	N/m^3
μ	Viscosité dynamique du fluide	$N.s/m^2$
μ_d	Coefficient de débit	-
τ_w	Contrainte de frottement entre l'eau et le	N/m^2
P_m	périmètre mouillé	m
ν	Viscosité cinématique du fluide	m^2/s
θ	L'angle d'inclinaison du canal	°
ρ_w	Masse volumique de l'eau	Kg/m^3

Sommaire

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Rappels sur les écoulements à surface libre	
1. Définitions essentielles.....	01
1.1 Les paramètres géométriques.....	04
1.2 Les paramètres hydrauliques.....	04
1.2.1 Masse volumique.....	05
1.2.2 Poids volumique.....	05
1.2.3 Débit.....	05
1.2.4 Débitance.....	05
1.2.5 Vitesse en un point de l'écoulement.....	05
1.2.6 Vitesse moyenne.....	06
1.2.7 Nombre de Froude.....	06
1.2.8 Nombre de Reynolds.....	06
1.2.9 Ligne de courant	06
1.2.10 Pression hydrostatique en un point.....	06
2. Classification des écoulements.....	06
3. L'écoulement permanent uniforme.....	07
3.1 Considérations théoriques.....	07
3.2 L'équation de Chézy.....	07
3.3 L'équation de Manning	08
3.4 Autres formules d'écoulements.....	09
3.4.1 Formule de Manning-Strickler.....	09
3.4.2 Formule de Darcy-Weisbach.....	09
3.5 L'écoulement critique	09
3.5.1 La hauteur critique.....	09
3.5.2 La pente critique	10
3.6 Calcul de la hauteur normale.....	11
3.7 Courbe de remous typique.....	11
3.7.1 Courbes M.....	11
3.7.2 Courbes S	12
3.7.3 Courbes C	13
1.2.11 Courbes H et A.....	14

Chapitre II : Etat de l'art sur l'études de la dispersion des polluants dans un cours d'eau

1. Travaux de R. McQuievy et T. N. Keef.....	16
2. Travaux H. M. Leisman et E. Ofrind.....	20
3. Travaux S. E. Heslop et C. M. Allen	22
4. Travaux de B. Lin et K. Shino.....	27
5. Travaux de Z. Ahmad & U. C. Kothyari et K. G. Ranga Raju.....	29
6. Travaux de C.W.Li et J.Gu.....	31
7. Travaux de BOUSSOUM	35
Conclusion.....	36

Chapitre III : Pollution des cours d'eau

1. Pollution par les pesticides.....	38
2. Pollution par les nitrates et les phosphates.....	38
3. Pollution par les métaux lourds.....	39
4. Pollution par les hydrocarbures	40
5. Pollution par les micro-organismes.....	41
6. Pollution urbaine.....	41
7. pollution thermique.....	41
8. Pollution par les produits toxiques.....	41

Chapitre IV : Description de l'installation expérimentale

1. Installation expérimentale	44
1.1 Réservoir d'alimentation.	44
1.2 Bacs du polluant	45
1.3 Canal rectangulaire.....	46
1.4 Le déversoir	46
2. Polluant utilisé	47
2.1 Appellation	47
2.2 Propriétés physico-chimiques.....	47
2.3 Origine et extraction	47
2.4 Toxicité.....	47
2.5 Comportement dans l'environnement	48
3. Moyens de mesures	48
3.1 Mesure du débit	48
3.1.1 Définition du déversoir	48
3.1.2 Déversoir triangulaire.....	49

3.1.3 Etalonnage du déversoir	50
3.2 Mesure de la hauteur d'eau	52
3.3 Mesure de la concentration du polluant.....	52
4. Régimes d'écoulement	55
5. Courbes de remous.....	55
6. Mode opératoire	56
Chapitre V : Analyse des résultats et interprétation	
1.Essais préliminaires.....	59
2. Cas d'une injection de pollution discontinue.....	61
Ø prélèvement à la surface.....	61
Ø prélèvement à 2 cm du fond.....	66
3. Cas d'une injection de pollution continue.....	67
Ø Prélèvement à la surface.....	67
Ø Prélèvement à 2 cm du fond.....	70
Conclusion.....	70
Conclusion générale.....	73

*Introduction
générale*

INTRODUCTION GENERALE

La protection de l'environnement est actuellement l'un des objectifs prioritaires de notre société. Les cours d'eau sont affectés par des pollutions ponctuelles et chroniques. Ces atteintes résultent pour l'essentiel de l'activité des industries, des exploitations agricoles, des collectivités ou des transports et peuvent parfois être à l'origine de la non-conformité de la ressource pour satisfaire des usages comme la production d'eau potable.

Les conséquences de ces contaminations sur les écosystèmes sont parfois très graves. Par conséquent, aujourd'hui de nombreux pays se sont dotés de normes plus ou moins sévères qui fixent les seuils de rejets de pollution à ne pas dépasser.

Pour fixer le seuil de ces rejets et anticiper les mesures à appliquer et limiter la dégradation, la meilleure solution est de concevoir des méthodes et des outils qui servent à prévoir des profils d'évolution de la concentration temporelle et spatiale lors de la dispersion de ces pollutions dans les cours d'eau.

Les outils de modélisation sont les plus fréquemment utilisés pour résoudre ce type de problème. La modélisation mathématique est plus simple et moins coûteuse à mettre en œuvre, mais reproduit difficilement la réalité physique sans l'apport de l'expérimentation. Par contre, la modélisation physique (modèles réduits et modèles analogiques) est très coûteuse à mettre en œuvre et reproduit complètement la réalité physique des phénomènes étudiés.

Dans le cadre de ce travail, la deuxième approche a été adoptée. Des essais ont été effectués au sein du laboratoire d'hydraulique de l'Ecole Nationale Polytechnique, dans le but d'étudier le phénomène de dispersion d'un polluant actif dans un canal rectangulaire.

Ce mémoire est subdivisé en cinq parties:

En premier lieu nous donnons quelques rappels succincts sur les écoulements à surface libre.

Le deuxième chapitre présente quelques travaux sur les modèles mathématiques et numériques établis sur la dispersion de la pollution dans les cours d'eau et les ports.

Le troisième chapitre de ce mémoire décrit les différentes sources de pollution des milieux aquatiques, en citant les types de pollution qui peuvent dégrader les eaux de surfaces.

L'objet du quatrième chapitre consiste en la description de l'installation expérimentale, en citant les différents matériels utilisés, et les moyens de mesure mis en œuvre.

Dans le dernier chapitre nous allons analyser et interpréter les résultats expérimentaux obtenus.

Chapitre I

*Rappels sur les écoulements à
surface libre*

Chapitre I : Rappels sur les écoulements à surface libre

Ce chapitre condense en quelques pages les grands principes de l'hydraulique à surface libre utiles à la compréhension des cours d'eau et aux problèmes courants d'ingénierie fluviale.

Les écoulements à surface libre sont des écoulements qui s'écoulent sous l'effet de la gravité en étant en contact partiellement avec un contenant (canal, rivière, conduite) et avec l'air dont la pression est généralement à surface libre. Contrairement aux écoulements en charge, la section d'écoulement devient une caractéristique de l'écoulement et non plus seulement de la géométrie du contenant.

1. Définitions essentielles

1.1 Les paramètres géométriques

Les paramètres géométriques sont relatifs à une section de canal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse (x). Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau (y), la section mouillée (S_m), la largeur au miroir (L) ou la largeur de la section mouillée et le périmètre mouillé (P_m). Ils sont définis dans la figure (I-1).

Il faut noter que le périmètre mouillé représente la longueur de paroi au contact de l'eau (berge ou fond), mais ne comporte pas le contact entre l'eau et l'atmosphère. Le tirant d'eau est mesuré perpendiculairement au fond du canal, il ne doit théoriquement pas être confondu avec la hauteur d'eau qui est une mesure verticale. Mais en rivières à faibles pentes, ces deux valeurs sont pratiquement égales.

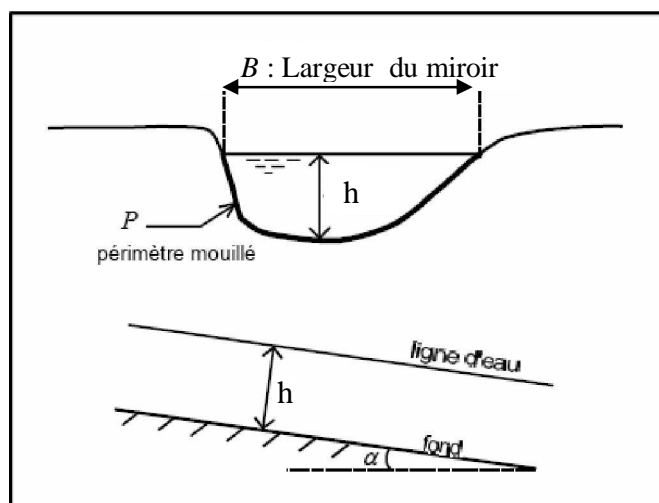


Figure I-1 : Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée

Par définition, le rayon hydraulique est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé $R_h = \frac{S_m}{P_m}$. Si le canal est rectangulaire, alors $R_h = \frac{B \times h}{B + 2h}$, et si le canal est infiniment large $R_h = h$.

La pente du canal, notée i est la pente de son fond, mesurée tout le long de son axe, et comptée positivement si le canal est descendant.

Si z_f désigne la cote du fond mesurée positivement vers le haut, alors $I = -\frac{dz_f}{dx} = \sin \alpha$.

Tous les paramètres B, h, S, P, R_h dépendent du débit et ne sont donc pas des constantes géométriques.

1.2 Les paramètres hydrauliques

1.2.1 Masse volumique

La masse volumique de l'eau est notée ρ_w et vaut 1000 kg/m^3 dans le cas de l'eau sans matières en suspension.

1.2.2 Poids volumique

Le poids volumique de l'eau est noté $\gamma_w = g \cdot \rho_w$ et vaut $9,81 \text{ KN/m}^3$ pour de l'eau sans matières en suspension.

g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut $9,81 \text{ m/s}^2$. Le poids volumique ne doit pas être confondu avec la masse volumique définie plus haut ou avec la densité qui est un nombre sans dimension.

1.2.3 Débit

Le débit (Q) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du canal par unité de temps.

1.2.4 Débitance

Elle représente la mesure de la capacité du transport d'eau dans une section transversale, elle est donnée par : $K = \frac{Q}{\sqrt{J}}$, où J représente la pente hydraulique.

1.2.5 Vitesse en un point de l'écoulement

Par définition, la vitesse (v) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

1.2.6 Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est par définition : $U = \frac{Q}{S_m}$, c'est à dire $U = \frac{\iint u \cdot ds}{S_m}$, ds désignant un élément de surface ($S = \iint ds$).

1.2.7 Nombre de Froude

Le nombre de Froude est le rapport entre les forces d'inerties et les forces de pesanteurs, il est donné par : $Fr = \frac{U}{\sqrt{g \times h}}$

On peut classer les écoulements selon la valeur du nombre de Froude comme suit:

- ◆ $Fr > 1$: Ecoulement torrentiel.
- ◆ $Fr < 1$: Ecoulement fluvial.
- ◆ $Fr = 1$: Ecoulement critique.

1.2.8 Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de frottement et les forces de pesanteur : $Re = \frac{UD_h}{\nu}$

avec, D_h : le diamètre hydraulique ;

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s} : \text{ la viscosité cinématique de l'eau ;}$$

$$\mu = 10^{-3} \text{ Kg} / \text{ms} : \text{ la viscosité dynamique de l'eau.}$$

Les régimes d'écoulements sont classés suivant le nombre de Reynolds comme suit:

- ◆ $Re < 2000$: Ecoulement laminaire.
- ◆ $2000 < Re < 2300$: Ecoulement transitoire.
- ◆ $Re > 2300$: Ecoulement turbulent.

1.2.9 Ligne de courant

Une ligne de courant est une courbe tangente en chacun de ses points P au vecteur vitesse en ce point. En écoulement non permanent, la vitesse v au point P évolue dans le temps et les lignes de courant se déforment avec le temps. En écoulement permanent, les lignes de courant ne se déforment pas et constituent des trajectoires de particules d'eau. Le profil de la surface libre est une ligne de courant particulière.

1.2.10 Pression hydrostatique en un point

Dans un liquide au repos, $z_p + \frac{p}{\gamma_w}$ est constant en tout point P de la masse liquide.

z_p désigne la cote du point P. p désigne la pression appliquée à une facette passant par ce point et ne dépend pas de l'orientation de cette facette. Elle s'exprime en Pascal (symbole Pa ou N/m²). Dans ce qui suit, p désignera la pression relative (autrement dit, en surface d'un liquide la pression est nulle). A une profondeur h sous la surface libre $p = \gamma_w \times h$.

2. Classification des écoulements

Un écoulement qui ne varie pas dans le temps est un écoulement permanent autrement, il est non permanent. À l'échelle de quelques heures, un écoulement en rivière peut être considéré comme permanent, par contre l'écoulement dans un estuaire est continuellement en changement sous l'effet des marées.

On dit qu'un écoulement est uniforme si l'aire de sa section d'écoulement est constante tout le long de son parcours, autrement il est non uniforme.

Si la non uniformité est faible, on qualifiera l'écoulement de graduellement varié.

Si le changement de section s'effectue sur une courte distance, alors l'écoulement sera brusquement varié. Un écoulement permanent, le long d'une rivière, est une succession d'écoulements uniformes, graduellement et brusquement variés.

3. L'écoulement permanent uniforme

Cet écoulement, le plus simple mais pas nécessairement le plus fréquent, apparaît dans un canal, lorsque la profondeur d'écoulement est constante sur la longueur du canal et que la pente de la surface libre est égale à la pente du fond.

3.1 Considérations théoriques

Considérons un volume d'eau dans un canal incliné tel que montré dans la Figure (I-2) :

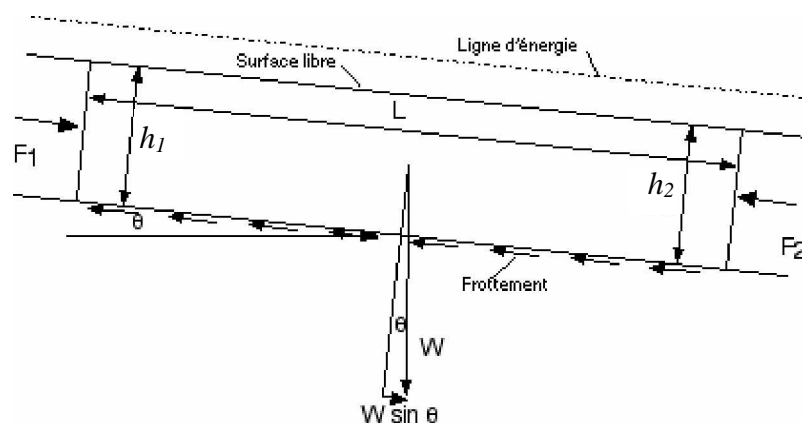


Figure I-2 : Equilibre des forces sur une portion d'écoulement permanent uniforme

L'équation de conservation de la quantité de mouvement peut s'écrire :

$$F_1 - F_2 - \tau_w PL + W \sin \theta = \rho Q (V_2 - V_1) \quad (I-1)$$

où, F_1 et F_2 sont les forces de pression hydrostatique, τ_w est la contrainte de frottement entre l'eau et le périmètre mouillé P le long de la distance L , W est le poids du volume d'eau considéré et θ est l'angle du canal par rapport à l'horizontale.

Si l'écoulement est uniforme h_1 et h_2 sont égaux, par conséquent F_1 et F_2 , Q_1 et Q_2 sont aussi égaux. L'équation (I-1) se simplifie alors en :

$$\tau_w = \frac{W}{PL} \sin \theta = \frac{\gamma S_m L}{PL} \sin \theta = \frac{\gamma S_m}{P} \sin \theta = \gamma R_h \sin \theta$$

où, S est la section d'écoulement et R_h le rayon hydraulique. Lorsque l'angle θ est petit, $\sin \theta = \text{tg} \theta$ et est égal à la pente du canal i .

La relation précédente s'écrit finalement :

$$\tau_w = \gamma R_h i \quad (I-2)$$

La contrainte de frottement est estimée pour un écoulement turbulent par :

$$\tau_w = f \rho \frac{U^2}{8} \quad (I-3)$$

f est un coefficient de frottement qui dépend de la rugosité du canal et du nombre de Reynolds de l'écoulement.

3.2 L'équation de Chézy:

En portant l'équation (I-3) dans l'équation (I-2), on obtient:

$$U = C_h \sqrt{R_h i} \quad (I-4)$$

C'est l'équation de Chézy et où C est le coefficient de Chézy égal à $\sqrt{\frac{8g}{f}}$ [$L^{-1/2}/T$].

À partir de données expérimentales, Manning a développé une expression pour le coefficient de Chézy et où le coefficient de frottement intervient sans dimension :

$$C_h = \frac{\alpha}{n} R_h^{1/6} \quad (I-5)$$

où, n est le coefficient de frottement de Manning et α est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.

3.3 L'équation de Manning

En remplaçant C dans la formule de Chézy, on obtient la formule de Manning :

$$U = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (I-6)$$

En introduisant le débit $Q = SU$,

$$\text{on a : } Q = \frac{\alpha}{n} S_m R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (I-7)$$

3.4 Autres formules d'écoulements

3.4.1 Formule de Manning-Strickler

$$U = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (I-8)$$

$$Q = K_s S R_h^{2/3} \sqrt{I}$$

$$K_s = 26 \left(\frac{1}{d_{65}} \right)^{1/6}$$

où, d_{65} est le diamètre en mètre correspondant à 65 % passant en poids.

3.4.2 Formule de Darcy-Weisbach

Parfois, pour les conduites d'égout, on utilise cette forme de l'équation de Darcy-

$$\text{Weisbach : } U = \sqrt{\frac{8g}{f} R_h I} \quad (I-9)$$

3.5 L'écoulement critique

L'écoulement critique apparaît lorsque l'énergie spécifique de l'écoulement est minimale. L'énergie spécifique E est définie comme la somme de la hauteur d'écoulement et de la

$$\text{hauteur de l'énergie cinétique, soit : } E = h + \frac{U^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gS_m^2} \quad (I-10)$$

En observant la figure (I-3), on constate que l'énergie spécifique est minimale lorsque la hauteur d'écoulement est égale à la hauteur critique. Cette valeur peut être obtenue par annulation de la dérivée de l'énergie spécifique par rapport à h.

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gS_m^3} \frac{dS}{dh} = 0 \quad (I-11)$$

Sachant que:

$$dS = B(h)dh$$

L'équation (I-11) devient :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{S_m^3}{B} \text{ ou encore } \frac{U^2}{2g} = \frac{S}{2B} \quad (\text{I-12})$$

En définissant la profondeur hydraulique D comme le rapport de l'aire de la section sur la largeur au miroir ($D = S_m/B$), on obtient :

$$\frac{U}{\sqrt{gD}} = 1 = Fr \quad (\text{I-13})$$

Ce qui signifie bien, que pour un régime critique le nombre de Froude est égal à 1. Au-delà de cette valeur, l'écoulement est en régime torrentiel et en deçà, il est en régime fluvial.

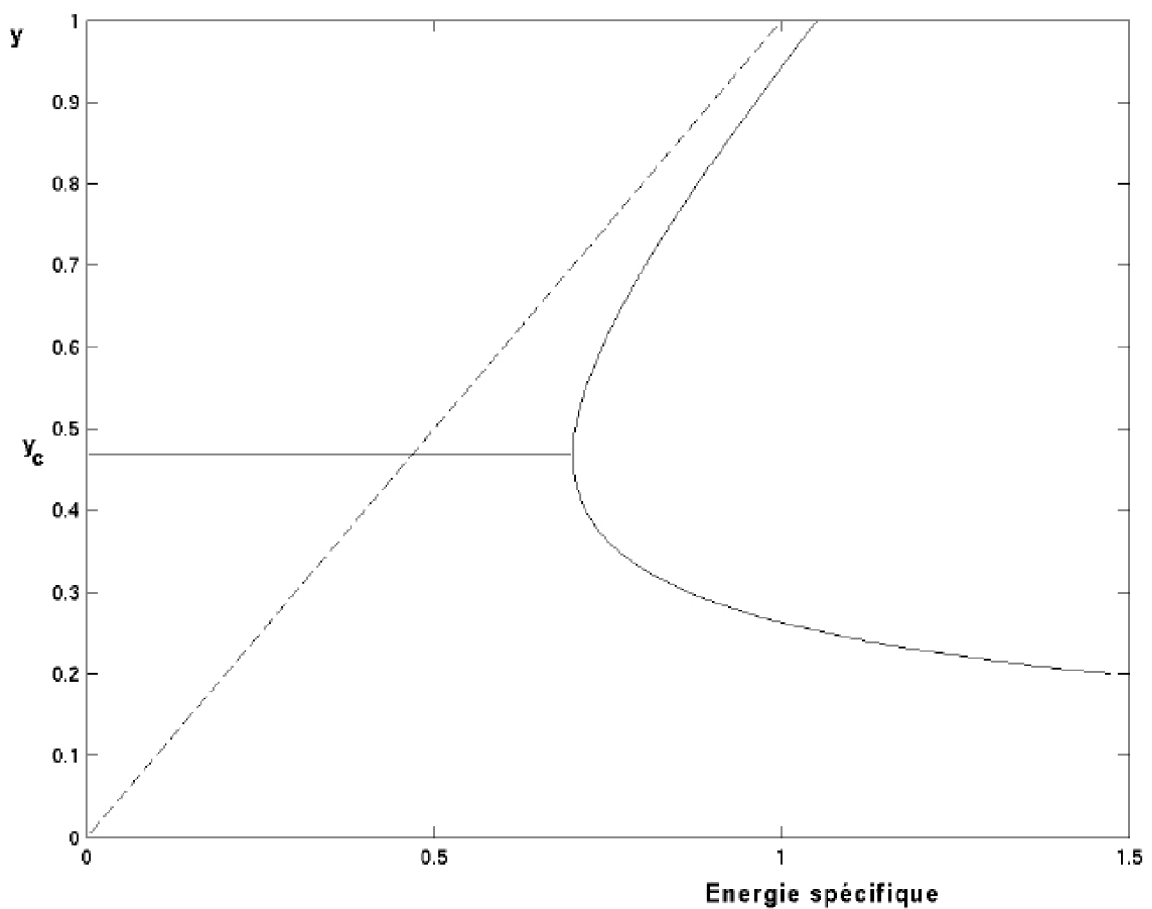


Figure I-3 : Diagramme d'énergie spécifique

3.5.2 La hauteur critique

Pour un débit, il existe indépendamment de la pente du canal une hauteur critique h_c que l'on peut calculer à partir de l'équation (I-12). La difficulté de calcul dépend de l'expression de S pour un canal à section rectangulaire :

$$S_m = Bh_c \text{ d'où :}$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{B^3 h_c^3}{B}, \text{ donc } h_c = \left(\frac{Q^2}{gB^2} \right)^{1/3}$$

3.5.2 La pente critique

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente d'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique. Avec h_c , on calcule S_c et R_c et l'on tire de l'équation de Manning la pente correspondante :

$$I_c = \frac{n^2 Q^2}{\alpha^2 S_m^2 R_h^{4/3}} \quad (I-14)$$

3.6 Calcul de la hauteur normale

Pour un débit donné et une pente de canal fixé, l'écoulement s'effectue avec une certaine hauteur d'eau. Cette hauteur d'eau est ce que l'on appelle la hauteur normale. En comparant cette hauteur d'eau avec la hauteur critique, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, critique ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

Le principe de base du calcul de la hauteur normale consiste à résoudre une équation d'écoulement en termes de débit (Chézy, Manning ou autre) de telle sorte que seule la profondeur soit inconnue.

3.7 Courbe de remous typique

Les courbes de remous peuvent se classifier selon la pente du canal. Il existe pour un débit donné une pente de canal pour laquelle l'écoulement se fait à la hauteur critique. Les pentes de canal inférieures à cette pente critique seront considérées comme faible. Cela formera le groupe M (pour *mild slope* en anglais). Les pentes supérieures à la pente critique formeront le groupe S (pour *steep slope* en anglais). On notera par C le groupe des courbes pour les canaux à pente critique puis par H les courbes sur des canaux horizontaux et enfin A (pour *adverse slope* en anglais) pour les canaux en contre-pente.

3.7.1 Courbes M

Ces courbes ont en commun $I_0 < I_c$ et $h_n > h_c$, on a donc un écoulement de type fluvial.

Ø Courbe M1

La hauteur d'écoulement h connue est plus grande que la hauteur normale h_n . En amont, elle tend vers la pente de la profondeur normale. En aval, elle tend vers l'horizontale. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. Elle représente l'entrée d'un écoulement permanent uniforme dans un réservoir.

Ø Courbe M2

La hauteur d'écoulement h connue est comprise entre la hauteur critique h_c et la hauteur normale h_n . En amont, elle tend vers la pente de la profondeur normale. En aval, elle chute brusquement vers la hauteur critique. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. Elle représente le passage d'un écoulement permanent uniforme vers une section critique comme une chute ou encore une augmentation forte de la pente d'écoulement.

Ø Courbe M3

La hauteur d'écoulement h connue est inférieure à la hauteur critique h_c . En amont, sa pente commence à remonter rapidement. En aval, elle remonte brusquement vers la hauteur critique. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. Elle représente le passage d'un écoulement permanent uniforme torrentiel vers un ressaut hydraulique comme au pied d'un déversoir ou d'un orifice.

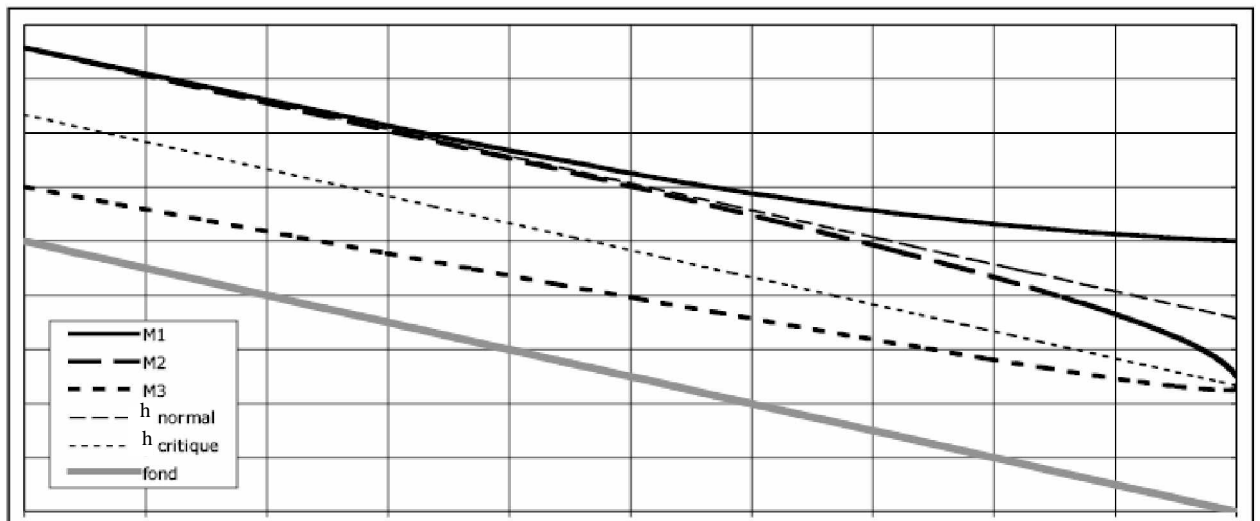


Figure I-4 : Courbes M

3.7.2 Courbes S

Ces courbes ont en commun $I_0 > I_c$ et $h_n < h_c$, on a donc un écoulement de type torrentiel.

Ø Courbe S 1

La hauteur d'écoulement h connue est plus grande que la hauteur normale h_n . En amont, elle coupe perpendiculairement la ligne de hauteur critique (ressaut). En aval, elle tend vers l'horizontale. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. Elle représente l'entrée d'un écoulement après ressaut dans un réservoir.

Ø Courbe S2

La hauteur d'écoulement h connue est comprise entre la hauteur critique h_c et la hauteur normale h_n . En amont, elle naît brusquement de la hauteur critique x . En aval, elle tend vers la hauteur normale. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. Elle représente le passage rapide d'un écoulement permanent uniforme torrentiel lors d'une augmentation de pente.

Ø Courbe S3

La hauteur d'écoulement h connue est inférieure à la hauteur normale h_n . En amont, sa pente commence à remonter rapidement. En aval, elle remonte brusquement vers la hauteur critique. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. Elle représente le passage d'un écoulement du pied d'un déversoir ou d'un orifice vers un canal rapide.

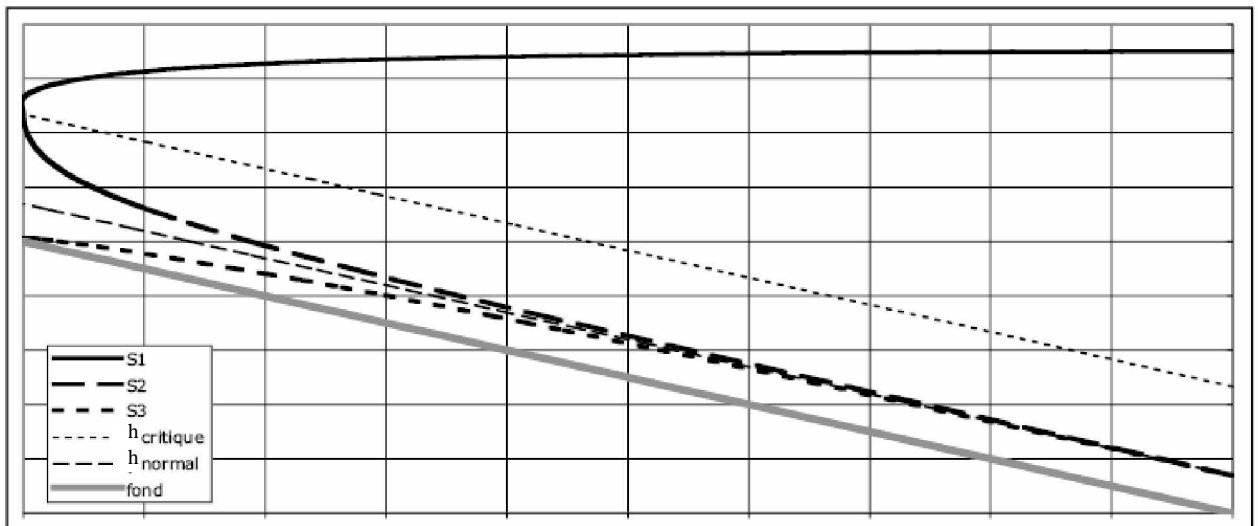


Figure I-5 : Courbes S

3.7.3 Courbes C

Les courbes C sont intermédiaires entre les courbes M et les courbes S.

Ø Courbe C 1

La courbe C1 représente le passage entre M1 concave et S1 convexe, elle est donc droite et horizontale

Ø Courbe C2

La courbe C2 n'existe pas car les hauteurs normales et critiques sont confondues.

Ø Courbes C3

La courbe C3 représente le passage entre M3 convexe et S3 concave, elle est donc droite et horizontale.

3.7.4 Courbes H et A

Les courbes H et A sont des cas particuliers des courbes M pour lesquelles on ne peut pas définir de régime uniforme donc la hauteur normale n'existe pas puisqu'elle devient infinie. Seules subsistent les courbes H2, H3, A2 et A3 qui ressemblent aux courbes M2 et M.

Chapitre II

*Etat de l'art sur l'étude de la
dispersion des polluants
Dans un cours d'eau*

Chapitre II : Etat de l'art sur l'étude de la dispersion des polluants dans un cours d'eau

La pollution des cours d'eau constitue l'une des préoccupations actuelles majeures des gouvernements et des populations, les recherches scientifiques sur ce type de problème sont toujours en cours.

La littérature scientifique est riche en différents travaux décrivant les phénomènes régissant la pollution (urbaine et industrielle) rejetée dans les cours d'eau. Elle concerne des études in situ (cours d'eau réel), au laboratoire ainsi que des études théoriques et numériques.

Dans ce chapitre, nous allons citer quelques uns de ces travaux selon leur ordre chronologique :

1. Travaux de R. McQuivey 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 :

- Ø La convection par les vitesses moyennes sur le temps,
- Ø La diffusion par fluctuations turbulentes.

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

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

(II-1)

avec, \bar{C} : Concentration moyenne à travers la section;

V : vitesse d'écoulement moyenne à travers la section ;

t : le temps ;

x : distance dans la direction de déroulement ;

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 V 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

$$\text{appliqué seulement après une longueur } L \geq \frac{1.8l^2}{R_h} \times \frac{\bar{V}}{V^*}$$

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)

R_h : rayon hydraulique (m).

Cela suggéra à Mc Quievy et N Kefer (Mcquievy, Kefer, 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.

Dans la figure (II-1) 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 (c) : diffusion pure.

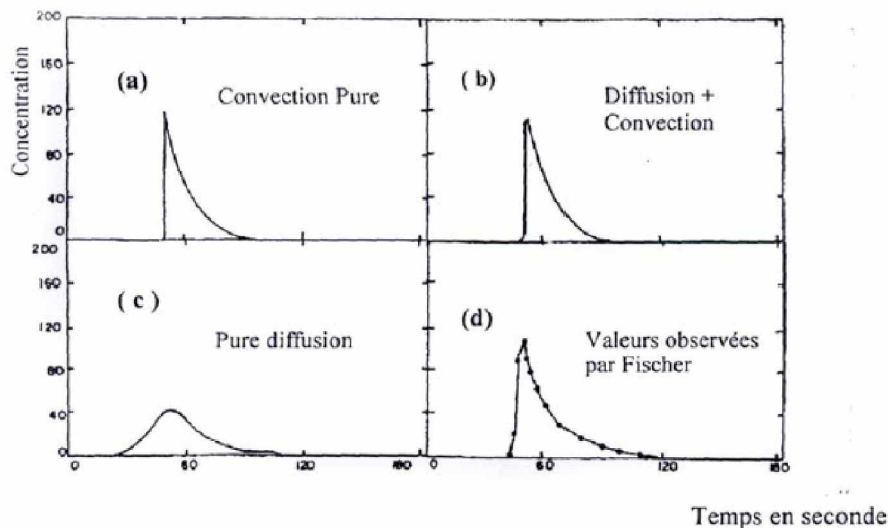


Figure II- 1 : Modèle de convection, diffusion et modèle de convection+diffusion comparés aux données de Fischer

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 $L = 0,3 \frac{l^2}{R} \times \frac{V}{V^*}$ 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-2) pour comparaison à la série de données de Fischer.

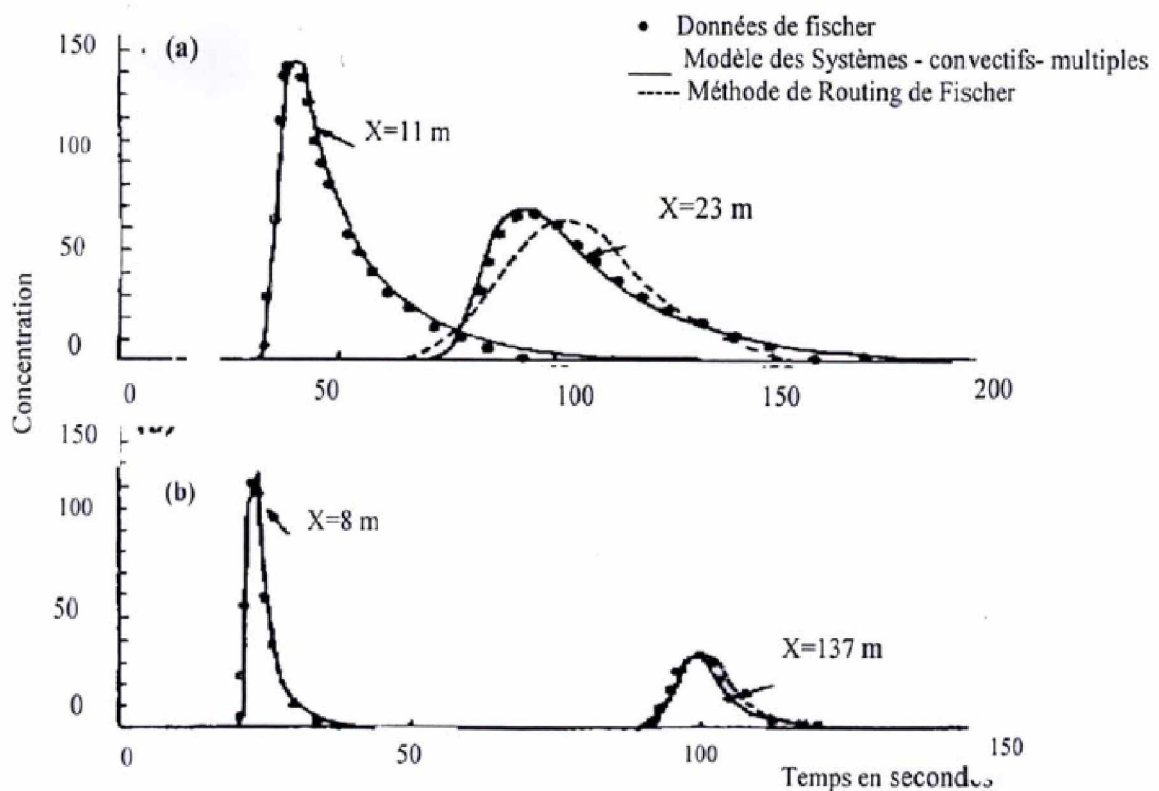


Figure II- 2: Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de Fischer

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-3)-(II-5) illustrent une comparaison de ces résultats avec des données collectées par Frederick Yotsukura et Materns.

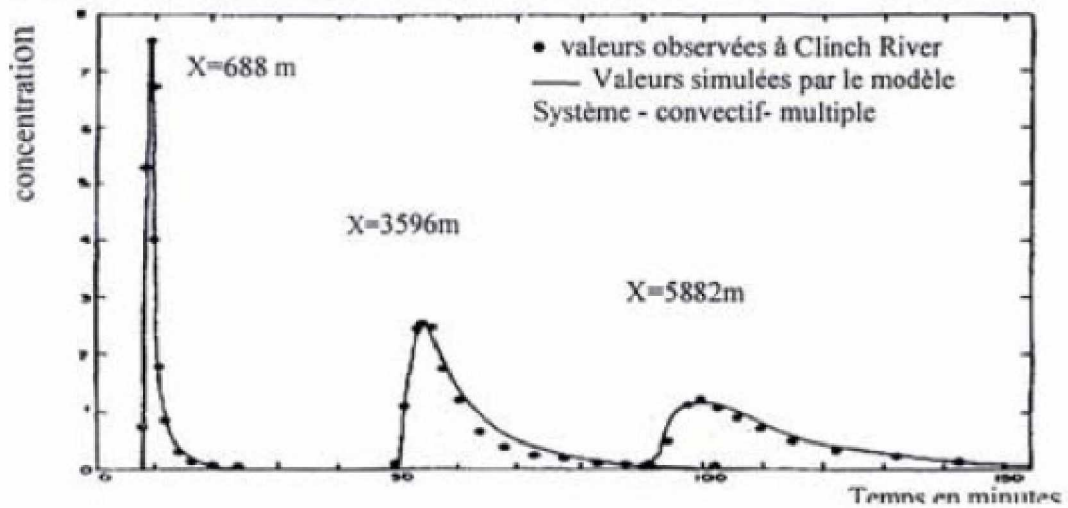


Figure II- 3 : Modèle de chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Clinche

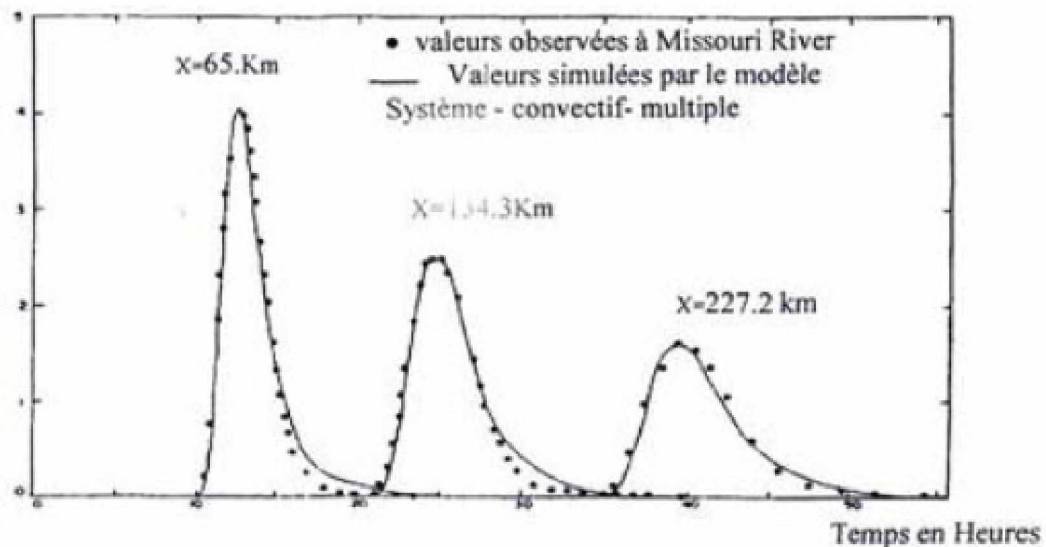


Figure II- 4 : Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri

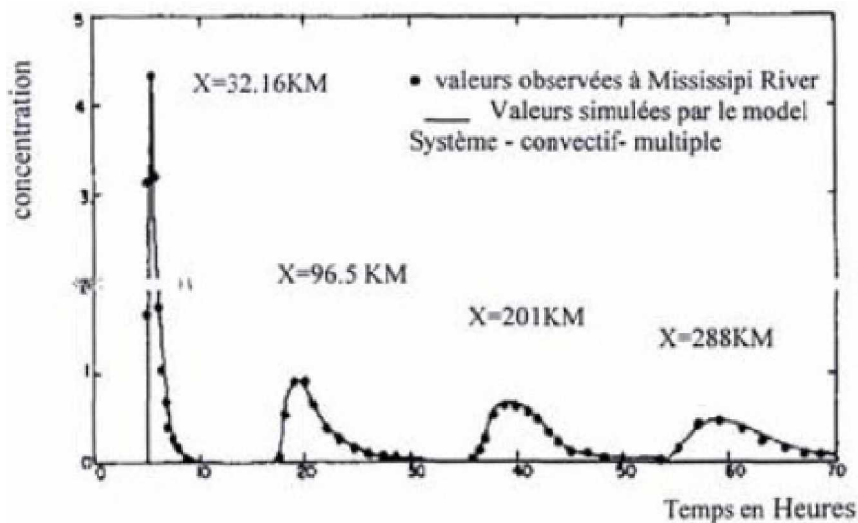


Figure II- 5 : Modèle des chaînes de systèmes – convectifs - multiple appliqué aux données de la rivière Missouri

2. 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-6) en terme d'erreur qui est définie 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.

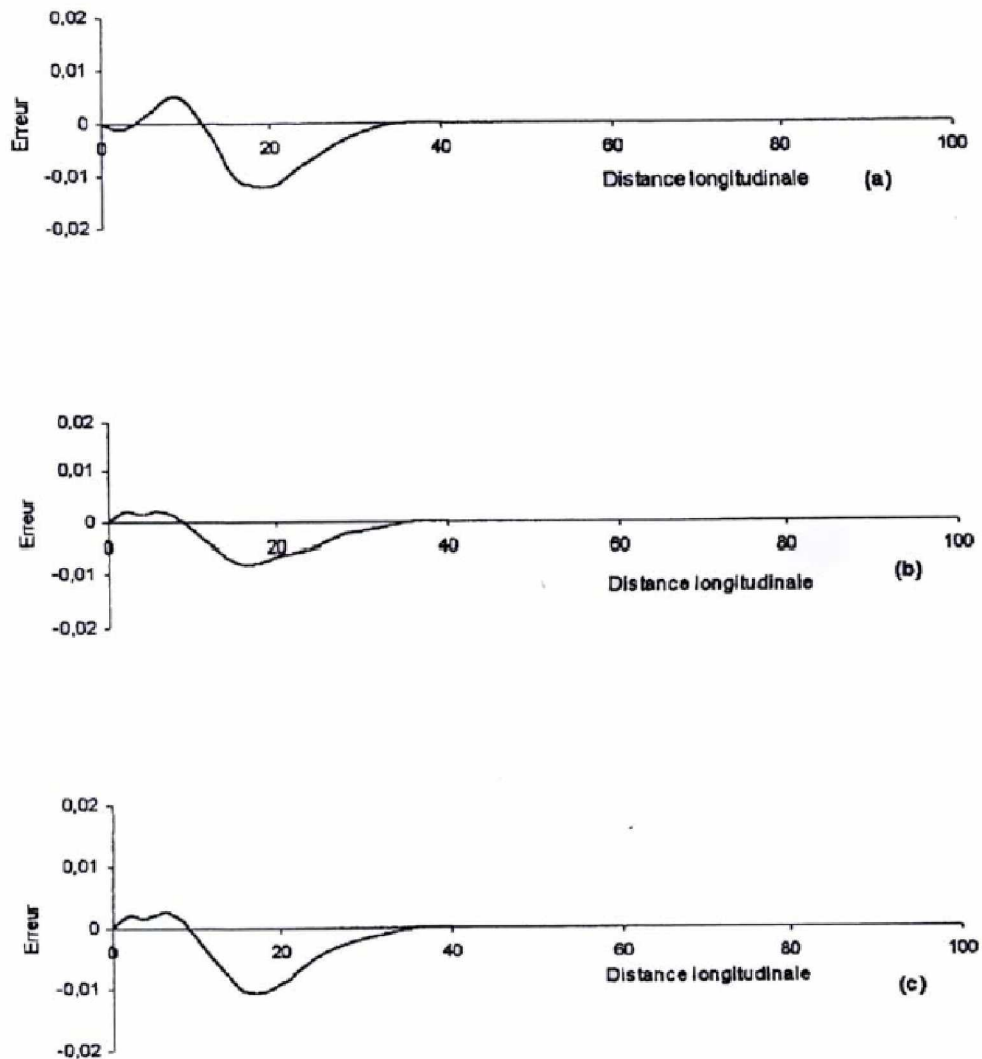


Figure II-6 : Erreur à 160 unités de temps ; $\Delta t=10$.

- (a) Schéma de Crank Nicholson ;
- (b) Schéma de la matrice symétrique du second ordre ;
- (c) Schéma de la matrice symétrique du troisième ordre.

3. 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 :

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

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 $R_e = 55000$; 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-7), (II-8).

Dans la figure (II-7) 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-8) 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.

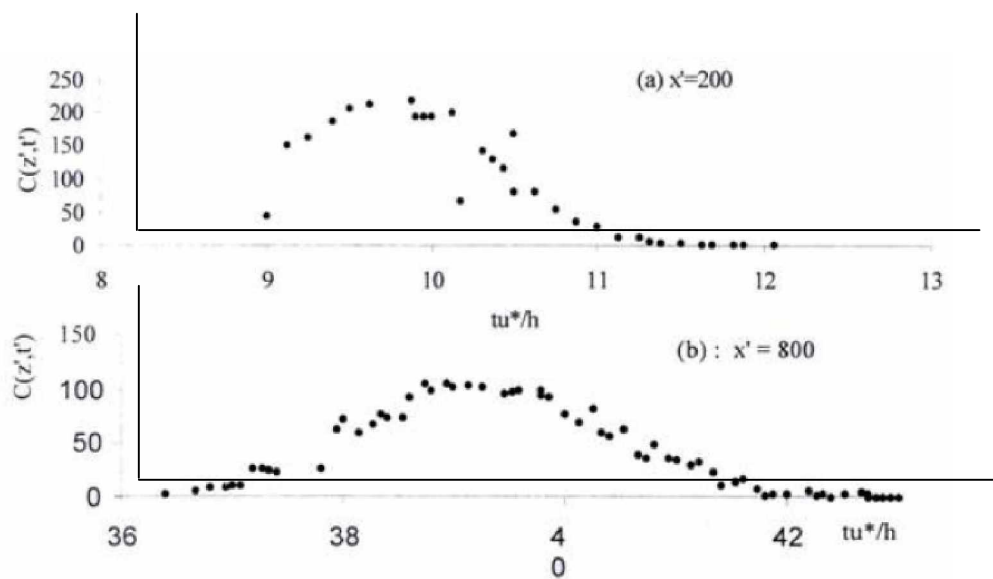


Figure II-7 : Distribution de concentration moyennée sur la verticale mesurée à deux stations d'échantillonnage en aval, pour une émission uniforme en surface Montfort

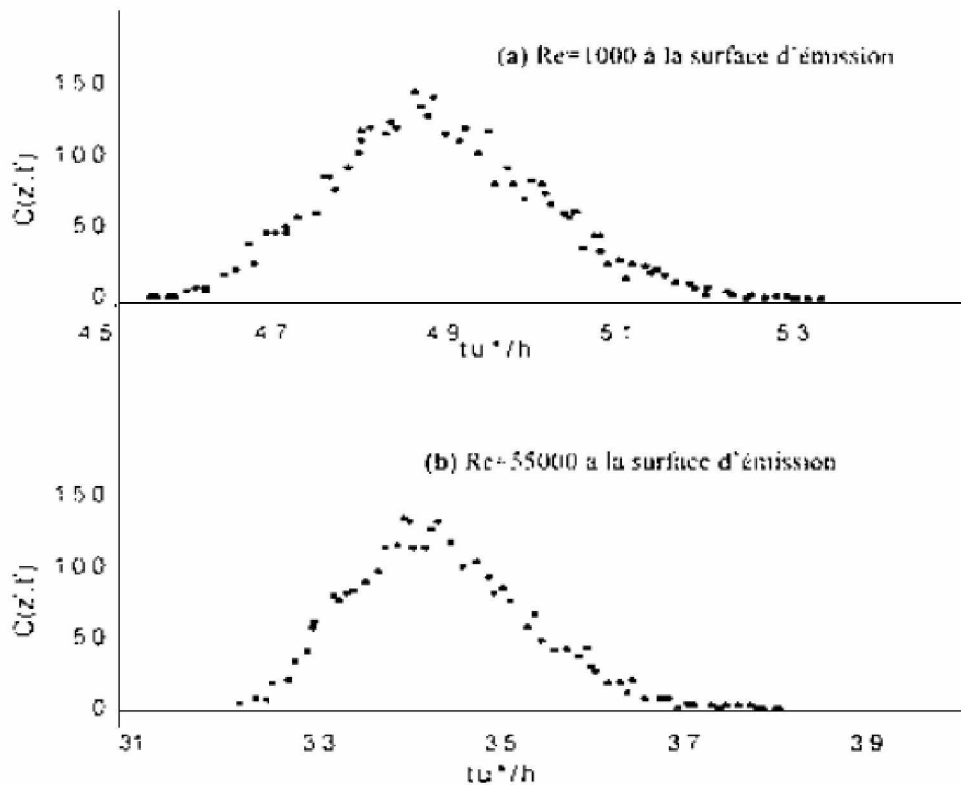


Figure II-8 : Distribution de la concentration moyennée sur la verticale mesurée à une section aval $x' = 1000$ pour deux nombres de Reynolds différents : (a) $Re = 1000$ et (b) $Re = 55000$.

Les résultats de la simulation pour les deux biefs de la Severn sont représentés dans les Figures (II-9) et (II-10) 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-9), 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-10).

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.

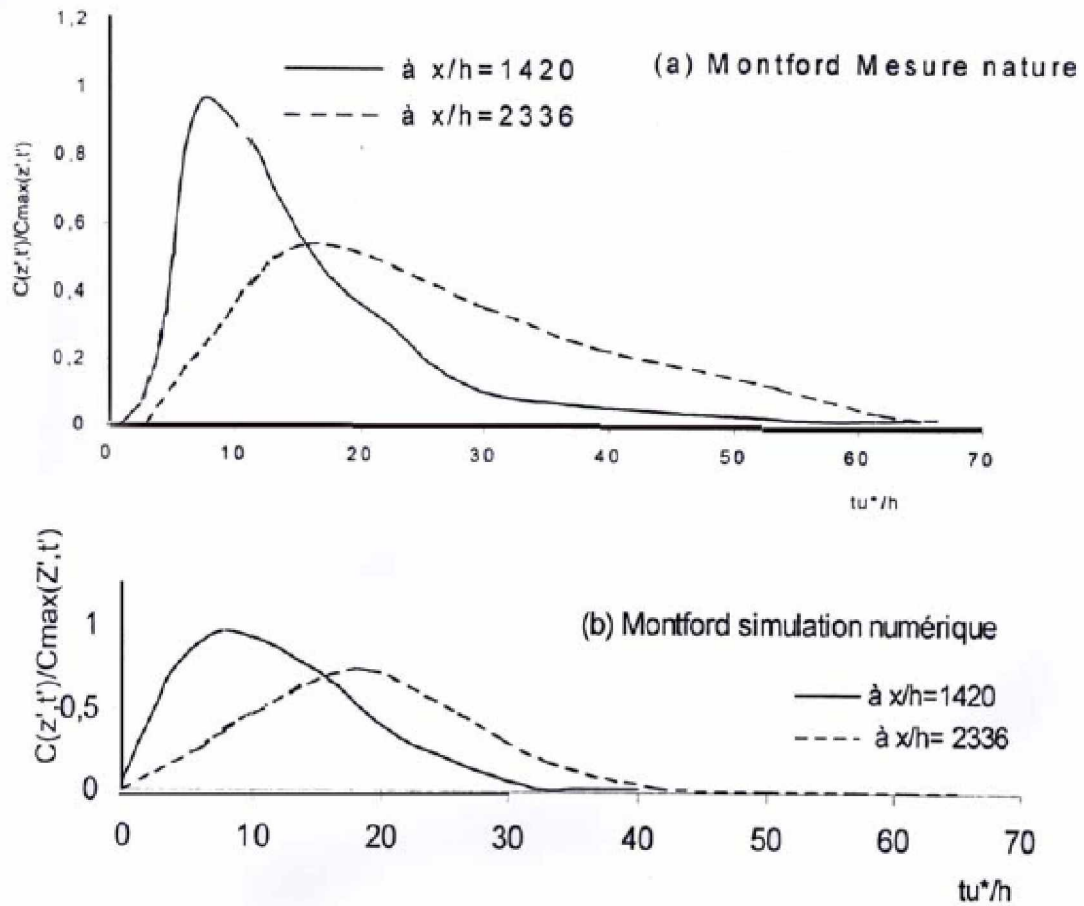


Figure II-9 : Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en aval pour une émission de pollution en surface à Montfort. (a) Mesures nature, (b) Simulation numérique.

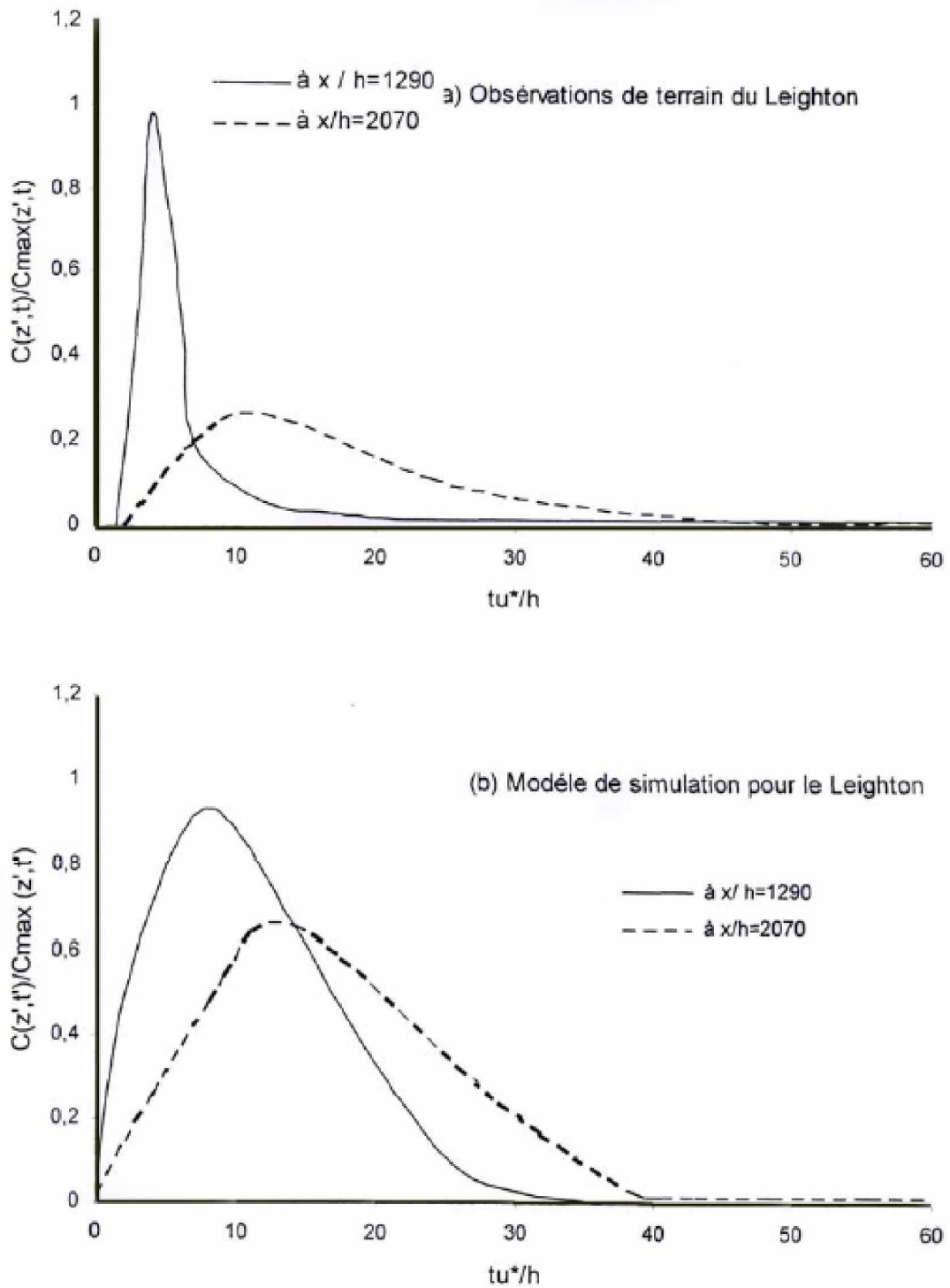


Figure II-10 : Distribution de concentration moyennée sur la verticale à deux stations d'échantillonnage en aval pour une émission de polluant en surface à Leighton.

(a) Mesure nature et (b) Simulation numérique.

4. 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 Σ 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) :

$$\Sigma = C_U \frac{K^{3/2}}{\kappa} \left(\frac{1}{y'} + \frac{1}{0,07h} \right) \quad (11-3)$$

où : y' est la distance jusqu'aux parois solides, κ 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 $\lambda = \frac{\gamma_t}{U^* \times h}$ (γ_t : viscosité

tourbillonnaire turbulente, U^* vitesse de cisaillement et h profondeur d'écoulement)

prédite par le modèle K- ϵ non linéaire à coté du plan de jonction est 10% plus petite que celle prédite par le modèle K- ϵ linéaire. La valeur de λ 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- ϵ non linéaire est meilleure que celle prédite par le modèle linéaire K- ϵ (Voir tableau II-1 (a) et II-1(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- ϵ non linéaire	3.92	3.86	3.79	3.71	3.65	0.212
Modèle K- ϵ 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- ϵ non linéaire	1.53	1.58	1.63	0.31
Modèle K- ϵ linéaire.	1.85	1.85	1.86	0.57

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

Z. Ahmad et U. C. Kothyari ainsi que K. G. Rangaraju 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 : S (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.

$$\frac{\partial(SC)}{\partial t} + \frac{\partial(SVC)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial t} \left(SD_L \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (II-4)$$

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 : $D_L = D_t + AX$

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.

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-11) pour comparaison, un bon accord entre elles a été noté.

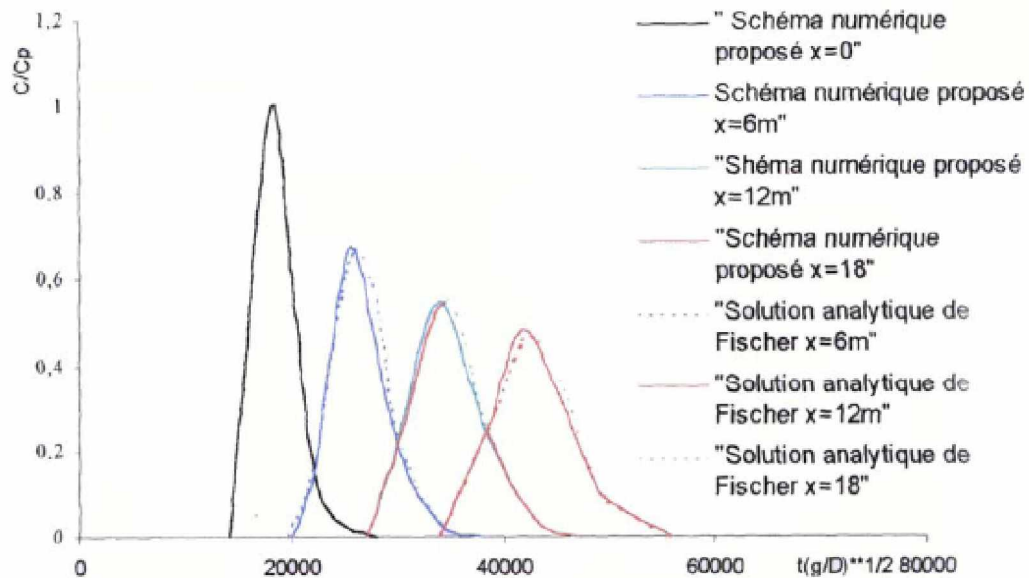


Figure II- 11 : Comparaison des résultats obtenus en utilisant la résolution analytique de Fischer et le schéma numérique proposé par les autres.

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 $Cr = 1$ (Figure II-12)

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.

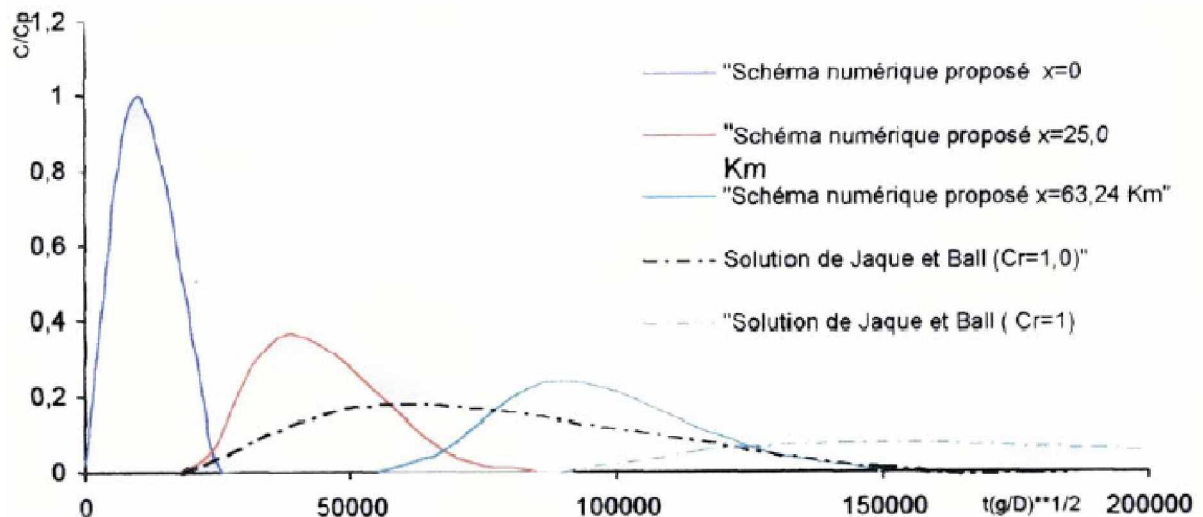


Figure II- 12 : Comparaison des résultats obtenus en utilisant le schéma de Jaque et Ball et le schéma numérique proposé par les auteurs

Les figures (II-11) et (II-12) 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.

6. Travaux de C.W. Li et J. Gu

En 2002, Li et Gu ont présenté à l'université polytechnique de Hong Kong une étude sur les écoulements dans les volumes d'eau semi-fermés. Ces écoulements ont un effet significatif sur la qualité de l'eau et les échanges entre fluides. L'échange de fluide entre la masse d'eau semi-fermée et l'extérieur est dû à deux mécanismes physiques :

- Ø Le flot lié à la marée ;
- Ø Le cisaillement induit par la différence de vitesse de l'eau entre l'intérieur et l'extérieur.

Pour prévoir l'écoulement et le transport d'affluents dans ces masses d'eau, un modèle tridimensionnel numérique intégré par couche a été développé. Pour tenir compte de la turbulence qui comprend la composante de cisaillement libre et le frottement au fond, le modèle k-ε a été employé. Le modèle numérique a été appliqué aussi bien au cas de la marée qu'à celui d'un écoulement permanent de rivière à l'extérieur d'un port rectangulaire avec ou sans brise-lame. Comparé aux résultats expérimentaux disponibles, l'échange de masse brut dû à la marée et à l'écoulement cisailé, donné par le modèle numérique, peut être considéré comme satisfaisant.

Un paramètre important affectant la qualité de l'eau ainsi que le dépôt de sédiment, est le temps de séjour. L'analyse de bilan de matière est faite comme suit :

$$\frac{D(\bar{C}V_0)}{Dt} = -q(C - C_a)$$

où, \bar{C} la concentration moyenne de soluté ;

V_0 le volume d'eau ;

q flux moyen quittant le volume d'eau ;

C la concentration moyenne à l'entrée ;

C_a la concentration au fond.

Dans ce travail le modèle tridimensionnel intégré par couche est développé pour la simulation d'écoulement et du transport de marée dans les domaines semi-fermé. Les contraintes de Reynolds sont paramétrées par le modèle de turbulence $k-\epsilon$. Les équations qui régissent le phénomène sont subdivisées en trois parties : advection, dispersion et propagation.

Avant d'appliquer le modèle numérique pour un port réel où la géométrie et la topographie sont complexes le modèle est validé avec un cas simple où les données expérimentales sont facilement accessibles (figure II-13), ce modèle est appliqué avec succès en prenant $k-\epsilon$ comme modèle de turbulence. Dans le cas de marée, ce modèle est utilisé pour un port rectangulaire avec $k-\epsilon$ comme modèle de turbulence.

Dans les petits ports avec un mélange complet, le débit massique quittant le port peut être représenté en fonction de la concentration par l'équation suivante :

$$C = C_0 e^{\left(\frac{-ku_a S}{V}\right)t}$$

(II-5)

Où, u_a la vitesse à l'entrée du port ;

A section d'entrée ;

k constante ;

C_0 concentration initiale ;

t le temps ;

V la vitesse transversale.

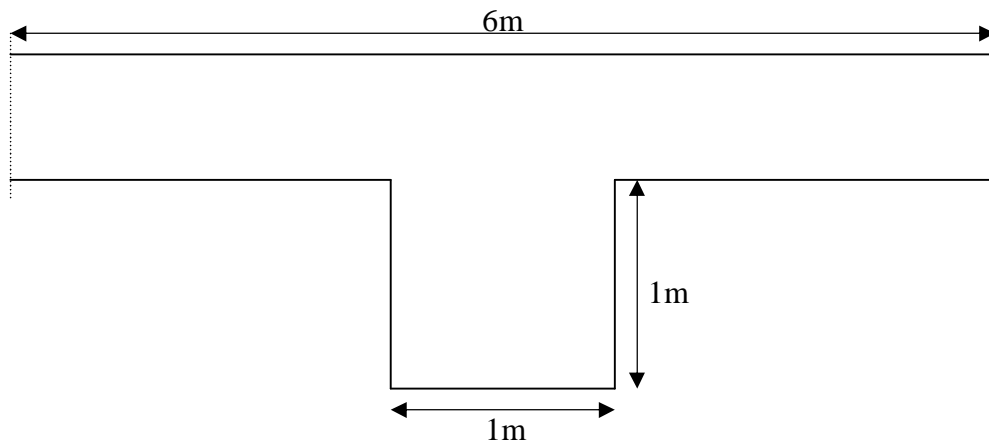


Figure II-13 : Disposition schématique d'un système port-rivière

La profondeur de l'eau est de 0,1 m. Une grille non uniforme est employée de sorte que la séparation entre les couches puisse être simulée. La plus petite grille est de dimension 1,5 cm, ce qui représente 1,5% de la taille du port. Pour les conditions aux limites à l'entrée du port, une vitesse moyenne uniforme de 1 m/s est spécifiée. Les conditions initiales sont initialisées à 0.

L'écoulement atteint son état d'équilibre au bout de 50s. Le soluté est ajouté uniformément dans le port en assignant une valeur de 1 en $n_{œuds}$ à l'intérieur du port. La distribution temporelle de la concentration obtenue est représentée dans la figure (II-14). Il est à noter que l'effet de la taille des grilles est insignifiant pour la détermination de taux d'échange de masse.

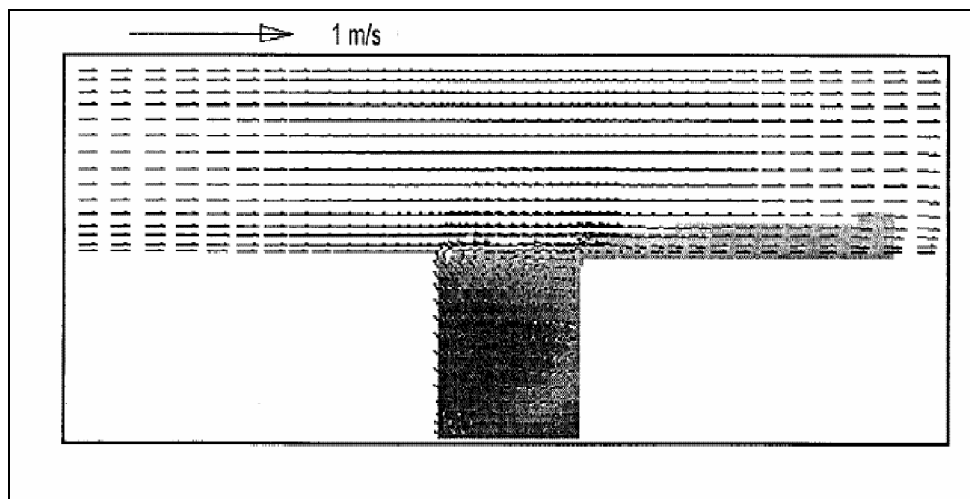


Figure II-14 : Champs d'écoulement et distribution de la concentration dans le système port-rivière

Pour une grille uniforme de dimensions 5cm x 5cm le coefficient k obtenu est de 0,03 seulement. Ce résultat est mis en évidence par la figure (II-15).

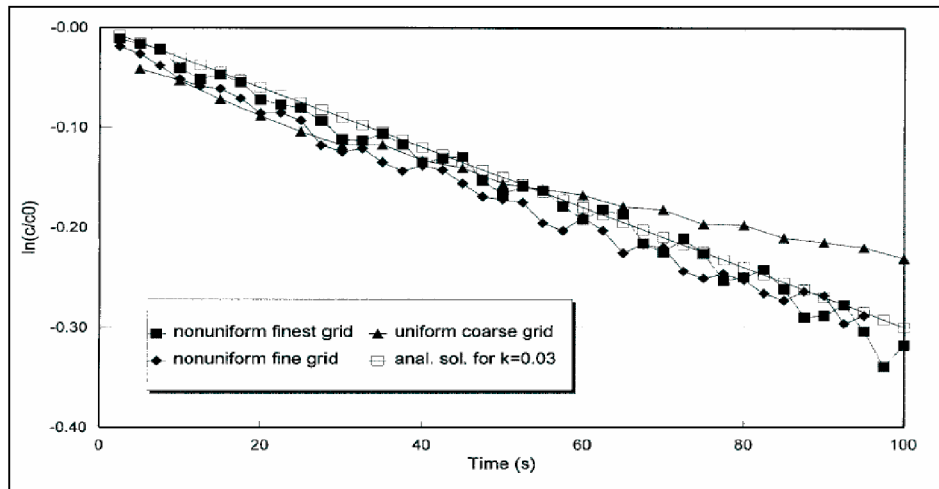


Figure II-15 : Variation temporelle de la concentration moyenne à l'intérieur du port
Le modèle numérique est établi pour approcher les mêmes conditions des essais au laboratoire comme s'est montré à la figure (II-16).

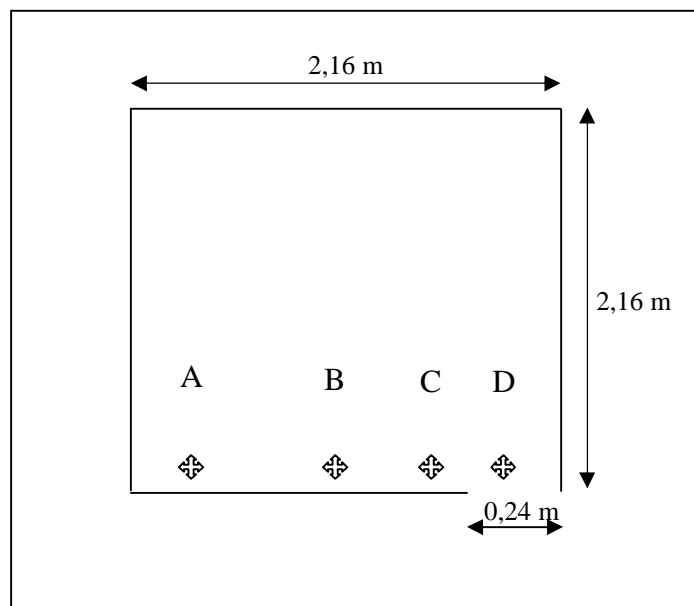


Figure II-16 : Points de sortie de la marée dans le port

Le coefficient d'échange dans le bassin, est représenté par l'équation suivante :

$$\bar{E} = 1 - \left(\frac{C_i}{C_0} \right)^{1/i} \quad (II-6)$$

Où, \bar{E} : Coefficient d'échange moyen ;

C_0 : Concentration initiale ;

C_i : Concentration finale ;

La variation temporelle de la concentration aux points A, B, C, D est montré à la figure (II-17).

A signaler que la variation périodique des vitesses due à l'effet de marée est clairement observée.

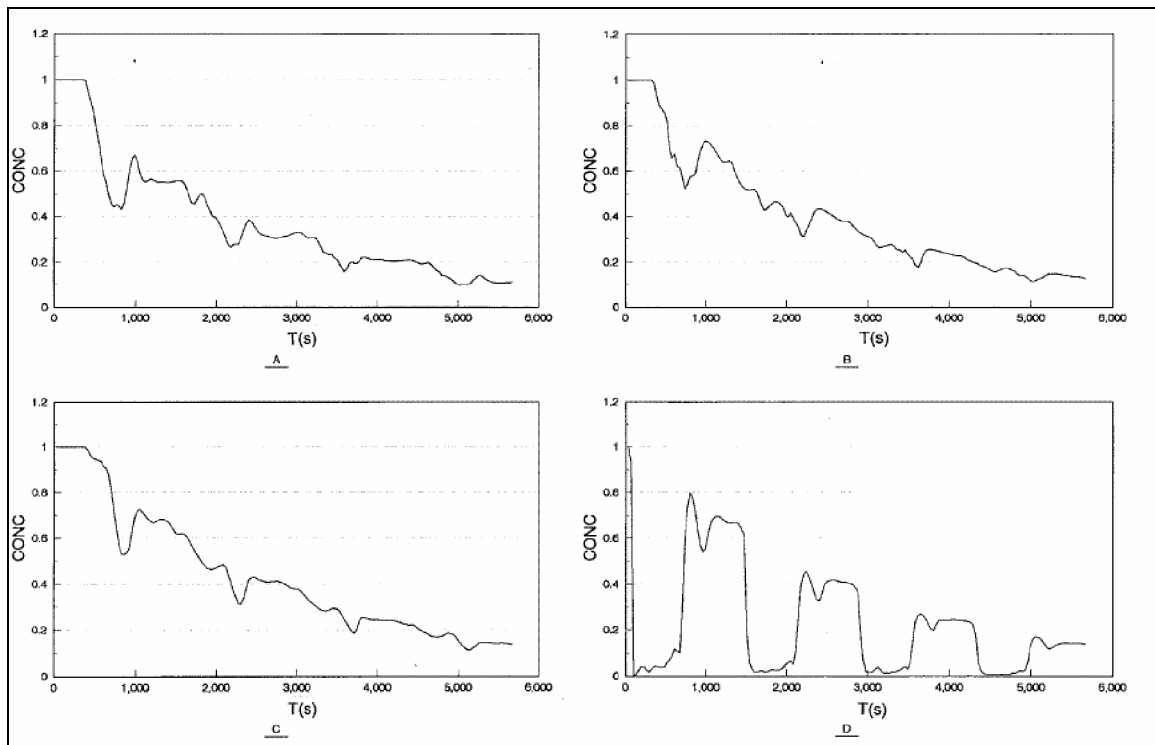


Figure II-17 : Variation temporelle de concentration aux points de mesure A, B, C, D

Le modèle numérique 3D intégré par couche a été appliqué et développé pour l'étude de l'échange de masse dans les géométries fermées. Le modèle contient les équations de turbulence $k-\epsilon$ et permet la variation de la grille rectiligne. Dans le cas de marée compliquée, le modèle numérique produit des résultats satisfaisants (Li .C.W. et Gu .J, 2001)

7. Travaux de Boussoum

En 2006, Boussoum a présenté dans son mémoire de magistère en hydraulique, l'étude de la simulation numérique de la dispersion des polluants non conservatifs dans les écoulements à surface libre à travers la réalisation d'un modèle numérique bidimensionnel, dans lequel il a résolu les équations générales de bilan de masse et de quantité de mouvement.

La résolution numérique du modèle mathématique a permis une représentation précise des mécanismes responsables de ces dispersions et des phénomènes hydrodynamiques dans le milieu récepteur, en particulier à la présence de la turbulence, qui joue un rôle essentiel dans la dispersion.

Boussoum a élaboré son modèle par la méthode des volumes finis.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mis en évidence quelques différents modèles existant établis par voie numérique ou expérimental pour décrire la dispersion des polluants, ainsi que les différents phénomènes régissant cette dispersion.

La plus part des travaux sont basés sur l'étude des polluants passif, nous avons remarqué qu'il existe très peu d'études expérimentales sur la dispersion des polluants actifs.

Chapitre III

Pollution des cours d'eau

Chapitre III : Pollution des cours d'eau

Une eau est polluée lorsqu'on s'aperçoit qu'il y a une altération de sa qualité induite par l'activité de l'homme. Il ne se rend compte de cette pollution que lorsqu'il se sent lui-même menacé. Il ne voit pas qu'il détruit l'environnement et qu'il menace un peu plus chaque jour la vie sur terre. Ne pouvant pas ou très difficilement être entravée cette pollution est menaçante, et continue à croître et à entraîner des conséquences parfois irréversibles dans notre vie. Quelles peuvent être ces différentes pollutions qui menacent notre écosystème?

Nous notons tout d'abord la pollution induite par une usine ne cause pas nécessairement de conséquences irréversibles, mais le rassemblement de plusieurs usines dans une même ville induira probablement une pollution très importante. Aussi le développement de ces industries a créé de nouvelles pollutions.

Dans ce qui suit nous allons citer quelques types de pollutions auxquels peut être exposé un cours d'eau, ainsi que l'influence de ces pollutions sur l'environnement.

1. Pollution par les pesticides

Ces substances chimiques (on en dénombre aujourd'hui plus de 300 types) destinées à protéger les végétaux contre les insectes, les champignons ou les mauvaises herbes peuvent pénétrer dans le sol pour atteindre les eaux souterraines ou se déverser directement dans les cours d'eau. Dans l'environnement, certains de ces pesticides se transforment en métabolites qui deviennent très difficiles à détecter.

2. Pollution par les nitrates et les phosphates

L'azote et le phosphore sont des fertilisants. Ils proviennent principalement d'apports agricoles et urbains. Ces composés sont généralement présents naturellement en faible quantité dans l'eau des rivières. Lorsque leur concentration devient trop importante, elle peut perturber l'équilibre des milieux aquatiques et provoquer dans certains cas leur eutrophisation. Ce phénomène qui se manifeste par une prolifération d'algues, peut parfois entraîner la désoxygénation des eaux. Le dosage des pigments chlorophylliens est une manière de mesurer la quantité de matière végétale présente dans les eaux.

Les nitrates ont un rôle secondaire dans l'eutrophisation des eaux douces stagnantes. Le facteur limitant n'est pas les nitrates mais le phosphore pour la prolifération des algues et herbes aquatiques. Une carence en azote du milieu aquatique mène même au développement de cyanobactérie ou algues bleues capable d'assimiler directement l'azote de l'atmosphère.

La mesure la plus adaptée à une lutte contre l'apparition ou le développement des phénomènes d'eutrophisation des eaux douces stagnantes consiste à réduire autant que possible les apports phosphorés.

3. Pollution par les métaux lourds

Les métaux lourds présentent un risque sur les milieux aquatiques à cause de leur toxicité à savoir:

Ø L'Arsenic

L'arsenic est un élément chimique de la famille des pnictogènes, de symbole As et de numéro atomique 33, présentant des propriétés intermédiaires entre celles des métaux et des métalloïdes. L'arsenic est chimiquement très similaire au phosphore qui le précède dans le même groupe.

L'arsenic a trois effets majeurs au niveau biochimique :

- Il coupe la chaîne de la respiration en se substituant au phosphore dans la réaction de formation de l'ATP.
- Il y a coagulation des protéines quand la concentration en arsenic inorganique est forte : réaction arsenic/liens sulfures ou réaction arsenic/site actif.
- L'arsenic se complexe avec les groupes sulfhydryles des enzymes.

Sa réputation n'est pas usurpée, l'arsenic sous forme pure ou de composé minéral est dangereux même à faible dose, surtout en cas d'exposition répétée.

Dans le cas d'une intoxication aiguë, les symptômes sont immédiats. On peut citer comme signes caractéristiques les vomissements, les douleurs oesophagiennes et abdominales et les diarrhées sanguinolentes. L'exposition chronique à l'arsenic est un facteur de risque de cancer du poumon, inscrit à ce titre dans les tableaux de maladies professionnelles. L'exposition prolongée à l'arsenic est aussi à l'origine de cancer de la peau, de cancer de la vessie et de cancer du rein. Après une exposition prolongée à l'arsenic, les premières modifications concernent généralement la peau de par un changement de la pigmentation. Le cancer survient plus tardivement et peut mettre plus de 10 ans à apparaître. L'absorption d'arsenic par la peau ne présente pas de risque pour la santé.

Ø Le mercure

Le mercure n'est pas un oligo-élément, il est toxique et écotoxique sous toutes ses formes organiques et pour tous ses états chimiques. La toxicité du mercure dépend notamment de son degré d'oxydation.

-Au degré 0, il est toxique sous forme de vapeur.

-Les ions de mercure II sont bien plus toxiques que les ions de mercure I.

L'activité bactérienne en milieu aquatique convertit une partie du mercure dissous, essentiellement en monométhylmercure HgCH_3 .

- Sous cette forme, le mercure est très neurotoxique et bioaccumulable.
- Il se concentre surtout dans la chaîne alimentaire aquatique.
- La consommation de certaines espèces de poissons prédateurs représente une source importante d'exposition et de risque pour l'humain, en particulier pour les enfants et les femmes enceintes.

Ø Le plomb

Beaucoup des utilisations historiques du plomb ou de ses composés sont désormais proscrites en raison de la toxicité du plomb pour le système nerveux. Un risque existe dès lors que le plomb ou certains de ses composés peuvent être inhalés (sous forme de vapeur ou de poussière) ou ingérés, et assimilés par l'organisme.

Les eaux de surface constituent des bassins d'accumulation pour les dérivés du plomb. Les dérivés de plomb insolubles s'accumulent au fond de l'eau, se fixant sur les sédiments ou sur des matières en suspension (surtout sur la fraction argileuse). Les plantes aquatiques accumulent également le plomb. L'oxydation biochimique de substances organiques est freinée à partir de concentrations de plomb dépassant 0,1 mg/l. A partir de 0,2 mg/l, la faune aquatique s'appauvrit, et à partir de 0,3 mg/l, les premières espèces de poissons commencent à dépérir.

Ø Le Cadmium

Le Cadmium est connu depuis les années 50. Très toxique sous toutes ses formes (métal, vapeur, sels, composés organiques), le cadmium est l'un des rares éléments n'ayant aucune fonction connue dans le corps humain ou chez l'animal. Il faut éviter son contact avec des aliments. Chez l'Homme, il provoque notamment des problèmes rénaux et l'augmentation de la tension.

4. Pollution par les hydrocarbures

Certains rejets par exemple la déjection et la décomposition de la matière végétale ou animale entraînent un apport de matière organique à la rivière.

Cette matière peut être décomposée grâce à l'oxygène présent dans l'eau. La pollution peut disparaître au bout de quelque temps, mais l'eau est alors moins oxygénée. On évalue la quantité de pollution organique en effectuant certaines mesures comme celles de la concentration du carbone organique total (C.O.T.), de l'oxygène dissous (O_2) et de l'azote ammoniacal ($\text{NH}_3\text{-NH}_4$). D'autres méthodes comme le calcul de la demande chimique en oxygène (DCO) ou de la demande biochimique en oxygène (DBO) sont aussi couramment utilisées.

5. Pollution par les micro-organismes

La présence de micro-organismes (bactéries, virus) est associée à l'existence d'une pollution fécale. Certains d'entre eux peuvent être dangereux pour l'homme. Toutefois, on ne sait pas facilement mesurer leur présence dans l'eau des rivières, c'est pourquoi on recherche la présence de bactéries plus courantes (coliformes, streptocoques, entérocoques) qui sont des indicateurs d'un risque de contamination.

6. Pollution urbaine

Induite par le lavage des rues, des trottoirs et des marchés, mais aussi par les eaux usées des commerces et artisanats qui peuvent rejeter certaines matières nocives et sont à l'origine des nuisances provoquées sur le milieu naturel telles que le rejet de pollution toxique, de pollution organique et coloration des rivières pour les industries de textile.

7. pollution thermique

Résultant des rejets d'eau chaude qui eux-mêmes proviennent des centrales nucléaires: cette augmentation de température peut entraîner des déficits en oxygène et la dégradation de matières organiques.

8. Pollution par les produits toxiques

Nous citons l'effet de quelques produits toxiques sur les cours d'eau :

- Le tétrachloréthane se dépose dans l'eau du fait de sa tension de vapeur élevée et de sa faible solubilité dans l'eau. C'est pourquoi, il peut s'accumuler dans les nappes souterraines et dans les eaux superficielles. Il est considéré comme une substance dangereuse pour le milieu aquatique. Il est toxique pour les organismes aquatiques et se décompose lentement dans l'eau en acide trichloracétique et en chlorure d'hydrogène. Le tétrachloréthane parvient dans le milieu aquatique au travers des rejets d'effluents industriels.
- Les composés de vanadium sont plus lourds que l'eau et tendent donc à se déposer. Le pentoxyde de vanadium se dissout lentement dans un grand volume d'eau et forme des mélanges toxiques. Le tri chlorure de vanadium ainsi que le tétrachlorure et l'oxytrichlorure réagissent avec l'eau sous l'effet de la chaleur et forment des vapeurs toxiques et irritantes d'acide chlorhydrique, qui s'élèvent sous forme de brouillard blanc au-dessus de la surface de l'eau.
- 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. En raison de sa forte toxicité dans l'eau.

Vu le risque et le danger que présente la pollution des cours d'eau, il est indispensable de faire des études expérimentales permet de comprendre ce phénomène, afin de bien choisir la remède convenable pour lutter contre ce danger.

Chapitre IV

Description de l'installation expérimentale

Chapitre IV : Description de l'installation expérimentale

Pour décrire le phénomène de la dispersion d'un polluant actif, nous nous proposons de faire une étude expérimentale comportant des essais au laboratoire, dans le but de suivre l'évolution de la concentration de ce polluant en fonction du temps et de l'espace.

1. Installation expérimentale

Les essais ont été effectués dans le laboratoire d'hydraulique, sur un canal rectangulaire en plexiglass dont le squelette est en acier, l'ensemble est posé sur des supports en bois, et l'installation expérimentale complète comporte les éléments montrés sur la photographie IV-1.



Photographie IV-1: Installation expérimentale

1. Réservoir d'alimentation.
2. Réservoir polluant.
3. Canal.
4. Déversoir.
5. Support en bois.

1.1 Réservoir d'alimentation

Le réservoir d'alimentation est conçu en plexiglass, et a pour dimensions, 51,5 cm de largeur, 51,5 cm de longueur, et 124 cm de hauteur. Il est surélevé de 150 cm sur un

support en bois, et muni d'une plaque tranquillisante afin d'éliminer toute forme de vibration.

Le réservoir est alimenté à partir de la bache d'eau du laboratoire au moyen d'une pompe centrifuge.



Photographie IV-2 : Réservoir d'alimentation

1.2 Bacs du polluant

Nous avons essayé d'effectuer l'injection du polluant à l'aide d'une petite pompe volumétrique, mais cette dernière ne nous a pas fourni le débit nécessaire d'injection. Alors, nous avons utilisé un système de deux bacs dont l'un alimente l'autre, et ce dernier à son tour injecte le polluant dans le canal. Ce système permet de garder la charge constante dans le second bac et aussi d'obtenir un débit d'injection constant.

L'ensemble des deux bacs est placé en amont du canal sur la section origine ($x = 0$).



Photographie IV-3 : Bacs du polluant

1.3 Canal rectangulaire

L'élément principal de notre installation est un canal rectangulaire en plexiglass de section (39 cm x 39 cm) et de 10 m de longueur, il est surélevé de 1,2 m sur un support en bois.

A l'amont du canal, nous avons déposé un grillage qui contient des billes pour tranquilliser l'écoulement.

Sur le fond du canal, nous avons mis une couche de sable d'environ 3,5 cm d'épaisseur ramené de « oued Beghnia (Boumerdes) » pour avoir un écoulement similaire à un cours d'eau naturel.



Photographie IV-4 : Canal rectangulaire

1.4 Le déversoir

Le canal dispose d'un déversoir triangulaire vertical à mince paroi installée à l'aval, il est formé d'une échancrure en V symétrique d'un angle $\beta = 34^\circ$.



Photographie IV-5 : Déversoir triangulaire

2. Polluant utilisé

Notre travail expérimental étudie la dispersion d'un polluant actif, qui a une propriété non conservative dans le milieu aquatique, contrairement au polluant passif, pour cela nous avons choisi le phénol.

2.1 Appellation

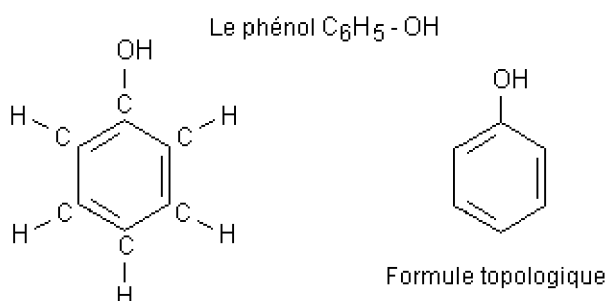
Nom de la substance : Phénol

Synonymes, noms commerciaux : Acide carbolique, benzophénol, acide phénique, benzénol, phénol ordinaire.

Description générale : Substance incolore/rosée ou fusion incolore; odeur douceâtre.

2.2 Propriétés physico-chimiques

- Formule brute : C_6H_6O ;
- Masse atomique relative : 94,11 g ;
- Masse volumique : 1,07 g/cm³ à 20°C ;
- Densité de gaz : 3,24
- Point d'ébullition: 181,75°C ;
- Point de fusion : 40,8°C ;
- Tension de vapeur : 0,2 hPa à 20°C; 3,5 hPa à 50°C; 54 hPa à 100 °C ;
- Point d'éclair : 82°C ;
- Limite d'explosivité: 1,3 - 9,5 % Vol ;
- Seuil olfactif: 0,18 mg/m³ = 0,046 ppm ;
- Solubilité : Dans l'eau : 82 g/l; facilement soluble dans l'alcool, l'éther, le chloroforme, les graisses et les huiles essentielles ;
- Facteurs de conversion: 1 ppm = 3,91 mg/m³, 1 mg/m³ = 0,26 ppm.



2.3 Origine et extraction

A l'heure actuelle le phénol est préparé par oxydation de l'isopropylbenzène ou cumène par l'oxygène de l'air (procédé Hock). Le sous-produit de la réaction est la propanone (acétone) qui est également un produit important utilisé notamment comme solvant.

2.4 Toxicité

Les vapeurs et solutions de phénol sont toxiques et pénètrent aisément dans l'organisme par voie cutanée. L'inhalation de vapeurs a un effet caustique sur les voies respiratoires et les poumons. Le contact cutané et oculaire avec des solutions de phénol entraîne de

sévères brûlures (poison puissant pour le protoplasme). L'exposition prolongée entraîne une paralysie du système nerveux central ainsi que des atteintes rénales et pulmonaires. Cette paralysie peut finalement entraîner la mort. L'intoxication s'accompagne de symptômes tels que maux de tête, bourdonnements, vertiges, troubles gastriques et intestinaux, étourdissement, collapsus, empoisonnement, perte de conscience, respiration irrégulière, défaillance respiratoire, troubles cardiaques, et parfois convulsions. Selon HORN (1989), le phénol possède un potentiel tératogène et cancérigène. Selon le test d'Ames, le phénol n'a pas d'effets mutagènes.

Généralement, l'effet organoleptique des phénols halogénés (odeur et goût) permet d'éviter les lésions faisant suite à une ingestion par voie orale.

2.6 Comportement dans l'environnement

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. En raison de sa forte toxicité dans l'eau, le phénol figure dans la catégorie de risque WGK 2 (polluant pour l'eau).

Les vapeurs de phénol sont plus lourdes que l'air et forment des mélanges explosifs sous l'effet de la chaleur. Le phénol s'oxyde à l'air, et ce processus d'oxydation est accéléré par la lumière ou par des impuretés à effet catalytique.

Dans le sol, le phénol subit une dégradation microbienne aérobie ou anaérobie, de sorte que l'effet d'accumulation reste limité. L'accumulation est fonction de la présence de minéraux argileux (forte affinité avec l'oxyde d'aluminium).

Pour nos expériences, nous avons utilisé une solution de 500 mg/l de phénol, injectée à un débit constant de 30 ml/l.

3. Moyens de mesures

3.1 Mesure du débit

Le débit traversant le canal est mesuré au moyen d'un déversoir triangulaire à mince paroi se trouvant en aval du canal rectangulaire.

3.1.1 Définition du déversoir

Un déversoir est un orifice ouvert à sa partie supérieure qui permet de contrôler le débit.

D'une façon générale les caractéristiques d'un déversoir à mince paroi sont :

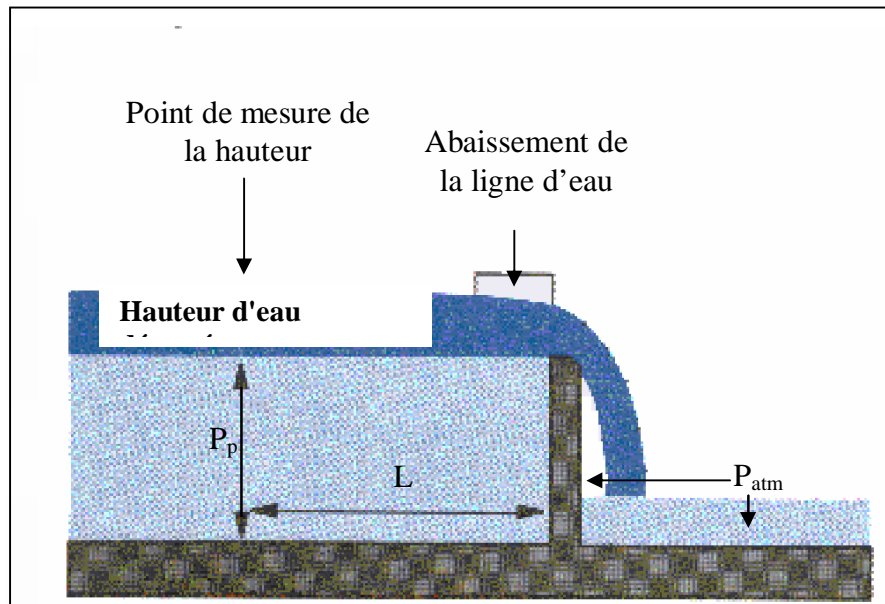


Figure IV-1 : Déversoir à mince paroi

h_d : Hauteur d'eau déversée ;

P : Hauteur de la pelle du déversoir.

3.1.2 Déversoir triangulaire

Le déversoir triangulaire à mince paroi est caractérisé par les paramètres suivants :

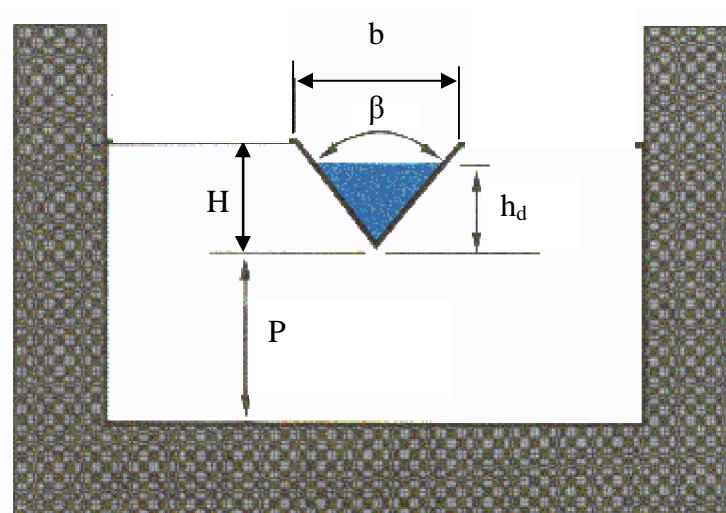


Figure IV-2 : Déversoir triangulaire à mince paroi

b [m] : Largeur du déversoir ;

P [m] : Hauteur de la pelle ;

H [m] : Hauteur de l'échancrure ;

h_d [m] : Hauteur d'eau déversée ;

β [°] : Angle d'échancrure.

Alors en fonction des paramètres cités précisément le débit passant à travers le déversoir est donné par la formule suivante :

$$Q = \mu_d \frac{8}{15} \sqrt{2g} \times tg\left(\frac{\beta}{2}\right) \times h_d^{5/2} \quad (IV-1)$$

où,

Q : Le débit déversé en m³/s

μ_d : Le coefficient de débit

3.1.3 Etalonnage du déversoir

Afin d'obtenir des mesures de débit assez précises, nous avons fait un étalonnage du déversoir.

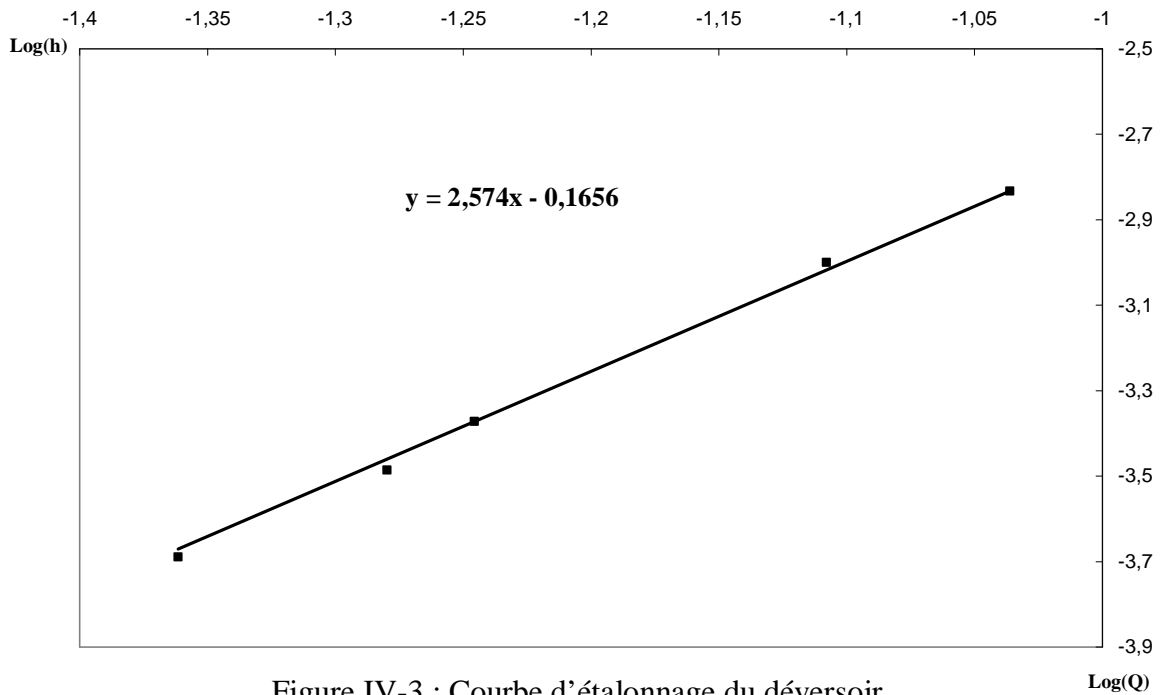
Le canal est rempli d'eau jusqu'à la hauteur de la pelle, nous repérons le niveau « 0 » de la surface libre d'eau par le limnimètre.

Ensuite, nous faisons varier le débit progressivement par ouverture de la vanne. Après la stabilisation du niveau d'eau dans le canal, nous prélevons la hauteur de la lame d'eau déversante et nous mesurons le débit correspondant en utilisant la méthode volumétrique. Les résultats sont donnés dans le tableau (IV-1).

Tableau IV-1 : Variation du débit en fonction de l'épaisseur de la lame déversante

h_d (mm)	Q(l/s)
43,5	0,20
52,5	0,33
56,8	0,42
78,0	1,00
92,0	1,47

En traçant la courbe de tendance $\text{Log}(Q) = \text{Log}(h_d)$, nous obtenons la courbe d'étalonnage du déversoir.



La courbe obtenue est une droite d'équation : $y = 2,574x - 0,1656$

$$\text{Log}(Q) = 2,574 \text{Log}(h_d) - 0,1656$$

$$Q = 10^{2,574 \text{Log}(h_d) - 0,1656} \Rightarrow Q = 10^{-0,1656} \times h_d^{2,574}$$

Donc le débit est calculé en fonction de la hauteur déversée par l'expression :

$$Q = 0,683 \times h_d^{2,574}$$

Détermination du coefficient de débit

En remplaçant l'équation $Q = 0,683 \times h_d^{2,574}$ dans l'équation (IV-1), nous trouvons :

$$\mu_d = \frac{0,283 \times 15}{8 \times \sqrt{2g} \times \text{tg}\left(\frac{\beta}{2}\right)} \times h_d^{0,074}$$

Pour $\beta = 34^\circ$ et $g = 9.81 \text{m/s}^2$ on aura :

$$\mu_d = 0,945 h_d^{0,074}$$

En calculant le coefficient de débit en fonction des différentes hauteurs mesurées antérieurement, nous obtenons les résultats présentés dans le tableau IV-2.

Tableau IV-2 : Résultats expérimentaux des coefficient de débit

h_d (mm)	μ_d
43,5	0,75
52,5	0,76
56,8	0,76
78,0	0,78
92,0	0,79

La moyenne des coefficients de débits déterminés expérimentalement est $\mu_{moy} = 0.77$, c'est cette valeur que nous prendrons pour le coefficient de débit pour le calcul du débit dans nos prochains essais.

3.2 Mesure de la hauteur d'eau

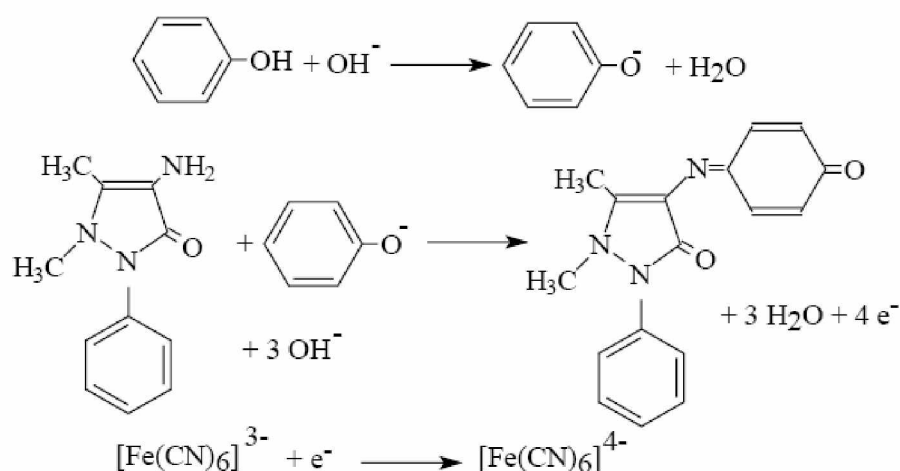
Pour la mesure de la hauteur d'eau, nous avons utilisé un limnimètre qui est fixé sur le canal à une distance L à l'amont du déversoir. Et pour tracer la ligne d'eau et repérer les différentes sections, nous avons utilisé du papier millimétré transparent collé sur l'une des parois latérales du canal.

3.3 Mesure de la concentration du polluant

Détermination de la courbe d'étalonnage

Ø Principe

Il s'agit de la condensation en milieu basique de l'ion phénate sur la 4-amino antipyrine en présence d'un oxydant, l'hexacyanoferrate (III) de potassium (ferricyanure de potassium).



Ø Manipulation

Préparation des étalons

Nous disposons d'une solution étalon de phénol à 1 g/l, en Diluant 200 fois cette solution, soit 5 ml dans une fiole jaugée de 1000 ml.

- Gamme d'étalonnage : en fiole jaugée de 100 ml :

Fiole	1	2	3	4	5	6	7
Etalon (ml)	0	10	20	40	60	80	100

Nous complétons avec de l'eau distillée à 100 ml ;

Préparation des réactifs

- Pour préparer 1l de la solution tampon. Nous dissolvons dans 700ml d'eau distillée 34g de NH_4Cl , 200g de tartrate double de potassium et sodium, et nous ajustons avec de l'ammoniaque jusqu'à avoir un $\text{pH} = 9.5$, enfin nous ajoutons de l'eau distillée jusqu'à 1l.
- 1 l de solution de ferricyanure de potassium à 20 g/l.
- 1 l de solution de 4-amino antipyrine à 20 g/l (flacon en verre teinté, fermé par un bouchon rôdé).

Mesure de la densité optique

- Nous mettons dans un bécher de 125 ml notre solution et nous ajoutons 5,0 ml de la solution tampon ;
- Nous ajoutons 1,0 ml de la solution de 4-amino antipyrine, et nous agitons immédiatement;
- nous ajoutons 2,0 ml de solution de ferricyanure de potassium, et nous agitons ;
- Nous laissons la coloration se développer à température ambiante pendant 5 min ;

Pour déterminer la densité optique du phénol, nous réglons le spectrophotomètre (photographie IV-6) à une longueur d'onde $\lambda = 510$, et nous faisons le tarage par l'eau distillée avant chaque mesure.



Photographie IV-6 : Spectrophotomètre

Après avoir mesuré les valeurs de la densité optique, nous traçons la droite $Do = f(C)$ qui représentera la courbe d'étalonnage du phénol.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Résultats d'étalonnage du phénol

Etalon (ml)	10	20	40	60	80	100
Concentration (mg/l)	5	10	20	30	40	50
Densité optique	0,068	0,121	0,213	0,336	0,419	0,543

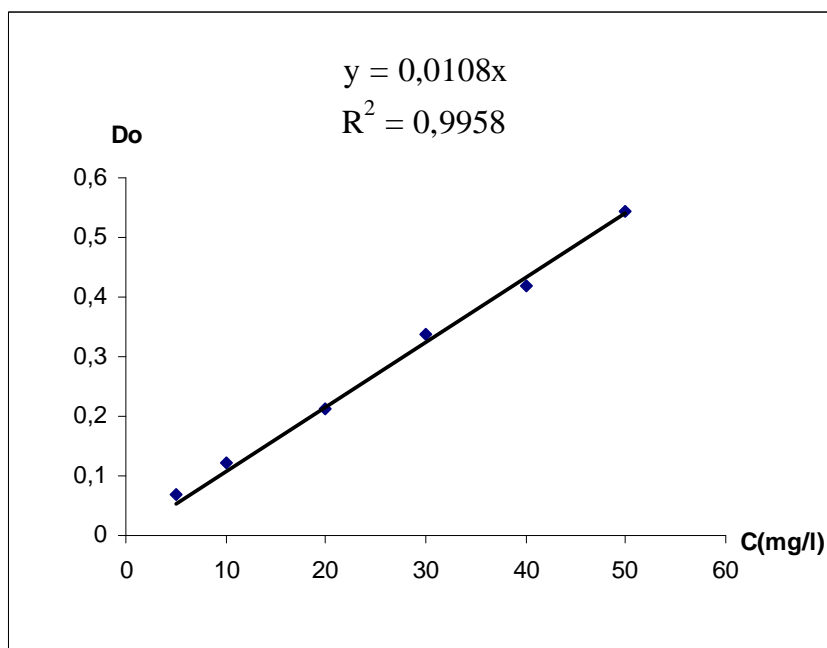


Figure IV-4 : Courbe d'étalonnage du phénol

La courbe d'étalonnage du phénol est une droite qui passe par l'origine d'équation :

$$y = 0.0108 x$$

D'où : $D_0 = 0.0108 C$

La concentration de chaque prélèvement est calculée en fonction de sa densité optique par l'équation suivante : $C = 92.59D_0$

4. Régimes d'écoulement

En faisant varier le débit progressivement, et en calculant le nombre de Reynolds et le nombre de Froude pour chaque débit obtenu (voir chapitre I), nous pourrions déterminer les différents régimes d'écoulement.

Tableau IV-3 : Régimes d'écoulement

Q (l/s)	h(cm)	D_h (m)	U(m/s)	Nombre de Reynolds	Nombre de Froude	Régime d'écoulement
0,38	20,9	0,40	0,005	1880	0,0033	laminaire fluvial
0,52	21,6	0,41	0,006	2528	0,0042	Turbulent fluvial

5. Courbes de remous

Calcul de la hauteur critique

Dans un écoulement à surface libre en canal rectangulaire de largeur B la hauteur critique

pour un débit donné est exprimé par : $h_c = \left(\frac{Q^2}{gB^2} \right)^{1/3}$.

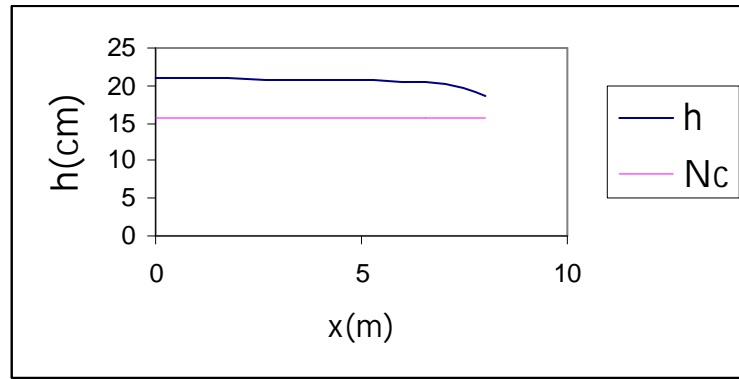
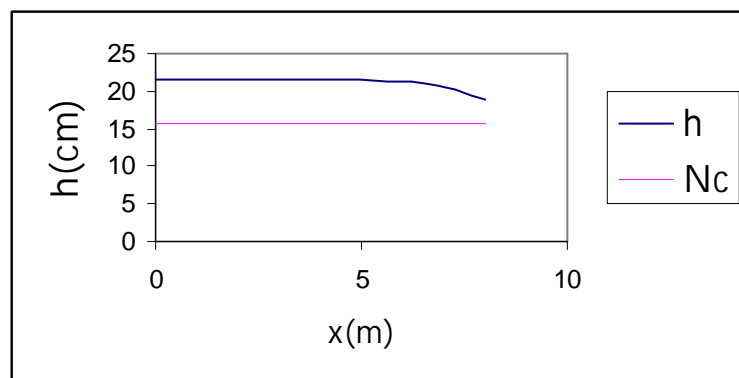
La hauteur de la pelle (P) du déversoir triangulaire est égale à 15.5 cm, donc le niveau critique est égal à : $N_c = h_c + P_p$

Tableau IV-4 : Calcul de la hauteur critique

Q (l/s)	0,38	0,52
h_c (cm)	0,13	0,16
N_c (cm)	15,63	15,66

Classe s'écoulement

La pente du canal rectangulaire est nulle ($i = 0$), et le niveau est supérieur au niveau critique ($h_N > h_c$); donc notre écoulement est de classe H_2 .

Figure IV-5 : Courbe de remous pour $Q = 0,38$ l/sFigure IV-6 : Courbe de remous pour $Q = 0,52$ l/s

6. Mode opératoire

Dans notre expérimentation, nous avons étudié la dispersion d'un polluant actif qui est le phénol dans un canal rectangulaire.

L'injection du phénol se fait à l'aide du dispositif décrit antérieurement. La concentration initiale du polluant est de 500 mg/l, il est injecté à un débit constant de 30 ml/s.

Nous avons étudié deux types d'injection :

- Injection discontinue pendant 20s.
- Injection continue.

L'injection est faite une fois que l'écoulement de l'eau dans le canal est stabilisé. Les prélèvements se font chaque 15 s à partir de l'instant d'injection.

Pour une meilleure dispersion du nuage du polluant, nous avons introduit dans le canal de l'engrais agricole de type NPK (15%-15%-15%) d'une concentration de 2g/l du phénol.

Après avoir présenté le mode opératoire de nos essais, l'installation expérimentale ainsi que les moyens et les techniques de mesure, les résultats que nous avons obtenu sont analysés et interprétés dans le chapitre suivant.

Chapitre V

Analyse des résultats et interprétation

Chapitre V : Analyse des résultats et interprétation

Dans ce chapitre, nous allons analyser et interpréter nos résultats expérimentaux obtenus lors des essais sur la dispersion du phénol dans un écoulement à surface libre.

1. Essais préliminaires

Dans un premier temps, nous avons effectué des essais préliminaires pour déterminer la concentration de phénol nécessaire pour étudier sa dispersion dans un écoulement à surface libre. Nous avons injecté une solution du phénol avec une concentration $C_0 = 50$ mg/l, à un débit constant de 30 ml/s et pendant une durée de 20 secondes.

Les figures (V-1) ÷ (V-3) montrent l'évolution de la concentration en fonction du temps à une distance de 1 m, 2 m et 4 m respectivement de l'origine qui est le point d'injection du polluant, pour un débit $Q = 0.4$ l/s et à la surface de l'écoulement.

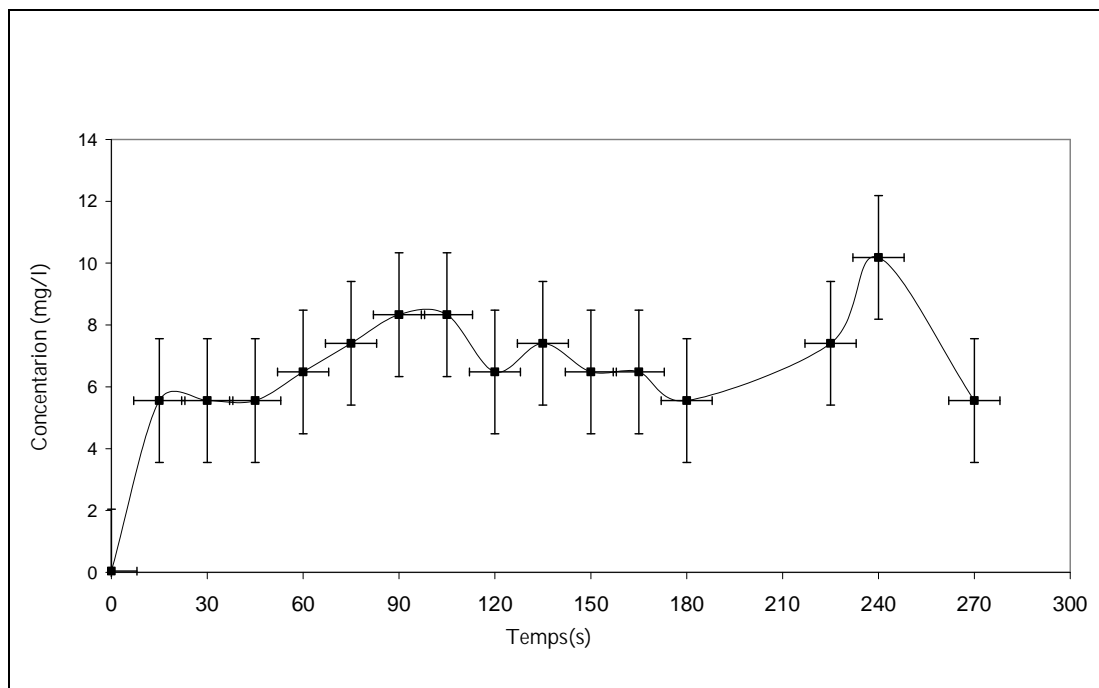


Figure V-1 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l

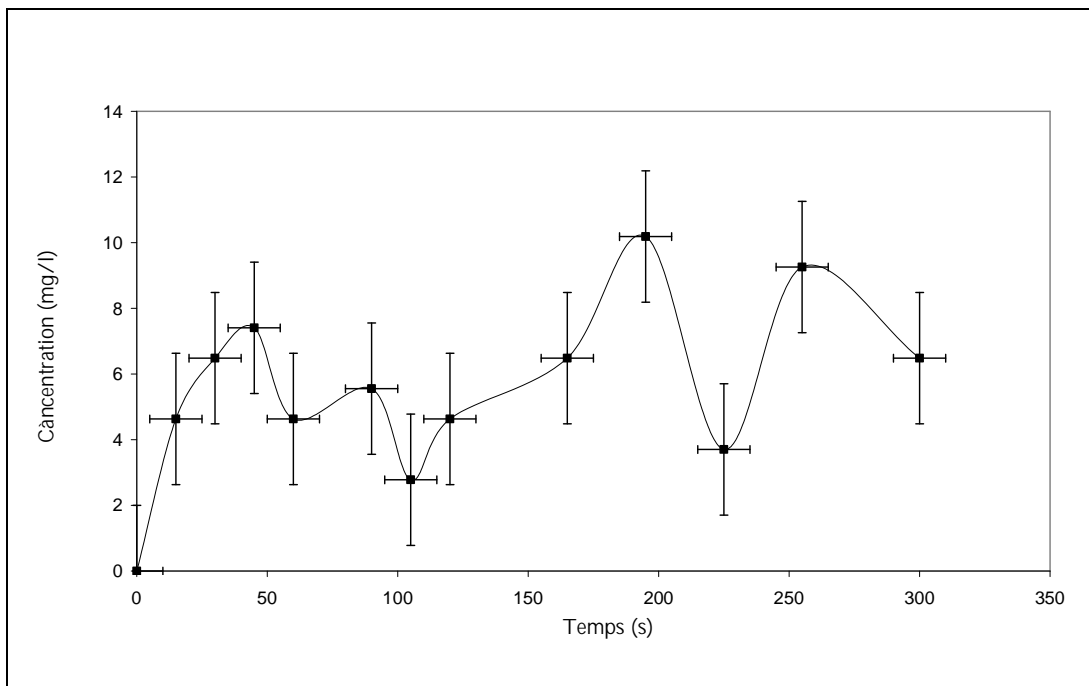


Figure V-2 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 2$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l

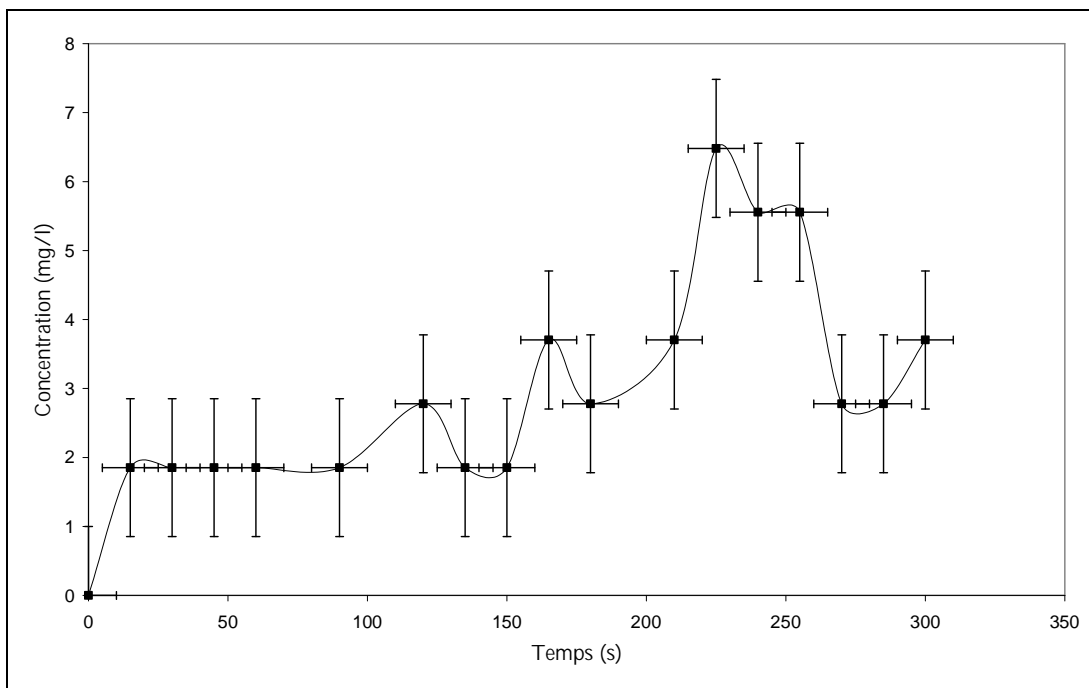


Figure V-3 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 4$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l

Nous remarquons que l'évolution de la concentration en fonction du temps dans les quatre sections est aléatoire, car il y a beaucoup de pics de concentration ce qui n'est pas normal.

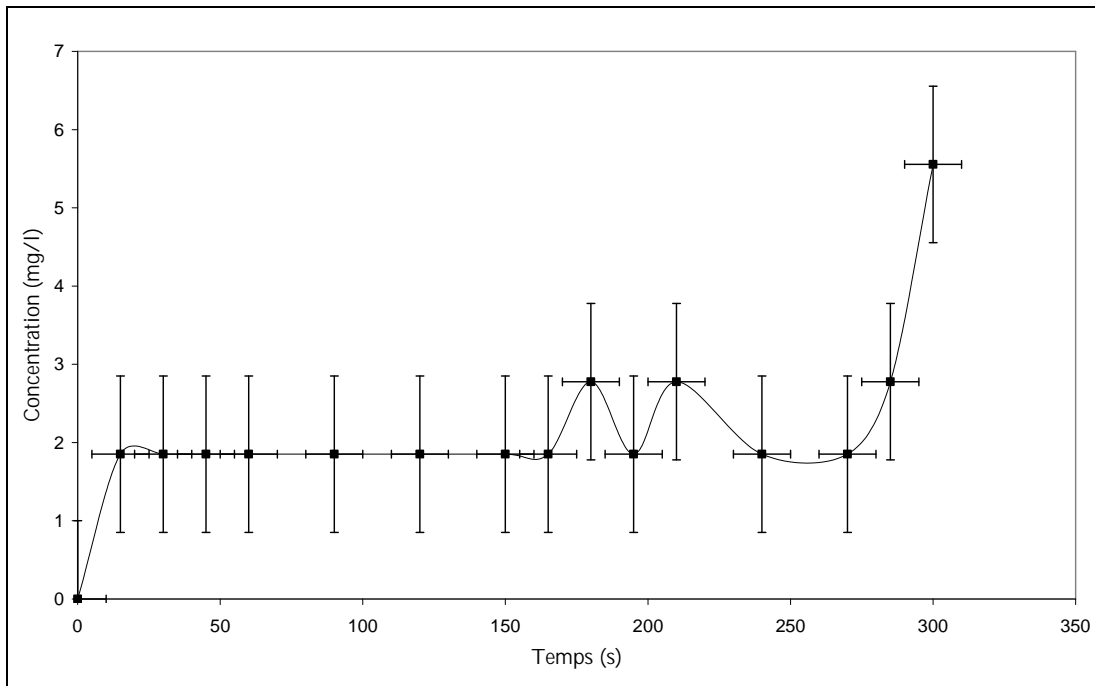


Figure V- 4 : Evolution de la concentration en fonction du temps à 2 cm du fond du canal à $x = 4$ m pour $Q = 0,4$ l/s et $C_0 = 50$ mg/l

Nous remarquons que l'évolution de la concentration en fonction du temps à 2 cm du fond du canal est aléatoire, car il y a beaucoup de pics de concentration ce qui n'est pas normale.

La raison de ces perturbations est due au fait que l'échantillon mesuré est dilué 10 fois ce qui donne des très faibles concentrations. Par conséquent, la précision du spectrophotomètre devient très faible. Alors pour avoir des résultats plus significatifs, nous avons augmenté la concentration du phénol injecté dix fois plus.

Dans tout ce qui suit, la concentration du polluant injecté est de 500 mg/l, et les prélèvements se font à $\frac{B}{2} = 19,5$ cm (à l'axe du canal).

2. Cas d'une injection de pollution discontinue

Ø Prélèvement à la surface

Sur les figures (V-5) ÷ (V-7) sont présentés les profils de la concentration obtenus expérimentalement à $x = 1$ m, $x = 1,5$ m et $x = 3$ m de l'origine (point d'injection du polluant) pour un débit $Q = 0,52$ l/s. La concentration du phénol injecté est de 500 mg/l, pendant une période de 20s.

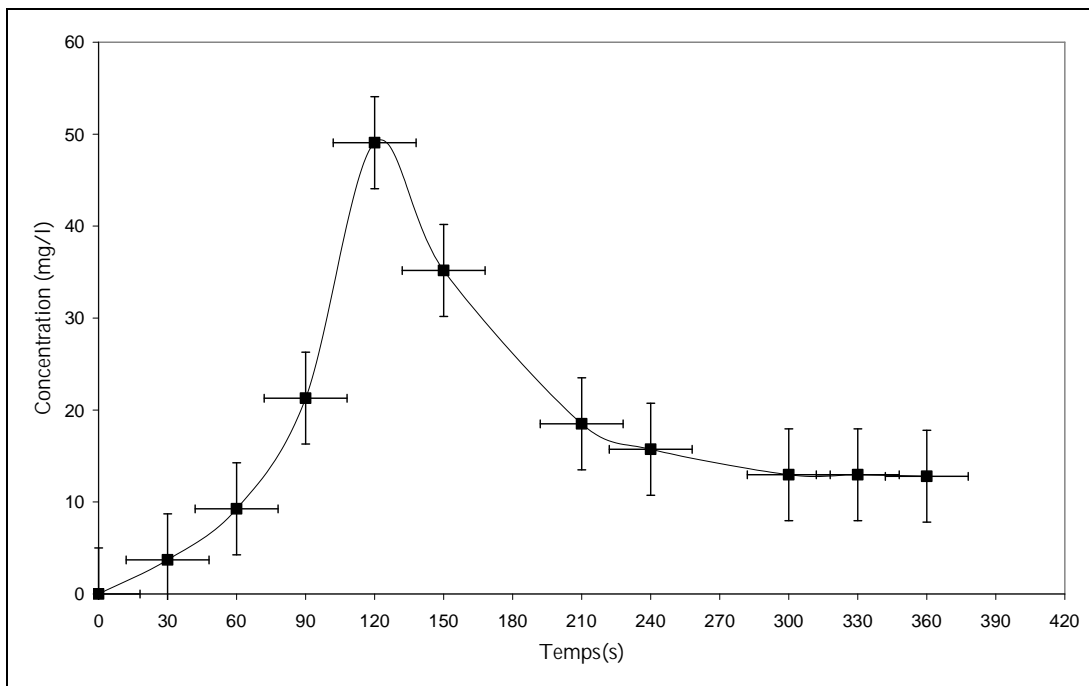


Figure V-5 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ obtenue par voie expérimentale

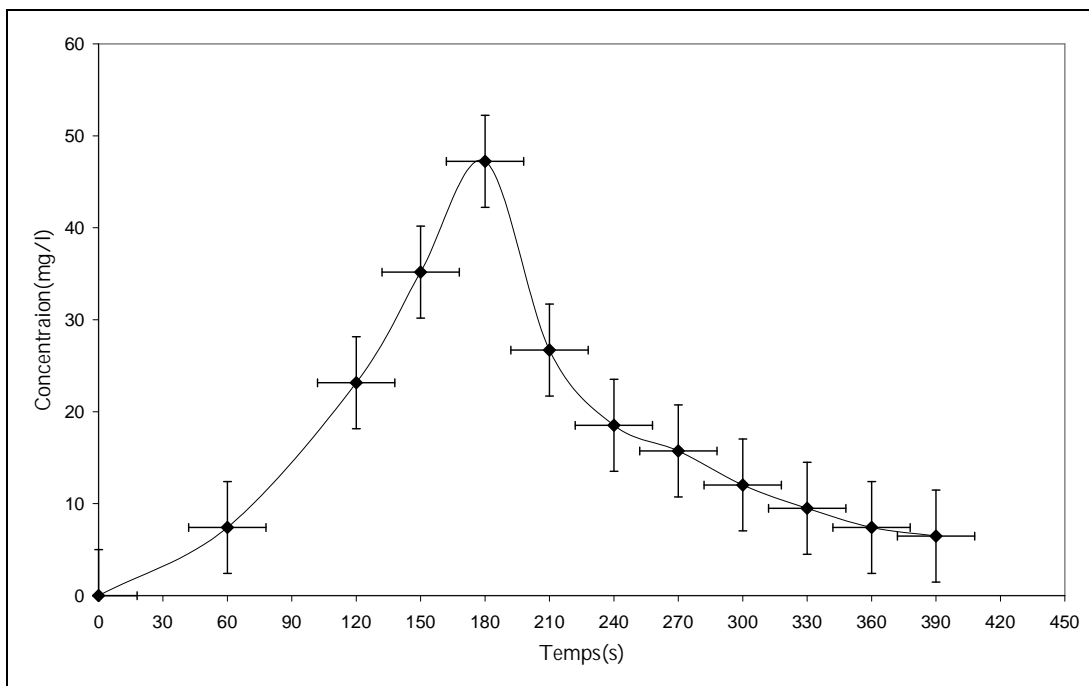


Figure V-6 : Evolution de la concentration à la surface à $x = 1,5\text{ m}$ pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ obtenue par voie expérimentale

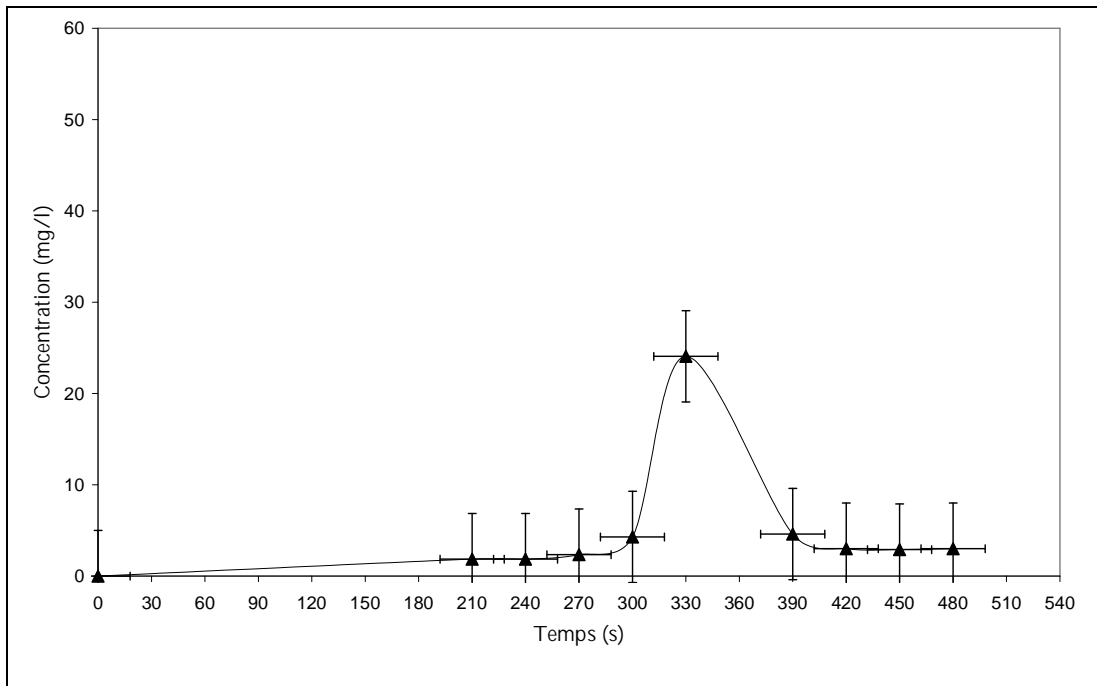


Figure V-7 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 3\text{ m}$ pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ obtenue par voie expérimentale

Nous remarquons que la concentration augmente rapidement jusqu'à atteindre un pic correspondant à une concentration ne dépasse pas les 50mg/l , puis elle diminue lentement.

En superposant les trois courbes précédentes, nous obtenons l'évolution spatiale de la concentration du phénol dans le canal.

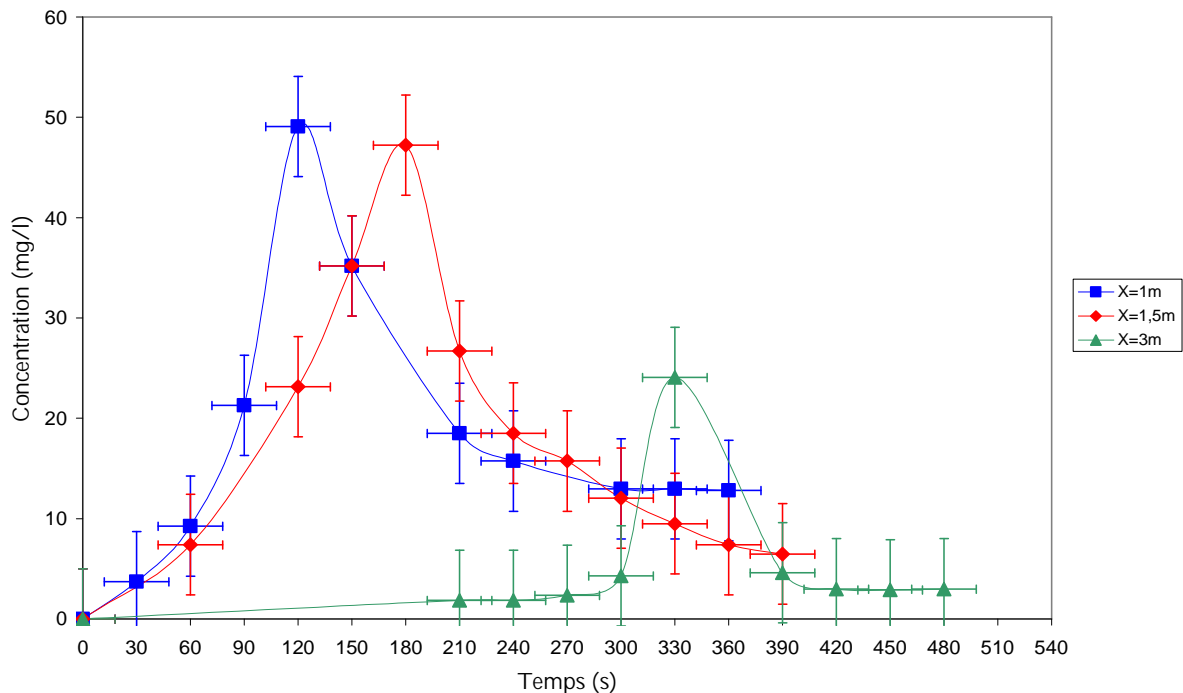


Figure V-8 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface et à différentes sections pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ obtenue par voie expérimentale

Nous remarquons que les trois courbes ont la même allure avec un décalage temporel dans l'apparition du phénol, et que les concentrations aux pics décroissent en s'éloignant du point de l'injection et le temps de séjours augmente.

Nous pouvons expliquer les résultats observés par la domination du caractère convectif du transport du polluant au voisinage de l'injection, et plus en s'éloignant de l'injection le transport devient de plus en plus diffusif.

Les figures (V-9) ÷ (V-11) représentent les profils de la concentration obtenus à $x = 1\text{ m}$, $x = 1,5\text{ m}$ et $x = 3\text{ m}$ et pour deux débits différents $Q = 0,38\text{ l/s}$ et $Q = 0,52\text{ l/s}$.

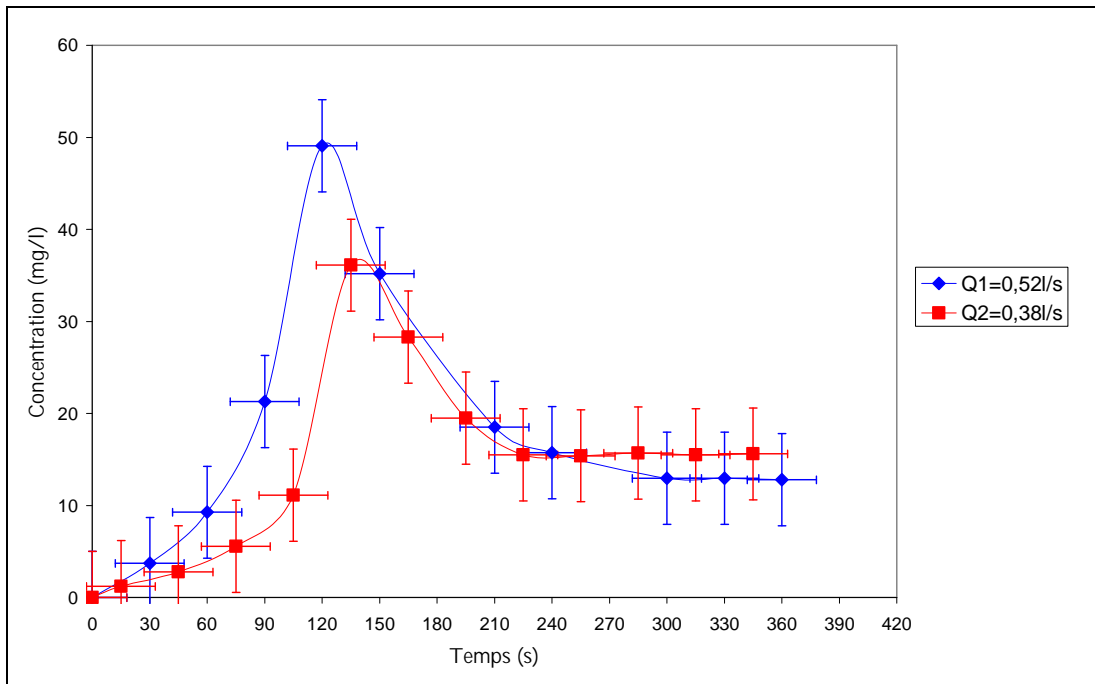


Figure V-9 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1\text{ m}$ pour différents débits obtenue par voie expérimentale

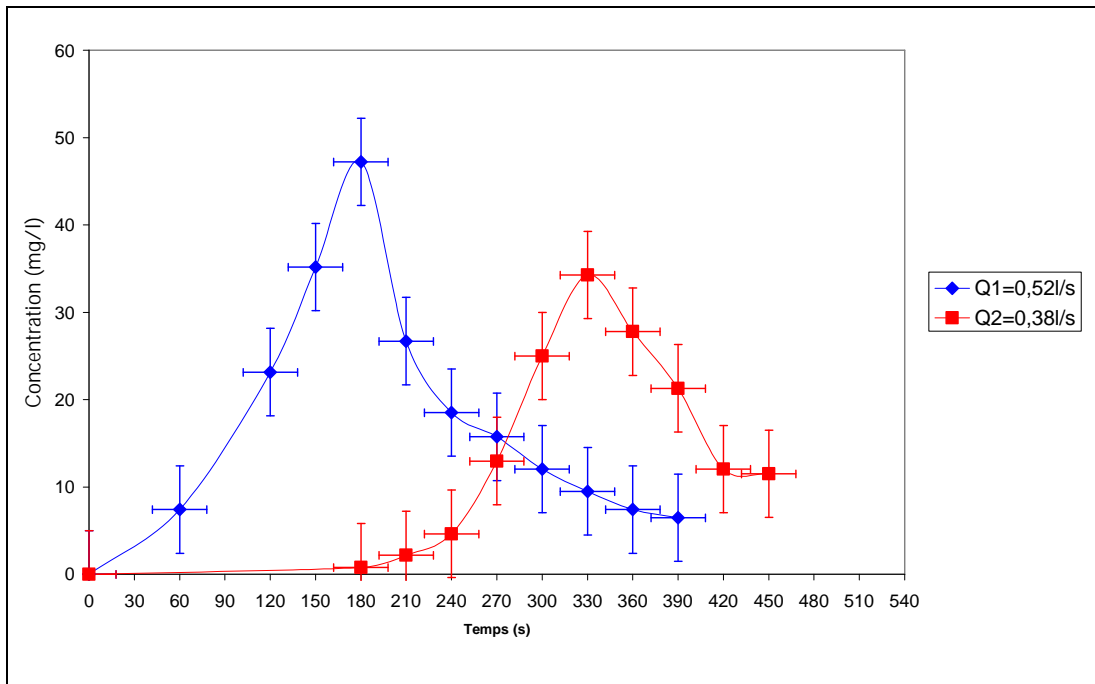


Figure V-10 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 1,5$ m pour différents débits obtenue par voie expérimentale

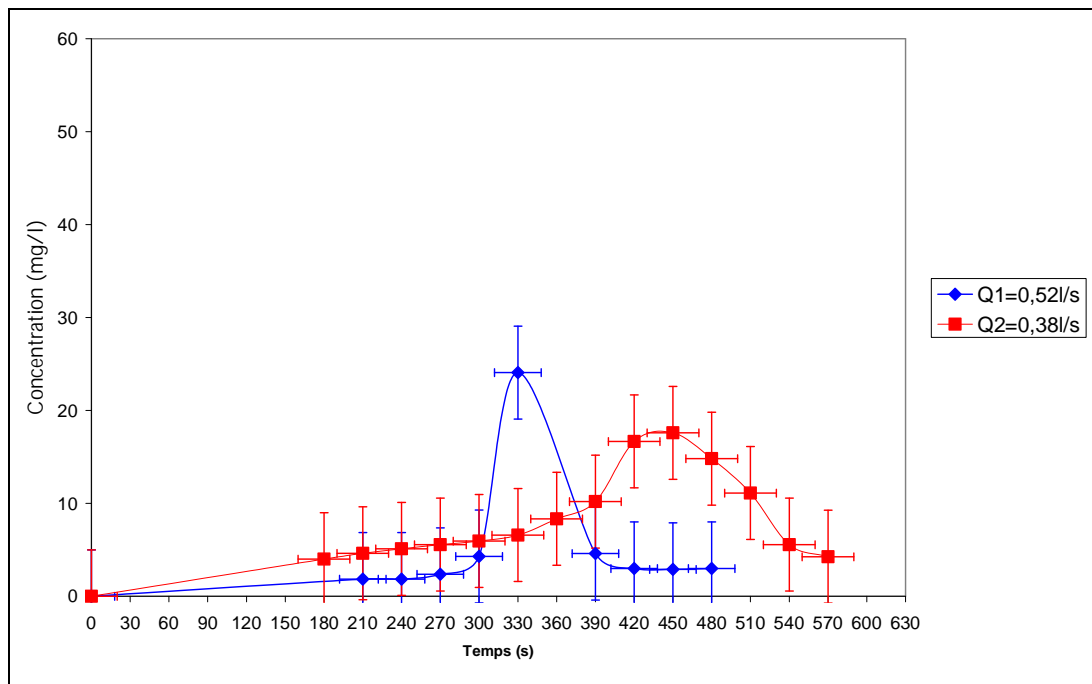


Figure V-11 : Evolution de la concentration en fonction du temps à la surface à $x = 3$ m pour différents débits obtenue par voie expérimentale

Ces trois figures montrent l'influence de la variation du débit d'écoulement sur l'évolution de la concentration du phénol, nous remarquons que les pics de concentration sont d'autant plus importants lorsque le débit augmente, ainsi que ces pics sont atteints plus rapidement pour le grand débit que pour le faible, contrairement au temps de séjours qui augmente avec la diminution du débit ; la croissance du débit implique la croissance de la vitesse, puisque la section du canal est constante, et par conséquent la dominance de la convection par rapport à la diffusion.

Nous avons remarqué aussi que pour les deux débits, les pics de concentration s'éloignent l'un par rapport à l'autre en s'éloignant du point de l'injection.

∅ prélèvement à 2 cm du fond

Les figures (V-12) et (V-13) représentent les profils de concentration à $x = 1$ m pour $Q = 0,52$ l/s et $Q = 0,38$ l/s respectivement.

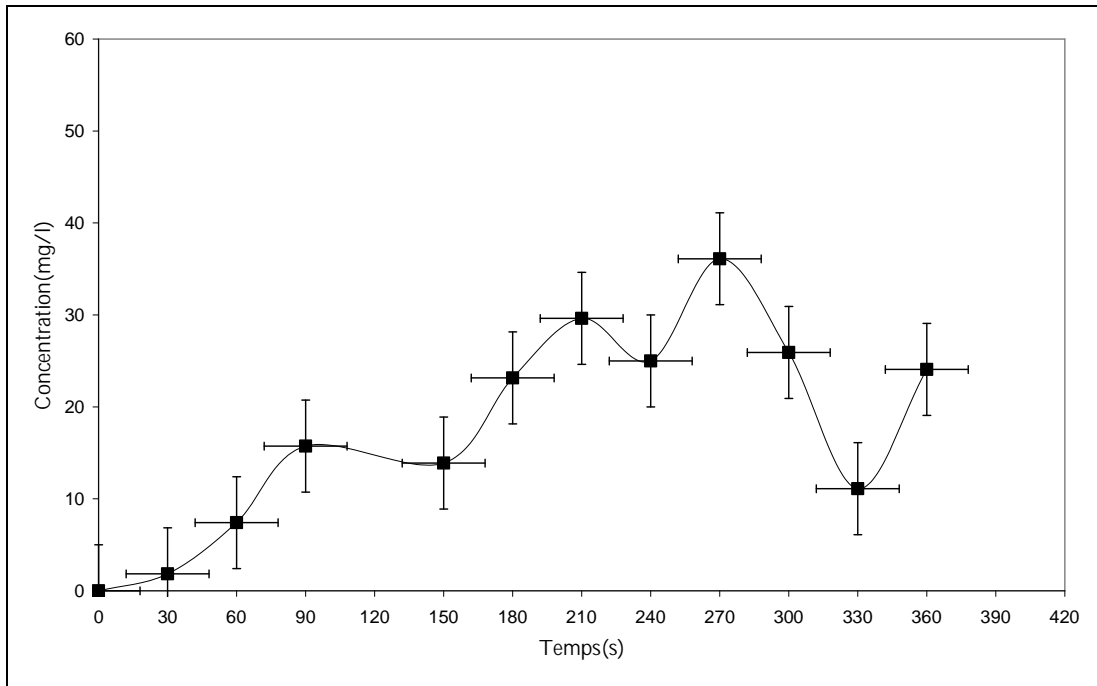


Figure V-12 : Evolution de la concentration en fonction du temps à 2 cm du fond du canal ,à $x = 1$ m pour $Q=0,52$ l/s obtenue par voie expérimentale

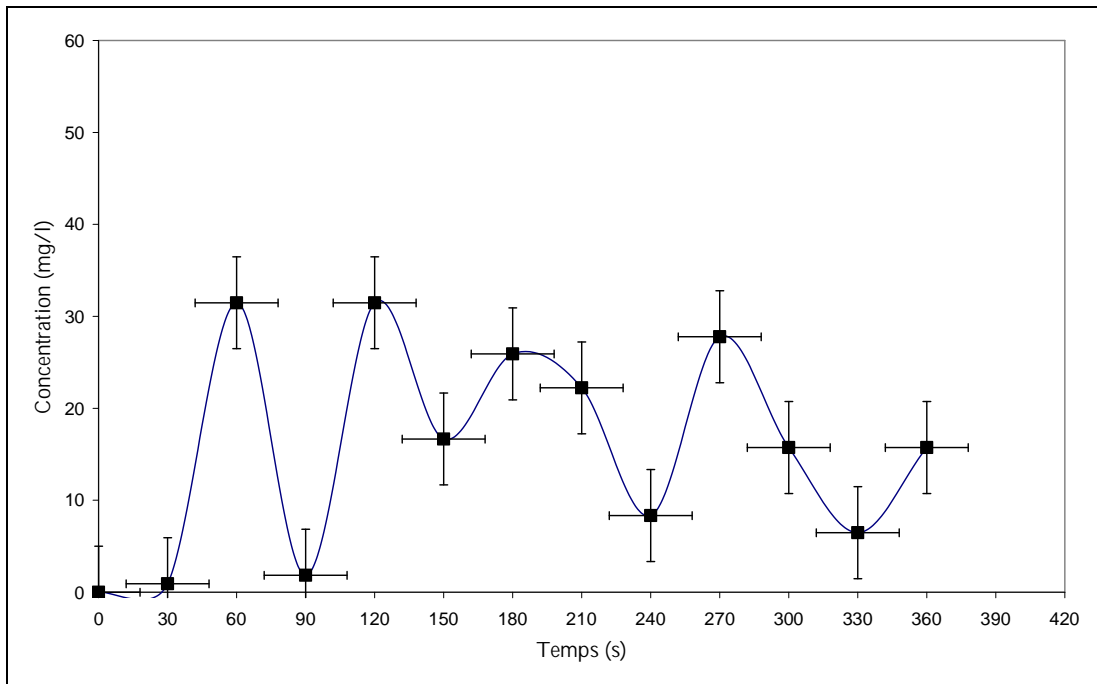


Figure V-13 : Evolution de la concentration en fonction du temps à 2 cm du fond du canal ,à $x = 1$ m pour $Q=0,38$ l/s obtenue par voie expérimentale

Nous remarquons que les profils de concentrations à $x = 1$ m pour deux débits différents n'ont pas une allure bien déterminée à cause de la présence de plusieurs pics de concentration, ce qui est peut être expliqué par la présence forte de la turbulence, mais ce que nous pouvons dire, le phénol au cours de sa dispersion atteint le fond du canal.

3. Cas d'une injection de pollution continue

Ø Prélèvement à la surface

Au cours de l'injection continue du polluant, le débit de la solution du phénol injectée est constant et dure jusqu'à la fin de tous les prélèvements.

Dans les figures (V-14) ÷ (V-17) sont représentés les profils de concentration du phénol suite à une injection continue à $x = 1$ m, $x = 1,5$ m, $x = 3$ m, et $x = 4$ m pour un débit $Q = 0,40$ l/s, nous remarquons pour toutes les section que la concentration augmente rapidement pendant un certain temps, avant qu'elle devient de plus en plus lente et tend à être constante.

La période de la croissance rapide de la concentration correspond à la période convective, bien que la deuxième période correspond à la diffusion du polluant.

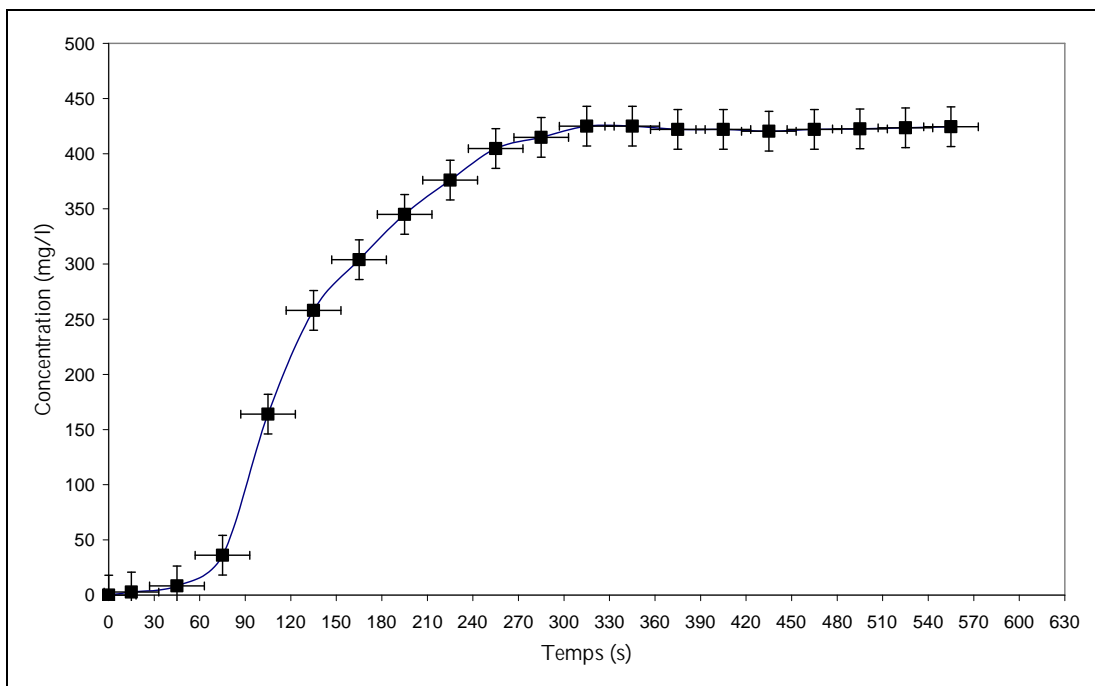


Figure V-14 : Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 1$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale

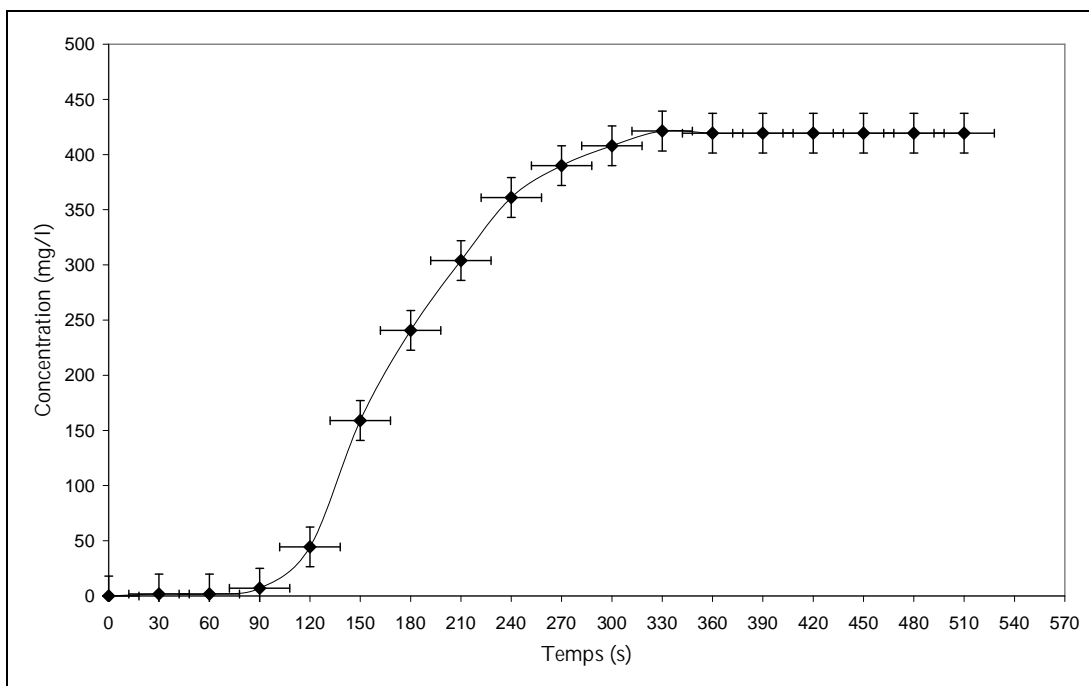


Figure V-15 : Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 1,5$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale

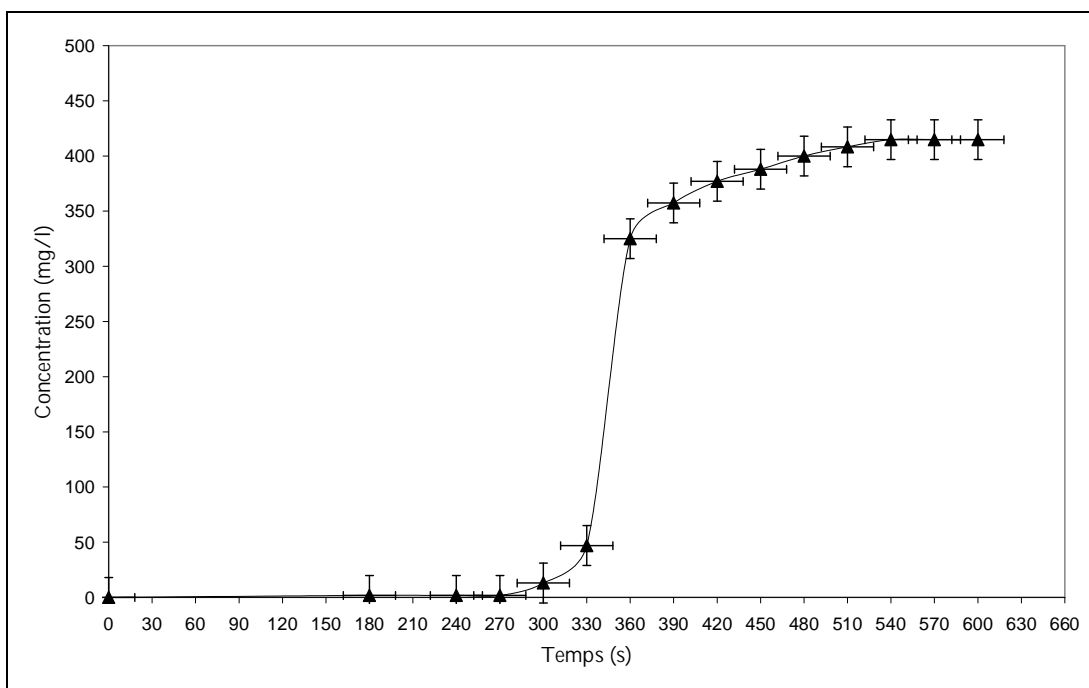


Figure V-16 : Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 3$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale

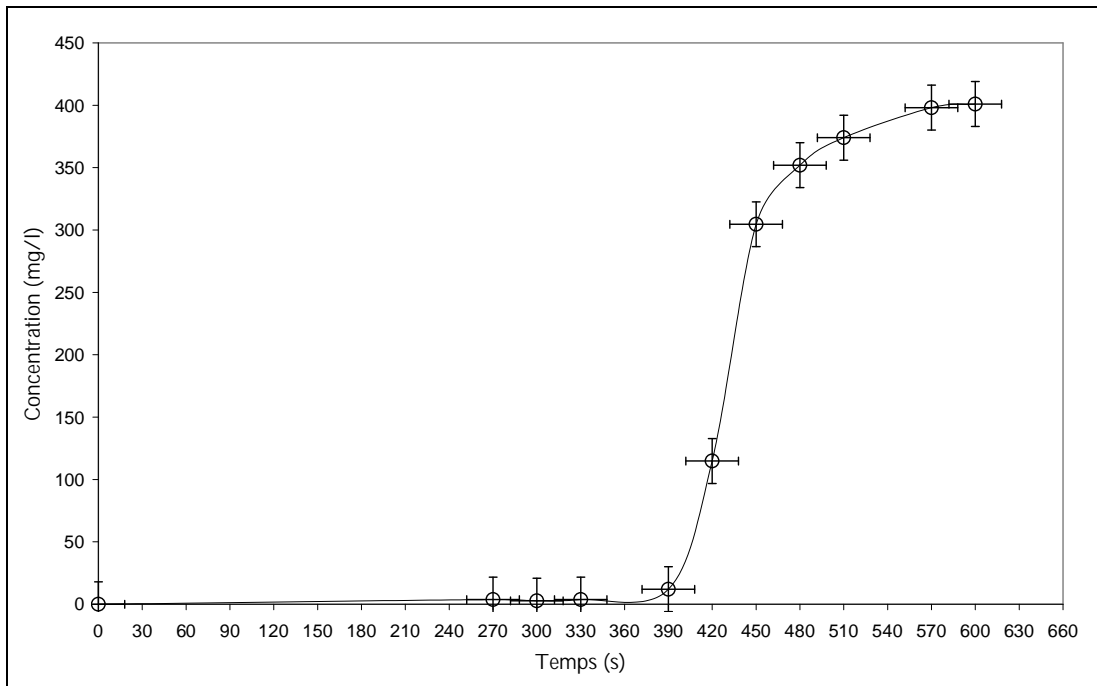


Figure V-17 : Evolution de la concentration en fonction du temps à $x = 4 \text{ m}$ pour $Q = 0,40 \text{ l/s}$ obtenue par voie expérimentale

Pour voir l'évolution spatiale de la concentration du phénol suite à une injection continue, nous superposons les quatre courbes précédentes, ce que montre la figure (V-18).

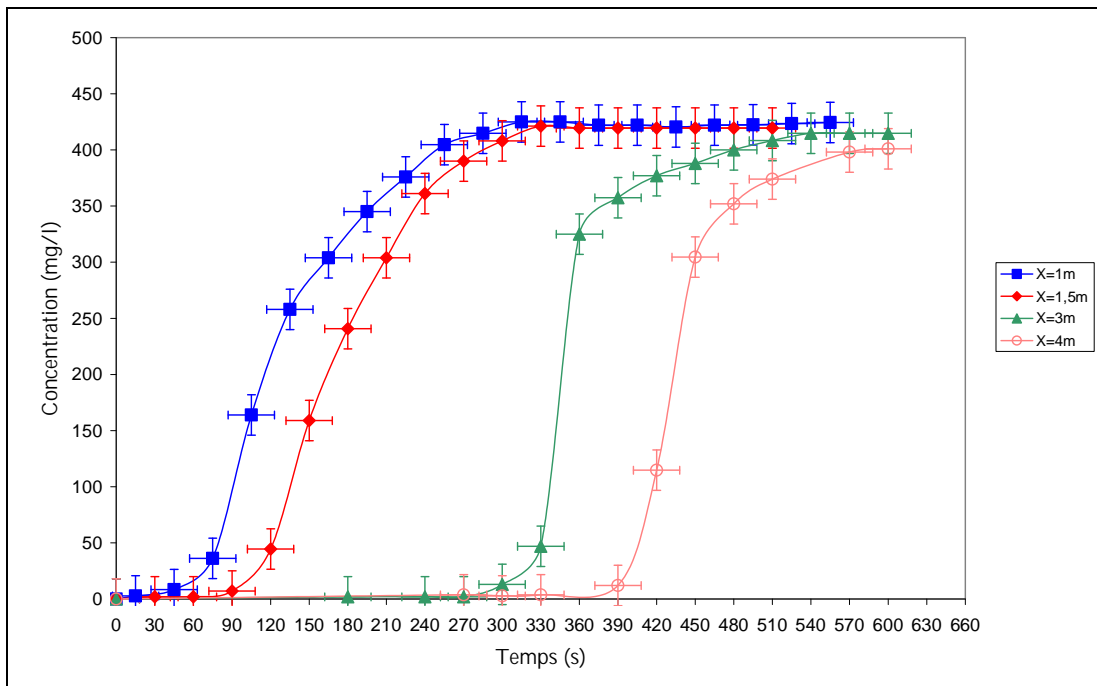


Figure V-18: Evolution de la concentration en fonction du temps à différentes sections pour $Q = 0,40 \text{ l/s}$ obtenue par voie expérimentale

Nous remarquons que les profils de concentration pour les quatre sections ont la même allure, mais ils sont décalés temporellement l'un par rapport à l'autre selon la distance du point de l'injection, comme nous pouvons voir aussi que la valeur de la concentration maximale atteinte diminue plus qu'en s'éloignant du point de l'injection, ce qui est expliqué par la diminution de la convection plus en allant vers l'aval.

Nous remarquons aussi que l'augmentation de la concentration devient plus rapide plus qu'en s'éloignant du point de l'injection.

Ø Prélèvement à 2 cm du fond

La figure (V-18) donne l'évolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1$ m au fond du canal.

Nous remarquons que l'allure de la courbe de concentration est aléatoire, de telle façon qu'il y a plusieurs pics de concentration, ce qui est peut être expliqué par la présence forte de la turbulence au fond du canal.

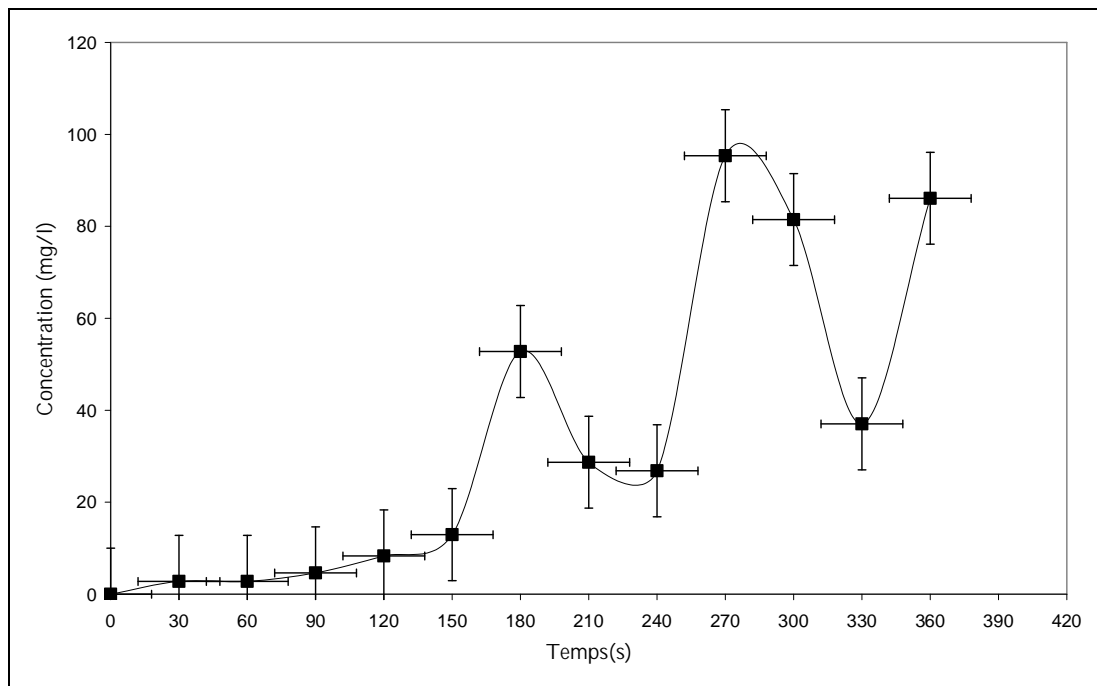


Figure V-19 : Evolution de la concentration en fonction du temps au fond du canal à $x = 1$ m pour $Q = 0,40$ l/s obtenue par voie expérimentale

Conclusion

Ø Cas d'une injection discontinue

- Les profils de concentration du phénol présentent une allure similaire en variant le débit d'écoulement et la section du prélèvement, de telle façon que la concentration augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale, puis redescend à nouveau mais plus lentement.
- Au voisinage de l'injection le transport du polluant est convectif et il devient diffusif plus qu'en s'éloignant de la source de pollution.
- La croissance du débit d'écoulement provoque la diminution du temps de séjours du polluant et l'augmentation du pic de la concentration.
- Dans le cas d'un prélèvement au fond du canal, la concentration du polluant existe mais son évolution n'est pas bien déterminée.

Ø Cas d'une injection continue

- Les profils de concentration obtenus suite à une injection continue du polluant ont la même allure qui est une augmentation rapide au début de l'apparition du phénol, et elle devient de plus en plus lente avant d'être constante après un certain temps.
- La valeur maximale atteinte de la concentration décroît plus qu'en allant vers l'aval à cause de la diminution de la convection, et l'intervention de la diffusion.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce modeste travail, nous a montré l'influence de quelques paramètres physiques dans la dispersion de la pollution dans un cours d'eau.

La dispersion d'un polluant dans un canal rectangulaire se fait en présence de deux phénomènes :

- ^a La convection qui est due aux vitesses moyennes de l'écoulement; qui transporte en masse le nuage du polluant dans la direction de l'écoulement.
- ^a La diffusion qui étire le nuage du polluant dans toutes les directions de l'espace et va dans le sens d'une uniformisation de la concentration.

L'évolution de la concentration dans l'espace, nous a conduit de constater que le transport du polluant est convectif au voisinage de la source d'injection, alors qu'il devient diffusif en s'éloignant.

L'étude de l'influence du débit a montré que la croissance du débit provoque une augmentation du pic de concentration, et une diminution du temps de séjour du polluant dans le milieu.

Dans le cas d'un prélèvement au fond du canal, nous n'avons pas eu un profil de concentration bien déterminé, mais nous avons constaté que le polluant atteint le fond au cours de sa dispersion.

A travers l'interprétation des résultats obtenus, nous pouvons les juger satisfaisants, et peuvent être utilisés pour la validation des modèles numériques.

Les perspectives expérimentales sont :

- Etudier la dispersion d'un polluant actif dans un canal à pente variable, pour voir l'influence de la pente sur le transport du polluant ;
- Etudier la dispersion de la pollution au fond du canal. ;
- Etudier la dispersion de la pollution en changeant la géométrie du canal et ces dimensions.

Annexe

Ø Evolution de la concentration

Injection discontinue

$$Q = 0,52 \text{ l/s}$$

X=1m ; y = 19.5 cm					
Surface			Fond		
t(s)	Do	C(mg/l)	t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0	0	0	0
30	0,004	3,70	30	0,004	3,7036
60	0,010	9,26	60	0,008	7,4072
90	0,023	21,30	90	0,017	15,7403
150	0,038	35,18	150	0,015	13,8885
180	0,009	8,33	180	0,025	23,1475
210	0,016	18,50	210	0,032	29,6288
240	0,017	15,74	240	0,027	24,9993
270	0,015	13,88	270	0,039	36,1101
300	0,014	12,96	300	0,028	25,9252
330	0,014	12,96	330	0,012	11,1108
360	0,012	11,11	360	0,026	24,0734

X=1,5m ; y = 19.5 cm					
Surface			Fond		
t(s)	Do	C(mg/l)	t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0	0	0	0
60	0,008	7,41	75	0,007	6,48
120	0,025	23,15	135	0,066	61,11
150	0,038	35,18	165	0,013	12,04
180	0,051	47,22	195	0,042	38,89
210	0,025	23,15	225	0,025	23,15
240	0,020	18,52	255	0,023	21,30
270	0,017	15,74	285	0,024	22,22
300	0,013	12,04	315	0,017	15,74
330	0,010	9,50	345	0,024	22,22
360	0,008	7,41	375	0,018	16,67
390	0,007	6,48	405	0,021	19,44

X=3m					
Surface			Fond		
t(s)	Do	C(mg/l)	t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0	0	0	0
210	0,002	1,85	225	0,002	1,85
240	0,002	1,85	255	0,002	1,85
270	0,003	2,36	285	0,002	1,85
300	0,005	4,29	315	0,024	22,22
330	0,026	24,07	345	0,020	18,52
390	0,004	3,70	435	0,016	14,81
420	0,004	3,70	465	0,013	12,04
450	0,005	4,63	495	0,012	11,11
480	0,005	4,63			

Q = 0,38 l/s

X=1m					
Surface			Fond		
t(s)	Do	C(mg/l)	t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0	0	0	0
15	0,001	1,20	30	0,001	0,93
45	0,003	2,78	60	0,034	31,48
75	0,006	5,56	90	0,002	1,85
105	0,012	11,11	120	0,034	31,48
135	0,039	36,11	150	0,018	16,67
165	0,031	28,30	180	0,028	25,93
195	0,021	19,50	210	0,024	22,22
225	0,017	15,50	240	0,009	8,33
255	0,017	15,40	270	0,030	27,78
285	0,017	15,70	300	0,017	15,74
315	0,017	15,50	330	0,007	6,48
345	0,017	15,60	360	0,017	15,74

X=1,5m		
Surface		
t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0
30	0,001	0,80
60	0,002	2,20
90	0,005	4,63
120	0,014	12,96
150	0,027	25,00
210	0,037	34,26
240	0,030	27,78
270	0,023	21,30
300	0,013	12,04
330	0,012	11,50

X=3m		
Surface		
t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0
180	0,004	4,00
210	0,005	4,63
240	0,006	5,10
270	0,006	5,56
300	0,006	5,95
330	0,007	6,59
360	0,009	8,33
390	0,011	10,18
420	0,018	16,67
450	0,019	17,59
480	0,016	14,81
510	0,012	11,11
540	0,006	5,56
570	0,005	4,26

X=4m		
Surface		
t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0
300	0,001	0,93
360	0,002	1,40
390	0,002	1,85
420	0,006	5,56
480	0,002	1,89
510	0,002	1,85
540	0,002	1,85
570	0,002	1,90
600	0,002	1,91

Injection continue

X=1m					
Surface			Fond		
t(s)	Do	C(mg/l)	t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0	0	0	0
15	0,003	2,78	30	0,003	2,78
45	0,009	8,33	60	0,003	2,78
75	0,039	36,11	90	0,005	4,63
105	0,177	164,00	120	0,009	8,33
135	0,279	258,00	150	0,014	12,96
165	0,328	304,00	180	0,057	52,78
195	0,373	345,00	210	0,031	28,70
225	0,406	376,00	240	0,029	26,85
255	0,437	404,62	270	0,103	95,37
285	0,448	414,80	300	0,088	81,48
315	0,459	425,00	330	0,04	37,04
345	0,459	425,00	360	0,093	86,11
375	0,456	422,00			
405	0,456	422,00			
435	0,454	420,43			
465	0,456	422,00			
495	0,456	422,43			
525	0,457	423,43			
555	0,458	424,43			

X=1,5m		
Surface		
t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0
30	0,002	1,85
60	0,002	1,85
90	0,008	7,00
120	0,048	44,44
150	0,172	159,00
180	0,260	240,73
210	0,328	304,00
240	0,390	361,10
270	0,421	390,00
300	0,441	408,00
330	0,455	421,28
360	0,453	419,43
390	0,453	419,43
420	0,453	419,43
450	0,453	419,43
480	0,453	419,43
510	0,453	419,43

X=3m		
Surface		
t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0
180	0,002	1,85
240	0,002	1,85
270	0,002	1,85
300	0,014	13,00
330	0,051	47,00
360	0,351	324,99
390	0,386	357,40
420	0,407	377,00
450	0,419	388,00
480	0,432	400,00
510	0,441	408,32
540	0,448	414,80
570	0,448	414,80
600	0,448	414,80

X=4m		
Surface		
t(s)	Do	C(mg/l)
0	0	0
270	0,004	3,70
300	0,003	2,78
330	0,004	3,70
390	0,013	12,04
420	0,124	114,81
450	0,329	304,62
480	0,380	352,00
510	0,404	374,00
570	0,430	398,14
600	0,433	401,00

Bibliographie

- Ahmad, Z. & Kothiyari, UC. & 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°03, pp 389-405.
- Buil, N., (1989). «Modélisation tridimensionnelle du transport de polluant dans un écoulement à surface libre». Thèse Lyon I. 299 pages.
- Carlier, M., (1986). «Hydraulique général et appliquée». Edition Eyrolles.
- Graba, M., (2002). «Simulation de la dispersion dans les écoulements à surface libre». Thèse de magister. Université ABDERAHMANE MIRA de Bejaia. 91 pages.
- Hammas, A. & Zegnoui, A., (2006). «Etude expérimentale de la dispersion d'un polluant au voisinage de l'injection». Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Polytechnique. 84 pages.
- Hslop, S. & Allen, C.M., (1993). «Hydraulique fluviale». Traité de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne.
- Leismann, H.M., (1989). «A symmetric-matrix time integration scheme for the efficient solution of advection-dispersion problems ». Water Resources Research, Volume 25 N°06, pp 1133-1139, Juin.
- Li, C.W. & Gu, J., (2001). «3D layered integrated modeling of mass exchange in semi enclosed water bodies». Journal of Hydraulic research. Volume 39 N°04, 2001, pp 403-411.
- Lin, B & Shino, K., (1995). «Modélisation numérique du transport d'un soluté dans les écoulements en lits composés». Journal of Hydraulic research, volume 33 N°06, pp 77-93.
- Mcquivy, R.S.M. & Keefern T.N.A., (1976). «Convective model of longitudinal dispersion». Journal of Hydraulic division, volume 102, N° hyd10, pp 1009,1423.
- Moulla, B., (2007). «Simulation numérique du transport d'un polluant actif dans un écoulement à surface libre ». Thèse de magister, Ecole Nationale Polytechnique. 83 pages.