



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique (E.N.P)

Ecole Doctorale Sciences de l'Eau et Développement Durable
Option Science de l'Eau

Intitulé

**Simulation Physique de la Dispersion d'un Polluant Actif dans les
Ecoulements à Surface Libre en Canal Trapézoïdal**

Mr. LAGOUN Ali Mansour
Ingénieur d'état en hydraulique (ENSH- Blida)

Mémoire

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister en Sciences de l'Eau

Soutenu le 27 /02 /2011 devant le Jury:

Président:	Mr. KETTAB Ahmed	Professeur, ENP Alger
Directeur Mémoire :	Mr. BENZIADA Salim	Maitre assistant A, ENP Alger
Examineurs :	Mlle. BENMAMAR Saâdia	Maitre de conférences A, ENP Alger
	Mlle. ARRAR Jazia	Maitre de conférences A ENP Alger
	Mr. MIHOUBI Mustapha Kamel	Maitre de conférences A, ENSH Blida

Année universitaire 2010-2011

Dédicace :

A mon père.

A ma mère.

A mes frères et à mes sœurs bien aimées.

A tous mes oncles.

A tous mes amis et amies.

ALY

Remerciements :

Je tiens tout d'abord à remercier sincèrement mon directeur de thèse, Mr. S. BENZIADA, pour le climat de bienveillance, et de confiance qu'il a toujours su entretenir à mon égard. Grâce à son amabilité et à ces conseils judicieux, j'ai réussi à bien mener un exercice de défis et d'endurance, et ainsi atteindre les objectifs de nos recherches.

J'adresse aussi mes sincères remerciements à Mr le prof A. KETTAB, Directeur de laboratoire d'hydraulique pour avoir accepté de présider le jury et pour ses orientations.

Je remercie fortement tout les membres de jury :

- Melle BENMAMAR Saâdia ;
- Melle ARRAR Jazia ;
- Mr MIHOUBI Mustapha Kamel pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Mes vifs remerciements vont également à Melle S. BENMAMAR qui a bien voulu donner son avis pertinent sur ce manuscrit.

La partie analyse des échantillons des prélèvements a été réalisée au sein de laboratoire d'environnement de l'ENP, je tiens à remercier Mr. LOUNICI et Mme. Moussaoui pour leur accueil et leurs précieux conseils.

Je remercie aussi tous mes amis et amies (Mohamed, Chafai, Djamel, Reda, Fatma Zohra, Dalal et Latifa) qui m'ont aidé dans la partie construction de l'installation expérimentale et dans l'opération de prélèvement, je les salue pour leur patience et leur disponibilité.

Finalement, j'adresse mes remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

Lagoun Ali Mansour

ملخص :

" محاكاة فيزيائية لانتشار ملوث نشيط في التدفقات السطحية بقناة شبه منحرف "

على الأرجح أن مشكل تلوث مياه الأنهار من أهم القضايا البيئية التي تواجهنا، فهي تشكل عنصرا أساسيا من عناصر النظام البيئي المائي ، وقد أخذت المياه الأولوية في مجال مكافحة التلوث لحاجتنا الماسة إليها كما و نوعا . وقد أثار هذا المطلب الأساسي والتزايد الكبير للتلوث اهتماما متزايدا في تطوير البحوث في مجال تنقل و انتشار الملوثات.

الهدف الرئيسي من هذا المخطوط هو إجراء دراسة نوعية وكمية لظاهرة تنقل و انتشار الملوثات ومنها الفينول في قناة صرف ذات شكل شبه منحرف ، وتعميق فهمنا لهذه الظاهرة وتحديد تأثير العوامل الهيدروديناميكية على مصير الملوثات في الأنهار و كذا تأثير كمية الملوثات على ظاهرة انتشارها.

كلمات البحث : قناة شبه منحرف ، الخليط العرضي ، الإنتشار الطولي، الفينول .

Abstract:

" Physical Simulation of Transport of non conservative Pollutant in Shallow water on Trapezoidal Open Channel"

Of all the questions of environment which arise for our days, that of water is probably one of most crucial. The rivers, which constitute a fundamental component of the watery ecosystem, having to have the priority in the fight engaged against pollution, since the man needs water in quantity and quality. This fundamental need and growing pollution aroused the interest for the development of research in the field of transport of pollutant.

The aim of this work is to make a qualitative and quantitative study of phenomenon of transport of pollutant in fact the phenol in a trapezoidal open Channel; to look further into our comprehension of this phenomenon, and to determine the influence of hydrodynamic parameters and quantity rejected on becoming to it the polluting one in the rivers.

Key words : Trapezoidal channel, pollution, transverse mixing, longitudinal dispersion, phenol

Résumé :

De toutes les questions d'environnement qui se posent à nos jours, celle de l'eau est probablement l'une des plus cruciales. Les cours d'eau, qui constituent une composante fondamentale des écosystèmes aquatiques, doivent avoir la priorité dans la lutte engagée contre la pollution, puisque l'homme a besoin de l'eau en quantité et en qualité. Ce besoin fondamental et la pollution grandissante ont suscité l'intérêt pour le développement de la recherche dans le domaine du transport de polluant.

L'objectif principal de ce mémoire est de procéder à une étude qualitative et quantitative de phénomène de transport de polluant en l'occurrence le phénol dans un canal trapézoïdal ; pour approfondir notre compréhension de ce phénomène, et de déterminer ainsi l'influence des paramètres hydrodynamiques et des quantité rejetées sur le devenir des polluants dans les rivières

Mots clés : canal trapézoïdal, pollution, mélange transversale, dispersion longitudinale, phénol

Sommaire

Introduction générale :	1
--------------------------------------	---

Chapitre I : Généralités

I.1	Propriétés des liquides :	3
I.1.1	Masse volumique	3
I.1.2	Coefficient de viscosité dynamique	3
I.1.3	Coefficient de viscosité cinématique	4
I.2	Elément géométrique d'un canal:	4
I.3	Paramètres de l'écoulement :	5
I.3.1	Débit :	5
I.3.2	Vitesse moyenne :	5
I.3.3	Débitante :	5
I.4	Classification des écoulements :	5
I.4.1	Influence du nombre de Reynolds et de Froude:	5
I.4.2	Type d'écoulement :	6
I.5	Les deux équations de base utiles en hydraulique :	7
I.5.1	Conservation de la masse	7
I.5.2	Equation de l'énergie :	7
I.6	Energie spécifique :	8
I.7	Écoulement uniforme dans les canaux :	8
I.7.1	Formule générale de l'écoulement :	8
I.7.2	Profondeur normale :	9
I.8	L'écoulement critique :	9
I.8.1	Profondeur critique :	10
I.8.2	Pente critique :	10

I.9	Écoulement graduellement varié	10
I.9.1	Equation fondamentale de l'écoulement graduellement varié :	10
I.9.2	Allures typiques des lignes d'eau (courbes de remous):	12
I.9.3	Calcul de la surface d'eau :	14
I.10	Phénomènes de transport dans les cours d'eau :	17
I.10.1	Mécanismes physique de transport dans les cours d'eau :	17
I.10.2	Notion des zones mortes :	20
I.10.3	Généralités sur l'Equation d'Advection Dispersion (ADE) :	20
I.10.4	Types de rejets dans les cours d'eau :	21

Chapitre II : Etat de connaissance sur l'étude de transport des polluants

Introduction :	22
II.1	Etudes sur la dispersion longitudinale :	23
II.2	Etudes sur le mélange transversal:	28
II.3	Travaux effectués au laboratoire d'hydraulique de l'ENP :	33
II.3.1	Etudes numériques:	33
II.3.2	Etudes expérimentales :	34
Conclusion :	34

Chapitre III : Installation expérimentale

Introduction :	35
III.1	Construction de dispositif expérimental :	35
III.1.1	Réservoir d'alimentation :	35
III.1.2	Le canal trapézoïdal :	36
III.1.3	Système d'injection de polluant :	40
III.1.4	Système de prélèvement :	40
III.2	Moyens de mesure :	41
III.2.1	Mesure de débit :	41
III.2.2	Mesure de la hauteur d'eau :	44

III.2.3	Mesure des concentrations :	45
III.2.3.4	Principales sources de pollution :	45
III.3	Procédure expérimentale :	49
III.3.1	Choix de la stratégie expérimentale :	49
III.3.2	Type de mélange étudié :	49
III.3.3	Type d'injection :	50
III.3.4	Variable à étudier :	50
III.4	Etude hydraulique du canal :	51
III.4.1	Régime d'écoulement :	51
III.4.2	Construction des courbes de remous :	52
III.4.2.2	Tracés des courbes de remous :	53
	Conclusion :	55

Chapitre IV : Résultats et discussion

	Introduction :	57
IV.1	Injection instantanée :	58
VI.1.1	Etude de la dispersion longitudinale :	58
VI.1.1.1	Influence de débit sur le phénomène de dispersion longitudinale :	64
VI.1.1.2	Influence de la concentration initiale C_0 sur l'évolution de polluant dans le sens d'écoulement:	72
VI.1.2	Etude du mélange transversal :	84
VI.1.2.1	Influence de débit sur le mélange transversal :	94
VI.1.2.2	Influence de la quantité du polluant (C_0) sur le mélange transversal :	96
VI.1.3	Isoconcentrations :	98
IV.1.3.1	Analyse des isoconcentrations :	99
IV.1.3.2	Comparaison entre les isoconcentration ($Q=1,95l/s$ et $Q=0,52l/s$) :	100
IV.2	Injection continue :	103
IV.2.1	Prélèvements au centre ($y=0$) pour différentes distances du point d'injection : ..	103

IV.2.2 Prélèvements pour différentes distances latérales :.....	106
Conclusion :.....	109
Conclusion générale :.....	110
Bibliographie :.....	112
Annexes	118

LISTE DES FIGURES :

Pages

Chapitre I :

Figure I.1 : Eléments géométriques d'un canal	4
Figure I.2 : Volumes entrant et sortant d'un domaine élémentaire.....	7
Figure I.3 : Ligne d'eau du régime graduellement varié en canal.....	14
Figure I.4 : Schéma d'écoulement non uniforme entre deux sections.....	16
Figure I.5 : Processus de mélange dans les cours d'eau.....	18
Figure 1.6 : Influence du profil horizontal surfacique des champs de vitesses sur la dispersion d'un polluant dans une rivière	19
Figure 1.7 : Coupe verticale d'une section de rivière pour montrer l'effet du profil vertical des champs de vitesse sur la dispersion d'un polluant	19

Chapitre II :

Figure II.1 : Modèle de systèmes-convectifs-multiple appliqué aux données de Fischer.....	24
Figure II.2: Comparaison des profils des concentrations expérimentaux, numériques (schéma explicite et implicite) et analytique.....	26
Figure II.3: Variation de la concentration pour différents angles de talus du canal... ..	28
Figure II.4 : Schéma de l'installation expérimentale de Ahmed	30
Figure II.5: Comparaison des profils de concentration prévus et observés à $x = 9$ m et $x = 14$ m (S1C : données correspondantes à la première source placée au centre du canal.....)	31
Figure II.6: Comparaison des profils de concentration prévus et observés à $x = 14$ m et $x = 19$ m (S2C données correspondantes à la deuxième source placée au centre du canal).....	31
Figure II.7 : Comparaison des profils de concentration prévus et observés pour deux sources d'injection placées à $x=0$ et à $x=5$ m (S1BS2B : les deux sources sont placées sur l'une des cotées du Canal)	32
Figure II.8 : Comparaison des profils de concentration prévus et observés pour deux sources d'injection : à $x=0$ et à $x=5$ m (S1CS2C : les deux sources sont placées au centre).....	32

Chapitre III :

Figure III.1 : Réservoir d'alimentation.....	36
Figure III.2 : Le débitmètre et la vanne de la conduite d'alimentation du réservoir	36
Figure III.3 : Assemblage d'une section du canal plexiglass	37
Figure III.4 : Support en acier qui permet de modifier les fruits des talus du canal.....	38
Figure III.5 : Influence des plaques en nids d'abeilles sur la diminution des tourbillons engendrés par la pression de l'injection d'eau.....	38
Figure III.6 : Déversoir triangulaire.....	39
Figure III.7 : Lit du sable utilisé.....	39
Figure III.8 : Photographie du canal trapézoïdale.....	40
Figure III.9 : Système d'injection de polluant.....	40
Figure III.10 : Système de prélèvement.....	41
Figure III.11 : Déversoir à mince paroi	42
Figure III-12 : Courbe d'étalonnage du déversoir.....	43
Figure III.13 : Limnimètre de mesure de la hauteur d'eau.....	45
Figure III.14 : Photographie de la balance électronique.....	47
Figure III.15 : Photographie de la fiole et l'agitateur utilisés	47
Figure III.16 : Photographie du spectrophotomètre.....	48
Figure III.17 : Système d'axes pour l'étude du canal.....	50
Figure III.18 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=1,95$ l/s.....	53
Figure III.19 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=1,75$ l/s.....	53
Figure III.20 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=1,6$ l/s.....	53
Figure III.21 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=0,79$ l/s.....	54
Figure III.22 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=0,52$ l/s.....	54
Figure III.23 : Schéma récapitulatif 3D de l'installation expérimentale	55
Figure III.24 : Photographie de l'installation expérimentale	55

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Les points de prélèvement longitudinaux et horizontaux.....	57
--	----

Figure IV.2: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,52$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée).....	58
Figure IV.3 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,79$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée)	58
Figure IV.4: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée).....	59
Figure IV.5: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,75$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée).....	59
Figure IV.6: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,95$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée).....	59
Figure IV.7: Evolution de la concentration du phénol à pour $Q = 0,52$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l (Injection instantanée).....	60
Figure IV.8: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,79$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l (Injection instantanée).....	60
Figure IV.9: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l (Injection instantanée).....	60
Figure IV.10 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,75$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l (Injection instantanée).....	61
Figure IV.11 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,95$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l (Injection instantanée).....	61
Figure IV.12 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,52$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).....	61
Figure IV.13 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,79$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).....	62
Figure IV.14 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).....	62
Figure IV.15 : Evolution de la concentration du pour $Q = 1,75$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).....	62
Figure IV.16 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,95$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).....	63
Figure IV.17 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1$ m pour $C_0 = 500$ mg/l et pour différents débits.....	64
Figure IV.18 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2$ m pour $C_0 = 500$ mg/l et pour différents débits.....	64

Figure IV.19 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.....	65
Figure IV.20 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.....	65
Figure IV.21 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.....	65
Figure IV.22 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.....	65
Figure IV.23 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.....	65
Figure IV.24 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.....	65
Figure IV.25 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	66
Figure IV.26 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	66
Figure IV.27 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	66
Figure IV.28 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	66
Figure IV.29 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	67
Figure IV.30 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	67
Figure IV.31 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	67
Figure IV.32 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $C_0 = 1\ 000mg/l$ et pour différents débits.....	67
Figure IV.33 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	68
Figure IV.34 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	68
Figure IV.35 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	68

Figure IV.36 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	68
Figure IV.37 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	69
Figure IV.38 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	69
Figure IV.39 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	69
Figure IV.40 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $C_0 = 1\ 500\ mg/l$ et pour différents débits.....	69
Figure IV.41 : variation des pics du phénol pour différents débits du débit pour $C_0=500mg/l$ pour différentes distances longitudinales x	70
Figure IV.42 : variation des pics du phénol pour différents débits du débit pour $C_0=1\ 000mg/l$ pour différentes distances longitudinales x	70
Figure IV.43 : variation des pics du phénol pour différents débits du débit pour $C_0=1\ 500mg/l$ pour différentes distances longitudinales x	71
Figure IV. 44 : Evolution des concentrations maximales en fonctions de la distance en aval de rejet pour différents débits et pour $C_0=500mg/l$	71
Figure IV. 45 : Evolution des concentrations maximales en fonctions de la distance en aval de rejet pour différents débits et pour $C_0=1\ 00mg/l$	71
Figure IV. 46 : Evolution des concentrations maximales en fonctions de la distance en aval de rejet pour différents débits et pour $C_0=1\ 500mg/l$	72
Figure IV.47 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1m$ pour $Q = 0,52\ l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	73
Figure IV.48 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2m$ pour $Q = 0,52\ l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	73
Figure IV.49 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3m$ pour $Q = 0,52\ l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	73
Figure IV.50 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4m$ pour $Q = 0,52\ l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	73
Figure IV.51 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $Q = 0,52\ l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	74
Figure IV.52 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $Q = 0,52\ l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	74

Figure IV.71: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	79
Figure IV.72: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	79
Figure IV.73: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	79
Figure IV.74: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	79
Figure IV.75: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	80
Figure IV.76: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	80
Figure IV.77: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	80
Figure IV.78: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8\text{m}$ pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	80
Figure IV.79: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	81
Figure IV.80: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	81
Figure IV.81: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	81
Figure IV.82: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	81
Figure IV.83: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	82
Figure IV.84: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	82
Figure IV.85: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	82
Figure IV.86: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8\text{m}$ pour $Q = 1,95\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	82
Figure IV.87 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	83
Figure IV.88 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=0,79\text{l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.....	83

Figure IV.89 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=1,6l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	84
Figure IV.90 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=1,75l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	84
Figure IV.91 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=1,95l/s$ et pour différentes concentrations initiales.....	84
Figure IV.92: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=1m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	85
Figure IV.93: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=2m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	85
Figure IV.94: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=3m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	85
Figure IV.95: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=4m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	85
Figure IV.96: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=5m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	86
Figure IV.97: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	86
Figure IV.98: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	86
Figure IV.99: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 0,52l/s$ $C_0 = 500mg/l$	86
Figure IV.100: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 1,6 l/s$ $C_0 = 500mg/l$	87
Figure IV.101: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 1,6 l/s$ $C_0 = 500mg/l$	87
Figure IV.102: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 1,6 l/s$ $C_0 = 500mg/l$	87
Figure IV.103: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 1,75 l/s$ $C_0 = 500mg/l$	88
Figure IV.104: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 1,75 l/s$ $C_0 = 500mg/l$	88
Figure IV.105: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 1,75 l/s$ $C_0 = 500mg/l$	88

Figure IV.106: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=1m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	89
Figure IV.107: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=2m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	89
Figure IV.108: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=3m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	89
Figure IV.109: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=4m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	89
Figure IV.110: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=5m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	90
Figure IV.111: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	90
Figure IV.112: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	90
Figure IV.113: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500mg/l$	90
Figure IV.114 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 1,6$ l/s $C_0 = 1\ 000mg/l$	91
Figure IV.115 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 1,6$ l/s $C_0 = 1\ 000mg/l$	91
Figure IV.116 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 1,6$ l/s $C_0 = 1\ 000mg/l$	91
Figure IV.117 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 0,52$ l/s $C_0 = 1\ 500mg/l$	92
Figure IV.118 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 0,52$ l/s $C_0 = 1\ 500mg/l$	92
Figure IV.119 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 0,52$ l/s $C_0 = 1\ 500mg/l$	92
Figure IV.120 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 1,6$ l/s $C_0 = 1\ 500mg/l$	93
Figure IV.121 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 1,6$ l/s $C_0 = 1\ 500mg/l$	93
Figure IV.122 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 1,6$ l/s $C_0 = 1\ 500mg/l$	93

Figure IV.123 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=1\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$	94
Figure IV.124 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=3\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$	94
Figure IV.125 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=5\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$	95
Figure IV.126 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=7\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$	95
Figure IV.127 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=8\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$	95
Figure IV. 128 : Profils de concentrations observées pour différentes distances horizontales (y) à $x=6\text{m}$ pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ pour $C_0 =500\text{mg/l}$ et $C_0=1500\text{ mg/l}$	96
Figure IV. 129 : Profils de concentrations observées pour différentes distances horizontales (y) à $x=7\text{m}$ pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ pour $C_0 =500\text{mg/l}$ et $C_0=1500\text{ mg/l}$	97
Figure IV. 130 : Profils de concentrations observées pour différentes distances horizontales (y) à $x=8\text{m}$ pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ pour $C_0 =500\text{mg/l}$ et $C_0=1500\text{ mg/l}$	97
Figure IV.131 : Isoconcentration à plusieurs instants pour $Q=1,95\text{l/s}$, $C_0=500\text{mg/l}$	98
Figure IV.132 : Isoconcentration à plusieurs instants pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $C_0=500\text{mg/l}$	99
Figure IV.133 : Comparaison entre les isoconcentrations à plusieurs instants pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ ($C_0=500\text{mg/l}$)	102
Figure IV.134 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ et $C_0 = 500\text{mg/l}$ - Injection continue.....	104
Figure IV.135 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 0,79\text{ l/s}$ et $C_0 = 500\text{mg/l}$ - Injection continue.....	104
Figure IV.136 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,6\text{ l/s}$ et $C_0 = 500\text{mg/l}$ - Injection continue.....	104
Figure IV.137 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et $C_0 = 500\text{mg/l}$ - Injection continue.....	105
Figure IV.138 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,75\text{ l/s}$ et $C_0 = 1000\text{mg/l}$ - Injection continue.....	105

Figure IV.139 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,95$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l - Injection continue.....	105
Figure IV.140 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l - Injection continue.....	106
Figure IV.141 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6$ m pour $Q=0,52$ l/s et $C_0=500$ mg/l-Injection continue.....	107
Figure IV.142 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7$ m pour $Q=0,52$ l/s et $C_0=500$ mg/l-Injection continue.....	107
Figure IV.143 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6$ m pour $Q=1,95$ l/s et $C_0=500$ mg/l-Injection continue.....	107
Figure IV.144 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7$ m pour $Q=1,95$ l/s et $C_0=500$ mg/l-Injection continue.....	107
Figure IV.145 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6$ m pour $Q=0,52$ l/s et $C_0=1000$ mg/l-Injection continue.....	108
Figure IV.146 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7$ m pour $Q=0,52$ l/s et $C_0=1000$ mg/l-Injection continue.....	108
Figure IV.147 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6$ m pour $Q=1,6$ l/s et $C_0=1000$ mg/l-Injection continue.....	108
Figure IV.148 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7$ m pour $Q=1,6$ l/s et $C_0=1000$ mg/l-Injection continue	108

Liste des tableaux :

	Pages
Tableau III.1 : Variation du débit en fonction de l'épaisseur de la lame déversante	41
Tableau III.2 : Résultats expérimentaux du coefficient de débit.....	43
Tableau III.3 : Paramètres physico-chimiques du phénol	45
Tableau III.4 : Variation de la densité optique du phénol en fonction de la concentration.....	47
Tableau III.5 : Différents régimes d'écoulement selon le nombre de Reynolds.....	50
Tableau III.6 : Différents régimes d'écoulement selon le nombre de Froude	51
Tableau III.7 : Hauteurs normaux et critiques pour différents débits	51
Tableau III.8 : Synthèse des caractéristiques du canal.....	55

Liste des annexes :

	pages
Annexe I.1 : Eléments géométriques pour différentes sections de canaux.....	116
Annexe III.1 : Calcul itératif des profondeurs critiques des différents débits.....	117
Annexe III. 2 : Calcul itératif des profondeurs normales pour différents débits.....	117
Annexe III.3 : Lignes d'eau expérimentales pour différentes débits.....	118
Annexe III.4 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=0,52$ l/s	119
Annexe III.5 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=0,79$ l/s	120
Annexe III.6 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=1,6$ l/s	121
Annexe III.7 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=1,75$ l/s	122
Annexe III.8 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=1,95$ l/s	123

Nomenclature :

B : Largeur superficielle ou largeur au miroir [m].

C : Concentration moyenne [Kg/m³].

C_{ch} : Coefficient de Chézy [m^{1/2}s⁻¹]

\bar{C}_{ch} : Valeur moyenne du coefficient de Chézy entre deux sections [m^{1/2}s⁻¹]

D_h : Profondeur hydraulique [m].

g : Accélération de la gravité [m²/s].

h : Profondeur d'eau[m].

h_{cr} : Profondeur critique [m].

h_n : Profondeur normale [m].

H_s : Charge spécifique [m].

\bar{h} : Valeur moyenne de la profondeur d'eau entre deux sections [m].

I : Pente du fond du canal [%]

I_c : Pente critique [%].

J_e : Pente de la ligne de charge totale [%].

J_f : Pente du fond du canal [%].

J_w : Pente piézométrique ou pente de la surface libre [%].

K : Débitante [m³/s].

K_n : Débitance normale [m³/s].

k_r : Coefficient de réaction de la substance dans le mélange [s⁻¹].

K_s : Coefficient de Strikler [m^{1/3} s⁻¹].

n : Coefficient de Manning [m^{-1/3} s].

P : Pression [Pa].

P_C : Périmètre mouillé critique[m].

P_m : Périmètre mouillé [m].

P_n : Périmètre mouillé normale [m].

Q : Débit d'écoulement [m^3/s].

q_e : Taux de variation de la substance injecté dans le mélange [$\text{Kg}\cdot\text{m}^{-3}\text{s}^{-1}$].

R_h : Rayon hydraulique [m].

R_{hc} : Rayon hydraulique critique [m].

R_{hn} : Rayon hydraulique normale [m].

\overline{R}_h : Valeur moyenne de la profondeur d'eau entre deux sections [m].

S : Section mouillée [m^2].

S_c : Section critique [m^2].

S_n : Section mouillée normale [m^2].

\bar{S} : Valeur moyenne de la profondeur d'eau entre deux sections [m^2].

t, T : temps [s].

U_i : vitesses moyennes du courant dans les trois directions [m/s].

U : vitesses moyennes du courant dans la direction x (m/s).

V : vitesses moyennes du courant dans la direction y (m/s).

W : vitesses moyennes du courant dans la direction z (m/s).

x : direction longitudinale [-].

y : direction transversale [-].

z : direction verticale [-].

z_p : Cote [m].

Δx : Tronçon à faible distance suivant la direction x [m].

Δh : Différence de profondeur entre deux sections [m].

Nombres adimensionnels

Re : Nombre de Reynolds.

F_r : Nombre de Froude.

Abréviations :

Andru : Agence nationale pour le développement de la recherche universitaire.

Cnepru : comité nationale d'évaluation et de la programmation de la recherche universitaire.

Symboles grecques :

ρ : Masse volumique [kg/m^3]

ρ_w : Masse volumique de l'eau [kg/m^3]

μ : Coefficient de viscosité dynamique [N.s/m^2].

ν : Coefficient de viscosité cinématique [m^2/s].

γ : Poids volumique [N/m^3].

ε_t : Coefficient de diffusion turbulente [m^2/s].

ε_m : Coefficient de diffusion moléculaire [m^2/s].

θ : angle d'échancrure du déversoir [$^\circ$].

Introduction générale:

De toutes les questions d'environnement qui se posent à nos jours, celle de l'eau est probablement l'une des plus cruciales. Les cours d'eau, qui constituent une composante fondamentale des écosystèmes aquatiques, doivent avoir la priorité dans la lutte engagée contre la pollution. L'homme a un besoin d'eau fondamental, en quantité et en qualité. La pollution grandissante de cette eau, a suscité un intérêt certain, notamment pour le développement de la recherche dans le domaine du transport de polluant.

La pollution des cours d'eau est souvent ponctuelle (*Gerhard, 2005*) une fois la matière injectée, elle subit plusieurs processus. Dans cette optique, plusieurs recherches ont été élaborées pour déterminer les différents mécanismes présents dans le transport du polluant dans un cours d'eau. Parmi les plus brillantes publications dans ce domaine, ce sont celles de Fischer (*Fischer, 1979*) et Rutherford (*Rutherford, 1994*). Chanson (*Chanson, 2004*)...

L'objectif principal de ce mémoire est de procéder à une étude qualitative et quantitative du phénomène de transport de polluant en l'occurrence le phénol dans un canal trapézoïdal. Pour approfondir notre compréhension de ce phénomène, et déterminer l'influence des paramètres hydrodynamiques et la quantité rejetée dans le transport des polluants dans les rivières. Pour ce faire :

- Une étude bibliographique a été effectuée, elle regroupe les notions de base de l'hydraulique fluviale dans le but de bien appréhender les caractéristiques de l'écoulement qui transporte le polluant, et les définitions des différents mécanismes qui régissent le phénomène étudié.
- Un état de connaissance sur l'évolution de la recherche dans le domaine comprenant quelques travaux récents.
- La conception et la réalisation d'un dispositif expérimental, consistant en un canal d'une forme trapézoïdale. Il est muni de certains dispositifs de mesure afin de bien mener nos expériences. Cette forme de type trapézoïdale est la plus usuelle et la plus semblable à un cours d'eau réel (*Liu et Chen, 2007*).

- Une analyse et une interprétation des résultats obtenus, en tenant compte des définitions et de l'état d'art ainsi présentés.

Enfin, le travail s'achève par une conclusion générale, comportant quelques recommandations et perspectives futures.

Chapitre I Généralités

Introduction aux écoulements à surface libre :

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 (*Graf et Altinakar, 1993 ; Terry, 2001 ; Souha, 2002 ; Chaudhry, 2008*).

Les écoulements à surface libre en *canaux ouverts naturels* tels que les rivières, oueds ou fleuves possèdent généralement des sections naturellement irrégulières. En canaux artificiels ; les écoulements présentent des sections régulières (rectangulaires, triangulaires ou trapézoïdales..). A l'heure actuelle, les formes des sections transversales (et par conséquent des sections liquides) les plus utilisées sont trapézoïdales et paraboliques (*Kréminisky et Schtärenliht, 1984*).

Les paramètres principaux d'une étude hydraulique ont pour propriétés des fluides (tel-que la masse volumique et la viscosité), la géométrie du canal et les propriétés de l'écoulement (profondeur d'eau, vitesse de l'écoulement..) (*Chanson, 2004*).

I.1 Propriétés des liquides :

Tous les fluides possèdent des caractéristiques permettant de décrire leurs conditions physiques dans un état donné (*Graf et Altinakar, 1995*).

Les principales propriétés d'un fluide sont :

I.1.1 Masse volumique

La masse volumique ρ d'un fluide est le rapport de la masse du liquide à son volume ; La masse volumique de l'eau à 20°C, est $\rho_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (*Kréminisky et Schtärenliht, 1984 ; Ranald, 1987 ; Lencastre, 2005*).

I.1.2 Coefficient de viscosité dynamique

Le coefficient de viscosité dynamique, μ , est le paramètre qui traduit l'existence d'efforts tangentiels dans les liquides en mouvement (*Hauke, 2008*).

Pour l'eau à 20°C, le coefficient de viscosité dynamique est $\mu = 10^{-3} \text{ N.s/m}^2$ (*Lencastre, 2005*)

I.1.3 Coefficient de viscosité cinématique

Le coefficient de viscosité cinématique, ν , est le rapport entre le coefficient de viscosité dynamique μ et la masse volumique ρ : $\nu = \frac{\mu}{\rho}$. (I-1)

Pour l'eau à 20°C, le coefficient de viscosité cinématique est $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (Ernest et Horace, 1996 ; Lencastre, 2005)

I.2 Élément géométrique d'un canal:

Les grandeurs géométriques les plus utilisées permettant de caractériser l'écoulement sont les suivants (Dégoutte, 2006 ; José, 2007) :

- La section transversale d'un canal est la section plane normale à la direction de l'écoulement.
- La surface mouillée, S , est la portion de la section occupée par le fluide dans la section du canal.

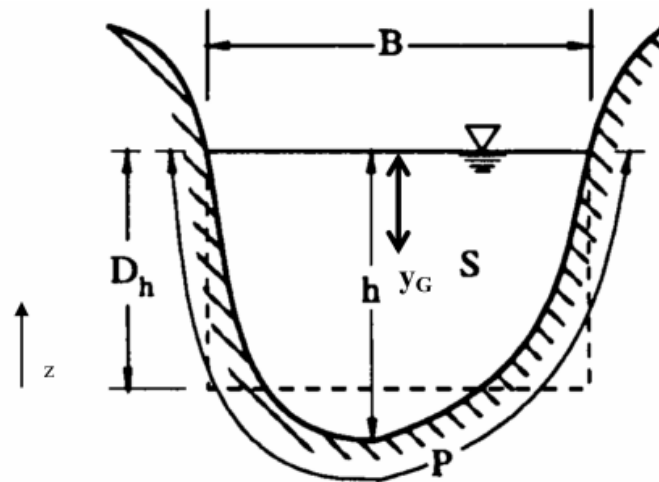


Figure I. 1 : Eléments géométriques d'un canal (José, 2007)

- Le périmètre mouillé, P_m est formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et les parois de la section (la largeur de la surface libre n'entre pas en compte).
- Le rayon hydraulique est donné par : $R_h = \frac{S}{P_m}$ (I-2)
- La largeur superficielle ou largeur au miroir, B , est la largeur du canal au niveau de la surface libre.

- La profondeur hydraulique est donnée par : $D_h = \frac{S}{B}$. (I-3)

A part les éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend également en considération les pentes longitudinales du canal (*Graf et Altinakar, 1993*) :

- La pente du fond du canal J_f .
- La pente piézométrique ou pente de la surface libre J_w .

Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau peut cependant varier, est appelé canal prismatique ; sinon, on l'appelle canal non prismatique (*Carlier, 1986 ; Dégoutte, 2006*).

L'annexe I.1 présente les éléments géométrique pour différentes sections de canaux.

I.3 Paramètres de l'écoulement :

I.3.1 Débit :

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

I.3.2 Vitesse moyenne :

La vitesse moyenne est par définition : $U = \frac{Q}{S}$ (I-4)

I.3.3 Débitante :

Elle représente la mesure de la capacité du transport d'eau dans une section transversale, elle

est donnée par : $K = \frac{Q}{\sqrt{J}}$ (I-5)

où : J représente la pente hydraulique.

I.4 Classification des écoulements :

I.4.1 Influence du nombre de Reynolds et de Froude:

I.4.1.1 Nombre de Reynolds :

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de frottement et les forces de pesanteur (*Lencastre, 2005 ; Gualtieri et Dragutin, 2008*):

$$Re = \frac{UD_h}{\nu} \quad (I-6)$$

Avec, D_h : le diamètre hydraulique ; ν : la viscosité cinématique de l'eau .

Les régimes d'écoulements sont classés suivant le nombre de Reynolds comme suit (*Ernest et Horace, 1996*):

- $Re < 2000$: Ecoulement laminaire.
- $2000 < Re < 4000$: Ecoulement transitoire.
- $Re > 4000$: Ecoulement turbulent.

I.4.1.2 Nombre de Froude

Le nombre de Froude est le rapport entre les forces d'inerties et les forces de pesanteurs (*Graf et Altinakar, 1995*). Il est donné par :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \times h}} \quad (I-7)$$

On peut classer les écoulements selon la valeur du nombre de Froude comme suit (*Dingman, 2009*) :

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

I.4.2 Type d'écoulement :

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur, h , par rapport au temps et à l'espace (*Graf et Altinakar, 1993*) : $h = f(t, x)$.

I.4.2.1 Variabilité dans le temps

- Le mouvement est permanent si les vitesses moyennes U , ainsi que la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit est constant.
- Le mouvement est non permanent si la profondeur, h ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent, le débit n'est pas constant

I.4.2.2 Variabilité dans l'espace

- Le mouvement est uniforme si la profondeur h , ainsi que les autres paramètres, restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.
- Le mouvement est non uniforme ou varié si la profondeur, h ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre.

I.5 Les deux équations de base utiles en hydraulique :

I.5.1 Conservation de la masse

Le principe de continuité exprime que la variation de la masse de liquide comprise entre deux sections pendant un certain temps est égale à la masse de liquide entrant moins la masse de liquide sortant (*Chanson, 2004 ; Dégoutte, 2006*).

En supposant le liquide homogène et incompressible, le principe traduit la conservation du volume. Considérons les sections d'abscisses x et $x+dx$ (figure 1.20).

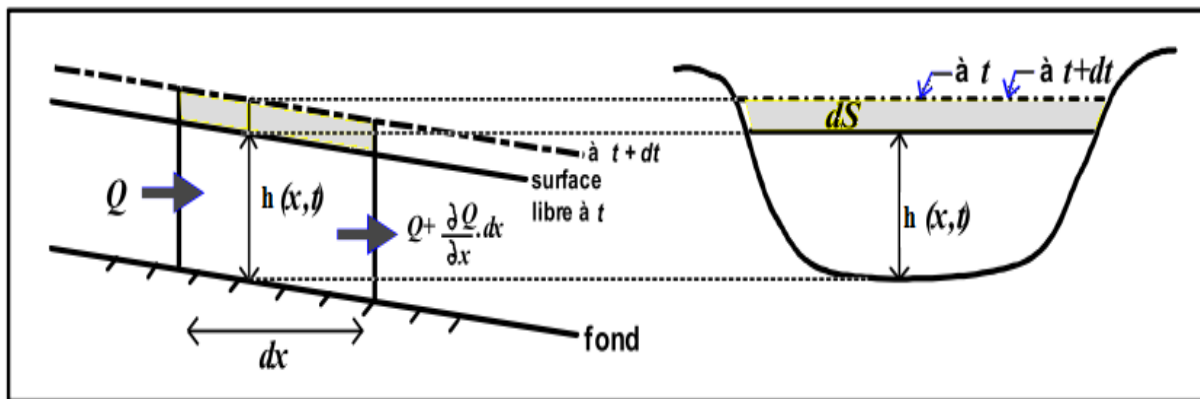


Figure I.2 : Volumes entrant et sortant d'un domaine élémentaire (*Dégoutte, 2006*)

A l'instant t , le débit entrant est Q , le débit sortant $Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx$. La différence de volume pendant l'intervalle de temps dt est donc $-\frac{\partial Q}{\partial x} dx \cdot dt$. Cette variation est due au déplacement de la ligne d'eau entre t et $t+dt$ qui engendre une augmentation de volume :

$$ds \cdot dx = \frac{\partial s}{\partial t} dt \cdot dx \quad (\text{parties grisées sur la figure 1.2}).$$

$$\text{D'où} \quad : \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (\text{I-8})$$

I.5.2 Equation de l'énergie :

L'équation de l'énergie est une expression du premier principe de la thermodynamique (*Graf et Altinakar, 1993 ; Dingman 2009*).

L'énergie pour un élément d'un fluide incompressible est donnée par la formule suivante :

$$\frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + Z_p = \frac{P_t}{\gamma} = H = C^{\text{te}} \quad (\text{I-9})$$

Avec, $\gamma = \rho g$: le poids volumique.

Les différents termes représentent :

$U^2/2g$: la hauteur due à la vitesse, p/g : la hauteur due à la pression, Z_p : la cote,

$P/g = H$: l'énergie mécanique ou la charge totale.

$\frac{P}{\gamma} + z_p = \frac{P^*}{\gamma}$: La hauteur piézométrique.

I.6 Energie spécifique :

Dans les écoulements à surface libre, il est commode de considérer la charge par rapport au fond du canal, que l'on désigne par charge spécifique H_s (*Graf et Altinakar, 1993 ; Lencastre, 2005*) :

$$H_s = h \cos i + \alpha \frac{U^2}{2g} \quad (\text{I-10})$$

Très souvent, la pente est très faible, on supposera $\cos i = 1$. Avec l'équation de continuité $Q=US$, de plus on fera l'approximation $\alpha = 1$, on obtient :

$$H_s = h + \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (\text{I-11})$$

Cette notion introduite par Bakhmeteff en 1912 joue un rôle essentiel dans l'étude des écoulements variés (*Carlier 1986*).

I.7 Ecoulement uniforme dans les canaux :

I.7.1 Formule générale de l'écoulement :

Les formules les plus usuelles sont essentiellement la formule de Chézy et la formule de Strikler (*Souha, 2002 ; Lencastre, 2005 ; Dingman, 2009*) :

a) Formule du type Chézy :

$$U = C_{ch} \sqrt{R_h I} \quad (\text{I-12})$$

Avec la formule du débit : $Q = U \cdot S$ Soit $Q = C_{ch} S \sqrt{R_h I}$ (I-13)

Ou U : est la vitesse moyenne, R : le rayon hydraulique, I : la perte de charge par unité de longueur, égale à la pente du fond du canal et à la pente de la surface libre étant donné qu'il s'agit du régime uniforme. C : et le coefficient de dimension $L^{1/2}T^{-1}$.

b) Formule du type Manning-Strikler :

$$U = K_s R^{2/3} \sqrt{I} \quad (I-14)$$

et $Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{I} \quad (I-15)$

Les dimensions de K_s , coefficient de Strikler sont $L^{1/3} T^{-1}$.

L'inverse : $n = \frac{1}{K_s}$ s'appelle le coefficient de Manning (*Chanson, 2004 ; Lencastre, 2005 ; Dingman, 2009*)

I.7.2 Profondeur normale :

La profondeur normale h_n est la profondeur d'eau en écoulement uniforme dans un canal de pente J_f donné, parcouru par un débit Q . (Les éléments géométrique de la section qui correspondent à la profondeur normale h_n sont les éléments normaux tels que : R_{hn}, S_n , ou P_n) (*Graf et Altinakar, 1993*)

I.8 L'écoulement critique :

L'écoulement critique apparait lorsque l'énergie spécifique de l'écoulement est minimale (*Graf et Altinakar, 1993 ; Hibbs et col, 1999*).

L'équation générale qui correspond au régime critique est obtenue donc par intégration de l'équation de l'énergie spécifique par rapport à h et on le rend égale à 0 (*Kréminisky et Schtärenliht, 1984 ; Lencastre, 2005*):

$$\frac{dH_s}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gS^3} \frac{dS}{dh} = 0 \quad (I-16)$$

Représentant par B la largeur superficielle (au miroir), on aura $dS=Bdh$. Par substitution on obtient comme condition de minimum :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{S^3}{B} \quad \text{ou encore} \quad \frac{U^2}{2g} = \frac{S}{2B} \quad (\text{I-17})$$

I.8.1 Profondeur critique :

La valeur de la profondeur h à laquelle l'énergie spécifique de la section devient minimale s'appelle profondeur critique h_{cr} que l'on peut calculer à partir de l'équation (I-17). La difficulté de calcul dépend de l'expression de S (*Kréminisky et Schtärenliht, 1984 ; Carlier 1986 ; Graf et Altinakar 1993*).

I.8.2 Pente critique :

La pente critique pour un débit donné est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime uniforme critique, autrement dit la pente où le débit s'écoule sous un minimum de charge (*Lencastre, 2005*).

La formule générale de la pente critique pour un débit donné est :

$$I_c = \frac{gS_c/B_c}{C_{ch}^2 R_{hc}} \quad (\text{I-18})$$

Où S_c/B_c est la profondeur moyenne correspondant au régime critique, C_{ch} : le coefficient de Chézy.

I.9 Ecoulement graduellement varié

On appelle écoulement graduellement varié un tel écoulement dont les variations de la vitesse et de la profondeur d'eau sont assez lentes et progressives. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme (*Kréminisky et Schtärenliht, 1984 ; Graf et Altinakar, 1993 ; Dingman, 2009*).

I.9.1 Equation fondamentale de l'écoulement graduellement varié :

L'équation différentielle du mouvement graduellement varié se déduit en se basant sur l'équation d'énergie : $H = z + U^2 / 2g + h$ Et sur l'équation de la continuité : $Q = U / S$

Dérivant l'équation d'énergie par rapport à dx , on trouve :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad (\text{I-19})$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$ et $\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C_{ch}^2 \cdot R_h}$

finalement :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C_{ch}^2 \cdot R_h \cdot J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S/B}} \quad (I-20)$$

Avec C_{ch} : coefficient de Chézy, R_h : rayon hydraulique, B : largeur superficielle du canal

et J_f : pente du fond du canal.

Cette équation, valable pour un canal prismatique permet de tracer les formes de la surface libre.

Elle peut aussi être écrite en utilisant la notion de débitance (*Carlier, 1986*):

$$K(h) = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S = C_{ch} R_h^{1/2} S \quad (I-21)$$

Pour l'écoulement uniforme, cette relation prend la valeur suivante :

$$K_n(h) = \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad (I-22)$$

L'expression dans le dénominateur de l'équation (I-15) peut alors être exprimée comme suit :

$$\frac{Q^2 B}{g S^3} = \frac{Q^2}{C_{ch}^2 S^2 R_h I} \frac{C_{ch}^2 S^2 R_h I}{g S^3 / B} = \frac{(Q/\sqrt{I})^2}{(C_{ch} S R_h^{1/2})^2} \frac{I}{g S / C_{ch}^2 B R_h} = \frac{K_n^2}{K^2} \frac{I}{I_c} \quad (I-23)$$

où, I_c est la pente critique donnée par : $I_c = \frac{g S}{C_{ch}^2 B R_h}$ (I-24)

En utilisant les trois relations précédentes (I-22, I-23, et I-24), on écrit l'équation (I-20) sous la forme présentée par Bakhmeteff (1932) :

$$\frac{dh}{dx} = I \cdot \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2 \frac{I}{I_c}} \quad (I-25)$$

I.9.2 Allures typiques des lignes d'eau (courbes de remous):

La classification des courbes de remous peuvent se faire en fonction des valeurs respectives de h , h_n , et h_c (Carlier, 1986 ; Ranald, 1987 ; Sinninger et Hagger, 1989 ; Ernest et Horace, 1996 ; Lencastre, 2005 ; Ancey, 2007).

- Quand la pente est positive ($i > 0$), on a:
 - profil de type M : pour pente douce quand $h_n > h_c$.
 - profil de type S pour pente forte quand $h_n < h_c$.
- Lorsque la pente est nulle, la hauteur normale devient infinie, la courbe de remous devient horizontale; on parle de profil H.
- Lorsque la pente est négative, on parle de profil adverse A. Notons qu'il n'y a pas de hauteur normale dans ce cas-là.

Il faut ajouter les profils critiques C quand $h = h_c$.

I.9.2.1 Canaux à faible pente : courbes M_1 – M_3

Ce sont les courbes observées pour un canal descendant ($J_f > 0$) à pente faible ($h_n > h_c$).

On distingue trois branches :

- $h > h_n > h_c$: (**courbe M1**) : la courbe est tangente à h_n à l'amont et sa tangente devient horizontale à l'aval. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. On rencontre ce type de courbe à l'amont d'un barrage, d'un lac ou d'un obstacle.
- $h_n > h > h_c$: (**courbe M2**) : la courbe est tangente à h_n à l'amont. Sa tangente aurait tendance à devenir verticale à l'aval car la courbe de remous croise 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.
- $h_n > h_c > h$: (**courbe M3**) : la courbe est tangente à h_n à l'amont. 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.

I.9.2.2 Canaux à forte pente: Courbes S1–S3

Ce sont les courbes observées pour un canal descendant ($J_f > 0$) à pente forte ($h_n < h_c$).

On distingue là encore trois branches:

- $h > h_c > h_n$: (**courbe S1**) : la courbe est tangente à h_n à l'aval et sa tangente tendrait à devenir verticale à l'amont car la courbe de remous croise la hauteur critique. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. On rencontre ce type de courbe à l'aval d'un barrage ou d'un changement.
- $h_c > h > h_n$: (**courbe S2**) : la courbe est tangente à h_n à l'aval. Sa tangente aurait tendance à devenir verticale à l'amont. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. On rencontre ce type de courbe à l'aval d'une augmentation brutale de la pente, où il y a passage d'un écoulement fluvial au torrentiel, ou bien lors d'un élargissement brutal de la section d'écoulement.
- $h_c > h_n > h$: (**courbe S3**) : la courbe est tangente à h_n à l'aval. À l'aval il se forme un ressaut. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. On rencontre ce type de profil à la sortie d'une vanne dénoyée lorsque la pente du radier à l'aval est forte.

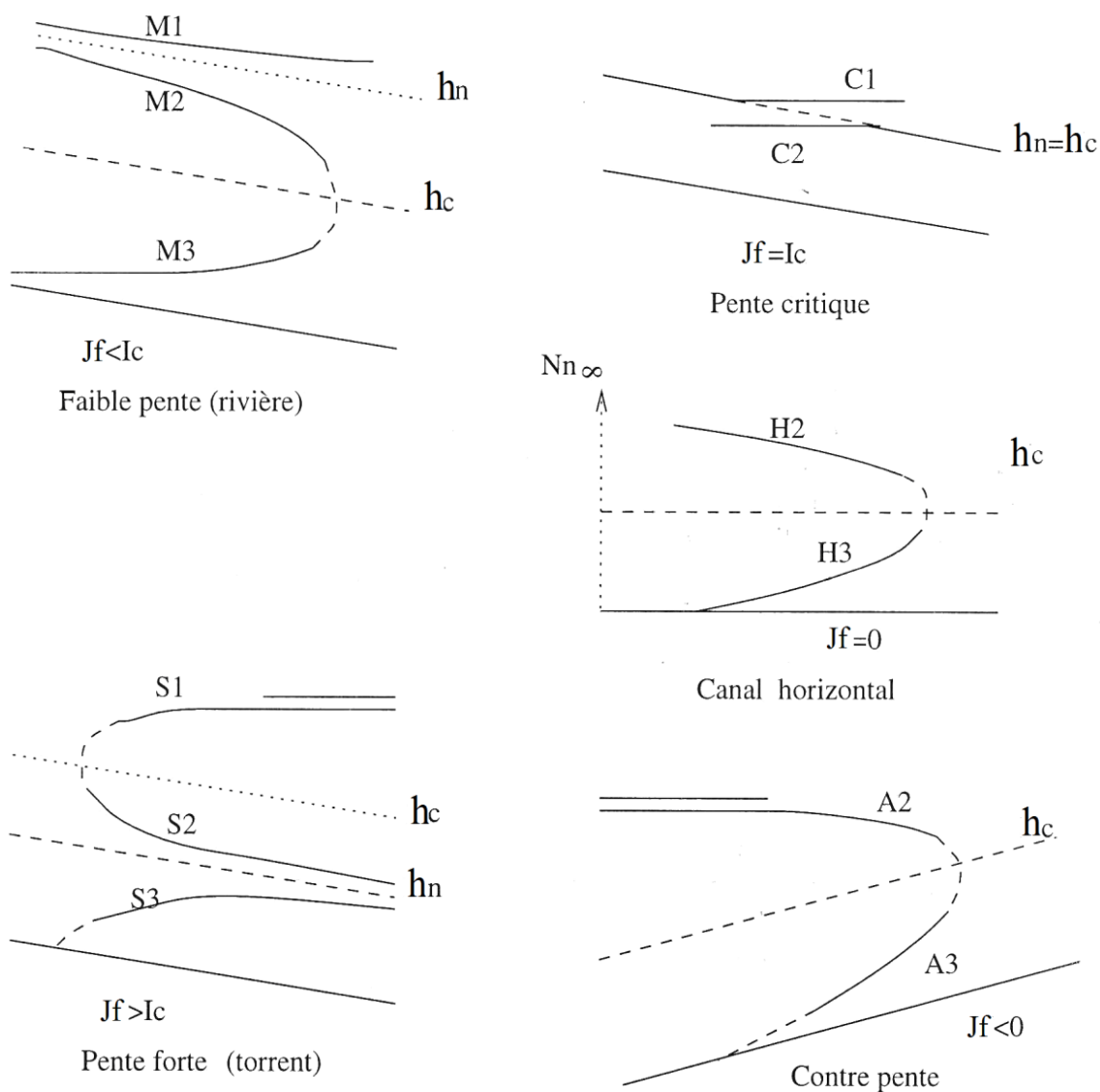


Figure I.3 : Ligne d'eau du régime graduellement varié en canal (*Graf et Altinakar, 1993*)

I.9.3 Calcul de la surface d'eau :

L'intégration de l'équation de la surface d'eau (équation I-16) est nécessaire pour procéder aux calculs et à la construction exacte des formes de la surface libre. On peut distinguer trois méthodes (*Graf et Altinakar, 1993*):

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Quelque soit la méthode de calcul adoptée, le résultat ne donnera que la ligne d'eau à une constante près. Il est toutefois évident que la position de cette ligne d'eau n'est pas arbitraire ; pour la situer, il s'impose alors obligatoirement de connaître l'un de ses points. Ce sera le point de contrôle. Le point de contrôle sera généralement calculable à partir des propriétés hydrauliques d'une singularité qui est à l'origine d'un écoulement graduellement variée, cela peut être une chute, un déversoir ou une vanne (*Graf et Altinakar, 1993 ; Ernest et Horace, 1996 ; Lencastre, 2005*)

- **Méthode par approximations successives :**

L'équation différentielle dans sa forme primitive s'écrivait ainsi :

$$\frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dh}{dx} - J_f = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h} \quad (\text{I-26})$$

En multipliant le tout par dx, on a :

$$dh = \left(J_f - \frac{Q^2}{C^2 S^2 R_h} \right) dx - \frac{Q^2}{2g} d\left(\frac{1}{S^2}\right) \quad (\text{I-27})$$

On la transforme ensuite en passant des différentielles aux différences finies :

$$h_{i+1} - h_i = \left(J_f - \frac{Q^2}{C^2 S^2 R_h} \right) (x_{i+1} - x_i) - \frac{Q^2}{2g} d\left(\frac{1}{S^2_{i+1}} - \frac{1}{S^2_i}\right) \quad (\text{I-28})$$

La profondeur d'eau h_i apparaît à l'abscisse x_i , tandis que la profondeur d'eau très proche h_{i+1} à l'abscisse x_{i+1} très proche (Figure I-4).

Les valeurs \bar{C} , \bar{S} et \bar{R}_h correspondent à la valeur moyenne de la profondeur d'eau supposée :

$$\bar{h} = \frac{h_{i+1} + h_i}{2} \quad (\text{I-29})$$

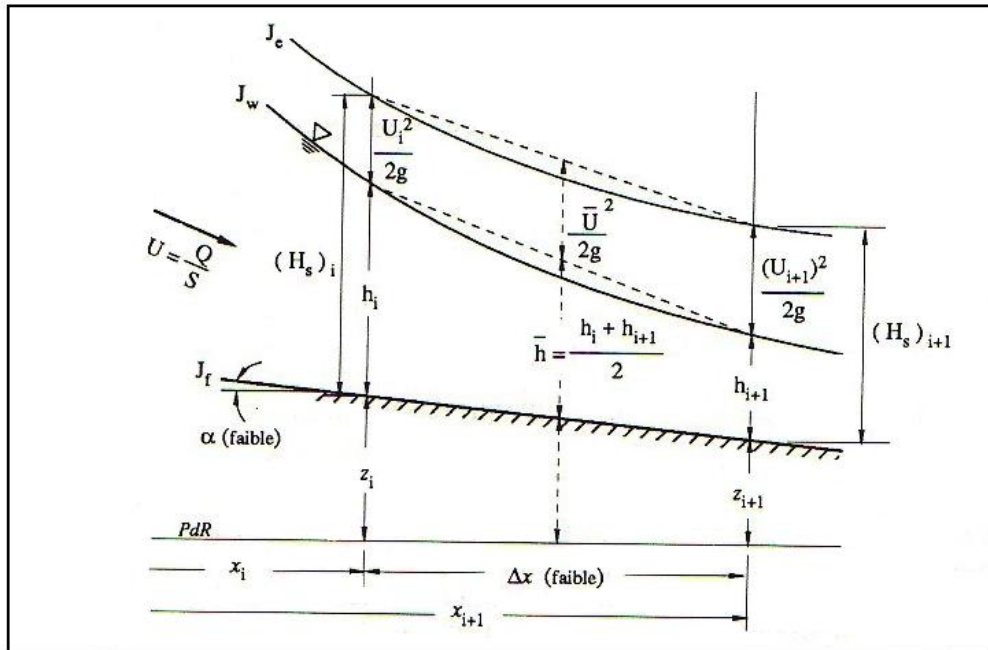


Figure I.4 : Schéma d'écoulement non uniforme entre deux sections (*Graf et Altinakar, 1993*)

Pour les canaux prismatiques, on peut également écrire l'équation (I-26) ainsi :

$$\frac{d}{dx} (H_s) = J_f - J_e \quad (\text{I-30})$$

Où $H_s = (h + U^2 / 2g)$ est la charge spécifique.

En passant des différentielles aux différences finies, on obtient :

$$(H_s)_{i+1} - (H_s)_i = \left(J_f - \frac{\bar{U}^2}{C^2 R_h} \right) (x_{i+1} - x_i) \quad (\text{I-31})$$

Où \bar{U} est relevé pour la valeur moyenne supposée.

- Pour un tronçon de faible distance $\Delta x = (x_{i+1} - x_i)$ donnée arbitrairement, on trace la variation de la profondeur $\Delta h = (h_{i+1} - h_i)$ donnée ; c'est la méthode des tronçons.
- Pour une légère différence de profondeur, $\Delta h = (h_{i+1} - h_i)$ donnée, on trace la distance $\Delta x = (x_{i+1} - x_i)$ entre les deux profondeurs ; c'est la méthode des variations de profondeur.
- Avant de pouvoir commencer les calculs, il faut établir un point de contrôle où il existe une relation définitive entre le débit et la profondeur d'eau. C'est le déversoir dans notre cas d'étude.

- Les calculs se font en se dirigeant vers l'amont pour l'écoulement sous critique ($Fr < 1$), et vers l'aval pour l'écoulement sur critique ($Fr > 1$).
- Les méthodes par approximation successives sont en général les plus longues à appliquer, mais souvent sont les plus précises (*Graf et Altinakar, 1993*).

✚ Méthode de variations de profondeur (Δh est fixée) :

Cette méthode à pas directs s'applique à l'équation du mouvement sous la forme de l'équation (I-28) et de l'équation (I-31) :

- On suppose connaître la profondeur d'eau h_i , à une abscisse, x_i .
- On cherche l'abscisse x_{i+1} pour une profondeur h_{i+1} très proche.
- On choisit la valeur h_{i+1} qui est légèrement différente de la valeur h_i . Pour réduire les erreurs, il convient de resserrer la variation des profondeurs h_{i+1} et h_i .
- On calcule l'abscisse x_{i+1} par l'équation (I-28) ou (I-31).
- On passera ensuite au tronçon suivant, etc.

I.10 Phénomènes de transport dans les cours d'eau :

Lorsqu'une substance quelconque est injectée dans un écoulement, un nuage de forte concentration se forme. En se déplaçant, ce nuage occupe une région plus grande et la concentration devient plus faible. La réduction de la concentration s'effectue par plusieurs processus tel que : la diffusion, l'advection, et la dispersion (*Shen et al, 1995 ; Gharbi, 1999 ; Hibbs et al, 1999 ; Czernuszenko et Alexey 2005 ; Rutherford, 1994 ; Steve et Russell, 2005*). Ces phénomènes dépendent à la fois de la nature de la matière rejetée et des caractéristiques hydrodynamiques intrinsèques au cours d'eau (*Buil, 1999*).

I.10.1 Mécanismes physique de transport dans les cours d'eau :

I.10.1.1 La Diffusion :

C'est le transport dû aux mouvements aléatoires des molécules. La diffusion moléculaire est une propriété du fluide utilisé (*Graf et Altinakar, 1996 ; Gharbi, 1999 ; Chanson, 2004*).

Le coefficient de diffusion d'une molécule est généralement de l'ordre de 10^{-9} m²/s (*Rutherford, 1994*).

Une fois que le régime d'écoulement du cours d'eau devient turbulent, l'effet combinatoire de la diffusion moléculaire et la fluctuation turbulente des vitesses du courant, donne naissance à la diffusion turbulente (*Czernuszenko et Rylov, 2005*).

Nous rappelons que la diffusion turbulente est une propriété de l'écoulement en place (*Chanson, 2004 ; Jabour, 2006*). Le coefficient de diffusion turbulente est généralement de l'ordre de $10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ (*Rutherford, 1994*).

I.10.1.2 L'advection:

C'est le transport en bloc d'une substance sous l'action de la vitesse. La direction de ce transport est la même que celle de l'écoulement et son taux est directement proportionnel à la vitesse (*Gharbi 1999*).

Ce mécanisme, imposé par le flux du courant, n'affecte en aucun cas les concentrations du produit rejeté (*Chanson, 2004 ; Jabour, 2006*).

I.10.1.3 Le mélange et de la dispersion :

Le mélange est réservé pour exprimer le résultat global d'un processus de transport de fluides miscibles sans considération du mécanisme à l'origine (*Gharbi, 1999*).

Généralement, le terme du **mélange** se rapporte à la propagation latérale des contaminants (horizontale et verticale) causé par la turbulence (*Fischer, 1979 ; Rutherford, 1994, Van Prooijen et Uijttewaal, 2005*) (*Figure I.5*).

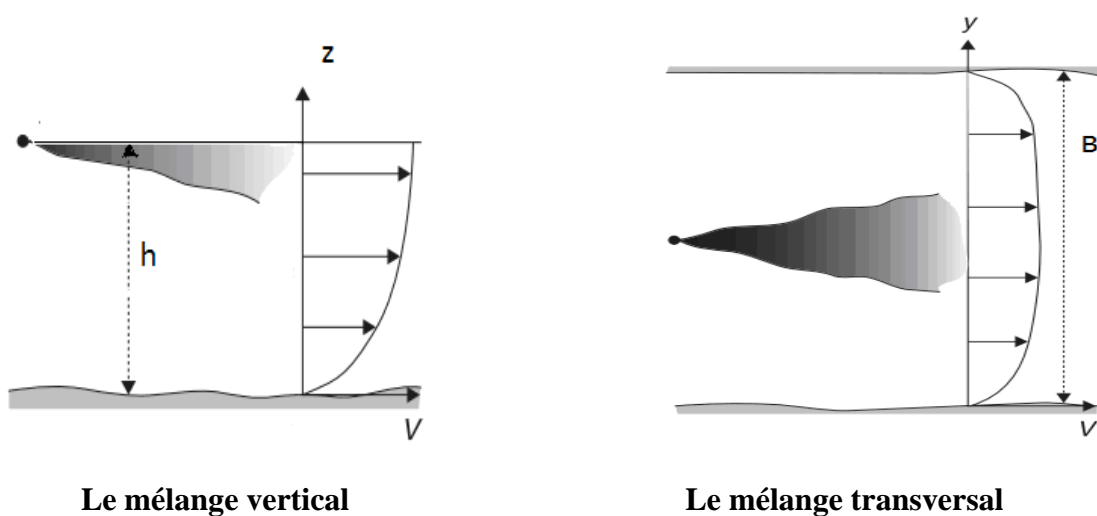


Figure I.5 : Processus de mélange dans les cours d'eau (*Chanson, 2004*)

Et le terme **dispersion**, caractérise la propagation longitudinale provoquée par la non uniformité des champs de vitesses horizontaux et verticaux (*Fischer, 1966, Rutherford, 1994*). En présence d'un profil de vitesse non-uniforme, les particules voyagent à différentes vitesses, ce qui provoque un mélange accentué appelé dispersion (*Gharbi, 1999 ; Steve & Russell, 2005*).

En effet, la dispersion c'est un effet combiné de l'advection et de la diffusion (*Jabour, 2006*)

Les figures **I.6** et **I.7** illustre l'influence des profiles de vitesse sur la dispersion :

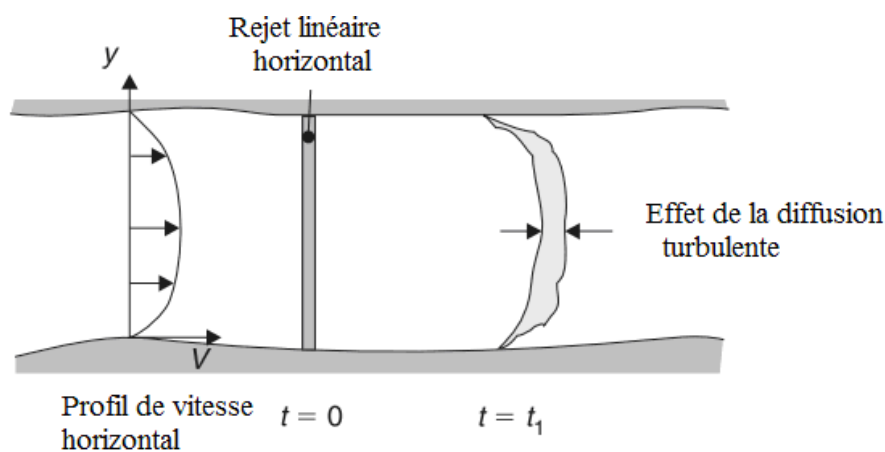


Figure I.6 : Influence du profil horizontal surfacique des champs de vitesses sur la dispersion d'un polluant dans une rivière (*Chanson, 2004*).

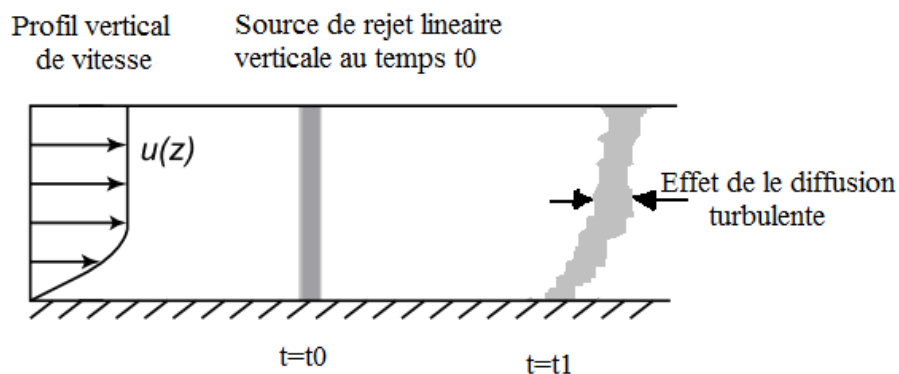


Figure I.7 : Coupe verticale d'une section de rivière pour montrer l'effet du profil vertical des champs de vitesse sur la dispersion d'un polluant (*Jabour, 2006*).

Certains produits rejetés dans un cours d'eau peuvent également être soumis à d'autres phénomènes comme l'adsorption, l'évaporation, la dégradation, etc..., et engendrent une certaine perte de masse. Cette perte peut être irréversible dans le cas de l'évaporation ou la dégradation, ou réversible en cas de désorption (*Jabour, 2006 ; Buil, 1999*).

I.10.2 Notion des zones mortes :

La section d'écoulement peut présenter certaines singularités constituant des poches pour emprisonner de la matière. Les particules sont arrêtées alors pendant des durées de temps considérables puis émises et ré-entraînées dans l'écoulement. Ces poches sont appelées "zones mortes" (*Fischer, 1966 ; Sabol et Nordin, 1978 ; Gharbi, 1999, De Smedt, 2006*).

I.10.3 Généralités sur l'Equation d'Advection Dispersion (ADE) :

L'ensemble des phénomènes cités ci-dessus sont pris en compte dans une équation dite Equation d'Advection Dispersion (ADE), c'est l'équation de base pour la modélisation du transport et la qualité de l'eau ; elle peut prévoir l'évolution des concentrations en fonction du temps et de l'espace elle est basée sur le principe de conservation de la masse et donnée comme suite (*Buil, 1999 ; Rutherford, 1994 ; Nazarov et Domedov, 2001 ; Jabour, 2006*) :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U_i \frac{\partial C}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\varepsilon_t \frac{\partial C}{\partial x_i} \right) + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\varepsilon_m \frac{\partial C}{\partial x_i} \right) + q_e \quad (\text{I-32})$$

Où :

C : concentration moyenne (Kg/m^3).

U_i : vitesses moyennes du courant dans les trois directions (m/s).

ε_t : Coefficient de diffusion turbulente (m^2/s).

ε_m : Coefficient de diffusion moléculaire (m^2/s).

$U_i \frac{\partial C}{\partial x_i}$: Terme d'advection.

$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\varepsilon_t \frac{\partial C}{\partial x_i} \right)$: Terme de diffusion turbulente.

$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\varepsilon_m \frac{\partial C}{\partial x_i} \right)$: Terme de diffusion moléculaire.

q_e : il exprime le taux avec lequel la substance augment (+) ou diminue (-) par réaction, dégradation, évaporation, adsorption ..etc (Chanson, 2004).

En pratique, il est difficile de dissocier les différents mécanismes causant le mélange. Il convient de remplacer la somme de tous les termes de mélange par un coefficient global D appelé le coefficient de mélange (Gharbi, 1999). D'une façon générale, l'équation d'advection dispersion prend la forme suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} + V \frac{\partial C}{\partial y} + W \frac{\partial C}{\partial z} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} + k_r C \quad (\text{I-33})$$

Avec :

U, V et W : vitesses moyennes du courant dans les trois directions (m/s).

D_x : Coefficient de dispersion longitudinale (appelé souvent D_L) (m²/s).

D_y : Coefficient de mélange transversal (m²/s).

D_z : Coefficient de mélange vertical (m²/s).

I.10.4 Types de rejets dans les cours d'eau :

Le rejet peut être continu avec un taux constant ou discontinu avec une injection instantanée. De plus, la source du rejet peut être ponctuelle (effluents des installations de traitement ou des industries (Gerhard et Volker 2005) ou répartie uniformément sur une ligne.

La position du point de rejet peut varier selon la profondeur ou la largeur. Plusieurs auteurs tels Rutherford (1994) recommandent de placer le point de rejet au centre de l'écoulement pour accentuer le rôle du débit dans le mélange. La substance injectée au centre de l'écoulement sera mélangée vers les deux côtés du rejet, ce qui augmente le taux du mélange. (Gharbi, 1999).

Chapitre II

Etat de connaissance

Introduction :

Les problèmes reliés au mélange des eaux prennent de l'importance, particulièrement lorsqu'il s'agit d'évaluer l'impact d'un rejet domestique, industriel ou thermique sur le cours d'eau récepteur (*Gharbi, 1999*). La nécessité de prédire la qualité de l'eau en fonction de la dispersion des polluants rejetés dans le milieu naturel a poussé les chercheurs à développer plusieurs modèles de mélange. Ces modèles, développés à partir de l'équation d'advection dispersion, visent à fournir des outils permettant de cerner et d'évaluer l'évolution spatio-temporelle de la concentration d'une matière donnée (*Jabour, 2006 ; Rowinski, 2009*).

La recherche pendant les 40 dernières années a développée la compréhension des dynamique de mélange dans les cours d'eau, les plus brillants publications dans ce domaine sont celles de Fischer (*Fischer, 1979*) et Rutherford (*Rutherford, 1994*). (*Chanson, 2004 ; Gerhard et Jirka, 2001*).

Les travaux de recherche sont en général des études in situ (cours d'eau réel), au laboratoire ainsi que des études théoriques et numériques sur les deux type de mélanges : transversal et la dispersion longitudinale, vue que le mélange vertical ne se manifeste que dans une distance relativement courte près du point de rejet puisque les cours d'eau ont souvent une largeur beaucoup plus grande que la profondeur (*Fischer, 1966 ; Fischer, 1979 ; Rutherford, 1994 ; Gharbi, 1999 ; Chanson, 2004*).

Vue sa forme la plus usuelle dans le domaine de l'hydraulique et le plus semblable à un cours d'eau réel (*Lieu et Chen, 2007*), beaucoup de recherches sont concentrés sur les processus de mélange et la dispersion dans le canal trapézoïdal.

II.1 Etudes sur la dispersion longitudinale :

Une fois la matière polluante est rejeté dans un cours d'eau, elle va être soumise à différentes phases du mélange, dans le champ lointain et lorsque le mélange transversal soit complet et la distribution de concentration est uniforme le long de la section d'écoulement, le processus de la dispersion longitudinale devient prédominant. (*Gharbi, 1999 ; Naved ,2008*).

Un grand nombre de chercheurs ont contribué à la compréhension des mécanismes de la dispersion longitudinale dans les rivières, la première étude importante dans ce contexte est celle de Taylor qui a étudié la dispersion sur une pipe (*Fischer, 1966*). Plus tard, le concept de la dispersion a été prolongé au mélange dans des canaux ouverts (*Naved ,2008*).

L'équation de base pour la modélisation de la dispersion longitudinale est l'équation d'advection-dispersion unidimensionnelle (*Fisher,1966 ; Fischer,1979 ; Rutherford, 1994, Nasarov et Devdov, 2001, Chanson, 2004*):

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \sum q_e \quad (\text{II-1})$$

Où :

C : concentration moyenne (Kg/m^3) ;

U : vitesses moyennes du courant dans les trois directions (m/s) ;

$U \frac{\partial C}{\partial x}$: Terme d'advection.

D_L : Coefficient de dispersion longitudinale (appelé souvent D_L) (m^2/s).

q_e : il exprime le taux avec lequel la substance augment (+) ou diminue (-) par réaction, dégradation, évaporation, adsorption ..etc (*Chanson, 2004*).

La résolution de l'équation d'advection-dispersion (équation II.1) permet de prévoir la distribution spatio-temporelle de la concentration des polluants, plusieurs auteurs ont présentés des travaux sur ce phénomène, ainsi pour la résolution de l'équation d'advection-dispersion :

Fischer en 1966 (1966) a présenté une étude sur la dispersion longitudinale des polluants conservatifs dans un écoulement uniforme à surface libre, Il a élaboré un programme numérique capable de prévoir les concentrations en aval d'une source instantanée ponctuelle ou plane du polluant. Le programme a été validé, et donne des résultats en bon accord avec les résultats expérimentaux au laboratoire et les expériences sur le terrain.

Les expériences de laboratoire prouvent que le profil horizontal de vitesse a une grande importance sur la dispersion longitudinale.

McQuievy et **Kefer** ont élaboré un modèle de systèmes- convectifs- multiples (McQuievy et Kefer, 1974), les résultats d'application de cette méthode sont représentés dans la figure II-1 et sont comparés aux données de Fischer.

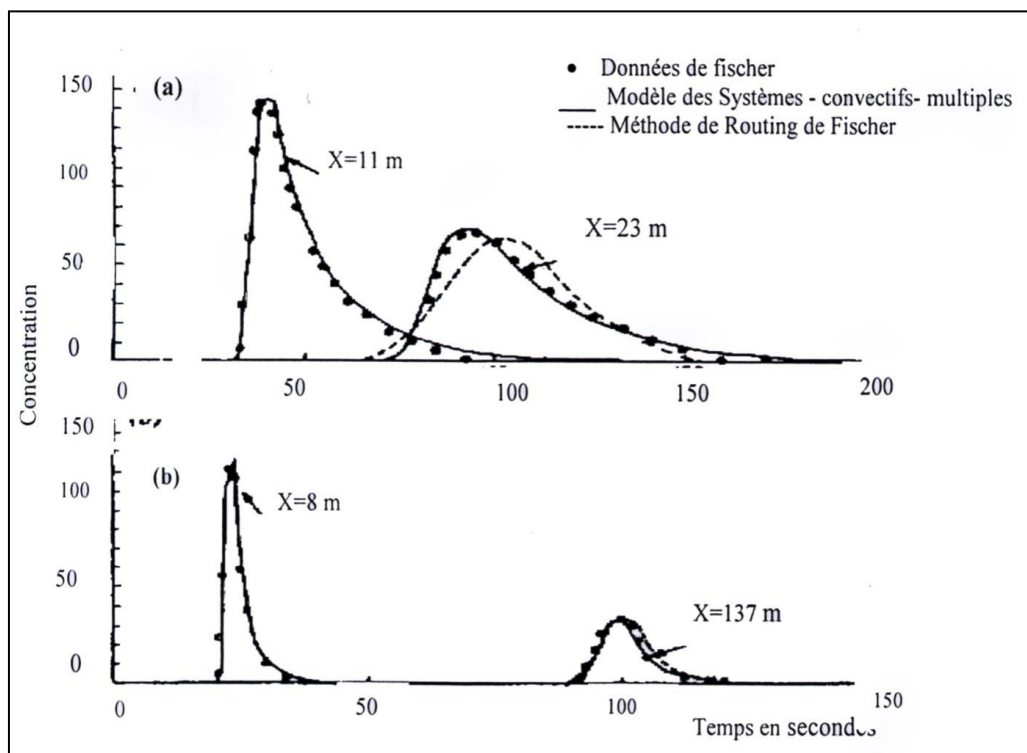


Figure II.1 : Modèle de systèmes-convectifs-multiple appliqué aux données de Fischer.

Cependant, McQuievy et Kefer (1974) ont remarqué que la distribution de la concentration 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. (Figure II.1)

En 1978, **Sabol et Nordin (1978)** ont montré à l'aide des données empiriques de 19 tests effectués dans des rivières et des canaux à ciel ouvert que la théorie Fickienne ne décrit pas assez adéquatement la dispersion longitudinale. Leurs résultats montrent un détachement consistant de la théorie Fickienne :

- La distribution de la concentration en fonction de la distance du point de rejet n'est pas gaussienne, elle est plutôt pointue au voisinage de l'injection, le palier devient plus important à l'aval.
- De plus, les profils de concentration présentent quelques queues et des déviations ont été observées par rapport à la forme Fickienne.

Cela suggéra à Sabol et Nordin de proposer un modèle pour décrire les effets de piégeage et réentraînement dans le processus de dispersion dans les rivières (effet des zones mortes) et d'introduire un terme additionnel à l'équation d'ADE (équation II.1) pour tenir compte de l'emmagasinement et du réentraînement.

Ahmad et Kothyari (1999) ont présenté un nouveau schéma aux différences finies pour la résolution de l'équation d'ADE en régime graduellement varié ; ils ont pris en compte le fait que la vitesse U , la section S et le coefficient D_L ne sont pas constants dans l'espace (sens de l'écoulement) :

$$\frac{\partial(AC)}{\partial t} + \frac{\partial(AUC)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial t} \left(AD_L \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (\text{II} - 2)$$

En 2001, **Nazarov et Devdov (2001)** ont fait une modélisation de la dispersion longitudinale d'un polluant non conservatif dans les rivières, la résolution de l'équation d'ADE (équation II.1) a été faite par un schéma aux différences finies (explicite et implicite).

Pour valider leur modèle numérique, Nazarov et Devdov ont comparés les résultats numériques obtenus avec des résultats expérimentaux issus des essais au laboratoire, et avec des résultats analytiques.

La figure suivante (figure II.2) présente une comparaison entre les résultats expérimentaux au laboratoire menés sur un canal trapézoïdal d'une longueur de 11.95 m, l'écoulement a une vitesse la vitesse du courant $U = 0.444$ m/s et le coefficient de dispersion longitudinale $D_L = 0.25$ m²/s ; avec les résultats analytiques et numérique (par les deux schémas explicite et implicite de la méthode des différences finies).

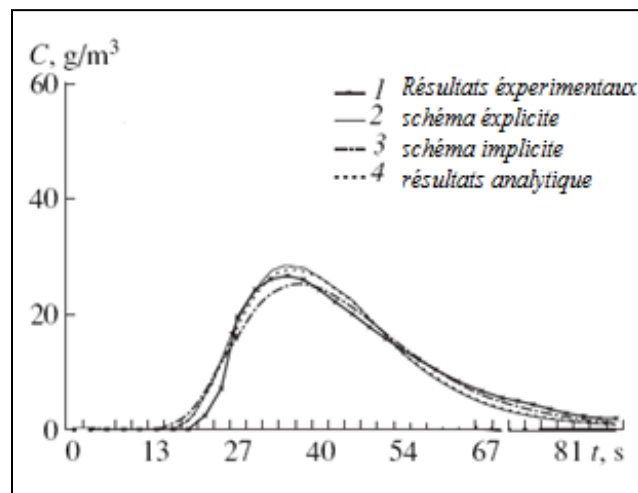


Figure II.2: Comparaison des profils des concentrations expérimentaux, numériques (schéma explicite et implicite) et analytique (Nazarov et Devdov, 2001)

Les résultats donnés par les modèles numériques ont été jugés satisfaisants.

Chen et Zhu (2005) ont établi une formule du coefficient de dispersion longitudinale pour un écoulement à surface libre dans un canal trapézoïdal.

Chagas et Souza en 2005 ont présenté une étude du comportement et le processus de transport de polluant dans les rivières, un modèle mathématique a été élaboré basé sur les équations hydrodynamiques, combinées à l'équation de transport (Chagas et Souza, 2005).

Jabour (2006) a présenté une étude expérimentale et modélisation de la dispersion en champ lointain suite à un rejet accidentel d'un polluant miscible dans un cours d'eau, le modèle ainsi élaboré a été validé par des résultats expérimentaux obtenus au laboratoire sur une maquette d'un canal rectangulaire.

En 2007, **Boxall** et **Guymer** ont étudié l'évolution de concentration sur un canal à méandres (canal sinueux) (*Boxall et Guymer, 2007*).

Liu et **Chen** (2007) ont étudié la distribution de la concentration pour une injection latérale de polluant en canal trapézoïdal, ainsi que l'effet de l'inclinaison de leurs talus.

La distribution de la concentration pour différents inclinaison des talus du canal trapézoïdal est prédite par un modèle numérique (modèle sigma-coordonnée).

Cinq canaux trapézoïdaux avec différents angles d'inclinaison de talus : 10 °, 20 °, 30 °, 40 °, et 50° ont été étudiés. La largeur des canaux est de 300m et le coefficient de Maning est de 0,03. L'écoulement est uniforme avec une vitesse moyenne de 1m/s, l'effluent est injecté à 1m de largeur et à 1m de profondeur de l'eau dans le canal trapézoïdal. La vitesse d'injection et la concentration initiale de l'effluent sont 0,5 m/s et 33 mg/L respectivement.

Le coefficient de diffusion utilisé dans le modèle est de 0,02m²/s, la figure suivante présente la distribution de la concentration de l'effluent (fluoresçant) pour différentes valeurs de l'angle d'inclinaison des talus et à différentes distances en aval de la source de rejet :

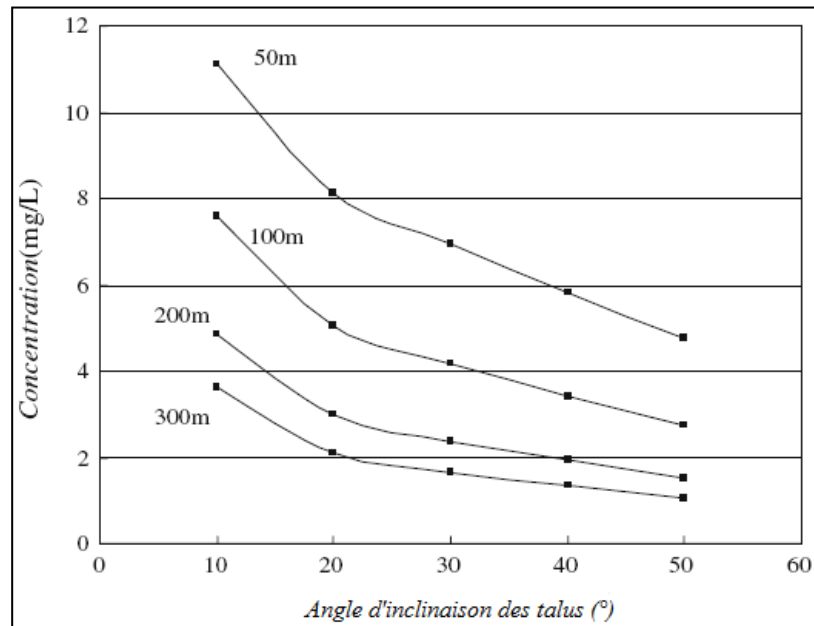


Figure II.3: Variation de la concentration pour différents angles de talus du canal. Les étiquettes : 50, 100, 200 et 300m représentent les distances en aval de la source de rejet. (Lieu et Chen, 2007)

La figure II.2 montre que la concentration diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison du talus et de la distance du point de rejet.

Liu et Chen (2007) ont remarqués que l'augmentation de l'angle d'inclinaison des talus provoque une augmentation de la largeur superficielle B et par conséquent le volume de l'eau qui augmente le taux de dilution, ce qui provoque la diminution de la concentration.

En 2009, **Eliana** et **Ridolfi** ont présenté une étude sur l'influence de la végétation sur le phénomène de dispersion longitudinale dans les rivières (Eliana et Ridolfi, 2009).

II.2 Etudes sur le mélange transversal:

Les déchets agricoles et industriels rejetés dans les cours d'eau provoquent de divers problèmes de pollution de l'eau. Il est important de savoir le taux auquel ces cours d'eau sont capables de les mélanger. Très souvent, le mélange en profondeur (mélange vertical) se

produit rapidement, le mélange transversal est donc prédominant dans le champ proche de l'injection. (*Rutherford, 1994 ; Gharbi, 1999 ; Ahmed, 2007*)

En se basant selon le principe de la conservation de la masse, l'équation pour le mélange transversal dans des canaux ouverts pour une injection continue peut être écrite sous la forme (*Rutherford, 1994 ; Chanson, 2004 ; Ahmed, 2007 ;*) :

$$\frac{\partial C}{\partial x}(UhC) = \frac{\partial C}{\partial y} \left[hD_y \frac{\partial C}{\partial y} \right] \quad (\text{II} - 2)$$

Où :

C : concentration de polluant (Kg/m³).

U : vitesse de courant (m/s).

h : profondeur d'eau (m).

D_y : Coefficient de mélange transversal (m²/s).

Plusieurs solutions analytiques et numériques de l'équation (1) sont disponibles dans la littérature.

Li et Chen (2003) ont étudiés le mélange transversal dans un canal trapézoïdal ouvert.

Boxall et Guymer (2003) ont présentés une étude sur le mélange transversal dans les écoulements naturels en canaux sinueux.

Ahmad (2004) a développé un schéma aux volumes finis pour la résolution de l'équation de mélange transversal (équation II.2)

Plus tard en 2007, Ahmed a suivi ces études sur le mélange transversal, vu que les cours d'eau peuvent être soumis à plusieurs sources de rejets, l'auteur a développé un code de calcul basé sur son schéma établi en 2004 (*Ahmed, 2004*) pour la prévision des profils de concentration résultants de plusieurs sources de rejet et à sa validation avec les données expérimentales.

Les expériences ont été exécutées au laboratoire d'hydraulique du département de génie civil, institut de technologie indien Roorkee. L'installation expérimentale s'est composée essentiellement de:

- Un canal rectangulaire de 19m de longueur, 1m de largeur et 0,3 m de hauteur, la pente du fond est de 0.0006.
- Un système d'injection de traceur : constitué essentiellement d'un système de deux bacs, dont l'un alimente l'autre, et ce dernier à son tour injecte le traceur (le Rhodamine WT) dans le canal.

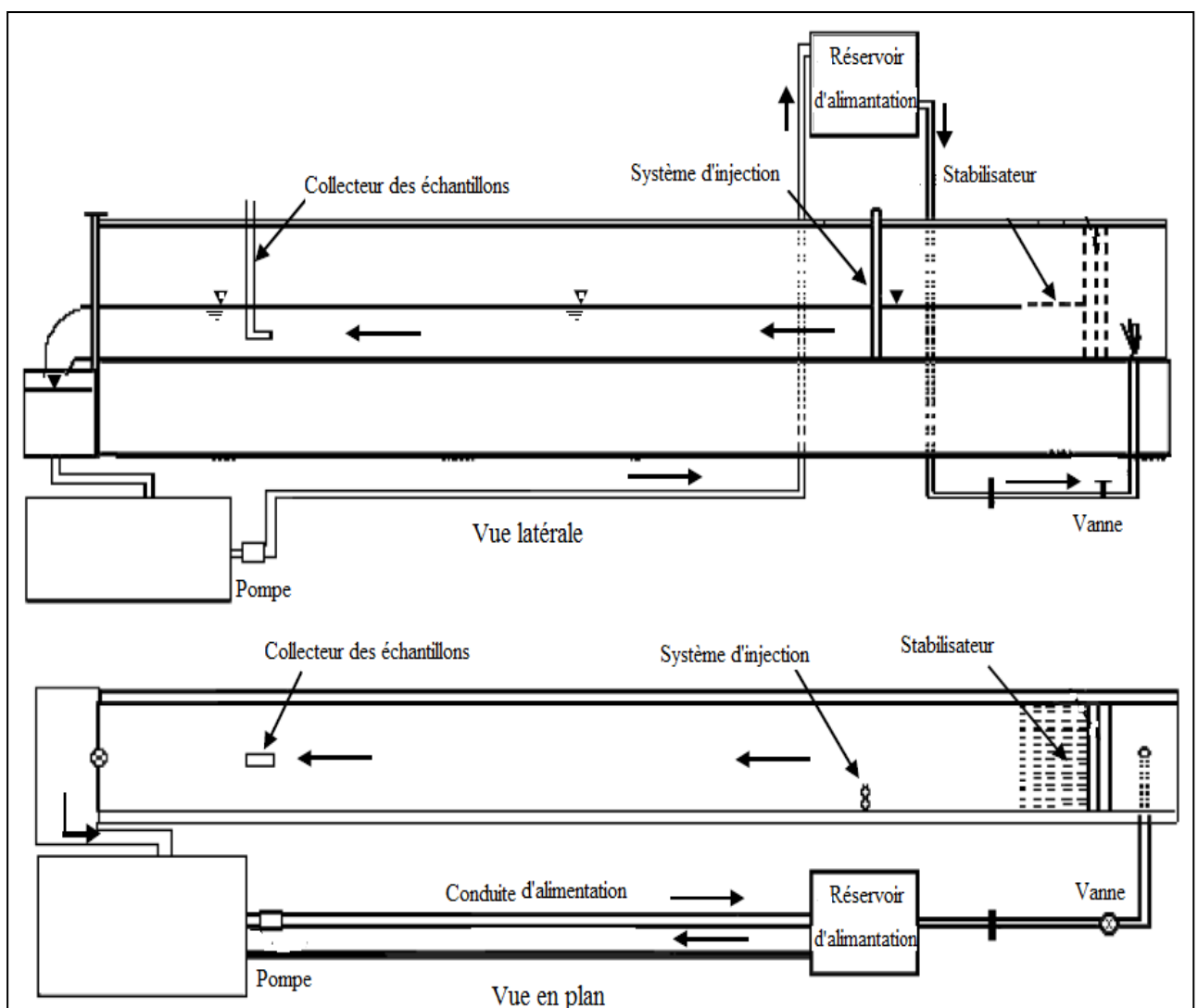


Figure II.4 : Schéma de l'installation expérimentale d'Ahmed (Ahmed, 2007)

La hauteur d'eau dans le canal est maintenue à 6cm à l'aide d'une plaque placée à l'extrémité aval du canal, tandis que le débit d'écoulement étudié est de $0,0188 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse moyenne correspondante à ce débit était $0,3133 \text{ m/s}$.

Ahmed a étudié 4 scénarios d'injection : S1C, S2C, S1BS2B and S1CS2C :

S1C : indique des données correspondantes à la première source placée au centre de la canalisation.

S2C : correspond à la deuxième source placée au centre.

S1BS2B : Pour des injections latérales des sources S1 et S2.

S1CS2C : Indique l'injection des sources S1 et S2 au centre du canal.

La première source (S1) a été placée à X5 ($x=5\text{m}$) et la deuxième source (S2) à X10

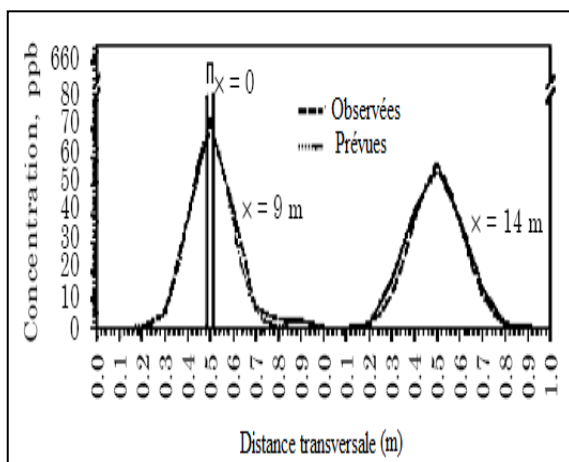


Figure II.5: Comparaison des profils de concentration prévus et observés à $x = 9 \text{ m}$ et $x = 14 \text{ m}$ (S1C : données correspondantes à la première source placée au centre du canal) (Ahmed, 2007)

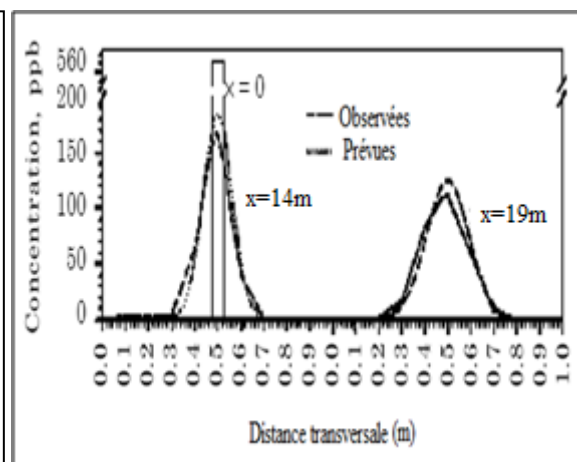


Figure II.6: Comparaison des profils de concentration prévus et observés à $x = 14 \text{ m}$ et $x = 19 \text{ m}$ (S2C données correspondantes à la deuxième source placée au centre du canal) (Ahmed, 2007)

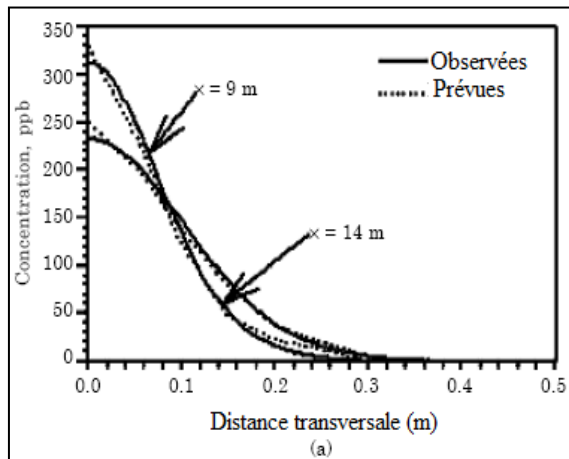


Figure II.7 : Comparaison des profils de concentration prévus et observés pour deux sources d'injection placées à $x=0$ et à $x=5m$ (S1BS2B : les deux source sont placée sur l'une des cotée du canal) (Ahmed, 2007)

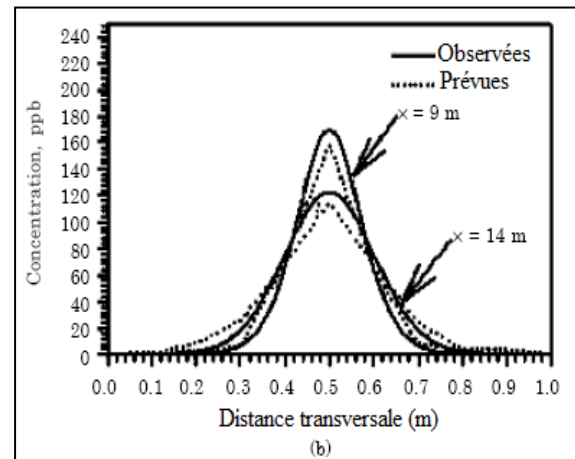


Figure II.8 : Comparaison des profils de concentration prévus et observés pour deux sources d'injection : à $x=0$ et à $x=5m$ (S1CS2C : les deux source sont placée au centre) (Ahmed, 2007)

L'analyse des figures précédentes (figure II.5, figure II.6 et figure II.8) montre que dans le cas où la substance est injectée au centre de l'écoulement, elle sera mélangée vers les deux cotés du canal (profil de concentration symétrique).

La comparaison entre les figures II.7 et II.8 montre que l'injection au centre de l'écoulement augmente le taux de mélange, ce qui conduit à des concentrations moins importantes (figure II.8) par rapport à celles d'une injection à l'un des cotés du canal (figure II.7).

Ainsi la comparaison des résultats numérique avec les résultats expérimentaux montre la validation du schéma proposé par Z. Ahmed.

En 2008, **Zeng Yu** et **Huai Wen-xin** ont présenté une étude sur le mélange transversal en canal trapézoïdal composé (Zeng Yu-hong et Huai Wen-xin, 2008).

II.3 Travaux effectués au laboratoire des sciences de l'eau de l'ENP :

Dans le but d'étudier le phénomène de transport des polluant dans les cours d'eau; beaucoup de travaux de recherche ont été effectués au laboratoire d'hydraulique de l'ENP (LRS eau), dans le cadre de différents projets de recherche (*Andru, 2001*), (*Cmepru, 2001*) et (*Cmepru, 2007*).

Ces travaux de recherche comportent des études expérimentales sur une maquette en canal rectangulaire (*Benmamar & Benziada & Arrar et Kettab, 2004*; *Benziada & Benmamar & Graba et Kettab, 2004* ; *Benziada & Benmamar & Arrar, et Kettab, 2005* ; *Benziada & Kettab & Benmamar et Arrar, 2006*), ainsi que des modélisations numériques par différentes méthodes de résolutions (*Graba & Benmamar & Kettab et Benziada, 2006* ; *Boussoum, 2006* ; *Abdoulaye, 2007*).

II.3.1 Etudes numériques :

M. Graba et **S. Benmamar** avec leurs collaborateurs ont élaborés un programme numérique permettant la prévention des profils de concentration dans un écoulement uniforme et turbulent (*Graba, 2002* ; *Graba & Coll, 2006*). Une modélisation numérique par discrétisation du système d'équations par un schéma aux *différences finies* explicite de Mac Cormack a été effectuée par les auteurs.

Boussoum en **2006** a présenté dans son mémoire de magister 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 par la méthode des volumes finis (*Boussoum, 2006*).

Abdoulaye en **2007** a réalisé une simulation numérique de la dispersion d'un polluant actif dans un canal rectangulaire. Pour ce faire, un modèle mathématique décrivant le processus hydrodynamique et le transport du polluant a été élaboré. La résolution du système d'équation ainsi obtenu a été effectuée par l'utilisation du schéma numérique aux *différences finies* de Mac Cormack.

II.3.2 Etudes expérimentales :

Toutes les études expérimentales de transport des polluants ont été effectuées sur un canal de forme rectangulaire de 39cm de largeur et 10m de longueur.

En 2006, **Hammas. A** et **Zegnoui . A** ont étudié le transport des deux types de polluant (polluant actif 'le phénol' et un polluant passif 'le NaCl') au voisinage de l'injection (Hammas et Zegnoui 2006), l'étude a comporté les deux phénomènes essentiels de transport : la dispersion longitudinale et le mélange transversal.

Pour décrire le phénomène de la dispersion longitudinale d'un polluant actif, **Nacer** et **Bouzidi** ont proposés de faire une étude expérimentale comportant des essais au laboratoire, dans le but de suivre l'évolution de la concentration de phénol dans le champ proche de l'injection en fonction du temps et de l'espace (*Nacer et Bouzidi, 2007*).

Récemment, **Kessili (2009)**, a étudiée expérimentalement la dispersion d'un polluant actif (le phénol) dans le champ lointain en canal rectangulaire, il a déterminé l'influence de certains paramètres de l'écoulement sur le devenir du polluant.

Conclusion :

La recherche bibliographique sur l'étude de transport d'un polluant dans les cours d'eau (naturel et artificiel) permet d'approfondir notre compréhension de ce phénomène, la littérature est très riche par ces études, on a concentré surtout sur la partie expérimentale parce qu'on s'intéresse dans notre étude a la simulation physique du transport (dispersion longitudinale et mélange transversal) d'un polluant actif en canal trapézoïdal.

Chapitre III : Installation expérimentale :

Introduction :

Pour étudier le phénomène de transport dans les écoulement à surface libre et mieux comprendre les mécanismes physiques qui le régissent, , beaucoup de travaux de recherche ont été réalisé au niveau de laboratoire de recherche des sciences de l'eau (LRS eau) de l'Ecole nationale polytechnique d'Alger (ENP) (*Benziada et Coll, 2004 ; Kessili, 2009*) sur un canal rectangulaire, l'idée de refaire le travail sur un autre forme de canal le plus semblable à un cours d'eau réel nous a poussés de construire un canal de forme *trapézoïdale*, qui est jusqu'à l'heure actuelle la forme la plus utilisée dans le domaine de l'engineering hydraulique; (*Fischer, 1966 ; Kréminisky et Schtärenliht, 1984 ; Liu et Chen, 2007*)

Une fois le dispositif conçu, une étude hydrodynamique et une série d'expériences ont été réalisées afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur le phénomène de transport.

III.1 Construction de dispositif expérimental :

L'installation expérimentale se compose essentiellement d'un réservoir d'alimentation, un canal trapézoïdal et un système d'injection.

Le montage a été fait avec nos propres moyens et nos propres mains d'œuvre au niveau de Laboratoire d'hydraulique (LRS eau) de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

La réalisation de cette installation nous a couté 4 mois d'effort au labo pour achever le montage. (Le travail était autonome)

Nous présentons en détail l'ensemble des éléments constitutifs de l'installation et leurs dimensions géométriques.

III.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 (Figure III.1).



Figure III.1: Réservoir d'alimentation (LRS eau. ENP)

Le réservoir est alimenté à partir de la bêche d'eau du laboratoire en circuit interne. Dans la conduite d'alimentation du réservoir sont placés en série un débitmètre volumétrique et une vanne permettant de régler le débit (Figure.III.2)

Quant à la valeur que peut atteindre le débit, les essais préliminaires ont montré qu'il peut être très important, et peut atteindre jusqu'à 6 l/s.



Figure III.2 : Le débitmètre et la vanne de la conduite d'alimentation du réservoir

III.1.2 Le canal trapézoïdal :

C'est l'élément central de notre installation et peut être décrit par les éléments suivants:

III.1.2.1 Matériau de construction :

Le canal est construit au moyen de plaques en plexiglass usinés et assemblés sous forme trapézoïdale à fruit de talus rendue variable par un dispositif de rotation adéquat. (Figure III.3).



Figure III.3 : Assemblage d'une section du canal plexiglass (LRS eau. ENP).

Transversalement, la section du canal est maintenue à l'aide des tiges filetées sur toute la longueur du canal dans le but de le rigidifier, et de lui éviter ainsi, un éclatement transversal dû à la pression et au poids de l'eau.

Longitudinalement, les deux extrémités supérieures gauche et droite sont montées par des lattes en bois afin de renforcer la rigidité du canal et absorber et amortir les vibrations dues à l'écoulement (Figure III.4).

III.1.2.2 Dimensions géométriques :

La section du canal est trapézoïdale et constante sur toute la longueur, soit 11 m (longueur maximale possible au laboratoire). Mais grâce à sa conception modulaire, il est possible d'augmenter sa longueur à volonté.

La largeur du canal est fixée à 40 cm, les talus font 50 cm de hauteur, tandis que l'angle d'inclinaison des talus peut varier à l'aide d'un support rotatif.

III.1.2.3 Eléments constitutif du corps du canal :

a. Le support :

Le corps du canal est posé sur un support composé d'une série des tables surélevé de 1 mètre, par ailleurs, sur les deux cotés et le long du canal sont positionnés des supports en acier sur lesquelles il est possible de jouer afin de modifier les fruits des talus du canal pour obtenir des sections différentes (Figure III.4)



Figure III.4 : Support en acier qui permet de modifier les fruits des talus du canal

b. Le stabilisateur de l'écoulement :

Dans l'objectif de tranquilliser l'écoulement à l'entrée de l'eau et diminuer les tourbillons occasionnés, une plaque en nids d'abeilles est installée à 70 cm en aval de point d'injection d'eau, comme cela est mis en évidence dans la Figure (III.5).



Figure III.5 : Influence des plaques en nids d'abeilles sur la diminution des tourbillons engendrés par la pression de l'injection d'eau.

c. Le déversoir :

A l'extrémité aval du canal est placé un déversoir triangulaire à mince paroi conçu en plexiglass, à angle d'échancrure $\theta = 90^\circ$. L'évacuation de l'eau se fait par débordement. L'ouverture est biseautée afin d'assurer un décollement franc du liquide (Figure III.6). Le déversoir a un double rôle : la mesure et le contrôle du débit.

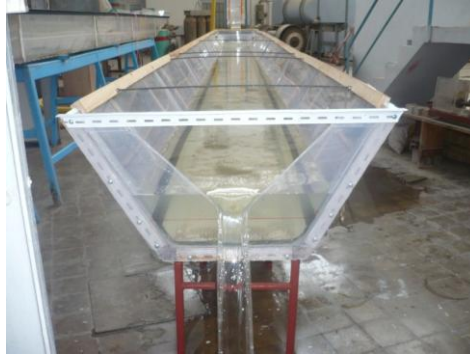


Figure III.6 : Déversoir triangulaire.

d. Le fond du canal :

En ce qui concerne la pente du fond, un dispositif permettant l'inclinaison de l'ensemble du canal a été pensé et conçu et non mis en œuvre pour des raisons objectives de temps et de moyens matériels non disponibles. Une pente fixe du 5% a été adoptée et l'ensemble du canal a été ajusté précisément à cette pente.

Sur le fond du canal, une couche de sable d'environ 3,5 cm d'épaisseur ramené de Oued Beghlia (Boumerdes) pour avoir un écoulement à rugosité similaire à un cours d'eau naturel.(Figure III.7)



Figure III.7 : Lit du sable utilisé.

Finalement, l'étanchéité est assurée par un scotch spécial (ruban adhésif), l'évacuation se fait par débordement à travers le déversoir et la vidange du canal après chaque essai se fait à l'aide d'une ouverture à l'extrémité du canal.

Le Figure III.8 présente le corps de canal.



Figure III.8 : Photographie du canal trapézoïdale (*LRS eau. ENP*)

III.1.3 Système d'injection de polluant :

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 obtenir un débit d'injection constant. L'ensemble des deux bacs est placé en amont du canal sur la section origine $x = 0\text{m}$ (Figure III.9).



Figure III.9 : Système d'injection de polluant.

III.1.4 Système de prélèvement :

Le système de prélèvement est constitué essentiellement de 5 tiges très minces pour ne pas gêner l'écoulement, espacés de 10 cm chacun et placées longitudinalement à chaque 1m comme montre le figure III.10.



Figure III.10. Système de prélèvement.

III.2 Moyens de mesure :

III.2.1 Mesure de débit :

Le contrôle et la mesure des débits se font à l'aide du déversoir placé à l'extrémité aval du canal et le compteur volumétrique à l'amont.

III.2.1.1 Définition du déversoir :

Un déversoir est un orifice ouvert à sa partie supérieure qui permet de contrôler le débit. Le déversoir à paroi mince est le déversoir le plus couramment utilisé (*Carlier, 1986 ; Lefebvre, 1986 ; Graf et Altinakar, 1995*), il est caractérisé par une hauteur h_p du fond du canal jusqu'à la crête, sa largeur b et la hauteur d'eau déversante h_d (Figure III.10):

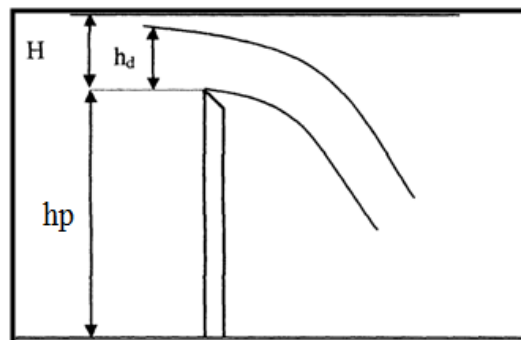


Figure III.11 : Déversoir à mince paroi (*Lefebvre, 1986*)

III.2.1.2 Formule du débit à travers un déversoir triangulaire :

Le déversoir triangulaire permet des mesures de débit plus précises. Le débit pour un déversoir triangulaire à angle θ vaut (*Carlier, 1986 ; Lefebvre, 1986 ; Graf et Altinakar, 1995*) :

$$Q = \mu \frac{8}{15} \sqrt{2g} \times \operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right) \times h_d^{5/2} \quad (\text{III-1})$$

III.2.1.3 Etalonnage du déversoir :

Afin d'obtenir des mesures de débit précises, un étalonnage du déversoir a été entrepris.

Le canevas de mesure du débit est comme suit :

- On alimente le canal trapézoïdal en eau à partir du réservoir d'eau. Nous remplissons le canal d'eau jusqu'à la hauteur de la crête du déversoir. On arrête l'alimentation et on détermine la position de la crête du déversoir (h_p) à l'aide d'un limnimètre.
- Ensuite, on rouvre la vanne d'alimentation d'eau.
- Après la stabilisation du niveau d'eau dans le canal, la hauteur de la lame d'eau déversante (h_d) est prélevée par le limnimètre.
- La mesure du débit correspondant à la lame d'eau déversante (h_d) est faite par capacité jaugée en chronométrant le temps que met une cuve de 20 l à se remplir.

Les résultats sont donnés dans le tableau (III-1).

Tableau III.1 : Variation du débit en fonction de l'épaisseur de la lame déversante

h_d (cm)	Q(L/s)
3,94	0,41
4,89	0,68
5,91	0,99
6,4	1,38
7,15	1,81
8,60	2,94
9,10	3,64
10,95	5,43
11,3	5,98

En traçant la courbe de tendance $\operatorname{Log}(Q) = \operatorname{Log}(h_d)$, la courbe d'étalonnage du déversoir est ainsi obtenue.

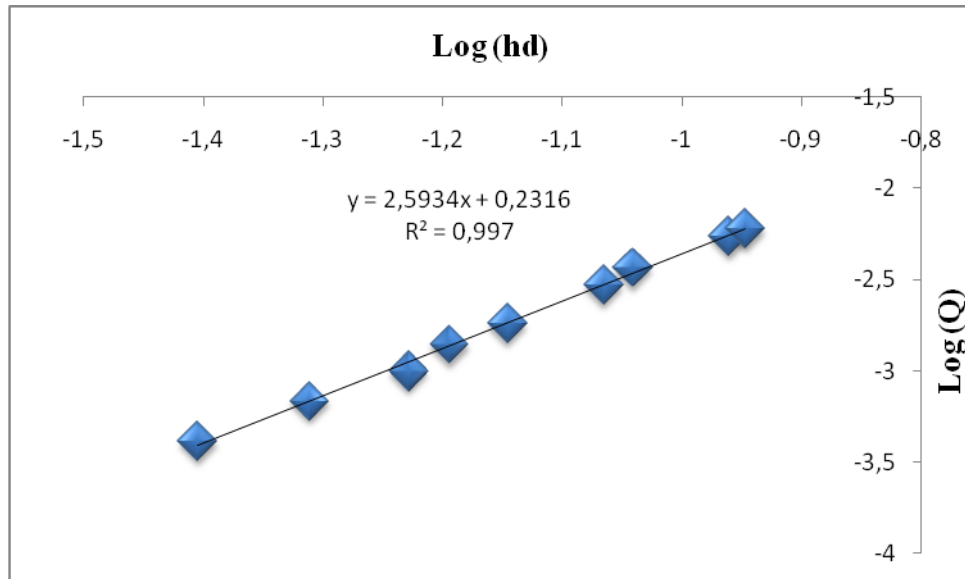


Figure III-12 : Courbe d'étalonnage du déversoir

La courbe obtenue est une droite d'équation : $y = 2,593x + 0,2316$

$$\text{Log}(Q) = 2,593\text{Log}(h_d) + 0,2316$$

$$Q = 10^{2,593\text{Log}(h_d) + 0,2316} \Rightarrow Q = 10^{0,2316} \times h_d^{2,593}$$

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

$$Q = 1,705 \times h_d^{2,593} \quad (\text{III-2})$$

Détermination du coefficient de débit :

En remplaçant l'équation $Q = 1,705 \times h_d^{2,593}$ dans l'équation (III-1), nous trouvons :

$$\mu = \frac{1,705 \times 15}{8 \times \sqrt{2g} \times \text{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right)} \times h_d^{0,093}$$

Pour $\theta = 90^\circ$ et $g = 9.81\text{m/s}^2$ on aura :

$$\mu = 0,722h_d^{0,093} \quad (\text{III-3})$$

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

Tableau III.2 : Résultats expérimentaux du coefficient de débit

h_d (cm)	μ
3,94	0,534
4,89	0,545
5,91	0,555
6,4	0,559
7,15	0,565
8,60	0,575
9,10	0,578
10,95	0,588
11,3	0,589

La moyenne des coefficients de débits déterminés expérimentalement est $\mu_{moy} = 0.57$, c'est cette valeur qui sera prise pour le coefficient de débit pour le calcul du débit dans les prochains essais :

Pour $\theta = \frac{\pi}{2}$ et $\mu = 0,57$:

$$Q = 1,35.h_d^{5/2} \quad (\text{III-4})$$

III.2.2 Mesure de la hauteur d'eau :

Pour mesurer la hauteur d'eau dans le canal et tracer la ligne d'eau, un limnimétrie est utilisé sur un support en bois le porte et se déplace le long du canal, et permet ainsi de tracer la ligne d'eau (figure III.12).



Figure III.13 : Limmimètre de mesure de la hauteur d'eau

III.2.3 Mesure des concentrations :

III.2.3.1 Polluant utilisé :

Pour décrire le comportement des polluants actifs dans les écoulements à surface libre, le *phénol* a été choisi comme contaminant. Etant donné son caractère non conservatif dans les milieux aquatiques (*Yoo et Jun, 2000*).

III.2.3.2 Description générale du phénol :

C'est une substance incolore/rosée ou fusion incolore; odeur douceâtre.

III.2.3.3 Domaine d'utilisation :

- Industrie des matières plastiques (phénoplastes, polyépoxydes, polycarbonate).
- Industrie des fibres synthétiques (polyamides..)
- Raffinage du pétrole.
- Fabrication de détergents, pesticides (notamment les chlorophénols, colorant, additifs pour les huiles (*INRS, 1997, Dulude, 2001*)).

III.2.3.4 Principales sources de pollution :

La présence de phénol dans l'environnement provient des eaux résiduares et des flux d'air rejetés lors de la production, de la transformation ou de l'utilisation du phénol, les échappements des moteurs thermiques, la dégradation photochimique du benzène, la décomposition de déchets organiques divers. Il en est de même des usines de torréfaction et de carbonisation à basse température, de la combustion du bois et du tabac (*Bisson et Diderich, 2005*).

III.2.3.5 Propriétés physico-chimiques

Le tableau suivant présente quelques paramètres physico-chimiques du phénol

Tableau III.3 : Paramètres physico-chimiques du phénol

Paramètres	Valeur
Formule brute	C ₆ H ₆ O
Masse molaire (g/mol)	94,11
Masse volumique à 20°C (g/cm ³)	1,072
Point d'ébullition (°C) (à pression normale)	181,8
Point de fusion (°C)	40,8
Pression de vapeur (Pa) (à 20°C)	28,7
Solubilité dans l'eau (mg/l) (à 20°C)	83500

Source : (INRS, 1997 ; Mathieu, 2002).

III.2.3.6 Toxicité :

Le phénol est un produit caustique dangereux, il peut pénétrer dans l'organisme par voie cutanée, par inhalation ou accidentellement par ingestion. Il exerce à la fois une action locale sur la peau et les muqueuses et une action générale sur l'organisme (INRS, 1997; Dulude, 2001 ; Moraitopoulos et Ioannou, 2009).

III.2.3.7 Préparation des solutions de phénol :

Pour la préparation des échantillons du phénol, nous avons utilisé une balance électronique pour les pesées (Figure III-14), d'une fiole et un magnétique (Figure III-15).



Figure III.14 : Photographie de la balance électronique

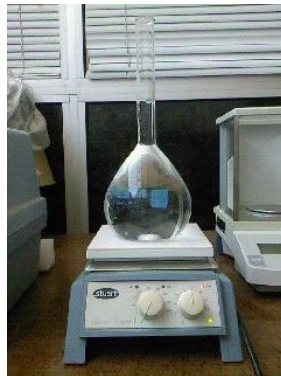


Figure III.15 : Photographie de la fiole et l'agitateur utilisés

Trois concentrations ont été préparées pour les différents essais : 500, 1000 et 1500 mg/l.

III.2.3.8 Mesure de la concentration du polluant :

La méthode d'analyse consiste à déterminer les concentrations des échantillons prélevés en fonctions de leurs densités optiques.

Pour ce faire, la courbe d'étalonnage du phénol doit être déterminée.

Etalonnage du phénol :

Le phénol s'absorbe dans le domaine ultraviolet (*Berden & Leo, 1996 ; Guiping et Jeong, 2010*), la longueur d'onde maximale $\lambda = 271\text{nm}$.

Le spectrophotomètre (Figure III.16) est réglé à une longueur d'onde de 271 nm (domaine de rayonnement UV ; parce que l'eau ne contient que le phénol comme polluant).

La courbe d'étalonnage du phénol est obtenue ainsi en faisant déterminer les densités optiques correspondantes aux différentes concentrations connues.



Figure III.16 : Photographie du spectrophotomètre (Laboratoire d'environnement. ENP)

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau III-4

Tableau III.4 : Variation de la densité optique du phénol en fonction de la concentration

C (mg/l)	0	10	20	30	40	50	60
Do ($\lambda=271$)	0	0,134	0,25	0,388	0,508	0,627	0,728

La courbe d'étalonnage du phénol obtenu ainsi :

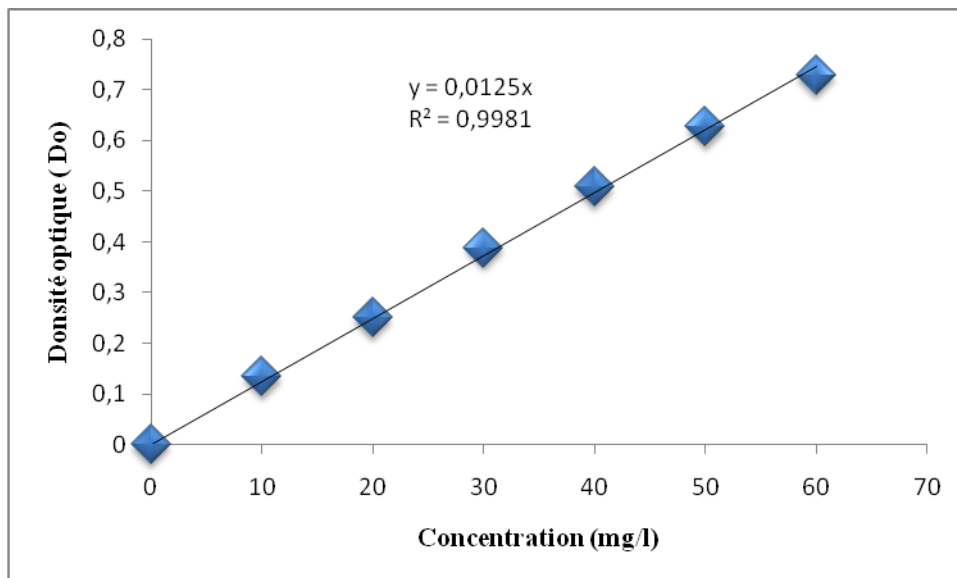


Figure III.17 : Courbe d'étalonnage du phénol

La concentration de chaque prélèvement est calculée en fonction de sa densité optique par l'équation suivante :

$$C = 80 D_0 \quad (\text{III-3})$$

III.3 Procédure expérimentale :

Le débit est réglé en amont par la vanne et contrôlé par le déversoir en aval. En mettant la pompe en marche, l'eau entre dans le canal, une fois l'écoulement stable, on récupère les valeurs des hauteurs d'eau des différentes sections dans la direction longitudinale (x) à l'aide d'un limnimètre et déterminer ainsi l'allure de la ligne d'eau.

Une série des prélèvements ont été effectués, pour différents scénarios d'injection. Il est nécessaire de noter que l'opération de prélèvement nécessite l'intervention de 8 personnes, chacune dans une section x_i .

Les échantillons ainsi prélevés sont analysés immédiatement au laboratoire par spectrophotométrie.

III.3.1 Choix de la stratégie expérimentale :

Le choix de la stratégie de recherche expérimentale à adopter dépend directement de l'objectif principal du travail de recherche qui est de déterminer l'effet de certains paramètres sur le phénomène de transport.

Ainsi, la méthode adoptée doit permettre d'y répondre en réalisant un nombre d'expériences optimal et suffisant.

III.3.2 Type de mélange étudié :

- a. **Dispersion longitudinale** : Suivi l'évolution de la concentration du phénol en fonction du temps et un pas de longueur de 1m selon la direction longitudinale (axe abscisses x).
- b. **Mélange transversal** : Des profils de concentration ont été mesurés à différentes distances latérales (axe des ordonnées y).; soient : $y = 10$ cm.

$$y = 20 \text{ cm.}$$

$$y = -10 \text{ cm.}$$

$$y = -20 \text{ cm.}$$

Nous précisons que les mesures ont été réalisées à la surface libre, prenons le point d'injection comme point d'origine (0,0) (Figure III.18).

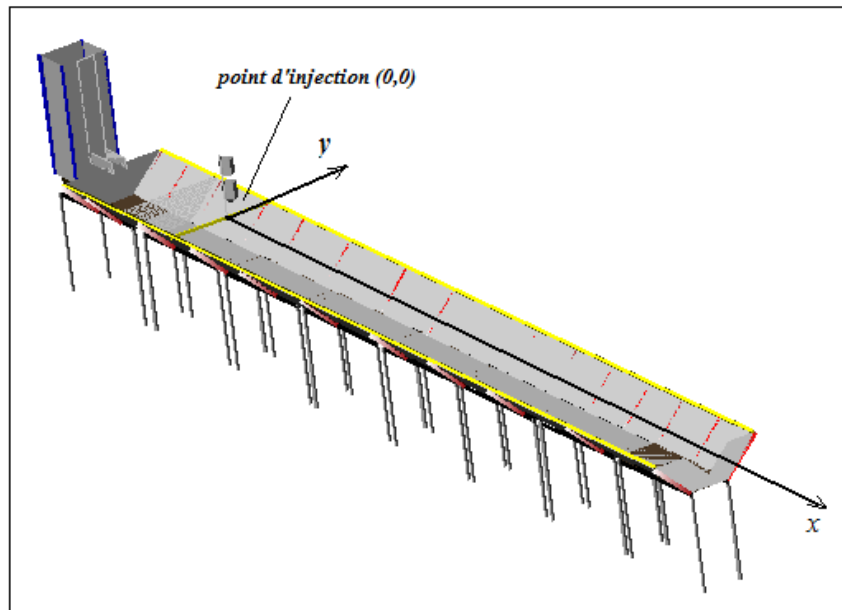


Figure III.17 : Système d'axes pour l'étude du canal

III.3.3 Type d'injection :

Deux types d'injection ont été étudiés :

- Injection instantanée pendant 30s.
- Injection continue.

Il est à noter que les deux types sont ponctuels.

III.3.4 Variable à étudier :

a. Le débit :

Les variables hydrodynamiques les plus citées dans la littérature sont le débit et la vitesse moyenne d'écoulement (*Gharbi, 1998*). Nous avons retenu la première variable ; C'est une variable générale qui couvre plusieurs paramètres hydrodynamiques tels la vitesse et le nombre de Reynolds Re (*voir section I.3.2 et I.4.1.1*)

En plus, le débit tient compte des caractéristiques géométriques de la section d'écoulement (*voir section I.2 et section I.7*), Finalement, cette variable présente un avantage pratique non-négligeable, puisque sa valeur est relativement facile à mesurer et la plus connue (*section III.2.1*).

Les débits retenus vont : *0,52 l/s, 0,79 l/s, 1,6 l/s, 1,75l/s et 1,95 l/s*

b. Quantité du polluant :

Une solution du phénol a été injectée avec des concentrations initiales différentes (500mg/l, 1000 mg/l et 1500mg/l) avec un débit d'injection constant de 25 ml/s.

III.4 Etude hydraulique du canal :**III.4.1 Régime d'écoulement :****III.4.1.1 Influence du nombre de Reynolds :**

Le nombre de Reynolds est donné par (*section I.4.1.1*) :

$$Re = \frac{U D_h}{\nu} \quad (III.4)$$

Avec : $D_h = 4R_h$ et $\nu = \frac{\mu}{\rho} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Les régimes d'écoulement selon le nombre de Reynolds pour les différents débits sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Différents régimes d'écoulement selon le nombre de Reynolds

Q [l/s]	U [m/s]	D _h [m]	Re	Régime d'écoulement
0,52	0,008	0,38	2848,03	Transitoire
0,79	0,011	0,39	4220,03	Turbulent
1,6	0,019	0,42	8144,88	Turbulent
1,75	0,021	0,43	8830,58	Turbulent
1,95	0,023	0,43	9754,51	Turbulent

III.4.1.2 Influence du nombre de Froude :

Le nombre de Froude est donné par (*voir section I.I.4.2*) :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \times h}} \quad (III.5)$$

Les écoulements peuvent être classés selon la valeur du nombre de Froude comme suit :

Tableau III.6: Différents régimes d'écoulement selon le nombre de Froude.

Q [l/s]	h_{\max} [m]	U [m/s]	Fr	Régime d'écoulement
0,52	0,143	0,008	0,006	Fluvial
0,79	0,151	0,011	0,009	Fluvial
1,6	0,167	0,019	0,015	Fluvial
1,75	0,170	0,021	0,016	Fluvial
1,95	0,173	0,023	0,017	Fluvial

III.4.2 Construction des courbes de remous :

III.4.2.1 Calcul des profondeurs normal et critique :

Le calcul des profondeurs normale et critique est indispensable pour définir les courbes de remous.

La hauteur critique est tirée à partir de l'équation :

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{S^3(h_c)}{B(h_c)} \quad (\text{III.5})$$

Et la hauteur normale à partir l'équation :

$$Q = CS\sqrt{R_h I} \quad (\text{III.6})$$

(C,S et R_h sont fonction de h_n)

La pente du canal de notre installation est : $I = 0,05$. Le coefficient de Manning est : $n = 0,013$.

Pour la détermination de la hauteur critique et la hauteur normale, nous utilisons la méthode de l'approximation successive, Les calculs itératifs sont présenté dans les annexes III.1 et III.2 .

Ainsi les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Hauteurs normaux et critiques pour différents débits :

Q [l/s]	0,52	0,79	1,6	1,75	1,95
h_n [cm]	0,68	0,87	1,33	1,41	1,50
h_c [cm]	0,56	0,71	1,17	1,24	1,33

Nous remarquons que $h_n > h_c$, et puisque la pente du canal est positif, donc tout les courbes sont du type M.

III.4.2.2 Tracés des courbes de remous :

Utilisons la méthode des variations de profondeur présentée auparavant, nous avons pu tracer les courbes de remous pour différents débits (Figures III.19 ÷ III.23), les résultats de calcul sont présentée dans les annexes (III.4 ÷ III.8).

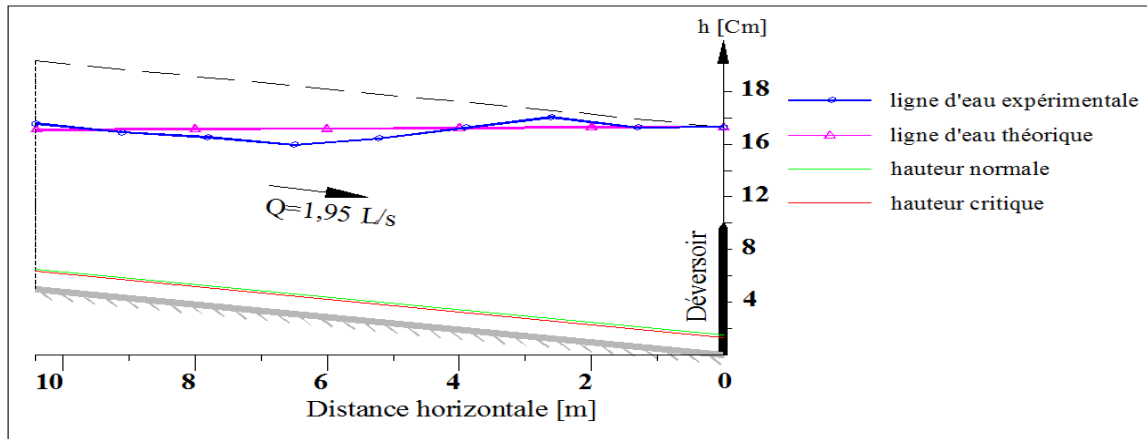


Figure III.18 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=1,95$ l/s.

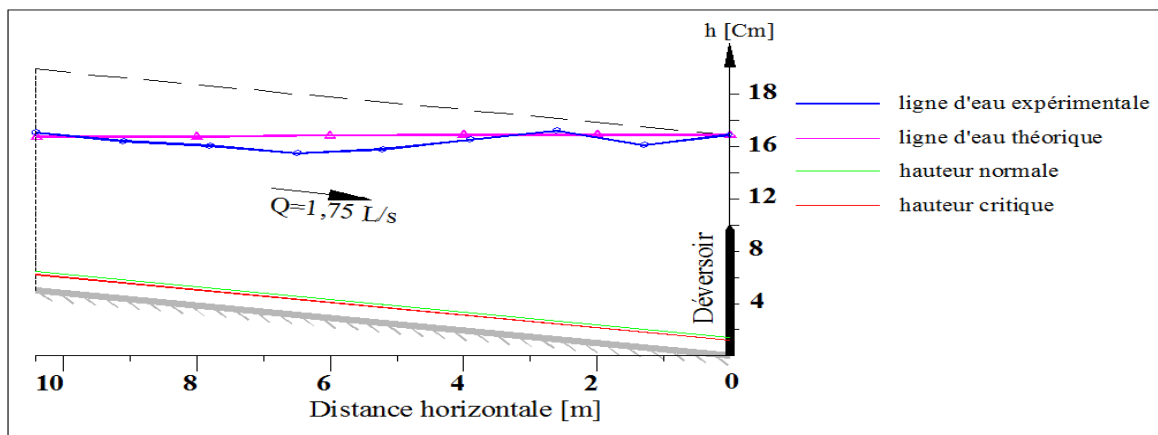


Figure III.19 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=1,75$ l/s.

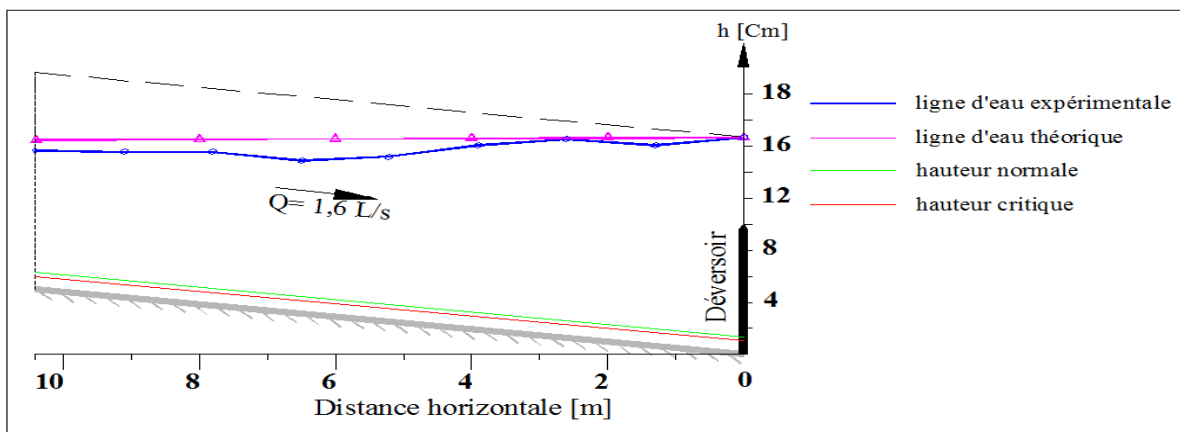


Figure III.20 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=1,6$ l/s.

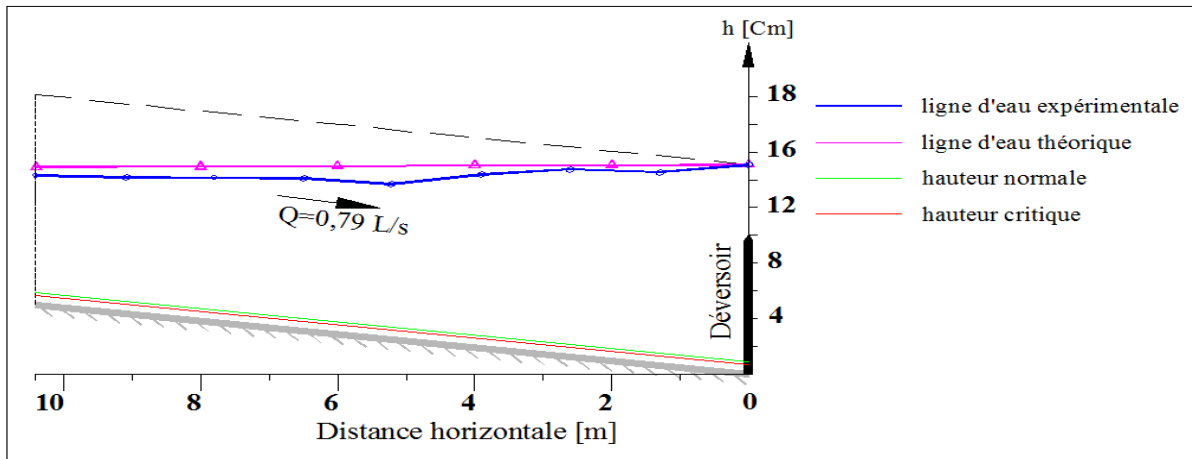


Figure III.21 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=0,79$ l/s.

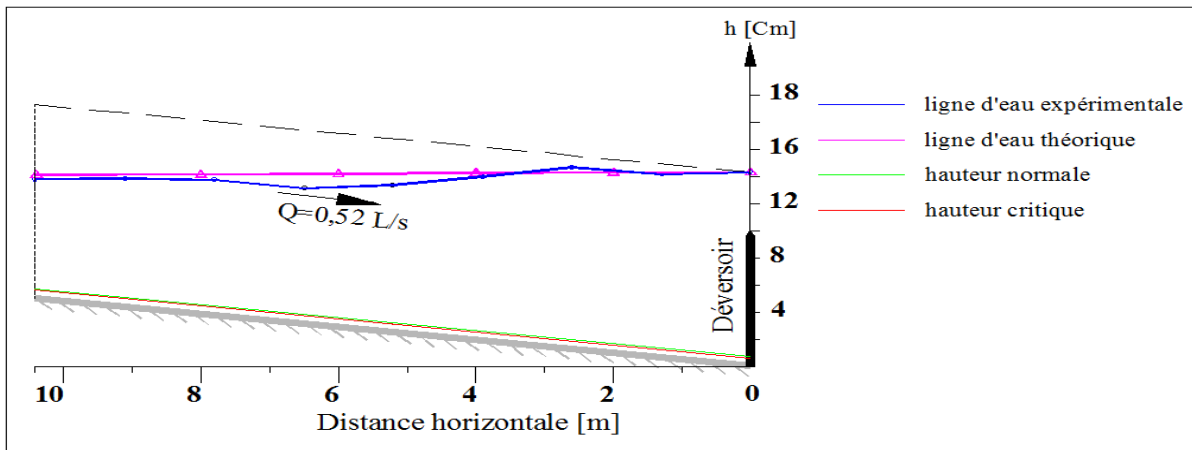


Figure III.22 : Courbe de remous théorique et expérimentale pour $Q=0,52$ l/s.

Interprétation :

Les figures (III.19 ÷ III.23) ci-dessus donnent l'allure générale de la courbe de remous le long du canal pour différents débits à un état d'écoulement permanent.

On remarque que quelque soit le débit d'écoulement Q , la hauteur mesurée est supérieure à la hauteur normale et à la hauteur critique calculé, donc la courbe de remous appartient à la classe M1.

Conclusion :

Dans ce chapitre, les outils nécessaires pour la mise en œuvre de l'expérimentation ont été présentés ; en représentant le canal construit au laboratoire, ses différents éléments constitutifs et les moyens de mesure mis en place (Figure III.24 et III.25)

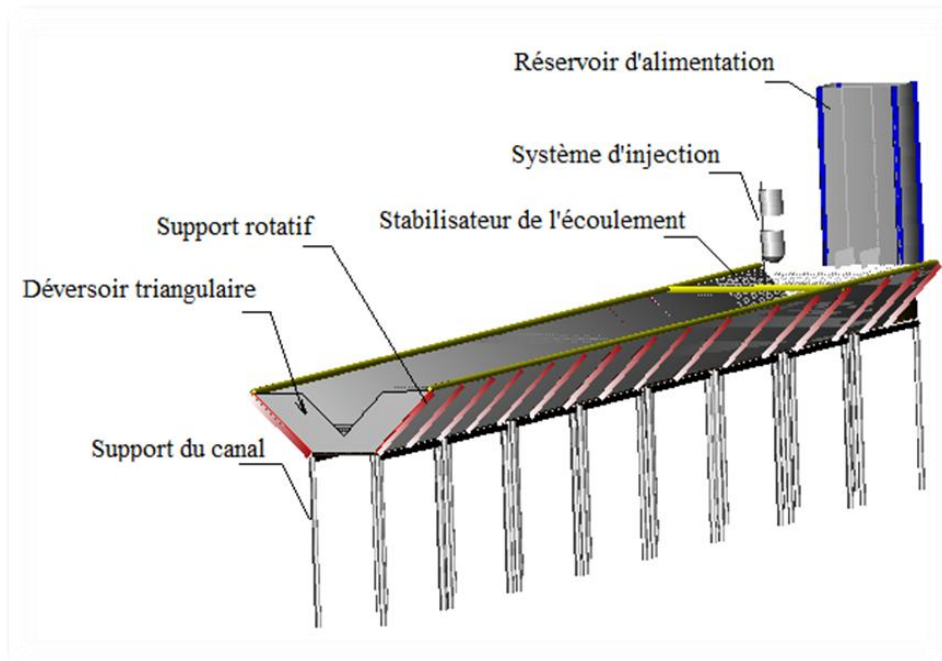


Figure III.23 : Schéma récapitulatif 3D de l'installation expérimentale



Figure III.24 : Photographie de l'installation expérimentale (LRS. Eau. ENP)

La procédure expérimentale à suivre et les variables à étudier :

Le choix du débit comme variable hydrodynamique principale à étudier a été jugé favorable, il a une influence directe sur les autres paramètres hydrodynamiques (vitesse, U), géométrique (section d'écoulement, S ; Largeur superficielle B et la hauteur d'eau h) et sur les régimes d'écoulement (nombre de Reynolds, Re et nombre de Froude, Fr) (voir les résultats de calcul à la section III.4).

Ainsi, le canal construit se caractérise par les différents paramètres figurant dans le tableau III.8.

Tableau III.8 : Synthèse des caractéristiques du canal.

Désignation	Paramètres	Valeurs
Canal	Forme	Trapézoïdale
	Pente [%]	5
	Longueur [m]	10,4
	Largeur [m]	0,4
	Inclinaison des talus [°]	60
	Hauteur des talus [cm]	50
Déversoir	Forme	Triangulaire
	Angle d'ouverture [°]	90
	Hauteur de la pelle [cm]	10

Chapitre IV :

Résultats et discussion :

Introduction :

Ayant présenté auparavant les différentes définitions et les travaux récents sur le phénomène du transport, ainsi que l'installation expérimentales, on présente dans ce chapitre les résultats obtenus pour les différents scénarios d'injection, et on essaye de donner les significations physique et de dissocier les mécanismes en présence pour déterminer les phénomènes prédominant pour chaque cas.

Nous exposons alors les résultats relatifs à la progression du polluant dans plusieurs plans de la géométrie. Ce sont les 8 plans transversaux dans la direction longitudinale x pour chaque 1m et les plans horizontaux : $y = 10 \text{ cm}$, $y = 20 \text{ cm}$, $y = -10 \text{ cm}$, $y = -20 \text{ cm}$ ainsi le plan médian $y = 0$. Ces plans ainsi que le site d'injection apparaissent sur la figure VI.1.

Notant que tous les prélèvements se font à la surface libre du canal.

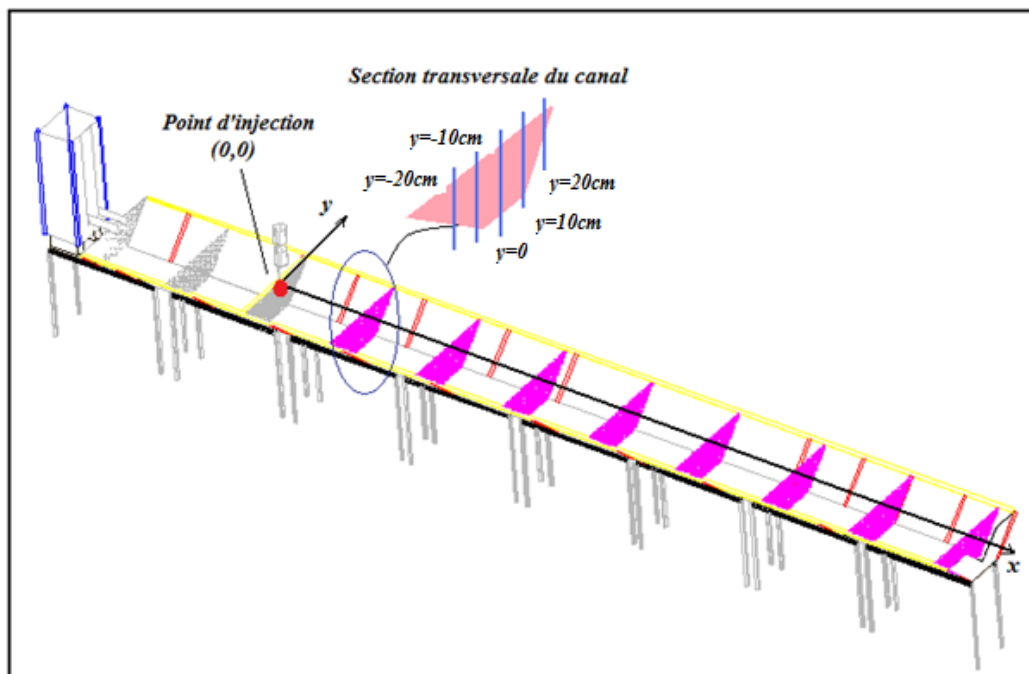


Figure IV.1 : Les points de prélèvement longitudinaux (*selon x*) et horizontaux (*selon y*)

Les isoconcentrations permettent de connaître l'état du nuage dans les deux directions (x et y) à certains instants de la simulation tandis que les graphiques donnent une description continue au cours du temps d'une partie des phénomènes en présence. Toutefois, nous exposons tout d'abord les graphiques et ensuite les isoconcentrations afin de limiter les redites lors des comparaisons.

IV.1 Injection instantanée :

VI.1.1 Etude de la dispersion longitudinale :

La comparaison entre les profils temporels fournit des informations qualitatives sur l'allure générale de l'évolution de la pollution au sein d'un cours d'eau (*Jabour, 2006*), donc pour la compréhension de processus de la dispersion longitudinale, nous exposons ci-dessous l'évolution de la concentration de phénol dans le plan médian ($y=0$), en fonction de temps et à différentes sections en aval de la source de rejet pour différents débits, pour les trois concentrations de phénol injectée.

a) Pour une concentration de phénol injectée $C_0=500\text{mg/l}$:

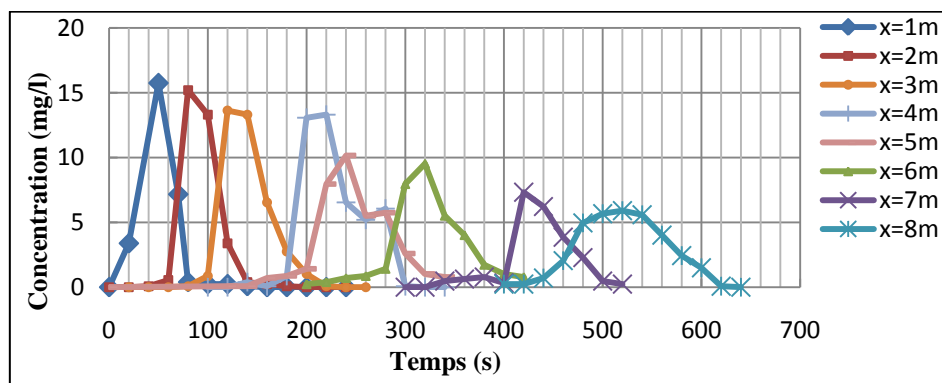


Figure IV.2: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,52 \text{ l/s}$ et $C_0 = 500\text{mg/l}$ (Injection instantanée).

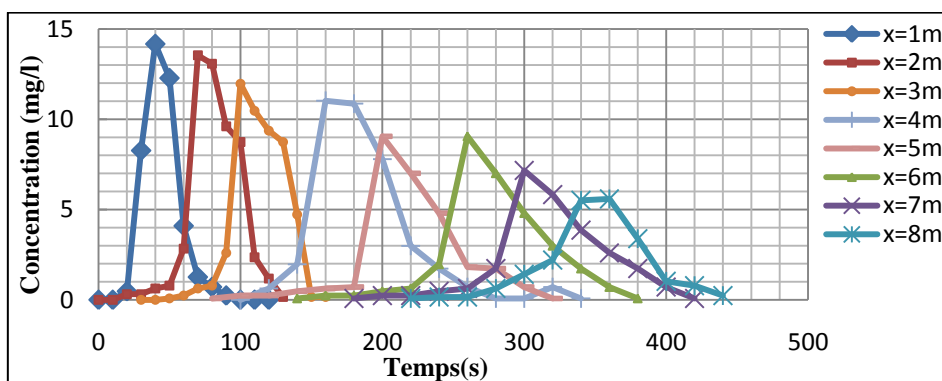


Figure IV.3 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,79 \text{ l/s}$ et $C_0 = 500\text{mg/l}$ (Injection instantanée)

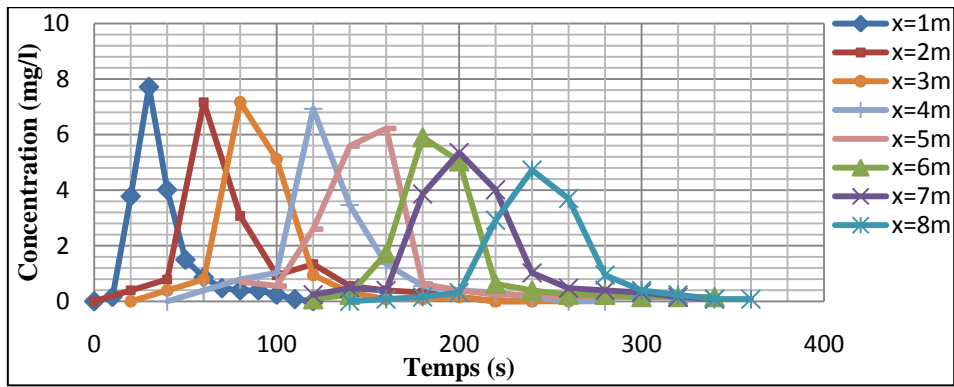


Figure IV.4: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée).

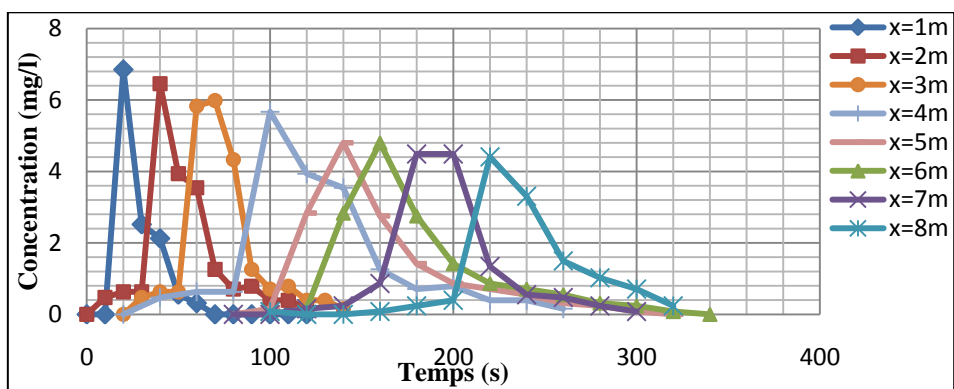


Figure IV.5: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,75$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée).

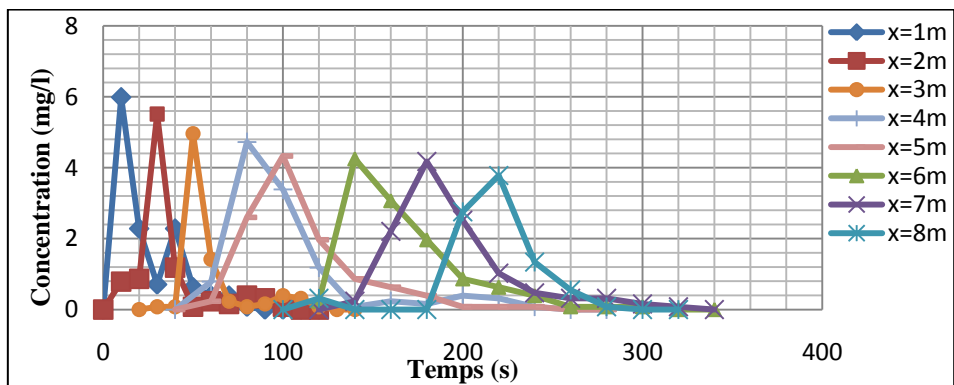


Figure IV.6: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,95$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l (Injection instantanée).

b) Pour une concentration de phénol injectée $C_0=1000\text{mg/l}$:

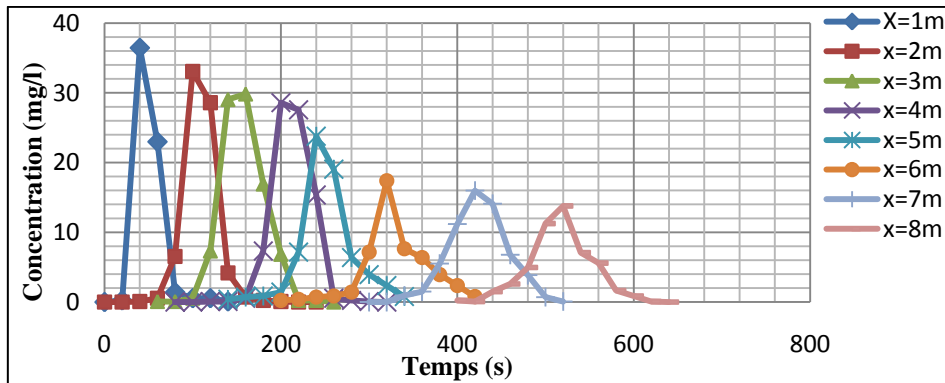


Figure IV.7: Evolution de la concentration du phénol à pour $Q = 0,52 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1000\text{mg/l}$ (Injection instantanée).

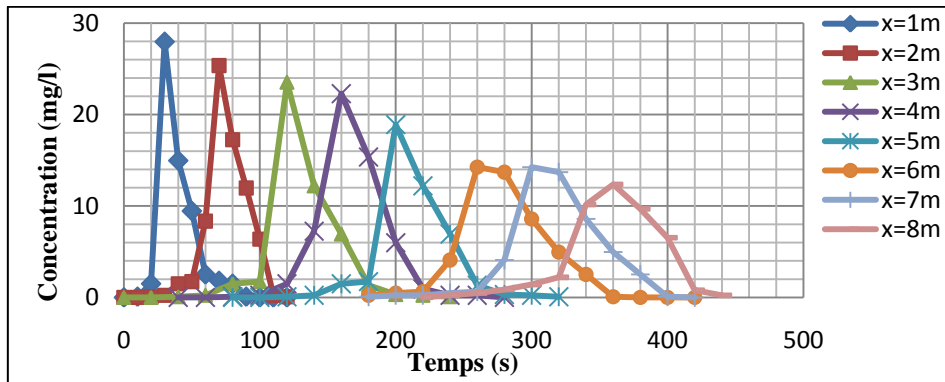


Figure IV.8: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,79 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1000\text{mg/l}$ (Injection instantanée).

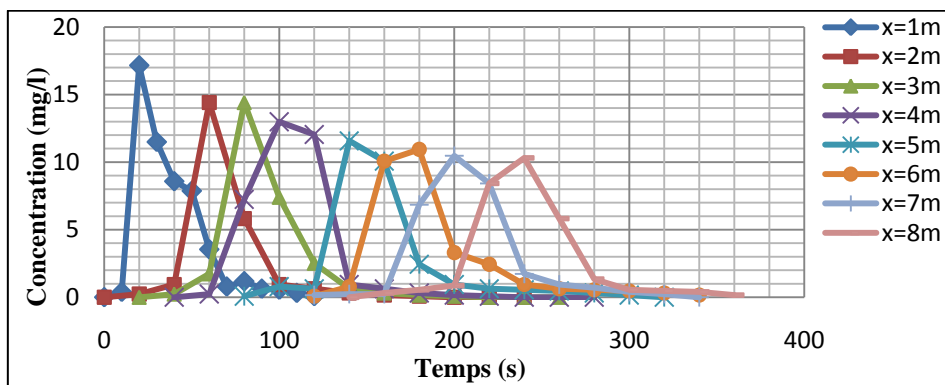


Figure IV.9: Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,6 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1000\text{mg/l}$ (Injection instantanée).

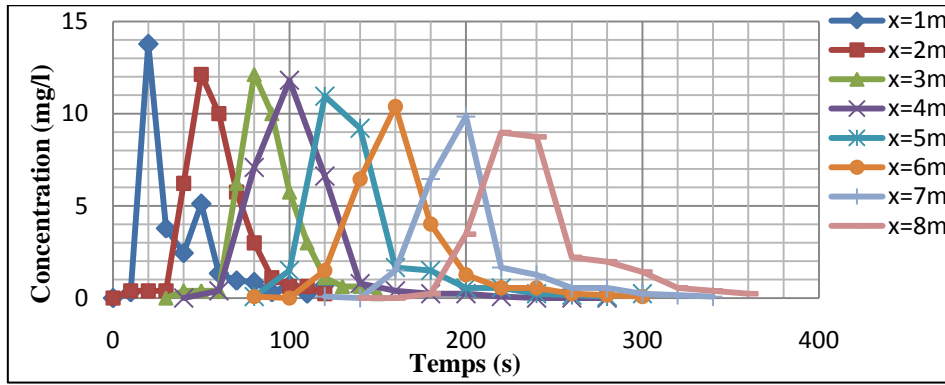


Figure IV.10 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,75$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l (Injection instantanée).

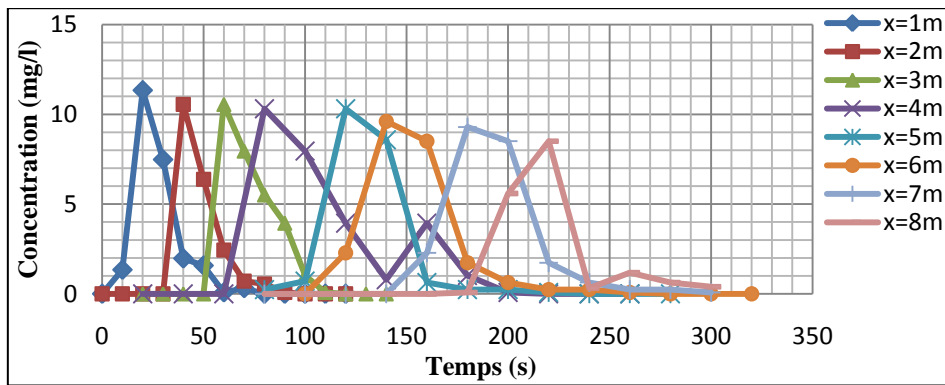


Figure IV.11 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,95$ l/s et $C_0 = 1000$ mg/l (Injection instantanée).

c) Pour une concentration de phénol injectée $C_0 = 1500$ mg/l :

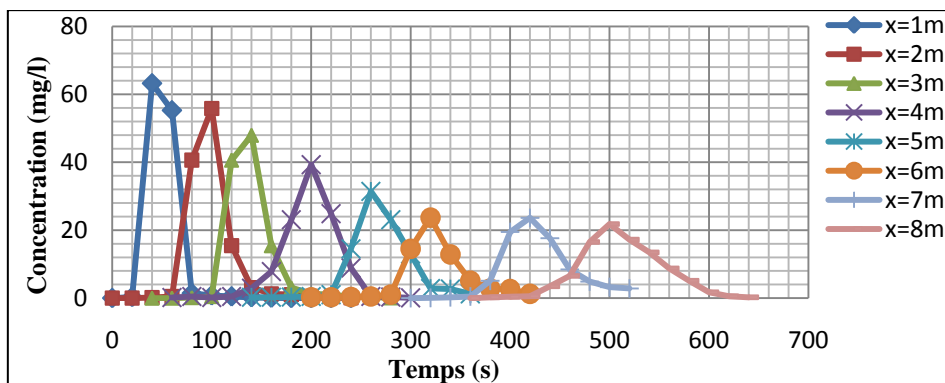


Figure IV.12 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,52$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).

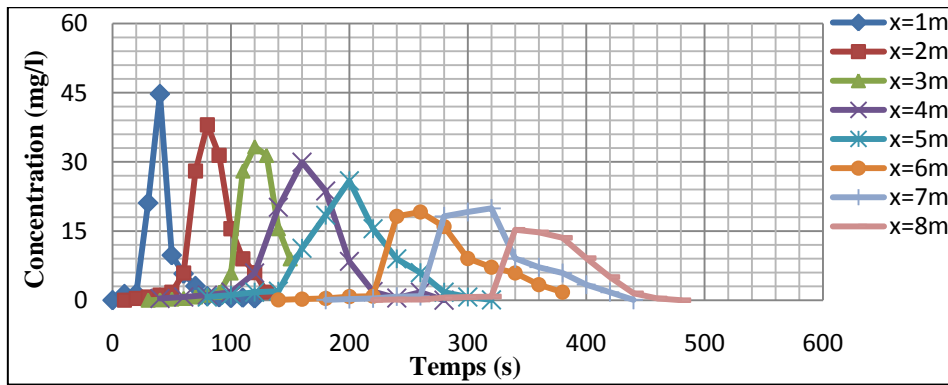


Figure IV.13 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 0,79$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).

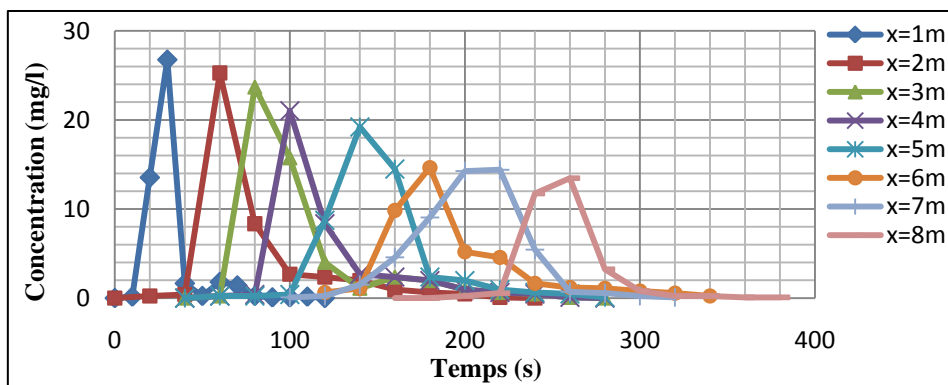


Figure IV.14 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).

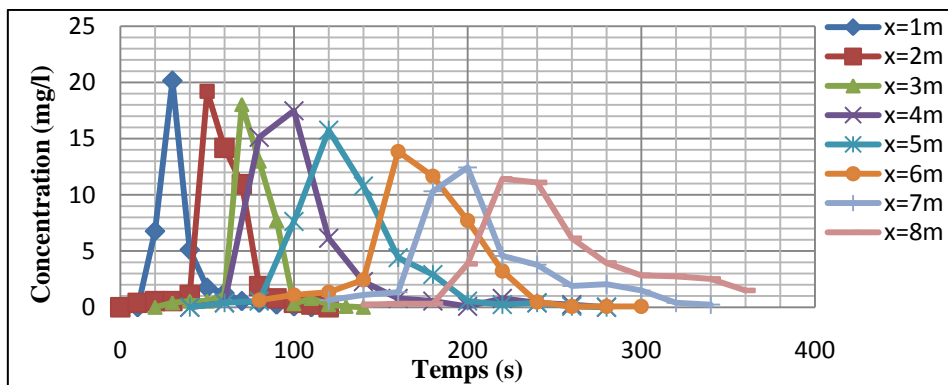


Figure IV.15 : Evolution de la concentration du pour $Q = 1,75$ l/s et $C_0 = 1500$ mg/l (Injection instantanée).

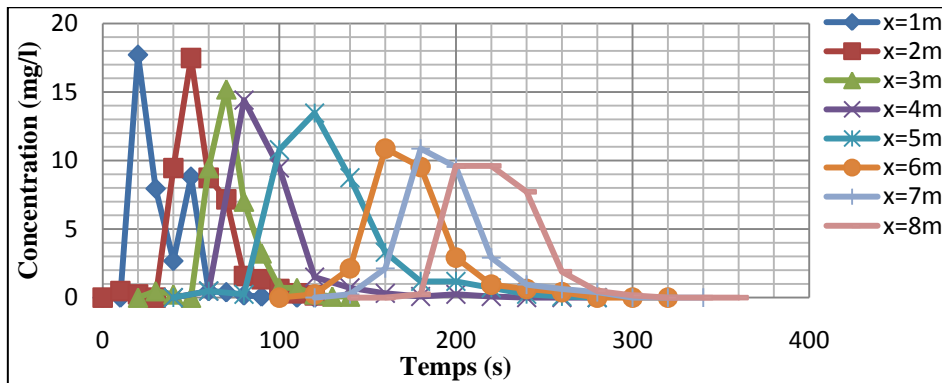


Figure IV.16 : Evolution de la concentration du phénol pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1500 \text{ mg/l}$ (Injection instantanée).

Remarques et interprétations :

Quelques soient la concentration initiale injectée (500mg/l, 1000mg/l, 1500mg/l), le débit de l'écoulement dans le canal (0,52l/s, 0,79 l/s, 1,6l/s, 1,75 l/s, 1,95 l/s) On remarque que :

- Il y'a une chute brutale des concentrations maximale obtenu par rapport aux concentrations initiale, cela est dû essentiellement au phénomène de *dilution* qui se produit juste après l'injection de polluant (*Fischer, 1966 ; Nasarov et Devdov, 2001 ; Steve et Russell, 2005*).
- Les profils temporels sont asymétrique caractérisés par une montée rapide quasi-linéaire des concentrations puis par une descente lente.
- Au voisinage de l'injection les profils sont pointus, Le palier est devenu beaucoup plus important en allant vers l'aval et les profils prennent un peu la forme gaussien avec une décroissance en concentrations. Cela est expliqué par la dominance de l'advection au voisinage de l'injection, En s'éloignant du point d'injection du polluant, le transport devient de plus en plus diffusif.

VI.1.1.1 Influence de débit sur le phénomène de dispersion longitudinale :

Les figures suivantes (IV.17) ÷ (IV.40) représentent les profils de la concentration obtenus à différentes distances du point d'injection (x_i), pour des différents débits d'écoulement et pour les trois concentrations initiales de phénol :

a) Pour une concentration initiale $C_0 = 500 \text{ mg/l}$:

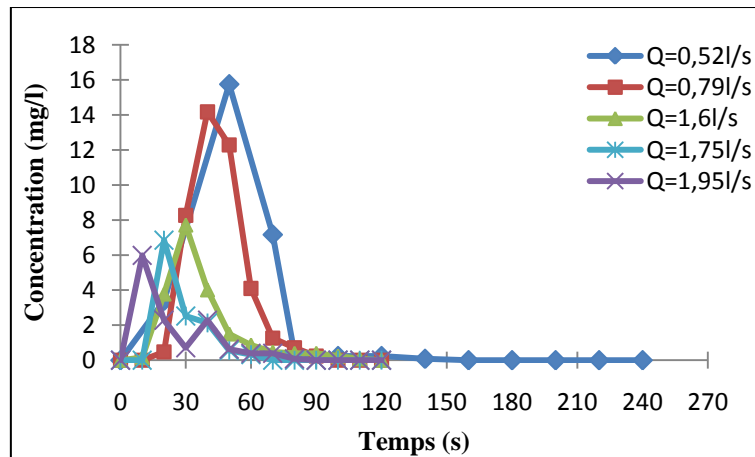


Figure IV.17 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $C_0 = 500\text{mg/l}$ et pour différents débits.

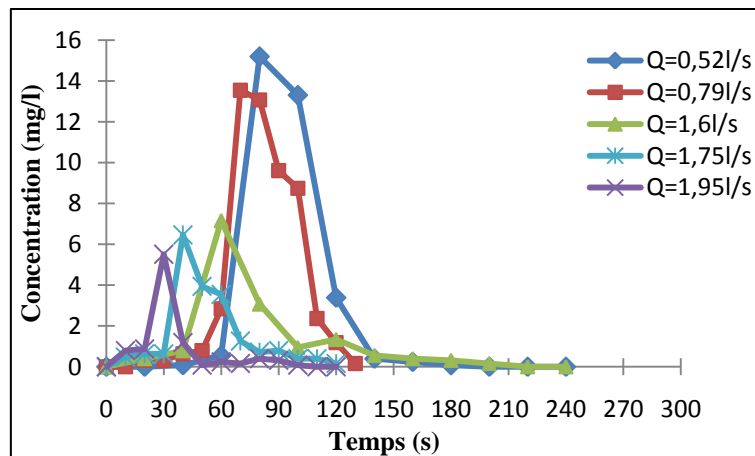


Figure IV.18 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $C_0 = 500\text{mg/l}$ et pour différents débits.

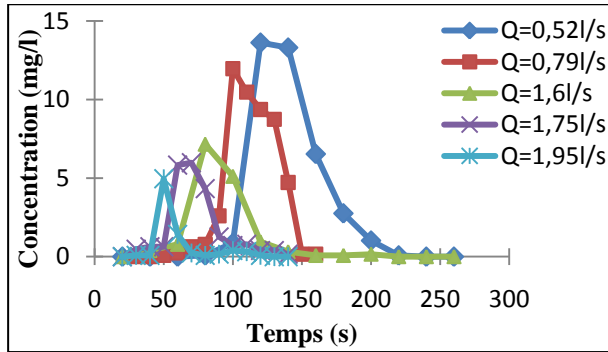


Figure IV.19 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.

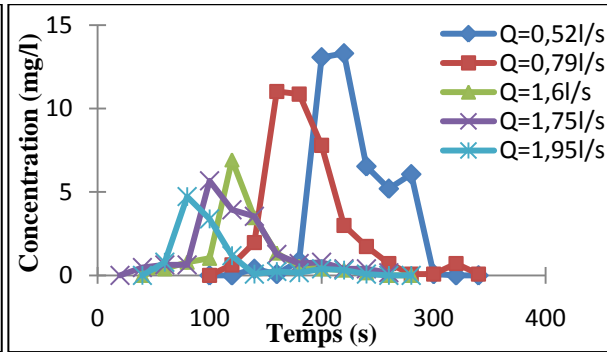


Figure IV.20 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.

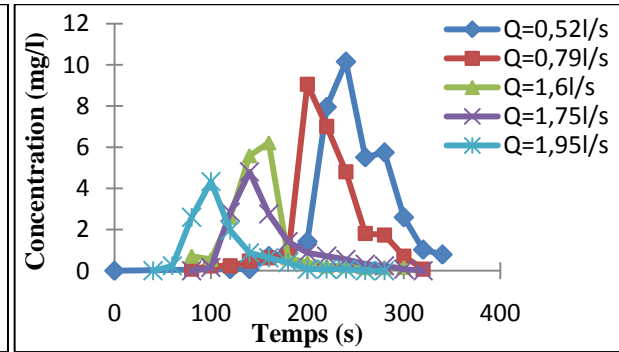


Figure IV.21 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.

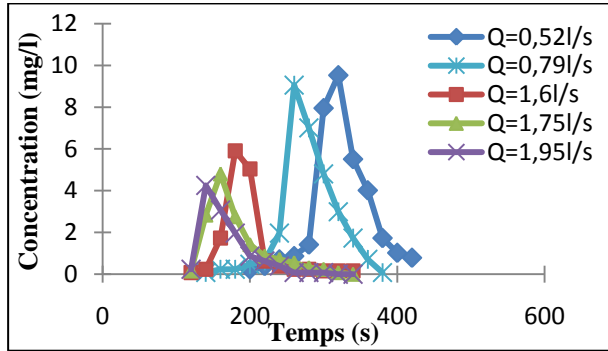


Figure IV.22: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.

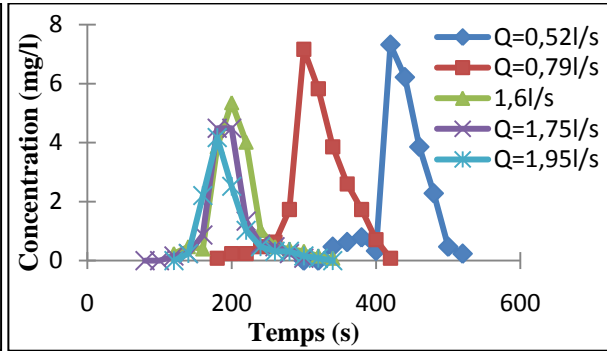


Figure IV.23: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.

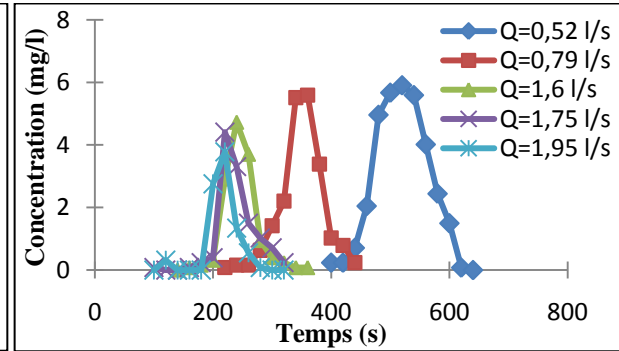


Figure IV.24: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $C_0 = 500mg/l$ et pour différents débits.

b) Pour une concentration initiale $C_0 = 1\ 000\ \text{mg/l}$:

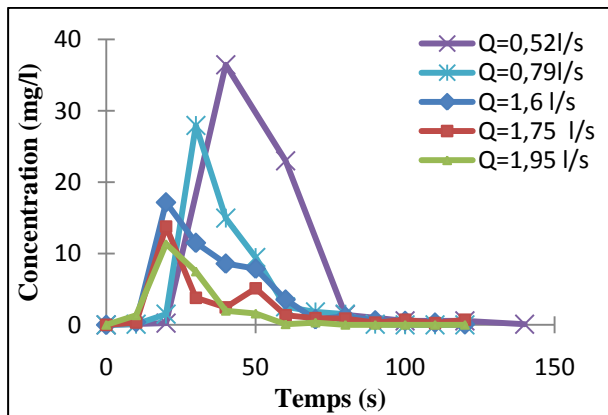


Figure IV.25: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 000\text{mg/l}$ et pour différents débits.

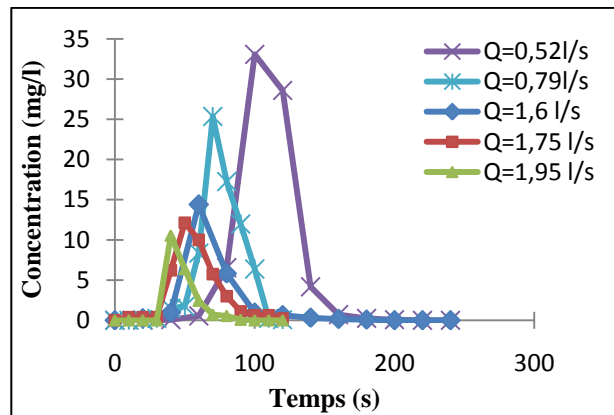


Figure IV.26: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 000\ \text{mg/l}$ et pour différents débits.

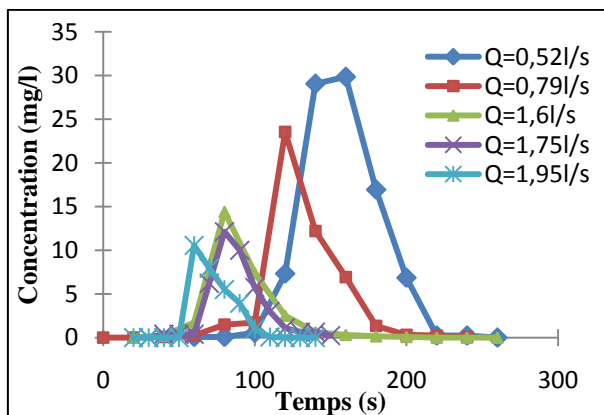


Figure IV.27: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 000\ \text{mg/l}$ et pour différents débits.

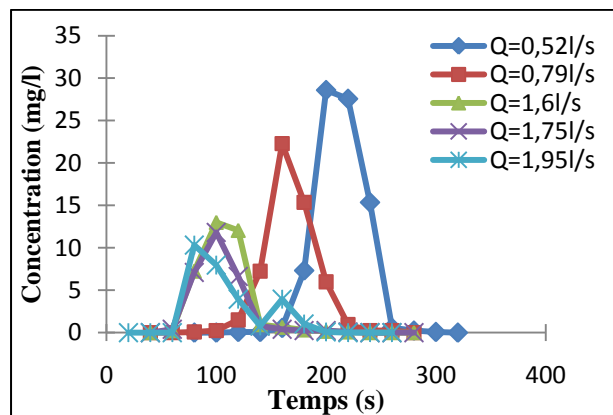


Figure IV.28: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 000\ \text{mg/l}$ et pour différents débits.

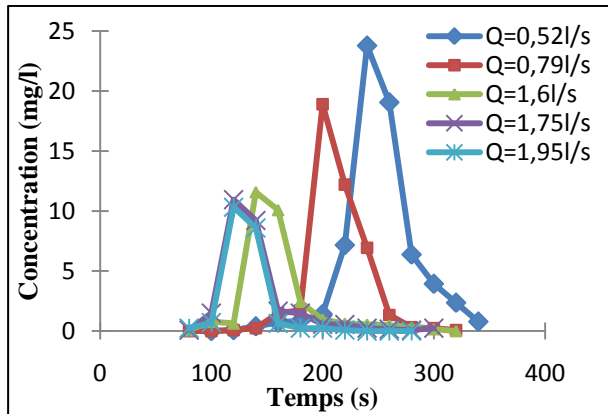


Figure IV.29: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $C_0 = 1\ 000\ mg/l$ et pour différents débits.

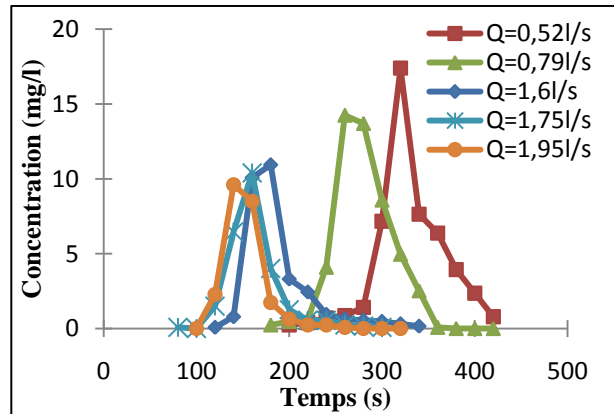


Figure IV.30: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $C_0 = 1\ 000\ mg/l$ et pour différents débits.

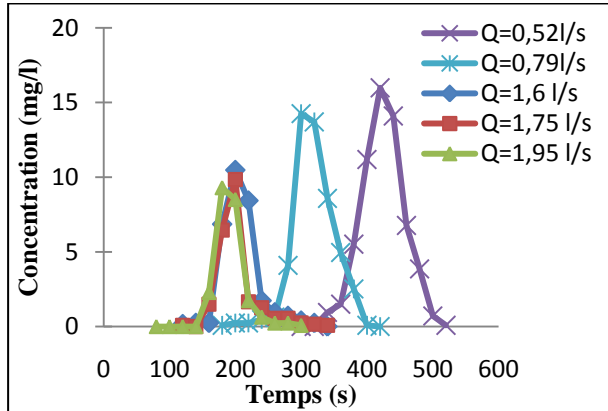


Figure IV.31: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $C_0 = 1\ 000\ mg/l$ et pour différents débits.

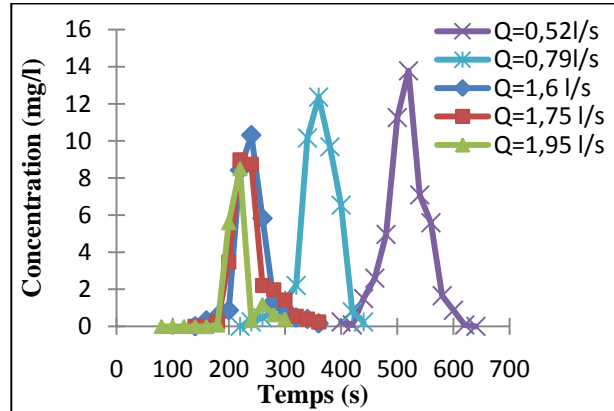


Figure IV.32: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $C_0 = 1\ 000\ mg/l$ et pour différents débits.

c) Pour une concentration initiale $C_0 = 1\ 500\ \text{mg/l}$:

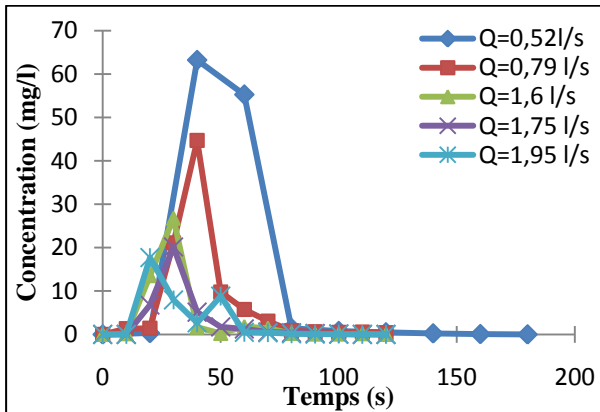


Figure IV.33 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 500\ \text{mg/l}$ et pour différents débits.

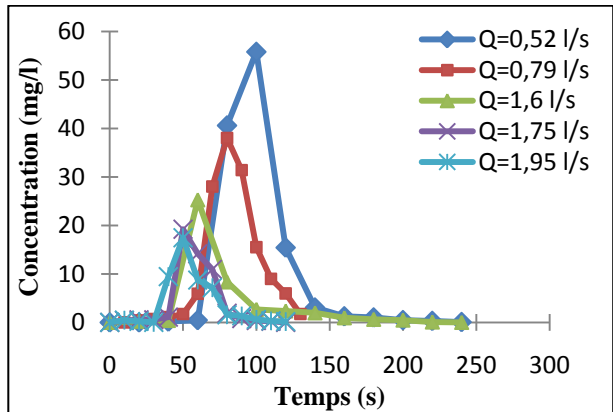


Figure IV.34: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 500\ \text{mg/l}$ et pour différents débits.

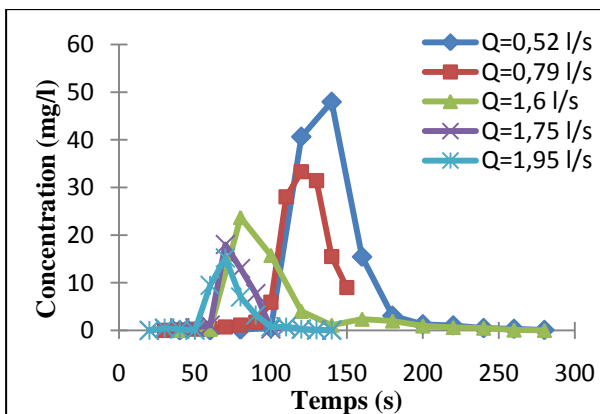


Figure IV.35: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 500\ \text{mg/l}$ et pour différents débits.

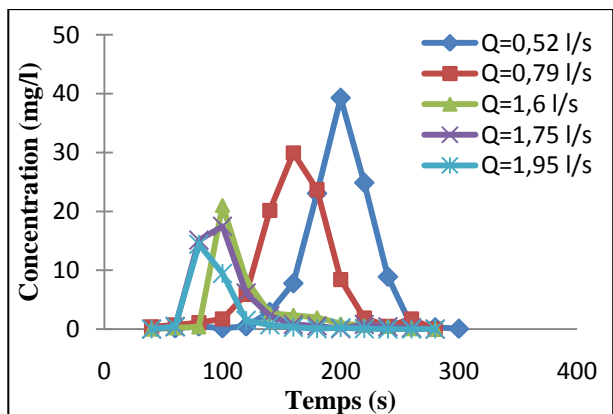


Figure IV.36: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $C_0 = 1\ 500\ \text{mg/l}$ et pour différents débits.

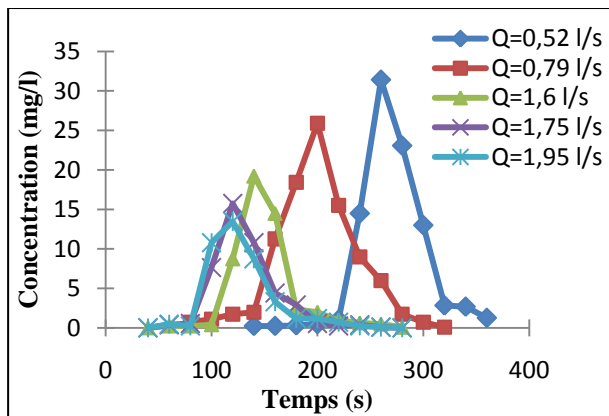


Figure IV.37: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $C_0 = 1500$ mg/l et pour différents débits.

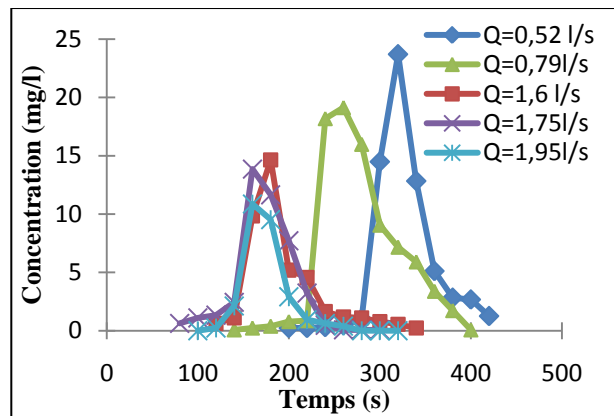


Figure IV.38: Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $C_0 = 1500$ mg/l et pour différents débits.

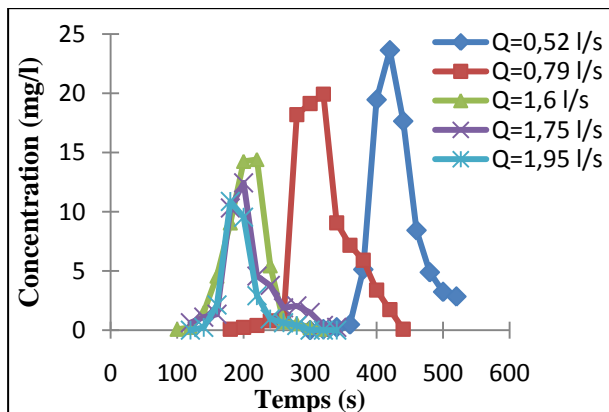


Figure IV. 39 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $C_0 = 1500$ mg/l et pour différents débits.

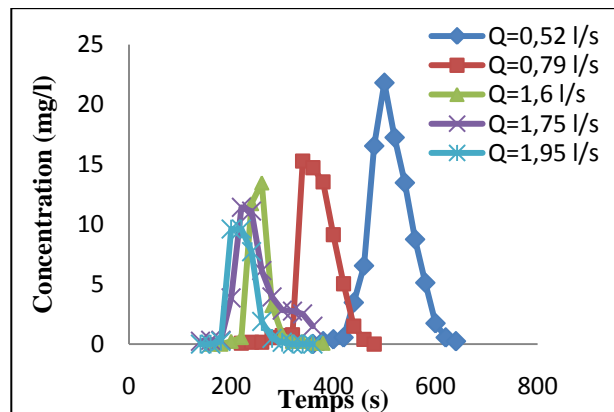


Figure IV.40 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $C_0 = 1500$ mg/l et pour différents débits.

Remarque ou interprétation :

On remarque que pour n'importe quelle concentration initiale C_0 injectée :

- Les concentrations obtenues sont beaucoup plus importantes pour les débits faibles.
- Le temps de séjours de polluant est beaucoup plus important pour les faibles débits

La quantification pour déterminer l'influence de n'importe quel paramètre sur l'évolution des concentrations peut se faire en considérant que le profil est constitué d'un point stratégique, qui est le pic (la concentration maximale) (*Jabour, 2006*).

Pics de concentration (concentrations maximales) :

a. Pics de concentration de phénol en fonction du débit d'écoulement :

Les figures (IV.41÷ IV.43) présentent les pics (C_{max}) enregistrés en fonction du débit d'écoulement pour différentes concentration initiales et pour différentes distances longitudinales du point d'injection :

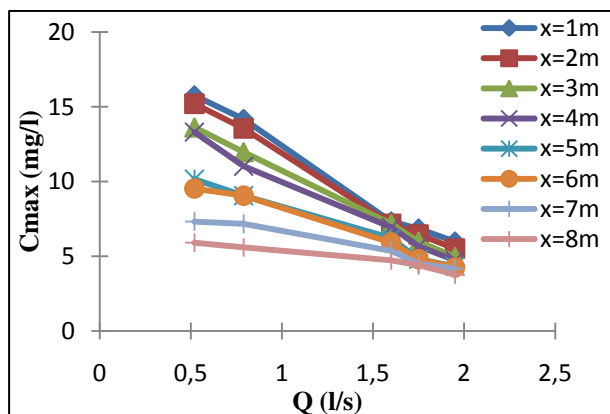


Figure IV.41 : variation des pics du phénol pour différents débits du débit pour $C_0=500\text{mg/l}$ pour différentes distances longitudinales x .

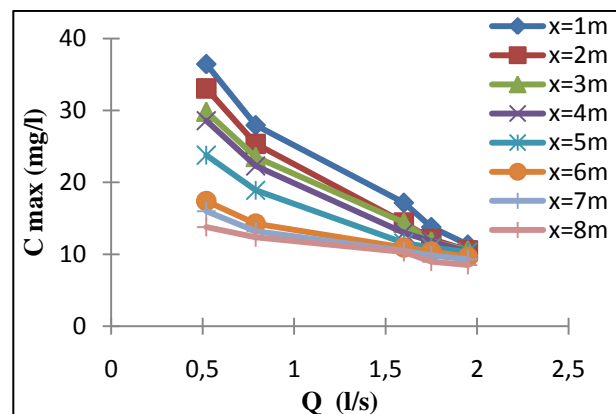


Figure IV.42 : Variation des pics du phénol en fonction du débit pour $C_0=1\ 000\text{mg/l}$ pour différentes distances longitudinales x .

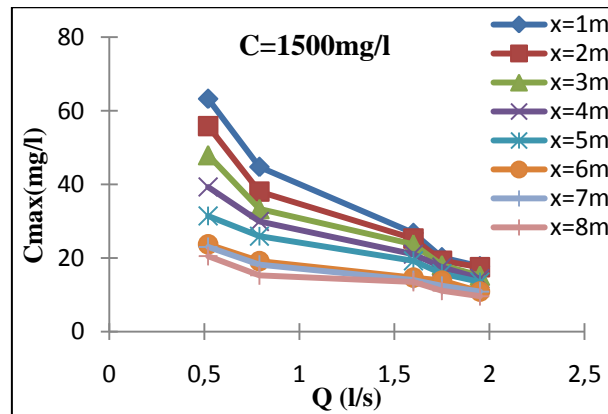


Figure IV. 43 : Variation des concentrations maximales du phénol en fonction du débit pour $C_0=1\ 500\text{mg/l}$ pour différentes distances longitudinales x .

Interprétation :

Pour les trois concentrations injectés C_0 , On remarque que les pics enregistrés sont plus faibles pour des débits important, cela est dû au *taux de dilution* qui augmente avec la croissance de débit (*Steve et Russell, 2005 ; Fischer, 1979*)

b. Évolution des pics de concentration de phénol dans le sens d'écoulement (x) pour différentes valeurs de débit :

Pour mieux visualiser l'influence de débit sur le phénomène de dispersion longitudinale, les figures (IV.44 ÷ IV.46) présentent l'évolution des pics dans le sens d'écoulement (x) pour différentes valeur des débits :

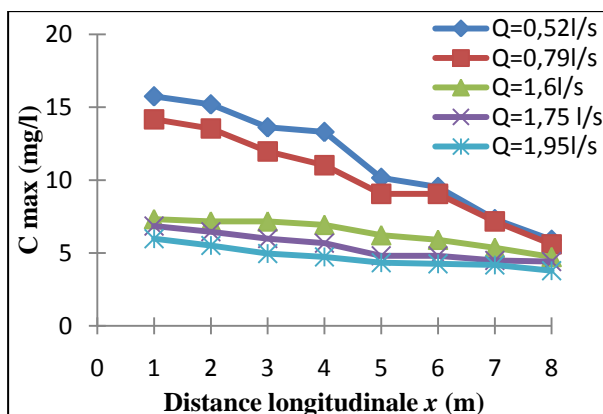


Figure IV. 44 : Evolution des concentrations maximales en fonctions de la distance en aval de rejet pour différents débits et pour $C_0=500\text{mg/l}$.

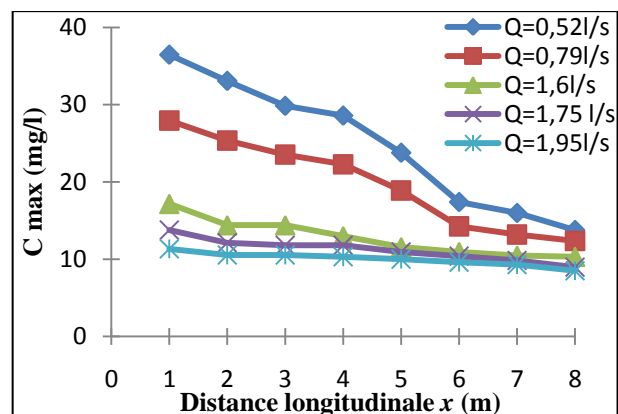


Figure IV. 45 : Evolution des concentrations maximales en fonctions de la distance en aval de rejet pour différents débits et pour $C_0=1000\text{mg/l}$.

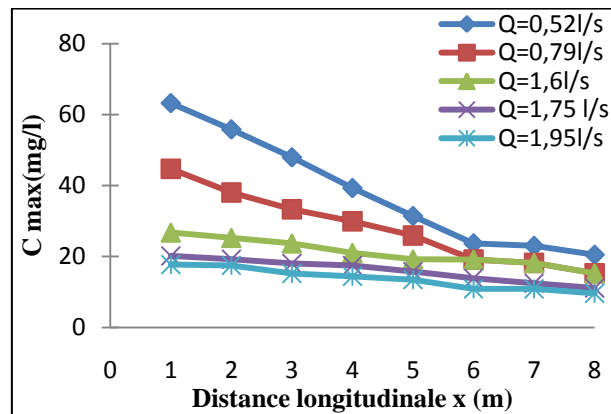


Figure IV. 46: Evolution des concentrations maximales en fonctions de la distance en aval de rejet pour différents débits et pour $C_0=1500\text{mg/l}$

Remarque et interprétation :

On remarque que le taux d'écrasement des concentrations augmente avec la décroissance de débit, c'est l'effet du *temps de séjours* qui est plus important pour des débits faibles, la dispersion avait donc plus de temps pour se manifester.

VI.1.1.2 Influence de la concentration initiale C_0 sur l'évolution de polluant dans le sens d'écoulement:

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement à différentes distances longitudinales du point d'injection (x_i), pour différents débits d'écoulement, avec des concentrations du phénol injecté de 500mg/l, 1000 mg/l et 1500 mg/l sont présentés sur les figures suivantes :

a) Pour un débit d'écoulement $Q=0,52$ l/s :

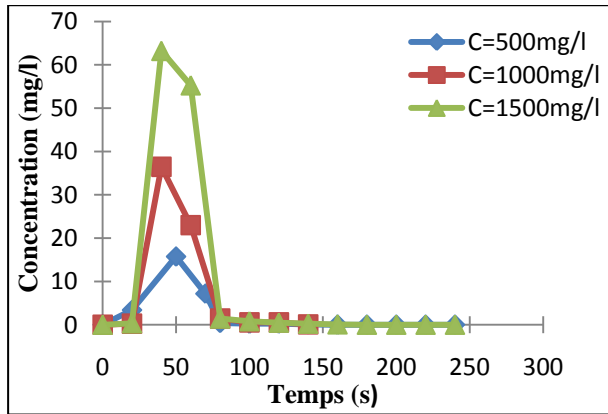


Figure IV.47 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1m$ pour $Q = 0,52$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

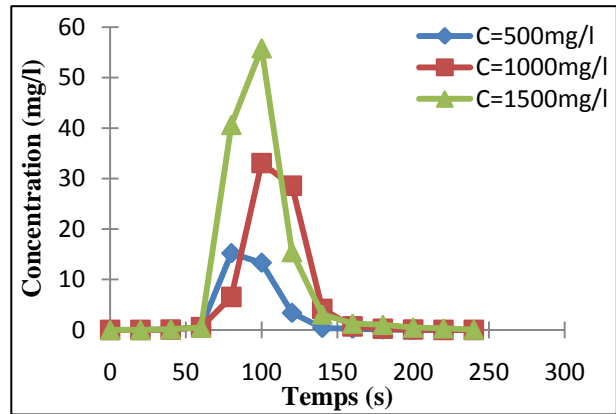


Figure IV.48 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2m$ pour $Q = 0,52$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

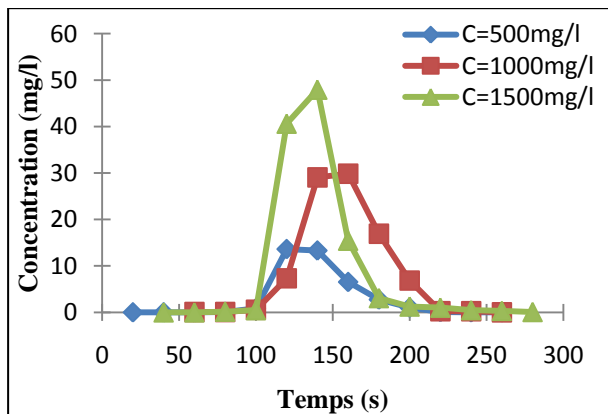


Figure IV.49 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3m$ pour $Q = 0,52$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

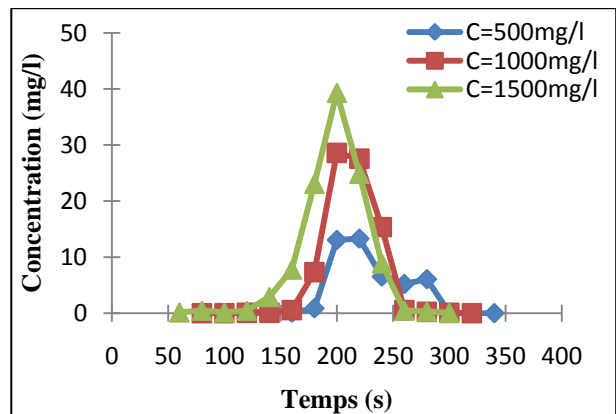


Figure IV.50 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4m$ pour $Q = 0,52$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

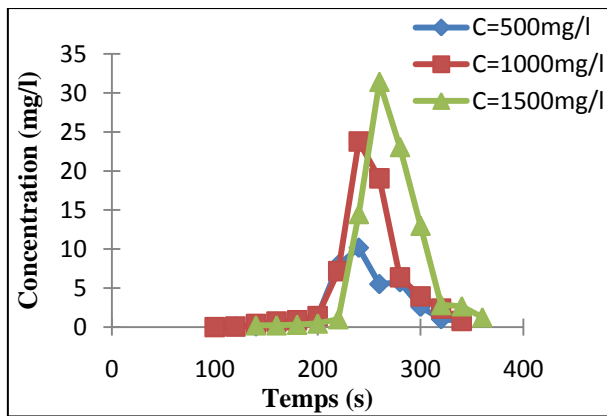


Figure IV.51 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

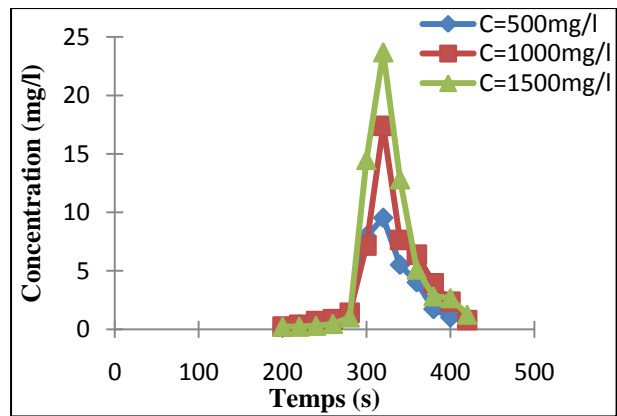


Figure IV.52 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

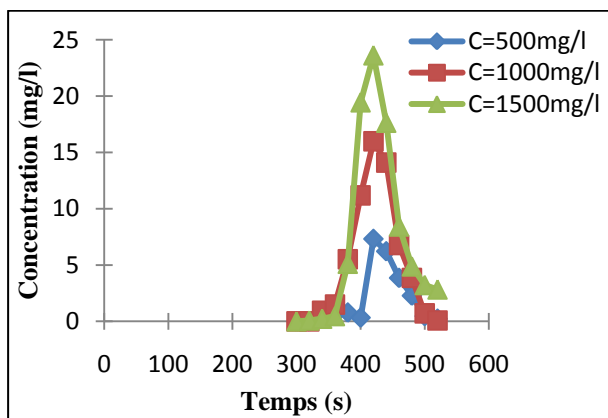


Figure IV.53 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

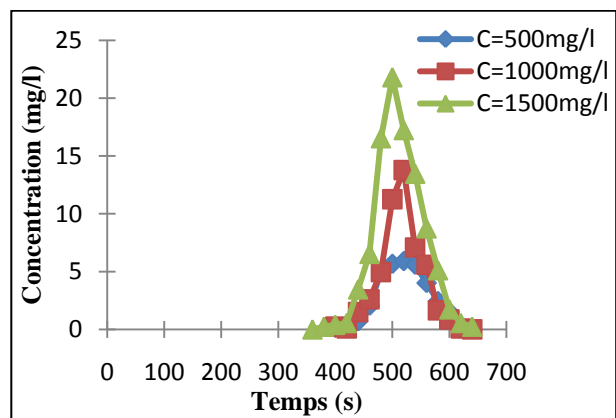


Figure IV.54 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

b) Pour un débit $Q=0,79$ l/s :

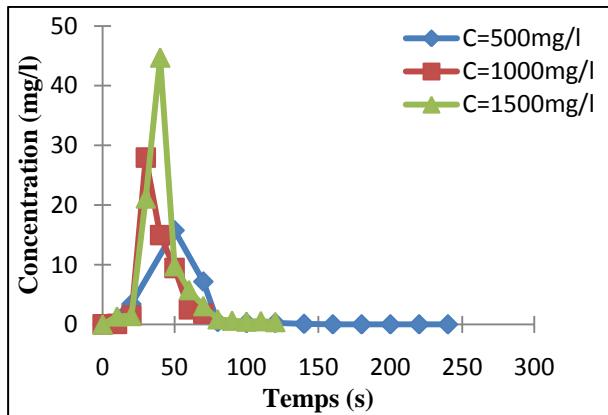


Figure IV.55 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1m$ pour $Q = 0,79$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

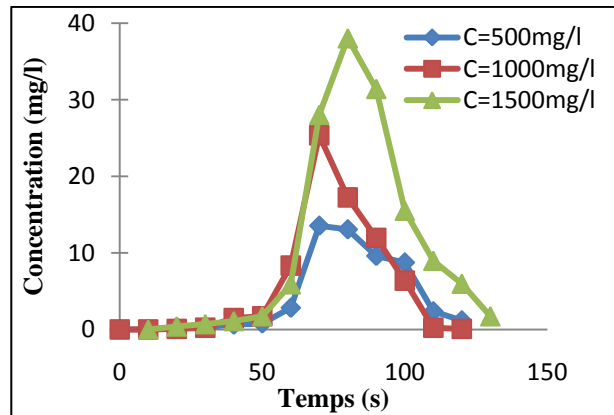


Figure IV.56 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2m$ pour $Q = 0,79$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

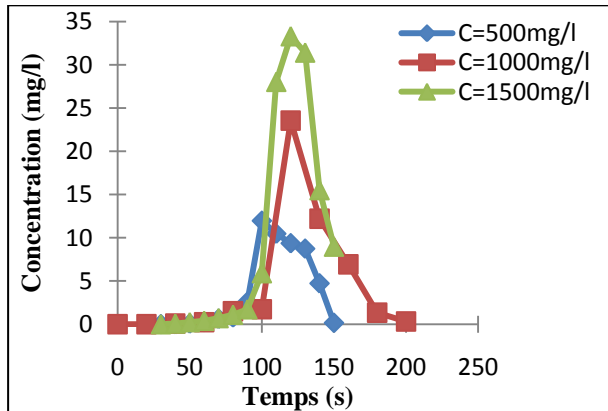


Figure IV.57 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3m$ pour $Q = 0,79$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

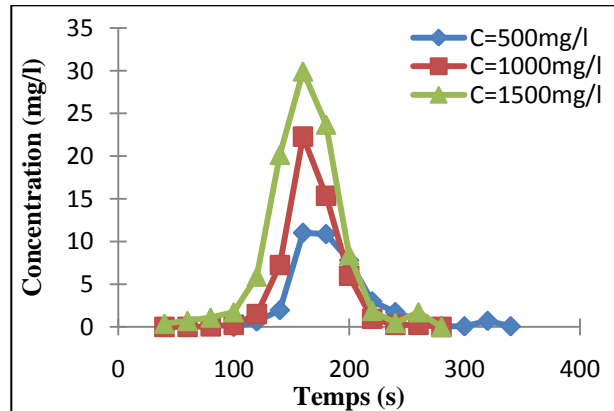


Figure IV.58 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4m$ pour $Q = 0,79$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

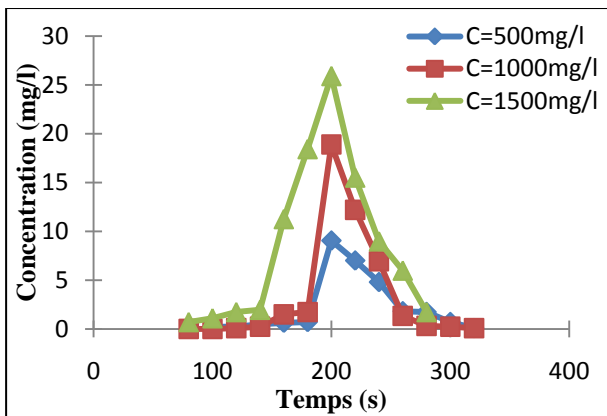


Figure IV.59 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5\text{m}$ pour $Q = 0,79 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

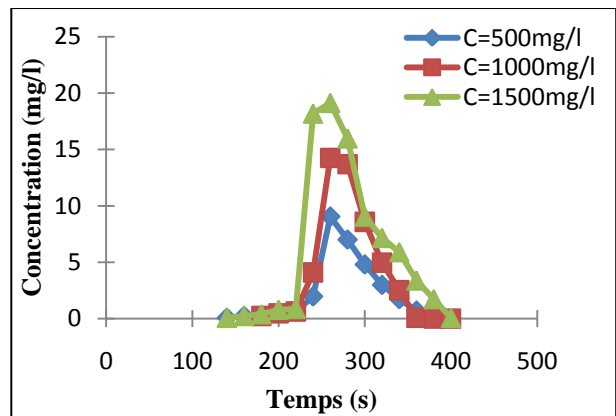


Figure IV.60 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6\text{m}$ pour $Q = 0,79 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

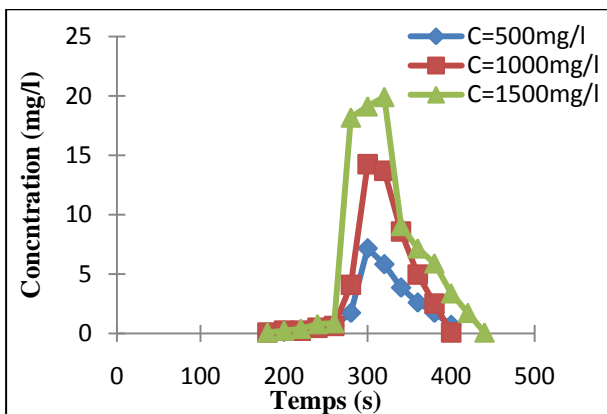


Figure IV.61 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7\text{m}$ pour $Q = 0,79 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

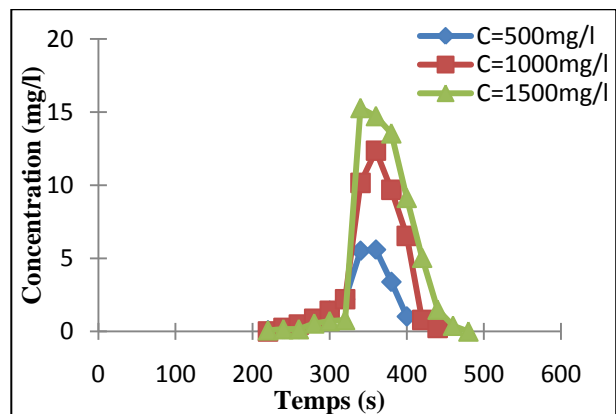


Figure IV.62 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8\text{m}$ pour $Q = 0,79 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

c) Pour un débit $Q=1,6$ l/s :

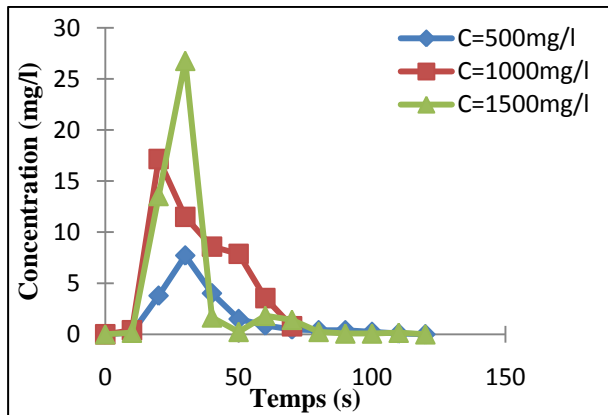


Figure IV.63 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

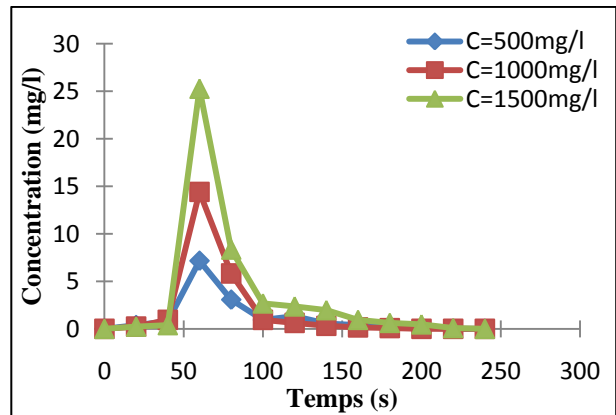


Figure IV.64 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

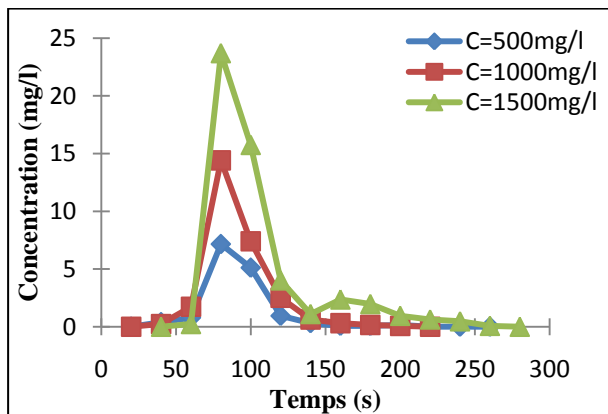


Figure IV.65 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

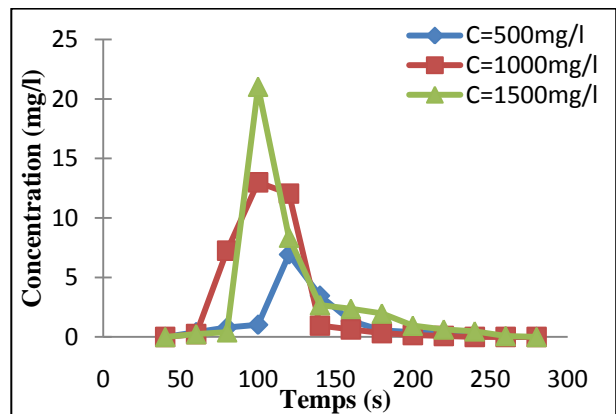


Figure IV.66 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

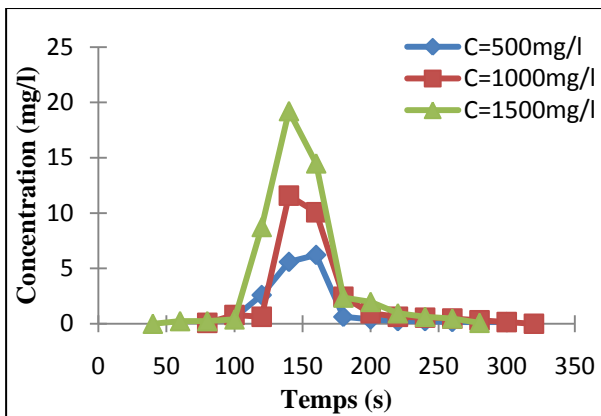


Figure IV.67 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

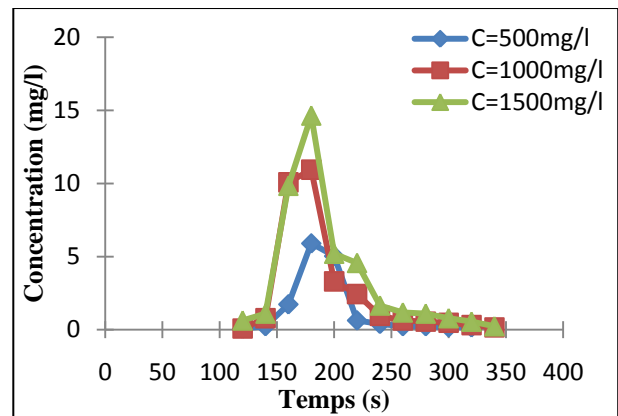


Figure IV.68 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

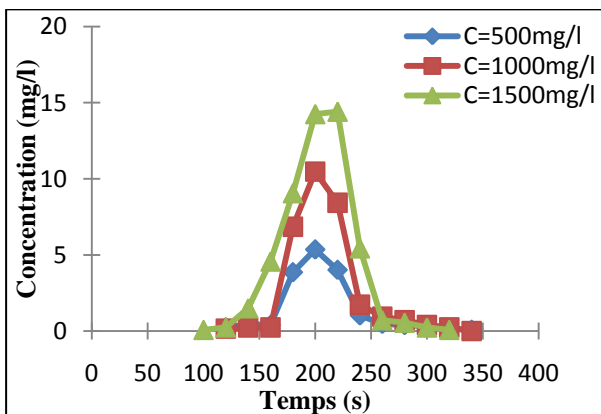


Figure IV.69 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

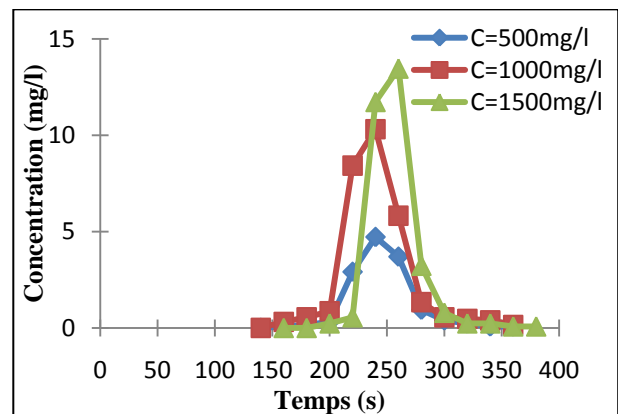


Figure IV.70 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $Q = 1,6$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

d) Pour un débit $Q=1,75$ l/s :

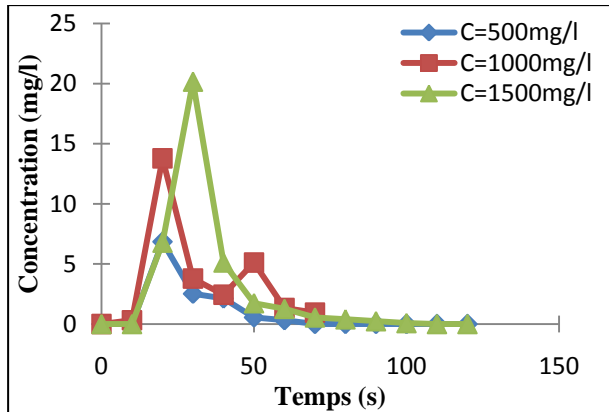


Figure IV.71 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

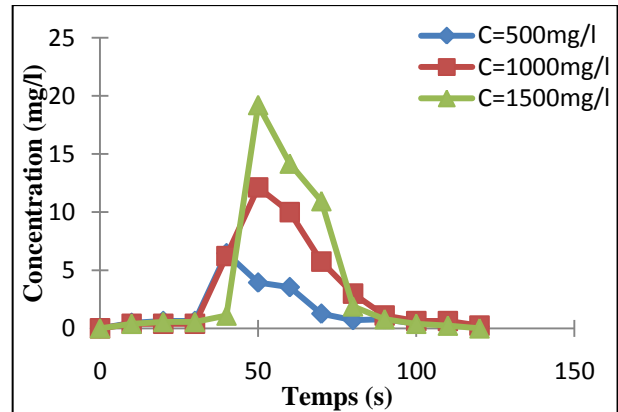


Figure IV.72 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

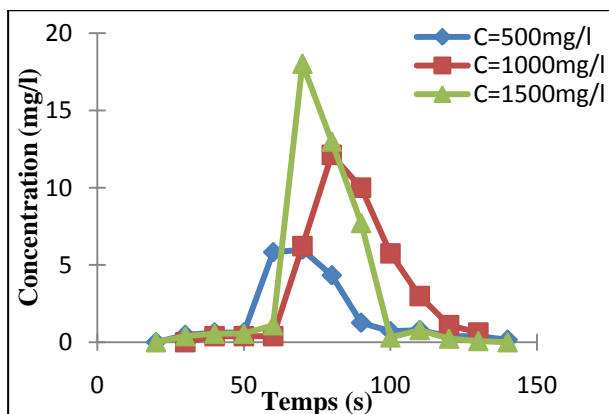


Figure IV.73 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

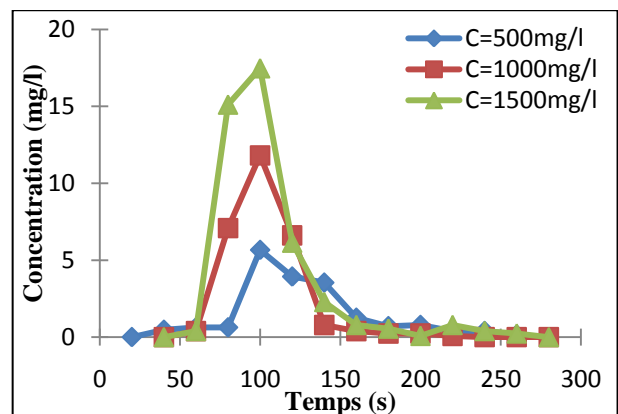


Figure IV.74 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

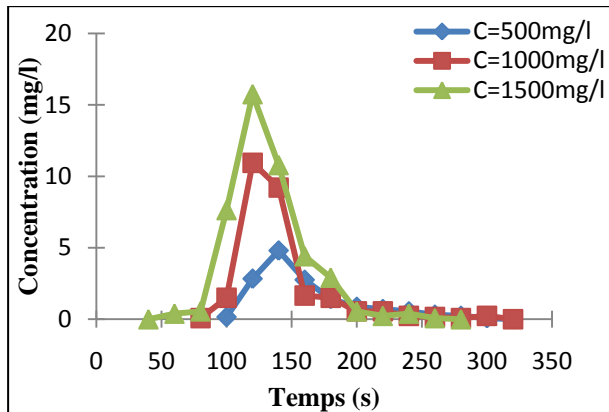


Figure IV.75 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5m$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

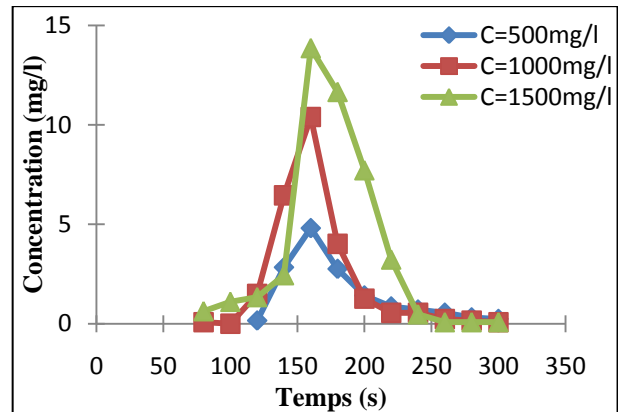


Figure IV.76 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6m$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

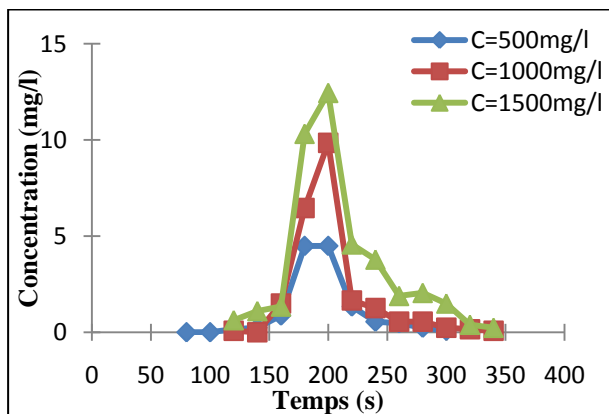


Figure IV.77 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7m$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

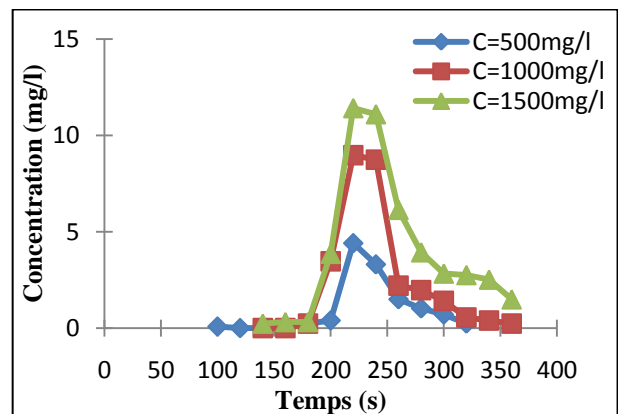


Figure IV.78 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8m$ pour $Q = 1,75$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

e) Pour un débit $Q=1,95$ l/s :

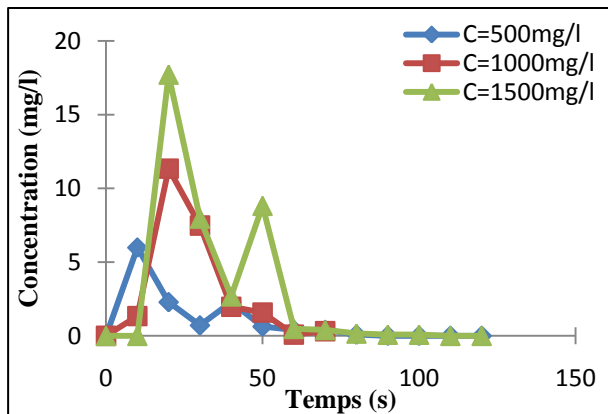


Figure IV.79 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $Q = 1,95$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

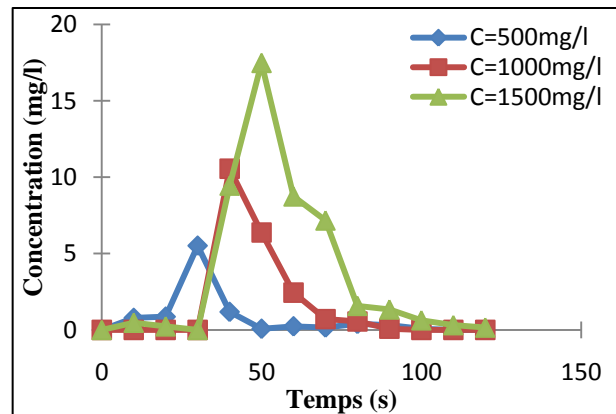


Figure IV.80 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $Q = 1,95$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

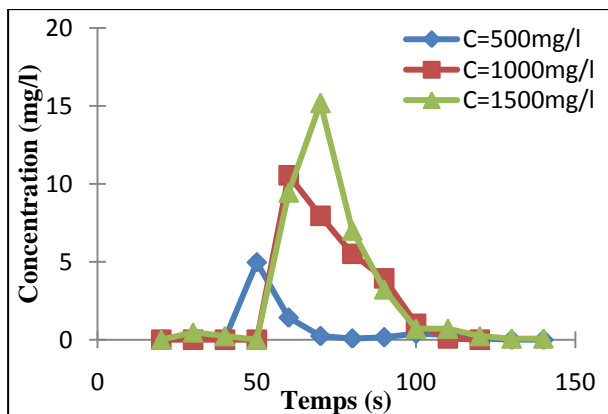


Figure IV.81 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $Q = 1,95$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

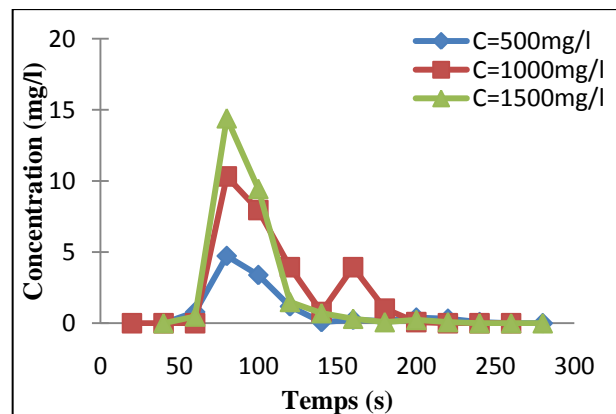


Figure IV.82 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $Q = 1,95$ l/s et pour différentes concentrations initiales.

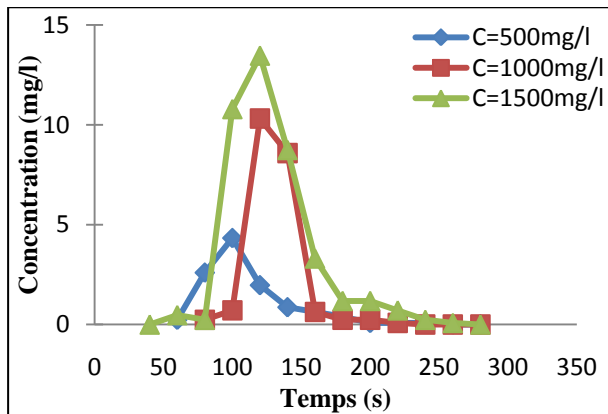


Figure IV.83 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 5\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

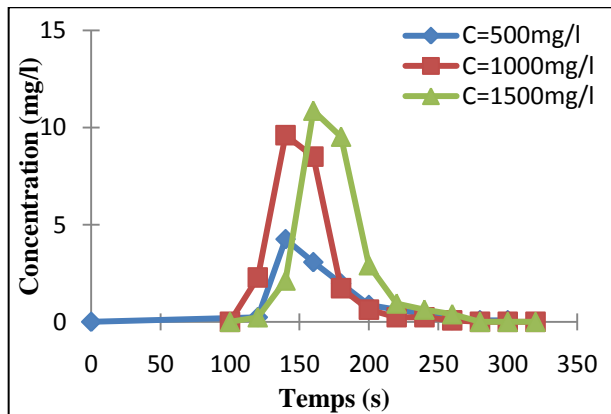


Figure IV.84 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 6\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

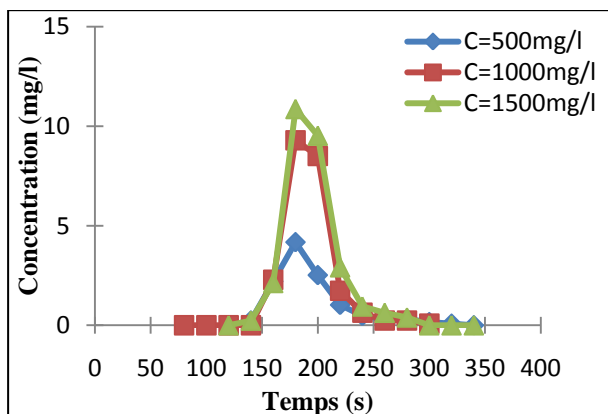


Figure IV.85 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 7\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

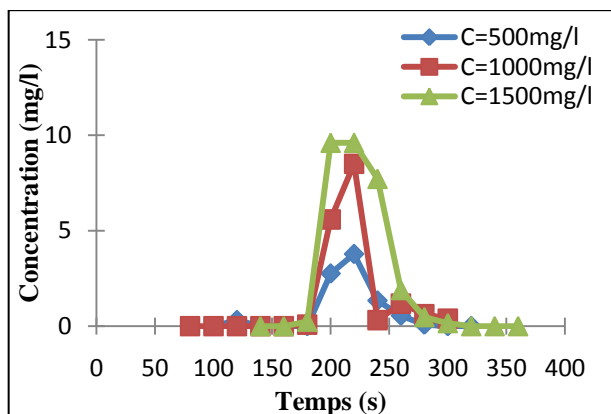


Figure IV.86 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à $x = 8\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

On remarque que :

- Une augmentation de la concentration initiale de polluant provoque l'augmentation des concentrations obtenues pour tous les débits étudiés et à travers toutes les sections du canal.

- Pour un débit donné, le temps d'arrivé des pics est le même, pour les trois concentrations initiales, donc la variation de concentration initiale n'affecte pas la vitesse d'advection.
- Les profils ont la même allure, leurs palier (temps de traversé) est le même pour les trois concentrations ; donc la concentration initiale n'affecte en aucun cas le temps de séjour de polluant.

Pics de concentration :

Les figures suivantes (figures IV.87 ÷ IV.91) présentent une comparaison entre les pics de concentration (concentrations maximales) enregistrés pour les trois cas d'injection de phénol ($C_0=500\text{mg/l}$, $C_0=1000\text{mg/l}$, $C_0=1500\text{mg/l}$) pour les cinq débits étudiés.

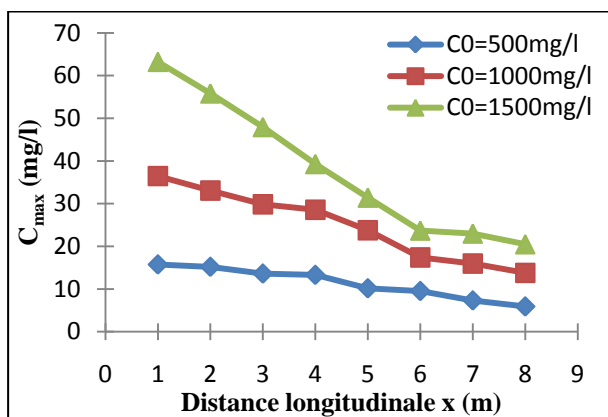


Figure IV.87 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

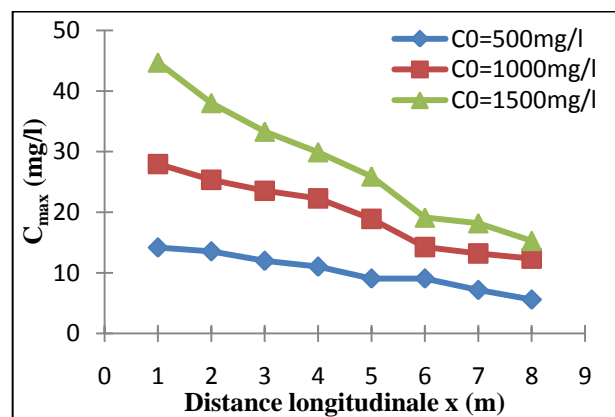


Figure IV.88 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=0,79\text{l/s}$ et pour différentes concentrations initiales.

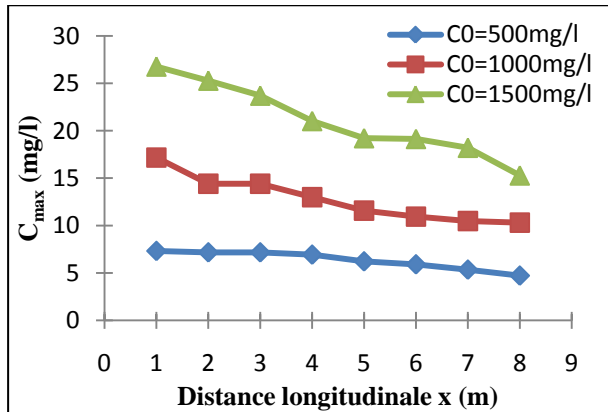


Figure IV.89 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=1,6l/s$ et pour différentes concentrations initiales.

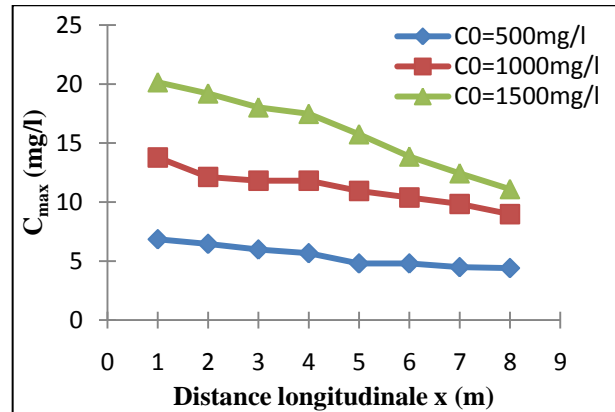


Figure IV.90 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=1,75l/s$ et pour différentes concentrations initiales.

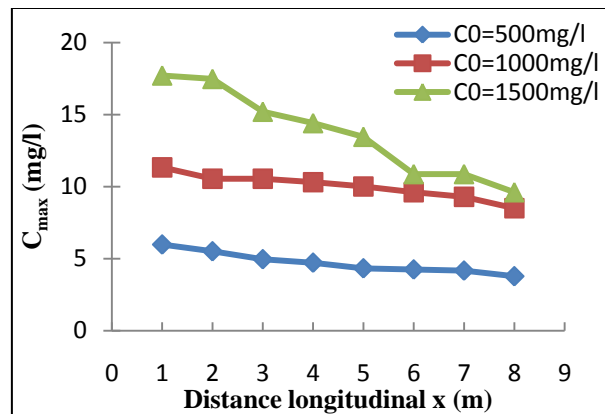


Figure IV.91 : Evolution des pics de concentration dans le sens d'écoulement (x) pour un débit $Q=1,95l/s$ et pour différentes concentrations initiales.

On remarque qu'une augmentation de la concentration initiale provoque une augmentation des pics de concentration pour les cinq débits étudiés.

VI.1.2 Etude du mélange transversal :

Pour la compréhension de processus du mélange transversal, on expose ci-dessous l'évolution latérale (horizontale « y ») de la concentration de phénol, en fonction du temps et à différentes distances en aval de la source de rejet, pour différents débits, pour les trois concentrations de phénol injectée.

a) Pour une concentration du phénol injectée $C_0 = 500\text{mg/l}$:

▪ $Q = 0,52\text{ l/s}$:

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement aux différentes distances horizontales ($y = -20\text{cm}$, $y = -10\text{cm}$, $y = 0$, $y = 10\text{cm}$ et $y = 20\text{cm}$) et à différentes distances du point d'injection ($x = 1\text{m}$ à $x = 8\text{m}$) pour un débit d'écoulement $Q = 0,52\text{ l/s}$, avec une concentration du phénol injecté de 500 mg/l , sont présentés sur les figures (IV.92) ÷ (IV.99).

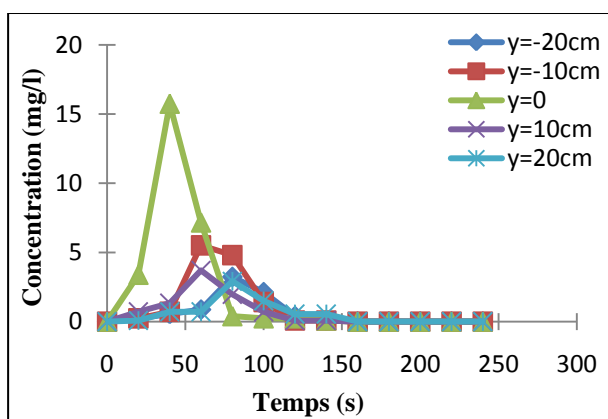


Figure IV.92: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x = 1\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

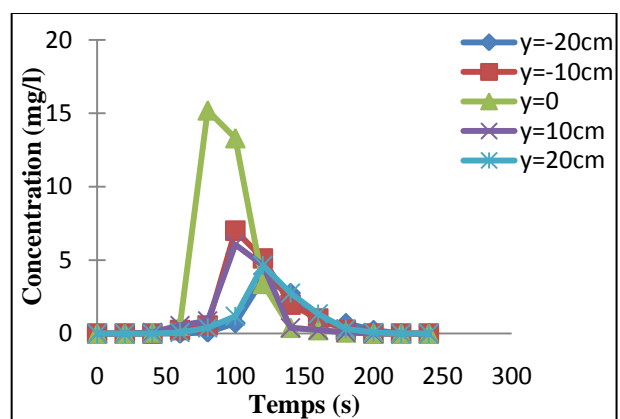


Figure IV.93 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x = 2\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$ - Injection instantanée

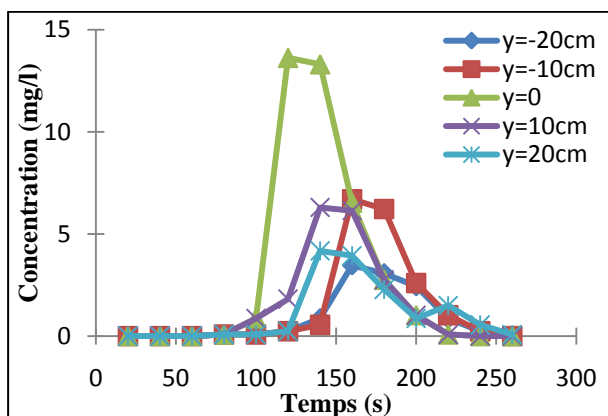


Figure IV.94: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x = 3\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

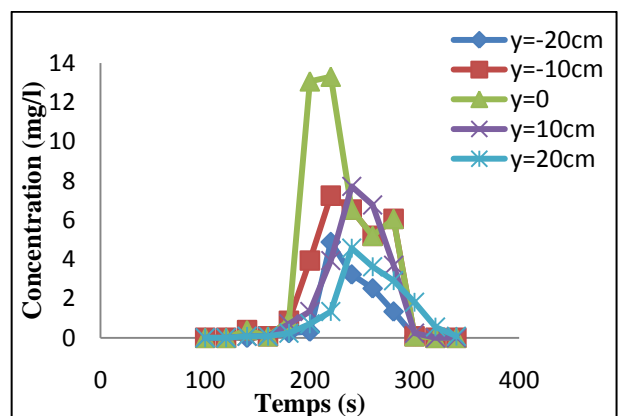


Figure IV.95 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances latérales en fonction du temps à $x = 4\text{m}$ pour $Q = 0,52\text{l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

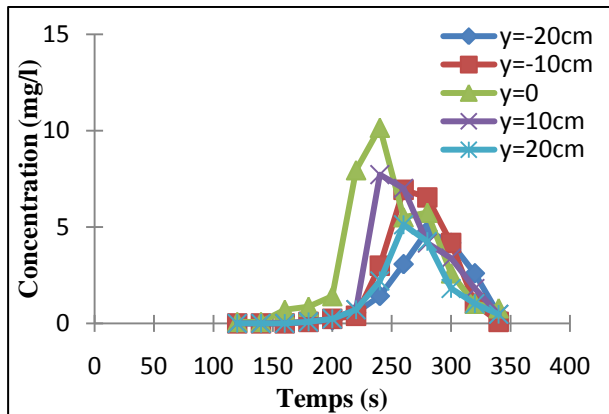


Figure IV.96 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=5m$ pour $Q = 0,52l/s$
 $C_0 = 500mg/l$

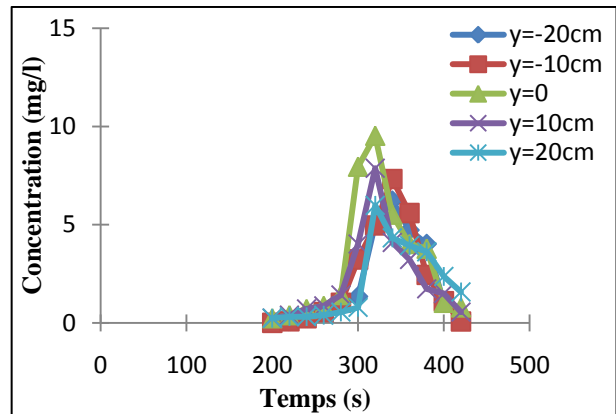


Figure IV.97: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6m$ pour $Q = 0,52l/s$
 $C_0 = 500mg/l$

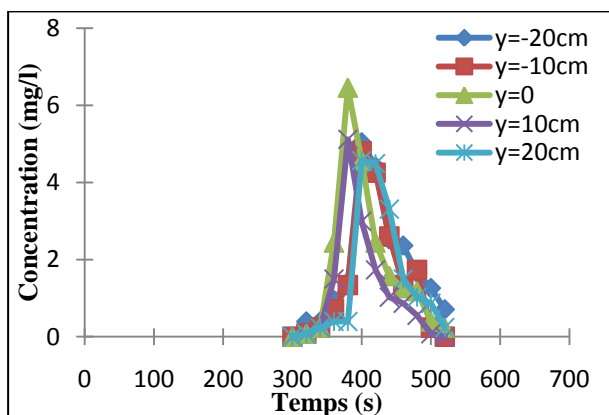


Figure IV.98: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7m$ pour $Q = 0,52l/s$
 $C_0 = 500mg/l$

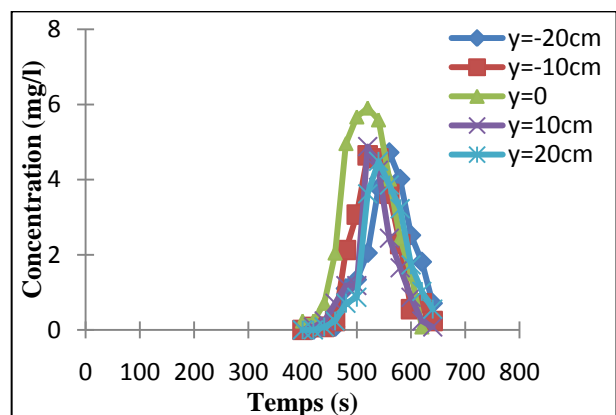


Figure IV.99: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8m$ pour $Q = 0,52l/s$
 $C_0 = 500mg/l$

▪ $Q=1,6\text{l/s}$:

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement aux différentes distances horizontales ($y=-20\text{cm}$, $y=-10\text{cm}$, $y=0$, $y=10\text{cm}$ et $y=20\text{cm}$) et à différentes distances du point d'injection ($x=6\text{m}$, $x=7\text{m}$ et à $x=8\text{m}$) pour un débit d'écoulement $Q=1,6\text{ l/s}$, avec une concentration du phénol injecté de 500 mg/l , sont présentés sur les figures (IV.100) ÷ (IV.102).

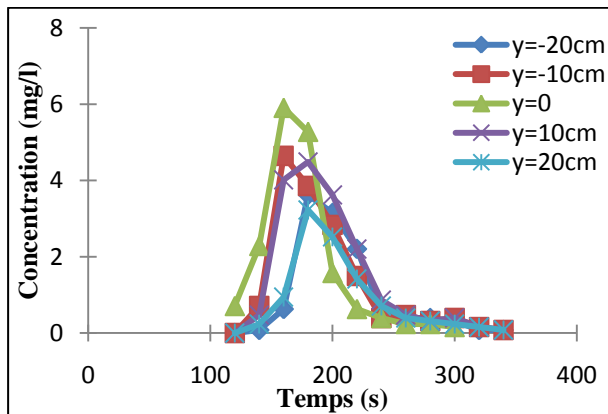


Figure IV.100: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6\text{m}$ pour $Q = 1,6\text{ l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

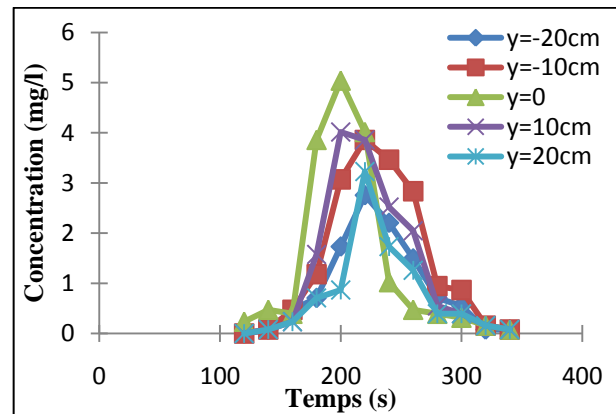


Figure IV.101: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances latérales en fonction du temps à $x=7\text{m}$ pour $Q = 1,6\text{ l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

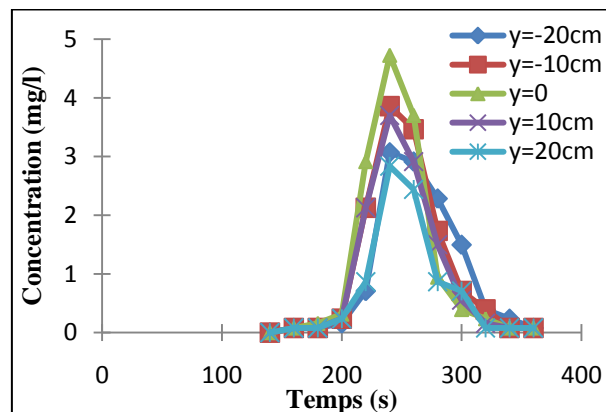


Figure IV.102: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8\text{m}$ pour $Q = 1,6\text{ l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$.

▪ $Q=1,75$ l/s :

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement aux différentes distances horizontales ($y=-20$ cm, $y=-10$ cm, $y=0$, $y=10$ cm et $y=20$ cm) et à différentes distances du point d'injection ($x=6$ m, $x=7$ m et à $x=8$ m) pour un débit d'écoulement $Q=1,75$ l/s, avec une concentration du phénol injecté de 500 mg/l, sont présentés Sur les figures (IV.103) ÷ (IV.105).

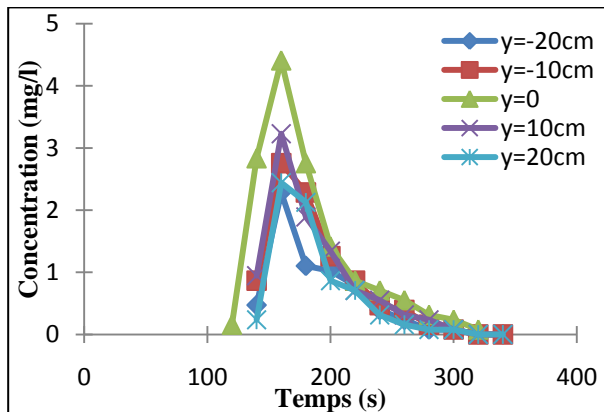


Figure IV.103: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6$ m pour $Q = 1,75$ l/s
 $C_0 = 500$ mg/l

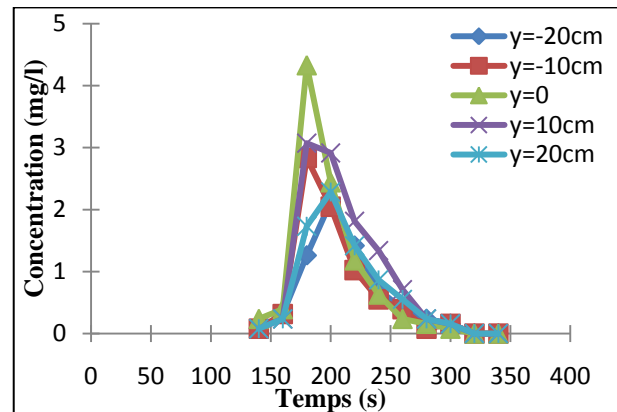


Figure IV.104: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances latérales en fonction du temps à $x=7$ m pour $Q = 1,75$ l/s
 $C_0 = 500$ mg/l

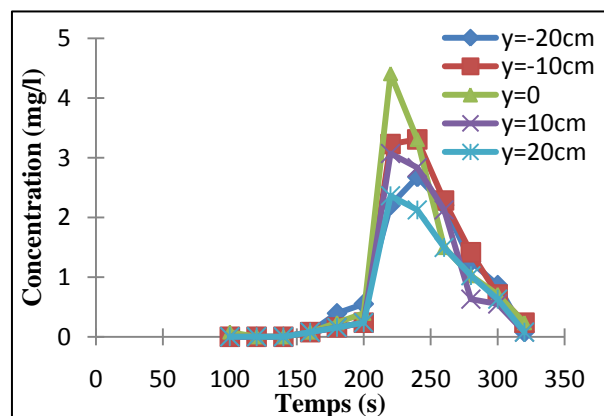


Figure IV.105: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances latérales en fonction du temps à $x=8$ m pour $Q = 1,75$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l

▪ $Q=1,95$ l/s :

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement aux différentes distances horizontales ($y=-20$ cm, $y=-10$ cm, $y=0$, $y=10$ cm et $y=20$ cm) et à différentes distances du point d'injection ($x=1$ m à $x=8$ m) pour un débit d'écoulement $Q=1,95$ l/s, avec une concentration du phénol injecté de 500 mg/l, sont présentés sur les figures (IV.106) ÷ (IV.113).

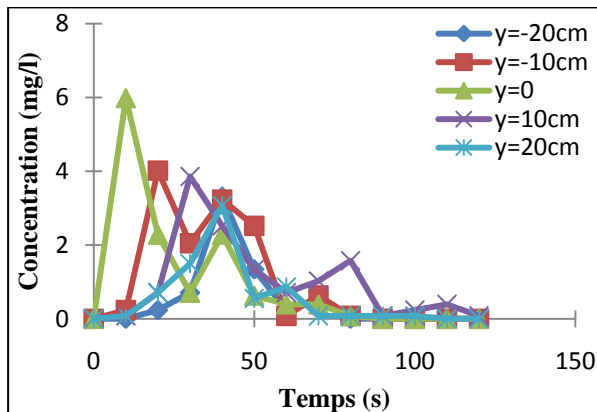


Figure IV.106 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=1$ m pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500$ mg/l

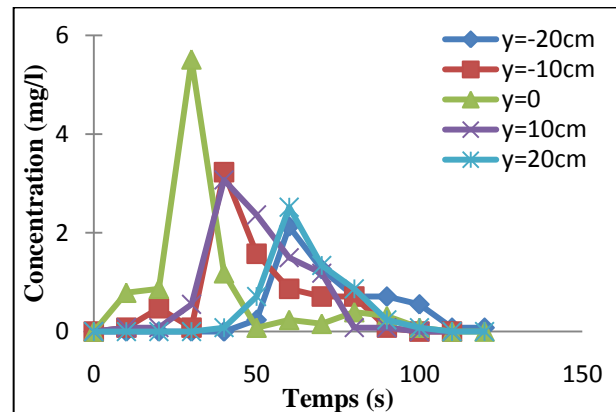


Figure IV.107: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=2$ m pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500$ mg/l

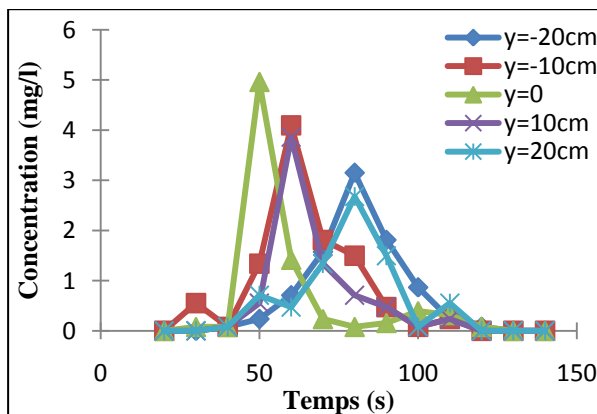


Figure IV.108: Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=3$ m pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500$ mg/l

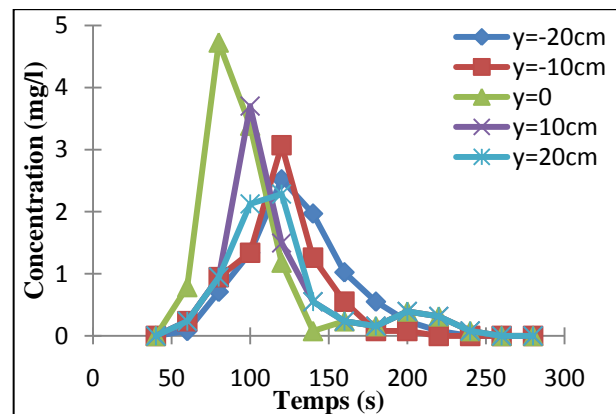


Figure IV.109 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=4$ m pour $Q = 1,95$ l/s $C_0 = 500$ mg/l

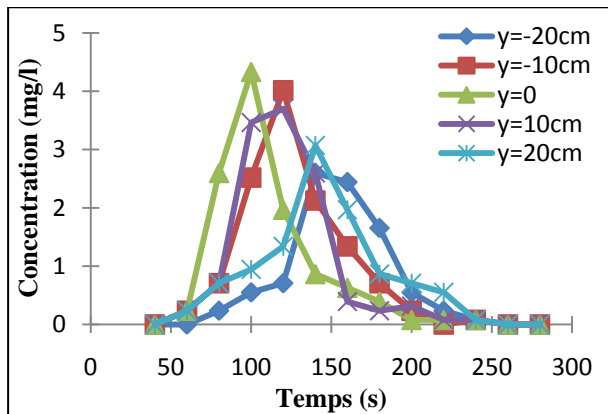


Figure IV.110 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=5\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

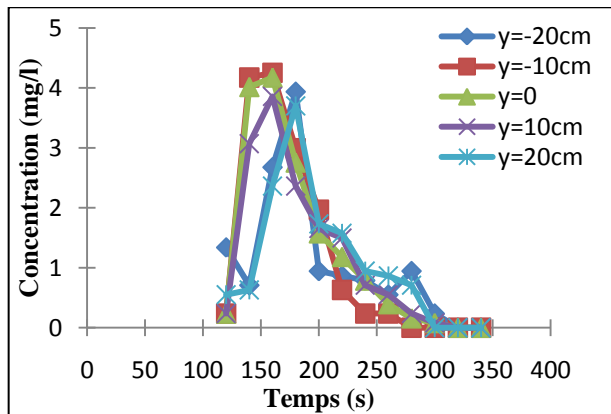


Figure IV.111 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

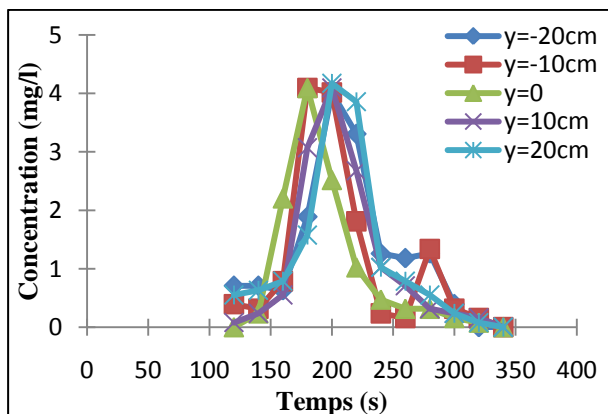


Figure IV.112 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

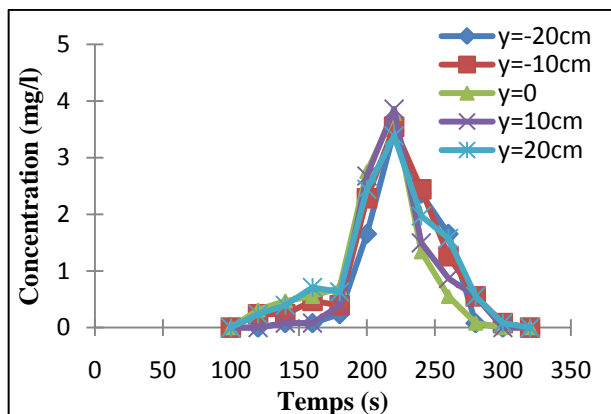


Figure IV.113 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8\text{m}$ pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$
 $C_0 = 500\text{mg/l}$

b) Pour une concentration du phénol $C_0 = 1000\text{mg/l}$:

▪ **$Q=1,6 \text{ l/s}$:**

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement aux différentes distances horizontales ($y=-20\text{cm}$, $y=-10\text{cm}$, $y=0$, $y=10\text{cm}$ et $y=20\text{cm}$) et à différentes distances du point d'injection ($x=6\text{m}$, $x=7\text{m}$ et à $x=8\text{m}$) pour un débit d'écoulement $Q=1,6 \text{ l/s}$, avec une concentration du phénol injecté de 1000 mg/l , sont présentés sur les figures (IV.114) ÷ (IV.116).

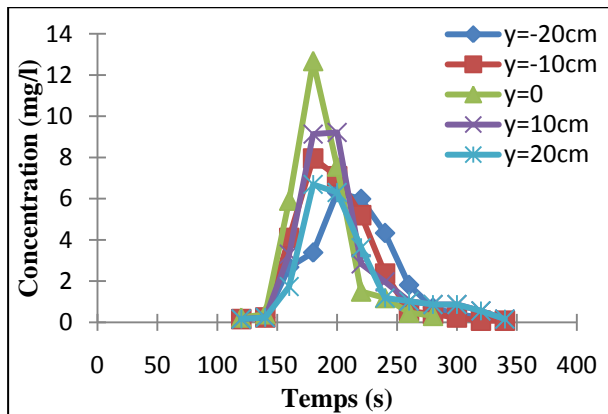


Figure IV.114 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6\text{m}$ pour $Q = 1,6 \text{ l/s}$
 $C_0 = 1\,000\text{mg/l}$

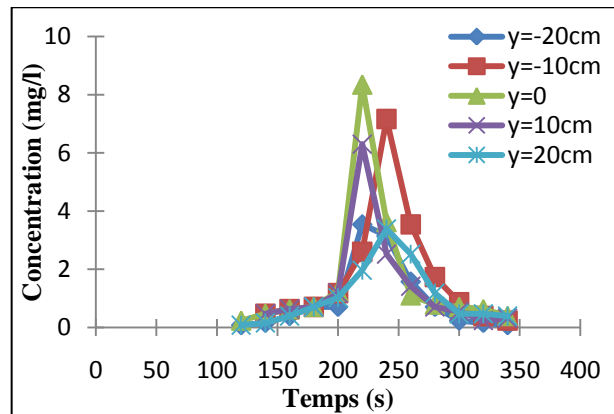


Figure IV.115 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7\text{m}$ pour $Q = 1,6 \text{ l/s}$
 $C_0 = 1\,000\text{mg/l}$

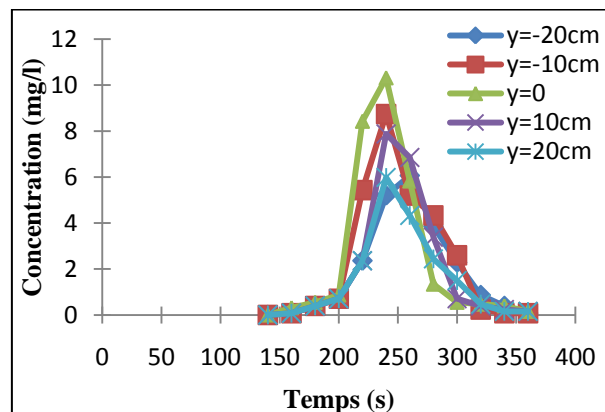


Figure IV.116 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8\text{m}$ pour $Q = 1,6 \text{ l/s}$ $C_0 = 1\,000\text{mg/l}$

c) Pour une concentration du phénol $C_0 = 1\,500\text{mg/l}$:

▪ $Q=0,52 \text{ l/s}$:

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement aux différentes distances horizontales ($y=-20\text{cm}$, $y=-10\text{cm}$, $y=0$, $y=10\text{cm}$ et $y=20\text{cm}$) et à différentes distances du point d'injection ($x=6\text{m}$, $x=7\text{m}$ et à $x=8\text{m}$) pour un débit d'écoulements $Q=0,52 \text{ l/s}$, avec une concentration du phénol injecté de $1\,500 \text{ mg/l}$, sont présentés sur les figures (IV.117) ÷ (IV.119).

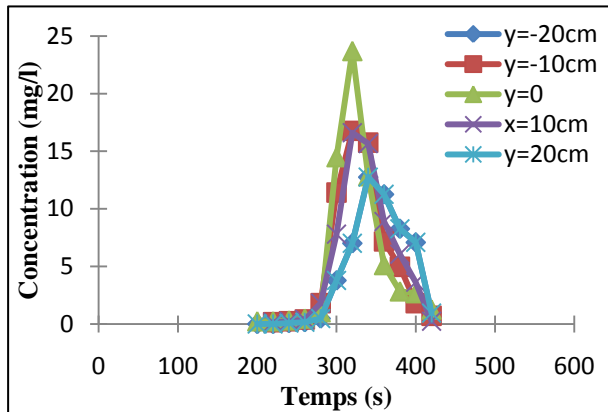


Figure IV.117 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6\text{m}$ pour $Q = 0,52 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1500\text{mg/l}$

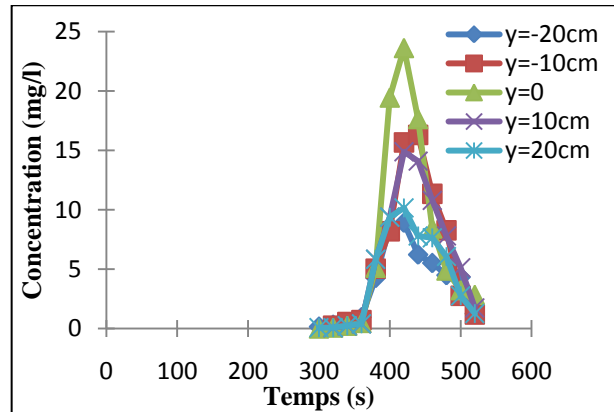


Figure IV.118 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7\text{m}$ pour $Q = 0,52 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1500\text{mg/l}$

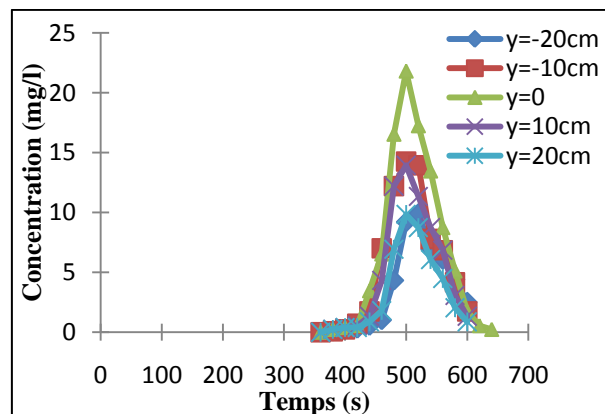


Figure IV.119 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=8\text{m}$ pour $Q = 0,52 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1500\text{mg/l}$.

▪ **Q=1,6l/s :**

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement aux différentes distances latérales ($y=-20\text{cm}$, $y=-10\text{cm}$, $y=0$, $y=10\text{cm}$ et $y=20\text{cm}$) et à différentes distances du point d'injection ($x=6\text{m}$, $x=7\text{m}$ et à $x=8\text{m}$) pour un débit d'écoulement $Q=1,6 \text{ l/s}$, avec une concentration du phénol injecté de 1500 mg/l , sont présentés sur les figures (IV.120) ÷ (IV.122).

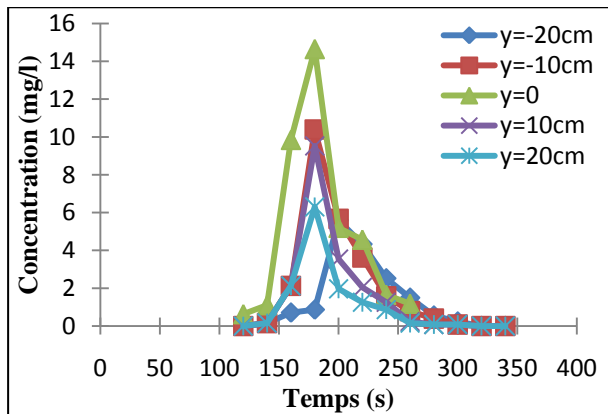


Figure IV.120 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=6\text{m}$ pour $Q = 1,6 \text{ l/s}$ $C_0 = 1\ 500\text{mg/l}$

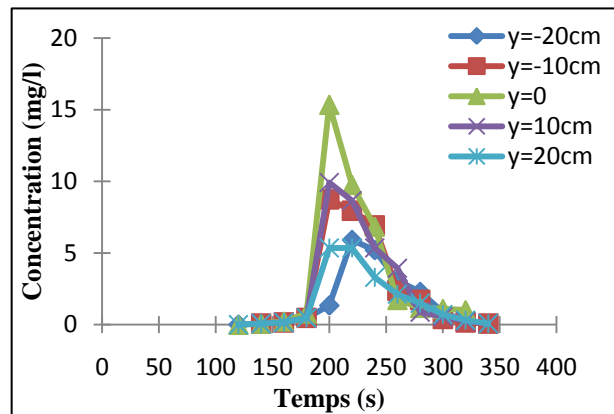


Figure IV.121 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances horizontales en fonction du temps à $x=7\text{m}$ pour $Q = 1,6 \text{ l/s}$ $C_0 = 1\ 500\text{mg/l}$

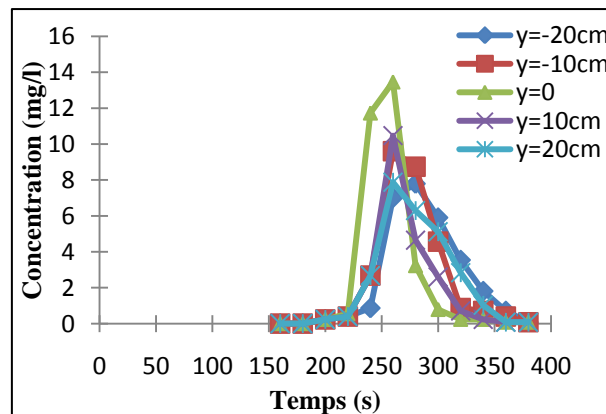


Figure IV.122 : Evolution de la concentration du phénol à différentes distances latérales en fonction du temps à $x=8\text{m}$ pour $Q = 1,6 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1\ 500\text{mg/l}$

Remarques et interprétations :

D'après les figures ci-dessus (figures (IV.92) ÷ (IV.122)), on remarque pour les trois cas d'injection de phénol ($C_0 = 500\text{mg/l}$, $C_0=1000\text{mg/l}$ et $C_0=1\ 500\text{mg/l}$) et pour les différents débits d'écoulement étudiés, qu'il ya un gradient horizontal de concentration ; les profils de concentration sont alors plus importants au centre ($y=0$) qu'au les deux autres coté du canal. En allant vers l'aval, la distribution de concentration devient de plus en plus indépendante de la direction latérale et sera plus uniforme et homogène, cela peut être expliqué par la manifestation du phénomène de mélange transversal dominé par la diffusion.

VI.1.2.1 Influence de débit sur le mélange transversal :

Pour déterminer l'influence de débit sur la distribution latérales des concentrations, en fait une étude comparative entre les profils issus pour deux débits : $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{l/s}$ pour une concentration initiales $C_0=500\text{mg/l}$. (Figures (VI.123) ÷ (IV.127)).

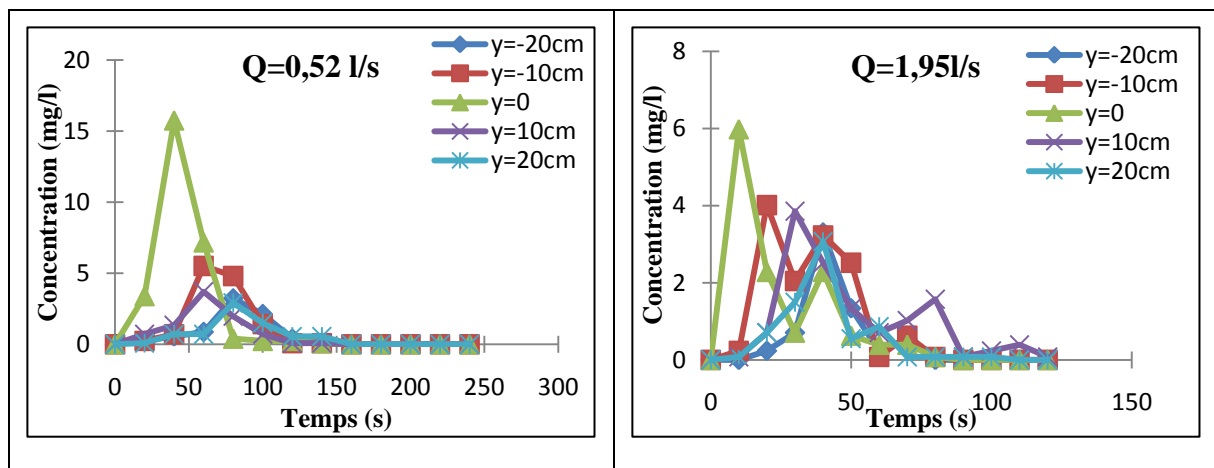


Figure IV.123 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=1\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$.

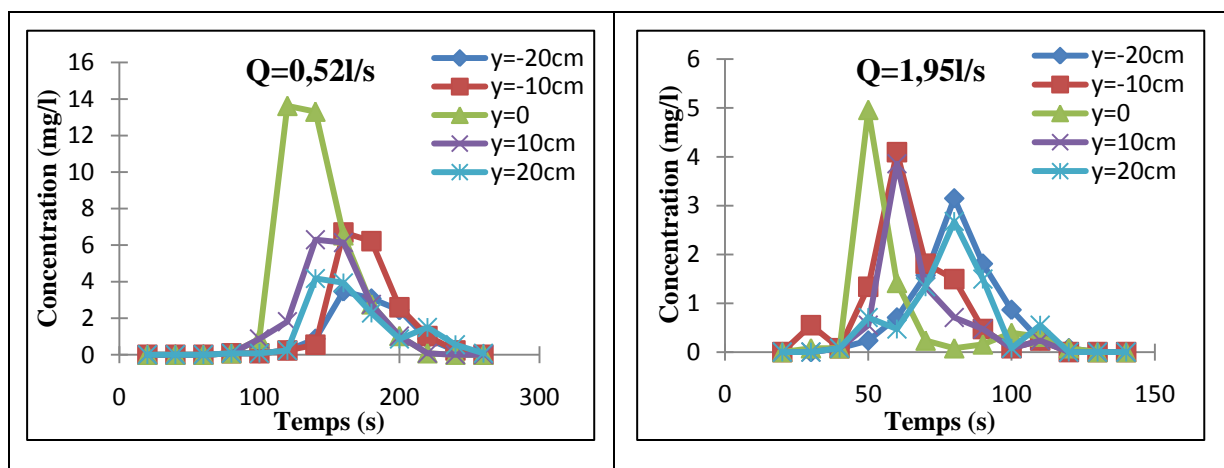


Figure IV.124 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=3\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$.

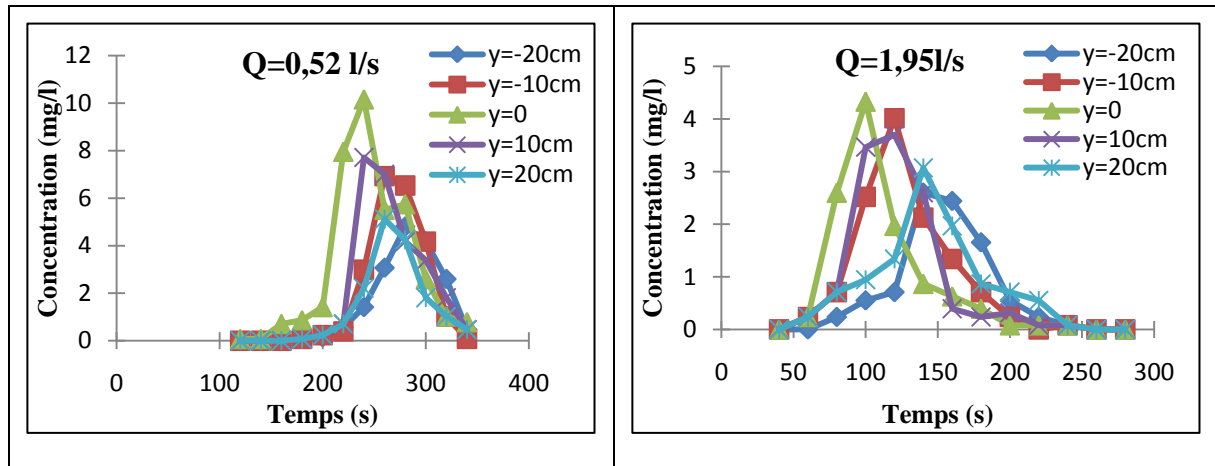


Figure IV.125 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=5\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$.

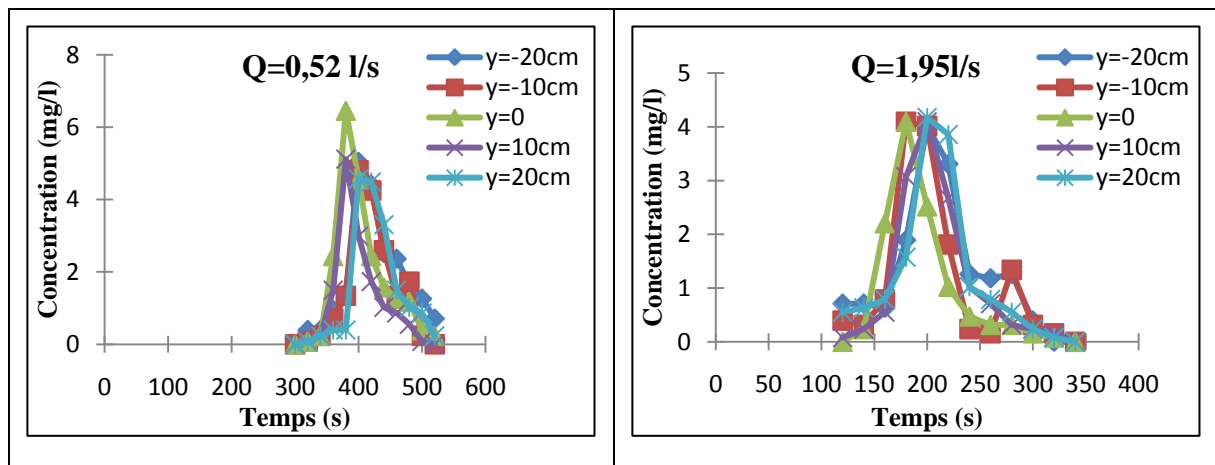


Figure IV.126 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=7\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$.

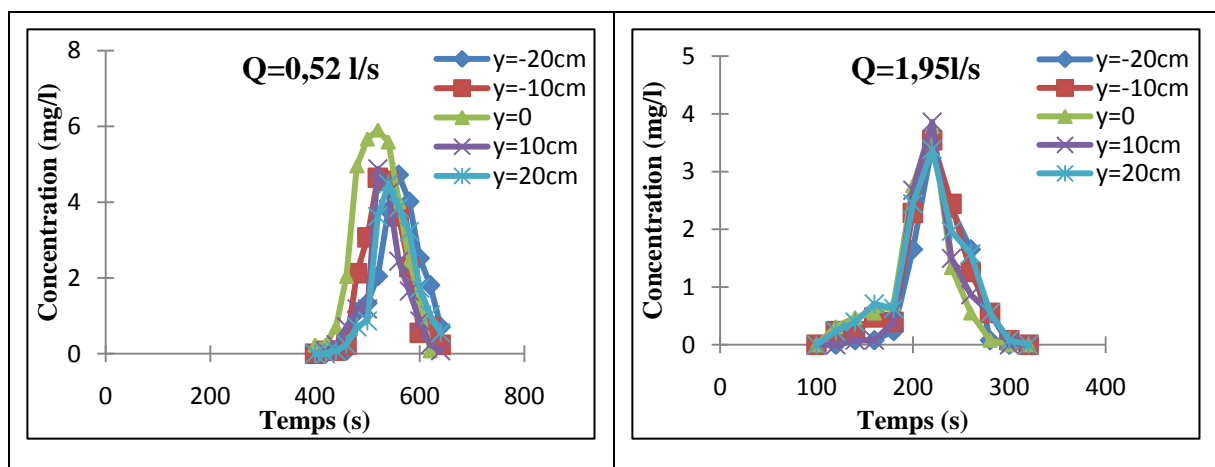


Figure IV.127 : Profils de concentration pour différentes distances horizontales (y) pour $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ à $x=8\text{m}$ avec $C_0=500\text{mg/l}$.

Interprétation :

D'après les figure ci-dessus, on remarque que pour le débit $Q=1,95\text{l/s}$, l'homogénéité des profils de concentrations pour différentes distances horizontales (y) est plus important que pour le débit $Q=0,52\text{l/s}$; à $x=8\text{m}$ (figure 127), le gradient horizontal de la concentration pour $Q=0,52\text{l/s}$ est plus important que celui pour $Q=1,95\text{l/s}$, où le gradient est quasiment nulle, cela signifie que le polluant a été complètement mélangé transversalement et la distribution de la concentration est uniforme et homogène horizontalement.

On peut conclure alors que le mélange transversal est susceptible à la variation de débit ; une augmentation de débit provoque l'augmentation de taux de mélange transversal.

VI.1.2.2 Influence de la quantité du polluant (C_0) sur le mélange transversal :

Pour déterminer l'influence de la concentration initiale sur le mélange transversal, on fait une analyse comparative entre les profils de concentrations obtenus aux ($x=6\text{m}$, $x=7\text{m}$ et $x=8\text{m}$) et à plusieurs distances horizontales (y), pour un écoulement ayant un débit $Q=0,52\text{l/s}$ pour deux concentrations initiales $C_0=500\text{mg/l}$ et $C_0=1500\text{mg/l}$:

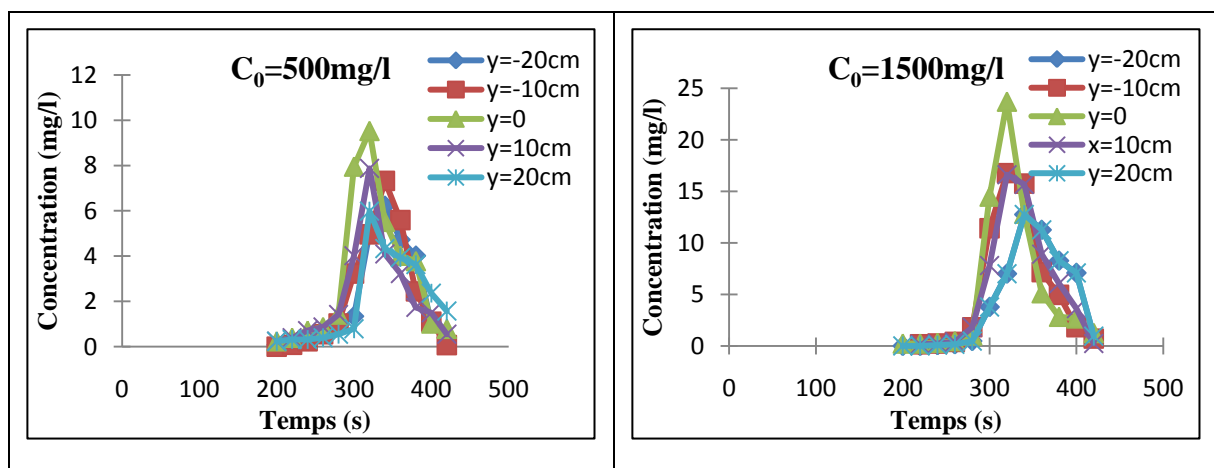


Figure IV. 128: Profils de concentrations observées pour différentes distances horizontales (y) à $x=6\text{m}$ pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ pour $C_0=500\text{mg/l}$ et $C_0=1500\text{mg/l}$.

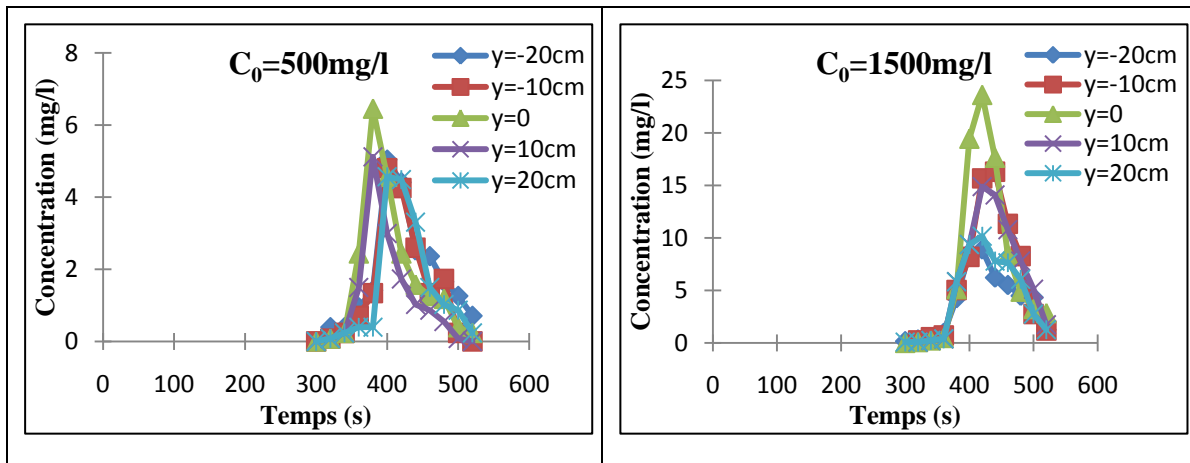


Figure IV. 129: Profils de concentrations observées pour différentes distances horizontales (y) à $x=7\text{m}$ pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ pour $C_0=500\text{mg/l}$ et $C_0=1500\text{mg/l}$.

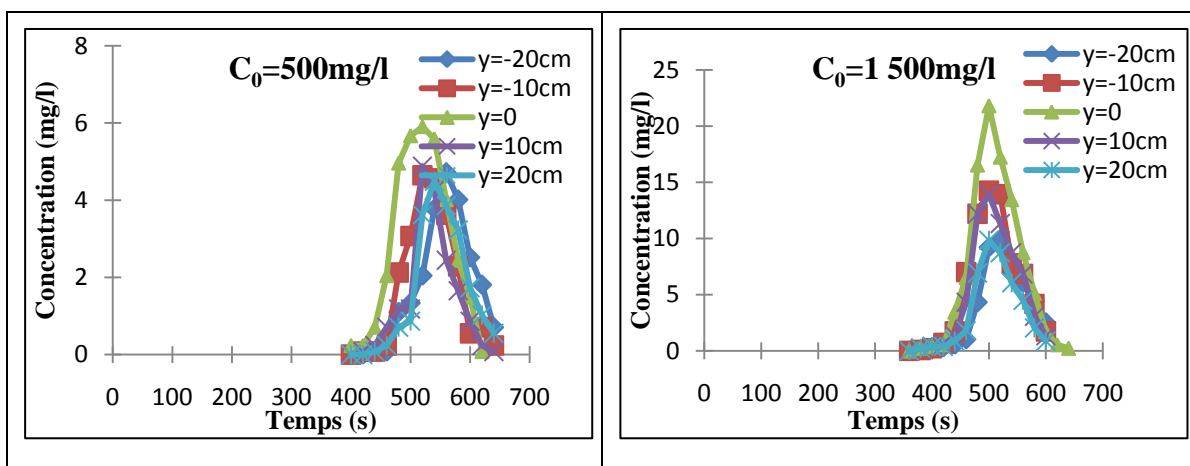


Figure IV. 130 : Profils de concentrations observées pour différentes distances horizontales (y) à $x=8\text{m}$ pour un débit $Q=0,52\text{l/s}$ pour $C_0=500\text{mg/l}$ et $C_0=1500\text{mg/l}$.

Interprétation :

On remarque que le gradient horizontal de concentration des profils issus d'une injection de phénol avec $C_0=1500\text{mg/l}$ est plus important que pour $C_0=500\text{mg/l}$, c'est-à-dire que cette quantité de pollution a été bien mélangée et diluée et la distribution de concentration est plus homogène et uniforme latéralement pour $C_0=500\text{mg/l}$ que pour $C_0=1500\text{mg/l}$, le mélange favorise alors des quantités faibles.

VI.1.3 Isoconcentrations :

Pour une visualisation meilleure des procédés de transport (dispersion longitudinale et mélange transversal) on propose une analyse des isoconcentrations pour deux débits $Q=0,52\text{l/s}$ et $Q=1,95\text{ l/s}$ pour une concentration initiale $C_0=500\text{mg/l}$.

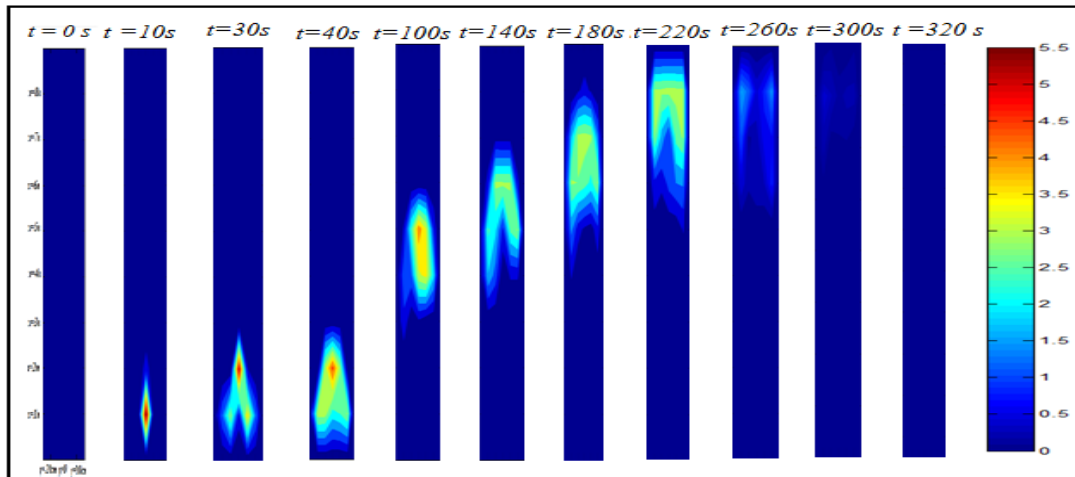
a) Isoconcentrations à la surface libre pour $Q=1,95\text{l/s}$ et $C_0=500\text{mg/l}$:

Figure IV.131 : Isoconcentration à plusieurs instants pour $Q=1,95\text{l/s}$, $C_0=500\text{mg/l}$.

b) Isoconcentration à la surface libre pour $Q=0,52$ l/s et $C_0=500$ mg/l :

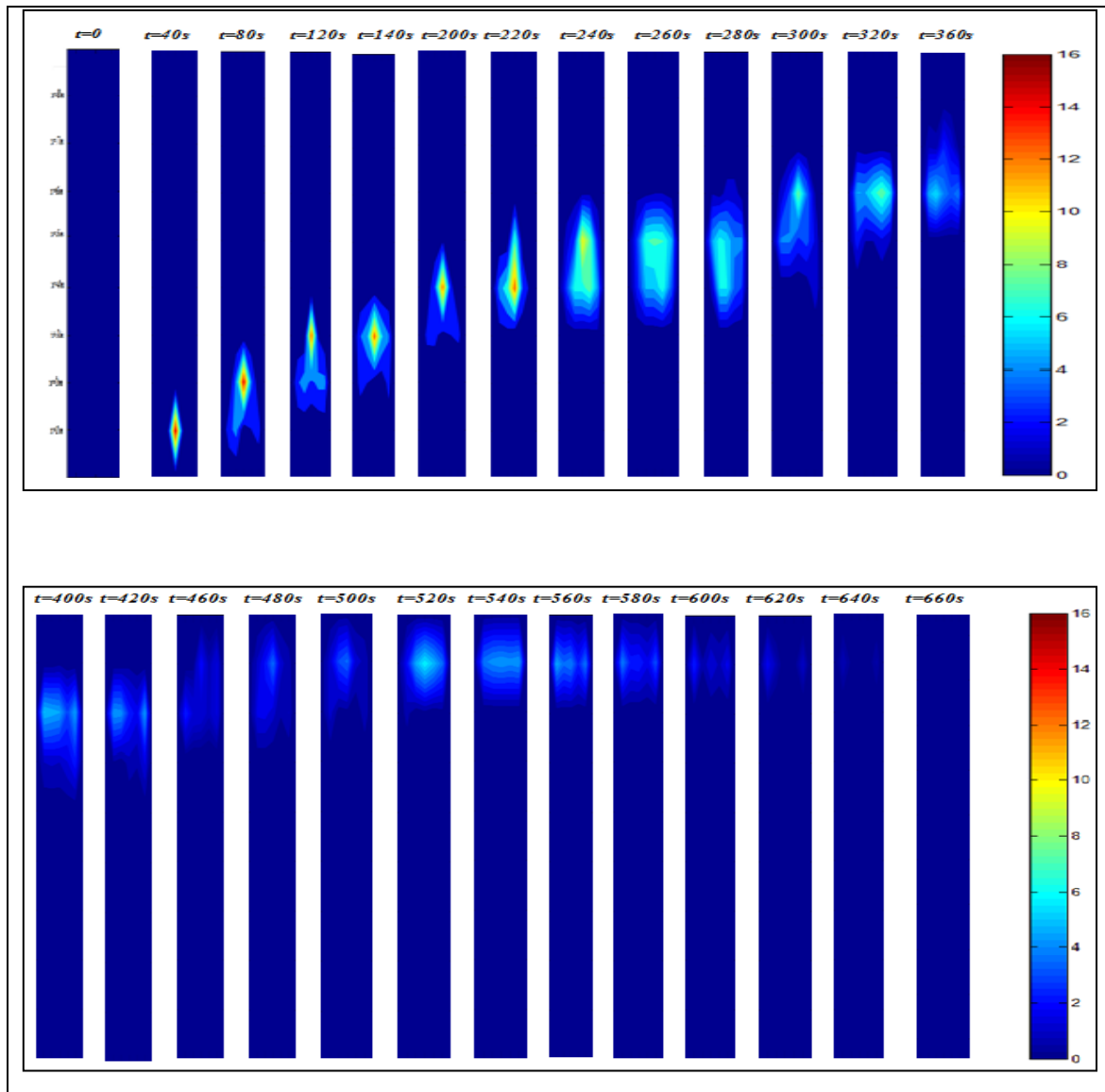


Figure IV.132: Isoconcentration à plusieurs instants pour $Q=0,52$ l/s et $C_0=500$ mg/l

IV.1.3.1 Analyse des isoconcentrations :

D'après les images précédentes (Figure IV.133 et IV.134) , on remarque :

- Un déplacement de nuage de polluant avec une expansion dans les deux directions horizontale et longitudinale.
- Le nuage de polluant a une forme d'un fer à cheval dans la zone à proximité de l'injection, en allant vers l'aval, le nuage occupe une surface plus importante

latéralement et longitudinalement, et la concentration diminue et devient plus uniforme et homogène.

- Au figure IV.134 et aux instants $t=320s$, $t=400s$ et $460s$, une dissymétrie de la distribution du nuage de polluant a été observée.
- Le nuage fini par quitter le domaine.

Discussion :

Le déplacement du nuage est due au phénomène ***d'advection***, tandis que son écrasement et étirement dans les deux directions est causé par le phénomène de diffusion et de l'influence de profil horizontal de vitesse.

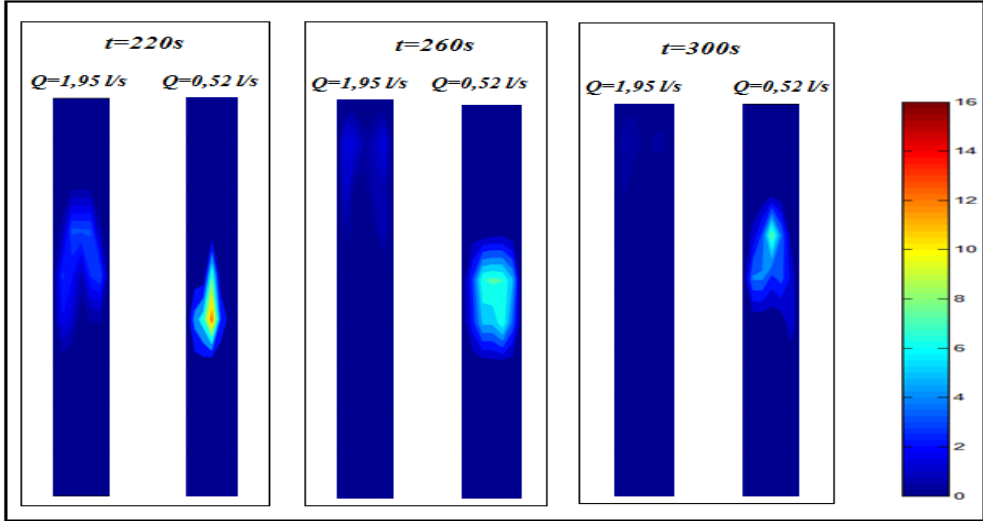
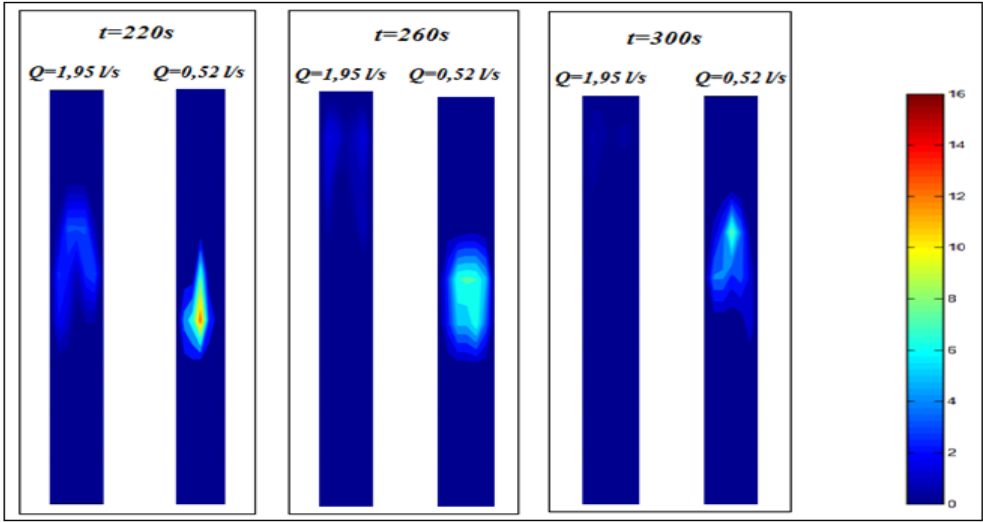
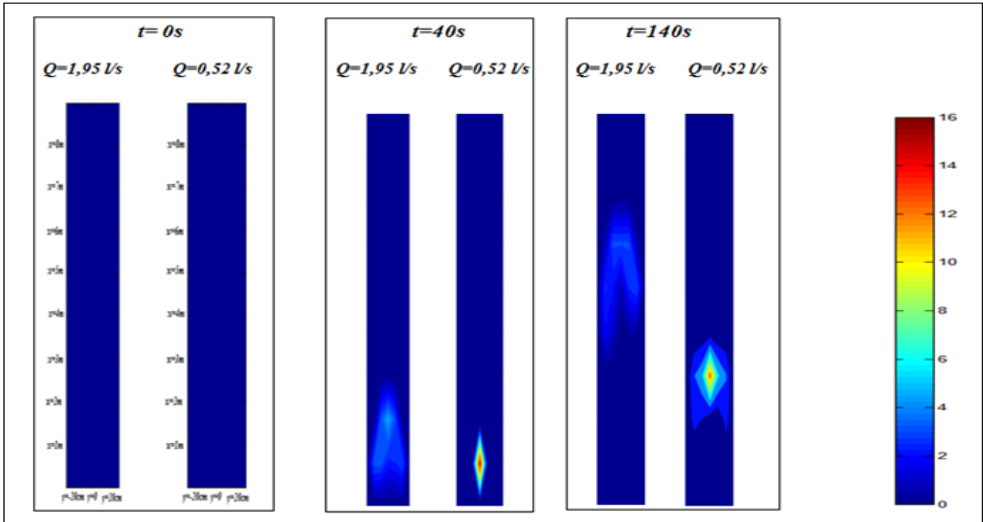
La forme du nuage d'un fer à cheval dans la zone près de l'injection est causé par la non uniformité de profil horizontal de vitesse¹.

La dissymétrie de la distribution du nuage de polluant enregistré peut être expliqué par la non uniformité de la pente transversale du canal qui n'est pas parfaitement horizontale à cette section, donc le nuage favorise le sens qui apparait à l' image.

IV.1.3.2 Comparaison entre les isoconcentration ($Q=1,95l/s$ et $Q=0,52l/s$) :

Pour visualiser l'influence de débit sur l'évolution du polluant, on met les images à une échelle analogue, la figure suivant présente une comparaison quantitative des nuages observés par l'injection du phénol avec une concentration initiale $C_0=500mg/l$, dans deux écoulements ayant pour débits $Q=0,52l/s$ et $Q=1,95 l/s$ pour plusieurs instants.

¹ il n'existe pas un profil transversale de vitesse (Gharbi, 1999 ;Chanson, 2004 ; Moudhry,2008) ; la vitesse est maximale au centre (à $y=0$) et minimale aux deux bords du canal.



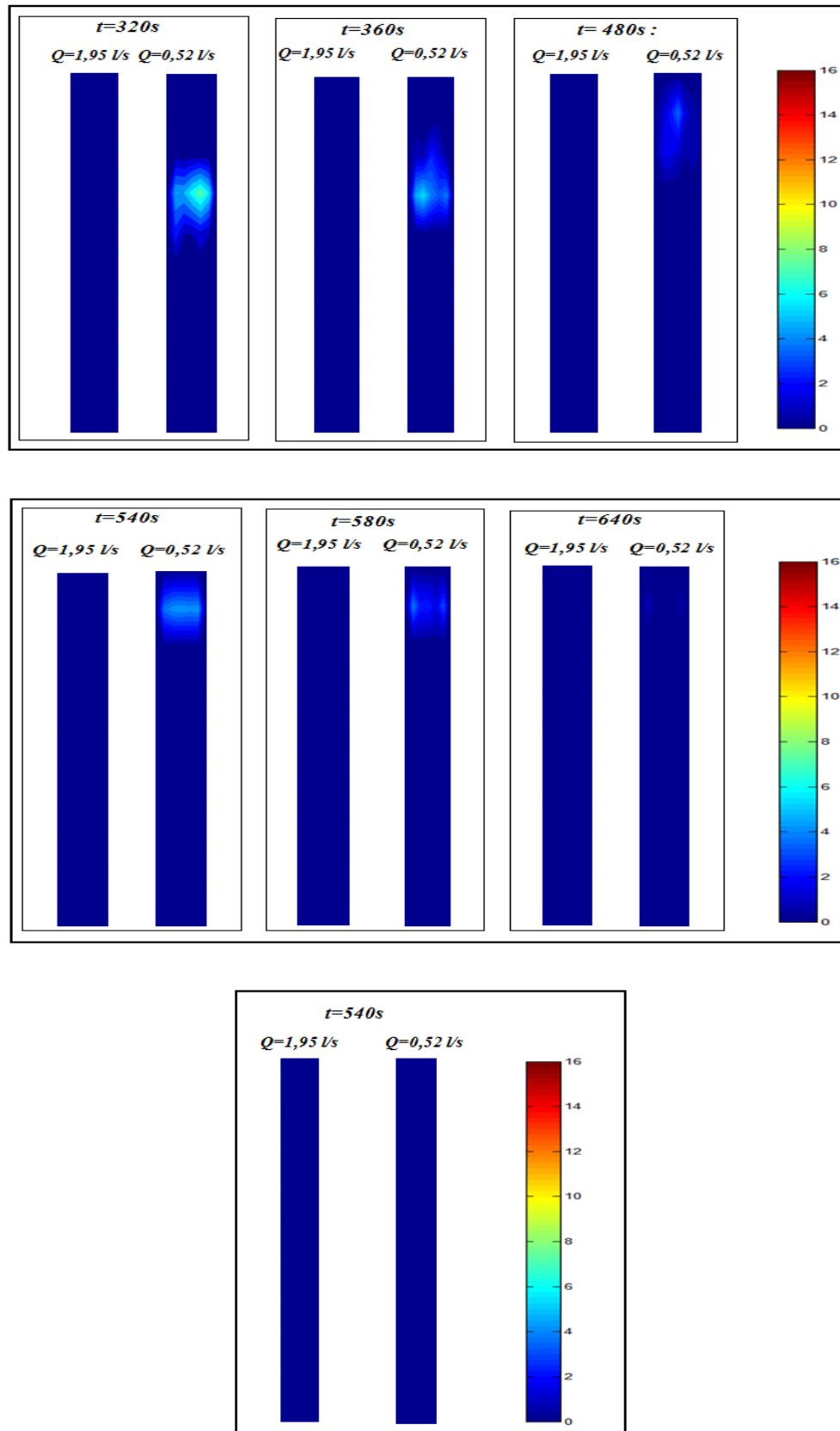


Figure IV.133 : Comparaison entre les isoconcentrations à plusieurs instants pour $Q=0,52 \text{ l/s}$ et $Q=1,95 \text{ l/s}$ ($C_0=500 \text{ mg/l}$)

Remarque et interprétation :

D'après les images ci-dessus, on remarque que :

- Les valeurs de concentration sont moins importantes pour $Q=1,95$ l/s que pour $Q=0,52$ l/s.
- Le nuage se déplace plus tardivement pour $Q=0,52$ l/s que pour $Q=1,95$ l/s :

A $t= 320$ s : pour $Q=1,95$ l/s, le nuage a quitté définitivement le domaine, tandis que pour $Q=0,52$ l/s, il en reste encore, globalement, nous retrouvons un temps de séjour plus important et un nuage convecté moins rapidement pour le débit $Q=0,52$ l/s.

- L'expansion latérale du nuage se produit plus rapidement pour $Q=1,95$ l/s.
- Le taux d'écrasement de la concentrations est plus important pour $Q=0,52$ l/s.

Interprétation :

La croissance de débit engendre :

- Une augmentation de taux de dilution, donc on aura des concentrations plus faibles pour des débits plus grands.
- Une augmentation de la vitesse de courant et par conséquent l'advection, donc le nuage quitte plus rapidement le domaine pour des valeurs des débits élevées.
- Une augmentation de nombre de Reynolds, et par conséquent la *turbulence*, le taux de mélange transversale engendré par la diffusion croît alors et le nuage s'étire dans la direction latérale.
- Une diminution du temps de séjours de polluant, la dispersion sera donc minimale.

IV.2 Injection continue :

L'injection de phénol se fait en continue et dure jusqu'à la fin de tous les prélèvements avec un débit constant de 25 ml/s.

IV.2.1 Prélèvements au centre ($y=0$) pour différentes distances du point d'injection :**a) Pour une concentration initiale du phénol $C_0 = 500$ mg/l**

Les profils de la concentration obtenus expérimentalement à différentes distances de l'origine (point d'injection du polluant) pour différents débits d'écoulement et avec une

concentration du phénol injecté de 500mg/l, sont présentés sur les figures (IV.134) ÷ (IV.140) :

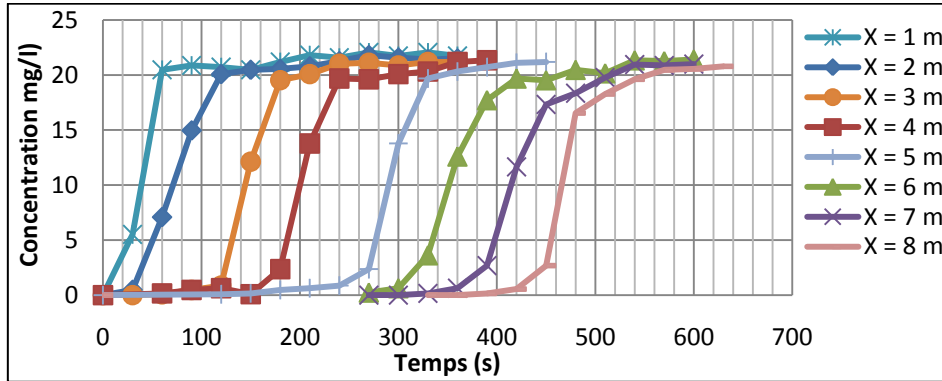


Figure IV.134 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 0,52$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l - Injection continue de pollution.

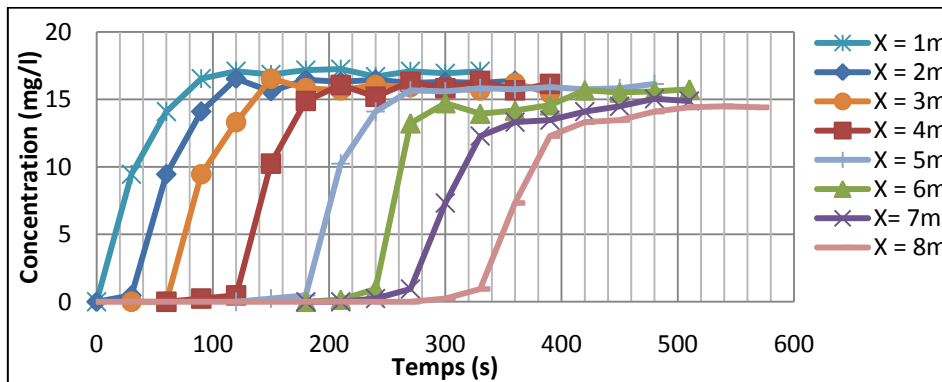


Figure IV.135 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 0,79$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l - Injection continue de pollution.

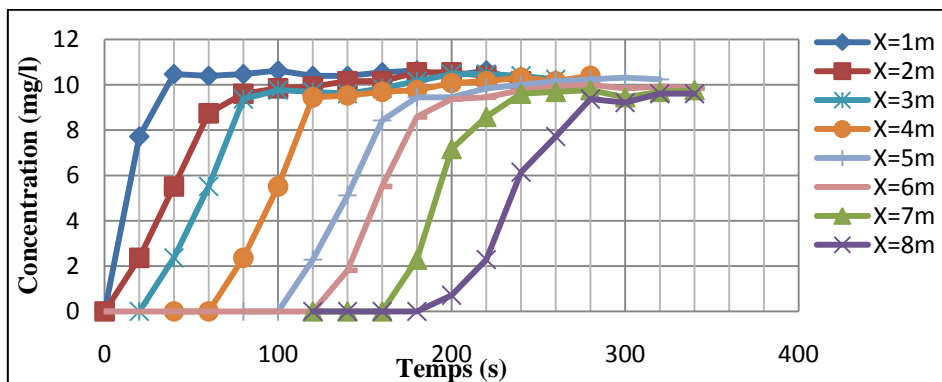


Figure IV.136 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 500$ mg/l - Injection continue de pollution.

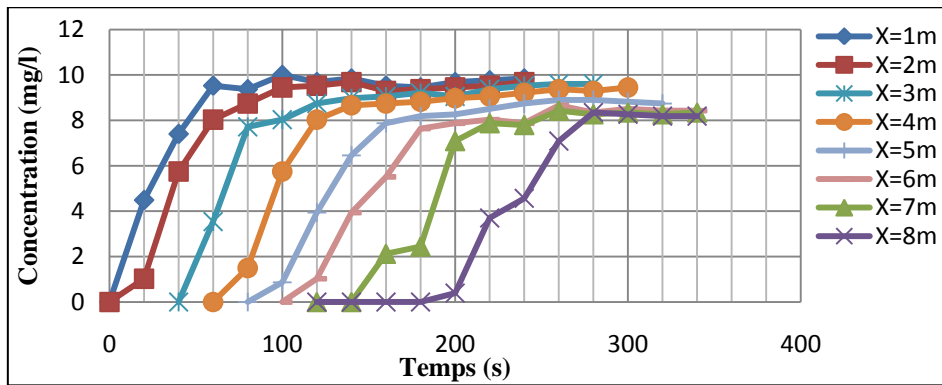


Figure IV.137 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,75 \text{ l/s}$ et $C_0 = 500\text{mg/l}$ - Injection continue de pollution.

b) Pour une concentration initiale du phénol $C_0 = 1000\text{mg/l}$

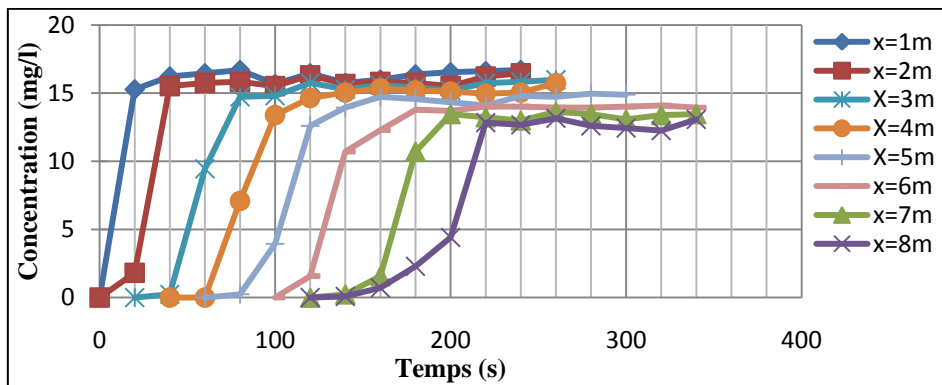


Figure IV.138 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,75 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1000\text{mg/l}$ - Injection continue de pollution.

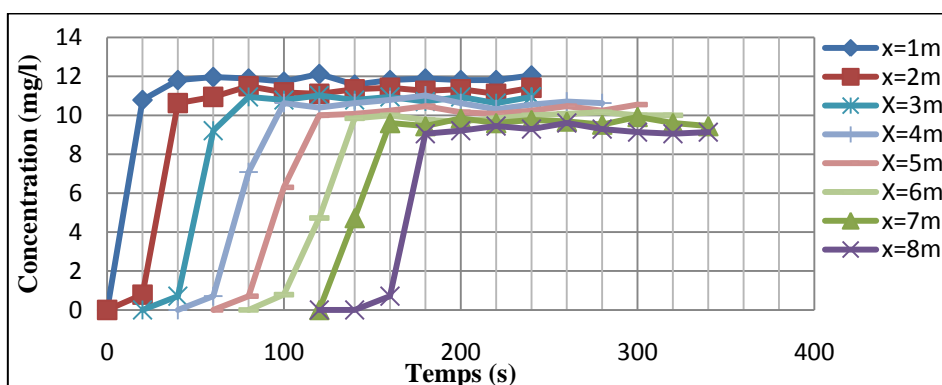


Figure IV.139 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,95 \text{ l/s}$ et $C_0 = 1000\text{mg/l}$ - Injection continue de pollution.

c) Pour une concentration initiale du phénol $C_0 = 1500\text{mg/l}$

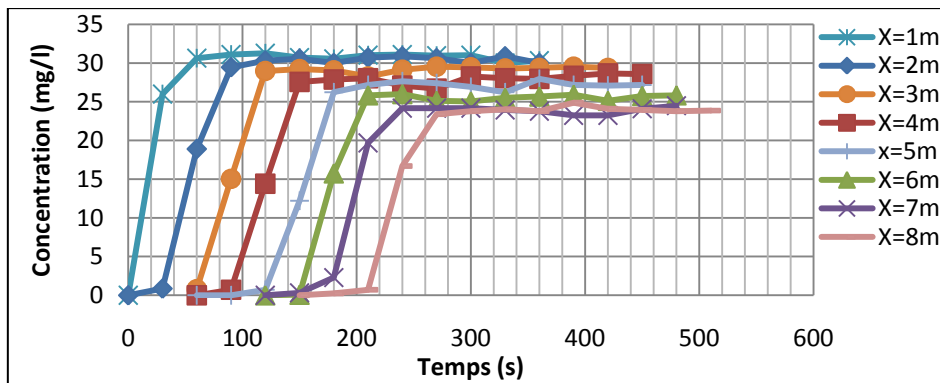


Figure IV.140 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes sections longitudinales pour $Q = 1,6$ l/s et $C_0 = 1500\text{mg/l}$ - Injection continue de pollution.

On remarque pour toutes les sections (x_i), une augmentation rapide des concentrations avant qu'elle devienne de plus en plus constante avec une certaine fluctuation autour d'une valeur moyenne.

La montée rapide correspond à la période convective. Alors que la stabilisation signifie que le polluant a été totalement dilué et mélangé, c'est la période de dominance de la dispersion longitudinale de polluant.

IV.2.2 Prélèvements pour différentes distances latérales :

a) Pour une concentration initiale du phénol $C_0 = 500\text{mg/l}$:

Les figures (IV.141) ÷ (IV.144) donnent les profils de la concentration du phénol obtenus expérimentalement pour différentes distances horizontales à $x=6\text{m}$ et $x=7\text{m}$ de points de prélèvement, pour différents débits d'écoulement et avec une concentration du phénol injecté de 500mg/l .

▪ $Q=0,52\text{l/s}$:

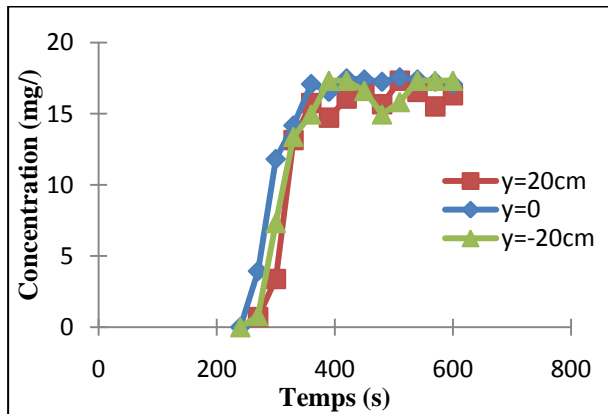


Figure IV.141 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6\text{m}$ pour $Q=0,52\text{ l/s}$ et $C_0=500\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

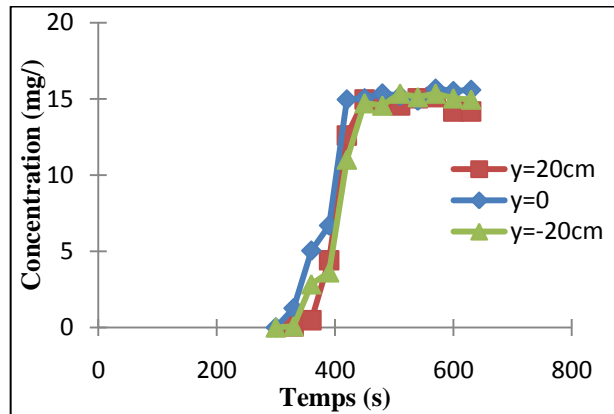


Figure IV.142 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7\text{m}$ pour $Q=0,52\text{ l/s}$ et $C_0=500\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

▪ $Q=1,95\text{l/s}$:

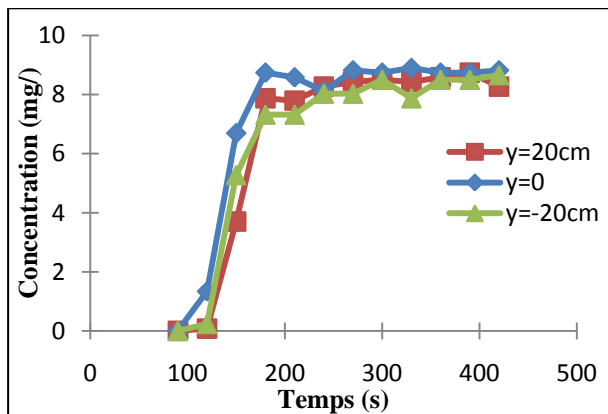


Figure IV.143 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6\text{m}$ pour $Q=1,95\text{ l/s}$ et $C_0=500\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

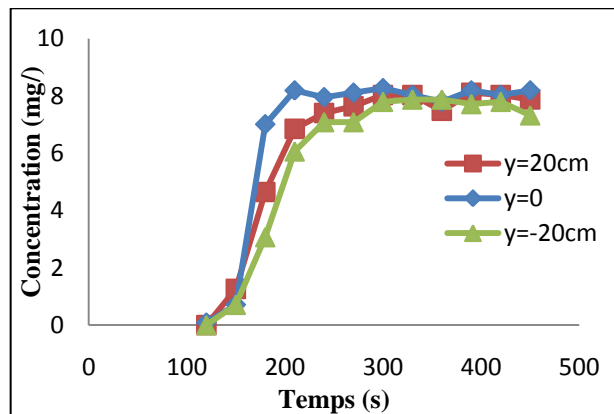


Figure IV.144 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7\text{m}$ pour $Q=1,95\text{ l/s}$ et $C_0=500\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

b) Pour une concentration initiale du phénol $C_0=1000\text{mg/l}$:

Les figures (IV.145) ÷ (IV.148) donnent les profils de la concentration du phénol obtenus expérimentalement pour différentes distances latérales à $x=6\text{m}$ et $x=7\text{m}$ de points d'injection, pour différents débits d'écoulement et avec une concentration du phénol injecté de 1000 mg/l .

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

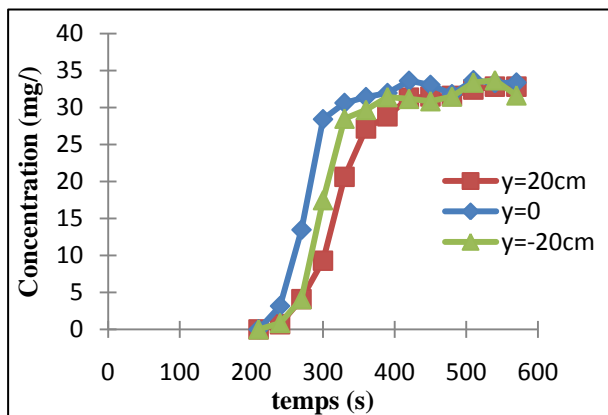


Figure IV.145 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6\text{m}$ pour $Q=0,52\text{ l/s}$ et $C_0=1000\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

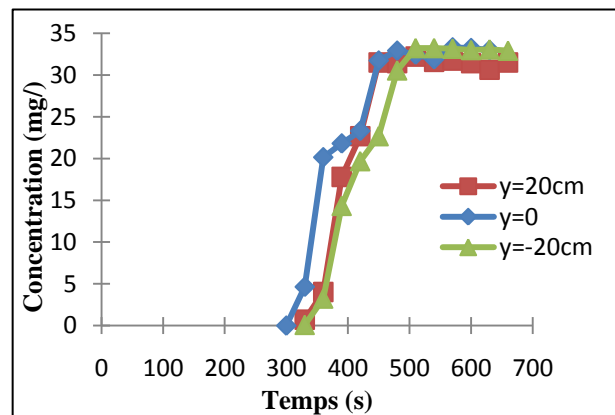


Figure IV.146 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7\text{m}$ pour $Q=0,52\text{ l/s}$ et $C_0=1000\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

- $Q=1,6\text{l/s}$:

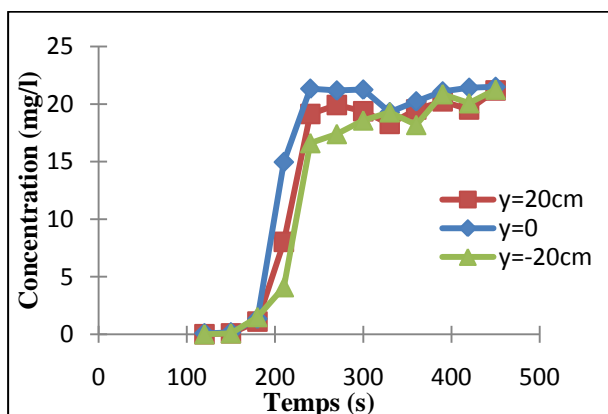


Figure IV.147 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=6\text{m}$ pour $Q=1,6\text{ l/s}$ et $C_0=1000\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

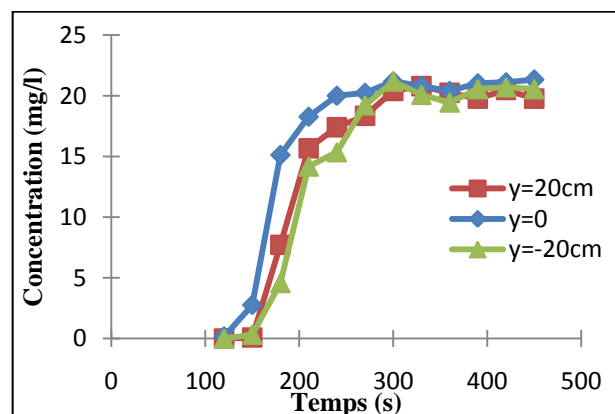


Figure IV.148 : Evolution de la concentration du phénol en fonction du temps à différentes distances horizontales à $x=7\text{m}$ pour $Q=1,6\text{ l/s}$ et $C_0=1000\text{mg/l}$ -Injection continue de pollution.

Interprétation des graphes :

On remarque que pour une section donnée (x_i) ; les profils de concentrations sont similaires pour les différentes distances horizontales, cela signifie que le polluant est mélangé horizontalement, et que la distribution de la concentration est uniforme et homogène à travers la section transversale.

Conclusion :**a) Cas d'une injection instantanée:**

- Les profils de concentration temporels sont asymétrique caractérisé par une montée rapide quasi-linéaire des concentrations puis par une descente lente ; au voisinage de l'injection les profils sont pointus, Cela est expliqué par la dominance de l'advection, en s'éloignant du point d'injection, le palier est devenu beaucoup plus important, et les profils prennent un peu la forme gaussien avec une décroissance en concentrations, le transport devient alors de plus en plus diffusif.

- Le débit d'écoulement a une grande influence sur le phénomène de transport. une variation de débit provoque une variation des propriétés de l'écoulement à savoir :

- La vitesse moyenne de l'écoulement et par conséquent le processus d'advection, une augmentation de débit conduit à des vitesses plus important, le transport dévient plus convectif.
- Le nombre de Reynolds devient plus important pour des vitesses élevées, et par conséquent la turbulence ; la diffusion sera plus important ce qui augmente le taux de mélange.
- Le temps de séjour est plus important pour des débits faibles (vitesse faible), donc le taux d'écrasement de la concentration par la dispersion longitudinale sera plus important.

- Les pics (valeur maximale) de la concentration augmentent avec l'augmentation de la concentration initiale du phénol injectée.

b) Cas d'une injection continue :

- Les profils de concentration obtenus suite à une injection continue du polluant ont la même allure qui est une croissance rapide de la concentration de phénol, avant d'être constante après un certain temps.
- La valeur maximale de la concentration du phénol est atteinte plus rapidement lorsque le débit d'écoulement augmente.
- Les prélèvements aux différentes distances horizontales du canal, montrent que le polluant a été mélangé latéralement (c'est le phénomène du mélange transversal).

Conclusion générale :

L'étude qualitative des profils de concentrations obtenus expérimentalement, et des isoconcentrations, dans le canal trapézoïdal conçu dans le but d'étudier le phénomène de transport d'un polluant actif en l'occurrence le phénol a permis de bien appréhender le phénomène et de mettre en évidence les mécanismes qui le régissent.

Pour le cas d'injection instantanée, l'analyse de l'évolution spatio-temporelle de la concentration de phénol a permis de distinguer deux zones :

- Une zone dite *d'advection* ; près de l'injection où les profils obtenus sont pointus, le transport est alors convectif.
- Une zone diffusive, dans le champ lointain, où le palier des profils de concentration est plus important, le transport devient donc de plus en plus diffusif.

Ainsi, l'analyse des images a permis de visualiser le rôle de non uniformité du profil horizontal de vitesse sur l'étirement de nuage et de dissocier ainsi les mécanismes constituant le transport à savoir :

- L'*advection* qui transporte l'ensemble de nuage de polluant dans la direction de l'écoulement.
- La *diffusion* et la non uniformité de *profil horizontal* des vitesses sont responsables de l'expansion du nuage dans la direction latérale (phénomène de mélange transversal) et dans la direction longitudinale avec une diminution en concentration (dispersion longitudinale).

A travers une étude quantitative, une comparaison entre les résultats obtenus pour différents scénarios d'injection a permis de déterminer l'influence des débits et de la quantité rejeté sur le phénomène de transport.

Le phénomène de transport est alors très lié à la variation de débit, vu son influence sur les propriétés de l'écoulement qui transporte le polluant à savoir :

- La *vitesse* moyenne de l'écoulement et par conséquent le processus d'advection, une augmentation de débit conduit à des vitesses plus importantes, et le transport dévient ainsi plus convectif.

- Le *nombre de Reynolds* devient plus important pour des vitesses élevées, et par conséquent le phénomène de la turbulence s'accroît; et donc la diffusion sera plus importante ce qui augmente notablement le taux de mélange.
- Le *temps de séjour* est plus important pour des débits faibles (vitesse faible), donc le taux d'écrasement de la concentration par la dispersion longitudinale sera plus important.
- Une augmentation de taux de *dilution*, qui veut dire des concentrations plus faibles pour des débits plus grands.

En ce qui concerne l'influence de la concentration initiale, les résultats obtenus montrent que les pics de concentration augmentent avec l'augmentation de la concentration initiale de l'injection, mais le temps de séjour reste le même.

Dans le cas d'une injection continue, nous pouvons conclure qu'il existe deux périodes :

- Une période de la croissance rapide de la concentration, elle correspond à la période convective.
- La deuxième période correspond à une homogénéité latérale de concentration et une dominance du phénomène de dispersion longitudinale du polluant.

En définitive, les résultats expérimentaux obtenus sont appréciables, et peuvent être utilisés pour le calibrage des modèles théoriques et la validation des modèles numériques.

Entre autre, notre installation conçue et testée est un outil favorable pour un approfondissement des études dans le domaine du transport des polluants. Elle permettra l'étude de l'influence d'autres paramètres tels :

- Les fruits des talus du canal, vu l'avantage qu'il possède une forme à fruit de talus rendue variable par un dispositif de rotation adéquat.
- La rugosité du fond qui a une influence directe sur les profils de vitesse.
- La pente longitudinale du canal.

En plus le canal peut servir à d'autres études hydrodynamiques à savoir le phénomène de transport solide.

Bibliographie :

Abdoulaye, A., (2007)., «Simulation numérique de la dispersion d'un polluant actif dans un canal par le schéma explicite de Mac Cormack», PFE présenté à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 83 pages.

Ahmad, Z., (2004). «Modeling Transverse Mixing of Pollutants in Open Channels using the Finite-volume», International Conference on Hydraulic Engineering : Research and Practice, ICON-HERP-2004, IIT Roorkee, October 26-28, 2004, p 464.

Ahmad, Z., (2007). «Transverse Mixing in Open Channels with Multi-sources», IE (I) Journal-CV, Volume .88, pp. 62-66.

Ahmad, Z. & Kothiyari, UC ., (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.

Ancey, C.,(2007). «Note de cours hydraulique », École polytechnique fédérale de Lausanne, Ecublens, CH-1015 Lausanne , 132 pages.

Andru., (2001). « Pollution et pouvoir auto épurateur des eaux de surface » , Projet Andru-PNR3.002/2001.

Benmamar, S & Benziada, S & Arrar, J & Kettab, A & Berrah, M.K & Dabaghi, F., (2004). « Etude expérimentale de la dispersion d'un polluant passif dans un canal rectangulaire », actes colloque international Eau et risques dans le contexte saharien ; 19 – 23 Novembre 2004 ; Laghouat. Algérie.

Benziada, S & Benmamar, S & Graba, M & Kettab, A., (2004). « Simulation physique de la dispersion d'un polluant passif dans un canal rectangulaire» , Workshop a L'ENP sur l'apport des technologies de l'information et du calcul intensif distribué dans la gestion et la modélisation des ressources en eau : Problématique de l'eutrophisation, 7 pages.

Benziada, S & Benmamar, S & Arrar, J & Kettab, A., Berrah M.K & Dabaghi, F., (2005). « Etude expérimentale des paramètres physico – chimiques de la pollution dans un canal » EWRA2005 - 6th International Conférence -European Water Resources Association - Palais de l'Europe. Monton. France.

Benziada, S & Kettab, A & Benmamar, S & Arrar, J., (2006). «Evaluation des paramètres physico-chimiques de pollution »,3ème Conférence internationale sur les ressources en eau dans le bassin méditerranéen, Tripoli-Liban- Novembre 2006.

- Berden, G & Leo, W, M.,(1996).** «High resolution UV spectroscopy of phenol and the hydrogen bonded phenol-water cluster », Journal of Chemical and Physical, Volume. 104, N°. 3, pp .972-982.
- Bisson, M & Diderich, R., (2005).** «Phénol», Fiche de données toxicologiques et environnementales des substances chimiques, INERIS, Version N°2-1-mai 05. 47 pages.
- Boussoum, M.,(2006).**«Simulation numérique du transport d'un polluant actif dans un écoulement à surface libre», Mémoire de magister, Ecole Nationale Polytechniques d'Alger, 83 pages.
- Boxall, J.B. & Guymmer, I., (2003).** « Transverse mixing in sinuous natural open channel flows». Journal of Hydraulic Research, Volume. 41, N°. 2 , pp. 153–165.
- Boxall, J.B. & Guymmer, I., (2007).** «Longitudinal mixing in meandering channels: New experimental data set and verification of a predictive technique», Journal of water research, volume. 41, N°. 3, pp. 341 – 354.
- Buil, N., (1999).** «Modélisation tridimensionnelle du transport de polluant dans un écoulement à surface libre», Thèse doctorat à l'Université Claude Bernard-Lyon I, 299 pages.
- Carlier, M., (1986).** « Hydraulique générale et appliquée », Édition Eyrolles, 582 pages.
- Chagas, P. & Souza, R., (2005).** «Study of the depuration capacity of a river, considering the propagation of a dynamic wave», Hydrology days, pp. 198-204.
- Chanson,H., (2004).** «Environmental hydraulics of open channel flow», Library of Congress Cataloguing in Publication Data. 423 pages.
- Chaudhry, M.Hanif., (2008).** «Open channel flow, 2nd edition », Library of Congress, Control Number: 2007936602. 523 pages. (Sprniger.2008)
- Chen,Y & Zhu,D., (2005).** «Study on longitudinal dispersion coefficient in open channel trapezoidal cross section», Journal of Advanced Water Science. Volume.16, N°.4, pp. 511–517.
- Cnepu ., (2000-2001).** «Transfert de masse, de quantité de mouvement et d'énergie dans les eaux de surface-Pouvoir auto épurateur des eaux de surface», projet Cnepu , 2000-2001.
- Cnepu., (2007-2010).** «Pollution des cours : Développement d'un système d'aide à la décision» projet Cnepu , 2007-2010.

Czernuszenko, W & Alexey, R (2005). «Three-dimensional model of flow and mixing processes in open channels »,book. “Water quality hazards and dispersion of pollutants”, pp. 35-54, Library of Congress Cataloging-in-Publication Data. (Springer. 2005).

Dulude, M.,(2001)., « Le cycle de vie de phénol », Atelier de formation sur les risque du phénol,Laval, Canada.

Dégoutte, G., (2006). «Traité d'hydraulique à surface libre», Edition Lavoisier, 52 pages.

De Smedt. F.,(2006). «Analytical solutions for transport of decaying solutes in rivers with transient storage», Journal of hydrology, Volume. 04, N.042, pp 672-680.

Dingman, S. L., (2009). « Fluvial hydraulics», Oxford University Press, 559 pages.

Eliana, P & Carlo, C., (2009). «Estimation of the dispersion coefficient in rivers with riparian vegetation », Journal of advances in water resources, volume 32, pp. 78–87.

Ernest,F , B & . Horace, W , K., (1996). «Handbook of Hydraulics». Seven Edition. Mc Grow Hill Edition, New York, 611 pages.

Fischer, H,B., (1966).« Longitudinal dispersion in laboratory and natural streams», Report N°. KH-R-12, Journal of Water Resources Division, 250 pages.

Fischer, H,B & John, E,L ., (1979). « Mixing in inland and coastal waters». Academic press . INC. Library of Congress cataloging in publication data. 458 pages.

Gerhard, H, J & Volker, W., (2005). «Mixing Models for Water Quality Management in Rivers», book. «Water quality hazards and dispersion of pollutants». pp 01-34, Library of Congress Cataloging-in-Publication Data. (Springer 2005).

Gharbi, S., (1998). « Évaluation des coefficients de mélange longitudinal et transversal des polluants dans les cours d'eau: proposition de nouvelles formules», Thèse Doctorat à l'université Laval Québec, 197 pages.

Graba, M., (2002). «Simulation de la dispersion de la pollution dans les écoulements à surface libre», Mémoire de magister, Université Abderahmane Mira de Bejaia, 91 pages.

Graba, M & Benmamar, S & Kettab, A & Benziada, S ., (2006). «Simulation de la dispersion de la pollution dans les cours d'eau peu profonds en régime turbulent», -3ème Conférence internationale sur les ressources en eau dans le bassin méditerranéen, Tripoli-Liban- Novembre 2006.

Graf, W. H. & Altinakar, M. S., (1993). «Hydraulique fluviale ». Traité de génie civil de l'Ecole Polytechnique de Lausanne Presse Romande, Volume.16, Tome 1, Presse polytechnique et universitaire romanes, 259 pages.

Graf, W. H. & Altinakar, M. S., (1995). « Hydrodynamique, une introduction», Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, volume . 14 , Presse polytechnique et universitaire romanes, 481 pages.

Graf, W. H. & Altinakar, M. S., (1996). «Hydraulique fluviale, écoulement non permanent et phénomène de transport» , Traité de génie civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, volume. 16, tome 2, Presse polytechnique et universitaire romanes, 378 pages.

Gualtieri, C & Dragutin, T, M., (2008). «Fluid mechanics in environmental interfaces», Taylor & Francis e-Library, 332 pages.

Guiping, W & Tae-seop Jeong., (2010). «Comparison of catalytic ozonation of phenol by activated carbon and manganese-supported activated carbon prepared from brewing yeas», Korean Journal of Chemical Engineering, Volume. 27, N°1, pp.168-173.

Hammas, A & Zegnoui, A., (2006). «Etude expérimentale de la dispersion de la pollution au voisinage de l'injection », PFE présenté à l'Ecole Nationale Polytechniques d'Alger,85 pages.

Hauke, G., (2008). « An introduction to fluid mechanics and transport phenomena», Library of Congress Control ., 293 pages. (Springer 2008)

Hibbs, D., Gulliver, J., Voller, V. & Chen, Y. F. (1999). «An aqueous concentration model for riverine spills », Journal of Hazardous Materials, A64 : pp. 37-53.

INRS., (1997),. «Phénol», fiche toxicologique N°15, Paris.

Jabour, D., (2006). «Etude expérimentale et modélisation de la dispersion en champ lointain suite à un rejet accidentel d'un polluant miscible dans un cours d'eau. Application à la gestion de crise», Thèse Doctorat à l'Université de Provence, 246 pages.

José, V., (2007). « Hydraulique à surface libre ». Edition Lavoisier , 102 pages.

Kessili, A.,(2009). «Etude expérimentale de la dispersion d'un polluant actif en canal rectangulaire », Mémoire de magister, Université Abderahmane Mira de Bejaia, 109 pages.

Kréménetski, N . & Schtérenliht .V ., (1984). « Hydraulique », Editions Mir, Moskow. 323 pages.

Lefebvre, J., (1986). « Mesure des débits et des vitesses des fluides», Edition Masson, 367 pages.

Lencastre, A., (2005). «Hydraulique Général », Edition Eyrolles, 633 pages.

Lieu, Z. & Chen, Y. (2007). «Study on the distribution in a trapezoidal open channel flow with a side discharge», Journal of Environ Fluid Mechanical, Volume. 7, N°3, pp. 509-517.

Li L, Li Y, Chen J (2003). «Experimental study on transverse diffusion coefficients in an open trapezoidal channel». Journal of Tsinghua University (Science Technologie), Volume. 43, N°.8, pp .1124–1126.

Mathieu, J.M.,(2002) «Phénol, Acétone.α –Méthylstyrène, », Technique de l'ingénieur, J 6 490, pp.1-8, (2002).

McQuivey, R. S., & Keefer, T. N., (1974). « Simple method for predicting dispersion in streams», Journal of Environmental Engineering Division, Volume. 100, N°4, pp. 997 - 1011.

Moraitopoulos, I, & Ioannou, J., (2009). «Adsorption of phenol, 3-nitrophenol and dyes from aqueous solutions onto an activated carbon column under semi-batch and continuous operation »,World Academy of Science, Engineering and Technology. Vol.58, pp. 218-222.

Nacer, H & Bouzidi, M., (2007). «Etude expérimentale du transport d'un polluant actif en canal rectangulaire », PFE présenté a l'Ecole Nationale Polytechniques d'Alger, 69 pages.

Naved, A.,(2008). «Estimating the coefficient of dispersion for a natural stream», PWASET, volume 34, pp. 131-135.

Nazarov, N, A, & Demidov, V, N., (2001). «Methods and Results of Numerical Modeling of Reactive Solute Transport in River Flow », Journal of Water Resources, Vol. 28, No. 1, 2001, pp. 34–41.

Ranald, V. G., (1987). « Mécanique des fluides et Hydraulique : Cours et problèmes », Édition française Michel Lobenberg, 272 pages.

Rowinski, P.M., (2009). «Accidental release problems in natural rivers: Alarm model and experimental investigation», Rapport soutenu par le ministère de l'éducation et des sciences N° 2 P04D 026 29 ,Poland. pp.103-118.

Rutherford, J.C. (1994). « River mixing ». Willey & Son, New York. U.S.A. 347p

Sabol, G.V. & Nordin, J.R., (1978). « Dispersion in Rivers as related to storage zones». Journal of the Hydraulics Division, Volume 104, N°5, pp.122-134.

Shen, H.T. & Yapa, P. D.,(1995). «A simulation model for chemical spills in the upper St Lawrence River ». Journal of Great Lakes Research, Volume. 21, N° 10, pp. 652-664.

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

Souha, B.,(2002). « Hydraulique »,Centre des publications universitaire.307 pages.

Steve, W& Russell, M., (2005). « On the theoretical prediction of longitudinal dispersion coefficients in a compound channel »,book. 'Water quality hazards and dispersion of pollutants' , pp. 69-84 Library of Congress Cataloging-in-Publication Data. (Springer 2005)

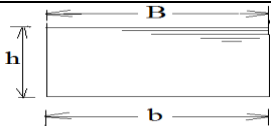
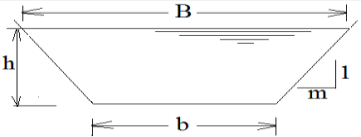
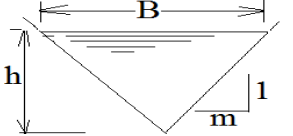
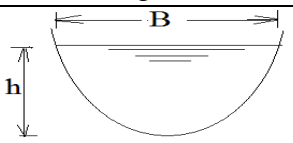
Terry, W.,(2001). «Open Channe Hydraulics», McGraw-Hill Edition, Library of congress cataloging in publication data, 493 pages.

Van Prooijen, B.G & Uijtewaal W, S.J., (2005). « Horizontal mixing in shallow flows; Physical Aspects and Numerical Modelling » , book . 'Water quality hazards and dispersion of pollutants' , pp 55-68, Library of Congress Cataloging-in-Publication Data (Springer 2005)

Yoo, M. K, & Cho, S. W.,(2000). « Unsteady Dispersion of Nonconservative Pollutants in Natural Rivers », Journal of Great Lakes Research, Volume. 31, N° 15, pp. 552-564.

Zeng Yu-hong, Huai Wen-xin., (2008). «Transverse mixing in a trapezoidal compound open channel», Journal of hydrodynamics, volume. 20, N°5, pp. 645-649.

Annexe I.1 : Eléments géométriques pour différentes sections de canaux (Moudhry, 2008)

Forme	Section S	Périmètre mouillé P	Rayon hydraulique R_h	Largeur B	Profondeur hydraulique B
 <p>Rectangulaire</p>	bh	$b+2h$	$\frac{bh}{b+2h}$	b	H
 <p>Trapézoïdale</p>	$(b+mh)h$	$b+2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+mh)h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$b+2mh$	$\frac{(b+mh)h}{b+2mh}$
 <p>Triangulaire</p>	mh^2	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$2mh$	$1/2 h$
 <p>Parabolique</p>	$2/3 Bh$	$B + \frac{8 h^{\epsilon}}{3 B}$	$\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2}$	$\frac{3 S}{2 h}$	$2/3h$

Annexe III.1 : Calcul itératif des profondeurs critiques des différents débits

Calcul itératif des profondeurs critique des différents débits					
b=0,4 [m]; m=0,57 ; n=0,013 I _f = 0,005					
h _c [m]	S _c [m ²]	B [m]	D _h [m]	Q _{calc} [m ³ /s]	Remarque
0,0050	0,00201	0,4058	0,005	0,00044	
0,0056	0,00224	0,4064	0,006	0,00052	Q=0,52 l/s ; h_c =0,56 cm
0,0070	0,00283	0,4081	0,007	0,00074	
0,0071	0,00286	0,4082	0,007	0,00075	Q=0,79 l/s ; h_c =0,71 cm
0,0110	0,00447	0,4127	0,011	0,00146	
0,0117	0,00476	0,4135	0,012	0,00160	Q=1,6 l/s ; h_c =1,17 cm
0,0123	0,00501	0,4142	0,012	0,00172	
0,0124	0,00506	0,4143	0,012	0,00175	Q=1,75 l/s ; h_c =1,24 cm
0,0130	0,00530	0,4150	0,013	0,00187	
0,0133	0,00544	0,4154	0,013	0,00195	Q=1,95 l/s ; h_c =1,33 cm

Annexe III. 2 : Calcul itératif des profondeurs normales pour différents débits

Calcul itératif de profondeurs normales des différents débits					
b=0,4 [m] ; m=0,57 ; n=0,013 ; I _f =0,005					
h _n [m]	S [m ²]	P [m]	R _h [m]	Q _{calc} [m ³ /s]	Remarque
0,0050	0,0020	0,412	0,0049	0,00032	
0,0060	0,0024	0,414	0,0058	0,00043	
0,0068	0,0027	0,416	0,0066	0,00052	Q=0,52 l/s h_n=0,68 cm
0,0070	0,0028	0,416	0,0068	0,00055	
0,0080	0,0032	0,418	0,0077	0,00069	
0,0087	0,0035	0,420	0,0084	0,00079	Q=0,79 l/s h_n=0,87 cm
0,0112	0,0046	0,426	0,0107	0,00120	
0,0113	0,0046	0,426	0,0108	0,00122	
0,0133	0,0054	0,431	0,0126	0,00161	Q=1,6 l/s h_n=1,33 cm
0,0115	0,0047	0,427	0,0110	0,00126	
0,0116	0,0047	0,427	0,0111	0,00127	
0,0141	0,0057	0,432	0,0133	0,00175	Q=1,75 l/s h_n=1,41 cm
0,0125	0,0051	0,429	0,0119	0,00144	
0,0128	0,0052	0,429	0,0121	0,00149	
0,0150	0,0061	0,435	0,0141	0,00195	Q=1,95 l/s h_n=1,50cm

Annexe III.3 : Lignes d'eau expérimentales pour différents débits :

x (m)	h (m)				
	$Q= 0,52$ l/s	$Q= 0,79$ l/s	$Q= 1,60$ l/s	$Q= 1,75$ l/s	$Q= 1,95$ l/s
0	8,8	9,3	10,7	12,1	12,6
1,3	9,5	9,8	11,2	12	12,5
2,6	10	10,4	11,8	12,3	12,8
3,9	10	11	11,8	12,3	12,8
5,2	10,8	11,2	12,7	13,3	13,9
6,5	12,1	12,5	14,2	14,7	15,3
7,8	13,4	13,5	15,3	16	16,8
9,1	13,4	13,8	15,2	15,5	16,5
10,4	14,3	15,1	16,7	17	17,3

Annexe III.4 : Calcul de la ligne d'eau pour Q=0,52 l/s :

Méthode par approximation successives : Méthode de la variation de profondeur													
Q=0,52 l/s $h_n=0,68$ [cm]; $h_c=0,56$ [cm]													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
h	B	P	S	R	U	$U^2/2g$	H_s	ΔH_s	J_e	\bar{I}_e	$\bar{I}_e - J_f$	ΔX	X
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
0,143	0,565	0,730	0,069	0,094	0,008	2,89E-06	0,143	-	2,23E-07	-	-	-	0
0,138	0,559	0,719	0,066	0,092	0,008	3,15E-06	0,138	-0,0050	2,51E-07	2,37E-07	-0,00499976	1,00	1,00
0,133	0,553	0,707	0,063	0,090	0,008	3,43E-06	0,133	-0,0050	2,83E-07	2,67E-07	-0,00499973	1,00	2,00
0,128	0,548	0,696	0,061	0,087	0,009	3,75E-06	0,128	-0,0050	3,21E-07	3,02E-07	-0,00499970	1,00	3,00
0,123	0,542	0,684	0,058	0,085	0,009	4,11E-06	0,123	-0,0050	3,66E-07	3,44E-07	-0,00499966	1,00	4,00
0,118	0,536	0,673	0,055	0,082	0,009	4,52E-06	0,118	-0,0050	4,20E-07	3,93E-07	-0,00499961	1,00	5,00
0,113	0,530	0,661	0,053	0,080	0,010	4,99E-06	0,113	-0,0050	4,84E-07	4,52E-07	-0,00499955	1,00	6,00
0,108	0,525	0,649	0,050	0,077	0,010	5,53E-06	0,108	-0,0050	5,61E-07	5,22E-07	-0,00499948	1,00	7,00
0,103	0,519	0,638	0,047	0,074	0,011	6,15E-06	0,103	-0,0050	6,55E-07	6,08E-07	-0,00499939	1,00	8,00
0,091	0,505	0,610	0,041	0,067	0,013	8,13E-06	0,091	-0,0120	9,81E-07	8,18E-07	-0,00499918	2,40	10,40

Annexe III.5 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=0,79$ l/s :

Méthode par approximation successives : Méthode de la variation de profondeur													
Q=0,79 l/s $h_n=0,87$ [cm]; $h_c=0,71$ [cm]													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
h	B	P	S	R	U	$U^2/2g$	H_s	ΔH_s	J_e	\bar{I}_e	$\bar{I}_e - J_f$	ΔX	X
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
0,151	0,574	0,749	0,074	0,098	0,011	5,88E-06	0,1510	-	4,30E-07	-	-	-	0
0,146	0,568	0,737	0,071	0,096	0,011	6,36E-06	0,1460	-0,0050	4,81E-07	4,55E-07	-0,0049995	1,00	1,00
0,141	0,563	0,726	0,068	0,094	0,012	6,91E-06	0,1410	-0,0050	5,39E-07	5,10E-07	-0,0049995	1,00	2,00
0,136	0,557	0,714	0,065	0,091	0,012	7,51E-06	0,1360	-0,0050	6,08E-07	5,73E-07	-0,0049994	1,00	3,00
0,131	0,551	0,703	0,062	0,089	0,013	8,20E-06	0,1310	-0,0050	6,87E-07	6,47E-07	-0,0049994	1,00	4,00
0,126	0,545	0,691	0,060	0,086	0,013	8,97E-06	0,1260	-0,0050	7,81E-07	7,34E-07	-0,0049993	1,00	5,00
0,121	0,540	0,680	0,057	0,084	0,014	9,84E-06	0,1210	-0,0050	8,92E-07	8,36E-07	-0,0049992	1,00	6,00
0,116	0,534	0,668	0,054	0,081	0,015	1,08E-05	0,1160	-0,0050	1,02E-06	9,58E-07	-0,0049990	1,00	7,00
0,111	0,528	0,656	0,052	0,078	0,015	1,20E-05	0,1110	-0,0050	1,18E-06	1,10E-06	-0,0049989	1,00	8,00
0,106	0,522	0,645	0,049	0,076	0,016	1,33E-05	0,1060	-0,0050	1,38E-06	1,28E-06	-0,0049987	1,00	9,00
0,099	0,514	0,629	0,045	0,072	0,017	1,55E-05	0,0990	-0,0070	1,72E-06	1,55E-06	-0,0049985	1,40	10,40

Annexe III.6 : Calcul de la ligne d'eau pour Q=1,6 l/s :

Méthode par approximation successives : Méthode de la variation de profondeur													
Q=1,6 l/s $h_n=1,33$ [cm]; $h_c=1,17$ [cm]													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
h	B	P	S	R	U	$U^2/2g$	H_s	ΔH_s	J_e	\bar{J}_e	$\bar{J}_e - J_f$	ΔX	X
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
0,167	0,593	0,786	0,083	0,105	0,019	1,90E-05	0,1670	-	1,26E-06	-	-	-	0
0,162	0,587	0,774	0,080	0,103	0,020	2,04E-05	0,1620	-0,0050	1,40E-06	1,33E-06	-0,0049987	1,00	1,00
0,157	0,581	0,763	0,077	0,101	0,021	2,20E-05	0,1570	-0,0050	1,55E-06	1,47E-06	-0,0049985	1,00	2,00
0,152	0,575	0,751	0,074	0,099	0,022	2,37E-05	0,1520	-0,0050	1,73E-06	1,64E-06	-0,0049984	1,00	3,00
0,147	0,570	0,740	0,071	0,096	0,022	2,57E-05	0,1470	-0,0050	1,93E-06	1,83E-06	-0,0049982	1,00	4,00
0,142	0,564	0,728	0,068	0,094	0,023	2,79E-05	0,1420	-0,0050	2,16E-06	2,04E-06	-0,0049980	1,00	5,00
0,137	0,558	0,716	0,066	0,092	0,024	3,03E-05	0,1370	-0,0050	2,43E-06	2,30E-06	-0,0049977	1,00	6,00
0,132	0,552	0,705	0,063	0,089	0,025	3,30E-05	0,1320	-0,0050	2,75E-06	2,59E-06	-0,0049974	1,00	7,00
0,127	0,547	0,693	0,060	0,087	0,027	3,61E-05	0,1270	-0,0050	3,12E-06	2,94E-06	-0,0049971	1,00	8,00
0,122	0,541	0,682	0,057	0,084	0,028	3,96E-05	0,1220	-0,0050	3,56E-06	3,34E-06	-0,0049967	1,00	9,00
0,115	0,533	0,666	0,054	0,081	0,030	4,54E-05	0,1150	-0,0070	4,32E-06	3,94E-06	-0,0049961	1,40	10,40

Annexe III.7 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=1,75$ l/s :

Méthode par approximation successives : Méthode de la variation de profondeur													
Q=1,75 l/s; $h_n=1,41$ [cm]; $h_c=1,24$ [cm]													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
h	B	P	S	R	U	$U^2/2g$	H_s	ΔH_s	J_c	\bar{J}_s	$\bar{J}_s - J_f$	ΔX	X
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
0,170	0,596	0,793	0,085	0,107	0,021	2,18E-05	0,1700	-	1,42E-06	-	-	-	0
0,165	0,590	0,781	0,082	0,105	0,021	2,34E-05	0,1650	-0,0050	1,57E-06	1,50E-06	-0,0049985	1,00	1,00
0,160	0,585	0,770	0,079	0,102	0,022	2,52E-05	0,1600	-0,0050	1,74E-06	1,66E-06	-0,0049983	1,00	2,00
0,155	0,579	0,758	0,076	0,100	0,023	2,71E-05	0,1550	-0,0050	1,94E-06	1,84E-06	-0,0049982	1,00	3,00
0,150	0,573	0,747	0,073	0,098	0,024	2,93E-05	0,1500	-0,0050	2,16E-06	2,05E-06	-0,0049980	1,00	4,00
0,145	0,567	0,735	0,070	0,095	0,025	3,17E-05	0,1450	-0,0050	2,41E-06	2,29E-06	-0,0049977	1,00	5,00
0,140	0,562	0,723	0,067	0,093	0,026	3,45E-05	0,1400	-0,0050	2,71E-06	2,56E-06	-0,0049974	1,00	6,00
0,135	0,556	0,712	0,065	0,091	0,027	3,75E-05	0,1350	-0,0050	3,05E-06	2,88E-06	-0,0049971	1,00	7,00
0,130	0,550	0,700	0,062	0,088	0,028	4,09E-05	0,1300	-0,0050	3,46E-06	3,26E-06	-0,0049967	1,00	8,00
0,125	0,544	0,689	0,059	0,086	0,030	4,48E-05	0,1250	-0,0050	3,93E-06	3,70E-06	-0,0049963	1,00	9,00
0,120	0,538	0,677	0,056	0,083	0,031	4,92E-05	0,1200	-0,0050	4,50E-06	4,22E-06	-0,0049958	1,00	10,00
0,118	0,536	0,673	0,055	0,082	0,032	5,12E-05	0,1181	-0,0020	4,75E-06	4,63E-06	-0,0049954	0,40	10,40

Annexe III.8 : Calcul de la ligne d'eau pour $Q=1,95$ l/s :

Méthode par approximation successives : Méthode de la variation de profondeur (Δh est fixée)													
Q=1,95 l/s; $h_n=1,50$ [cm]; $h_c=1,33$ [cm]													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
h	B	P	S	R	U	$U^2/2g$	H_s	ΔH_s	J_e	\bar{I}_e	$\bar{I}_e - J_f$	ΔX	X
[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
0,173	0,600	0,800	0,086	0,108	0,023	2,59E-05	0,1730	-	1,67E-06	-	-	-	0
0,168	0,594	0,788	0,083	0,106	0,023	2,78E-05	0,1680	-0,0050	1,84E-06	1,75E-06	-0,0049982	1,00	1,00
0,163	0,588	0,777	0,081	0,104	0,024	2,99E-05	0,1630	-0,0050	2,03E-06	1,94E-06	-0,0049981	1,00	2,00
0,158	0,582	0,765	0,078	0,101	0,025	3,22E-05	0,1580	-0,0050	2,26E-06	2,14E-06	-0,0049979	1,00	3,00
0,153	0,577	0,753	0,075	0,099	0,026	3,47E-05	0,1530	-0,0050	2,51E-06	2,38E-06	-0,0049976	1,00	4,00
0,148	0,571	0,742	0,072	0,097	0,027	3,76E-05	0,1480	-0,0050	2,80E-06	2,65E-06	-0,0049973	1,00	5,00
0,143	0,565	0,730	0,069	0,094	0,028	4,07E-05	0,1430	-0,0050	3,14E-06	2,97E-06	-0,0049970	1,00	6,00
0,138	0,559	0,719	0,066	0,092	0,029	4,42E-05	0,1380	-0,0050	3,53E-06	3,33E-06	-0,0049967	1,00	7,00
0,133	0,553	0,707	0,063	0,090	0,031	4,82E-05	0,1330	-0,0050	3,98E-06	3,76E-06	-0,0049962	1,00	8,00
0,128	0,548	0,696	0,061	0,087	0,032	5,27E-05	0,1281	-0,0050	4,52E-06	4,25E-06	-0,0049957	1,00	9,00
0,121	0,540	0,680	0,057	0,084	0,034	6,00E-05	0,1211	-0,0070	5,43E-06	4,98E-06	-0,0049950	1,40	10,40