

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib d'Ain Témouchent



Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de l'eau et de l'environnement

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme de Master en :

Génie de l'eau et de l'environnement

Spécialité : science de l'eau et de l'environnement

Etude expérimentale d'un écoulement a surface libre

Réalisé par :

**ABDELMOUMEN abdelaali
HADJ BRAHIM mohamed amine**

Devant les jurys composé de :

Président :	Mr. Benaicha
Examineur :	Mr . Nehari
Examineur :	Mr. Guendouz
Encadreur :	Mr. Guemou

Remerciment

En tout premier lieu, nous remercions dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous aide et nous donne la force, la patience et le courage durant ces longues années d'étude, d'accomplir ce modeste travail.

Je tenais aussi à remercier mes parents pour m'avoir encouragé et permis d'entreprendre la formation de magister. Sans eux, je n'en serais pas là. Mes frères et sœurs, c'est grâce à leur amour et leurs sacrifices que ce mémoire a été mené à bonne fin.

J'exprime mes profonds remerciements à mon encadreur de thèse, **Mr. GUEMOU** que j'ai acquitté de la délicate tâche de rapporteur sur cette étude, pour sa patience et son encouragement, encadrement, et son orientation. Son œil critique m'a été très précieux pour structurer le travail et pour améliorer la qualité de différentes sections.

Je tenais aussi à remercier sincèrement celles et ceux qui m'ont aidé dans la préparation de ce projet.

Je voudrais ensuite remercier les membres du jury pour m'avoir guidé et fait l'honneur d'évaluer mon travail : le président de jury **Mr. Benaïcha** et les membres du jury : **Mr. Guendouz**, **Mr. Nehari**

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis qui ont contribué de près ou de loin à ce mémoire (**hamzi mohamed , faitan abdelmajid , hadj brahim mohamed amine**,) , et tous mes amis de ma classe de SEE.

Résumé

Le travail que nous avons présenté a pour objectif d'étudier, calcul les courbes de remous pour les écoulements graduellement varié à surface libre dans les canaux rectangulaire de profil non uniforme, avec l'utilisation des méthodes mathématiques ou graphiques, qui permettent de tracer la ligne d'eau à de diverses sections, et de préciser l'aspect général des différentes formes de la surface d'eau. La Proposition a de nombreux avantages et inconvénients, le rôle étant la connaissance de la construction des ouvrages sur le niveau de l'eau en amont et en aval au passage d'une crue (fluvial et torrentiel), pour évaluer et éviter les risques d'inondations.

Après la définition du modelé de résolution, on nécessite d'appliquer les caractéristiques des canaux non prismatiques.

Ce projet présente une étude de calcul mathématique et numérique (méthode graphique) avec de différentes sections choisies, puisque elle est moins longue, et moins compliquées que les autres méthodes.

ملخص

الأعمال التي قدمناها يهدف إلى دراسة منحنيات حوض حساب لتدفقات سطح مجانية متنوعة تدريجيا في قنوات مستطيلة من الشخصية غير موحدة مع استخدام الطرق الرياضية والرسوم البيانية، والتي تسمح لتتبع خط المياه إلى أقسام مختلفة، وتحديد المظهر العام للأشكال مختلفة من سطح الماء. اقتراح العديد من المزايا والعيوب، ودور كونها معرفة أعمال البناء في منسوب المياه مرور المنبع والمصب من الفيضانات (المياه وغزيرة) لتقييم ومنع المخاطر الفيضانات.

بعد تحديد القرار والنمذجة، ونحن بحاجة إلى تطبيق خصائص قنوات غير المنشورية

يعرض هذا المشروع دراسة حساب الرياضية والعديدية (طريقة رسومية) مع الأقسام المختلفة المختار، لأنه أقصر وأقل تعقيدا من الأساليب الأخرى

summary

The work we have presented objective is to study, calculating the backwater curves for gradually varied free-surface flows in rectangular channels of non-uniform profile with the use of mathematical and graphical methods, which allow to trace the water line to various sections, and specify the general appearance of the different forms of the water surface. The proposal has many advantages and disadvantages, the role being the knowledge of the construction works on the water level upstream and downstream passage of a flood (water and torrential) to assess and prevent risks flooding.

After defining the modeling resolution, we need to apply the characteristics of non-prismatic channels.

This project presents a mathematical and numerical calculation study (graphical method) with different sections chosen, since it is shorter and less complicated than other methods.

Sommaire

Sommaire

Introduction générale :	9
Chapitre I l'eau dans le monde.....	11
1ère Partie : la quantitative de l'eau.....	11
I.1.Introduction.....	11
I.1.2.Etat actuel des ressources mondiales :	11
I.1.2.1.Données statistiques	11
I.1.2.2 Cycle de l'eau:	13
2ème Partie : l'eau et les risques naturels	15
I.2.1.l'eau et les menaces et les risques naturels :	15
I.2.1.1.Menaces dues à la pollution :	15
I.2.1.1.1.La pollution de l'eau:.....	15
I.2.1.1.2.Le problème de la pollution de l'eau:	16
I.2.1.2.Menaces dues à la consommation	16
I.2.1.1.1.Sur le plan individuel	16
I.2.1.2.2.Sur le plan industriel :	18
I.2.1.2.3.Sur le plan agricole :	20
I.2.1.3.Les menaces dues a La contrainte climatique et la rareté des ressource:.....	20
I.2.1.4.L'eau et la dimension de la santé :	21
I.2.2.comment satisfaire la demande croissante en eau:.....	23
I.2.4.Comment gérer les ressources en eau de manière durable:.....	24
I.3.Conclusion:	25
Chapitre II étude des écoulements permanant no uniforme	26
II.1. Ecoulement à surface libre:	26
II.1.1.définition:.....	26
II.1.2.Classification des écoulements:	26
II.1.4.Types d'écoulement:.....	27
II.1.5.Variabilité dans le temps:	27
II.1.6.Ecoulement permanent ou non permanent:	28
II.1.7.Ecoulement uniforme ou non uniforme:	28

II.1.8.Ecoulement à surface libre (en canal ou en conduite):	28
II.1.9.Ecoulement fluvial ou torrentiel:	28
II.2. Equations de base utilisé dans les écoulements a surface libre :	29
.....	29
II.2.1.Ecoulements permanents uniformes :.....	29
II.2.2.Equation de l'écoulement uniforme:	30
II.2.3.Équation de Chézy:.....	31
II.2.4.Formule de Manning:	32
<i>II.2.5.Formule de Manning-Strickler:.....</i>	<i>32</i>
II.3.Ecoulement graduellement varié	32
II.3.1.Principe de base.....	33
II.3.2.Hauteur critique:	35
<i>II.3.3.Pente critique:.....</i>	<i>36</i>
II.3.4.calcul de la hauteur normale:.....	36
II.3.5.Equation de la courbe de remous:.....	36
II.3.5.1. Formes des courbes de remous :	37
II.3.6. Section de contrôle :	44
II.3.7. Méthodes de résolution:.....	44
II.3.7.1. Résolution à partir d'abaques :	44
II.3.8.Le ressaut hydraulique :	45
II.4.Conclusion:.....	47
Chapitre III courbe de remous et les méthodes de calcul.....	49
PARTIE I : Courbes de remous Définition et paramètres de classification.....	49
III.1.1.Introduction :.....	49
III.1.2.Définition de l'énergie spécifique :.....	49
III.1.2.1.Courbe h (Q) pour E constant :	49
III.1.2.2.Courbe E (h) à Q constant :	50
III.1.4.1.Equations différentielles du mouvement graduellement varié :	52
III.1.5.2.1.Courbes de remous type M :.....	55
III.1.5.2.2.Courbes de remous type S :	59
III.1.5.2.3.Courbes de remous type C:	63
III.1.5.2.4.Courbes de remous type H :	65
III.1.5.2.5.Courbes de remous type A :	67
III.1.6.Evolution de l'énergie spécifique :.....	69
III.1.6.1.Cas d'un canal à faible pente.....	69

III.1.6.2.Cas d'un canal à forte pente : (type S)	70
III.1.6.3.Cas d'un canal à pente critique:(type C)	71
III.1.6.4.cas d'un canal à contre pente:	72
III.1.6.5.Cas d'un canal horizontal:	73
PARTIE II : méthodes de calcul des courbes de remous	73
III.2. Introduction :	73
III.2.2.Méthode itératives :	74
III.2.2.1.Méthode des tronçons (ΔX est fixée) :	75
III.2.2.2.Méthode des variations de profondeur (Δh est fixée) :	77
III.2.3.Méthodes par intégration directe	78
III.2.3.1.Méthode de Bresse :	78
III.2.3.2.Méthode de Bakhmeteff :	80
III.2.3.2.1.Calcul de l'exposant hydraulique, N :	83
III.2.3.2.2.Utilisation pratique de la méthode de Bakhmeteff :	84
III.2.3.3.Méthode de Chow :	84
III.2.3.4.Méthode de Pavlovski	86
III.2.4.Méthode par intégration graphique	89
III. Conclusion :	90
Chapitre IV application et discussion des résultats	91
IV.1.Introduction :	91
IV.1.1.Plan du canal :	91
IV.2. étude expérimentale d'un écoulement uniforme	92
IV.2. étude expérimentale d'un écoulement non uniforme	95
Conclusion :	132
Conclusion générale	133

Introduction générale

Introduction générale :

Partout dans le monde, les ressources en eau disponibles s'amenuisent en raison des activités humaines et de facteurs naturels. Même si la population a pris d'avantage conscience au cours des dix dernières années de la nécessité de mieux gérer et protéger l'eau, les critères économiques et les considérations politiques ont toujours tendance à déterminer la politique de l'eau à tous les niveaux. La recherche scientifique et les meilleures pratiques ne reçoivent que très rarement une attention suffisante. Les pressions qui pèsent sur les ressources en eau sont de plus en plus fortes, principalement en raison des activités humaines - notamment l'urbanisation, la croissance démographique, l'augmentation du niveau de vie, la concurrence croissante pour les ressources en eau et la pollution. De plus, le changement climatique et les variations des conditions naturelles viennent aggraver ces pressions. On peut cependant noter certains progrès. En effet, de plus en plus, les autorités évaluent à la fois la quantité et la qualité de l'eau et coordonnent les efforts de gestion au-delà des frontières.

Le calcul des courbes de remous pour les écoulements graduellement varié à surface libre dans les canaux découverts occupe une place importante dans la pratique des hydrauliciens. On considère un écoulement étant graduellement varié lorsque les caractéristiques hydraulique ne changent que très lentement d'une section à l'autre (varient progressivement). Ces caractéristiques sont la profondeur, h , de l'écoulement appelée aussi la hauteur normale, l'aire de la section mouillée, S , coefficient de la rugosité ou de frottement, n , pente du fond du canal, J_f , qui on observe un remous soit d'exhaussement soit d'abaissement.

Le problème qui se pose dans l'étude d'un écoulement graduellement varié est de déterminer la position, x , et la forme, $h(x)$, de la surface libre pour un débit, Q , et une forme géométrique de section, S , donnés. Ce problème désigné par courbe de remous, consiste à l'intégration de l'équation différentielle simplifiée de Saint Venant qui s'impose des méthodes de calculs reposant sur le même principe et visant le même objectif pour déterminer la profondeur finale de l'écoulement se produisant sur un tronçon du canal donné. Mais avant d'examiner ces méthodes d'intégration, il convient d'analyser qualitativement les formes des courbes de remous.

La notion de pente critique joue un rôle important comme paramètre de référence dans l'étude de l'écoulement graduellement varié et sa classification par la comparaison à la pente du fond du canal pour un débit, Q , et un coefficient de rugosité, n , donnés et par conséquent la profondeur critique par rapport à la profondeur normale.

Le premier chapitre concerne « l'eau dans le monde » ou on parlera de la quantitative de l'eau et ses risques naturelles

Les définitions des écoulements a surface libre et les relations utilisées sont exposées au second chapitre.

Une synthèse générale sur les écoulements permanents graduellement variés et le développement des équations gouvernantes est présentée dans le troisième chapitre concerne

la définition des courbes de remous et les paramètres de classification ainsi que les méthodes de calcul utilisé.

Enfin, au dernier chapitre nous exposons les résultats obtenus avec leurs interprétations et une conclusion générale.

Chapitre I

Chapitre I l'eau dans le monde

1ère Partie : la quantitative de l'eau

I.1.Introduction

Pourtant dans un monde où l'actualité est faite et dé faite par les puissants médias audiovisuels, les problèmes de l'eau sont loin d'être la panacée médiatique, d'attirer le consommateur audiovisuel et ainsi de l'informer, l'instruire sur ce problème. Peut-on dès lors le qualifier de fondamental dans l'ensemble des sujets d'actualité qui nous préoccupent ? En grattant sous la crasse informationnelle, l'on se rend pourtant compte d'une quantité non négligeable de problèmes liés à ce thème à quelque échelle humaine que ce soit (individu, pays, continent, planète) et représentatifs de toutes les échelles de besoins (des besoins primaires comme la consommation et l'hygiène, des besoins secondaires principalement liés à la gestion de l'eau dans l'industrie jusques aux besoins tertiaires liés aux loisirs « hydriques ».

I.1.2.Etat actuel des ressources mondiales :

I.1.2.1.Données statistiques: [14]

Comme tout le monde le sait, la planète Terre est également appelée planète bleu; ceci provient du fait que sa surface est recouverte à 72% d'eau. L'eau existe en quantité immuable depuis des millénaires, dans le monde nous pouvons en compter 1 400 millions de km³. C'est une quantité phénoménale. Même si la consommation en eau connaissait un accroissement formidable et que la fusion d'un noyau de deutérium avec un noyau de tritium était maîtrisée, ce qui donnerait une source d'énergie propre au monde et quasi inépuisable, il serait impossible de la consommer entièrement. Mais ce n'est pas si simple. En effet, cette quantité d'eau colossale n'est pas à 100% propre à la consommation. La plus grande partie, 97.2% voire 97.5% selon les sources, est de l'eau de mer et le reste, 2.5% à 2.8%, est de l'eau douce. Cette eau douce est répartie de la manière suivante : Les glaciers et neiges éternelles (68%), les lacs et rivières (0.3%), les eaux souterraines (29.9%), et le reste dans les mares, humidité du sol, pergélisol...

Nous voyons donc qu'il n'y a qu'un tiers de l'eau douce utilisable immédiatement, mais là encore ce n'est pas si simple. Sur les 110 000 milliards de m³ que représentent ce tiers, 70 000 s'évaporent en permanence, sur les 40 000 restants 20% sont peu accessibles (montagne, calotte glaciaire, ...) et la répartition des 80% restants sur le globe est très inégale. Du fait de la désertification des régions arides, ce phénomène de disparité tend à s'accroître.

L'Australie est un exemple de cette mauvaise répartition : il y a moins de 1% de la population mondiale mais 5% des réserves mondiales en eau douce y sont concentrées. Pour le Moyen Orient les chiffres sont exactement l'inverse de ces derniers. Nous pouvons également

comparer les différents continents au regard de la quantité d'eau potable rapportée au nombre d'habitant et par an :

Tableau(1)

Continent	Ressources en eau douce (en m3/hab./an)
Amérique	24000
Europe	9300
Afrique	5000
Asie	3400

Et voici une carte donnant plus de précision : [14]

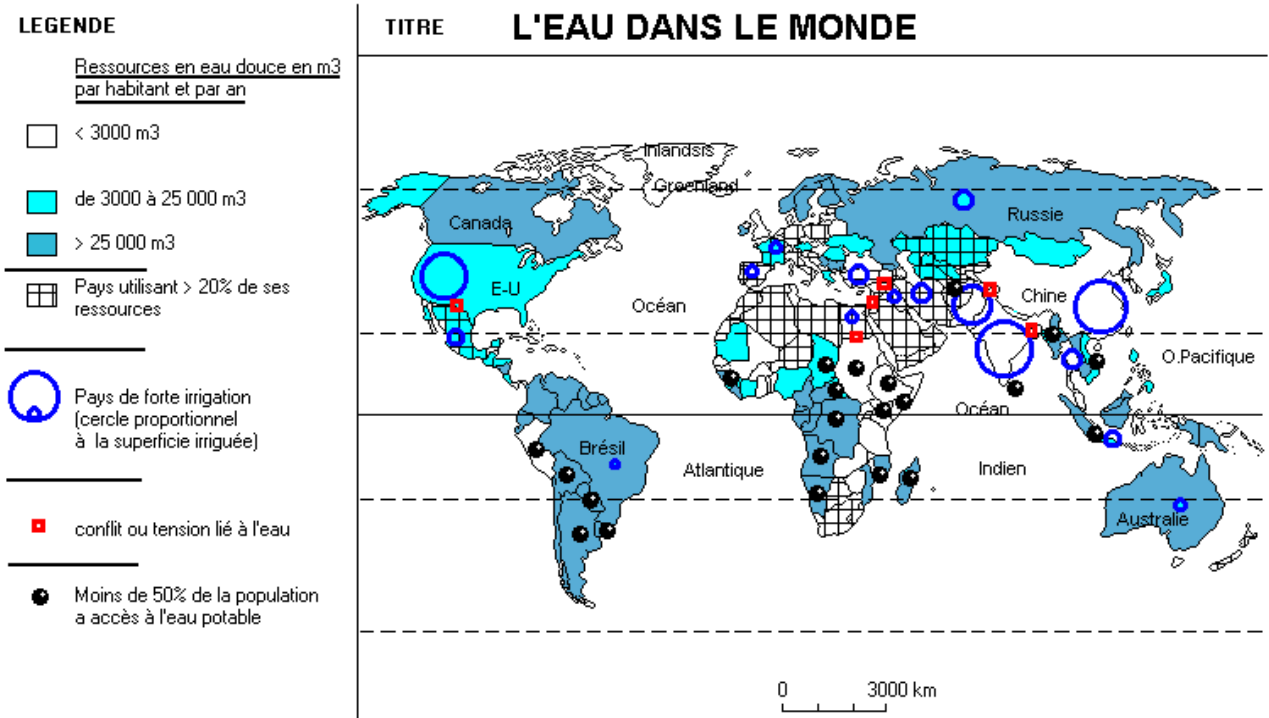


Figure I.1: les ressources en eau dans le monde

Il faut distinguer deux types de ressources d'eau potable, celles qui sont renouvelables et celles qui ne le sont pas. Les eaux considérées comme renouvelables sont celles correspondant au cycle naturel de l'eau, ce sont donc les eaux disponibles dans les cours d'eau, les rivières, les fleuves, les lacs, les nappes phréatiques ou provenant de la pluie. Celles qui ne sont pas renouvelables (celles ayant un temps de régénération négligeable devant la durée d'une vie humaine) sont celles contenues dans les aquifères de profondeur. Tout comme les ressources en eau douce, les ressources en eau renouvelable sont inégalement réparties sur le globe. Pour nous faire prendre conscience de l'ampleur de cette disparité il faut souligner l'écart énorme entre le Koweït et le Canada. Le premier ne dispose que de 10 m³ d'eau douce renouvelable par an et par habitant, pour le Canada c'est dix mille fois plus, ce qui donne 100 000 m³. Un dessin étant plus parlant, voici une carte :

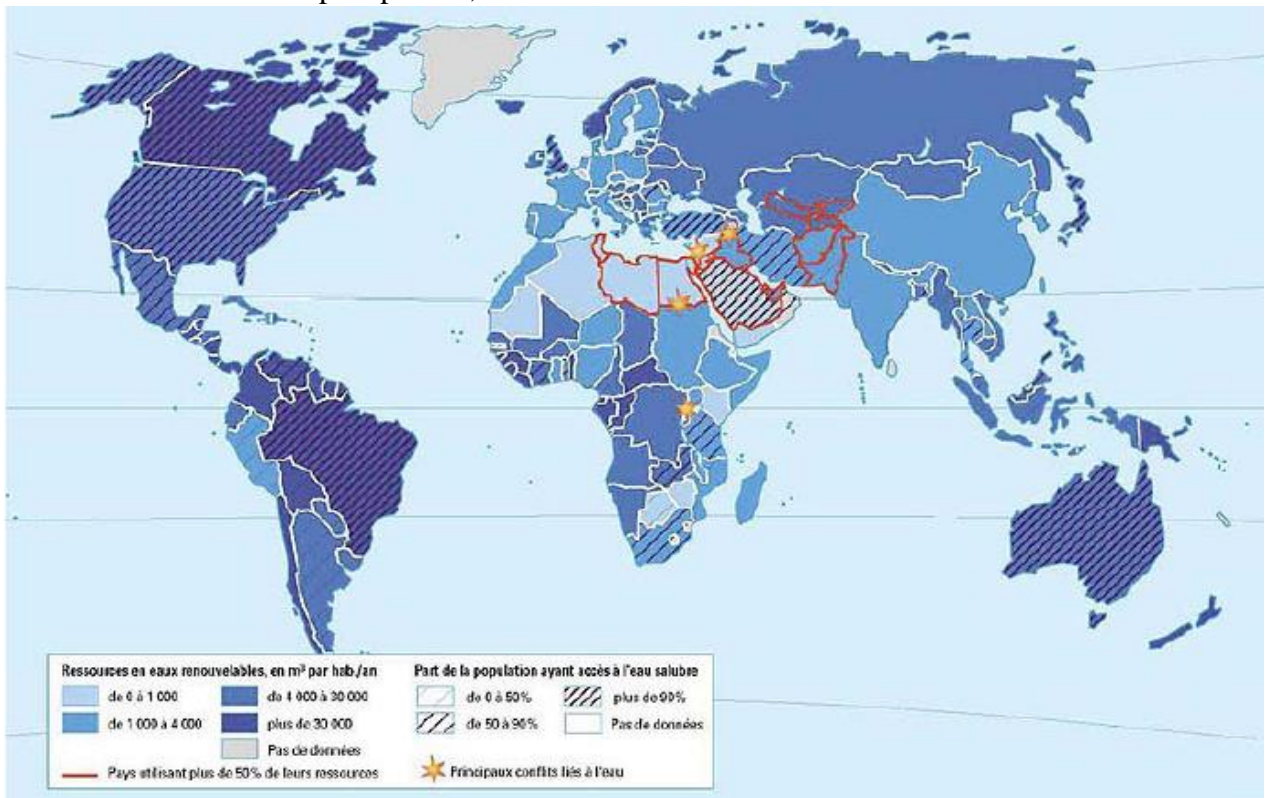


Figure I.2: Ressources en eau renouvelables

Ainsi, l'eau douce accessible ne représente que 12 500 milliards de m³ (9 000 immédiatement et 3 500 stockés dans des réservoirs).

I.1.2.2 Cycle de l'eau:

Le cycle de l'eau, alimenté en énergie par la " machine " thermique solaire, fait s'évaporer l'eau depuis les continents et les océans, la fait transiter quelques jours dans l'atmosphère, puis retomber en pluie. La circulation de l'eau entre les océans, l'atmosphère et les continents est

appelée cycle de l'eau. Ce cycle se déroule dans une enveloppe superficielle de la Terre appelée l'hydrosphère.

Le cycle de l'eau débute par l'évaporation de celle-ci principalement des océans mais aussi des continents. Cette eau transite dans l'atmosphère où elle réside en moyenne 8 à 10 jours et retombe sous forme de pluie sur les océans ou forme de pluie ou de neige sur les continents. L'évaporation de l'eau à partir des continents porte également le nom d'évapotranspiration. Sur les continents, l'eau s'évapore directement à partir des lacs, des rivières... des sols humides mais à cette évaporation directe s'associe la transpiration des végétaux qui renvoie vers l'atmosphère l'eau de pluie qui s'est infiltrée dans le sol. L'infiltration de l'eau dans le sol sert à constituer le stock superficiel alimentant l'évaporation directe et la transpiration des végétaux. Les fortes précipitations des périodes hivernales engendrent une infiltration profonde qui alimente les nappes souterraines. Sur les continents, les quantités d'eau qui s'évaporent (évapotranspiration) sont inférieures aux quantités d'eau reçues par les précipitations, à l'inverse pour les océans l'évaporation est supérieure aux précipitations.

L'excédent en eau des continents retourne aux océans par les rivières, les résurgences de nappes souterraines et le ruissellement côtier. Le cycle de l'eau est ainsi équilibré. Le cycle de l'eau est donc une histoire immuable qui n'a ni début ni fin. L'eau sur la terre se renouvelle en permanence et y circule en un cycle ininterrompu de 21 jours depuis la nuit des temps. Sans cesse régénérée et toujours différente, l'eau que nous buvons aujourd'hui est donc celle qui a connue l'histoire de la terre... [14]



Figure I.3: cycle de l'eau

2^{ème} Partie : l'eau et les risques naturels

I.2.1. l'eau et les menaces et les risques naturels :

I.2.1.1. Menaces dues à la pollution :

I.2.1.1.1. La pollution de l'eau:

La pollution de l'eau est l'introduction de n'importe quelle substance dans une rivière, un cours d'eau, un lac, ou dans l'océan qui altère les ressources naturelles de cet environnement. Il s'agit parfois d'objets fabriqués par l'homme comme des sacs en plastique, des capsules de limonade, du fil de pêche, des balles ou mêmes des chaussures... Mais le plus souvent, la pollution de l'eau n'est pas visible. Des produits agricoles fertilisants ou des produits chimiques industriels sont des sources de pollution de l'eau difficile à voir. Nos activités quotidiennes comme la chasse des toilettes, le lavage des aliments, le nettoyage des voitures sont aussi une cause de pollution de l'eau.

La pollution a donc de nombreuses origines qui sont reliées au cycle de l'eau. Elle peut provenir directement des activités humaines comme le déversement de déchets ou de substances chimiques dans l'eau, qui peut s'introduire n'importe où dans le cycle de l'eau. Il suffit par exemple d'imaginer le chemin parcouru par une goutte de pluie depuis le moment où elle atteint le sol jusqu'à ce qu'elle rejoigne une rivière, une nappe souterraine ou la mer. Quand l'eau ruisselle sur le sol, elle peut se charger de polluants provenant par exemple des routes, des fermes, des pelouses... Quand elle s'infiltré dans le sol, elle peut entrer en contact avec des polluants qui s'échapperaient de décharges de déchets, de dépôts illicites d'ordures ou de produits chimiques. Elle peut être contaminée par des polluants rejetés en rivière par des installations industrielles. Dans l'atmosphère, la vapeur d'eau se condense dans un air pollué par les rejets des *automobiles*, des cheminées d'usines ou d'autres sources de *pollution atmosphérique*.

Le décret wallon du 7 octobre 1985 sur la protection des eaux de surface contre la pollution définit légalement la pollution de l'eau au point 12° de son article 2 comme " Le rejet de substances ou d'énergie effectué par l'homme dans le milieu aquatique, directement ou indirectement, et ayant des conséquences de nature à mettre en danger la santé humaine, à nuire aux ressources vivantes et au système écologique aquatique, à porter atteinte aux agréments ou à gêner d'autres utilisations légitimes des eaux ".

Le décret wallon du 30 avril 1990 sur la protection et l'exploitation des eaux souterraines et des eaux potables définit aussi la pollution de l'eau au point 4° de son article premier comme : " Le rejet de substances ou d'énergie effectué par l'homme dans les eaux souterraines, dans les eaux de surface ordinaire et dans les voies artificielles d'écoulement et ayant des conséquences de nature à mettre en danger la santé humaine ou l'approvisionnement en eau, à nuire aux ressources vivantes et au système écologique, ou à gêner d'autres utilisations légitimes des eaux ".

I.2.1.1.2. Le problème de la pollution de l'eau:

Selon un rapport publié par « *population information program* »; le problème de l'eau ne se pose pas seulement du point de vue de la quantité. La question de sa qualité et donc possibilités de son utilisation, retiennent de plus en plus l'attention. L'industrie, mais aussi l'agriculture, outre leur consommation importante portent atteinte à la qualité des eaux. Dans ce dernier secteur, les velléités de développement de production destinée au marché mondial poussent à une multiplication des amendements chimiques et l'utilisation de pesticides et de Fongicides.

La pollution est présente partout. Peu de pays, développés ou non, ont suffisamment protégé la qualité de l'eau et maîtrisé sa pollution. Beaucoup n'ont pas de normes leur permettant de contenir la pollution dans des limites raisonnables, tandis que d'autres n'ont pas les moyens d'exiger l'application des normes de qualité de l'eau.

Dans le rapport des Nations Unies; la crise de l'eau « est destinée à empirer malgré le débat qui continue sur l'existence même d'une telle crise », insiste le rapport. Environ 2 millions de tonnes de déchets sont déversés, chaque jour, dans les fleuves, lacs et rivières. Un litre de l'eau usée pollue environ huit litres d'eau douce. Selon des calculs cités dans le rapport, il y a environ 12000 km³ d'eau polluée dans le monde. Cette valeur est supérieure à la quantité totale d'eau des dix plus grands bassins fluviaux du monde et ce, à l'importe quelle période de l'année. Si la pollution continue à un rythme identique à celui de la croissance démographique, la planète va perdre 18000 km³ d'eau douce d'ici à 2050 -soit près de neuf fois la totalité de ce que les pays utilisent chaque année pour l'irrigation (qui est de loin l'activité la plus consommatrice en eau, puisqu'elle représente 70% des prélèvements d'eau).

Aux États-Unis, des produits chimiques agricoles, des sédiments libérés par l'érosion et des déchets animaux ont dégradé 280.000 kilomètres de voies d'eau. On dit que l'agriculture est responsable de 70 % de la pollution actuelle de l'eau aux USA (17). En Inde, où l'approvisionnement alimentaire est tributaire de l'agriculture irriguée, plus de 44 millions d'hectares de terres de haute qualité ont été abandonnés à cause de la salinisation et de l'engorgement provoqués par une surabondance d'irrigation.

I.2.1.2. Menaces dues à la consommation :

I.2.1.1.1. Sur le plan individuel:

- **A l'échelle algérienne :**

Lorsque nous parlons des problèmes en eau, des ressources de cette dernière, nous pensons naturellement aux problèmes créés au niveau individuel. Nous allons au cours de ces paragraphes nous intéresser de prime abord aux problèmes sanitaires Algérie, puis de ces problèmes à l'échelle mondiale. Commençons par rappeler la consommation algérienne en eau de l'Algérie: cette dernière consomme en moyenne 170 litre d'eau par jour par habitant.

[14]

La fréquence de distribution moyenne au quotidien est de 70% des communes du pays, alors qu'elle était de 45% en 2000", a-t-il ajouté, précisant que la (consommation) moyenne d'eau potable par individu atteindra 185 litres/jour à l'horizon 2025 contre 170 litres actuellement et 90 litres dans les années 1990.

Les ressources en eau sont estimées en Algérie à environ 17,2 milliards de mètre cube, 12 milliards de mètre cube le volume des ressources en eau de surface dans le nord et 5,2 milliards de mètre cube représentant des ressources en eau dans les zones désertiques (0,2 milliards de mètre cube superficielles et 5 milliards de mètre cube d'eau souterraine). Les ressources en eau renouvelables représentent en Algérie 75% du total. De 0,60% pour superficielle et 15% pour les ressources en eaux souterraines.

En fait, l'Algérie a largement dépassé les critères établis par la Banque mondiale en matière d'accès à l'eau potable avec un taux national de raccordement de plus de 93%. Pour autant, au ministère des Ressources en eau, la qualité de service et le service public de l'eau sont une priorité. Autant à travers une meilleure qualité de l'eau que par une disponibilité régulière et à un prix soutenu par l'État. Fin juin dernier lors d'une réunion ayant regroupé les chefs de zones de l'Algérienne des eaux (ADE) et des responsables de son département, M. Sellal avait particulièrement insisté sur l'amélioration du service public de l'eau, qui "doit être à la hauteur de la demande du citoyen".

- **A l'échelle mondiale :**

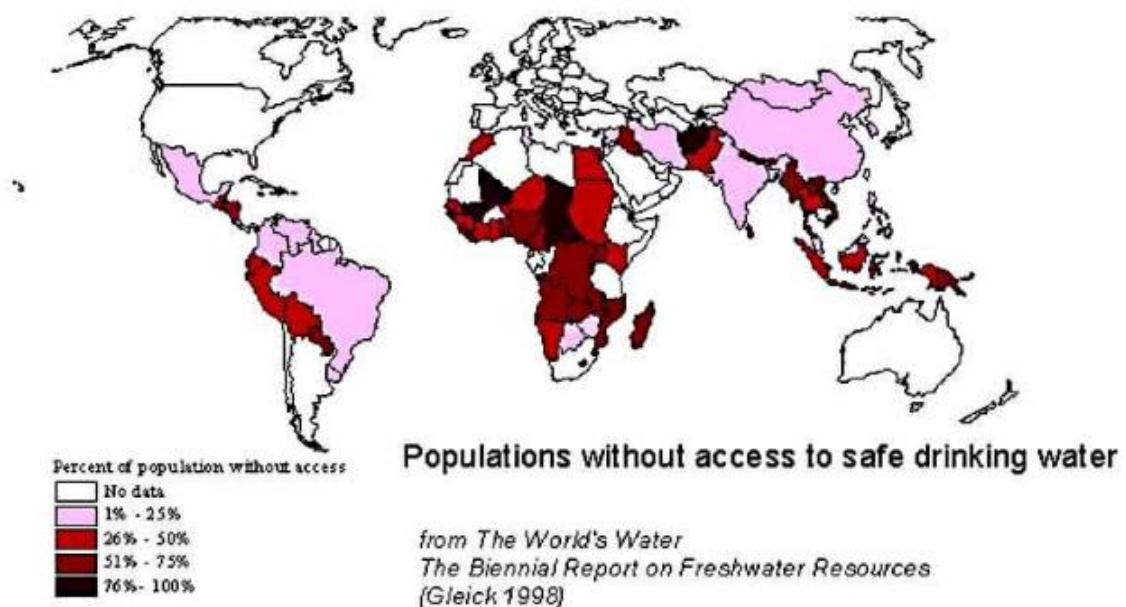


Figure I.4: quantité d'eau consommée par la population dans différents pays du monde

Aujourd'hui, une personne sur cinq (soit plus d'un milliard d'êtres humains !) n'a pas accès à l'eau potable. En l'espace d'un siècle, la population mondiale a triplé, alors que la consommation en eau était multipliée par 6. De plus les disparités entre les pays sont flagrantes : Illustrons ces dernières par un rapide comparatif entre trois pays : un Nord-américain consomme en moyenne 700 litres d'eau par jour, un Européen 200 litres, un Africain 30 litres et un Haïtien 20 litres... De plus la qualité de l'eau consommée entre ces différents pays varie simplement et de nombreuses épidémies ont encore lieu en Afrique du fait de problèmes sanitaires de l'eau, choléra en particulier : En Afrique, 150 millions de résidents urbains, soit la moitié de la population urbaine, n'ont pas d'accès adéquat à la distribution d'eau; et 180 millions, quelque 60% de la population urbaine, n'ont pas de système sanitaire adéquat. L'arsenic est également un problème des plus sérieux en ce qui concerne les menaces pour l'eau : Dans un pays par exemple tel que le Bangladesh, on dénombre près de 300000 morts par an à cause des problèmes sanitaires dus à l'arsenic. Résumons ainsi par quelques chiffres alarmants : 2 milliards sont privés d'installations sanitaires. 4 millions de personnes meurent chaque année de maladies liées au manque d'eau. 6 000 enfants meurent chaque jour dans le monde pour avoir consommé une eau non potable, bien que ces maladies (comme la diarrhée) soient faciles à traiter. [14]

I.2.1.2.2. Sur le plan industriel :

L'eau est au cœur de nombreux processus industriels. Dans l'industrie, l'eau peut être utilisée à diverses fins. Elle peut participer au processus industriel proprement dit, être utilisée pour le lavage et l'évacuation des déchets, pour le refroidissement des installations ou pour faire fonctionner les chaudières.

Le refroidissement des installations représente l'essentiel de la consommation industrielle. Bien entendu, les impératifs de qualité de l'eau diffèrent largement en fonction des usages. Pour le refroidissement ou le lavage, une eau peu traitée suffit en général, alors que de l'eau potable est indispensable à la production alimentaire. La fabrication de circuits électroniques nécessite des traitements spécifiques et plus exigeants que pour une eau destinée à la consommation.[14]

-

- **Produits alimentaires et consommation en eau**

Tableau (1) : Litres d'eau moyens nécessaires pour produire quelques produits courants: [12]

Produit	Litres d'eau
1 litre d'eau minérale	9
1 litre de soda (Coca-Cola)	2,5
1 litre de lait	790
1 tasse de café	140
1 kg de blé	1 160
1 kg de riz	1 400
1 kg de bœuf	15 500_
1 kg de poulet	3 900
1 kg de pommes de terre	900
1 kg de sucre	350

- *Fabrication de biens de consommation et consommation en eau*

Tableau (2) : Litres d'eau moyens nécessaires pour fabriquer quelques produits courants [12]

Produit	Litres d'eau
1 Jean	8000
1 t-shirt en coton	2 700
1 ordinateur	1 500
1 voiture	30 000
1 kg de papier	500
1 kg de carton	60 à 400
1 Jean	8000

I.2.1.2.3. Sur le plan agricole :

Aujourd'hui, l'agriculture absorbe plus de 70 % de l'eau consommée. Cette consommation conséquente dans ce secteur peut s'expliquer par différentes raisons :

- ▶ **L'élevage** dont le régime alimentaire implique la mobilisation de grandes quantités d'énergie et d'eau par ration produite.
- ▶ **L'irrigation** massive dans le but d'assurer des rendements maximums.
- ▶ L'accroissement de la population qui nécessite la production de plus grandes quantités de denrées alimentaires.
- ▶ Des régimes alimentaires plus riches dus à une orientation croissante du mode de vie « à l'occidental ».

De ce fait, au début des années 1960, les agriculteurs, pour accroître de manière conséquente leurs rendements, ont eu recours à l'agriculture intensive (utilisation d'engrais chimiques, de pesticides et de produits phytosanitaires). Cette agriculture intensive a eu pour conséquence de polluer les eaux des sols avec de fortes concentrations en azote, phosphore et molécules issues des produits phytosanitaires. Aujourd'hui, les traitements pour éliminer ces polluants sont complexes, onéreux et souvent difficiles à appliquer.

Par conséquent, on s'oriente donc vers d'autres pratiques agricoles plus respectueuses de l'homme et de l'environnement comme l'agriculture « intégrée » ou « biologique ».

- **Quantité d'eau nécessaire aux cultures:**

Pour produire les cultures suivantes, il faut :

- ▶ 238 litres d'eau pour 1 kg de maïs ensilage ;
- ▶ 346 litres d'eau pour 1 kg de banane ;
- ▶ 454 litres d'eau pour 1 kg de maïs grain ;
- ▶ 524 litres d'eau pour 1 kg d'orge ;
- ▶ 590 litres d'eau pour 1 kg de pomme de terre ;
- ▶ 590 litres d'eau pour 1 kg de blé ;
- ▶ 900 litres d'eau pour 1 kg de soja ;
- ▶ 1600 litres d'eau pour 1 kg de riz pluvial ;
- ▶ 5000 litres d'eau pour 1 kg de riz inondé ;
- ▶ 5263 litres d'eau pour 1 kg de coton ; [11]

I.2.1.3. Les menaces dues à La contrainte climatique et la rareté des ressources:

L'humanité a connu des écarts importants de températures par le passé, mais jamais un phénomène de cette ampleur n'est apparu en moins d'un siècle. Les conséquences sur les désordres hydrologiques restent mal connues. Certains font état de catastrophes majeures, comme des changements affectant les grands courants océaniques et un relèvement du niveau

de 15cm à 1mètre à cause de dilations thermique et de la fonte des glaciers. Les scénarios les plus sûres prévoient des sécheresses plus fréquentes et plus étendues dans les zones arides et semi-arides, des inondations des plus fréquentes et des tempêtes plus nombreuses. La modification des écoulements des grands systèmes hydrographique dépendant des glaciers alpins ou himalayens. Ces tendances générales pourraient être catastrophiques pour de nombreux pays d'Afrique et certaines basses régions côtières. A Bangladesh, des dizaines de millions d'hommes pourraient être contraints à se déplacer, car de nombreuses petites îles sous les tropiques sont menacées de submersion. Ces phénomènes conduiront à des migrations de populations qui seront des foyers de tension régionales. Les incertitudes sont beaucoup plus fortes pour les pays tempérés. Les effets pourraient être bénéfiques pour la production agricole des pays septentrionaux, tandis que les sécheresses récurrentes constatées au sud de l'Europe et le nord de l'Afrique.

Après avoir diagnostiqué un phénomène qui n'est désormais plus contesté, le GIEC travaille aujourd'hui à établir les conséquences régionales du réchauffement, en particulier sur les modifications des cycles hydrologiques et sur les écosystèmes aquatiques.

- **Comment le changement climatique affectera-t-il les ressources en eau ?**

La bonne santé des écosystèmes dépend fondamentalement du fait qu'ils reçoivent des quantités adaptées d'eau, d'une qualité donnée et à un moment donné. Le changement climatique ajoutera des pressions sur des écosystèmes déjà sous pression.

Comme conséquence à l'augmentation des températures, la demande en eau augmentera. L'évaporation réduira les ressources disponibles de même que l'évapotranspiration grandissante au niveau des récoltes et de la végétation sauvage ainsi que la demande en eau requise par l'irrigation ou par les systèmes de refroidissement des industries ajouteront une pression sur les ressources en eau.

La qualité de l'eau sera affectée par des écoulements et des infiltrations plus denses, qui augmenteront la pollution. Une pollution due aux produits chimiques agricoles et à une capacité plus faible pour assimiler la pollution à cause de flux moins importants.

Les zones humides souffriront des processus d'érosion et de désertification dus à des étés plus secs et plus chauds, à des sécheresses plus fréquentes et prolongées couplés à des pluies intenses. Les températures plus chaudes assècheront les sols et en augmenteront la salinité.

I.2.1.4.L'eau et la dimension de la santé :

Les maladies liées à l'eau sont une tragédie humaine : elles tuent chaque année des millions de personnes, empêchent des millions de personnes de mener une vie saine et sapent les efforts de développement. Environ 2,3 milliards d'habitants, de par le monde, ont des maladies qui sont liées à l'eau.

La mortalité infantile est due, à hauteur d'environ 60 %, à des maladies contagieuses et parasitaires, dont la plupart sont liées à l'eau. Dans certains pays, les maladies liées à l'eau

représentent une forte proportion de toutes les maladies des adultes et des enfants. Au Bangladesh, par exemple, on estime que les trois-quarts de toutes les maladies sont liés à de l'eau insalubre et à des installations sanitaires insuffisantes. Au Pakistan, le quart de tous les malades hospitalisés ont des maladies liées à l'eau.

On sauverait des millions de vie en assurant un approvisionnement en eau salubre et en aménageant des installations sanitaires appropriées, ce qui réduirait la prévalence des maladies liées à l'eau. C'est pourquoi, les pays en développement et les organismes d'assistance doivent donner une priorité élevée à la solution de ces problèmes.

Les maladies liées à l'eau présentent des variations considérables sur le plan de leur nature, de leur transmission, de leurs effets et de leur gestion ; on peut cependant répartir en trois catégories les conséquences qu'exercent sur la santé des éléments liés à l'eau : les maladies d'origine hydrique, y compris celles que causent des organismes fécaux-oraux et des substances toxiques ; les maladies à support hydrique, et les maladies transmises par des vecteurs liés à l'eau. Une autre catégorie -- les maladies liées au manque d'hygiène -- ou au manque d'eau sont des maladies qui apparaissent lorsque l'eau salubre se fait rare.

Les maladies d'origine hydrique sont des maladies «de l'eau sale» -- causées par une eau qui a été contaminée par des déchets humains, animaux ou chimiques. Dans le monde entier, le manque de stations d'épuration des eaux usées et d'eau salubre destinée à la boisson, à la cuisson des aliments et à l'hygiène est responsable de plus de 12 millions de morts par an.

Les maladies d'origine hydrique englobent le choléra, la typhoïde, le shigella, la polio, la méningite et l'hépatite A et B. Les êtres humains et les animaux peuvent être les hôtes des bactéries, des virus et des protozoaires qui causent ces maladies. Des millions de gens n'ont guère accès, pour leur hygiène personnelle, à une évacuation contrôlée des eaux usées ou à une eau salubre. On estime que 3 milliards d'êtres humains, par exemple, n'ont pas de toilette sanitaire. Plus de 1,2 milliard de personnes courent des risques parce qu'ils n'ont pas accès à de l'eau salubre.

Quand il n'y a pas d'installations sanitaires appropriées, les maladies d'origine hydrique peuvent se répandre rapidement. Des excréments non traités qui contiennent des organismes vecteurs de maladies sont transportés par ruissellement ou par infiltration dans des sources d'eau douce, contaminant ainsi l'eau potable et les aliments. La présence d'organismes vecteurs de maladies dans telle ou telle source d'eau douce est fonction du volume d'excréments humains et animaux qu'elle contient.

Les maladies diarrhéiques, qui sont les principales maladies d'origine hydrique, sont prévalant dans de nombreux pays où l'épuration des eaux usées est insuffisante. En pareil cas, les déchets humains sont évacués à ciel ouvert dans des latrines, des fossés, des canaux et des cours d'eau, ou sont épandus dans les champs. On estime qu'il y a chaque année 4 milliards de cas de maladies diarrhétiques qui causent entre 3 et 4 millions de morts, surtout parmi les enfants.

L'emploi comme engrais d'eaux usées contaminées peut provoquer des épidémies de maladies comme le choléra. Ces maladies peuvent même devenir chroniques quand on manque d'eau salubre. Au début des années 1990, par exemple, les eaux usées non traitées qu'on employait

comme engrais dans les champs de légumes ont provoqué des poussées de choléra au Chili et au Pérou. A Buenos Aires, en Argentine, il y avait constamment dans un bidonville des poussées de choléra, d'hépatite et de méningite parce que 4 % seulement des foyers avaient l'eau courante ou de bonnes toilettes, tandis que des régimes alimentaires médiocres et le manque d'accès aux services médicaux aggravaient les problèmes de santé.

Les substances toxiques qu'on retrouve dans l'eau douce sont une autre cause de maladies d'origine hydrique. De plus en plus, on trouve dans l'eau douce des produits chimiques agricoles, des engrais, des pesticides et des déchets industriels. Même à faible concentration, ces produits chimiques peuvent finir par s'accumuler et causer des maladies chroniques, telles que des cancers, chez les habitants qui emploient cette eau.

Presque partout, les problèmes de santé causés par les nitrates contenus dans l'eau deviennent graves. Dans plus de 150 pays, les nitrates provenant des engrais se sont infiltrés dans les puits, où ils ont contaminé l'eau potable. Des concentrations excessives de nitrates causent des troubles du sang. Par ailleurs, des niveaux élevés de nitrates et de phosphates dans l'eau encouragent la croissance d'algues bleu-vert, conduisant à la désoxygénation (eutrophication). Les organismes qui jouent un rôle purificateur et décomposent les matières organiques, telles que les déchets humains qui polluent l'eau, ont besoin d'oxygène pour se métaboliser. Le volume d'oxygène contenu dans l'eau est donc le principal indicateur de la qualité de celle-ci.

I.2.2. comment satisfaire la demande croissante en eau:

Répondre à une demande continue et sans cesse croissante en eau requiert des efforts pour pallier la variabilité naturelle et améliorer la qualité et la quantité de l'eau disponible.

L'eau de pluie: est recueillie depuis des milliers d'années dans de nombreuses régions du monde. Aujourd'hui, cette technique est utilisée en Asie pour reconstituer les réserves souterraines en eau. Elle est relativement peu onéreuse et permet aux communautés locales de développer et d'entretenir elles-mêmes les infrastructures requises.

Détourner les eaux de surface: pour les réinjecter sous terre peut aider à réduire les pertes dues à l'évaporation, pallier les variations de débit et améliorer la qualité de l'eau. Le Moyen-Orient et les régions méditerranéennes mettent actuellement en pratique cette stratégie.

Des barrages et réservoirs sont construits afin de stocker de l'eau pour l'irrigation et la consommation. En outre, les barrages peuvent fournir de l'électricité et aider à maîtriser les inondations, mais ils peuvent aussi avoir des impacts sociaux et environnementaux indésirables.

Procéder à **des transferts d'eau** entre différents bassins fluviaux peut également contribuer à atténuer les problèmes de pénurie. La Chine, par exemple, dispose déjà de grandes connections entre bassins et en prévoit d'autres. Les impacts de ces projets sur les populations et l'environnement doivent être étroitement surveillés.

Les eaux usées sont maintenant réutilisées à différentes fins dans de nombreux pays, en particulier au Moyen-Orient, et cette pratique devrait se répandre à l'avenir. L'eau non potable est utilisée partout dans le monde pour l'irrigation et le refroidissement industriel. Les villes se

tourment également vers la réutilisation de l'eau pour compléter l'approvisionnement en eau potable, profitant des progrès réalisés en matière de traitement de l'eau.

L'eau dessalée – l'eau de mer ou toute autre eau salée transformée en eau douce – est utilisée par les villes et par l'industrie, en particulier au Moyen-Orient. Cette technique a vu son coût baisser considérablement mais dépend fortement d'énergie produite à partir de combustibles fossiles. Elle soulève par conséquent les problèmes de la gestion des déchets et du changement climatique.

I.2.4. Comment gérer les ressources en eau de manière durable:

L'utilisation durable des ressources en eau est un véritable défi en raison des nombreux facteurs concernés, notamment les changements climatiques, la variabilité naturelle des ressources, ainsi que les pressions exercées par les activités humaines. À l'heure actuelle, la politique de l'eau est toujours en grande partie déterminée par des préoccupations politiques et économiques à court terme qui ne prennent en compte ni les avancées scientifiques ni les critères de bonne gouvernance. Les pays, en particulier ceux en voie de développement, ont besoin de solutions techniques de pointe, de financements plus importants et de données plus complètes sur les ressources en eau.

Pour évaluer l'état de nos ressources en eau, nous devons être pleinement conscients du rôle joué par différentes composantes du cycle de l'eau - comme la pluie, les eaux issues de la fonte des glaciers, etc. Sans cela, il sera difficile de développer des stratégies de protection et d'atténuation adéquates. Une mauvaise qualité de l'eau et une exploitation non durable des ressources peuvent limiter le développement économique d'un pays, nuire à la santé de la population et mettre à mal ses moyens de subsistance. Heureusement, on commence à adopter des pratiques plus durables.

La gestion des ressources en eau devrait davantage veiller à accroître les ressources naturelles existantes et à réduire la demande et les pertes en eau. Traditionnellement, répondre à la demande croissante en eau consistait à stocker de l'eau de surface dans des réservoirs, à détourner des cours d'eau vers les régions arides et à exploiter les nappes phréatiques. À l'heure actuelle d'autres procédés viennent s'ajouter à ces méthodes, comme la réutilisation de l'eau, le dessalement et la récupération des eaux de pluie. Certaines régions vont même jusqu'à exploiter les nappes phréatiques non-renouvelables. Certains pays ont des programmes qui visent à réduire la demande en eau et les pertes dans les systèmes de distribution des zones urbaines, mais davantage d'efforts sont requis. Cela impliquera des changements de comportements nécessitant une meilleure information du public et un engagement politique. Ces efforts pour conserver l'eau et réduire la demande ne sont pas seulement pertinents dans les régions où l'on manque d'eau, ils peuvent également apporter des bienfaits économiques dans des régions plus humides. On aborde de plus en plus la gestion des ressources en eau de façon décentralisée, en se concentrant sur les bassins fluviaux, et ce même à l'échelle internationale. L'échange d'informations entre pays qui

partagent des bassins fluviaux sera source de bienfaits tant économiques qu'environnementaux.

I.3.Conclusion:

Nos ressources en eau subissent de nombreuses pressions. Il nous faut encore acquérir davantage d'informations fiables sur la qualité et la quantité d'eau disponible ainsi que sur la manière dont cette disponibilité varie dans le temps et d'un endroit à l'autre. Les activités humaines influent de bien des façons sur le cycle de l'eau, et leur impact doit être compris et quantifié afin de gérer les ressources en eau de manière responsable et durable. Car Il est devenu évident que les changements climatiques ont une incidence sur la disponibilité en eau. La pollution, les déviations de cours d'eau et les incertitudes quant à la quantité d'eau disponible menacent la croissance économique, l'environnement et la santé. Les nappes phréatiques sont souvent surexploitées et polluées. Des technologies plus récentes, telles que le dessalement et la réutilisation de l'eau, viennent aujourd'hui s'ajouter aux techniques traditionnelles – comme la collecte des eaux de pluie – pour augmenter en eau.

Chapitre II

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

II.1. Ecoulement à surface libre:

II.1.1.définition:

Les écoulements à surface libre, de même que les écoulements en charge. Avec une interface entre l'air et l'eau. La pression dans ce cas est égale le plus souvent la pression atmosphérique. Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre. Caractérisés par le nombre de Reynolds qui exprime l'action des forces de viscosité.

$$Re = UD / \nu$$

Ou U la vitesse moyenne, D le diamètre hydraulique égal à $4R$. (R étant le rayon hydraulique), ν Le coefficient de viscosité cinématique. Pour des canaux de largeur inférieure, on aura $R = h$ (h étant le tirant d'eau). Et par le nombre de Froude ou coefficient cinétique qui représente la relation entre la viscosité d'écoulement et la viscosité de propagation des petites perturbations. Certains auteurs adaptent le carré de cette valeur.

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad [1]$$

II.1.2.Classification des écoulements: [1]

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

On dit qu'un écoulement est uniforme si l'aire de sa section d'écoulement est constante tout le long de son parcours, autrement il est non uniforme. Si la non uniformité est faible, on qualifiera l'écoulement de graduellement varié. Si le changement de section s'effectue sur une courte distance, alors l'écoulement sera brusquement varié. Un écoulement permanent, le long d'une rivière, est une succession d'écoulements uniformes, graduellement et rapidement variés. De plus, en fonction du rapport de la vitesse du fluide sur la célérité d'une onde de surface (nombre de Froude, Fr),

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gDh}}$$

Par définition, un écoulement dont le nombre de Froude est inférieur à 1 est dit fluvial, sinon il est dit torrentiel. Lors d'un écoulement en régime fluvial, c'est l'aval qui pilote l'écoulement, lors d'un écoulement en régime torrentiel, c'est l'amont seul qui influence l'écoulement. Au nombre de Froude critique égal 1 correspond un tirant d'eau particulier hc appelé hauteur d'eau critique. [1]

II.1.3.Ecoulement Dans Les Canaux:

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

- Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. La surface libre est la surface de séparation de l'air et l'eau ; la pression y est égale à la pression atmosphérique.
- L'écoulement à surface libre est dû à la pente de fond du canal et non, comme pour les conduites à la différence de charge entre deux sections.

II.1.4.Types d'écoulement:

La classification ou la définition des écoulements peut se faire à l'aide de la variabilité des caractéristiques hydrauliques, tel que le tirant d'eau (variation de la profondeur h), et la vitesse par rapport au temps et à l'espace.

II.1.5.Variabilité dans le temps:

Quand les vitesses moyennes U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction, le mouvement est dit permanent ou stationnaire par conséquent le débit est constant. Dans le cas contraire le mouvement est non permanent.

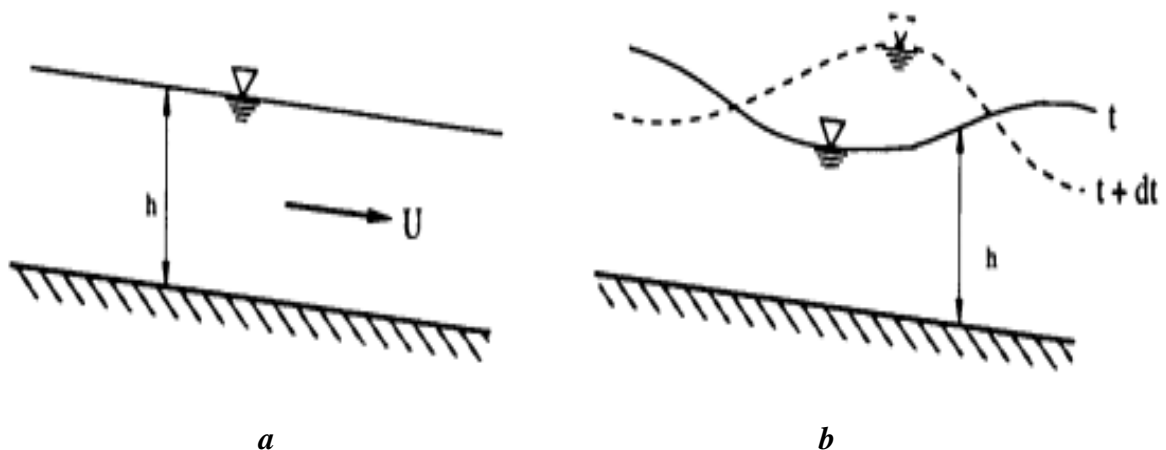


Figure II.1: Ecoulement permanent (a), et non permanent (b).

Cette permanence d'écoulement dans les canaux est rare, puisque les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court. [1]

II.1.6.Écoulement permanent ou non permanent:

Un écoulement permanent se produit lorsque les paramètres hydrauliques (le débit, vitesse et profondeur d'eau) sont **constants dans le temps**. Des écoulements de ce types revent caractériser par exemple les débits générée par l'infiltration par les joints de conduite ou, le débit des eaux usées dans un réseau d'égout unitaire.

Si leurs paramètres hydrauliques pas constants dans le temps l'écoulement est dit non permanent, par exemple l'écoulement dans un réseau d'égout pluvial. Dans ce cas On a alors recours aux équations dites de **Saint- Venant**, qui sont résolues numériquement pour décrire l'écoulement.

II.1.7.Écoulement uniforme ou non uniforme: [1]

Les écoulements uniformes ce sont des écoulements dont les paramètres hydrauliques (le débit, vitesse et profondeur d'eau) **constantes avec la distance**; la pente de la canalisation, celle de l'énergie et la surface de l'eau sont alors toutes parallèles. La profondeur d'eau correspondant à un écoulement uniforme s'appelle la **profondeur normale**. D'un autre côté, un écoulement est non uniforme lorsque les mêmes paramètres (débit, vitesse et profondeur d'eau) varient avec la distance. On peut distinguer deux sous- catégories dans ce cas : l'écoulement peut être **graduellement** ou **brusquement varie**, selon la rapidité avec laquelle le changement se fait. Les équations pour l'écoulement uniforme ne peuvent plus être utilisées dans ces cas d'écoulement rapidement varie puisque l'écoulement implique alors des phénomènes d'onde. [1]

II.1.8.Écoulement à surface libre (en canal ou en conduite):

L'écoulement est dit en surface libre lorsque les niveaux d'eau n'atteignent pas la pleine hauteur de la canalisation. La pente critique est celle qui produit la profondeur critique et la vitesse critique (ces paramètres sont définis par le nombre de Froude). L'évaluation de la profondeur critique est importante dans les analyses hydrauliques parce qu'elle constitue toujours un point de contrôle hydraulique : l'écoulement doit passer par la profondeur critique lorsqu'il passe d'un écoulement torrentiel un écoulement fluvial ou vice versa.

D'un autre côté, on peut également avoir avec une conduite un écoulement partiellement plein ou plein. Dans le premier cas, l'analyse est similaire à un écoulement à surface libre. Dans le cas d'un écoulement plein, l'écoulement est confiné sans une surface libre et on dit alors qu'il se fait sous pression ou en charge. [1]

II.1.9.Écoulement fluvial ou torrentiel:

La détermination de ce type d'écoulement en fonction du nombre de Froude, qui représente le niveau d'énergie contenu dans l'écoulement lui-même. Un écoulement fluvial, caractérisé par des vitesses faibles et de plus grandes profondeurs d'eau se produit lorsque le nombre de Froude est inférieur à 1. Par opposition un écoulement torrentiel se produira dans une canalisation avec une forte pente et avec un nombre de Froude supérieur à 1. L'écoulement

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

lorsque le nombre de Froude est égale à 1 est dit critique. Le nombre de Froude est défini par la relation suivante:

$$F = \frac{V}{(gDm)^{1/2}}$$

Où V est la vitesse moyenne dans la section d'écoulement, g est l'accélération due à la gravité (9.81m/s^2) et dm est la profondeur moyenne hydraulique. La

distance entre l'écoulement fluvial, critique et torrentiel est importante lorsque la position de la profondeur critique dans un canal ou une conduite est importante parce que cette section sert de contrôle pour le calcul **de courbe de remous** ; cette position marque également le lieu où une relation unique existe entre le débit et la profondeur, ce qui en fait un endroit approprié pour la mesure de débits. La notion de profondeur critique joue également un rôle important dans l'analyse hydraulique des ponceaux et des calculs pour l'établissement de la ligne piézométrique. Les profondeurs critiques sont typiquement observées pour les situations suivantes :

Aux changements abrupts de pente (lorsqu'on passe d'une pente faible à une pente forte ou encore lorsqu'on passa d'une pente forte à faible (dans quel cas une pente hydraulique se fermera). Contraction dans les canaux, par exemple à l'entrée d'un ponceau ou à l'approche d'un point. Sur ou immédiatement en amont d'un déversoir ou d'une chute.

II.2. Equations de base utilisé dans les écoulements a surface libre :

L'écoulement est non uniforme si les paramètres du canal tels que la vitesse, la hauteur, la rugosité, la section transversale changent d'une section à l'autre.

Les changements peuvent être graduels ou lents (écoulement graduellement varié) ou rapides (brusquement varié).

Il est à noter que si le canal est uniforme (axe rectiligne, pente et section transversale constantes, rugosité homogène) la non uniformité de l'écoulement se produit au voisinage d'une singularité (déversoir, chute d'eau...).

On utilise le théorème de Bernoulli qui est le théorème de base de la mécanique des fluides pour l'étude des écoulements graduellement variés.

Ce théorème repose sur le principe de la conservation de l'énergie, qui nous permet de comprendre les principes de base de l'écoulement graduellement varié.

On peut classer l'écoulement non uniforme en deux grandes catégories, suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens de l'écoulement (accélééré, décélééré)

.

II.2.1. Ecoulements permanents uniformes :

L'écoulement uniforme peut être soit en régime laminaire soit en régime turbulent, mais il se produit sous de grandes vitesses. A vitesse élevée, l'écoulement uniforme est instable et il est le siège d'un fort entraînement d'air. Dans les canaux ouverts, l'écoulement uniforme se développe lorsque les forces de résistance s'opposant à l'écoulement sont équilibrées par les forces de gravité. Les forces de résistance sont proportionnelles au carré de la vitesse

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

moyenne V . Lorsqu'un écoulement entrant dans un canal s'effectue de façon lente, la vitesse et par conséquent la résistance à l'écoulement sont faibles. Les forces de gravité sont alors prédominantes et l'écoulement subit alors une accélération depuis l'amont. La vitesse ainsi que la résistance augmentent au fur et à mesure que l'on se déplace vers l'aval, jusqu'à ce que les forces de gravité soient équilibrées. A cet instant, l'écoulement uniforme apparaît. La zone sur laquelle s'étend l'écoulement accéléré et au-delà de laquelle l'écoulement uniforme apparaît est dite zone de transition. Si la longueur du canal est inférieure à la longueur de la zone transitoire, l'écoulement uniforme ne peut être atteint.

À l'aval de l'écoulement uniforme, les forces de gravité deviennent de plus en plus prédominantes en raison de l'accélération que subit l'écoulement. L'écoulement uniforme disparaît alors en laissant place à un écoulement varié.

Par définition du régime uniforme le débit Q , la vitesse V et la hauteur h du canal sont constants tout au long de l'écoulement considéré. Si Z_f désigne la cote du fond, la cote de la surface libre Z_w est :

$$J = \frac{-dz_f}{dx} + \frac{dh}{dx} = \frac{-dz_f}{dx} = I; \quad Z_w = Z_f + h \quad \rightarrow \text{II.1}$$

Si le régime est uniforme, la perte de charge linéaire est égale à la pente du cours d'eau. En d'autres termes, si la perte de charge linéaire est égale à la pente du cours d'eau

($J = I$), alors h , Q et V sont constants, et le régime est uniforme.

II.2.2. Equation de l'écoulement uniforme:

Soit I la pente du fond:

$$I = - \frac{dz}{dx}$$

La pente de la surface libre est aussi égale à I car la profondeur d'eau est constante dans l'espace. Trois hypothèses doivent être satisfaites pour représenter de manière unique la charge en une section et la perte de charge entre deux sections:

- pente de fond faible: pour supposer les profondeurs h comme verticales.
- vitesse uniforme dans une section donnée.
- écoulement parallèle afin que le niveau piézométrique soit le même en tout point d'une section.

La charge moyenne en une section est par définition:

$$H = Z + h + \frac{v^2}{2g} \quad \rightarrow \text{II.2}$$

La variation de charge $H_1 - H_2$, Entre une section 1 et une section 2, est appelée perte de charge.

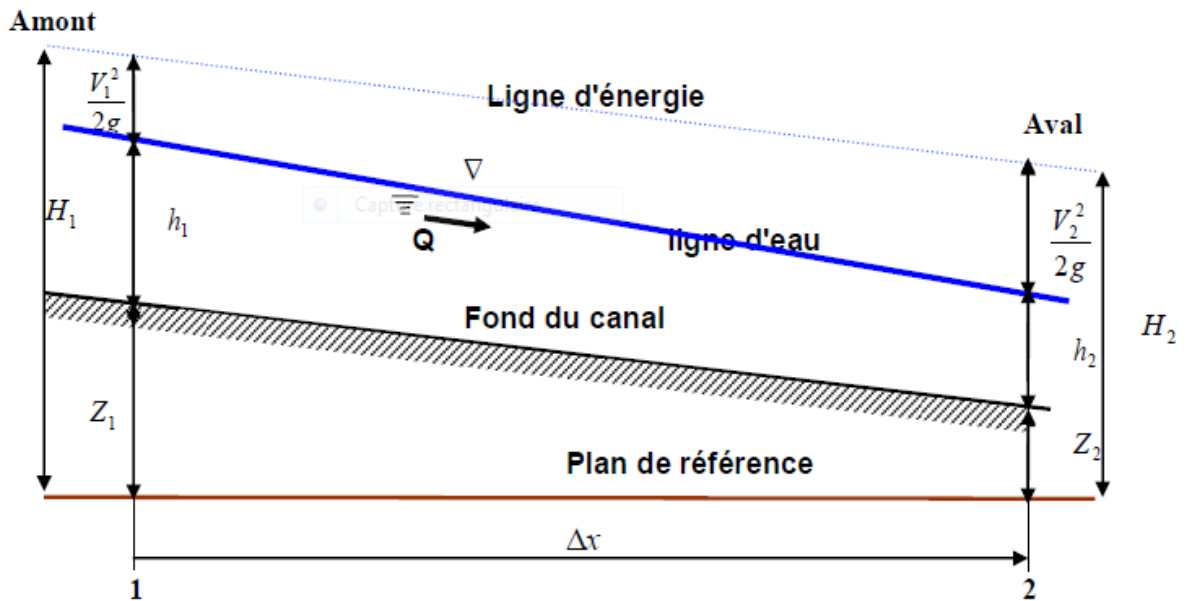


Figure II.2: écoulement uniforme

Le théorème de Bernoulli exprime que dans un écoulement permanent d'un fluide parfait c'est à dire de viscosité nulle, la charge est constante. Pour des liquides réels (visqueux), le théorème de Bernoulli généralisé exprime simplement que la variation de la charge ΔH est égale à la perte de charge $J\Delta x$. La perte de charge unitaire J est donc identique à la pente de la ligne de charge.

L'équation devient:

$$J = -\frac{dh}{dx} = \frac{d(z+h+\frac{v^2}{2g})}{dx} = -\frac{dz}{dx} \quad \rightarrow \text{II.3}$$

Il en résulte que : $I = J$ (h et v sont constantes), on peut donc conclure que pour un écoulement uniforme, la ligne de charge, la surface libre et le fond sont parallèles. [1]

II.2.3.Équation de Chézy: [1]

Elle est considérée comme l'équation générale en hydraulique et peut facilement être démontrée théoriquement. Elle est basée sur les hypothèses que la force de résistance à l'écoulement est proportionnelle au carré de la vitesse de l'écoulement et que la surface de résistance est égale au produit du périmètre mouillé et de la longueur du canal. Les modèles qui ont été développés par la suite, utilisent, en général, l'équation de Chézy dans laquelle ils cherchent à mieux décrire le coefficient "C".

L'équation de CHEZY:

$$V = C \sqrt{RhI} \quad \rightarrow \text{II.4}$$

Où:

C : est le coefficient de Chézy égal

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \rightarrow \text{II.5}$$

II.2.4. Formule de Manning: [1]

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

$$C = \frac{\alpha R h^{1/2}}{\eta} \rightarrow \text{II.6}$$

Où: **n** est le coefficient de frottement de Manning et **α** est un coefficient d'unité qui vaut **1** en système international et **1,486** en système anglo-saxon. En remplaçant le coefficient **C** dans la formule de Chézy, on obtient la formule de Manning.

$$V = \frac{\alpha}{\eta} R h^{2/3} I^{1/2} \rightarrow \text{II.7}$$

En introduisant le débit $Q = V \cdot S$, on a :

$$Q = \frac{\alpha}{\eta} S R h^{2/3} I^{1/2} \rightarrow \text{II.8} \quad [1]$$

II.2.5. Formule de Manning-Strickler:

La vitesse moyenne V de l'écoulement uniforme peut être également évaluée par la formule dite de *Manning* (1891). La vitesse V est liée au coefficient C de résistance de l'écoulement, au rayon hydraulique R_h et à la pente J du canal. A l'origine, la formule de *Manning – Strickler* se présentait sous une forme compliquée, puis elle a été simplifiée pour s'écrire, avec

$C = k$:

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \rightarrow \text{II.10}$$

$$Q = K_s S R_h^{2/3} \sqrt{I} \rightarrow \text{II.11}$$

$$K_s = \frac{1}{\eta} \rightarrow \text{II.12} \quad [1]$$

II.3. Ecoulement graduellement varié:

L'écoulement graduellement varié reste un écoulement permanent c.à.d. que le débit reste constant dans le temps par contre les changements de section de l'écoulement généralement causés par des changements de pente, rendent l'écoulement non uniforme.

Les transitions seront considérées comme s'opérant sur des distances relativement longues, d'où le terme de graduel. [1]

II.3.1.Principe de base: [10]

Considérons une section courte d'un canal pour lequel la surface libre n'est plus parallèle au fond:

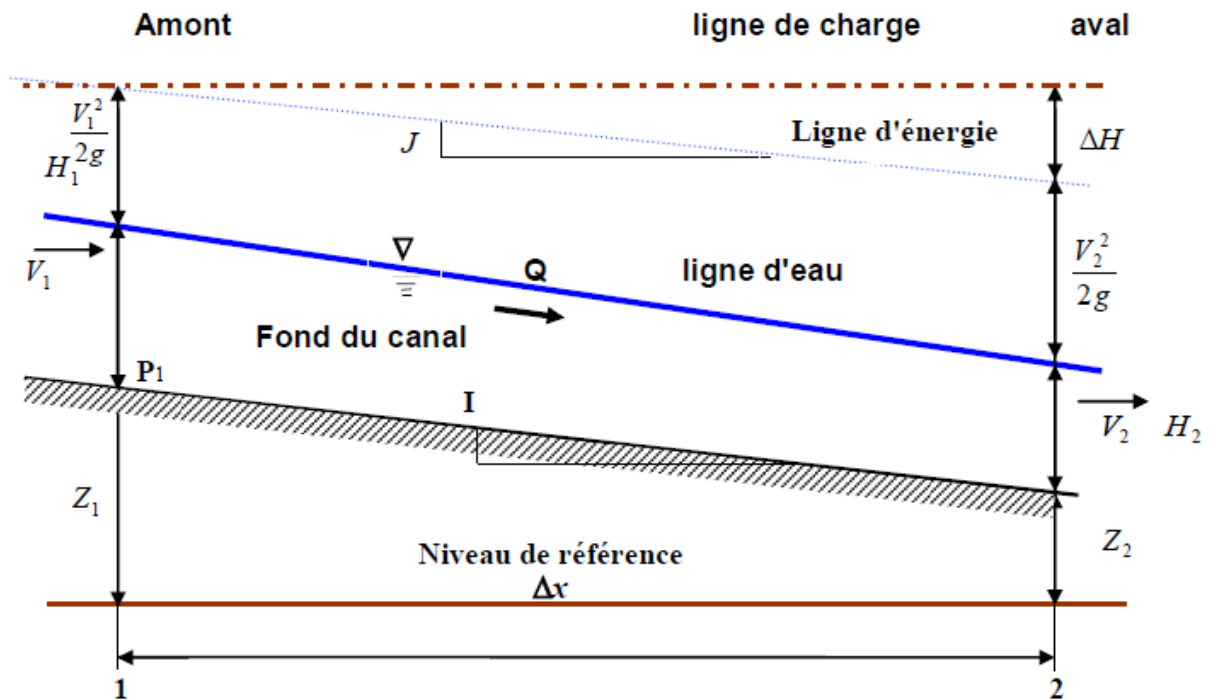


Figure II.3: Diagramme d'énergie pour un écoulement non uniforme.

On écrit l'équation de Bernoulli entre les sections **1** et **2** :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\varpi} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H \rightarrow \text{II.13}$$

On considère que la pression varie de façon hydrostatique du fond jusqu'à la surface libre, on a:

$$H = \frac{P}{\varpi}$$

On écrit donc:

$$H_1 + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H \rightarrow \text{II.14}$$

En introduisant la notion d'énergie spécifique

$$E = h + \frac{V^2}{2g} \rightarrow \text{II.15}$$

On obtient encore:

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

$$Z_1 + E_1 = Z_2 + E_2 + \Delta H \rightarrow \text{II.16}$$

On divise par Δx puis on passe à la limite, sachant que :

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$$\frac{Z_2 - Z_1}{\Delta x} + \frac{E_2 - E_1}{\Delta x} = -\frac{\Delta H}{\Delta x} \Rightarrow \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{dE}{dx} = \frac{dH}{dx} \Rightarrow \frac{dE}{dx} = -\frac{dz}{dx} + \frac{dH}{dx} \rightarrow \text{II.17}$$

En posant la pente de la ligne d'énergie $J = -\frac{dh}{dx}$ c'est-à-dire la perte de charge par unité de surface et la pente du fond $I = -\frac{dz}{dx}$ il vient:

$$\frac{dE}{dx} = I - J \rightarrow \text{II.18}$$

Sachant que E est une fonction de H et que H est une fonction de x, donc

$$\frac{dE}{dx} = \frac{\partial E}{\partial H} \times \frac{dH}{dx} \rightarrow \text{II.19}$$

Et en exprimant l'énergie spécifique en termes de débit on peut écrire

$$\frac{dE}{dx} = \left(1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}\right) \frac{dH}{dx} \rightarrow \text{II.20}$$

D'où l'on tire:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{I - J}{\left(1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}\right)} \rightarrow \text{II.21}$$

$$\frac{dH}{dx} = \frac{I - J}{\left(1 - \frac{B V^2}{gS}\right)} = \frac{I - J}{1 - F_r^2} \rightarrow \text{II.22}$$

J sera calculé avec une équation d'écoulement uniforme. En utilisant l'équation de Manning on aura:

$$J = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R_h} \rightarrow \text{II.23}$$

$$\text{La résolution de l'équation: } \frac{dH}{dx} = \frac{I - J}{\left(1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}\right)} \rightarrow \text{II.24}$$

Est la base du calcul de la position de la surface libre pour les écoulements graduellement variés.

C'est ce que l'on appelle le calcul des courbes de remous.

Remarquons ici que le numérateur de l'expression

$$\frac{dH}{dx} = \frac{I - J}{\left(1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}\right)} \rightarrow \text{II.25}$$

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

S'annule pour $\frac{Q^2}{g} = \frac{S^3}{B}$ ce qui correspond à l'énergie spécifique minimale et à la hauteur d'écoulement critique.

Pour la pente énergétique, on peut utiliser la relation de WEISBACH-DARCY:

$$\text{La pente énergétique } J = \lambda \frac{IV^2}{4Rh \cdot 2g} \rightarrow \text{II.26}$$

Celle de type Chézy:

$$J = \frac{8g}{C^2} x \frac{1}{4Rh} x \frac{V^2}{2g} \rightarrow \text{II.27}$$

$$\Rightarrow J = \frac{V^2}{C^2 Rh} = \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2 Rh}$$

$$\Rightarrow J = \frac{Q^2}{C^2 S^2 Rh} \rightarrow \text{II.28}$$

Ce qui donne:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{I - \frac{Q^2}{C^2 S^2 Rh}}{1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}} = \left(I \frac{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2 Rh I}}{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{\frac{g S}{B}}} \right) \rightarrow \text{II.29}$$

Équation de l'écoulement graduellement varié.

Cette équation est une équation différentielle du premier ordre. Elle nous permet de déterminer la profondeur d'eau, $\mathbf{h}(\mathbf{x})$ en fonction de la distance (\mathbf{x}) pour un débit \mathbf{Q} donné.

A noter que cette équation est l'équation simplifiée de Barré de Saint Venant, elle est valable pour les canaux prismatiques et non prismatiques.

Le problème qui se pose dans l'étude des écoulements graduellement variés est la détermination de la position \mathbf{x} et la forme $\mathbf{h}(\mathbf{x})$, de la surface libre, pour un débit \mathbf{Q} et une forme géométrique donnée (section \mathbf{S}).

Pour un canal donné les arguments \mathbf{C} , \mathbf{S} et $\mathbf{h R}$ sont des fonctions de \mathbf{x} et de \mathbf{h} ; tandis que \mathbf{I} et une fonction de \mathbf{x} . [10]

II.3.2. Hauteur critique: [1]

Pour un débit, il existe, indépendamment de la pente du canal, une hauteur \mathbf{h}_c que l'on peut calculer à partir de l'équation. La difficulté de calcul dépend de l'expression de \mathbf{S} . Pour un canal à section rectangulaire:

$$S = b \cdot hc \text{ et } B = b$$

$$\text{D'où: } \frac{Q^2}{g} = \frac{b^2 hc^3}{b} \text{ donc: } hc = \left(\frac{Q^2}{gb^2} \right)^{1/3}$$

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

Dans le cas général, il faut résoudre l'équation pour h_c par une méthode itérative de type Newton-Raphson. [1]

II.3.3. Pente critique:

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente d'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique, avec h_c on calcule s_c et R_{hc} et l'on tire de l'équation de Manning la pente correspondante: [1]

$$I_c = \frac{n^2 Q^2}{a^2 s_c^2 R_{hc}^{4/3}}$$

II.3.4. calcul de la hauteur normale: [1]

Pour un débit donné et une pente de canal fixée, l'écoulement s'effectue avec une certaine hauteur d'eau, appelée hauteur normale h_n .

En comparant cette hauteur d'eau avec la hauteur critique, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, critique ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

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

Dans la suite de cette section, nous nous limiterons à l'équation de Manning. L'équation de l'écoulement n'étant pas linéaire ni quadratique il n'est pratiquement pas possible de trouver une solution analytique.

On a alors recours aux méthodes itératives.

Plusieurs ouvrages hydrauliques proposent une méthode par essais et erreurs, bien que cette méthode soit utilisable pour faire une évaluation rapide, il est difficile de l'introduire dans un calcul systématique, surtout si l'on fait effectuer les calculs par ordinateur.

Nous proposons deux méthodes soit: la méthode de Newton -Raphson qui recèle les fondements théoriques du processus itératif et le logiciel du Solveur d'Excel qui est utile en pratique et qui est basé sur la méthode précédente. [1]

II.3.5. Equation de la courbe de remous:

On a vu que sur un tronçon court la variation de charge totale est égale à la perte de charge due aux frottements. $dE = -i \cdot ds$

En régime uniforme, la perte de charge i , par unité de poids écoulé et par longueur de canal, peut être exprimée, comme on l'a vu précédemment, par des formules du type Chézy ou Manning-Strickler.

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

En régime varié, comme le rayon hydraulique varie d'une section à l'autre, la perte de charge varie également. En régime graduellement varié on admet que dans un tronçon assez court du canal, la valeur de i est égale à celle que l'on obtiendrait, si ce canal s'écoulait en régime uniforme avec un tirant d'eau égal à celui de la section moyenne de ce tronçon. La perte de charge unitaire est donc donnée par :

$$i = \frac{b' Q^2}{R_h S^2} \text{ avec } b' = \frac{1}{C^2} \text{ pour Chézy ou } b' = \frac{1}{K_s^2 R_h^{1/3}} \text{ pour Strickler.}$$

On a :

$$dE = -i \cdot dx$$

$$d(H + z) = -i \cdot dx$$

$$\text{Avec: } \frac{dH}{dx} = \frac{\partial H}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \text{ et } H(h) = h + \frac{U^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gS^2}$$

D'où :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - i}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}} = \frac{1 - \frac{Q^2}{K_s^2 S^2 R_h^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}}$$

II.3.5.1. Formes des courbes de remous :

Dans le mouvement graduellement varié, les pentes et la courbure de la surface libre sont très faibles et on peut affirmer que la distribution des pressions obéit à une loi hydrostatique.

Afin de faciliter l'interprétation qualitative des courbes de remous, on propose de modifier l'équation des courbes de remous dans le cas d'un canal rectangulaire très large $h \ll L$.

$$\text{On a: } \frac{dh}{dx} = I \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^{10/3}}{1 - \left(\frac{h_c}{h}\right)^3}$$

Dans le cas où la pente est inférieure à la pente critique : $I < I_c \Rightarrow h_n > h_c$.

Dans le cas où la pente est supérieure à la pente critique : $I > I_c \Rightarrow h_n < h_c$.

En fonction de la valeur de I , on va pouvoir déterminer le signe de dh/ds .

	$I < I_c$	canaux à pente faible
$I > 0$	$I > I_c$	canaux à pente forte
	$I = I_c$	canaux à pente critique
$I = 0$		canaux à pente zero
$I < 0$		canaux à contre-pente

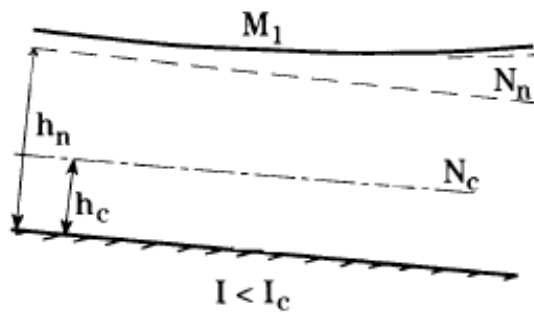
Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

Pour chaque cas, l'évolution de $h(x)$ va dépendre de la position de h par rapport à h_n et h_c .

$$Dh/Dx = I \frac{1 - (\frac{h_n}{h})^{10/3}}{1 - (\frac{h_c}{h})^3} = I \frac{\text{Num}}{\text{Den}}$$

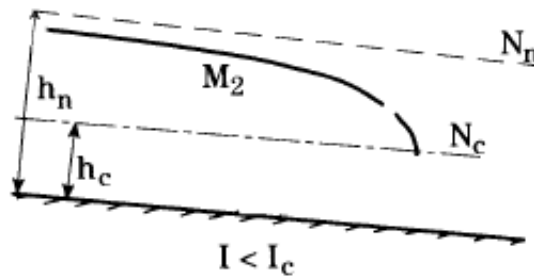
$$I > 0 \quad I < I_c \quad (h_n > h_c) \quad h > h_n > h_c$$

$$\text{Num} > 0 \quad \text{Den} > 0 \quad dh/dx > 0$$



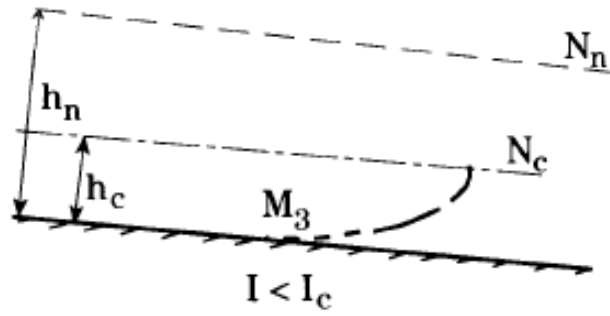
$$I > 0 \quad I < I_c \quad (h_n > h_c) \quad h_n > h > h_c$$

$$\text{Num} < 0 \quad \text{Den} > 0 \quad dh/dx < 0$$



$$I > 0 \quad I < I_c \quad (h_n > h_c) \quad h_n > h_c > h$$

$$\text{Num} < 0 \quad \text{Den} < 0 \quad dh/dx > 0$$



Exemple :

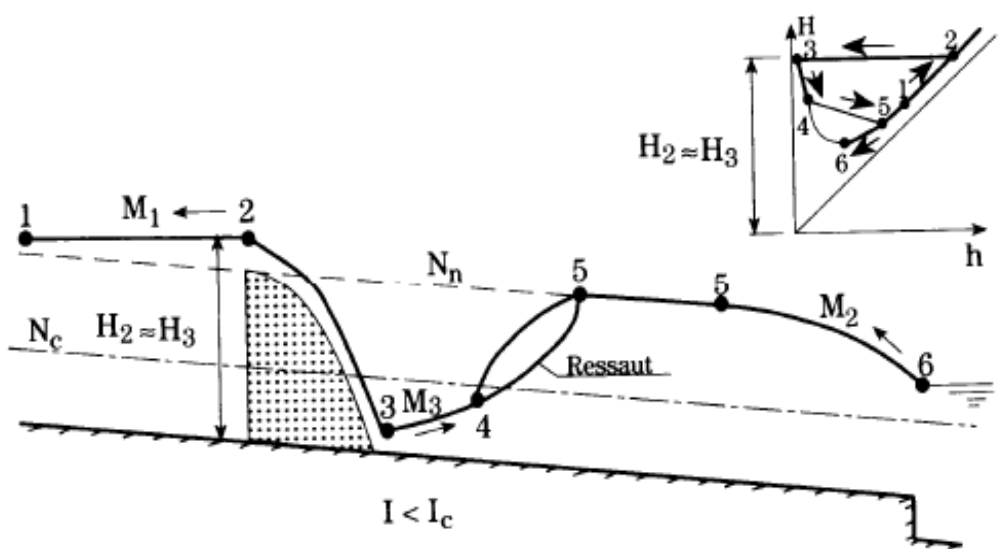
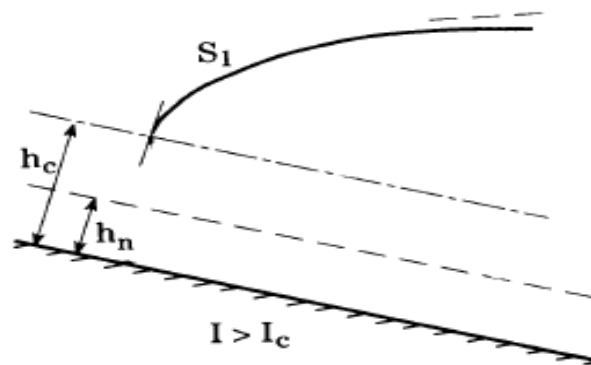


Figure II.4 Formes des courbes de remous

$$I > 0 \quad I > I_c \quad (h_n < h_c) \quad h > h_c > h_n$$

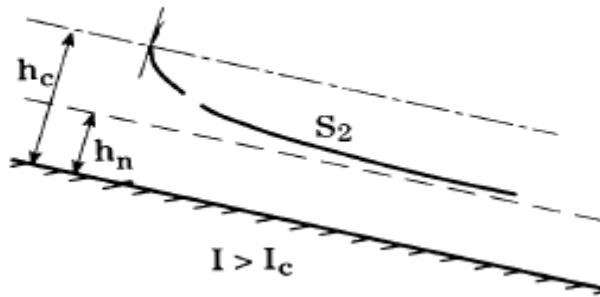
$$\text{Num} > 0 \quad \text{Den} > 0 \quad dh/dx > 0$$



Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

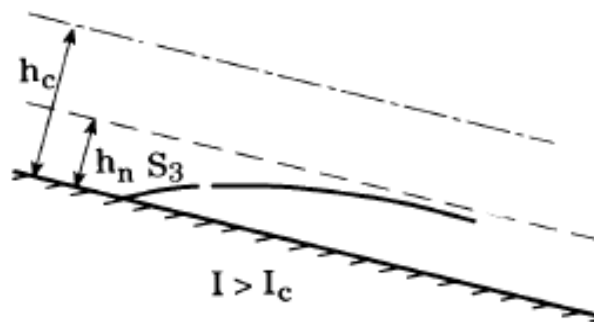
$$I > 0 \quad I > I_c \quad (h_n < h_c) \quad h_c > h > h_n$$

$$\text{Num} > 0 \quad \text{Den} < 0 \quad dh/dx < 0$$



$$I > 0 \quad I > I_c \quad (h_n < h_c) \quad h_c > h_n > h$$

$$\text{Num} < 0 \quad \text{Den} < 0 \quad dh/dx > 0$$



Exemple :

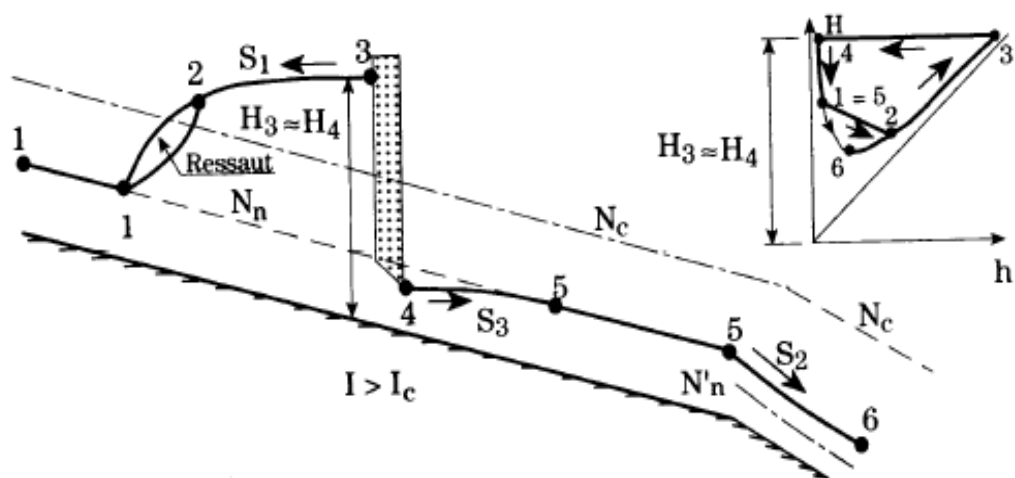
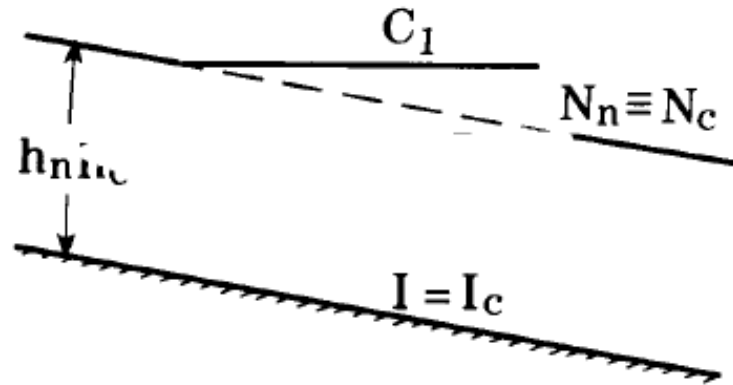


Figure II.5 Formes des courbes de remous

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

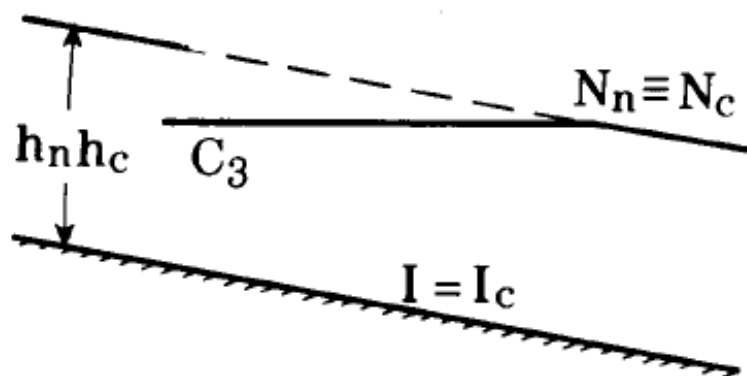
$$I > 0 \quad I = I_c \text{ (} h_n = h_c \text{)} \quad h > h_c = h_n$$

$$\text{Num} > 0 \quad \text{Den} > 0 \quad dh/dx > 0$$



$$I > 0 \quad I = I_c \text{ (} h_n = h_c \text{)} \quad h < h_c = h_n$$

$$\text{Num} < 0 \quad \text{Den} < 0 \quad dh/dx > 0$$



Exemple :

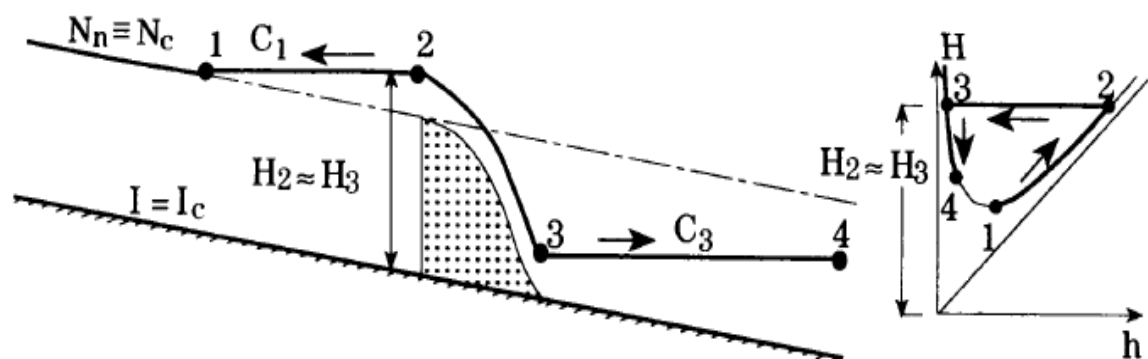
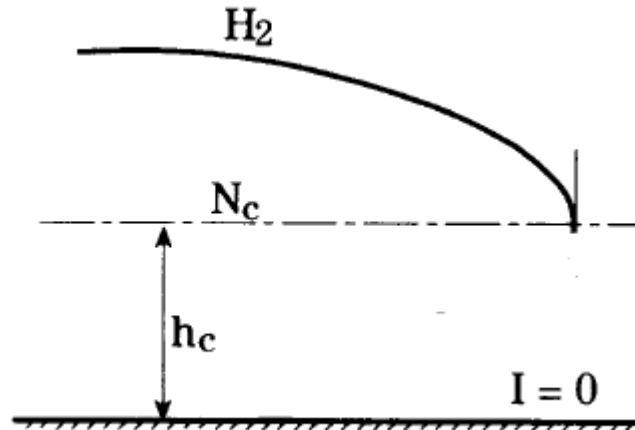


Figure II.6 Formes des courbes de remous

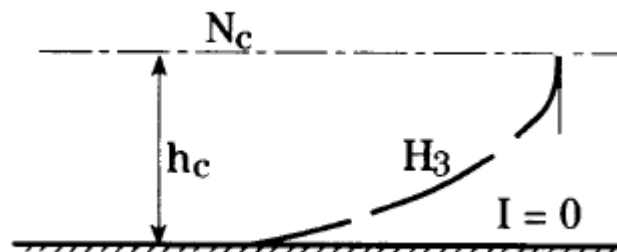
$I = 0$ $I = 0 (hn = \infty)$ $h > h_c$

Num < 0 Den > 0 $dh/dx < 0$



$I = 0$ $I = 0 (hn = \infty)$ $h < h_c$

Num < 0 Den < 0 $dh/dx > 0$



Exemple :

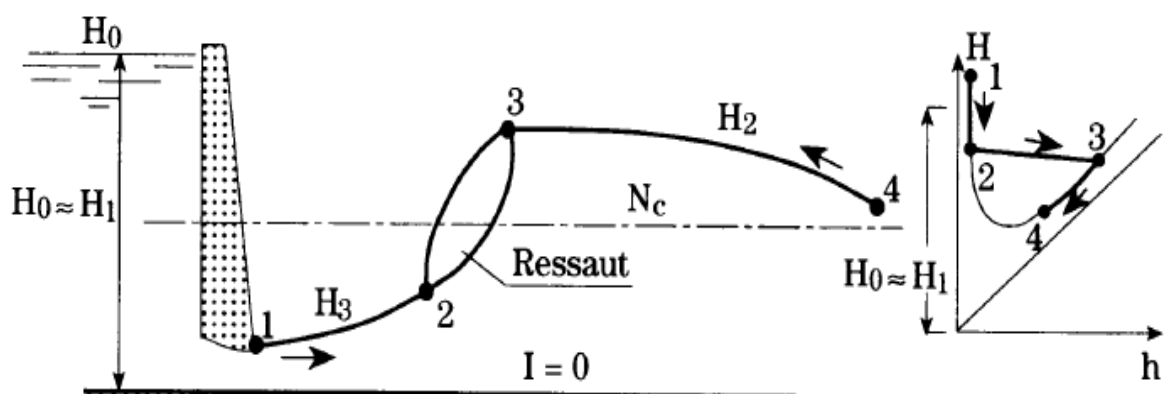
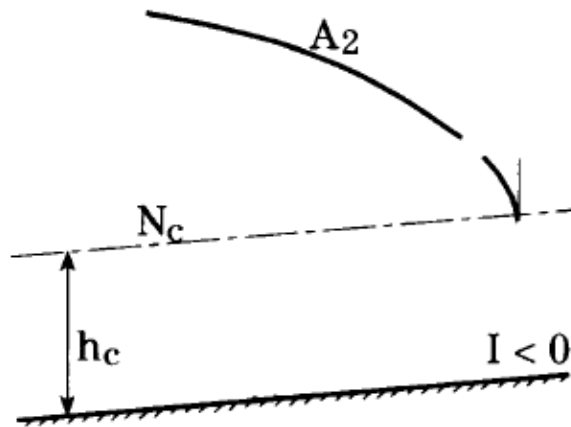


Figure II.7 Formes des courbes de remous

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

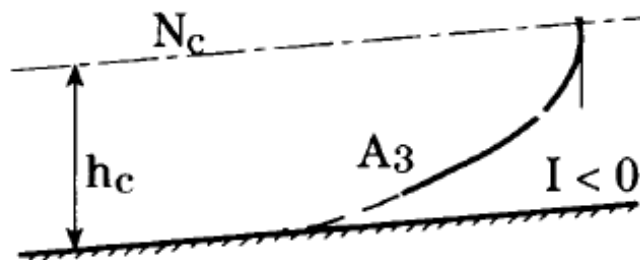
$$I < 0 \quad I < 0 (hn < 0) \quad h > h_c$$

$$\text{Num} < 0 \quad \text{Den} > 0 \quad dh/dx < 0$$



$$I < 0 \quad I < 0 (hn < 0) \quad h_c > h$$

$$\text{Num} < 0 \quad \text{Den} < 0 \quad dh/dx > 0$$



Exemple :

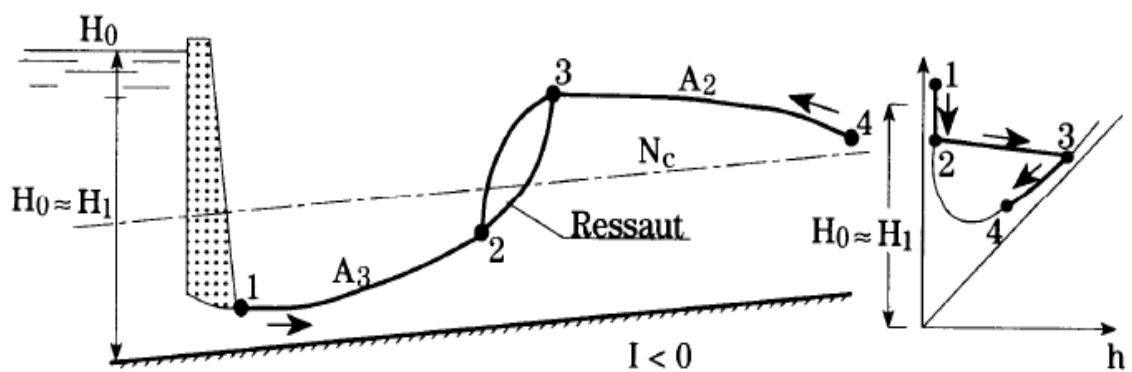


Figure II.8 Formes des courbes de remous

II.3.6. Section de contrôle :

L'intégration de l'équation de la surface libre est nécessaire pour procéder aux calculs et à la construction des formes de la surface. Quelle que soit la méthode adoptée, le résultat ne donnera que la ligne d'eau à une constante près. Il est évident que la position de cette ligne d'eau n'est pas arbitraire. Pour la situer, il faut connaître la section de contrôle à partir des propriétés hydrauliques d'une singularité qui est à l'origine d'un écoulement graduellement varié.

Pour intégrer l'équation de la courbe de remous, il faut définir les conditions aux limites. Il faut donc connaître les caractéristiques de l'écoulement dans une section de contrôle ou de référence.

Cette section de contrôle est localisée à l'aval pour les écoulements fluviaux du type M1, S1, C1, M2, H2, A2. Dans ce cas, la courbe de remous doit être calculée de l'aval vers l'amont. Cette section de contrôle est localisée à l'amont pour les écoulements torrentiels du type S2, S3, M3, C3, A3, H3. Dans ce cas, la courbe de remous doit être calculée de l'amont vers l'aval

II.3.7. Méthodes de résolution:

II.3.7.1. Résolution à partir d'abaques :

Pour traiter l'écoulement dans un canal prismatique de profil quelconque de manière généralisée, on transforme le profil effectif (réel) en un profil de substitution. Etant donné que la hauteur normale h_n , et la hauteur critique h_c , sont des caractéristiques du profil, une fois le débit Q , la pente du radier I et le coefficient de rugosité K_s donnés, ces deux hauteurs sont calculées pour le profil effectif. Seule la courbe de remous est calculée pour le profil de substitution.

On prend le profil de substitution le plus simple, c'est-à-dire le canal rectangulaire de largeur b . Ce procédé conduit à des différences de 10% au maximum relativement à la courbe de remous du profil réel.

Les figures suivantes montrent la solution complète dans les cas suivants :

Conditions	Type de courbes	Resolution
$h_c > h_n$ et $h > h_n$	S1, S2	A
$h_c \leq h_n$ et $h > h_n$	M1, C1	B
$h_c < h_n$ et $h < h_n$	M2, M3	C
$h_c \leq h_n$ et $h < h_n$	S3, C3	D

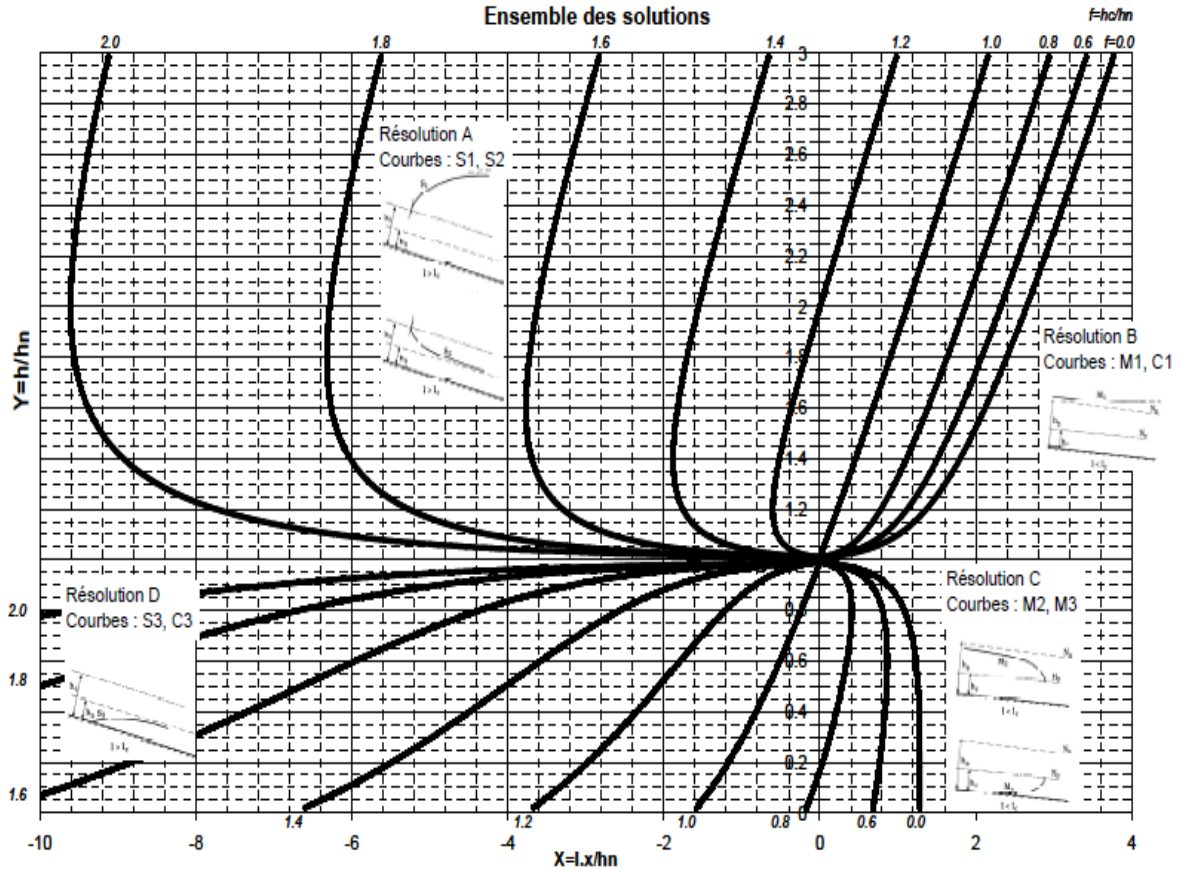


Figure II.9 : Abaqués de la méthode par substitution pour le calcul de la courbe de Remous

Résolution par intégration directe.

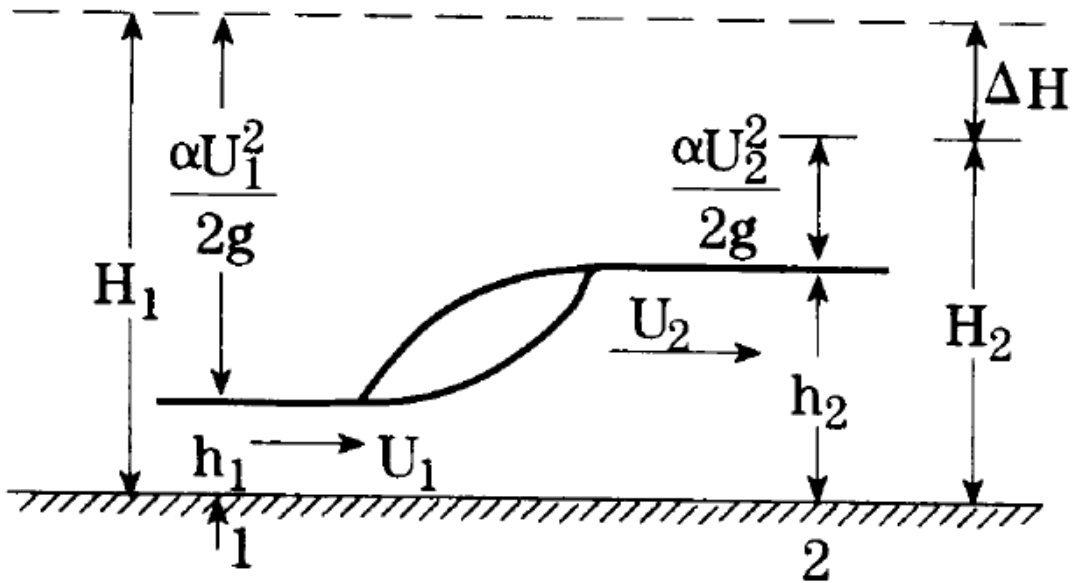
La courbe de remous s'écrit :
$$dh/dx = \frac{1 - \frac{Q^2}{K_S^2 S^2 R_h^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}}$$

Il suffit d'intégrer entre x1 et x2 :
$$\int_{x_1}^{x_2} dx = \int_{h_1}^{h_2} \frac{1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}}{1 - \frac{Q^2}{K_S^2 S^2 R_h^{4/3}}} dh$$

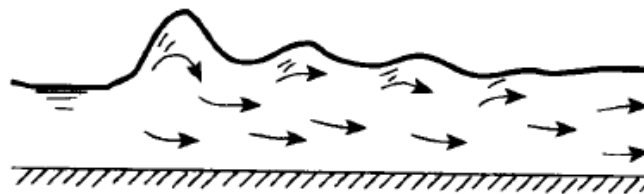
En connaissance le point de contrôle (h1, x1), on cherche x2 en fonction de h2. L'intégration peut se faire, par exemple, par la méthode des trapèzes sous EXCEL.

II.3.8. Le ressaut hydraulique :

Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial. Il est accompagné d'une agitation marquée et de grandes pertes d'énergie.



Les hauteurs h_1 et h_2 sont appelées profondeurs conjuguées du ressaut. La distance entre les sections 1 et 2 est appelée longueur du ressaut. La perte de charge est représentée par ΔH . Pour des valeurs du nombre de Froude entre 1 et 1,7, la différence des profondeurs conjuguées entre l'amont et l'aval est très faible et le ressaut est caractérisé par de très légères rides à la surface libre.



$1 < F_r \leq 1,7$
Ressaut ondulé

Pour F_r compris en 1,7 et 2,5, on constate le même phénomène mais plus accentué. Dans ce cas, il se produit des petits tourbillons superficiels.



$1,7 \leq F_{r1} < 2,5$
Ressaut faible

Pour F_r entre 2,5 et 4,5 l'écoulement est pulsatoire. La plus grande turbulence se vérifie soit près du fond soit à la surface. Chaque pulsation produit une onde de période irrégulière. Cette onde peut se propager sur une très grande distance.



$2,5 \leq F_{r1} < 4,5$
Ressaut oscillant

Pour $Fr > 4.5$, le ressaut est bien caractérisé.



$4,5 \leq F_{r1} < 9$
Ressaut établi



$F_{r1} \geq 9$
Ressaut fort

II.4.Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons donné quelques notions sur les caractéristiques et la classification des écoulements à surface libre dans un canal rectangulaire ainsi la modélisation numérique en hydrodynamique et son influence sur la validation des résultats obtenues par des chercheurs.

On a montré que l'écoulement est dit non uniforme, si les sections mouillées varient le long du courant, soit en valeur, soit en forme.

Les vitesses moyennes et le caractère de répartition des vitesses locales varient respectivement.

Si les variations sont assez lentes et progressifs les écoulements de l'eau sont graduellement variés.

Chapitre II étude des écoulements permanent non uniforme

Dans les lits non prismatiques, nous avons toujours un écoulement non uniforme, alors que la variation de la section liquide du courant en longueur n'est due qu'à la variation de la longueur B du lit à h constant, ou à la variation des deux (la longueur et la hauteur de remplissage).

Dans les lits prismatiques l'écoulement non uniforme est dû à la variation de la profondeur h le long du lit B .

Dans les canaux prismatiques l'écoulement non uniforme n'apparaît qu'au moment où l'écoulement uniforme se trouve perturbé par quelques facteurs extérieurs tel que les obstacles naturels, les ouvrages hydrotechniques, une brusque variation de la rugosité du canal, un brusque changement de pente du fond du canal ou de la section géométrique (élargissement, rétrécissement, progressif ou brutal).

Le but principal du calcul hydraulique en cas d'un écoulement non uniforme est de trouver la relation entre les profondeurs du courant dans les différentes sections et les distances entre ces sections et une origine conventionnelle quelconque.

Chapitre III

Chapitre III courbe de remous et les méthodes de calcul

PARTIE I : Courbes de remous Définition et paramètres de classification

III.1.1.Introduction :

Le mouvement graduellement varié est caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long du courant.

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. Le remous en un point est la différence ($h - h_n$) entre la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

Les courbes de remous sont parfois appelés «axe hydraulique» ou ligne d'eau.

Les courbes de remous peuvent se classifier selon la pente du canal.

Les pentes du fond du canal inférieures à la pente critique, $I < J$, seront considérées comme faibles. Cela formera le groupe **M** (mild slope en anglais).

Les pentes supérieures à la pente critique, $I = J$, formeront le groupe **S** (steep slope en anglais), on notera par **C** le groupe des courbes pour les canaux à pente critique, $I > J$, puis par **H** les courbes pour des canaux horizontaux, $I = 0$, et enfin le groupe **A** (adverse slope en anglais) pour les canaux en contre pente.

III.1.2.Définition de l'énergie spécifique : [10]

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

*la charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

III.1.2.1.Courbe $h(Q)$ pour E constant :

De l'équation de l'énergie on peut tirer le débit: $Q^2 = 2g S^2 (E - h)$

le débit est nul si:

$$h=0$$

$$h=E$$

Le débit atteint sa valeur maximale avec la profondeur critique h_c ou $\frac{Q^2 B}{g S^3}$ (III.1)

On remarque que dans une section donnée pour un débit Q et une énergie E , deux cas sont possibles correspondant à deux profondeurs (h_a et h_b).

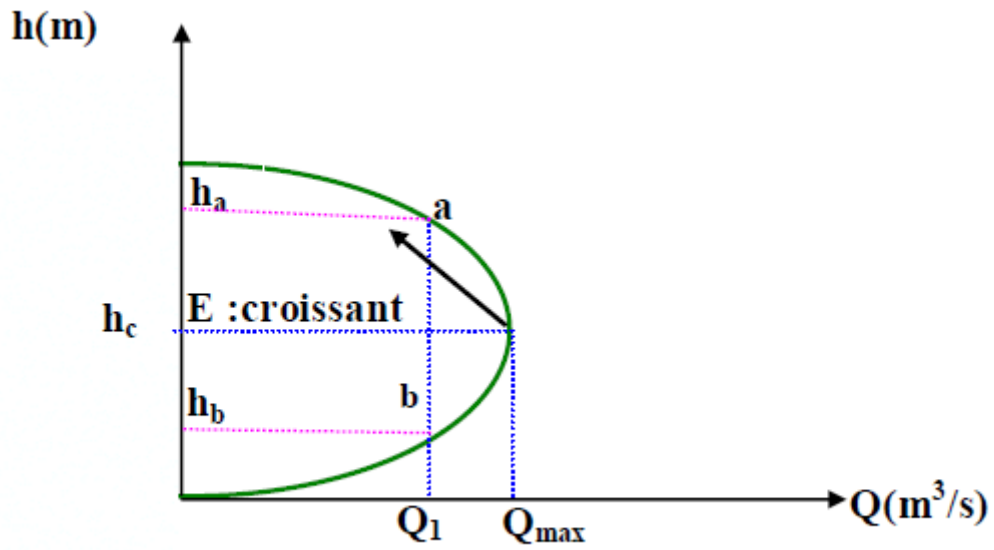


Figure III.1 Courbe $h(Q)$ pour E constante.

III.1.2.2. Courbe $E(h)$ à Q constant :

L'expression: $E = h + \frac{Q^2}{2gS^2}$ (III.2)

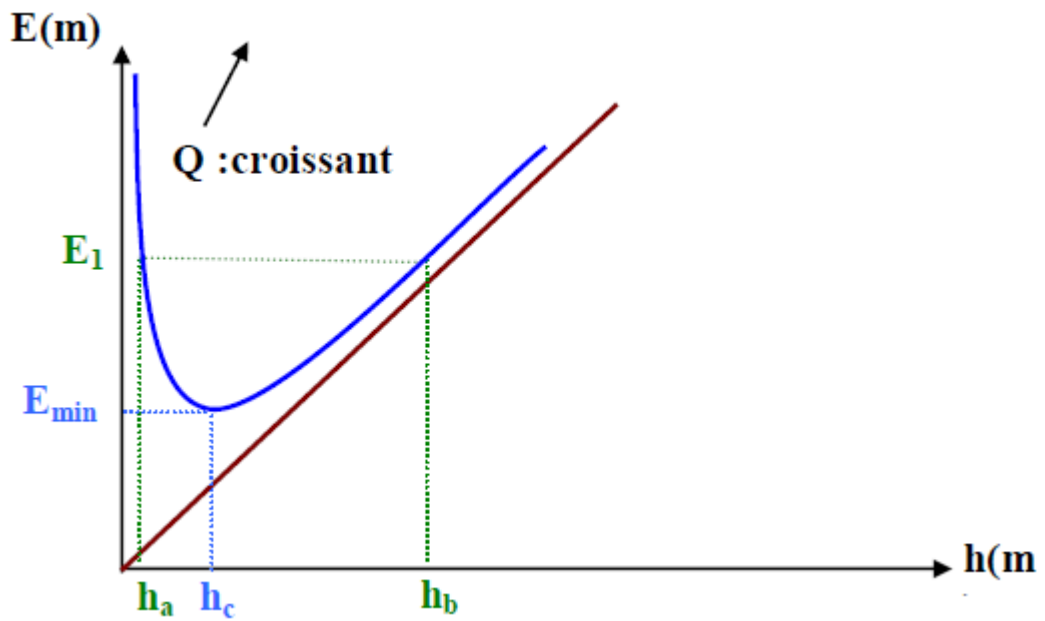


Figure III.2 Courbe $E(h)$ pour Q constant.

Nous avons donc deux situations possibles correspondant à deux profondeurs possibles.

Avant de procéder à la détermination de l'équation du mouvement graduellement varié, on va étudier d'abord le signe de la dérivée $\frac{\partial E}{\partial X}$ de l'énergie spécifique E par rapport à la distance x ,

III.1.3. Signe de $\frac{\partial E}{\partial X}$ le long d'un écoulement en canal uniforme et en régime permanent graduellement varié :

On considère deux sections A.A et B.B séparées par une distance ΔX Suffisamment petite pour qu'on puisse considérer I et J comme constantes entre A.A et B.B.

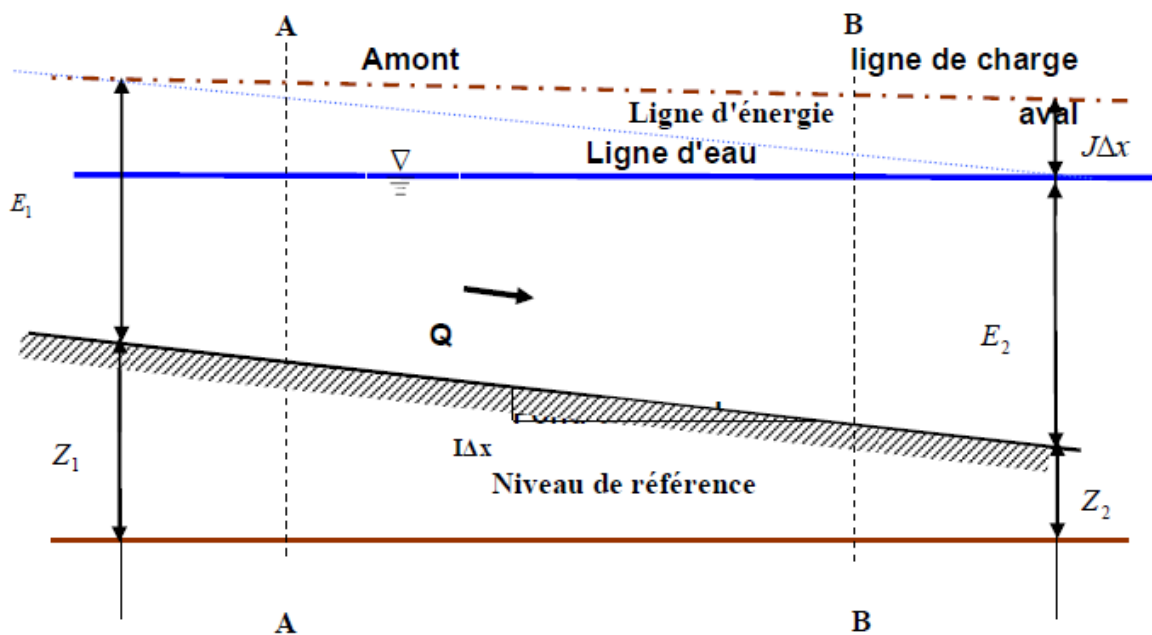


Figure III.3 Schéma représentant l'énergie pour un écoulement non –uniforme.

L'équation de Bernoulli appliquée entre A-A et B-B permet d'écrire:

$$E_1 + Z_1 = E_2 + Z_2 + J \Delta x$$

Z_1 et Z_2 étant les cotes du fond respectivement en A-A et B-B

Posons:

$$E_2 - E_1 = \Delta x$$

$$Z_1 - Z_2 = I \Delta x$$

Il vient:

$$\Delta E = (I - J) \Delta X$$

Et à la limite:

$$\frac{\partial E}{\partial X} = (I - J)$$

JΔx: est la perte de charge ou hauteur représentative de l'énergie perdue par suite de la viscosité.

IΔx: est la hauteur représentative du travail fourni par la pesanteur. On constate que la variation de l'énergie spécifique est égale à la différence entre le travail fourni par la pesanteur et la dissipation d'énergie dans le liquide.

On a déjà vu que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } h > h_n, \text{ on a } I > J \text{ écoulement fluvial} \\ \text{Si } h < h_n, \text{ on a } I < J \text{ écoulement torrentiel} \\ \text{Si } h = h_n, \text{ on a } I = J \text{ écoulement critique} \end{array} \right\}$$

En rapprochant ces expressions avec l'expression

$$\frac{\partial E}{\partial X} = (I - J) \quad (\text{III.3})$$

III.1.4.1. Equations différentielles du mouvement graduellement varié :

D'après la relation:

$$\frac{\partial E}{\partial X} = (I - J)$$

Et sachant que l'énergie spécifique E est une fonction de x, on peut écrire:

$$\frac{\partial E}{\partial X} = \frac{\partial E}{\partial h} \cdot \frac{dh}{dX} = \frac{\partial}{\partial h} \left(h + \frac{Q^2}{2gS^2} \right) \frac{dh}{dX}$$

Dans un canal prismatique

$$\frac{\partial E}{\partial X} = \left(1 - \frac{Q^2}{gS^3} \cdot \frac{\partial S}{\partial h} \right) \frac{dh}{dX}$$

On pose:

$$\frac{\partial E}{\partial X} = \left(1 - \frac{Q^2 B}{gS^3} \right) \frac{dh}{dX} = (I - J) \quad (\text{III.4})$$

On obtient:

$$\frac{dh}{dX} = \frac{I-J}{1-\frac{Q^2 B}{gS^3}} \quad (\text{III.5})$$

Dans cette expression, I et Q sont constants et S , B et J sont fonction de h . On considère que la perte de charge à la même valeur qu'en régime uniforme pour la même profondeur d'eau et le même débit, donc selon la formule de Chézy on écrit :

$$J = \frac{Q^2}{C^2 R_h S^2} \quad (\text{III.6})$$

L'équation: $\frac{dh}{dX} = \frac{I-J}{1-\frac{Q^2 B}{gS^3}}$ est donc l'équation différentielle $dx = f(h) dh$ de la ligne d'eau en

mouvement graduellement varie pour un écoulement en régime permanent à filets sensiblement parallèles se déplaçant en bloc en canal uniforme de faible pente. [10]

III.1.5. Classification des différentes lignes d'eau en mouvement graduellement varie :

III.1.5.1. Analyse de l'équation différentielle du mouvement graduellement varie :

Cette étude se déduit de l'équation

$$\frac{dh}{dX} = \frac{I-J}{1-\frac{Q^2 B}{gS^3}} \quad (\text{III.7})$$

Le premier membre de cette équation, dX/dh , représente la pente de la ligne d'eau rapportée au fond du canal.

Le second membre peut prendre un certain nombre de valeurs caractéristiques :

Le numérateur s'annule pour $I = J$ donc $dX/dh = 0$ c'est-à-dire qu'on est en régime uniforme.

Donc la profondeur normale est la solution de l'équation (III.7) ce qui revient à dire que la profondeur réelle est forcément la profondeur normale.

Par contre en régime non uniforme, si la pente est négative, il ne peut exister de profondeur normale.

Enfin si la pente est positive, la profondeur d'eau réelle n'a aucune raison d'être égale à la profondeur normale.

Le dénominateur s'annule pour $\frac{Q^2}{g} = \frac{S^2}{B}$, ce qui correspond à l'énergie spécifique minimale et à la profondeur d'écoulement critique.

Par conséquent on ne peut pas écrire l'équation différentielle de l'écoulement graduellement varié. On dit dans ce cas qu'au voisinage du niveau critique, l'écoulement n'est pas graduellement varié du fait de la forte courbure des filets liquides.

Dans ce cas la profondeur critique permet de distinguer les types d'écoulements suivants:

$$\frac{\delta E}{\delta h} = 0 \text{ Pour } h = h_c : \text{régime critique.}$$

$$\frac{\delta E}{\delta h} > 0 \text{ Pour } h > h_c : \text{régime fluvial.}$$

$$\frac{\delta E}{\delta h} < 0 \text{ Pour } h < h_c : \text{régime torrentiel.}$$

Avant de procéder à l'étude systématique de l'équation (III.7), il nous faut encore définir les conventions et symboles utilisés pour la représentation et le repérage de la ligne d'eau.

Le tableau ci-dessous présente les symboles utilisés, ainsi que les différents types de pente en fonction de h_n et h_c . [10]

Tableau N°1 :

Type de pente	I	H_n	h_c	h_n et h_c	Type de Courbe
Canal à forte pente (steep slope)	$I = I_c$	Valeur finie	Valeur finie	$h_n < h_c$	S
Canal à faible pente (mild slope)	$0 < I < I_c$	Valeur finie	Valeur finie	$h_n > h_c$	M
Canal à pente critique	$I = I_c$	Valeur finie	Valeur finie	$h_n = h_c$	C
Canal horizontal	$I = 0$	Infinie	Valeur finie	-	H
Canal à contre pente	$I < 0$	Inexistant	Valeur finie	-	A

Chaque classe de courbe est représentée par une lettre majuscule dépendant de la pente. A l'intérieur de chaque classe on représentera par un chiffre allant de 1 à 3 la région susceptible d'être occupée par la ligne d'eau.

En effet, les droites Nn (niveau normal) et Nc (niveau critique) séparent l'espace en trois régions numérotées de **1** à **3** en allant de la surface vers le fond.

La région **1** sera donc celle située au-dessus de Nn et Nc , la région **3** au dessous et la région **2** entre Nn et Nc

Finalement on peut dire que la classe de la ligne d'eau (M,S,C,H,A) dépend du caractère du cours d'eau et la région (**1,2,3**) dépend des grandeurs relatives de h , hn et hc , c'est-à-dire du régime.

L'étude de l'équation $\frac{dh}{dX} = \frac{I-J}{1-\frac{Q^2 B}{gS^3}}$ nous permet de préciser les formes générales des lignes d'eau (courbes de remous) et de les classer. [10]

III.1.5.2.1. Courbes de remous type M :

Ces courbes répondent aux inégalités suivantes : $I < Ic$ et $hn > hc$; ce qui correspond à un écoulement fluvial. Trois cas peuvent se produire :

- **courbe M1** : qui correspondant aux conditions suivantes :

$$h > hn > hc; I > J; Fr < 1; \frac{dh}{dX} > 0$$

$$\text{Lorsque } h \rightarrow hn, I \rightarrow J \text{ et } \frac{dh}{dX} \rightarrow 0$$

Ça signifie que la courbe **M1** se raccorde asymptotiquement en amont au niveau de la profondeur normale.

Lorsque $h \rightarrow \infty$ et $\frac{dh}{dX} \rightarrow I$, la ligne d'eau tend vers l'horizontale.

La courbe M1 est une courbe de remous d'exhaussement (courbe concave et ascendante); elle correspond à un mouvement graduellement retardé.

En amont, cette courbe tend asymptotiquement vers le niveau de la profondeur normale. Elle peut donc dans cette région se propager en amont à une distance infiniment longue.

En aval, elle tend asymptotiquement vers l'horizontale.

Une telle situation se produit:

- En amont d'un barrage.
- Dans certains cas de variation brusque de la pente.

Le calcul de ce type de courbes se fait de l'aval vers l'amont. Du point de vue pratique c'est la courbe **M1** qui offre le plus d'intérêt.

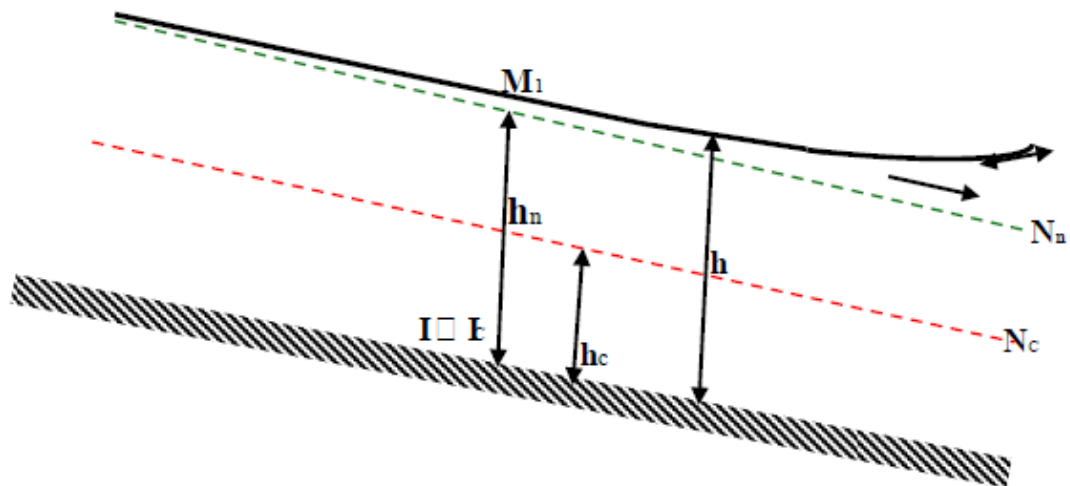


Figure III.4 Branche M1 (remous d'exhaussement)

Courbe M2 : qui correspondant aux conditions suivantes :

$$h_c < h < h_n ; I < J ; Fr < 1 ; \frac{dh}{dX} = 0$$

Lorsque $h \rightarrow h_n$, $I \rightarrow J$ et $\frac{dh}{dX} \rightarrow 0$ Ce qui signifie que la courbe **M2** tend asymptotiquement à l'amont vers le niveau de la profondeur normale.

Lorsque $h \rightarrow h_c$ et $\frac{dh}{dX} \rightarrow -\infty$, ce la signifie que la ligne d'eau franchit perpendiculairement la profondeur critique.

La courbe **M2** : est une courbe de remous d'abaissement (courbe convexe descendante) qui correspond à un mouvement graduellement accéléré.

En amont, cette courbe se raccorde asymptotiquement au niveau de la profondeur normale et décroît en aval pour tendre perpendiculairement vers la profondeur critique. Dans ce cas les vitesses ne sont plus parallèles au fond du canal et leurs composantes transversales ne sont plus négligeables.

La courbe **M2** se rencontre :

- En amont d'une augmentation de pente.
- En amont d'une chute brusque.
- En amont d'un élargissement.

Le calcul de **M2** se fait de l'aval vers l'amont, elle représente le passage d'un écoulement permanent uniforme à travers une section critique.

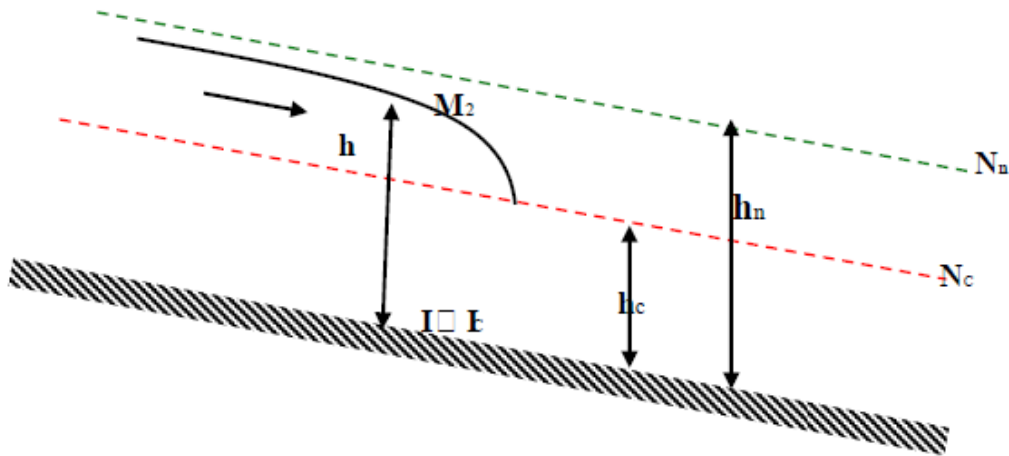


Figure III.5 Banche M2 (remous d'abaissement)

Courbe M3 : correspondant aux conditions suivantes :

$$h < h_c < h_n; I < J; Fr > 1; \frac{dh}{dX} = 0$$

Lorsque $h \rightarrow h_c$, $\frac{dh}{dX} \rightarrow +\infty$ ce la signifie que la ligne d'eau franchit perpendiculairement la profondeur critique.

Lorsque $h \rightarrow 0$ le dénominateur de l'équation de la ligne d'eau tend vers $-\infty$ et le numérateur tend aussi vers $-\infty$ car :

$$J = \frac{Q^2}{C^2 R_h S^2} \rightarrow +\infty$$

Donc on peut écrire :

$$\frac{dh}{dX} = \frac{J}{\frac{Q^2 B}{g S^3}} = \frac{\frac{Q^2}{C^2 R_h S^2}}{\frac{Q^2 B}{g S^3}} = \frac{g S}{C^2 R_h B} = \frac{g P}{C^2 B} > 0$$

Ce qui signifie que la ligne d'eau coupe le fond du canal suivant un angle fini.

Lorsque $h \rightarrow -\infty$, $\frac{dh}{dX} \rightarrow I$ ce la implique que très loin en amont la courbe **M3** tend asymptotiquement vers l'horizontale.

La **courbe M3** : est une courbe de remous d'exhaussement (courbe concave ascendante) qui correspond à un mouvement graduellement retardé ; elle conduit au ressaut proche de la profondeur critique permettant de passer du régime torrentiel au régime fluvial.

La **courbe M3** se rencontre :

- A la sortie des vannes de fond d'une hauteur inférieure à la profondeur critique.
 - En aval des barrages déversoirs.
 - Dans certaines variations de pente.
 - Lors d'un écoulement à grande vitesse entrant dans un canal à pente faible.
- Le calcul de M3 se fait de l'amont vers l'aval.

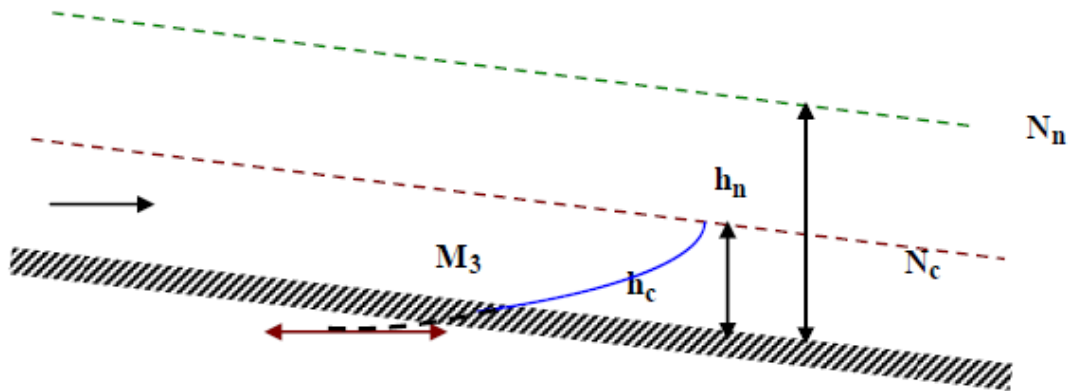


Figure III.6 Branche M3 (courbe de remous d'exhaussement).

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I < I_c$ (**courbe M**) dans le tableau suivant:

Tableau N°2

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}$	$\frac{dh}{dX}$	Courbe
$h = +\infty$	I	1	I	Horizontale
$h_n < h < +\infty$	>0	>0	>0	De type M1
$h = h_n$	0	>0	0	Parallèle au fond
$h_c < h < h_n$	<0	>0	<0	De type M2
$h = h_c$	<0	0	+/- ∞	Perpendiculaire au fond (théorique)
$0 < h < h_c$	<0	<0	>0	De type M3
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{gP}{C^2 B}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	I	1	I	Horizontale (théorique)

III.1.5.2.2. Courbes de remous type S :

Ces courbes répondent aux inégalités suivantes : $I > I_c$ et $h_n < h_c$, Ce qui correspond à un écoulement torrentiel.

Trois cas peuvent se produire :

Branche S1 : correspondant aux conditions suivantes :

$$h > h_c > h_n; I > J; Fr < 1; \frac{dh}{dX} > 0$$

Les valeurs aux limites s'obtiennent comme suit :

Lorsque $h \rightarrow h_c$, $\frac{dh}{dX} \rightarrow \infty$ La ligne d'eau franchit le niveau critique quasi-verticalement

Lorsque $h \rightarrow \infty$, $\frac{dh}{dX} \rightarrow I$ ce qui signifie que la ligne d'eau tend asymptotiquement vers l'horizontale lorsque la profondeur croît indéfiniment. [10]

La branche S1 est une courbe de remous d'exhaussement (courbe convexe ascendante) qui correspond à un mouvement graduellement retardé.

Cette courbe est assez rare pour un régime fluvial ($h > h_c$) sur un cours d'eau ayant le caractère d'un torrent ($I > I_c$). Elle est précédée d'un ressaut hydraulique.

En amont, la courbe S1 prend naissance perpendiculairement au niveau critique, ordinairement après un ressaut.

En aval, elle tend asymptotiquement vers l'horizontale.

On rencontre ce type de courbe (S1) :

- En amont d'un barrage.
- Dans certains changements de pente.

Le calcul de S1 se fait de l'aval vers l'amont.

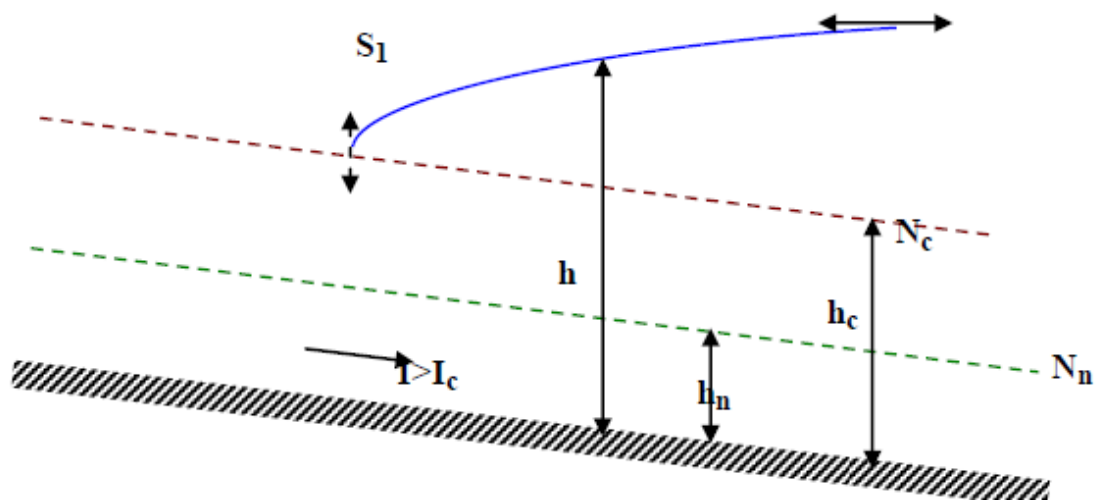


Figure III.7 Branche S1 (remous d'exhaussement)

Branche S2 : correspondant aux conditions suivantes :

$$h_n < h < h_c ; I > J ; Fr > 1 ; \frac{dh}{dX} = 0$$

Les valeurs aux limites s'obtiennent comme suit :

Lorsque $h \rightarrow h_n$ $\frac{dh}{dX} \rightarrow -\infty$; ce qui signifie que la ligne d'eau franchit le niveau critique quasi verticalement.

Lorsque $h \rightarrow h_n$, $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$

, la ligne d'eau tend asymptotiquement vers le niveau normal.

La branche **S2** est une courbe de remous d'abaissement (courbe concave descendante) qui correspond à un mouvement graduellement accéléré.

En amont, la courbe **S2** prend naissance perpendiculairement au niveau critique.

En aval, elle tend asymptotiquement vers le niveau de la profondeur normale.

Cette courbe est très courte du point de vue pratique, c'est-à-dire qu'elle tend très vite vers le régime uniforme. Ce qui revient à dire qu'elle correspond à un régime de transition entre la profondeur critique et un écoulement uniforme.

Elle se rencontre :

- Dans les transitions entre les chutes brusques et le régime uniforme.
- En aval d'une augmentation brusque de pente.
- Dans l'élargissement de la section.

Le calcul de S2 se fait de l'amont vers l'aval.

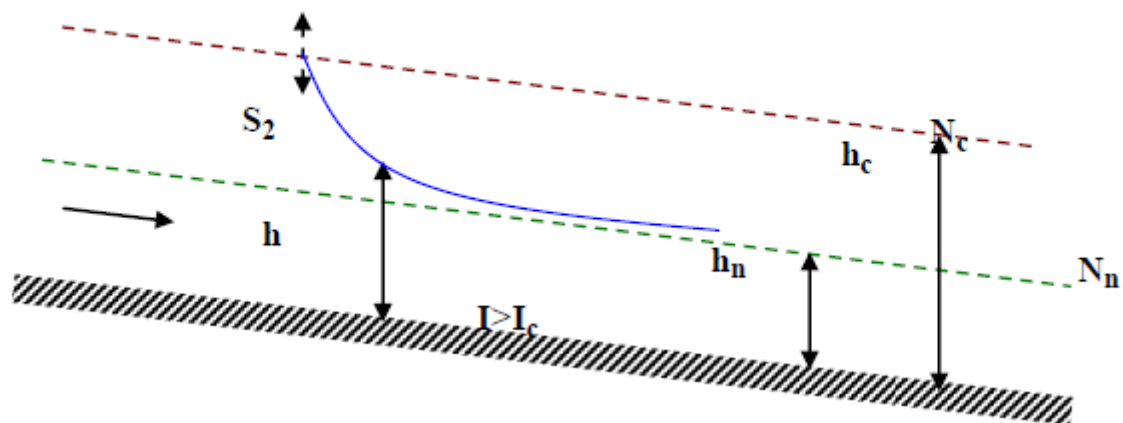


Figure III.8 Branche S2 (remous d'abaissement)

Branche S3 : correspondant aux conditions suivantes :

$$H < h_n < h_c; I < J; Fr > 1 \frac{dh}{dx} > 0$$

Les valeurs aux limites s'obtiennent comme suit :

Lorsque $h \rightarrow h_n$ $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$ ce qui signifie que la ligne d'eau tend asymptotiquement vers la profondeur normale.

Lorsque $h \rightarrow 0$; $\frac{dh}{dx} > 0$ c.à.d que, théoriquement, la ligne d'eau coupe le fond du canal sous un angle non nul.

Lorsque $h \rightarrow \infty$; $\frac{dh}{dx} \rightarrow 0$ c'est à dire que, théoriquement, la courbe possède alors une asymptote horizontale.

La branche S3 est une courbe de remous d'exhaussement (courbe convexe ascendante) qui correspond à un mouvement graduellement retardé.

En amont la courbe S3 tend asymptotiquement vers l'horizontale.

En aval, elle tend asymptotiquement vers le niveau la profondeur normale.

Elle correspond à un régime transitoire entre un écoulement à grande vitesse et un écoulement normal.

Elle se rencontre :

- En aval d'une vanne de fond dénoyée dont la hauteur de levée est inférieure à la hauteur normale.
- Lorsque la pente diminue brusquement tout en restant supérieure à la pente critique.

Le calcul de S3 se fait de l'amont vers l'aval.

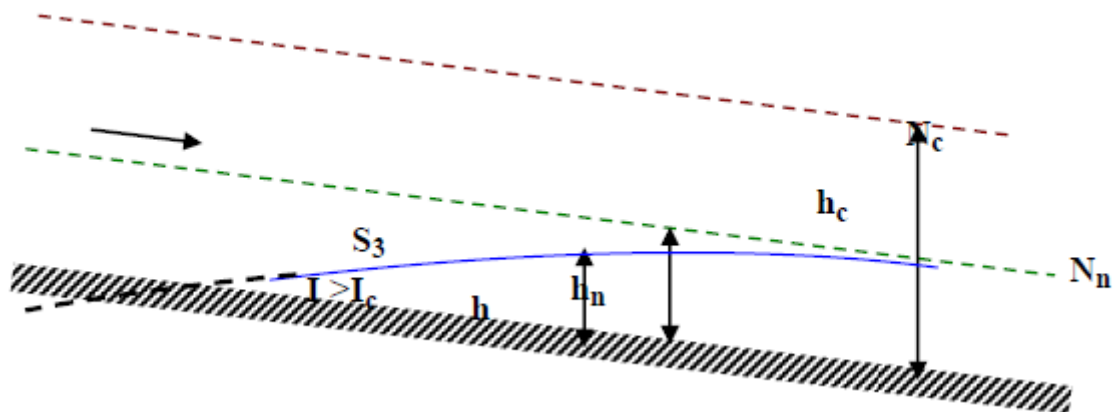


Figure III.9 Branche S3 (remous d'exhaussement)

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés, pour un canal de pente $I > I_c$ (courbe S), dans le tableau suivant :

Tableau N°3: [10]

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}$	$\frac{dh}{dX}$	Courbe
$h = +\infty$	I	1	I	Horizontale
$h_c < h < +\infty$	>0	>0	>0	De type S1
$h = h_c$	>0	0	+/- ∞	Perpendiculaire au fond (théorique)
$h_n < h < h_c$	>0	<0	<0	De type S2
$h = h_n$	0	<0	0	Parallèle au fond
$0 < h < h_n$	<0	<0	>0	De type S3
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{gP}{C^2 B}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	I	1	I	Horizontale (théorique)

III.1.5.2.3. Courbes de remous type C:

En régime critique, l'écoulement est instable par le fait des ondulations qui sont provoquées à la surface d'eau.

Les courbes (C) répondent aux égalités suivantes : $I = I_c$ et $h_n = h_c$; Ce qui correspond à un écoulement critique.

Elles représentent la limite commune des courbes M et S avec disparition de la branche 2 puisque $h_n = h_c$. Il reste donc seulement deux cas à étudier :

Branche C1 : qui correspond aux conditions suivantes :

$$h > h_c = h_n; I > J; Fr < 1; 0 < \frac{dh}{dX} > 0$$

Pour un cours d'eau dont la largeur est très grande par rapport à sa profondeur, l'équation (3-6) peut s'écrire sous la forme suivante:

$$\frac{dh}{dX} = I \frac{h^3 - h_n^3}{h^3 - h_c^3} \quad (\text{III.8})$$

D'après cette équation on constate que :

Si $h_n = h_c \rightarrow \frac{dh}{dX} = I$, Ce qui signifie que la ligne d'eau est horizontale

Si $h_n = h_c \rightarrow \frac{dh}{dX} = 0$ c'est-à-dire que la ligne d'eau est parallèle au fond du canal.

La branche C1 est une courbe de remous d'exhaussement.

Elle représente le passage entre M1 concave et S1 convexe, elle est donc droite et horizontale.

On rencontre ce type de **courbe (C1)** :

- Au raccordement d'un canal à pente critique à un bassin.
- A un changement de pente, séparant le passage de la pente critique à une pente moindre.

En pratique ce type de courbe est très rare.

$$\frac{dh}{dX} = 0 \quad \frac{dh}{dX} = I$$

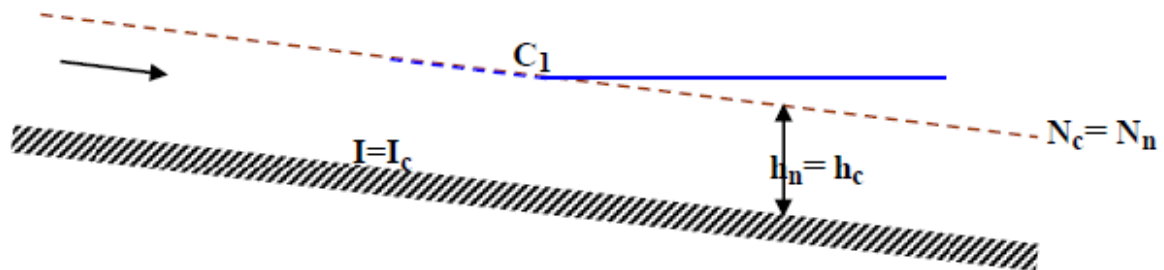


Figure III.10 Branche C1 (remous d'exhaussement)

Branche C3 : correspondant aux conditions suivantes :

$$h < h_c = h; I < J; Fr > 1; \frac{dh}{dX} > 0$$

Pour un cours d'eau dont la largeur est très grande par rapport à sa profondeur, on a encore

$\frac{dh}{dX} = I$; Ce qui signifie que la ligne d'eau est horizontale.

La branche C3 est une courbe de remous d'exhaussement.

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

On rencontre ce type de **courbe (C3)** :

*Lors d'une réduction de pente aboutissant à la pente critique.

*Lors d'un écoulement à grande vitesse entrant dans un canal à pente critique.

En pratique ce type de courbes est aussi très rare. [10]

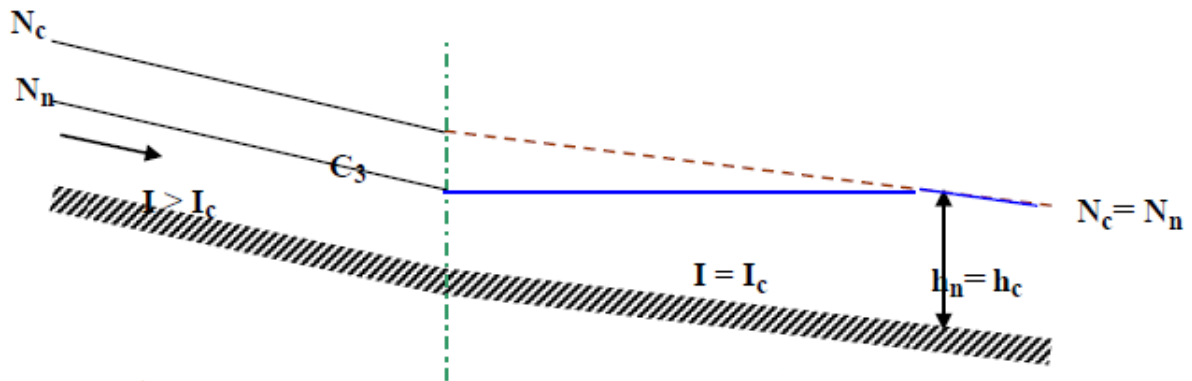


Figure III.11 Branche C3 (remous d'exhaussement)

III.1.5.2.4. Courbes de remous type H :

Dans un canal horizontal, on ne peut pas établir le régime uniforme car lorsque $I = 0$, h_n tend vers l'infini. Cependant, on y définit la profondeur critique qui ne dépend que du débit et de la géométrie de la section. La courbe (H) comprend donc deux branches H2 et H3 qui sont les limites des branches M2 et M3 ; la branche H1 n'existe plus.

Dans ce cas l'équation de la ligne d'eau peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{dh}{dX} = \frac{I-J}{1-\frac{Q^2 B}{gS^3}} \quad (\text{III.9})$$

Branche H2 : correspondant aux conditions suivantes :

$$h > h_c; I = 0; Fr < 1; \frac{dh}{dX} < 0$$

Lorsque $h \rightarrow \infty$, $J \rightarrow 0$, $S \rightarrow \infty$, le numérateur tend vers 0 et le dénominateur tend vers 1 donc $\frac{dh}{dX} \rightarrow 0$ ce qui indique qu'à l'infini amont, lorsque la profondeur augmente indéfiniment, la ligne d'eau tend asymptotiquement vers l'horizontale.

La branche H2 est une courbe de remous d'abaissement qui correspond à un régime graduellement accéléré.

Elle se rencontre par exemple :

- Dans une chute brusque.
- Dans un canal horizontal débouchant dans un exutoire dont la cote du niveau est variable.

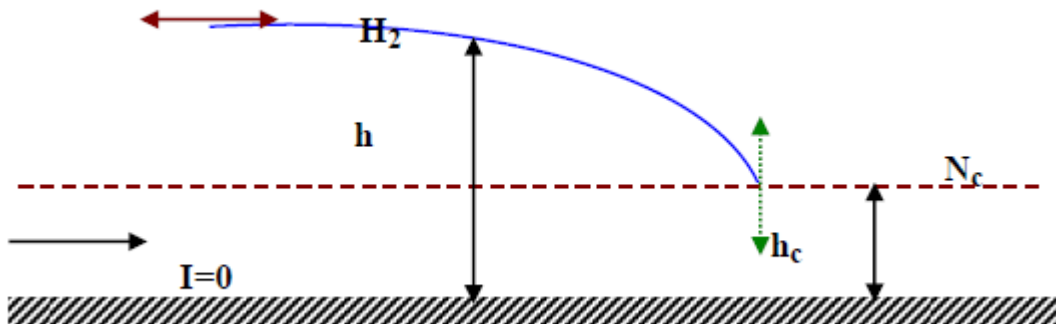


Figure III.12 Courbe H2 (remous d'abaissement)

Branche H3 : correspondant aux conditions suivantes :

$$h < h_c; I = 0; Fr > 1; \frac{dh}{dx} > 0$$

La branche H3 est une courbe de remous d'exhaussement qui correspond à un régime graduellement retardé. Elle se rencontre sur un canal horizontal à l'aval d'une singularité obligeant la surface libre à s'abaisser en dessous du niveau critique, on la rencontre par exemple :

- A l'aval d'une vanne de fond dénoyée dont la hauteur de levée est inférieure à la hauteur critique.
- Lors d'un écoulement à grande vitesse entrant dans un canal horizontal.

Ce type de courbes est généralement suivi d'un ressaut hydraulique.

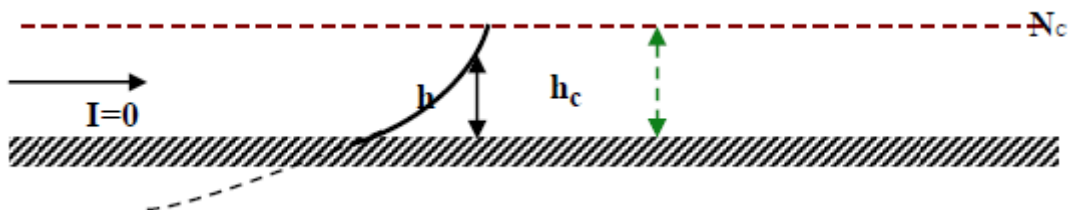


Figure III.13 Branche H3 (remous d'exhaussement)

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I = 0$ (**courbe H**) dans le tableau suivant :

Tableau N°5 [10]

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}$	$\frac{dh}{dX}$	Courbe
$h = +\infty$	0	1	0	Horizontale
$h_c < h < +\infty$	<0	>0	<0	De type H2
$h = h_c$	<0	0	+/- ∞	Perpendiculaire au fond (théorique)
$0 < h < h_c$	<0	<0	>0	De type H3
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{gP}{C^2 B}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	0	1	0	Horizontale (théorique)

III.1.5.2.5. Courbes de remous type A :

Ces courbes répondent à l'inégalité suivante : $I < 0$.

Dans ce cas la hauteur normale est inexistante, par contre la hauteur critique reste toujours définie par la relation :

$$\frac{Q^2 B}{g S^3} = 1$$

Donc la branche A1 disparaît et il reste seulement deux cas à étudier (branche A2 et A3).

Branche A2 : correspondant aux conditions suivantes :

$$h > h_c; Fr < 1; \frac{dh}{dX} < 0$$

La branche A2 est une courbe de remous d'abaissement correspondant à un régime graduellement accéléré. Elle possède une asymptote horizontale à l'amont lorsque h augmente indéfiniment et elle coupe quasi verticalement le niveau critique à l'aval.

Ce type de courbes se rencontre dans un canal ascendant à l'amont d'une singularité obligeant la surface libre à s'abaisser jusqu'au voisinage du niveau critique, par exemple :

- A l'amont d'un déversoir.
- Dans un changement brusque de pente.

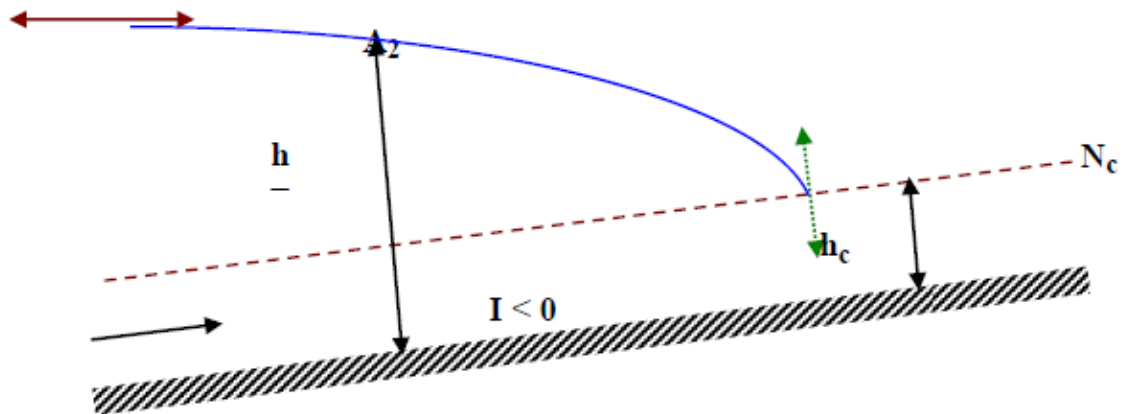


Figure III.14 Branche A2 (remous d'abaissement)

Branche A3 : qui correspondant aux conditions suivantes :

$$h < h_c; Fr > 1; \frac{dh}{dx} > 0$$

La branche **A3** traduit un remous d'exhaussement et un régime graduellement retardé. Elle se rencontre dans un canal ascendant à l'aval d'une singularité obligeant la surface libre à s'abaisser au-dessous du niveau critique, par exemple :

- A l'aval d'un coursier réalisant un écoulement torrentiel.
- A l'aval d'une vanne dont l'ouverture est inférieure à la profondeur critique.

La branche **A3** est souvent suivie d'un ressaut permettant le franchissement du niveau critique.

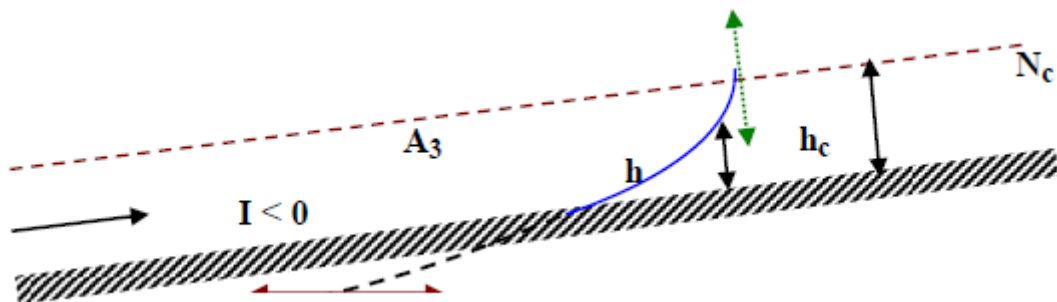


Figure III.15 Branche A3 (remous d'exhaussement)

On peut présenter les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I < 0$ (courbe A) dans le tableau suivant :

Tableau N°6 [10]

Valeur de h	$I - J = I - \frac{Q^2 B}{C^2 R_h S^2}$	$1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}$	$\frac{dh}{dX}$	Courbe
$h = +\infty$	I	1	I	Horizontale
$h_c < h < +\infty$	<0	>0	<0	De type A2
$h = h_c$	<0	0	+/- ∞	Perpendiculaire au fond (théorique)
$0 < h < h_c$	<0	<0	>0	De type A3
$h = 0$	$-\infty$	$-\infty$	$\frac{gP}{C^2 B}$	Pente positive finie (théorique)
$h = -\infty$	I	1	I	Horizontale (théorique)

III.1.6. Evolution de l'énergie spécifique :

L'équation régissant l'évolution de l'énergie spécifique est : $\frac{dE}{dX} = I - J$

En se basant sur cette expression nous pouvons examiner les cas suivants :

III.1.6.1. Cas d'un canal à faible pente

Nous avons quatre possibilités :

$h < h_c < h_n$; $I < J$; $0 \frac{dE}{dX} < 0$: donc la ligne d'énergie s'abaisse par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E), figure (16), le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers C ; ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime critique par augmentation de la profondeur.

La courbe sera donc limitée vers l'aval.

$h_c < h < h_n$; $I < J$; $\frac{dE}{dX} < 0$ la ligne d'énergie décroît par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E), figure (22), le point figuratif de l'écoulement se déplace de B vers C ; ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime critique par diminution de la profondeur.

La courbe sera donc limitée vers l'aval.

$h = h_n$; $I = J$; $\frac{dE}{dX} = 0$

L'écoulement reste stable ; ce qui correspond à un régime uniforme (point D).

$$h > h_n > h_c; I > J; \frac{dE}{dX} < 0$$

Dans ce cas la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond du canal et tend à se confondre avec la ligne d'eau horizontale lorsque la profondeur croît indéfiniment.

C'est-à-dire, qu'aval, la ligne d'énergie se confond avec la branche M1.

Lorsque h tend vers l'infini; $\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gS^3} \rightarrow 1$; ce qui correspond à une branche de la courbe (E) asymptote à la première bissectrice (point figuratif F).

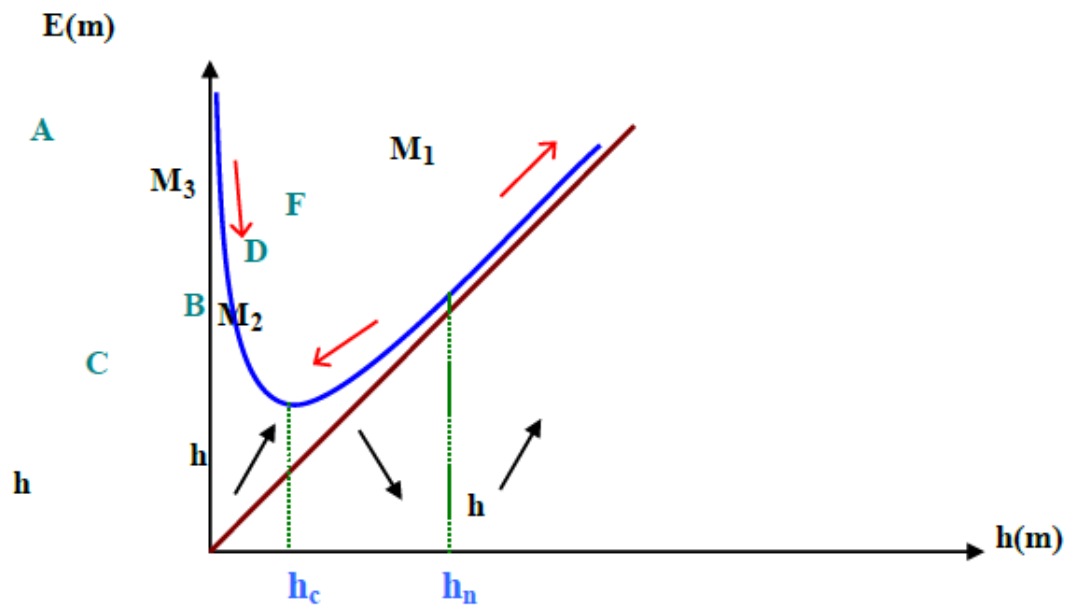


Figure III.16 Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type M. [10]

III.1.6.2. Cas d'un canal à forte pente : (type S)

Nous avons quatre possibilités :

$h < h_n < h_c ; I < J ; \frac{dE}{dX} < 0$: dans ce cas la ligne d'énergie décroît par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E), figure (17), le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers D ; ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime uniforme par augmentation de la profondeur en l'aval.

$h = h_n ; I = J ; \frac{dE}{dX} = 0$: ce qui correspond à un régime uniforme. (Point D)

$h_n < h < h_c ; I > J ; \frac{dE}{dX} > 0$: la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de C vers D et l'écoulement se dirige vers le régime uniforme par diminution de la profondeur vers l'aval.

$h > h_c > h_n ; I > J ; \frac{dE}{dX} > 0$: la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond.

La profondeur augmente vers l'aval pour s'éloigner du point C.

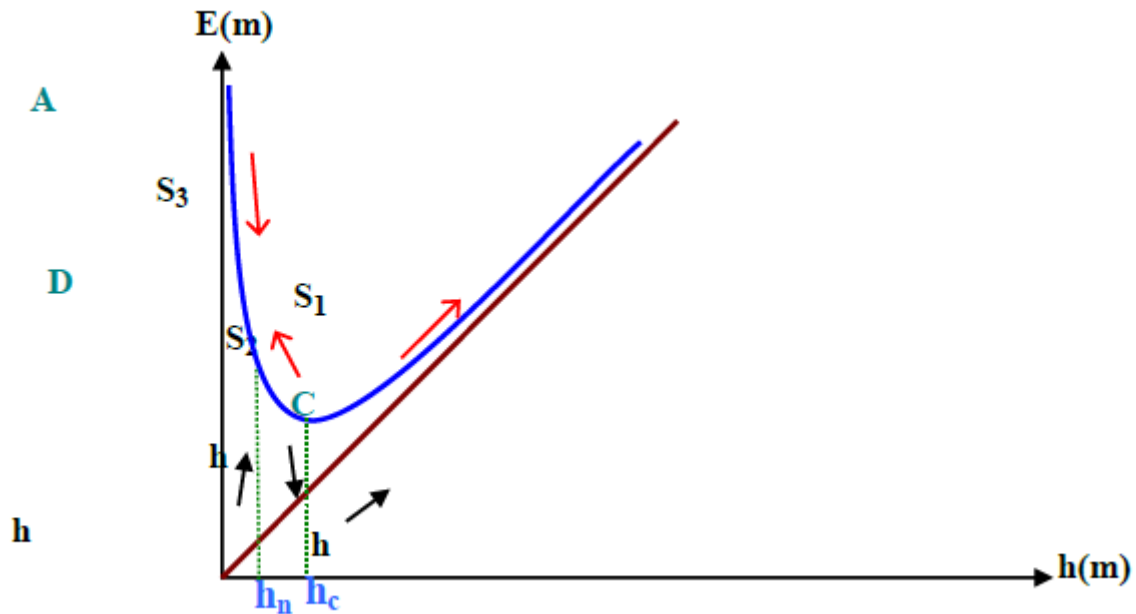


Figure III.17 Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type S.

III.1.6.3. Cas d'un canal à pente critique: (type C)

Dans ce cas les profondeurs h_n et h_c sont égales. Nous avons donc trois possibilités :

$h < h_c = h_n ; I < J ; \frac{dE}{dX} < 0$: la ligne d'énergie s'abaisse par rapport au fond du canal.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers C ; ce qui indique que l'écoulement se dirige vers le régime critique par augmentation de la profondeur vers l'aval.

$h = h_n = h_c ; I = J ; \frac{dE}{dX} = 0$: ce cas correspond à un régime uniforme (point C).

$h > h_c = h_n ; I > J ; \frac{dE}{dX} > 0$: la ligne d'énergie s'élève par rapport au fond.

Lorsque h tend vers l'infini ; $\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gS^3} \rightarrow 1$; Ce qui correspond à une branche de la courbe (E) asymptote à la première bissectrice (point figuratif B)

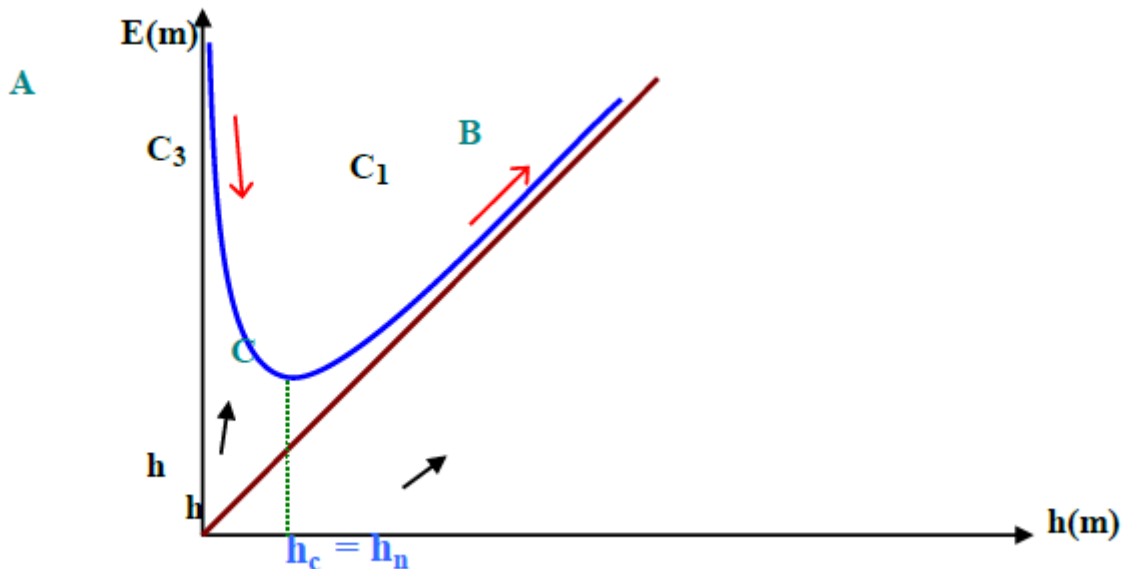


Figure III.18 Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type C.

Dans le cas d'un canal horizontal la profondeur normale n'existe pas puisqu'elle devient infinie. Comme $J > I = 0$, nous nous retrouvons dans la même situation que le cas d'un canal à contre pente.

III.1.6.4.cas d'un canal à contre pente:

($I > 0$), dans ce cas on ne peut pas établir le régime uniforme. Ce qui revient à dire que le terme $\frac{dE}{dx}$ ne peut être que négatif, par conséquent la ligne d'énergie s'abaisse par rapport au fond du canal.

Deux cas peuvent être envisagés:

$h < h_c$: la profondeur va croître pour tendre vers la profondeur critique.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de A vers C.

$h > h_c$: la profondeur va diminuer pour tendre vers la profondeur critique.

Sur la courbe (E) le point figuratif de l'écoulement se déplace de B vers C.

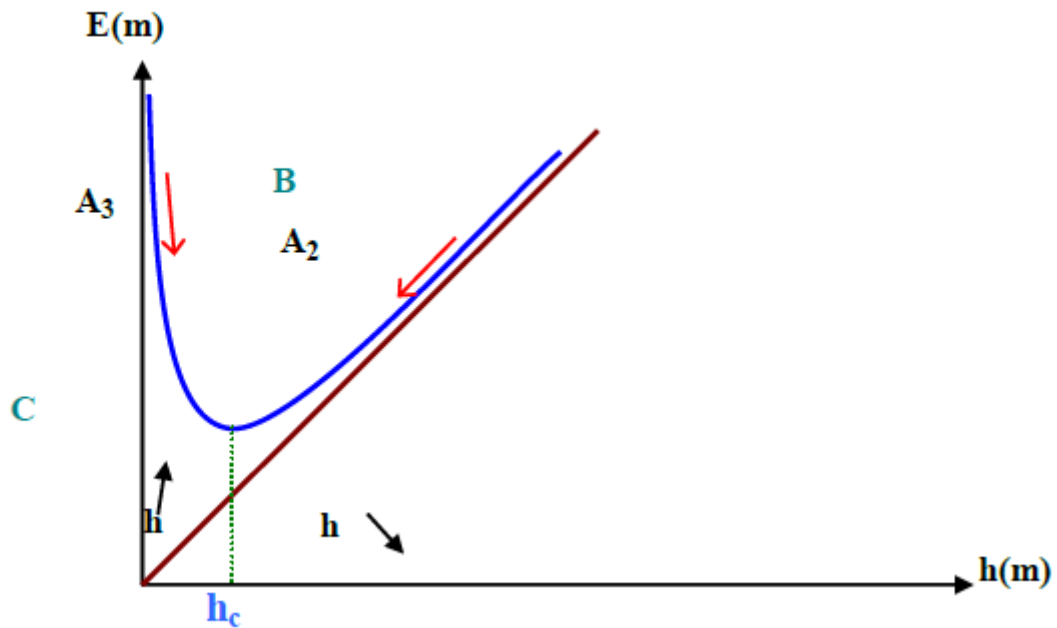


Figure III.19 Evolution sur la courbe $E=f(h)$ du point figuratif de l'écoulement pour les courbes de remous de type A.

III.1.6.5. Cas d'un canal horizontal:

($I=0$), dans ce cas la profondeur normale n'existe pas puisqu'elle devient infinie.

Et comme $J > I=0$, nous nous retrouvons dans la même situation que dans le cas d'un canal à contre pente. [10]

PARTIE II : méthodes de calcul des courbes de remous

III.2. Introduction :

Dans le chapitre précédent on a fait mention de l'équation qui caractérise le mouvement graduellement varié. Cette dernière permet de montrer l'aspect général des différentes formes de la surface d'eau.

L'étude et le calcul exact des formes de la surface libre passent par l'intégration de l'équation différentielle (3.9).

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I-J}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}}$$

Ce qui implique que le débit, la pente du lit, ainsi que la rugosité sont connus. Toutefois on ne connaît pas la cote de la surface libre ou bien la profondeur d'eau. Par conséquent, les variables sont l'abscisse x et la profondeur h correspondante. L'intégration de l'équation différentielle du mouvement graduellement varié (3.9) conduit à une intégrale indéfinie. Il faudra donc connaître les caractéristiques de l'écoulement dans une section référentielle ou de contrôle où il existe une relation univoque entre le débit Q et la profondeur d'eau h .

Il existe plusieurs méthodes de calcul des formes de la surface d'eau dont les principales sont:

- 1-Méthodes itératives.
- 2-Méthodes par intégration directe.
- 3-Méthodes par intégration graphique.

III.2.2.Méthode itératives : [1]

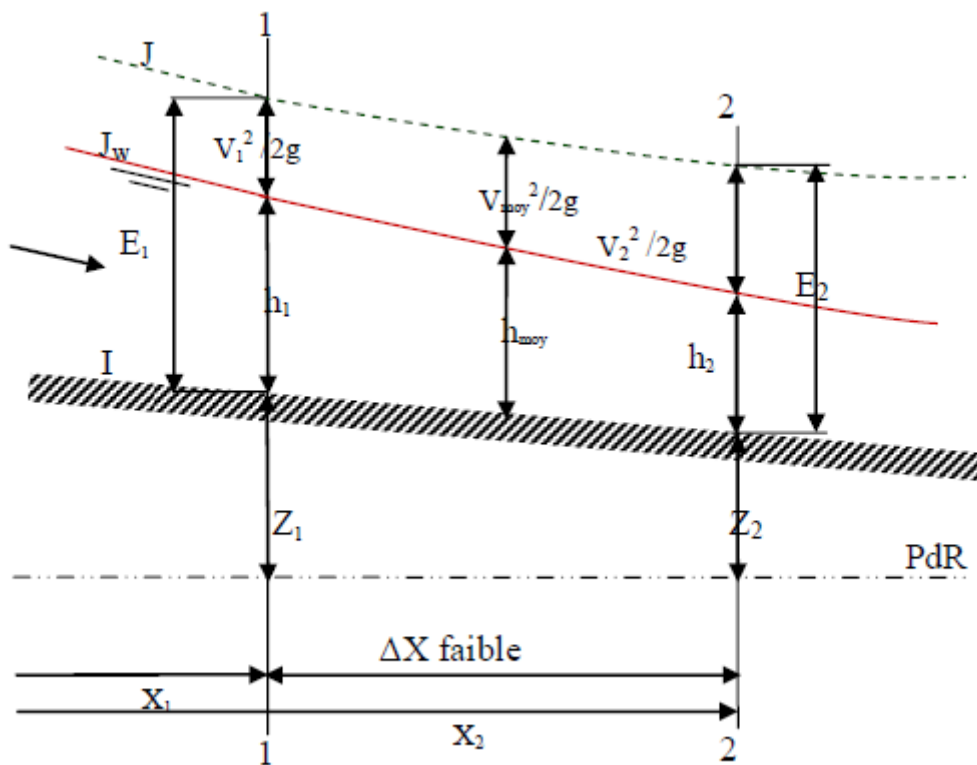


Figure III.20 Schéma d'écoulement non uniforme entre deux sections.

La méthode itérative est en général la plus longue à appliquer, mais souvent la plus précise. L'équation de base est l'équation (3.7), à partir de cette équation et l'équation (3-3) on écrit :

$$dx = \frac{\left(1 - \frac{Q^2 B}{g S^3}\right) dh}{I - J} = \frac{\frac{\partial E}{\partial h} dh}{I - J} = \frac{dE}{I - J} \quad (1)$$

En passant des équations différentielles aux différences finies on peut écrire :

$$\Delta x = x_2 - x_1 = \frac{\Delta E}{I - J_{moy}} = \frac{E_2 - E_1}{I - J_{moy}} \quad (2)$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{I - J_{moy}} \quad (3)$$

J_{moy} : représente la perte de charge moyenne, elle est définie au milieu de l'intervalle ΔX par :

$$J_{moy} = \frac{J(h_1) + J(h_2)}{2} \quad (4)$$

L'énergie spécifique est définie par l'équation (3-3) :

En remplaçant J_{moy} par sa forme dans l'équation (3), on trouve :

$$\Delta x = x_2 - x_1 = \frac{\left(h_1 + \frac{v_2^2}{2g}\right) - \left(h_2 + \frac{v_1^2}{2g}\right)}{I - \frac{J(h_2) + J(h_1)}{2}} \quad (5)$$

D'où :

$$h_1 - h_2 = x_2 - x_1 = \left[I - \frac{J(h_2) + J(h_1)}{2} \right] - \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (6)$$

Finalement l'équation des écoulements graduellement variés s'écrit simplement sous la forme suivante :

$$h_1 - h_2 = x_2 - x_1 = \left[I - \frac{J(h_2) + J(h_1)}{2} \right] - \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{s_2^2} - \frac{1}{s_1^2} \right) \quad (7)$$

La résolution se fait de deux manières :

- méthode des tronçons (Δx fixé).
- méthode des variations de profondeur (Δh fixé). [1]

III.2.2.1. Méthode des tronçons (ΔX est fixée) :

La méthode (implicite) des tronçons ou à pas standard est utilisée pour les canaux prismatiques en général et les canaux prismatiques à courtes distances particulièrement.

Elle s'applique à l'équation du mouvement non uniforme sous la forme de l'équation (3)

On doit noter qu'avec cette méthode les calculs sont longs et compliqués.

Elle consiste à déterminer la profondeur d'eau h_2 qui correspond à l'abscisse x_2 proche de la profondeur h_1 qui correspond à l'abscisse x_1 .

On choisit arbitrairement une valeur h_2 de section S_2 , et on calcule les valeurs J_2, J_1 .

En remplaçant ces valeurs dans l'équation (5-6), on obtient la valeur de h_2 qui est crédiblement différente de la valeur choisie h_2 .

On recommence par approximations successives jusqu'à ce que la valeur de h_2 donnée par l'équation (6) soit égale à la dernière valeur choisie h'_2, h''_2, \dots . On passera ensuite au tronçon suivant, etc.....

- **Méthode de calcul :**

Le calcul de la profondeur d'eau dans des sections choisies le long du canal avec la méthode itérative en s'appuyant sur la balance des charges totales par rapport à un plan de référence, se fait itérativement.

x- On suppose connaître une profondeur d'eau h_1 à une abscisse x_1 qui correspond au point de contrôle.

2- On cherche la profondeur, h_2 à l'abscisse x_2 , très proche. On choisit une première valeur h'_2 .

3- On calcule les paramètres suivants :

$S, P, A, Rh, V, \frac{V^2}{2g}, H, J, J_{moy}, hr, H_{calc}, Z$ pour h_1 et h'_2 , avec :

H : représente la charge totale ; elle s'écrit sous la forme suivante :

$$H = Z + h + \frac{v^2}{2g}$$

J est la pente de la ligne d'énergie par rapport à l'horizontale, calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$J = \frac{V^2}{C.Rh}$$

Pour notre étude J est calculée à l'aide de l'équation de Manning – Strickler :

$$J = \frac{V^2 n^2}{R_h^{4/3}}$$

J_{moy} : pente moyenne de la ligne d'énergie entre la section **1** et la section **2**

Δh : perte de charge entre deux sections **1** et **2**, calculée à l'aide de l'équation

$$\Delta h = J_{moy} \cdot \Delta x$$

Où Δx est la distance entre la section **1** et la section **2**

H_{calc} : charge totale calculée en tenant compte de la perte de charge, elle s'écrit :

$$(H_2)_{calc} = (H_1)_{calc} + \Delta h_2$$

Si l'écoulement est fluvial $r = +1$ (calcul vers l'amont). Tandis que pour un écoulement torrentiel, $r = -1$ (calcul vers l'aval).

Z : cote de fond du canal par rapport à un plan de référence choisi. Ici le plan de référence est situé sur le fond du canal au droit de la section de contrôle. Pour **I** constante, **Z** est calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$Z_2 = Z_1 + I \cdot \Delta x$$

Le principe de calcul est basé sur la comparaison entre les charges totales **H2** et (**H2**) calc. Si la valeur ΔH est très élevée pour la précision désirée, il faut reprendre les calculs avec une autre valeur h''_2 jusqu'à atteindre une valeur de $\Delta H \approx 0$. Il faut remarquer que la courbure de la ligne d'eau près de la profondeur critique est importante, il est préférable de choisir des sections plus rapprochées. [1]

III.2.2.2. Méthode des variations de profondeur (Δh est fixée) :

La méthode des variations de profondeur ou méthode à pas directs est applicable pour les canaux prismatiques. Elle est utilisée pour une légère profondeur (afin de réduire les erreurs). Elle s'applique également à l'équation du mouvement graduellement varié sous la forme de l'équation (3). Cette méthode consiste à chercher la valeur de l'abscisse **x2** pour une profondeur **h2** très proche de **h1** à l'aide de l'équation (5) On calcul l'abscisse **x2** et on passera ensuite au tronçon suivant, etc.

Méthode de calcul :

- x- On suppose connaître une profondeur d'eau h_1 , à une abscisse, x_1 .
 - 2- On choisit une première valeur h_2 très proche de h_1 .
 - 3- On calcule les paramètres géométriques : **B, P, S, Rh** pour **h1** et **h2**.
 - 4- On calcule la vitesse moyenne, $V = Q/S$ la charge dynamique $V^2/2g$, l'énergie spécifique **E** et la pente de la ligne d'énergie **J** par rapport à l'horizontale à l'aide de l'équation de Manning- Strickler pour les deux sections.
 - 5- On calcule la pente moyenne de la ligne d'énergie **J** moy selon l'équation (5-4). Ensuite on calcule la pente moyenne de la ligne d'énergie par rapport au fond du canal c'est-à-dire (**I- J** moy) et finalement la différence de l'énergie spécifique ΔE entre la section 1 et 2.
 - 6- En remplaçant les paramètres calculés ci-dessus dans l'équation (5).
- On obtient la distance entre la section 2 et la section 1. Dans le cas de l'écoulement fluvial l'équation $\Delta x = x_2 - x_1 \dots$ est multipliée par une constante $r = +1$.
 Dans le cas d'un écoulement torrentiel $r = -1$. Par conséquent la longueur de la courbe de remous **L** est représentée par la distance cumulée depuis la section de contrôle jusqu'à la section **i** qui est déterminée en fonction des conditions aux limites.

$$L = \sum_i^i \Delta x \quad (8)$$

Il faut signaler que la méthode des variations de profondeur (explicite) est très efficace et moins longue et compliquée que la méthode des tronçons. [1]

III.2.3.Méthodes par intégration directe :

Le but de cette méthode est de rendre l'équation différentielle du mouvement graduellement varié intégrable en utilisant des fonctions pour représenter les variables de cette équation :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I-J}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}} \quad (\text{III.9})$$

Le membre à droite de cette l'équation est une fonction de la profondeur, **h**, de sorte qu'une relation de dx du type :

$$dx = f(h) dh \quad (9)$$

Est une équation différentielle à variables séparées. Par intégration entre deux sections **1** et **2**, on obtient :

$$x_2 - x_1 = \int_{h_1}^{h_2} f(h) dh \quad (10)$$

Résoudre analytiquement cette intégrale est difficile car le deuxième membre de l'équation est une expression complexe.

Dans certains cas simples L'intégrale est possible ; tel qu'un canal rectangulaire de largeur importante ou canal parabolique. On utilise la méthode de Bresse ou de Tolkmitt pour ces deux derniers cas. Alors, pour les autres sections du canal, des méthodes ont été développées par Bakhmeteff (1932) et par Chow (1959). [1]

III.2.3.1.Méthode de Bresse :

La méthode de Bresse qui est une méthode simple et rapide, s'applique aux cours d'eau avec un lit très large par rapport à la profondeur (canaux rectangulaires de largeur infinie).

Pour un canal rectangulaire de largeur importante (**b** >> **h**) où **h** \cong **Rh**, en introduisant le débit par unité de largeur **q** = **Q/b**, **I** et **J** sont calculés en utilisant la formule de Chézy :

$$I = \frac{V^2}{C^2 R h} = \frac{Q^2}{C^2 h_n S^2} = \frac{Q^2}{C^2 h_n (b h_n)^2} = \frac{q^2}{C^2 h_n^3 b^2} \quad (11)$$

$$I = \frac{q^2}{C^2 h_n^3}$$

$$J = \frac{V^2}{C^2 R h} = \frac{Q^2}{C^2 h S^2} = \frac{Q^2}{C^2 h (bh)^2} = \frac{q^2}{C^2 b^2 h^3}$$

$$J = \frac{q^2}{C^2 h^3} \quad (12)$$

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g b^2} \right)^{1/3} = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (13)$$

Par substitution des équations (11, 12, 13) dans l'équation (III.9), nous obtenons la formule de Bresse :

$$\frac{dh}{dx} = I \cdot \frac{h^3 - h_n^3}{h^3 - h_c^3} \quad (14)$$

Pour intégrer cette équation, Bresse effectue l'analyse suivante :

$$I dx = \frac{h^3 - h_c^3}{h^3 - h_n^3} dh$$

$$I dx = dh + \frac{1 - \frac{h_c^3}{h_n^3}}{\frac{h^3}{h_n^3} - 1} dh \quad (15)$$

En posons :

$$h/h_n = \eta$$

D'où :

$$dh = h_n d\eta$$

On écrit l'équation (15) comme suit :

$$I dx = h_n d\eta h_n \left(1 - \frac{h_c^3}{h_n^3} \right) \frac{d\eta}{\eta^3 - 1} \quad (16)$$

Posons :

$$\phi(\eta) = - \int \frac{d\eta}{\eta^3 - 1}$$

En intégrant la relation (16) entre deux sections d'abscisse x_0 et x_1 , on obtient une formule qui est fonction de : h_n, h_c, I, η .

$$X_1 - x_0 = \left[(\eta_1 - \eta_0) - \left(1 - \frac{h_c^3}{h_n^3} \right) (\Phi(\eta_1) - \Phi(\eta_0)) \right] \quad (17)$$

Pour utiliser cette équation il faut connaître les valeurs de $\Phi(h/h_n) = \Phi(\eta)$ appelée fonction de Bresse.

$$\Phi(\eta) = - \int \frac{d\eta}{\eta^3 - 1} = \frac{1}{6} \ln \left(\frac{\eta^2 + \eta + 1}{(\eta - 1)^2} \right) - \frac{1}{\sqrt{3}} \operatorname{arc} \cot g \left(\frac{2\eta + 1}{\sqrt{3}} \right) \quad (18)$$

Pour les différentes valeurs de : $\eta = h/h_n$

Le nombre 3 est l'exposant hydraulique.

Méthode de calcul :

- x- On connaît le débit Q , (donc le débit unitaire $q = Q/b$), la pente du canal I , sa rugosité, la nature et les caractéristiques hydrauliques de la singularité qui entraîne la formation du remous.

(Donc la profondeur h_0 de la section de contrôle).

2- On calcul h_c et h_n et par comparaison entre ces deux grandeurs on détermine la classe de la courbe de remous. Et pour déduire sa branche (région), on compare la profondeur h_0 à h_n et h_c .

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad h_n = \sqrt[3]{\frac{q^2}{C^2 I}}$$

3- on choisit une section d'abscisse x_0 qui correspond à h_0 , et on Calcule $\eta_0 = \frac{h_0}{h_n}$

Et d'après le tableau (III.1) on tire la valeur de $\Phi(\eta)$.

4- On choisit une profondeur, h_1 , peu différente de h_0 et on calcule $\eta_1 = \frac{h_1}{h_n}$ d'où $\Phi(\eta)$

5- On remplace les valeurs de : $h_c, h_n, x_0, \eta_0, \eta_1, \Phi(\eta_0), \Phi(\eta_1)$ dans l'équation (18), on obtient l'abscisse x_1 .

6- On recommence les mêmes calculs, en prenant x_1 comme une nouvelle section de départ et ainsi de suite jusqu'à la section x_i qui est déterminée en fonction des conditions aux limites.

[1]

III.2.3.2.Méthode de Bakhmeteff : [6]

La méthode de Bakhmeteff est une des méthodes les plus utilisées pour les canaux à section transversale quelconque. Elle est assez longue est assez précise si l'on adopte des intervalles d'intégration suffisamment petits. Bakhmeteff introduit la fonction débitante, K , qui ne dépend que de la section du canal ; c'est-à-dire S, R, h, n . K est définie par :

$$K = K(h) = C S \sqrt{R h} \quad (19)$$

Pour un écoulement uniforme, cette relation devient :

$$Kn = K(h_n) = C_n S_n \sqrt{R_{hn}} \quad (20)$$

Il s'avère que Kn peut s'écrire sous la forme :

$$Kn = \frac{Q}{\sqrt{I}} \Rightarrow I = \frac{Q^2}{K_n^2} \quad (21)$$

De même pour la profondeur h :

$$K = \frac{Q}{\sqrt{J}} \Rightarrow J = \frac{Q^2}{K^2} \quad (22)$$

L'expression du dénominateur de l'équation (III.7) prend la forme :

$$I - \frac{Q^2 B}{g S^2} = 1 - I K_n^2 \frac{B}{g S^2} \quad (23)$$

Soit I_c la pente critique à laquelle le régime est à la fois critique et uniforme. Pour cette pente on peut écrire :

$$\frac{Q^2 B}{g S^3} = I \Rightarrow \frac{B}{g S^3} = \frac{1}{Q^2} = \frac{1}{C^2 S^2 R_h I_c}$$

$$\frac{B}{g S^3} = \frac{1}{K^2 I_c} \quad (24)$$

En remplaçant l'équation (23) dans l'équation (24) on obtient :

$$I - \frac{Q^2 B}{g S^2} = 1 - \frac{K_n^2 I}{K^2 I_c} \quad (25)$$

Par substitution des équations (21, 22, 25) dans l'équation différentielle (III.7) on obtient :

$$\frac{dh}{dx} = I \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - \frac{I}{I_c} \left(\frac{K_n}{K}\right)^2} \quad (26)$$

La débitante K peut être exprimée par une loi en puissance :

$$K^2 = C^{te} h^n \quad (27)$$

N : étant l'exposant hydraulique qui dépend de la géométrie du canal. Pour un canal trapézoïdal :

$$3 < N < 4.$$

Le rapport $\left(\frac{K_n}{K}\right)^2$ s'écrit alors :

$$\left(\frac{K_n}{K}\right)^2 = \left(\frac{h_n}{h}\right)^n \quad (28)$$

Posons :

$$\frac{I}{I_c} = \beta$$

Le rapport variant peu en fonction de la profondeur h dans un tronçon, (constant pour un intervalle d'intégration suffisamment petit), est considéré constant. L'équation (27) devient ainsi :

$$\frac{dh}{dx} = I \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^n}{1 - \beta \left(\frac{h_n}{h}\right)^n} \quad (29)$$

Cette relation est l'équation de Bakhmeteff, Elle est une généralisation de l'équation de Bresse(14).

De manière analogue à la méthode de Bresse on pose :

$$\frac{h}{h_n} = \eta$$

D'où :

$$Dh = h_n d\eta$$

L'équation (29) s'écrit donc :

$$dx = \frac{h_n}{I} \left[1 + \frac{1-\beta}{\eta^{n-1}} \right] d\eta \quad (30)$$

Par intégration entre deux sections d'abscisse x_0 et x_1 , avec N et β constants, on aura :

$$x_1 - x_0 = \frac{h_n}{I} [(\eta_1 - \eta_0)(1 - \beta)(\phi(\eta_1, n) - \phi(\eta_0, n))] \quad (31)$$

L'intégrale de Bakhmeteff est :

$$\phi(\eta, n) = - \int \frac{d\eta}{\eta^{n-1}}$$

Bakhmeteff a fourni un tableau donnant les valeurs de $\phi(\eta, N)$ pour différentes valeurs de N . Dans le cas où $N = 3$, l'exposant hydraulique est celui utilisé dans l'équation de Bresse.

Bakhmeteff a également proposé une méthode simplifiée dans laquelle on néglige l'influence de la variation d'énergie cinétique. Cela revient à admettre que $\beta = 0$.

Toutefois, cette méthode simplifiée n'est recommandée que pour la courbe de remous de type M1.

III.2.3.2.1. Calcul de l'exposant hydraulique, N :

D'après la relation (27) on écrit :

$$2 \log K = \log C^{te} + N \log h$$

$$2 \log K = \frac{1}{2} \log C^{te} + \frac{N}{2} \log h$$

On trace sur un papier bi logarithmique la courbe : $\log K = f(\log h)$. Pratiquement, cette courbe est assimilable à une droite dont la pente $\text{tg } \alpha$ donne :

$$N = 2 \text{ tg } \alpha \quad (32)$$

III.2.3.2. Utilisation pratique de la méthode de Bakhmeteff :

- x- On calcule h_n , h_c et β .
- 2- On choisit une section d'abscisse x_0 qui correspond à h_0 , et on calcule $\eta_0 = \frac{h_0}{h_n}$ et d'après le tableau (**Shterenlikht et al**) on tire la valeur de $\Phi(\eta_0, N)$.
- 3- On choisit une profondeur, h_1 , peu différente de h_0 et on calcule $\eta_1 = \frac{h_1}{h_n}$ d'où $\Phi(\eta_1, N)$
- 4- On remplace les valeurs de : h_c , β , h_n , x_0 , η_0 , η_1 , $\Phi(\eta_0, N)$, $\Phi(\eta_1, N)$ dans l'équation (29), on obtient l'abscisse x_1 .
- 5- On recommence les mêmes calculs, en prenant x_1 comme une nouvelle section de départ et ainsi de suite jusqu'à la section i qui est déterminée en fonction des conditions aux limites. [6]

III.2.3.3. Méthode de Chow : [2]

Chow (1959) considère que le paramètre β n'est pas constant. Il généralise l'équation (14) et l'écrit comme suit :

$$\frac{dh}{dx} = I \frac{h^N - h_n^N}{h^M - h_c^M} \quad (33)$$

Où N et M sont toujours des exposants hydrauliques qui dépendent de la forme de la section et du coefficient de rugosité choisi. Pour une section de forme quelconque, Chow donne :

$$N(h) = \frac{2h}{3S} \left(5B - 2R_h \frac{dp}{dh} \right) \quad (34)$$

$$M(h) = \frac{h}{S} \left(3B - \frac{S}{B} \frac{dp}{dh} \right) \quad (35)$$

Les deux exposants hydrauliques sont fonction de la profondeur d'eau, h . Leurs variations usuelles sont : $2,0 < N < 5,3$ et $3 < M < 4,8$

En utilisant les mêmes variables de Bresse, c'est-à-dire :

$$\frac{h}{h_n} = \eta$$

Et

$$dh = h_n d\eta$$

L'équation (33) devient :

$$dx = \frac{h_n}{I} \left[1 - \left(\frac{1}{1-\eta^n} \right) + \left(\frac{h_c}{h_n} \right)^M \left(\frac{\eta^{N-M}}{1-\eta^N} \right) \right] d\eta \quad (36)$$

En intégrant entre deux sections d'abscisses x_0 et x_1 , on obtient :

$$x_0 - x_1 = \frac{h_n}{I} \left[(\eta_0 - \eta_1) - \int_0^{\eta_1} \frac{1}{1-\eta^N} d\eta + \left(\frac{h_c}{h_n} \right)^M + \int_0^{\eta_1} \frac{\eta^{N-M}}{1-\eta^N} d\eta \right] \quad (37)$$

La première intégrale est identique à celle de Bakhmeteff.

$$\Phi(\eta, N) = \int \frac{1}{1-\eta^N} d\eta - \int \frac{1}{\eta^{N-1}} d\eta$$

Chow l'exprime la deuxième intégrale comme suit :

$$\int_0^{\eta} \frac{\eta^{N-M}}{1-\eta^N} d\eta = \frac{x}{N} \int \frac{1}{1-\xi^x} d\xi = \frac{x}{N} \Phi(\xi, \chi)$$

Où :

$$\xi = \eta^{N/x}$$

La fonction $\Phi(\xi, \chi)$ est semblable à la fonction $\Phi(\eta, N)$ et les variables η et N sont remplacés par les variables ξ et χ

L'équation (38) devient alors :

$$x_1 - x_0 = \frac{h_n}{I} \left[(\eta_1 - \eta_0) \left[\Phi(\eta_1, N) - \Phi(\eta_0, N) + \left(\frac{h_c}{h_n} \right)^M \frac{x}{N} [\Phi(\xi_1, \chi) - \Phi(\xi_0, \chi)] \right] \right] \quad (38)$$

Méthode de calcul :

1- On calcule h_n , h_c , N et M .

2- On choisit une section d'abscisse x_0 qui correspond à h_0 , et on calcule $\eta_0 = \frac{h_0}{h_n}$ et d'après le tableau [Shterenlikht et al].

3- on tire la valeur de $\Phi(\eta, N)$

4- On choisit une profondeur, h_1 , peu différente de h_0 et on calcule $\eta_1 = \frac{h_1}{h_n}$ d'où $\Phi(\eta, N)$

5- On calcule χ (, ξ_0 , ξ_1 , χ , 0) , Φ , ξ (ξ_1 , χ , .)

6- On remplace les valeurs de h_c , h_n , N , M , χ_0 , η_0 , η_1 , $\Phi(\eta_0, N)$, $\Phi(\eta_1, N)$, $\Phi(\xi_0, \chi)$ et $\Phi(\xi_1, \chi)$ dans l'équation (5-38), on obtient l'abscisse x_1 .

7- On recommence les mêmes calculs, en prenant xI comme une nouvelle section de départ et ainsi de suite jusqu'à la section i qui est déterminée en fonction des conditions aux limites. [2]

III.2.3.4.Méthode de Pavlovski :[5]

Posons:

$$\frac{\alpha Q^2 B}{gS^3} = P_{cin} \quad (39)$$

P_{cin} : est appelé paramètre cinétique.

L'équation (III.7) peut s'écrire :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I-J}{1-P_{cin}} \quad (40)$$

En fonction de la débitante, l'équation (5-41) devient :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I \left[1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2 \right]}{1-P_{cin}} \quad (41)$$

Les grandeurs du deuxième membre de l'équation (41) présentent certaines fonctions de la profondeur h . c'est pourquoi il est rationnel d'écrire l'équation (41) sous la forme :

$$dx = \frac{1-P_{cin}}{I \left[1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2 \right]} dh \quad (42)$$

Examinons maintenant l'expression du paramètre cinétique P_{cin} :

$$P_{cin} = \frac{\alpha Q^2 B}{gS^3} = \frac{\alpha K_0^2 IB}{gS^3} = \frac{\alpha K_0^2 IB}{gS^3 R_h P} \quad (43)$$

Multiplions le numérateur et le dénominateur par C^2 Alors:

$$P_{cin} = \frac{\alpha Q^2 B}{gS^3} = \frac{\alpha K_0^2 IB}{gS^3} = \frac{\alpha K_0^2 IBC^2}{gS^3 R_h PC^2} \quad (44)$$

Avec:

$$j = \frac{\alpha IBC^2}{gP} \quad (45)$$

En remplaçant l'expression du paramètre cinétique (44)

Dans l'équation (43) on obtient :

$$dx = \frac{\left[I - J \left(\frac{K_0}{K} \right)^2 \right]}{I \left[1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2 \right]} dh = f(h) dh \quad (46)$$

Pour réaliser l'intégration de l'équation (46), les grandeurs **J** et **K₀/K** doivent être exprimées sous la forme des fonctions analytiques explicites de **h**. Mais ceci n'est possible que pour les lits de forme simple.

Il s'avère donc que la fonction **f(h)** est tellement complexe, qu'il est impossible de la résoudre analytiquement.

Pour l'intégration de l'équation (45) on suppose que le terme **J** varie très peu sur le tronçon soumis à l'intégration.

Pavlovski a proposé le procédé suivant:

Soit un certain tronçon du lit prismatique à pente positive (**I > 0**) dans les limites duquel on observe un écoulement non uniforme.

Désignons la profondeur du courant à l'origine du tronçon par **h₁**, la profondeur à l'extrémité par **h₂** et la longueur du tronçon par **Δx**.

L'indice **2** désignera la section suivante dans le sens de l'écoulement. D'après une supposition dont on a déjà parlé, on adopte pour le tronçon **Δx** :

$$J = J_{moy} = \frac{J_1 + J_2}{2} = C^{te} \quad (47)$$

Introduisons les paramètres :

$$\eta = \frac{K}{K_0} \quad \eta_1 = \frac{K_1}{K_0} \quad \eta_2 = \frac{K_2}{K_0}$$

Admettons qu'entre les variables **h** et **η** il existe une relation de type :

h = χ η où:

$$\chi = \frac{h_2 - h_1}{n_2 - n_1} \quad (48)$$

Ou sous la forme différentielle :

$$dh = x dn \quad (49)$$

L'équation (5-45) peut alors s'écrire sous la forme:

$$dx = \frac{\chi}{I} \frac{1 - J_{moy}}{1 - \frac{1}{n^2}} \quad (50)$$

Le deuxième multiplicateur du deuxième membre de l'équation (5-49) peut s'écrire

$$\frac{1 - j_{moy} \frac{1}{\eta^2}}{1 - \frac{1}{\eta^2}} = \frac{\eta^2 - j_{moy}}{\eta^2 - 1} = \frac{\eta^2 - 1 + 1 - j_{moy}}{\eta^2 - 1} = 1 - \frac{1 - j_{moy}}{1 - \eta^2}$$

Et par substitution dans l'équation (5-49) on obtient :

$$dx = \frac{x}{I} \left(1 - \frac{1 - j_{moy}}{1 - \eta^2} \right) d\eta = \frac{x}{I} \left[d\eta - (1 - j_{moy}) \frac{d\eta}{1 - \eta^2} \right]$$

En réalisant l'intégration de cette dernière égalité entre les limites du tronçon :

$$\int_{x_1}^{x_2} dx = \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{x}{I} \left[d\eta - (1 - j_{moy}) \frac{d\eta}{1 - \eta^2} \right]$$

D'où:

$$x_2 - x_1 = \Delta x = \frac{x}{I} (\eta_2 - \eta_1) - \frac{x}{I} (1 - j_{moy}) \left[\frac{1}{2} \ln \frac{1 + \eta_2}{1 - \eta_2} - \frac{1}{2} \ln \frac{1 + \eta_1}{1 - \eta_1} \right]$$

Si η_2 et η_1 sont inférieures à 1

Les expressions ci-dessus peuvent être transcrites définitivement sous la forme suivante :

$$x_2 - x_1 = \Delta x = \frac{x}{I} \left[\eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{moy}) [\Phi(\eta_2) - \Phi(\eta_1)] \right] \quad (51)$$

Où:

$$\phi(\eta) = 1,15 \log \frac{\eta+1}{1-\eta} : \text{a } \eta < 1$$

$$\phi(\eta) = 1,15 \log \frac{\eta+1}{\eta-1} : \text{a } \eta > 1$$

L'équation (51) permet de calculer les courbes de remous dans les lits prismatiques de toute forme, si $I > 0$. [5]

III.2.4. Méthode par intégration graphique : [9]

On considère l'équation différentielle du mouvement graduellement varié qui peut se mettre, si l'on connaît le débit et le profil du canal, sous la forme :

$$dx = f(h)dh$$

La fonction, $f(h)$, a une forme qu'il est en général difficile d'intégrer car les paramètres $A(h)$, $R(h)$, $B(h)$ et $C(h)$ ne peuvent pas être exprimés au moyen d'une fonction analytique simple de la profondeur d'eau, h .

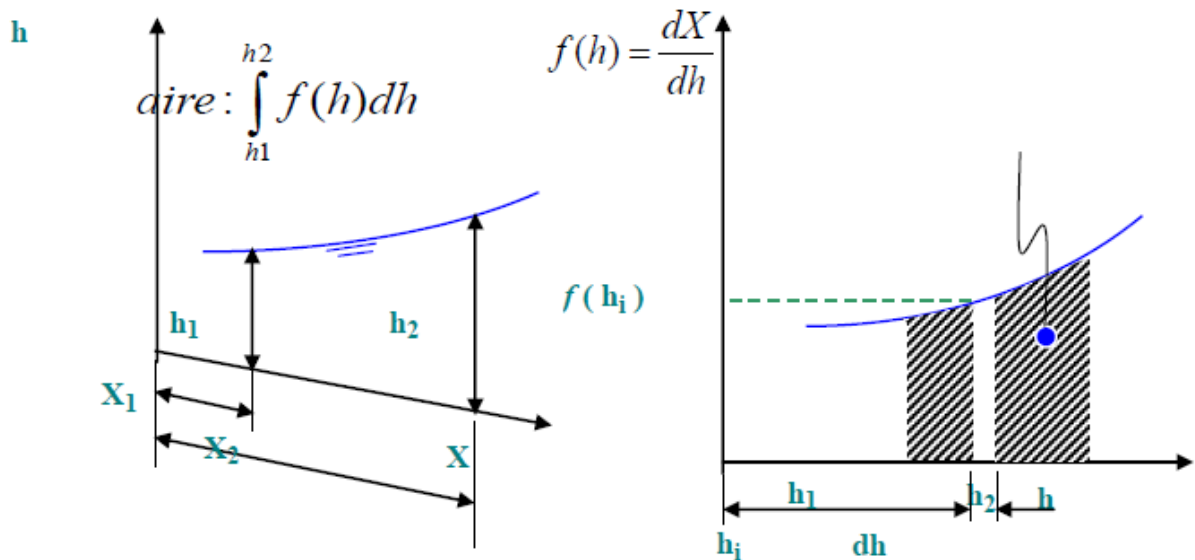


Figure III.21 Schéma de la méthode par intégration graphique

On calcule et on établit la fonction, $f(h_i)$, pour différentes valeurs de la profondeur, h_i . $f(h_i)$ est représenté sur la figure (17). L'aire comprise entre cette courbe, l'axe des h et les deux droites d'abscisses, h_1 et h_2 , donne la distance, $(x_2 - x_1)$ qui sépare les deux sections. On l'écrit :

$$x_2 - x_1 = \int_{x_1}^{x_2} dx = \int_{h_1}^{h_2} f(h) dh \quad (52). \quad [9]$$

III. Conclusion :

Quel que soit la méthode de calcul adoptée, le résultat ne donnera que la ligne d'eau à un constant pré. Il est toutefois évident que la position de cette ligne d'eau n'est pas arbitraire.

Pour la suite, il s'impose alors obligatoirement de connaître l'un de ces points. L'utilisation de ces méthodes ainsi que son application à de multiples problèmes, permet de connaître des inconvénients et des avantages à chaque type de la méthode choisie. Par cette conséquence on dit que la méthode de Bresse est limitée à des canaux rectangulaires de largeur infinie, celle de Bakhmeteff est une des méthodes les plus utilisées pour les canaux à section transversale quelconque. La méthode des tronçons (implicite) est très longue et compliquée (pas efficace) que la méthode des variations de profondeur (explicite).

Généralement on choisit la méthode la plus efficace qui s'affranchit de toutes hypothèses contrairement à l'autre méthode.

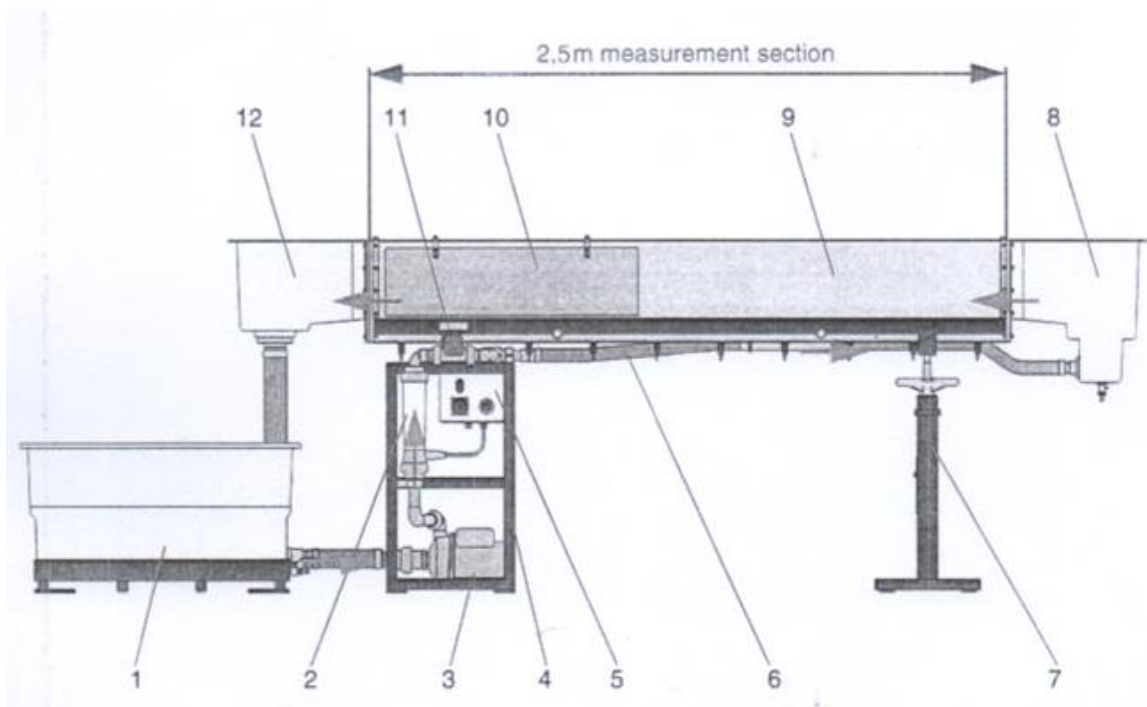
Chapitre IV

Chapitre IV application et discussion des résultats

IV.1.Introduction :

Ce chapitre est consacré essentiellement à l'influence de la rugosité et de la forme géométrique du canal sur les écoulements permanents graduellement variés, ainsi qu'aux méthodes de calcul graphique utilisées dans ce travail.

IV.1.1.Plan du canal :



1	Réservoir d'eau	7	Flottant montage avec réglage d'inclinaison
2	Débitmètre	8	section d'entrée
3	Pompe	9	section intermédiaire
4	fixe monté	10	bord de la grille
5	Chambre de contrôle	11	Soupape de débit
6	ligne de tuyau	12	section sortie

Description du canal : c'est un canal de forme rectangulaire à plusieurs pente I, de 2.5 m de longueur et une largeur constante = 8.55 cm. Elle est reliée à une pompe électrique. Elle commence à travailler après de brancher la prise et en cliquant sur bouton ON dans la chambre de contrôle, la pompe elle commence à pomper l'eau et envoyer vers la ligne de tuyau à la section d'entrée qui permet de passer l'eau directement dans le canal. Après ça l'eau elle revient à la réserve.

Photos**IV.2. étude expérimentale d'un écoulement uniforme**

Avant d'aborder la partie des écoulements graduellement variés, on doit tout d'abord examiner un écoulement uniforme dans le canal expérimental, la validité de l'équation de Chézy dans un écoulement uniforme est indiscutable.

Cette équation connue aussi sous le nom de l'équation de Manning-srickler ou Gaukler-Manning a été développée par Antoine Chézy en 1768 puis revue par Manning en 1870.

Afin de valider l'application de cette équation en régime uniforme on procède a des expériences décrites comme suit :

Notre canal de forme rectangulaire à plusieurs pentes I positives avec largeur constant $b=0.0855\text{m}$, on change le débit Q et on prend la hauteur H on fait cette expérience dix fois. On calcul trois vitesses avec différentes méthodes :

- 1) avec un appareil de mesure de vitesse $V1$ (micro moulinet)
- 2) La vitesse $V2 = Q/S$
- 3) en fin pour valider on utilise l'équation de Chézy (ou Manning) avec : $V3 = K * Rh^{3/2} * I^{1/2}$ et $k=100$

Et les résultats de cette expérience elle est bien défini dans le tableau suivant :

Tableau 1 : les étapes de calcul de la vitesse par l'équation de chézy

H (m)	B (m)	S (m ²)	P (m)	Rh	Q m ³ /s	I	V _{micromolini} m/s	V m/s	V _{theorique} m/s	Rh ^{2/3}	I ^{1/2}
0,008	0,0855	0,000684	0,1015	0,00673892	0,00027	0,015	0,42	0,394736842	0,436957303	0,03567741	0,12247449
0,013	0,0855	0,0011115	0,1115	0,00996861	0,000555	0,017	0,53	0,499325236	0,603922014	0,0463187	0,13038405
0,018	0,0855	0,001539	0,1215	0,01266667	0,00083	0,01	0,57	0,539311241	0,543385729	0,05433857	0,1
0,023	0,0855	0,0019665	0,1315	0,01495437	0,0011	0,01	0,59	0,559369438	0,606986174	0,06069862	0,1
0,018	0,0855	0,001539	0,1215	0,01266667	0,00127	0,0265	0,85	0,825211176	0,884567879	0,05433857	0,16278821
0,02	0,0855	0,00171	0,1255	0,0136255	0,0014	0,027	0,83	0,81871345	0,937382422	0,05704728	0,16431677
0,024	0,0855	0,002052	0,1335	0,01537079	0,00166	0,019	0,8	0,808966862	0,852133281	0,06182025	0,13784049
0,034	0,0855	0,002907	0,1535	0,01893811	0,00194	0,009	0,68	0,667354661	0,674029683	0,07104897	0,09486833
0,038	0,0855	0,003249	0,1615	0,02011765	0,0023	0,01	0,75	0,707910126	0,739692911	0,07396929	0,1
0,034	0,0855	0,002907	0,1535	0,01893811	0,0029	0,023	1,01	0,997592019	1,077510934	0,07104897	0,15165751

On a fait varier la pente du canal de 1% jusqu'à 2.7% ce qui nous a donné une profondeur d'écoulement variant de 0.8Cm jusqu'à 3.8Cm, les premières observations concernant la vitesse montre une bonne proportionnalité entre les vitesses, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

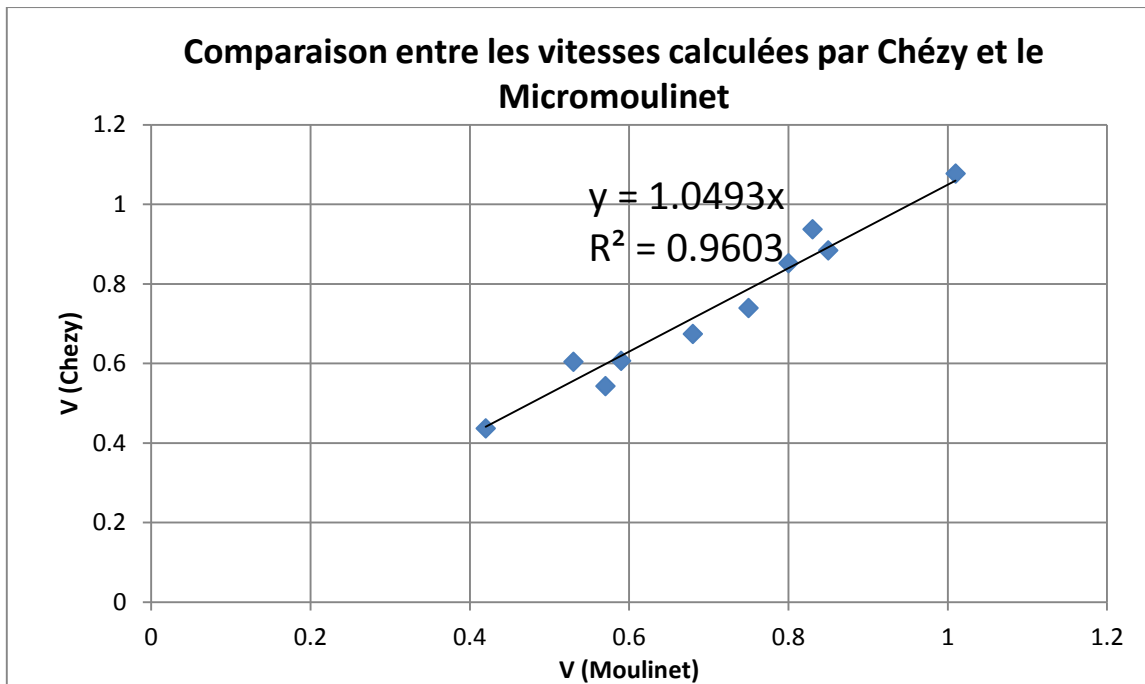


Figure IV.1: Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Micro moulinet

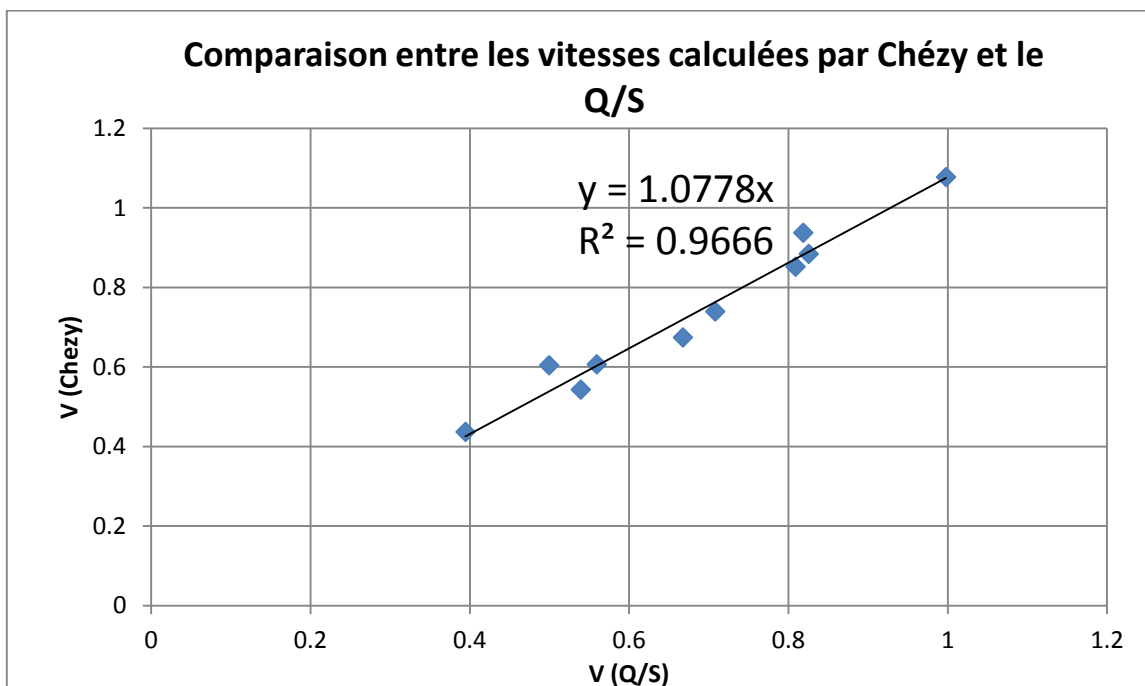


Figure IV.2: Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Q/S

On constate une très bonne concordance entre les vitesses expérimentales (micro moulinet et Q/S) et celles théoriques (Chézy), $V_{\text{chézy}} = A V_{\text{Exp}}$ avec un coefficient de détermination d'environ 98%.

Ce qui représente une confirmation à la validité de l'équation de Chézy dans le cas d'un écoulement uniforme

IV.2. étude expérimentale d'un écoulement non uniforme

Dans cette partie des écoulements graduellement variés, nous allons calculer la courbe de remous (la ligne d'eau) dans un canal expérimental, à partir d'une méthode par intégration graphique ;

L'équation différentielle du mouvement graduellement varié qui peut se mettre, si l'on connaît le débit et le profil du canal, sous la forme :

$$dx = f(h)dh$$

- Notre canal de forme rectangulaire à plusieurs pentes I avec largeur constant $b=0.0855\text{m}$,

- on fixe la pente, et varie le débit 3 fois et à chaque débit nous avons pris les différentes hauteurs dans tout les 5 cm on fait cette expérience à 1m.

- On calcule et on établit la fonction, $f(h)$, pour différentes valeurs de la profondeur

- on calcule $s-s_0$

Tableau2 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique

$I = 0.017$, $Q = 0.000527 \text{ m}^3/\text{s}$, $k_s = 100$								
h1	Rh ^{4/3}	$(Q^2 \cdot B)/(g \cdot S^3)$	N=1- $((Q^2 \cdot B)/(g \cdot S^3))$	$Q^2/(K^2 \cdot Rh^{4/3} \cdot S^2)$	D=I- $(Q^2/(K^2 \cdot Rh^{4/3} \cdot S^2))$	F(h)=N/D	S ₀ .S	Theorique
0,109	0,00961565	0,002990477	0,997009523	3,3255E-05	0,016966745	58,7625691	0	0
0,1085	0,00959903	0,003032011	0,996967989	3,36203E-05	0,01696638	58,7613863	0,02938099	0,05
0,1075	0,00956548	0,003117415	0,996882585	3,43689E-05	0,016965631	58,7589449	0,08814115	0,1
0,1065	0,00953151	0,003206056	0,996793944	3,51421E-05	0,016964858	58,7563981	0,14689883	0,15
0,1055	0,00949712	0,003298091	0,996701909	3,59412E-05	0,016964059	58,7537404	0,2056539	0,2
0,1045	0,00946229	0,003393682	0,996606318	3,67672E-05	0,016963233	58,7509662	0,26440625	0,25
0,1035	0,00942701	0,003493003	0,996506997	3,76213E-05	0,016962379	58,7480693	0,32315577	0,3
0,1025	0,00939129	0,003596238	0,996403762	3,85049E-05	0,016961495	58,7450432	0,38190232	0,35
0,102	0,00937325	0,003649383	0,996350617	3,89582E-05	0,016961042	58,7434797	0,41127445	0,4
0,101	0,00933683	0,003758858	0,996241142	3,98884E-05	0,016960112	58,7402469	0,47001632	0,45
0,1	0,00929994	0,003872755	0,996127245	4,08516E-05	0,016959148	58,7368671	0,52875487	0,5
0,0995	0,00928131	0,003931432	0,996068568	4,1346E-05	0,016958654	58,7351195	0,55812287	0,55
0,099	0,00926256	0,0039913	0,9960087	4,18492E-05	0,016958151	58,7333321	0,58748998	0,6
0,098	0,00922469	0,004114734	0,995885266	4,2883E-05	0,016957117	58,7296335	0,64622147	0,65
0,0975	0,00920557	0,004178363	0,995821637	4,34139E-05	0,016956586	58,72772	0,6755858	0,7
0,0965	0,00916694	0,004309611	0,995690389	4,45051E-05	0,016955495	58,7237587	0,73431154	0,75
0,0955	0,00912779	0,004446414	0,995553586	4,56369E-05	0,016954363	58,7196099	0,79303323	0,8
0,0945	0,00908812	0,004589069	0,995410931	4,68114E-05	0,016953189	58,7152631	0,85175066	0,85
0,0935	0,00904791	0,004737892	0,995262108	4,80305E-05	0,016951969	58,7107068	0,91046365	0,9
0,0925	0,00900715	0,004893221	0,995106779	4,92967E-05	0,016950703	58,7059288	0,96917197	0,95
0,092	0,00898656	0,004973436	0,995026564	4,99482E-05	0,016950052	58,7034527	0,99852431	1

On fait prendre les différent hauteur de 9.2cm jusqu'a 10.9cm, qui nous a donné des différent surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

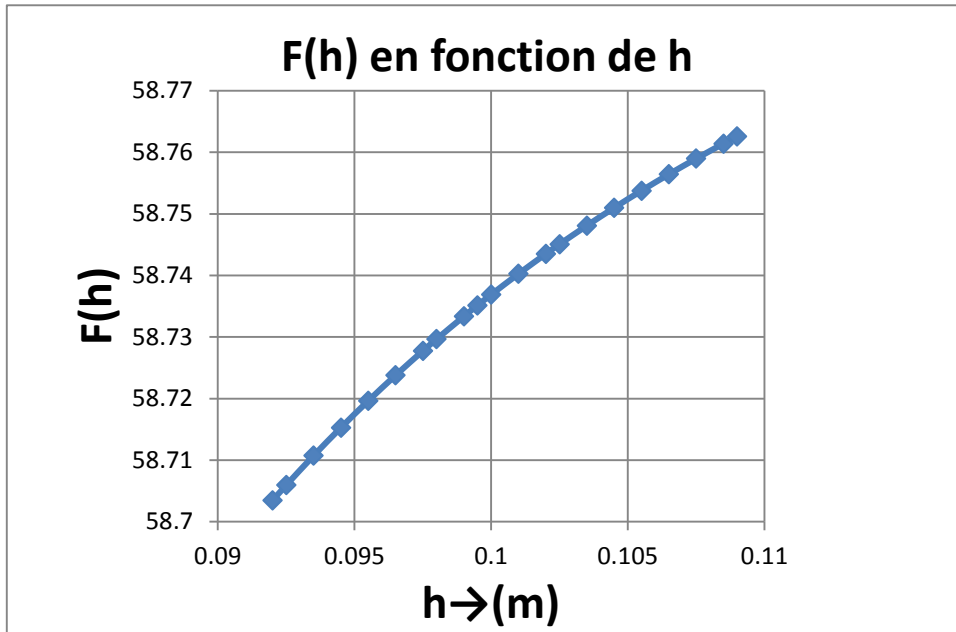


Figure IV.3 : $F(h)$ en fonction de h

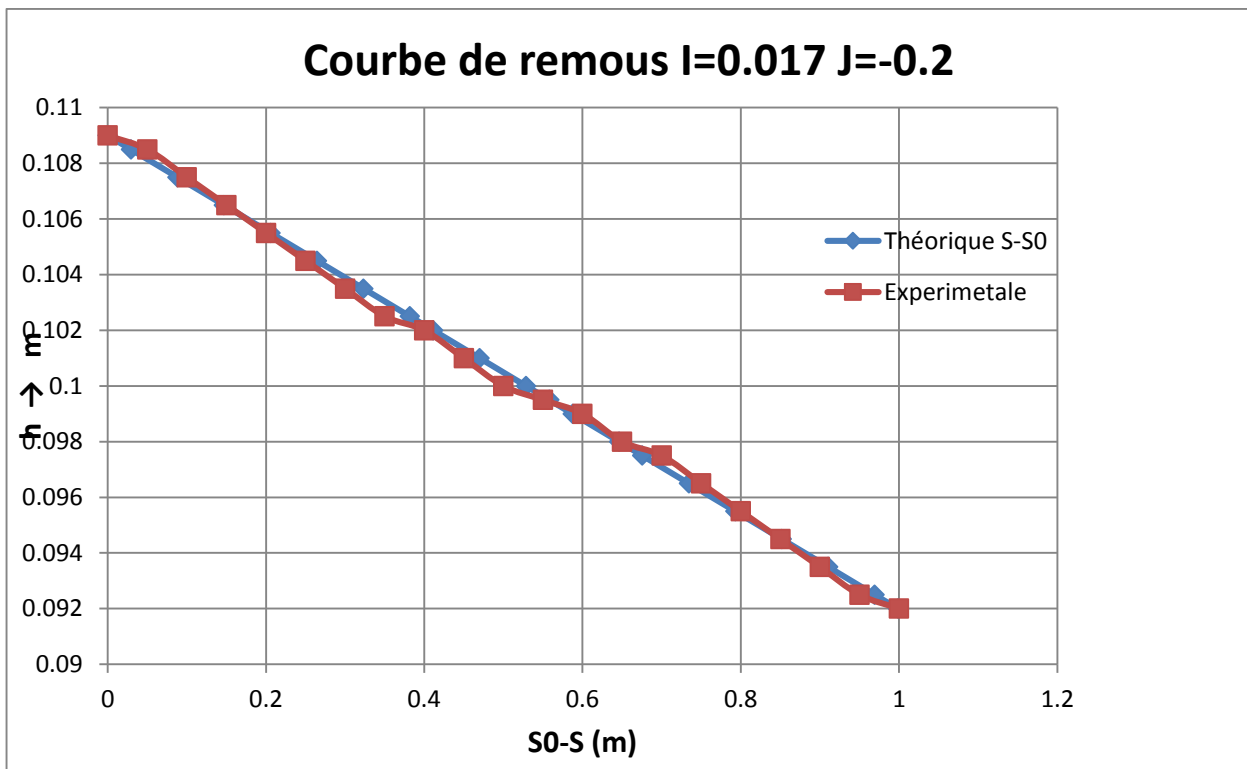


Figure IV.4 : Courbe de remous $I=0.017$ $J=-0.2$

On constate une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale $s-s_0$

Tableau3 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique

I = 0.017								
Q = 0.00083 m ³ /s				k _s = 100				
h2 (m)	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- ((Q ² *B)/(g*S ³))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,116	0,009838	0,006154333	0,993845667	7,1187E-05	0,016928813	58,7073452	0	0
0,115	0,0098074	0,006316281	0,993683719	7,26567E-05	0,016927343	58,702875	0,05870511	0,05
0,114	0,0097764	0,006483961	0,993516039	7,41714E-05	0,016925829	58,6982216	0,11740566	0,1
0,113	0,009745	0,006657629	0,993342371	7,5733E-05	0,016924267	58,6933762	0,17610146	0,15
0,112	0,0097133	0,006837556	0,993162444	7,73434E-05	0,016922657	58,6883294	0,23479231	0,2
0,111	0,0096811	0,007024024	0,992975976	7,90047E-05	0,016920995	58,6830713	0,29347801	0,25
0,11	0,0096486	0,007217335	0,992782665	8,07189E-05	0,016919281	58,6775914	0,35215834	0,3
0,109	0,0096156	0,007417806	0,992582194	8,24883E-05	0,016917512	58,6718787	0,41083308	0,35
0,108	0,0095823	0,00762577	0,99237423	8,43153E-05	0,016915685	58,6659215	0,46950198	0,4
0,107	0,0095485	0,007841581	0,992158419	8,62023E-05	0,016913798	58,6597072	0,52816479	0,45
0,106	0,0095144	0,008065612	0,991934388	8,8152E-05	0,016911848	58,6532228	0,58682126	0,5
0,105	0,0094798	0,00829826	0,99170174	9,01671E-05	0,016909833	58,6464542	0,64547109	0,55
0,104	0,0094447	0,008539942	0,991460058	9,22505E-05	0,016907749	58,6393866	0,70411401	0,6
0,103	0,0094092	0,008791101	0,991208899	9,44053E-05	0,016905595	58,6320042	0,76274971	0,65
0,1025	0,0093913	0,00892038	0,99107962	9,55105E-05	0,01690449	58,6281899	0,79206476	0,7
0,102	0,0093733	0,009052206	0,990947794	9,66347E-05	0,016903365	58,6242904	0,82137788	0,75
0,1015	0,0093551	0,009186643	0,990813357	9,77785E-05	0,016902221	58,6203037	0,85068903	0,8
0,101	0,0093368	0,009323754	0,990676246	9,89422E-05	0,016901058	58,6162274	0,87999816	0,85
0,1	0,0092999	0,009606274	0,990393726	0,000101331	0,016898669	58,6077962	0,93861017	0,9
0,0995	0,0092813	0,009751821	0,990248179	0,000102558	0,016897442	58,6034363	0,96791298	0,95
0,099	0,0092626	0,009900323	0,990099677	0,000103806	0,016896194	58,5989767	0,99721358	1

On fait prendre les différents hauteurs de 9.9cm jusqu'à 11.6cm, qui nous a donné des différentes surfaces s-s₀. Les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montrent une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

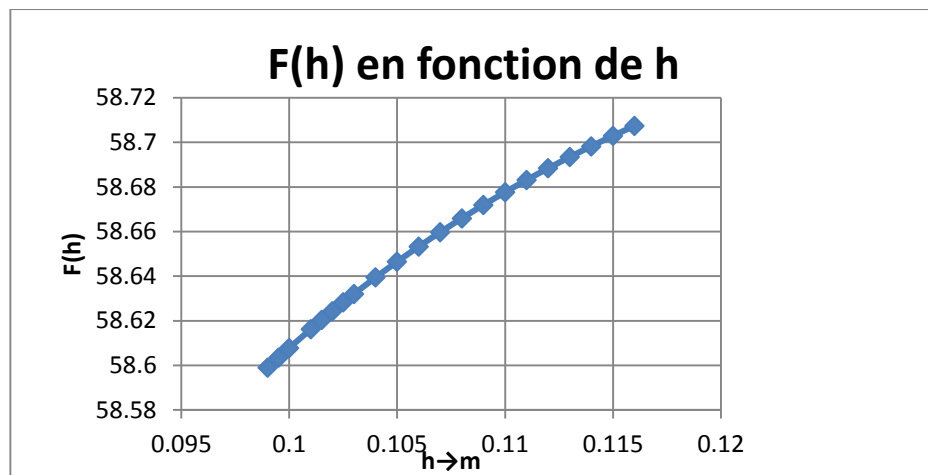


Figure IV.5 : $F(h)$ en fonction de h

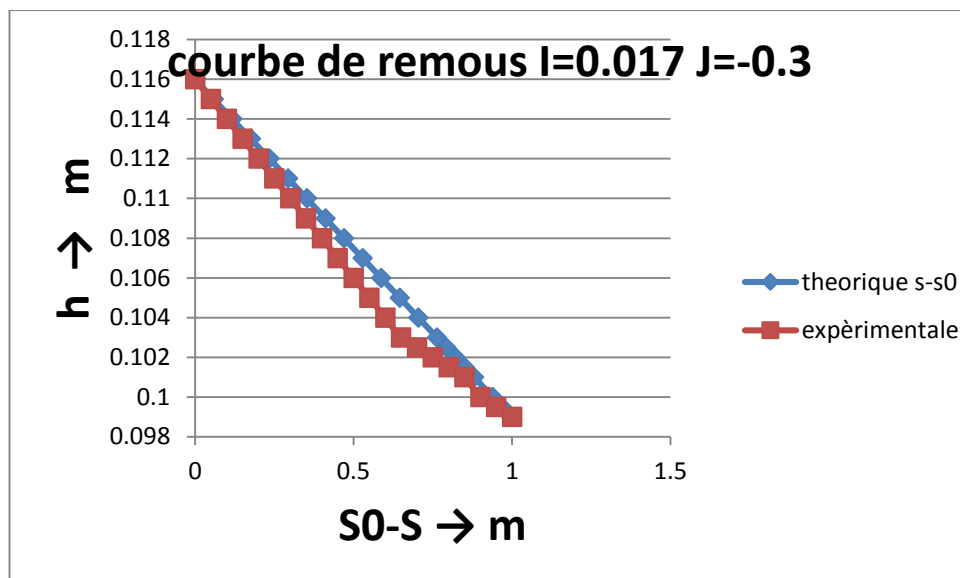


Figure IV.6: courbe de remous $I=0.017$ $J=-0.3$

On constate une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s

Tableau4 : de calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique

$I = 0.017$ $Q = 0.00144 \text{ m}^3/\text{s}$ $k_s = 100$									
h3 (m)	Rh ^{4/3}	J	$(Q^2*B)/(g*S^3)$	$N=1-((Q^2*B)/(g*S^3))$	$Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2)$	$D=I-(Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2))$	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,128	0,0101909	0,05	0,161260397	0,838739603	0,000169887	0,016830113	49,8356498	0	0
0,127	0,0101642	0,05	0,165099771	0,834900229	0,000173027	0,016826973	49,6167803	0,04972622	0,05
0,126	0,0101371	0,05	0,169061998	0,830938002	0,000176253	0,016823747	49,3907801	0,09923	0,1
0,125	0,0101098	0,05	0,173152032	0,826847968	0,000179568	0,016820432	49,1573563	0,14850406	0,15
0,124	0,0100822	0,05	0,177375069	0,822624931	0,000182976	0,016817024	48,9162014	0,19754084	0,2
0,123	0,0100543	0,05	0,181736558	0,818263442	0,00018648	0,01681352	48,6669925	0,24633244	0,25
0,122	0,010026	0,05	0,18624222	0,81375778	0,000190084	0,016809916	48,4093904	0,29487063	0,3
0,121	0,0099974	0,05	0,190898063	0,809101937	0,000193792	0,016806208	48,1430384	0,34314685	0,35
0,12	0,0099685	0,05	0,195710395	0,804289605	0,000197607	0,016802393	47,8675616	0,39115215	0,4
0,119	0,0099392	0,05	0,200685848	0,799314152	0,000201533	0,016798467	47,5825654	0,43887721	0,45
0,118	0,0099096	0,05	0,205831392	0,794168608	0,000205576	0,016794424	47,2876347	0,48631231	0,5
0,117	0,0098797	0,05	0,211154357	0,788845643	0,000209738	0,016790262	46,9823321	0,53344729	0,55
0,116	0,0098494	0,05	0,216662458	0,783337542	0,000214027	0,016785973	46,6661972	0,58027156	0,6
0,115	0,0098187	0,05	0,222363813	0,777636187	0,000218445	0,016781555	46,3387445	0,62677403	0,65
0,114	0,0097877	0,05	0,228266972	0,771733028	0,000222999	0,016777001	45,9994622	0,67294313	0,7
0,113	0,0097563	0,05	0,234380946	0,765619054	0,000227694	0,016772306	45,6478102	0,71876677	0,75
0,111	0,0096923	0,05	0,247279832	0,752720168	0,00023753	0,01676247	44,905086	0,80931966	0,8
0,11	0,0096598	0,05	0,254085322	0,745914678	0,000242683	0,016757317	44,5127759	0,85402859	0,85
0,109	0,0096268	0,05	0,26114285	0,73885715	0,000248003	0,016751997	44,1056162	0,89833779	0,9
0,108	0,0095934	0,05	0,268464191	0,731535809	0,000253496	0,016746504	43,6828961	0,94223205	0,95
0,107	0,0095597	0,05	0,27606179	0,72393821	0,000259169	0,016740831	43,243863	0,98569543	1

On fait prendre les différent hauteur de 10.7cm jusqu'a 12.8cm, qui nous a donné des différent surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

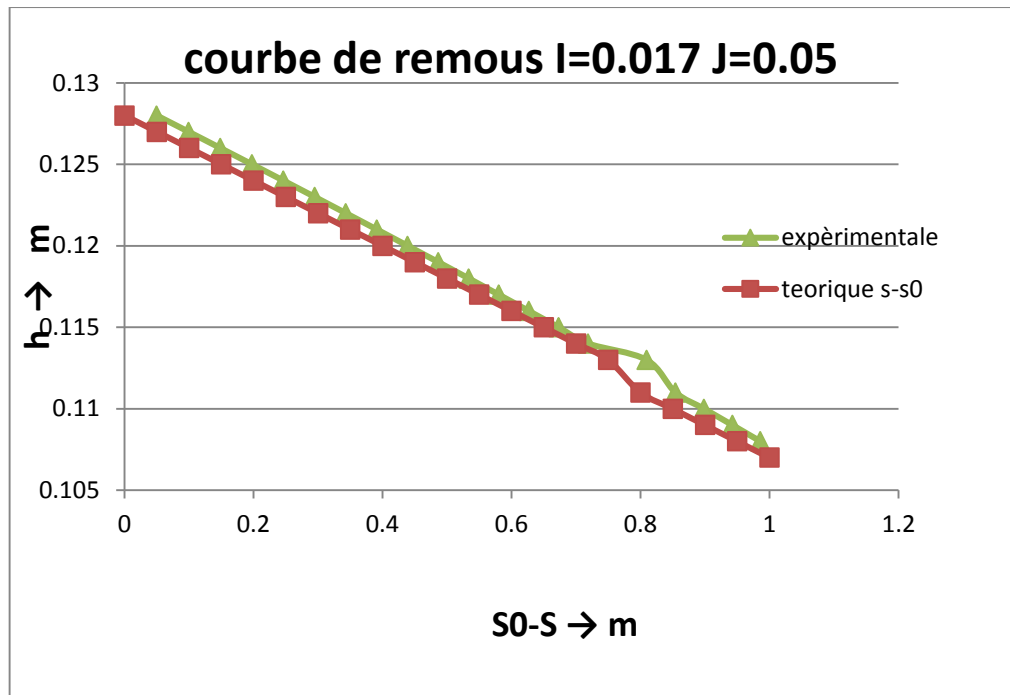


Figure IV.7: courbe de remous $I=0.017$ $J=0.05$

On remarque que les les deux courbe sont identique ce qui reprisent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s0

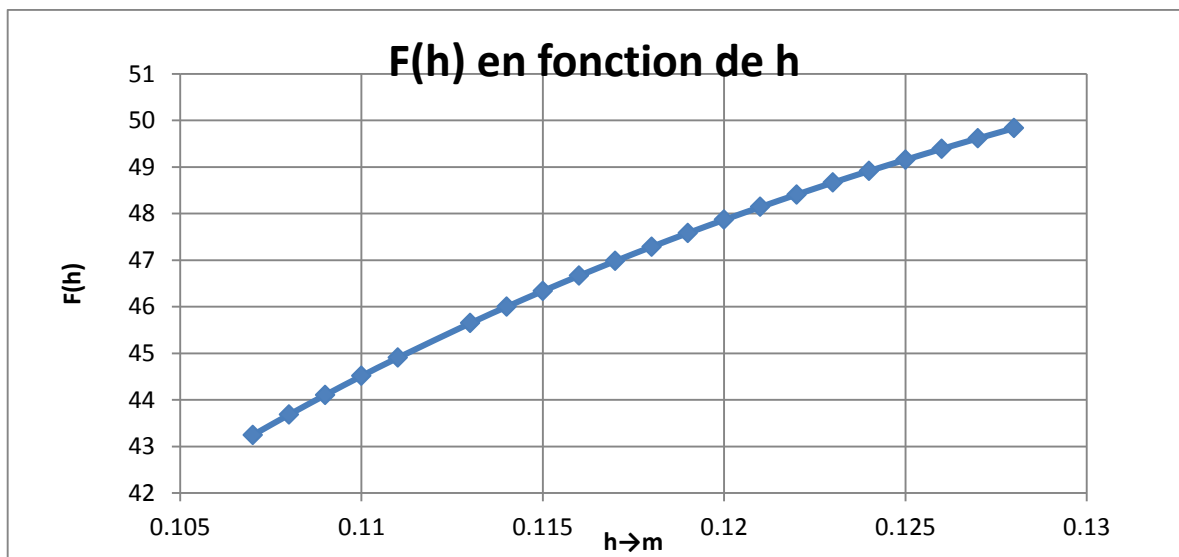


Figure IV.8: F(h) en fonction de

Tableau5 : de calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique

$I = 0,022$		$Q = 0.014 \frac{m^3}{s}$		$= 100k_s$				
h3 (m)	Rh ^{4/3}	$(Q^2 \cdot B)/(g \cdot S^3)$	$N=1 - ((Q^2 \cdot B)/(g \cdot S^3))$	$Q^2/(K^2 \cdot Rh^{4/3} \cdot S^2)$	$D=I - (Q^2/(K^2 \cdot Rh^{4/3} \cdot S^2))$	F(h)=N/D	s-s ₀	theorique
0,064	0,00755668	0,104259326	0,895740674	0,000866229	0,021133771	42,3843285	0	0
0,065	0,0076192	0,099521008	0,900478992	0,00083289	0,02116711	42,5414231	0,04246288	0,05
0,067	0,0077412	0,090872071	0,909127929	0,000771553	0,021228447	42,8259272	0,12783023	0,1
0,068	0,00780073	0,086921677	0,913078323	0,000743312	0,021256688	42,9548719	0,17072063	0,15
0,069	0,00785929	0,08319698	0,91680302	0,000716543	0,021283457	43,0758503	0,21373599	0,2
0,071	0,00797365	0,076362438	0,923637562	0,000667037	0,021332963	43,2962617	0,3001081	0,25
0,072	0,00802949	0,073224657	0,926775343	0,000644126	0,021355874	43,3967419	0,3434546	0,3
0,073	0,00808445	0,070256459	0,929743541	0,00062234	0,02137766	43,4913609	0,38689865	0,35
0,074	0,00813857	0,06744654	0,93255346	0,000601606	0,021398394	43,5805359	0,4304346	0,4
0,076	0,00824432	0,062260708	0,937739292	0,000563043	0,021436957	43,7440495	0,51775919	0,45
0,077	0,00829599	0,059866333	0,940133667	0,000545097	0,021454903	43,8190597	0,56154074	0,5
0,078	0,00834689	0,057593176	0,942406824	0,000527971	0,021472029	43,8899749	0,60539526	0,55
0,079	0,00839703	0,055433661	0,944566339	0,000511616	0,021488384	43,9570669	0,64931878	0,6
0,08	0,00844642	0,053380775	0,946619225	0,000495988	0,021504012	44,0205865	0,69330761	0,65
0,081	0,00849509	0,051428017	0,948571983	0,000481045	0,021518955	44,0807647	0,73735828	0,7
0,083	0,0085903	0,047799192	0,952200808	0,000453064	0,021546936	44,1919352	0,82563098	0,75
0,0835	0,00861367	0,046945656	0,953054344	0,00044644	0,02155356	44,2179539	0,84773345	0,8
0,0845	0,00865991	0,045298592	0,954701408	0,000433608	0,021566392	44,2680165	0,89197644	0,85
0,0855	0,00870549	0,043727685	0,956272315	0,000421307	0,021578693	44,3155804	0,93626824	0,9
0,0865	0,00875042	0,042228583	0,957771417	0,000409508	0,021590492	44,3607969	0,98060643	0,95
0,0875	0,00879472	0,04079723	0,95920277	0,000398186	0,021601814	44,4038062	1,02498873	1

On fait prendre les différentes hauteurs de 6.4cm jusqu'à 8.75cm, qui nous a donné des différentes surfaces s-s₀. Les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montrent une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

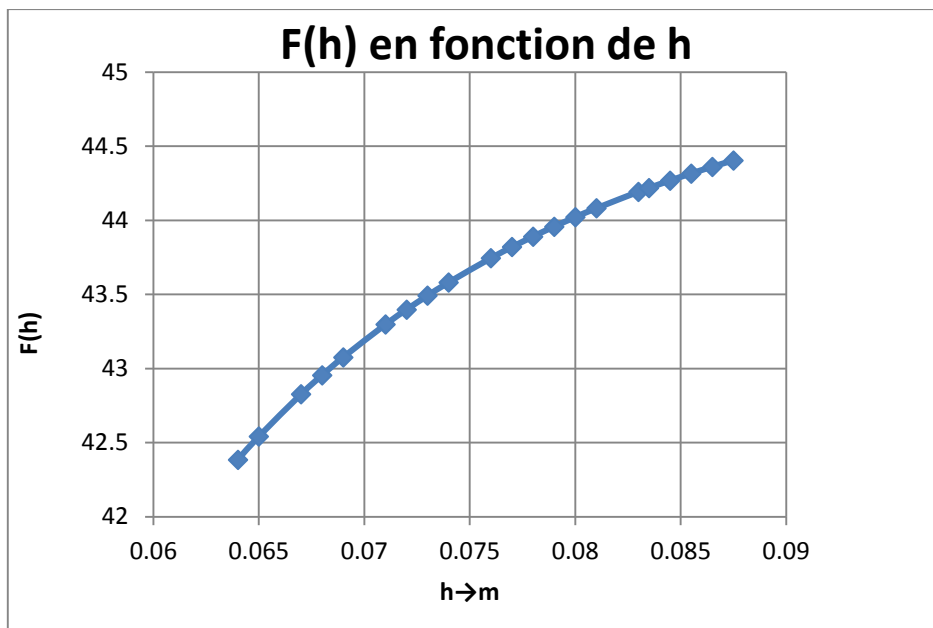


Figure IV.9 : F(h) en fonction de h

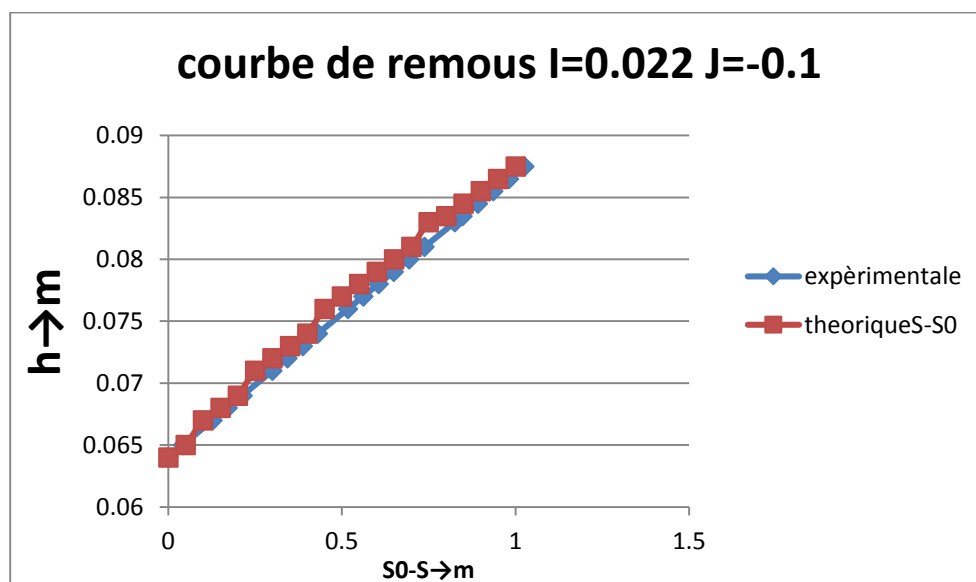


Figure IV.10: courbe de remous I=0.022 J=-0.1

On remarque que les les deux courbe sont identique ce qui represent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀

Tableau6: calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique

$I = 0,022$ $Q = 0,00083m^3/s$ $k_s=100$								
h2 (m)	Rh ^{4/3}	$(Q^2*B)/(g*S^3)$	N=1- $((Q^2*B)/(g*S^3))$	$Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2)$	D=I- $(Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2))$	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,054	0,00686918	0,061006157	0,938993843	0,000470469	0,021529531	43,614227	0	0
0,055	0,00694346	0,057738684	0,942261316	0,000448665	0,021551335	43,7217152	0,04366797	0,05
0,056	0,00701643	0,054700446	0,945299554	0,000428284	0,021571716	43,8212497	0,08743945	0,1
0,057	0,00708812	0,051871688	0,948128312	0,000409207	0,021590793	43,9135482	0,13130685	0,15
0,058	0,00715856	0,049234663	0,950765337	0,000391329	0,021608671	43,9992519	0,17526325	0,2
0,0595	0,00726195	0,045604117	0,954395883	0,000366553	0,021633447	44,1166815	0,2413502	0,25
0,0605	0,0073294	0,043379928	0,956620072	0,000351273	0,021648727	44,1882826	0,28550268	0,3
0,062	0,00742845	0,040306945	0,959693055	0,000330021	0,021669979	44,2867562	0,35185896	0,35
0,0635	0,00752502	0,03751749	0,96248251	0,000310577	0,021689423	44,3756613	0,41835578	0,4
0,0645	0,00758807	0,035799405	0,964200595	0,00029852	0,02170148	44,4301765	0,4627587	0,45
0,066	0,0076807	0,03341359	0,96658641	0,000281666	0,021718334	44,5055513	0,52946049	0,5
0,067	0,0077412	0,031939678	0,968060322	0,000271185	0,021728815	44,5519153	0,57398923	0,55
0,0685	0,00783013	0,029887063	0,970112937	0,000256492	0,021743508	44,616211	0,64086532	0,6
0,0695	0,00788823	0,028615447	0,971384553	0,000247329	0,021752671	44,6558747	0,68550136	0,65
0,071	0,00797365	0,026839839	0,973160161	0,00023445	0,02176555	44,7110297	0,75252654	0,7
0,0725	0,00805708	0,025208147	0,974791853	0,00022521	0,021777479	44,7614638	0,81963091	0,75
0,0735	0,00811161	0,024193179	0,975806821	0,000215051	0,021784949	44,7927068	0,864408	0,8
0,0745	0,00816531	0,023231975	0,976768025	0,00020794	0,02179206	44,8221985	0,90921545	0,85
0,0755	0,00821818	0,022321023	0,977678977	0,000201166	0,021798834	44,850058	0,95405158	0,9
0,0765	0,00827025	0,021457081	0,978542919	0,000194707	0,021805293	44,8763945	0,9989148	0,95
0,077	0,00829599	0,021041794	0,978958206	0,000191591	0,021808409	44,8890236	1,02135616	1

On fait prendre les différent hauteur de 5.7cm jusqu'à 7.7cm, qui nous a donné des différent surface s-s₀. les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

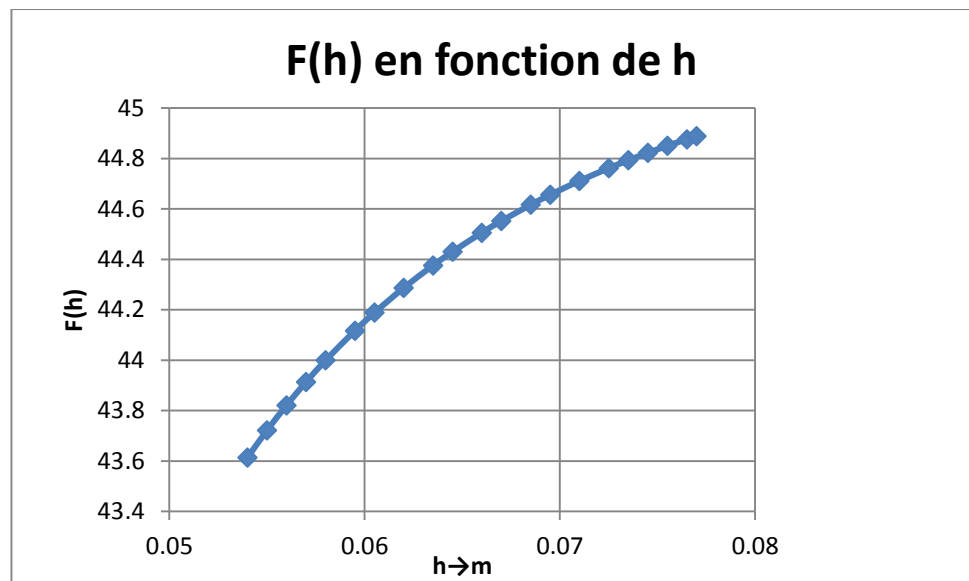


Figure IV.11 : F(h) en fonction de h

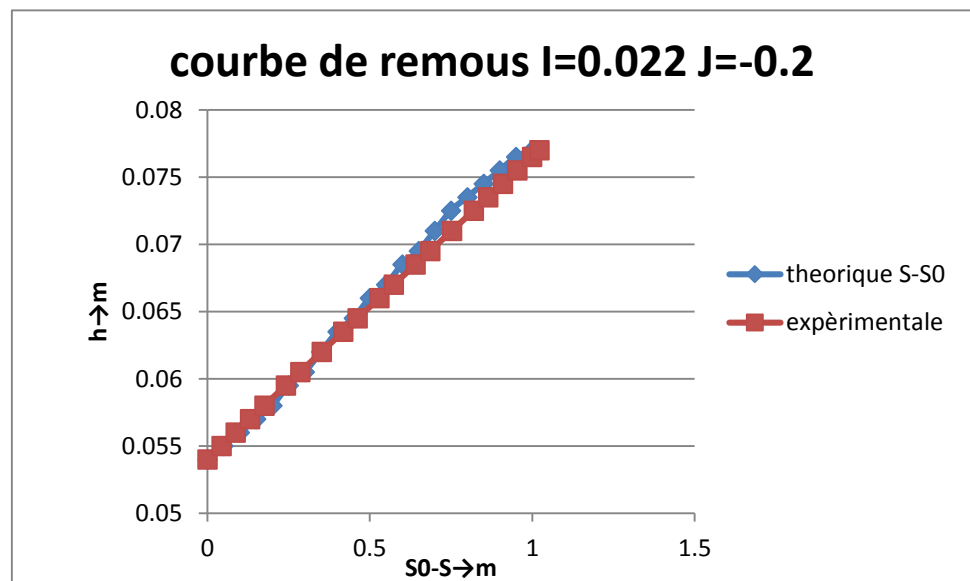


Figure IV. 12 : courbe de remous I=0.022 J=-0.2

On remarque que les les deux courbe sont identique ce qui represent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀

Tableau7: calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

I= 0,022		Q =0,0005m ³ /s			k _s =100			
h1 (m)	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- (((Q ² *B)/(g*S ³)))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,046	0,00622349	0,035815026	0,964184974	0,000259692	0,021740308	44,3501057	0	0
0,047	0,00630956	0,033577256	0,966422744	0,000245365	0,021754635	44,4237629	0,04438693	0,05
0,0485	0,00643566	0,0305572	0,9694428	0,000225908	0,021774092	44,5227652	0,11109683	0,1
0,0495	0,00651778	0,02874241	0,97125759	0,00021414	0,02178586	44,5820171	0,15564922	0,15
0,0505	0,00659839	0,027068528	0,972931472	0,00020323	0,02179677	44,6364967	0,20025848	0,2
0,052	0,00671656	0,024792981	0,975207019	0,000188302	0,021811698	44,7102744	0,26726856	0,25
0,053	0,00679356	0,023415917	0,976584083	0,000179208	0,021820792	44,7547505	0,31200107	0,3
0,054	0,00686918	0,022138974	0,977861026	0,000170732	0,021829268	44,7958689	0,35677638	0,35
0,0555	0,00698011	0,020392	0,979608	0,00015906	0,02184094	44,8519148	0,42401222	0,4
0,0565	0,00705243	0,01932829	0,98067171	0,000151905	0,021848095	44,8859139	0,46888113	0,45
0,058	0,00715856	0,01786713	0,98213287	0,000142012	0,021857988	44,9324471	0,5362449	0,5
0,0595	0,00726195	0,016549614	0,983450386	0,000133021	0,021866979	44,9742232	0,6036749	0,55
0,0605	0,0073294	0,015742462	0,984257538	0,000127476	0,021872524	44,9997238	0,64866188	0,6
0,0615	0,00739572	0,014986956	0,985013044	0,000122258	0,021877742	45,0235241	0,6936735	0,65
0,0625	0,00746091	0,01427903	0,98572097	0,000117343	0,021882657	45,0457616	0,73870814	0,7
0,064	0,00755668	0,013298383	0,986701617	0,000110488	0,021889512	45,0764566	0,80629981	0,75
0,065	0,0076192	0,012694006	0,987305994	0,000106236	0,021893764	45,0953062	0,85138569	0,8
0,066	0,0076807	0,012125704	0,987874296	0,000102216	0,021897784	45,1129802	0,89648983	0,85
0,067	0,0077412	0,011590825	0,988409175	9,84124E-05	0,021901588	45,1295674	0,94161111	0,9
0,068	0,00780073	0,011086949	0,988913051	9,48102E-05	0,02190519	45,1451486	0,98674846	0,95
0,069	0,00785929	0,01061186	0,98938814	9,13958E-05	0,021908604	45,1597979	1,03190094	1

On fait prendre les différent hauteur de 4.6cm jusqu'a 6.9cm, qui nous a donné des différent surface s-s₀. les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

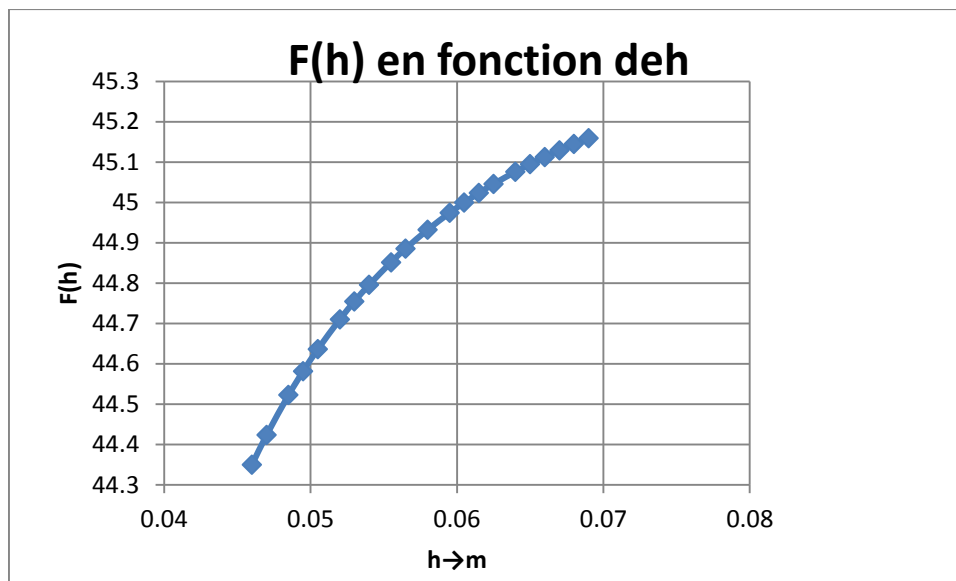


Figure IV. 13 : $F(h)$ en fonction deh

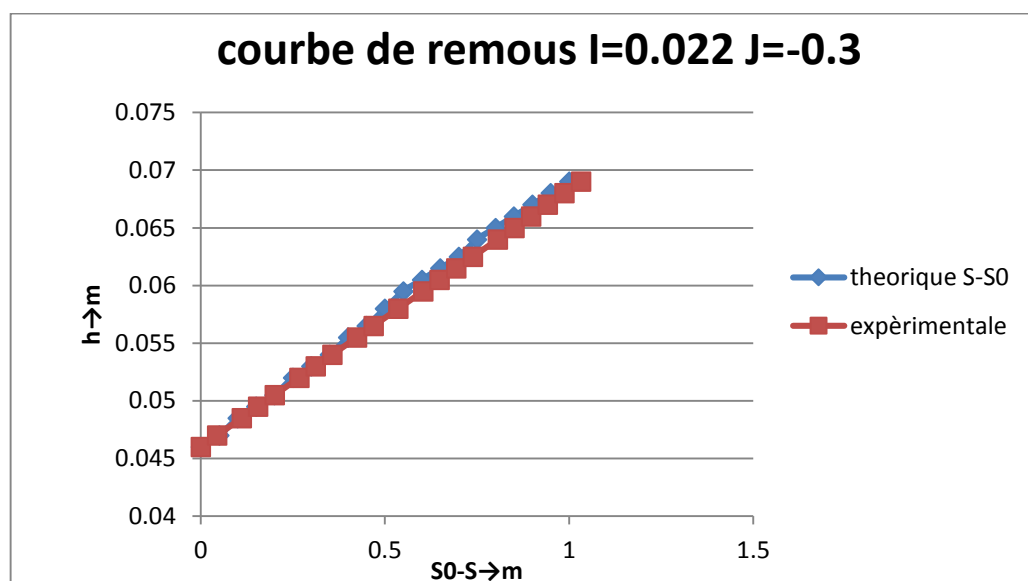


Figure IV.14 : courbe de remous $I=0.022$ $J=-0.3$

On remarque que les les deux courbes sont identiques, ce qui represent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s0.

Tableau8 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique :

I = 0,018		Q = 0,00138m ³ /s			k _s = 100			
h1 (m)	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- (((Q ² *B)/(g*S ³)))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,069	0,00785929	0,080836902	0,919163098	0,000696216	0,017303784	53,1191972	0	0
0,07	0,00791693	0,07742172	0,92257828	0,000671542	0,017328458	53,2406443	0,05317992	0,05
0,071	0,00797365	0,074196239	0,925803761	0,000648115	0,017351885	53,3546495	0,10647757	0,1
0,072	0,00802949	0,071147468	0,928852532	0,000625854	0,017374146	53,4617664	0,15988578	0,15
0,073	0,00808445	0,068263469	0,931736531	0,000604686	0,017395314	53,5625	0,21339791	0,2
0,074	0,00813857	0,065533261	0,934466739	0,00058454	0,01741546	53,6573116	0,26700781	0,25
0,076	0,00824432	0,060494537	0,939505463	0,000547071	0,017452929	53,8308201	0,37449595	0,3
0,077	0,00829599	0,058168084	0,941831916	0,000529634	0,017470366	53,9102575	0,42836649	0,35
0,078	0,00834689	0,05595941	0,94404059	0,000512994	0,017487006	53,9852602	0,48231424	0,4
0,079	0,00839703	0,053861155	0,946138845	0,000497103	0,017502897	54,0561273	0,53633494	0,45
0,08	0,00844642	0,051866504	0,948133496	0,000481918	0,017518082	54,1231339	0,59042457	0,5
0,081	0,00849509	0,04996914	0,95003086	0,000467399	0,017532601	54,1865336	0,6445794	0,55
0,082	0,00854304	0,048163205	0,951836795	0,000453509	0,017546491	54,2465603	0,69879595	0,6
0,083	0,0085903	0,046443256	0,953556744	0,000440212	0,017559788	54,3034302	0,75307094	0,65
0,084	0,00863687	0,044804236	0,955195764	0,000427475	0,017572525	54,3573429	0,80740133	0,7
0,085	0,00868278	0,043241441	0,956758559	0,000415269	0,017584731	54,4084834	0,86178424	0,75
0,086	0,00872803	0,041750491	0,958249509	0,000403564	0,017596436	54,4570229	0,916217	0,8
0,0865	0,00875042	0,04103067	0,95896933	0,000397892	0,017602108	54,4803674	0,94345134	0,85
0,087	0,00877265	0,040327303	0,959672697	0,000392335	0,017607665	54,5031202	0,97069722	0,9
0,0875	0,00879472	0,039639921	0,960360079	0,00038689	0,01761311	54,5252996	0,99795432	0,95
0,088	0,00881663	0,038968072	0,961031928	0,000381556	0,017618444	54,5469228	1,02522238	1

On fait prendre les différents hauteurs de 6.9cm jusqu'à 8.8cm, qui nous a donné des différents surfaces s-s₀. Les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montrent une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

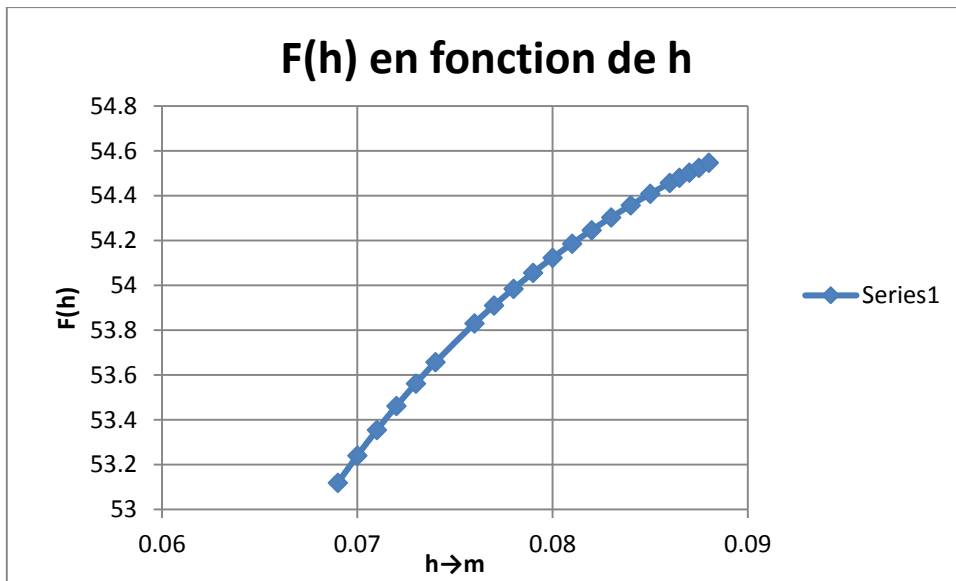


Figure IV.15 : F(h) en fonction de h

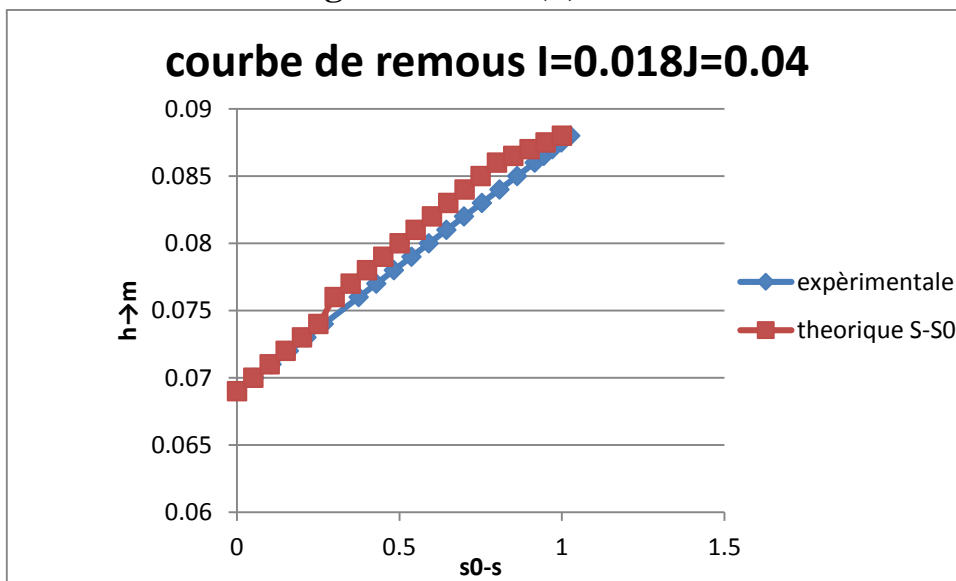


Figure IV.16 : courbe de remous $I=0.018J=0.04$

On constate une bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀

Tableau9 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique

I =0,018		Q =0,00083m ³ /s			k _s =100			
h1 (m)	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- (((Q ² *B)/(g*S ³)))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	theorique
0,058	0,00715856	0,049234663	0,950765337	0,000391329	0,017608671	53,9941579	0	0
0,059	0,00722778	0,046773397	0,953226603	0,000374554	0,017625446	54,0824118	0,05403828	0,05
0,06	0,00729582	0,044473488	0,955526512	0,000358796	0,017641204	54,1644722	0,10816173	0,1
0,061	0,0073627	0,042321928	0,957678072	0,000343975	0,017656025	54,2408659	0,1623644	0,15
0,062	0,00742845	0,040306945	0,959693055	0,000330021	0,017669979	54,3120669	0,21664086	0,2
0,063	0,0074931	0,038417871	0,961582129	0,00031687	0,01768313	54,3785025	0,27098615	0,25
0,064	0,00755668	0,036645025	0,963354975	0,000304462	0,017695538	54,4405586	0,32539568	0,3
0,065	0,0076192	0,034979603	0,965020397	0,000292744	0,017707256	54,4985843	0,37986525	0,35
0,066	0,0076807	0,03341359	0,96658641	0,000281666	0,017718334	54,552896	0,43439099	0,4
0,067	0,0077412	0,031939678	0,968060322	0,000271185	0,017728815	54,6037807	0,48896933	0,45
0,069	0,00785929	0,029242041	0,970757959	0,00025185	0,01774815	54,6962904	0,5982694	0,5
0,07	0,00791693	0,028006628	0,971993372	0,000242924	0,017757076	54,7383697	0,65298673	0,55
0,071	0,00797365	0,026839839	0,973160161	0,00023445	0,01776555	54,7779354	0,70774488	0,6
0,072	0,00802949	0,025736973	0,974263027	0,000226397	0,017773603	54,8151683	0,76254143	0,65
0,073	0,00808445	0,024693711	0,975306289	0,00021874	0,01778126	54,850234	0,81737413	0,7
0,074	0,00813857	0,023706082	0,976293918	0,000211452	0,017788548	54,8832844	0,87224089	0,75
0,075	0,00819185	0,022770426	0,977229574	0,000204512	0,017795488	54,9144587	0,92713976	0,8
0,0755	0,00821818	0,022321023	0,977678977	0,000201166	0,017798834	54,9293828	0,95460073	0,85
0,076	0,00824432	0,021883368	0,978116632	0,000197898	0,017802102	54,9438851	0,98206904	0,9
0,0765	0,00827025	0,021457081	0,978542919	0,000194707	0,017805293	54,9579799	1,00954451	0,95
0,077	0,00829599	0,021041794	0,978958206	0,000191591	0,017808409	54,9716811	1,03702692	1

On fait prendre les défient hauteur de 5.8cm jusqu'a 7.7cm, qui nous a donné des déférents surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

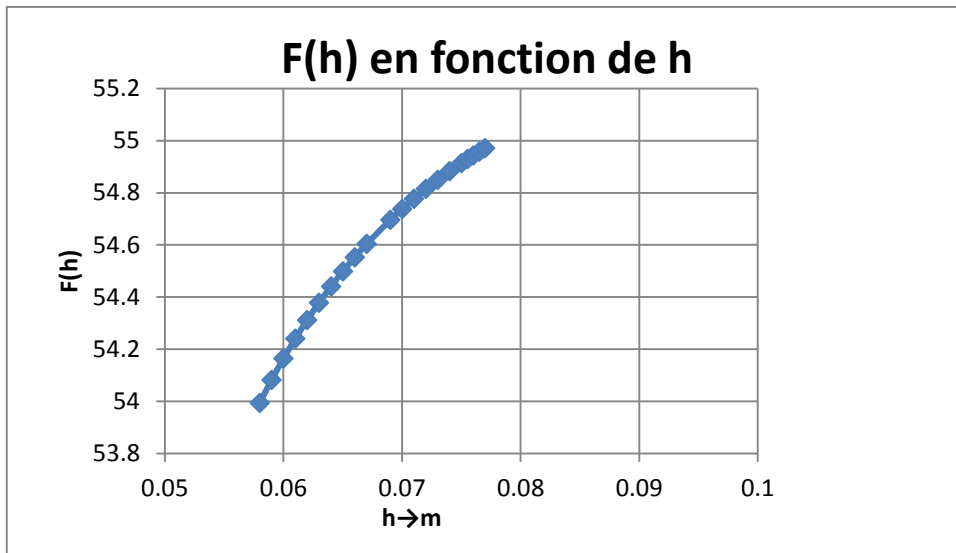


Figure IV.17 : F(h) en fonction de h

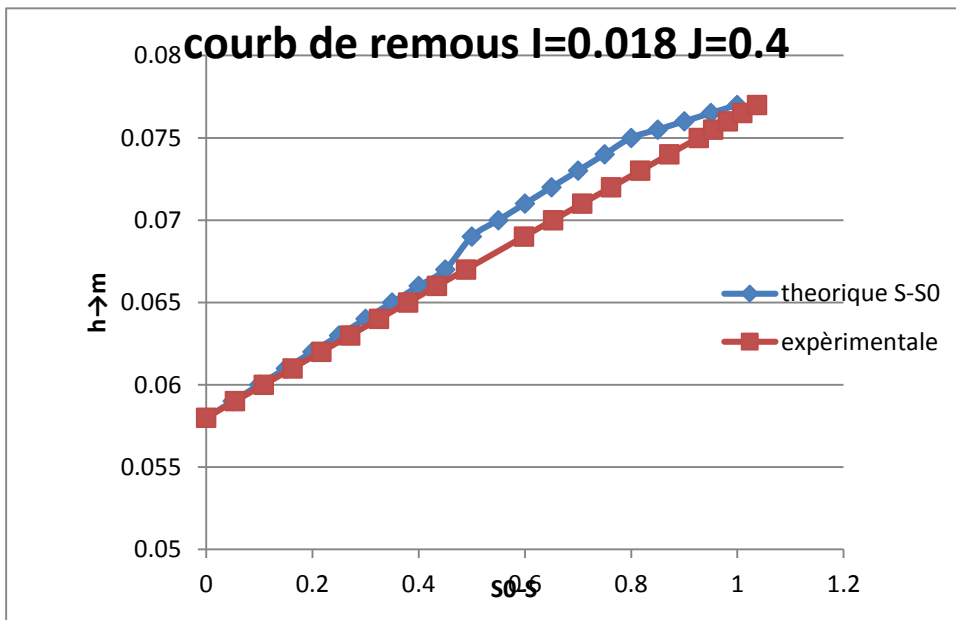


Fig re IV.18 : courbe de remous $I=0.018$ $J=0.4$

On constate une bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀

Tableau10 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

I =0,018		Q =0,0005m ³ /s			k _s =100			
h1 (m)	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- ((Q ² *B)/(g*S ³))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	b
0,052	0,00671656	0,024792981	0,975207019	0,000188302	0,017811698	54,7509283	0	0
0,053	0,00679356	0,023415917	0,976584083	0,000179208	0,017820792	54,800264	0,0547756	0,05
0,054	0,00686918	0,022138974	0,977861026	0,000170732	0,017829268	54,8458315	0,10959864	0,1
0,055	0,00694346	0,020953217	0,979046783	0,000162819	0,017837181	54,8879786	0,16446555	0,15
0,056	0,00701643	0,019850648	0,980149352	0,000155423	0,017844577	54,9270156	0,21937305	0,2
0,057	0,00708812	0,018824099	0,981175901	0,0001485	0,0178515	54,9632197	0,27431816	0,25
0,058	0,00715856	0,01786713	0,98213287	0,000142012	0,017857988	54,9968392	0,32929819	0,3
0,059	0,00722778	0,016973943	0,983026057	0,000135925	0,017864075	55,0280968	0,38431066	0,35
0,06	0,00729582	0,016139312	0,983860688	0,000130206	0,017869794	55,0571927	0,43935331	0,4
0,061	0,0073627	0,015358516	0,984641484	0,000124828	0,017875172	55,0843073	0,49442406	0,45
0,062	0,00742845	0,014627284	0,985372716	0,000119764	0,017880236	55,1096032	0,54952101	0,5
0,063	0,0074931	0,013941745	0,986058255	0,000114991	0,017885009	55,1332276	0,60464243	0,55
0,064	0,00755668	0,013298383	0,986701617	0,000110488	0,017889512	55,1553134	0,6597867	0,6
0,065	0,0076192	0,012694006	0,987305994	0,000106236	0,017893764	55,1759815	0,71495234	0,65
0,066	0,0076807	0,012125704	0,987874296	0,000102216	0,017897784	55,1953413	0,77013801	0,7
0,0665	0,00771108	0,011854243	0,988145757	0,000100288	0,017899712	55,2045621	0,79773798	0,75
0,067	0,0077412	0,011590825	0,988409175	9,84124E-05	0,017901588	55,2134925	0,8253425	0,8
0,0675	0,00777109	0,011335155	0,988664845	9,6587E-05	0,017903413	55,2221436	0,8529514	0,85
0,068	0,00780073	0,011086949	0,988913051	9,48102E-05	0,01790519	55,2305259	0,88056457	0,9
0,0685	0,00783013	0,010845936	0,989154064	9,30803E-05	0,01790692	55,2386496	0,90818187	0,95
0,07	0,00791693	0,010163532	0,989836468	8,81566E-05	0,017911843	55,2615634	0,99105703	1

On fait prendre les différents hauteurs de 5.2cm jusqu'à 7cm, qui nous a donné des différents surfaces s-s₀. Les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montrent une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

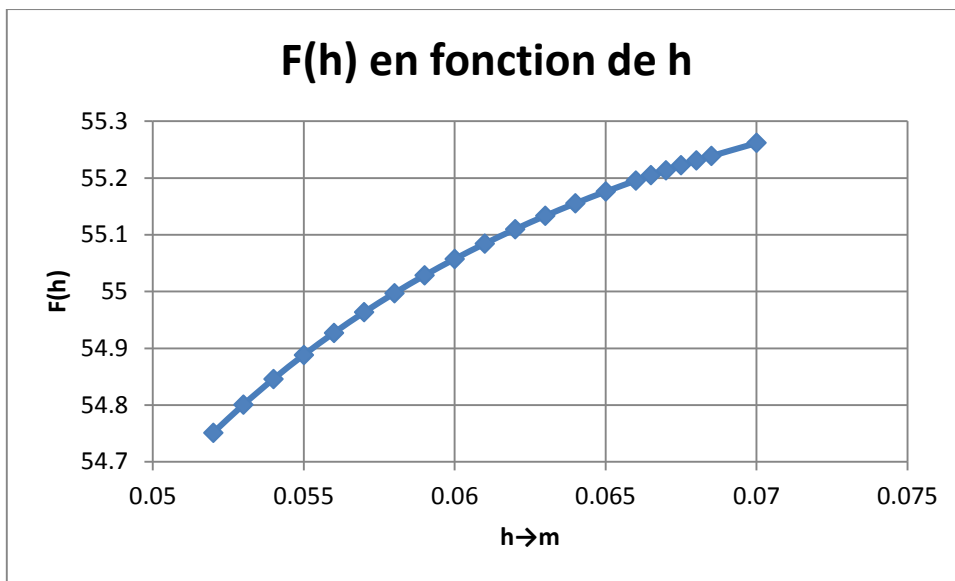


Figure IV.19 : F(h) en fonction de h

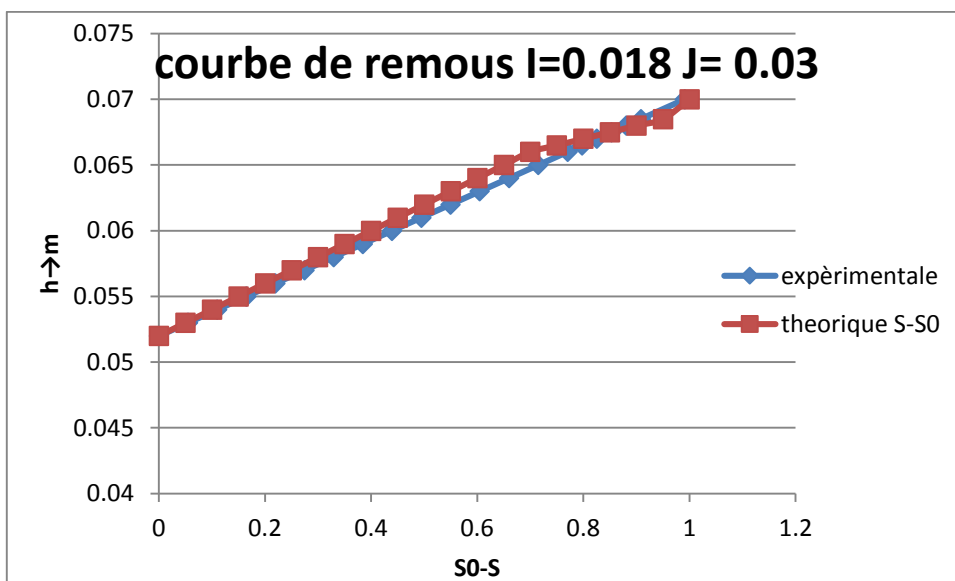


Figure IV.20 : courbe de remous I=0.018 J= 0.03

On constate une bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀

Tableau11 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

I = -0,004		Q = 0,00052m ³ /s		k _s = 100				
h1	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- ((Q ² *B)/(g*S ³))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	cumulé	Theorique
0,025	0,0039563	0,241315615	0,758684385	0,00149591	-0,00549591	-138,045282	0	0
0,0253	0,00399612	0,232832653	0,767167347	0,00144609	-0,00544609	-140,865706	0,04183665	0,05
0,0256	0,00403568	0,22474268	0,77525732	0,001398549	-0,005398549	-143,60475	0,08450722	0,1
0,0259	0,004075	0,217023198	0,782976802	0,001353156	-0,005353156	-146,264527	0,12798761	0,15
0,0262	0,00411406	0,209653239	0,790346761	0,001309788	-0,005309788	-148,847139	0,17225436	0,2
0,0265	0,00415288	0,202613243	0,797386757	0,001268332	-0,005268332	-151,354678	0,21728463	0,25
0,0268	0,00419146	0,195884949	0,804115051	0,001228683	-0,005228683	-153,789216	0,26305621	0,3
0,0271	0,00422979	0,189451295	0,810548705	0,001190741	-0,005190741	-156,152801	0,30954752	0,35
0,0274	0,00426788	0,183296327	0,816703673	0,001154413	-0,005154413	-158,447456	0,35673756	0,4
0,0277	0,00430573	0,177405117	0,822594883	0,001119614	-0,005119614	-160,67517	0,40460595	0,45
0,028	0,00434334	0,171763688	0,828236312	0,001086262	-0,005086262	-162,837902	0,45313291	0,5
0,0283	0,00438071	0,16635894	0,83364106	0,001054282	-0,005054282	-164,937571	0,50229923	0,55
0,0286	0,00441785	0,16117859	0,83882141	0,001023603	-0,005023603	-166,976059	0,55208628	0,6
0,0289	0,00445475	0,156211111	0,843788889	0,000994157	-0,004994157	-168,95521	0,60247597	0,65
0,0292	0,00449143	0,151445682	0,848554318	0,000965883	-0,004965883	-170,876824	0,65345077	0,7
0,0295	0,00452787	0,146872133	0,853127867	0,000938721	-0,004938721	-172,742659	0,70499369	0,75
0,0298	0,00456408	0,142480903	0,857519097	0,000912617	-0,004912617	-174,554431	0,75708826	0,8
0,0301	0,00460007	0,138262996	0,861737004	0,000887518	-0,004887518	-176,313811	0,80971849	0,85
0,0304	0,00463583	0,134209945	0,865790055	0,000863376	-0,004863376	-178,022427	0,86286893	0,9
0,0307	0,00467136	0,130313774	0,869686226	0,000840145	-0,004840145	-179,681863	0,91652457	0,95
0,0312	0,0047301	0,124148555	0,875851445	0,000803332	-0,004803332	-182,342464	1,00703065	1

On fait prendre les défient hauteur de 5.2cm jusqu'a 7cm, qui nous a donné des déférents surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

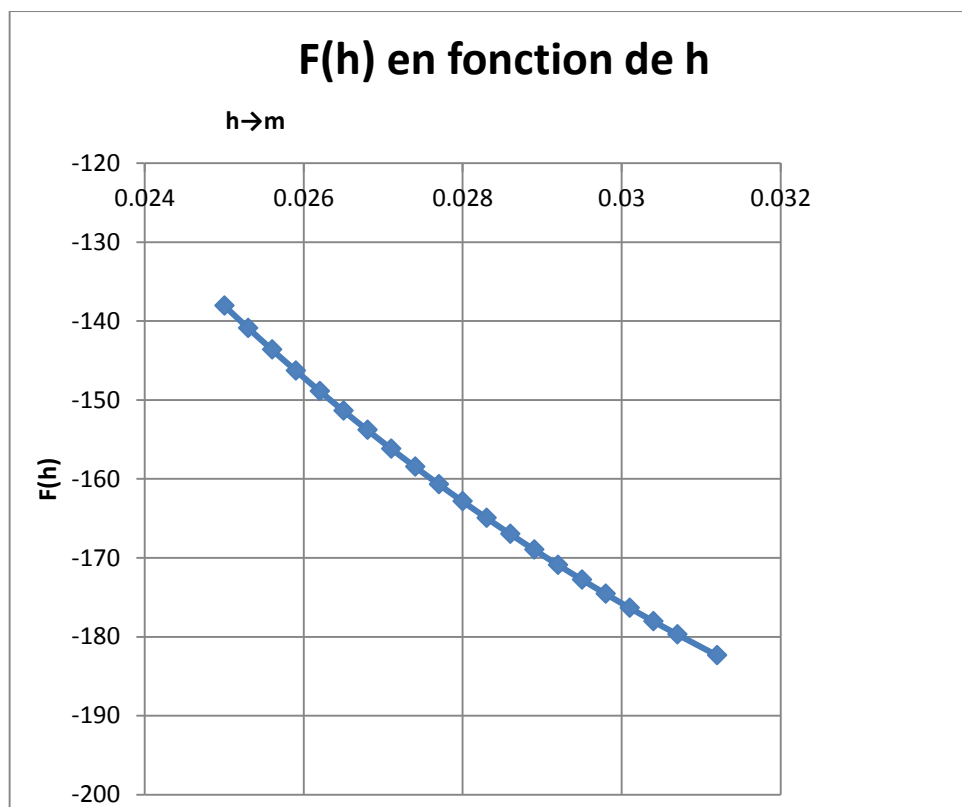


Figure IV.21 : F(h) en fonction de h

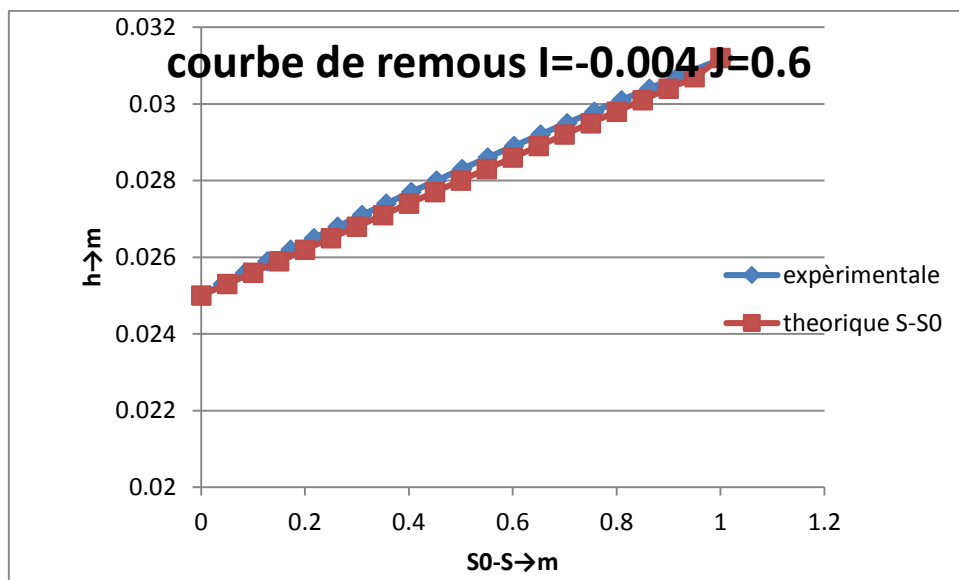


Figure IV22. : courbe de remous $I = -0.004$ $J = 0.6$

On remarque que les les deux courbes sont identiques, ce qui reprisent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale $s-s_0$.

Tableau12 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

$I = -0,004$ $Q = 0,00027m^3/s$ $k_s = 100$								
h1	Rh ^{4/3}	$(Q^2*B)/(g*S^3)$	N=1- $((Q^2*B)/(g*S^3))$	$Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2)$	D=I- $(Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2))$	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,041	0,005767402	0,139380936	0,860619064	0,000972022	-0,004972022	-173,092374	0	0
0,0407	0,005738595	0,142485844	0,857514156	0,000991356	-0,004991356	-171,799845	0,05173383	0,05
0,0404	0,005709617	0,145683663	0,854316337	0,001011124	-0,005011124	-170,480027	0,10307581	0,1
0,0401	0,005680466	0,148977894	0,851022106	0,001031695	-0,005031695	-169,132299	0,15401766	0,15
0,0398	0,005651141	0,152372198	0,847627802	0,001052741	-0,005052741	-167,756026	0,20455091	0,2
0,0395	0,005621641	0,155870404	0,844129596	0,001074402	-0,005074402	-166,350566	0,2546669	0,25
0,0392	0,005591963	0,159476519	0,840523481	0,001096699	-0,005096699	-164,915262	0,30435677	0,3
0,0389	0,005562107	0,163194735	0,836805265	0,001119658	-0,005119658	-163,449447	0,35361148	0,35
0,0386	0,005532072	0,167029443	0,832970557	0,001143303	-0,005143303	-161,952442	0,40242176	0,4
0,0383	0,005501855	0,170985241	0,829014759	0,001167662	-0,005167662	-160,423557	0,45077816	0,45
0,038	0,005471456	0,175066947	0,824933053	0,001192762	-0,005192762	-158,862091	0,49867101	0,5
0,0377	0,005440873	0,179279609	0,820720391	0,001218632	-0,005218632	-157,267334	0,54609042	0,55
0,0374	0,005410104	0,183628523	0,816371477	0,001245303	-0,005245303	-155,638563	0,59302631	0,6
0,0371	0,005379148	0,188119242	0,811880758	0,001272807	-0,005272807	-153,975048	0,63946835	0,65
0,0368	0,005348003	0,192757592	0,807242408	0,001301178	-0,005301178	-152,276048	0,68540602	0,7
0,0365	0,005316669	0,197549691	0,802450309	0,00133045	-0,00533045	-150,540815	0,73082855	0,75
0,0362	0,005285143	0,202501962	0,797498038	0,001360661	-0,005360661	-148,768589	0,77572496	0,8
0,0359	0,005253424	0,207621155	0,792378845	0,001391851	-0,005391851	-146,958607	0,82008403	0,85
0,0356	0,00522151	0,21291436	0,78708564	0,001424058	-0,005424058	-145,110096	0,86389434	0,9
0,0353	0,005189401	0,218389036	0,781610964	0,001457328	-0,005457328	-143,22228	0,9071442	0,95
0,0348	0,005135445	0,227938253	0,772061747	0,001515261	-0,005515261	-139,986444	0,97794638	1

On fait prendre les défient hauteur de 3.48cm jusqu'a 4.1cm, qui nous a donné des déférents surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

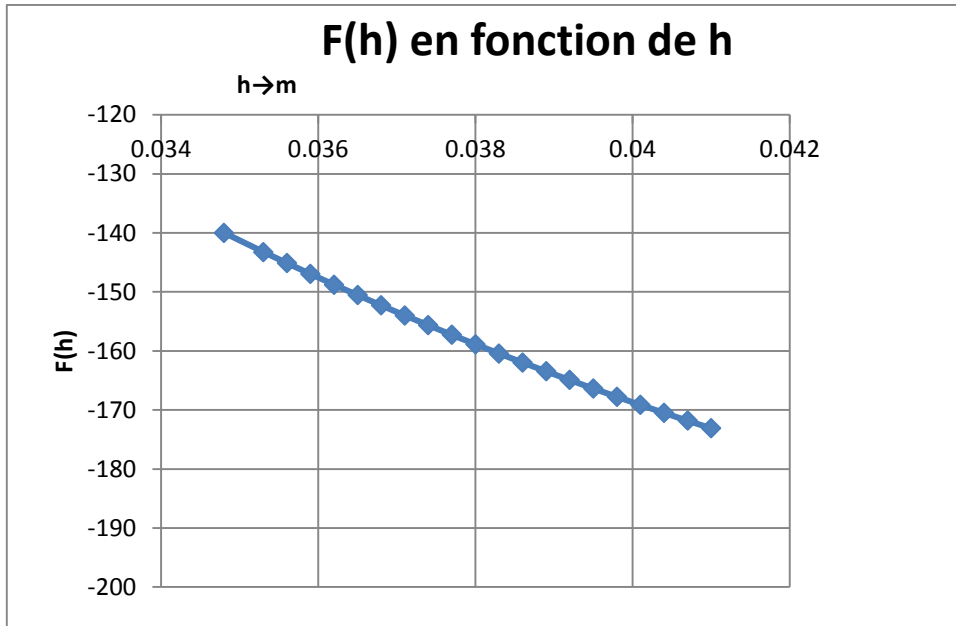


Figure IV .23 $F(h)$ en fonction de h

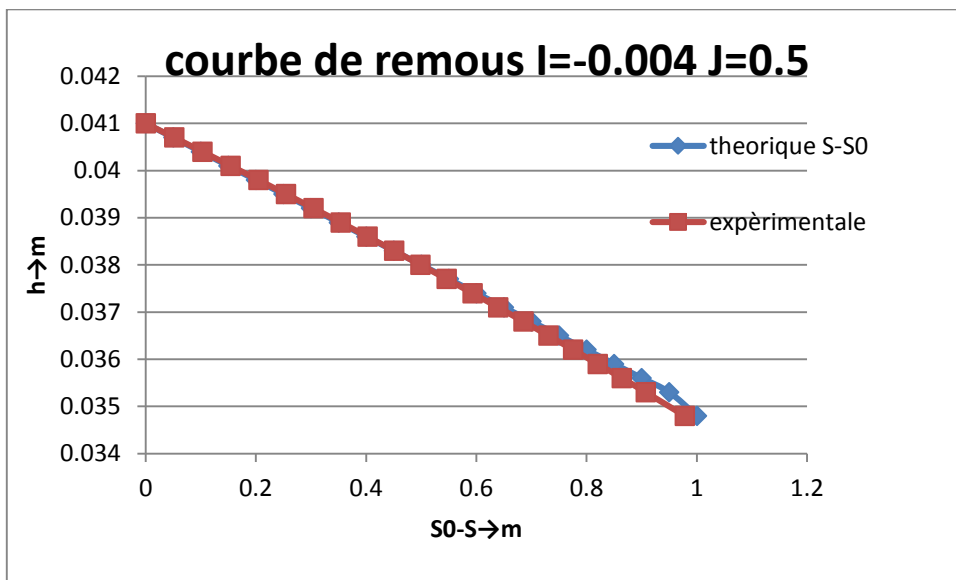


Figure IV.24 : courbe de remous $I=-0.004 J=0.5$

On constate une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale $s-s_0$

Tableau13 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

$I = -0,004$ $Q = 0,00052m^3/s$ $k_s = 100$								
h1	Rh ^{4/3}	$(Q^2*B)/(g*S^3)$	N=1- $((Q^2*B)/(g*S^3))$	$Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2)$	D=I- $(Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2))$	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,028	0,00434334	0,046307592	0,953692408	0,000292857	-0,004292857	-222,157972	0	0
0,0277	0,00430573	0,047828525	0,952171475	0,000301849	-0,004301849	-221,340069	0,06652471	0,05
0,0274	0,00426788	0,049416798	0,950583202	0,000311231	-0,004311231	-220,489997	0,13279922	0,1
0,0271	0,00422979	0,051076181	0,948923819	0,000321024	-0,004321024	-219,606216	0,19881365	0,15
0,0268	0,00419146	0,052810698	0,947189302	0,000331254	-0,004331254	-218,6871	0,26455765	0,2
0,0265	0,00415288	0,05462465	0,94537535	0,000341943	-0,004341943	-217,730936	0,33002035	0,25
0,0262	0,00411406	0,056522637	0,943477363	0,00035312	-0,00435312	-216,735914	0,39519038	0,3
0,0259	0,004075	0,058509583	0,941490417	0,000364812	-0,004364812	-215,700127	0,46005578	0,35
0,0256	0,00403568	0,060590759	0,939409241	0,00037705	-0,00437705	-214,621561	0,52460404	0,4
0,0253	0,00399612	0,062771821	0,937228179	0,000389867	-0,004389867	-213,498091	0,58882199	0,45
0,025	0,0039563	0,065058832	0,934941168	0,000403298	-0,004403298	-212,327475	0,65269582	0,5
0,0248	0,00392961	0,066645564	0,933354436	0,000412612	-0,004412612	-211,519709	0,69508054	0,55
0,0246	0,00390282	0,068284317	0,931715683	0,000422228	-0,004422228	-210,689206	0,73730143	0,6
0,0244	0,00387591	0,069977241	0,930022759	0,000432158	-0,004432158	-209,835207	0,77935387	0,65
0,0242	0,00384888	0,071726592	0,928273408	0,000442415	-0,004442415	-208,956923	0,82123308	0,7
0,024	0,00382174	0,073534741	0,926465259	0,000453014	-0,004453014	-208,053538	0,86293413	0,75
0,0238	0,00379449	0,07540418	0,92459582	0,000463968	-0,004463968	-207,124204	0,9044519	0,8
0,0236	0,00376712	0,077337527	0,922662473	0,000475293	-0,004475293	-206,168045	0,94578113	0,85
0,0234	0,00373964	0,079337538	0,920662462	0,000487006	-0,004487006	-205,184151	0,98691635	0,9
0,0232	0,00371204	0,08140711	0,91859289	0,000499122	-0,004499122	-204,171579	1,02785192	0,95
0,023	0,00368432	0,083549294	0,916450706	0,000511661	-0,004511661	-203,129352	1,06858201	1

On fait prendre les différent hauteur de 2.3cm jusqu'a 2.8cm, qui nous a donné des différents surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

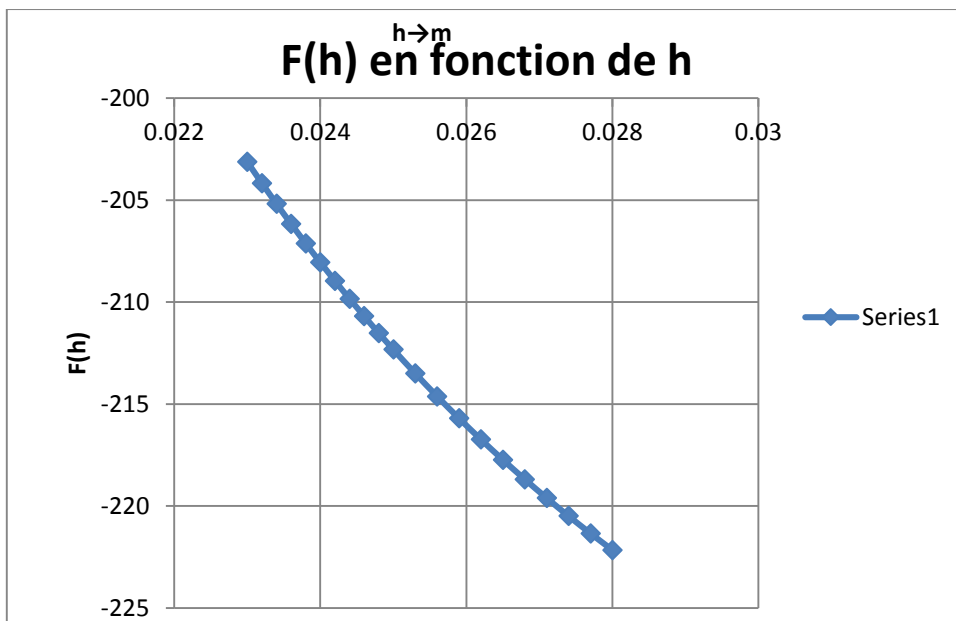


Figure IV.25 :F(h) en fonction de h

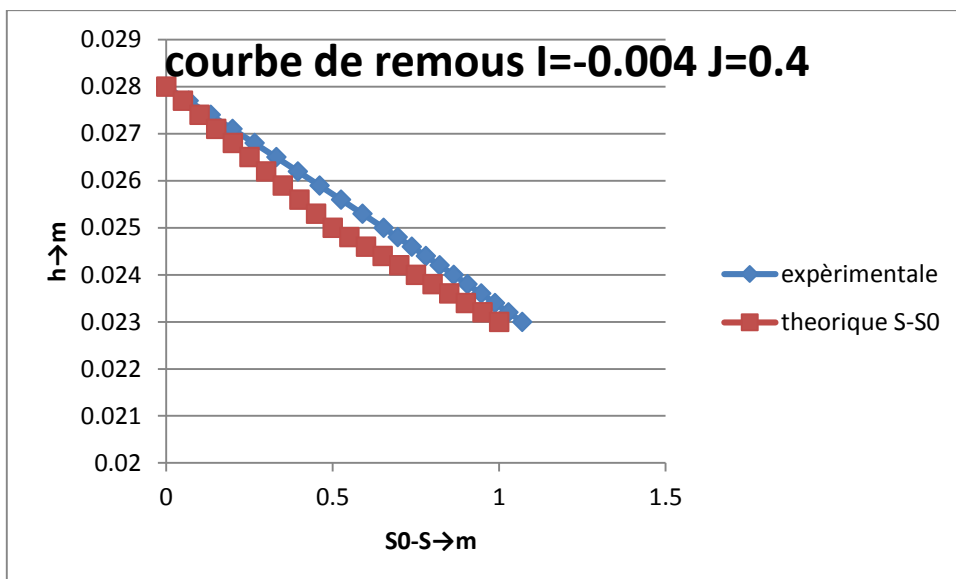


Figure IV.26 : courbe de remous I=-0.004 J=0.4

On constate une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀

Tableau14 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

I = -0,009		Q = 0,00083m ³ /s			ks=100			
h1	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- (((Q ² *B)/(g*S ³)))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,044	0,00604634	0,112770867	0,887229133	0,000805056	-0,009805056	-90,4868995	0	0
0,0435	0,00600097	0,116704386	0,883295614	0,000829896	-0,009829896	-89,8580821	0,04508625	0,05
0,043	0,00595517	0,120822991	0,879177009	0,000855841	-0,009855841	-89,2036514	0,08985168	0,1
0,0425	0,00590891	0,125137697	0,874862303	0,000882955	-0,009882955	-88,5223405	0,13428318	0,15
0,042	0,0058622	0,129660316	0,870339684	0,000911306	-0,009911306	-87,8128115	0,17836696	0,2
0,0415	0,00581504	0,134403525	0,865596475	0,000940969	-0,009940969	-87,0736513	0,22208858	0,25
0,041	0,0057674	0,139380936	0,860619064	0,000972022	-0,009972022	-86,3033672	0,26543284	0,3
0,0405	0,0057193	0,144607187	0,855392813	0,00100455	-0,01000455	-85,5003822	0,30838377	0,35
0,04	0,00567071	0,150098024	0,849901976	0,001038643	-0,010038643	-84,6630303	0,35092463	0,4
0,0395	0,00562164	0,155870404	0,844129596	0,001074402	-0,010074402	-83,7895511	0,39303777	0,45
0,039	0,00557208	0,161942607	0,838057393	0,00111193	-0,01011193	-82,8780847	0,43470468	0,5
0,0385	0,00552202	0,168334355	0,831665645	0,001151342	-0,010151342	-81,9266661	0,47590587	0,55
0,038	0,00547146	0,175066947	0,824933053	0,001192762	-0,010192762	-80,9332192	0,51662084	0,6
0,037	0,00536879	0,189648659	0,810351341	0,001282166	-0,010282166	-78,8113448	0,59649312	0,65
0,036	0,00526402	0,20589578	0,79410422	0,001381343	-0,010381343	-76,4933994	0,67414549	0,7
0,035	0,00515709	0,224053027	0,775946973	0,001491705	-0,010491705	-73,9581411	0,74937126	0,75
0,034	0,00504796	0,244409564	0,755590436	0,001614918	-0,010614918	-71,1819353	0,8219413	0,8
0,033	0,00493655	0,267308721	0,732691279	0,001752963	-0,010752963	-68,1385449	0,89160154	0,85
0,0325	0,00487997	0,279836825	0,720163175	0,001828268	-0,010828268	-66,5076958	0,9252631	0,9
0,032	0,00482281	0,293160202	0,706839798	0,001908201	-0,010908201	-64,7989338	0,95808976	0,95
0,0315	0,00476504	0,307342972	0,692657028	0,001993131	-0,010993131	-63,0081651	0,99004153	1

On fait prendre les différent hauteur de 3.15cm jusqu'à 4.4 cm, qui nous a donné des différents surface s-s₀. les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

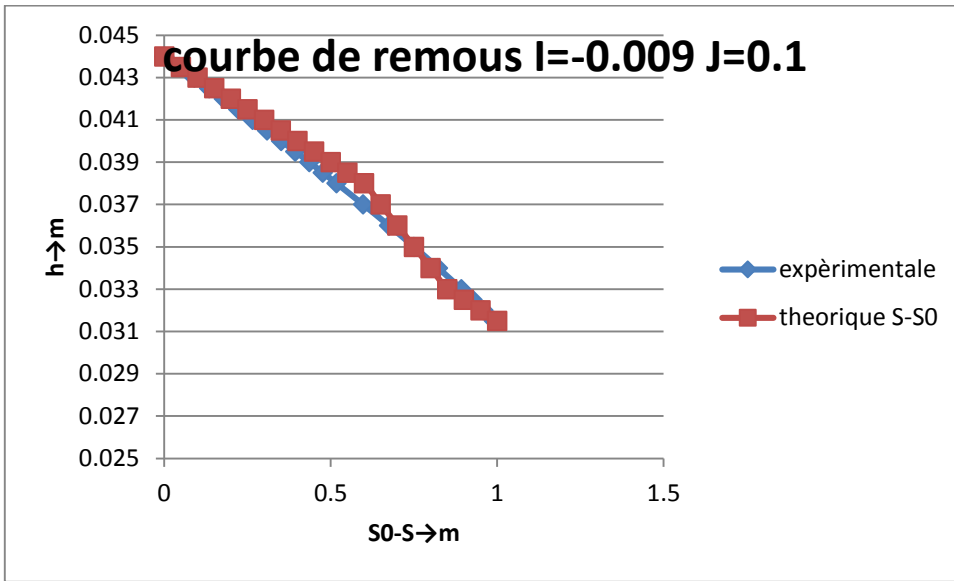


Figure IV.27 : courbe de remous $I=-0.009$ $J=0.1$

On remarque que les les deux courbes sont identiques, ce qui representent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale $s-s_0$.

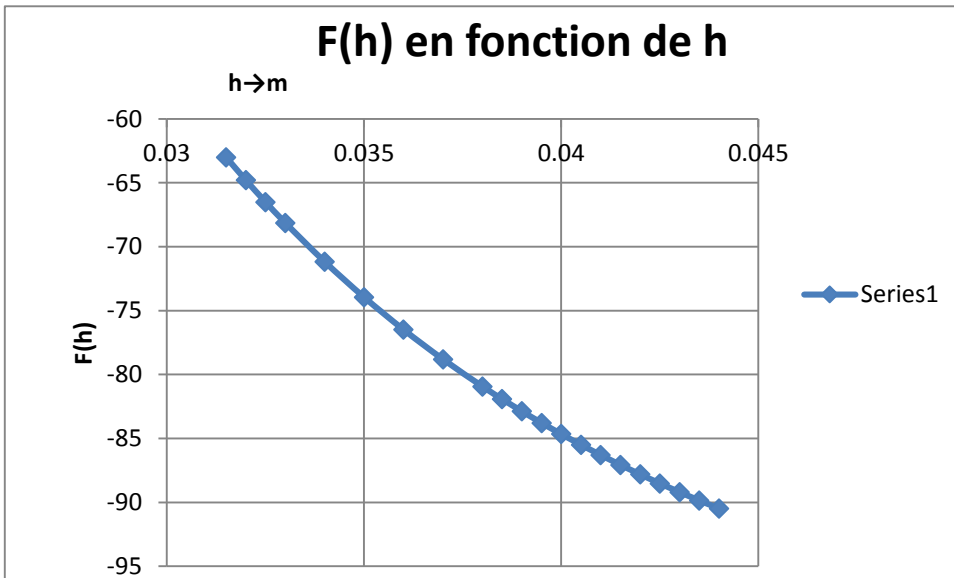


Figure IV.28 : F(h) en fonction de h

Tableau15 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

I = -0,009		Q = 0,0011m ³ /s			ks = 100			
h1	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- ((Q ² *B)/(g*S ³))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,049	0,00647691	0,143415435	0,856584565	0,00106437	-0,01006437	-85,1105957	0	0
0,0485	0,00643566	0,147896848	0,852103152	0,001093393	-0,010093393	-84,4218727	0,04238312	0,05
0,048	0,00639402	0,152566935	0,847433065	0,00112356	-0,01012356	-83,708996	0,08441583	0,1
0,0475	0,00635199	0,157435731	0,842564269	0,001154931	-0,010154931	-82,9709528	0,12608582	0,15
0,047	0,00630956	0,162513918	0,837486082	0,001187567	-0,010187567	-82,2066834	0,16738023	0,2
0,0465	0,00626673	0,167812874	0,832187126	0,001221536	-0,010221536	-81,4150793	0,20828567	0,25
0,046	0,00622349	0,173344728	0,826655272	0,001256908	-0,010256908	-80,5949807	0,24878819	0,3
0,0455	0,00617984	0,179122418	0,820877582	0,001293759	-0,010293759	-79,7451744	0,28887322	0,35
0,045	0,00613576	0,185159753	0,814840247	0,001332169	-0,010332169	-78,8643914	0,32852562	0,4
0,0445	0,00609127	0,191471483	0,808528517	0,001372226	-0,010372226	-77,9513044	0,36772954	0,45
0,044	0,00604634	0,198073376	0,801926624	0,001414019	-0,010414019	-77,0045255	0,4064685	0,5
0,0435	0,00600097	0,2049823	0,7950177	0,001457649	-0,010457649	-76,0226038	0,44472528	0,55
0,043	0,00595517	0,212216314	0,787783686	0,001503219	-0,010503219	-75,0040225	0,48248194	0,6
0,0425	0,00590891	0,219794764	0,780205236	0,001550843	-0,010550843	-73,9471967	0,51971974	0,65
0,042	0,0058622	0,227738399	0,772261601	0,00160064	-0,01060064	-72,8504706	0,55641916	0,7
0,041	0,0057674	0,244811922	0,755188078	0,001707282	-0,010707282	-70,5303261	0,62810956	0,75
0,04	0,00567071	0,263635664	0,736364336	0,001824298	-0,010824298	-68,0288334	0,69738914	0,8
0,039	0,00557208	0,284439766	0,715560234	0,00195302	-0,01095302	-65,32995	0,76406853	0,85
0,038	0,00547146	0,307491662	0,692508338	0,002094995	-0,011094995	-62,4162809	0,82794164	0,9
0,036	0,00526402	0,361640142	0,638359858	0,002426223	-0,011426223	-55,8679674	0,94622589	0,95
0,035	0,00515709	0,393531953	0,606468047	0,002620065	-0,011620065	-52,1914514	1,0002556	1

On fait prendre les différents hauteurs de 3.5cm jusqu'à 4.9cm, qui nous a donné des différents surfaces s-s₀. Les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montrent une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

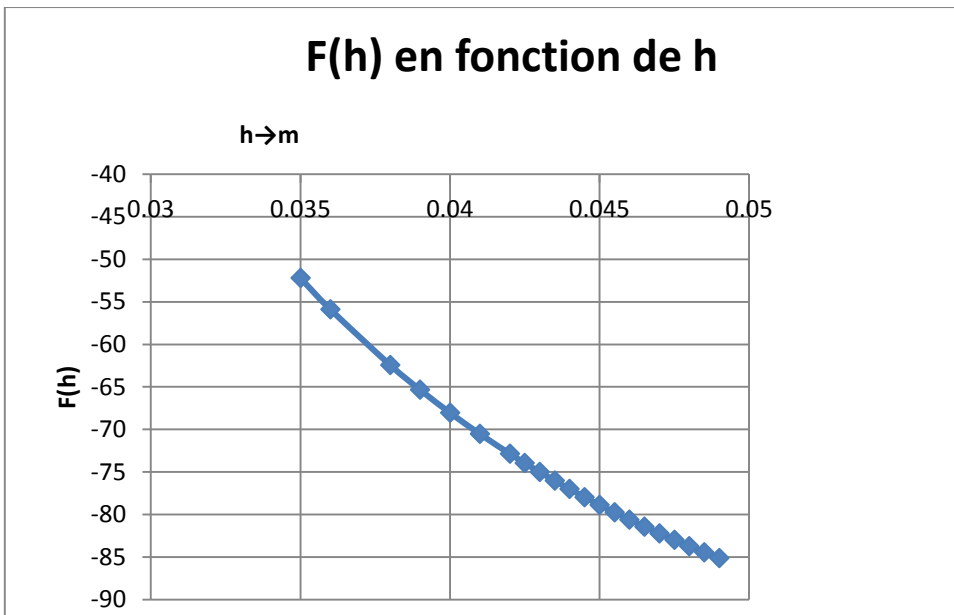


Figure IV.29 : F(h) en fonction de h

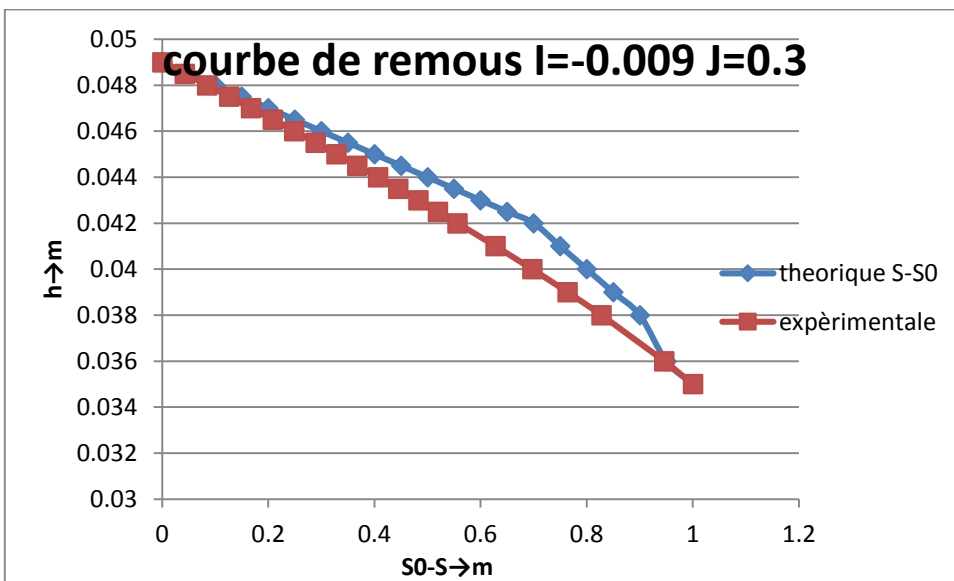


Figure IV.30 : courbe de remous I=-0.009 J=0.3

On remarque que les les deux courbes sont presque identiques, ce qui reprisent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀.

Tableau16 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

$I = -0,009$ $Q = 0,00138m^3/s$ $ks = 100$								
h1	Rh ^{4/3}	$(Q^2*B)/(g*S^3)$	$N=1-((Q^2*B)/(g*S^3))$	$Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2)$	$D=I-(Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2))$	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,056	0,00701643	0,151214297	0,848785703	0,001183951	-0,010183951	-83,345421	0	0
0,055	0,00694346	0,159613223	0,840386777	0,001240294	-0,010240294	-82,066668	0,08270604	0,05
0,054	0,00686918	0,168645849	0,831354151	0,001300568	-0,010300568	-80,709541	0,16409415	0,1
0,0535	0,00683154	0,173418566	0,826581434	0,001332292	-0,010332292	-79,999812	0,20427149	0,15
0,053	0,00679356	0,178373086	0,821626914	0,001365138	-0,010365138	-79,268303	0,24408852	0,2
0,0525	0,00675524	0,183518151	0,816481849	0,001399158	-0,010399158	-78,514227	0,28353415	0,25
0,052	0,00671656	0,188863009	0,811136991	0,001434407	-0,010434407	-77,736763	0,3225969	0,3
0,0515	0,00667753	0,194417453	0,805582547	0,001470942	-0,010470942	-76,935061	0,36126485	0,35
0,051	0,00663814	0,200191857	0,799808143	0,001508825	-0,010508825	-76,108236	0,39952568	0,4
0,05	0,00655827	0,2124452	0,7875548	0,001588899	-0,010588899	-74,375513	0,47476755	0,45
0,049	0,00647691	0,225719301	0,774280699	0,001675196	-0,010675196	-72,530818	0,54822072	0,5
0,048	0,00639402	0,240122703	0,759877297	0,001768354	-0,010768354	-70,565781	0,61976902	0,55
0,0475	0,00635199	0,247785625	0,752214375	0,001817727	-0,010817727	-69,535344	0,6547943	0,6
0,047	0,00630956	0,255778103	0,744221897	0,001869093	-0,010869093	-68,47139	0,68929598	0,65
0,0465	0,00626673	0,264118047	0,735881953	0,001922556	-0,010922556	-67,37269	0,723257	0,7
0,046	0,00622349	0,272824546	0,727175454	0,001978227	-0,010978227	-66,237967	0,75665966	0,75
0,0455	0,00617984	0,281917961	0,718082039	0,002036226	-0,011036226	-65,065903	0,78948563	0,8
0,045	0,00613576	0,291420027	0,708579973	0,00209668	-0,01109668	-63,85513	0,82171589	0,85
0,044	0,00604634	0,311744576	0,688255424	0,002225503	-0,011225503	-61,311767	0,88429934	0,9
0,043	0,00595517	0,334003924	0,665996076	0,002365893	-0,011365893	-58,596018	0,94425323	0,95
0,042	0,0058622	0,358433889	0,641566111	0,002519222	-0,011519222	-55,695264	1,00139887	1

On fait prendre les différent hauteur de 4.2cm jusqu'à 5.6cm, qui nous a donné des différents surface s-s₀. les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

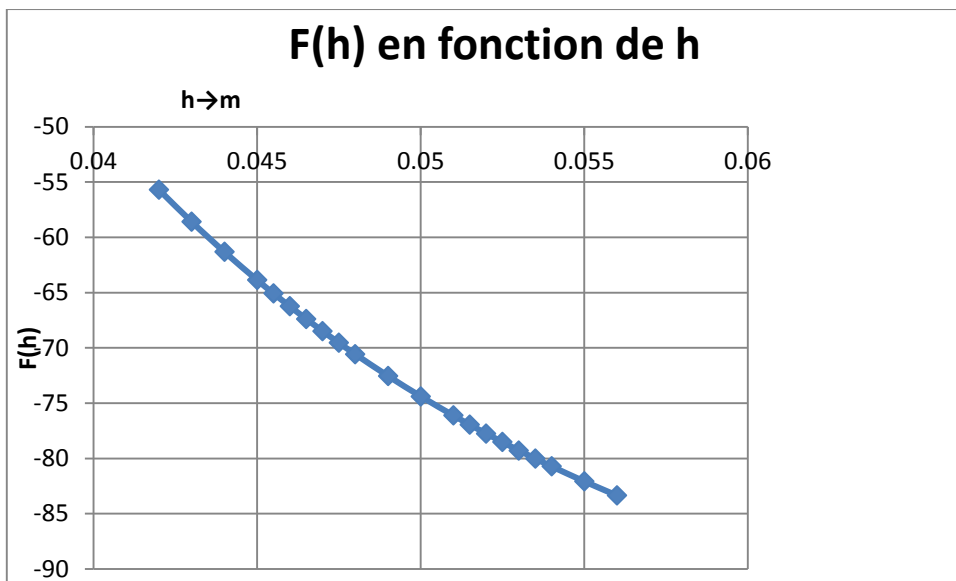


Figure IV.31 : F(h) en fonction de h

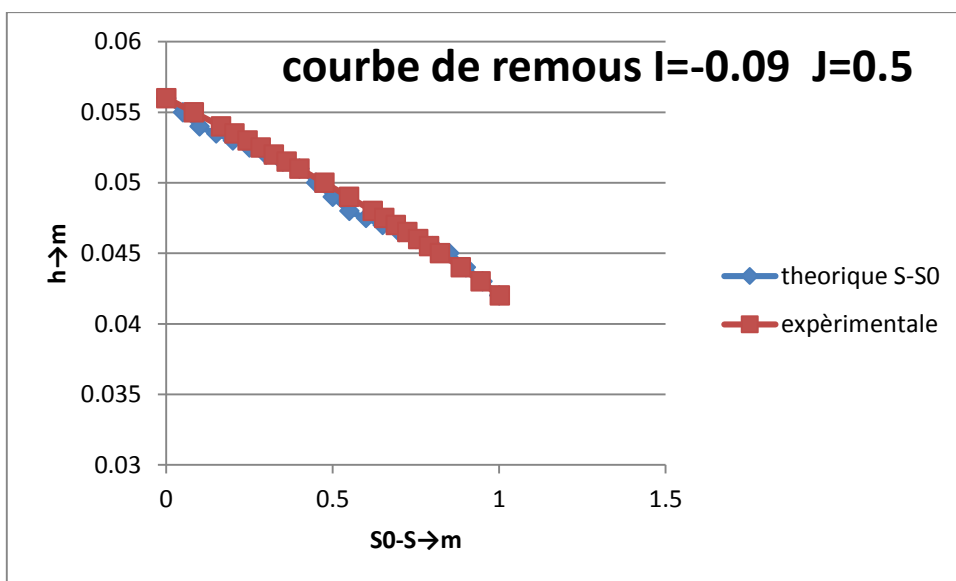


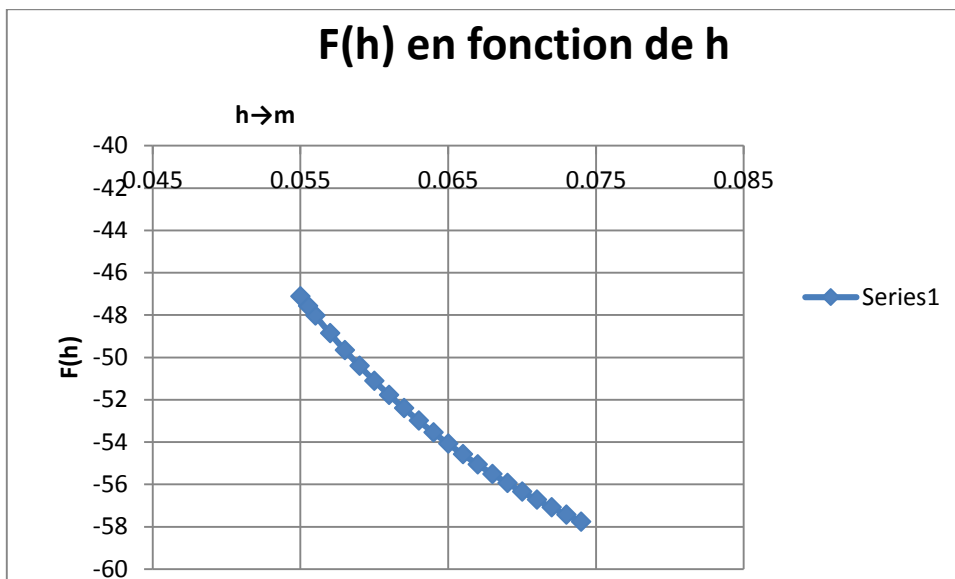
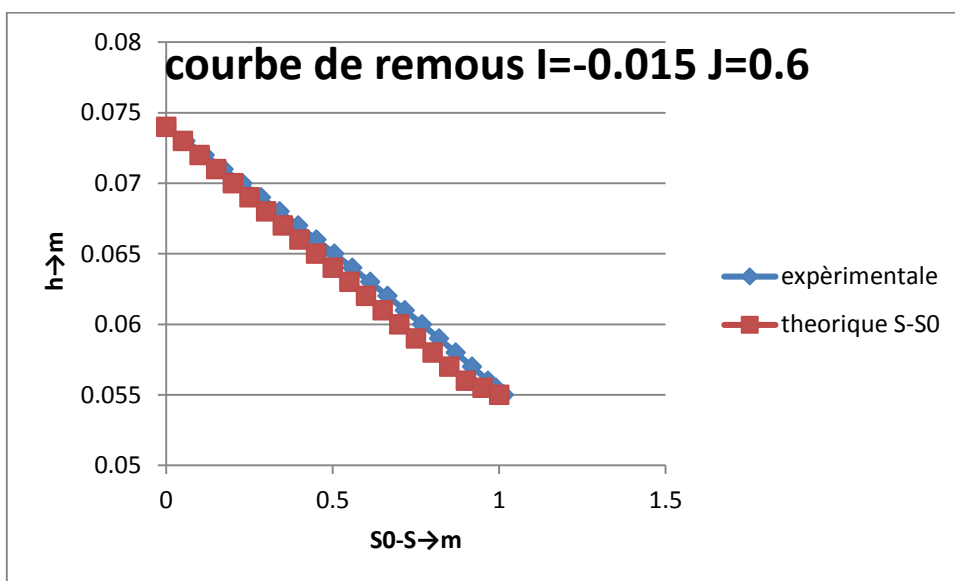
Figure IV.32 : courbe de remous $I=-0.009$ $J=0.5$

On remarque que les les deux courbes sont identiques, ce qui represent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀.

Tableau17 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique

I = -0,015		Q =0,0016m ³ /s			ks=100			
h1	Rh ^{4/3}	(Q ² *B)/(g*S ³)	N=1- ((Q ² *B)/(g*S ³))	Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²)	D=I- (Q ² /(K ² *Rh ^{4/3} *S ²))	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,074	0,00813857	0,08809344	0,91190656	0,000785772	-0,015785772	-57,7676264	0	0
0,073	0,00808445	0,091763538	0,908236462	0,000812852	-0,015812852	-57,4366011	0,05760211	0,05
0,072	0,00802949	0,095640368	0,904359632	0,000841308	-0,015841308	-57,0886982	0,11486476	0,1
0,071	0,00797365	0,099738695	0,900261305	0,000871232	-0,015871232	-56,7228384	0,17177053	0,15
0,07	0,00791693	0,104074566	0,895925434	0,000902724	-0,015902724	-56,3378608	0,22830088	0,2
0,069	0,00785929	0,108665443	0,891334557	0,000935893	-0,015935893	-55,9325155	0,28443607	0,25
0,068	0,00780073	0,113530354	0,886469646	0,000970856	-0,015970856	-55,5054559	0,34015506	0,3
0,067	0,0077412	0,118690052	0,881309948	0,001007743	-0,016007743	-55,0552299	0,3954354	0,35
0,066	0,0076807	0,12416721	0,87583279	0,001046692	-0,016046692	-54,5802713	0,45025315	0,4
0,065	0,0076192	0,129986622	0,870013378	0,001087856	-0,016087856	-54,0788888	0,50458273	0,45
0,064	0,00755668	0,136175446	0,863824554	0,001131402	-0,016131402	-53,5492555	0,5583968	0,5
0,063	0,0074931	0,142763465	0,857236535	0,001177511	-0,016177511	-52,9893964	0,61166613	0,55
0,062	0,00742845	0,149783392	0,850216608	0,001226383	-0,016226383	-52,3971749	0,66435941	0,6
0,061	0,0073627	0,157271208	0,842728792	0,001278236	-0,016278236	-51,7702783	0,71644314	0,65
0,06	0,00729582	0,165266556	0,834733444	0,00133331	-0,01633331	-51,1062018	0,76788138	0,7
0,059	0,00722778	0,173813175	0,826186825	0,00139187	-0,01639187	-50,4022305	0,8186356	0,75
0,058	0,00715856	0,182959409	0,817040591	0,001454207	-0,016454207	-49,6554209	0,86866442	0,8
0,057	0,00708812	0,192758777	0,807241223	0,001520643	-0,016520643	-48,862579	0,91792342	0,85
0,056	0,00701643	0,203270637	0,796729363	0,001591533	-0,016591533	-48,0202382	0,96636483	0,9
0,0555	0,00698011	0,20881408	0,79118592	0,00162877	-0,01662877	-47,5793416	0,99026472	0,95
0,055	0,00694346	0,214560938	0,785439062	0,001667271	-0,016667271	-47,1246338	1,01394072	1

On fait prendre les différent hauteur de 5.5cm jusqu'à 7.4cm, qui nous a donné des différents surface s-s₀. les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux, mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

Figure IV.33 : $F(h)$ en fonction de h Figure IV.34 : courbe de remous $I=-0.015$ $J=0.6$

On remarque que les deux courbes sont identiques, ce qui représente une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale $s-s_0$

Tableau18 : calcul de la ligne d'eau par la méthode graphique :

$I = -0,015$ $Q = 0,0011m^3/s$ $ks_s=100$								
h1	$Rh^{4/3}$	$(Q^2*B)/(g*S^3)$	$N=1-((Q^2*B)/(g*S^3))$	$Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2)$	$D=I-(Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2))$	F(h)=N/D	s-s ₀	Theorique
0,063	0,0074931	0,067478044	0,932521956	0,000556558	-0,015556558	-59,9439776	0	0
0,062	0,00742845	0,070796056	0,929203944	0,000579657	-0,015579657	-59,6421294	0,05979305	0,05
0,061	0,0073627	0,07433522	0,92566478	0,000604166	-0,015604166	-59,3216437	0,11927494	0,1
0,06	0,00729582	0,078114271	0,921885729	0,000630197	-0,015630197	-58,9810677	0,1784263	0,15
0,059	0,00722778	0,082153884	0,917846116	0,000657876	-0,015657876	-58,618813	0,23722624	0,2
0,058	0,00715856	0,086476908	0,913523092	0,00068734	-0,01568734	-58,2331409	0,29565221	0,25
0,057	0,00708812	0,091108641	0,908891359	0,000718741	-0,015718741	-57,8221459	0,35367986	0,3
0,056	0,00701643	0,096077137	0,903922863	0,000752248	-0,015752248	-57,3837375	0,4112828	0,35
0,055	0,00694346	0,101413569	0,898586431	0,000788046	-0,015788046	-56,9156194	0,46843248	0,4
0,054	0,00686918	0,107152635	0,892847365	0,000826343	-0,015826343	-56,4152665	0,52509792	0,45
0,053	0,00679356	0,113333036	0,886666964	0,000867369	-0,015867369	-55,8798989	0,5812455	0,5
0,052	0,00671656	0,119998026	0,880001974	0,00091138	-0,01591138	-55,3064522	0,63683868	0,55
0,051	0,00663814	0,127196044	0,872803956	0,000958663	-0,015958663	-54,6915453	0,69183768	0,6
0,05	0,00655827	0,13498146	0,86501854	0,00100954	-0,01600954	-54,0314426	0,74619917	0,65
0,049	0,00647691	0,143415435	0,856584565	0,00106437	-0,01606437	-53,3220127	0,7998759	0,7
0,048	0,00639402	0,152566935	0,847433065	0,00112356	-0,01612356	-52,5586813	0,85281625	0,75
0,0475	0,00635199	0,157435731	0,842564269	0,001154931	-0,016154931	-52,1552391	0,87899473	0,8
0,047	0,00630956	0,162513918	0,837486082	0,001187567	-0,016187567	-51,7363783	0,90496763	0,85
0,0465	0,00626673	0,167812874	0,832187126	0,001221536	-0,016221536	-51,301378	0,93072707	0,9
0,046	0,00622349	0,173344728	0,826655272	0,001256908	-0,016256908	-50,8494783	0,95626478	0,95
0,045	0,00613576	0,185159753	0,814840247	0,001332169	-0,016332169	-49,8917339	1,00663539	1

. On fait prendre les défèrent hauteur de 4.5cm jusqu'a 6.3cm, qui nous a donné des déférents surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation

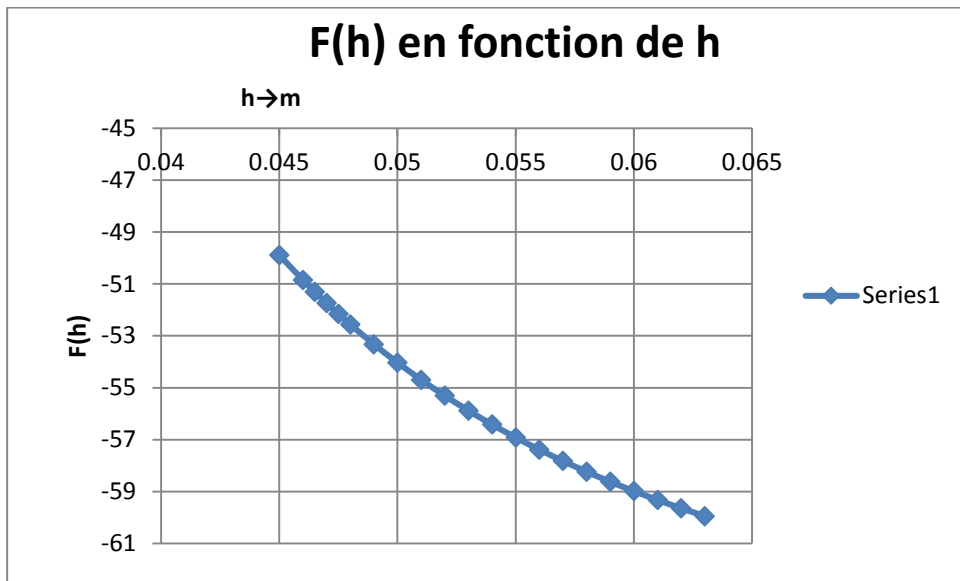


Figure IV.35 : F(h) en fonction de h

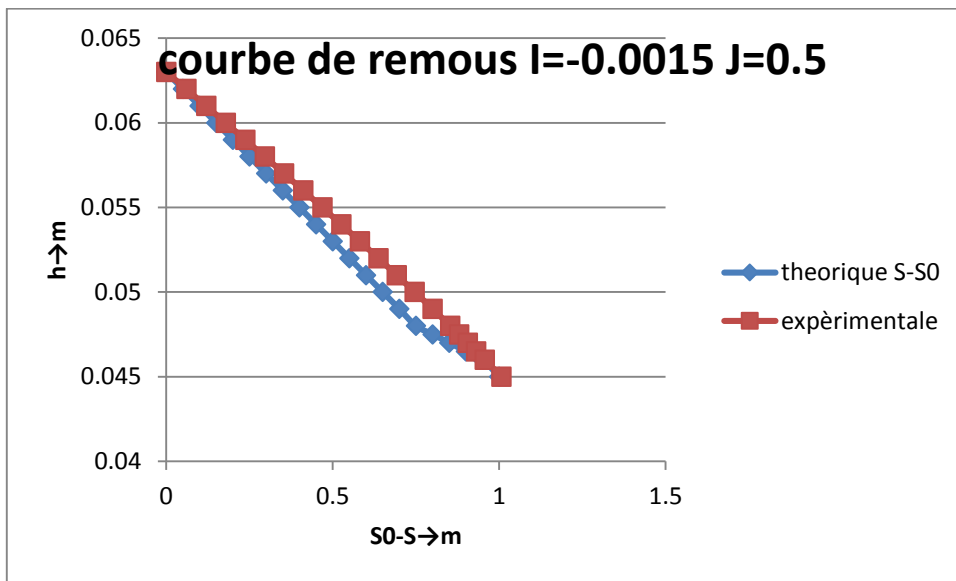


Figure IV.36 : courbe de remous $I=-0.0015$ $J=0.5$

On remarque que les les deux courbes sont identiques, ce qui reprisent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale $s-s_0$.

Tableau19: calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique :

$I = -0,015$ $Q = 0,0005m^3/s$ $ks=100$								
h1	$Rh^{4/3}$	$(Q^2*B)/(g*S^3)$	$N=1-((Q^2*B)/(g*S^3))$	$Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2)$	$D=I-(Q^2/(K^2*Rh^{4/3}*S^2))$	$F(h)=N/D$	s-s ₀	theorique
0,05	0,00655827	0,033745365	0,966254635	0,000252385	-0,015252385	-63,351052	0	0
0,049	0,00647691	0,035853859	0,964146141	0,000266093	-0,015266093	-63,1560522	0,06325355	0,05
0,048	0,00639402	0,038141734	0,961858266	0,00028089	-0,01528089	-62,9451728	0,12630416	0,1
0,047	0,00630956	0,040628479	0,959371521	0,000296892	-0,015296892	-62,7167622	0,18913513	0,15
0,046	0,00622349	0,043336182	0,956663818	0,000314227	-0,015314227	-62,4689593	0,25172799	0,2
0,045	0,00613576	0,046289938	0,953710062	0,000333042	-0,015333042	-62,1996627	0,3140623	0,25
0,044	0,00604634	0,049518344	0,950481656	0,000353505	-0,015353505	-61,906494	0,37611538	0,3
0,043	0,00595517	0,053054078	0,946945922	0,000375805	-0,015375805	-61,5867549	0,43786201	0,35
0,042	0,0058622	0,0569346	0,9430654	0,00040016	-0,01540016	-61,2373769	0,49927407	0,4
0,041	0,0057674	0,06120298	0,93879702	0,00042682	-0,01542682	-60,8548613	0,56032019	0,45
0,04	0,00567071	0,065908916	0,934091084	0,000456074	-0,015456074	-60,4352089	0,62096523	0,5
0,039	0,00557208	0,071109941	0,928890059	0,000488255	-0,015488255	-59,9738358	0,68116975	0,55
0,038	0,00547146	0,076872915	0,923127085	0,000523749	-0,015523749	-59,4654742	0,7408894	0,6
0,037	0,00536879	0,08327583	0,91672417	0,000563007	-0,015563007	-58,9040532	0,80007417	0,65
0,0365	0,00531667	0,086745219	0,913254781	0,000584208	-0,015584208	-58,6012941	0,8294505	0,7
0,036	0,00526402	0,090410036	0,909589964	0,000606556	-0,015606556	-58,2825562	0,85867147	0,75
0,0355	0,00521083	0,094284235	0,905715765	0,000630129	-0,015630129	-57,9467868	0,8877288	0,8
0,035	0,00515709	0,098382988	0,901617012	0,000655016	-0,015655016	-57,5928508	0,91661371	0,85
0,0345	0,0051028	0,102722802	0,897277198	0,000681312	-0,015681312	-57,2195236	0,94531681	0,9
0,034	0,00504796	0,107321662	0,892678338	0,00070912	-0,01570912	-56,8254831	0,97382806	0,95
0,0335	0,00499254	0,11219919	0,88780081	0,000738554	-0,015738554	-56,4093007	1,00213675	1

. On fait prendre les défèrent hauteur de 4.5cm jusqu'a 6.3cm, qui nous a donné des déférents surface s-s₀ . les premières observations concernant la surface expérimentale et théorique montre une bonne proportionnalité entre les deux , mais une représentation graphique s'impose afin de mieux visualiser cette relation.

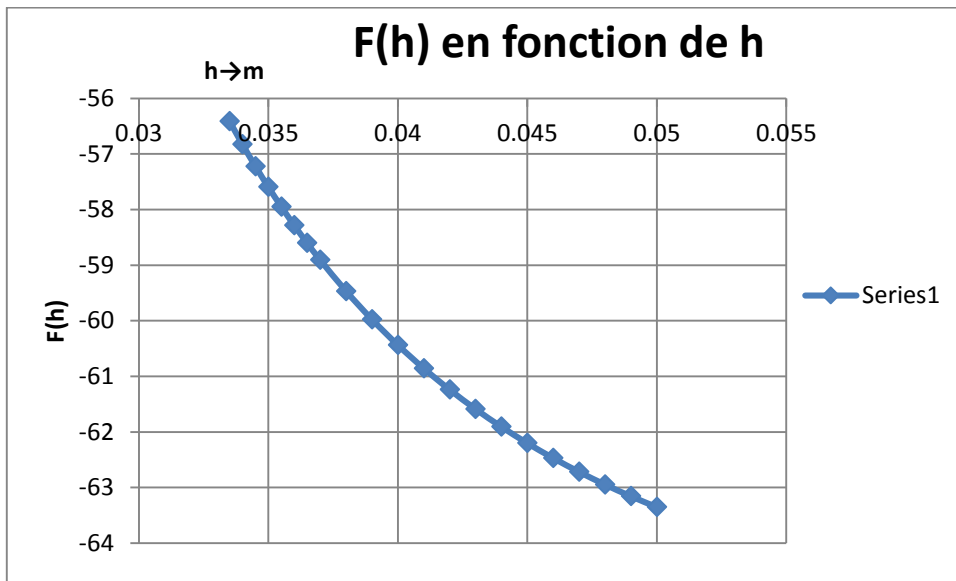


Figure IV.37 : $F(h)$ en fonction de h

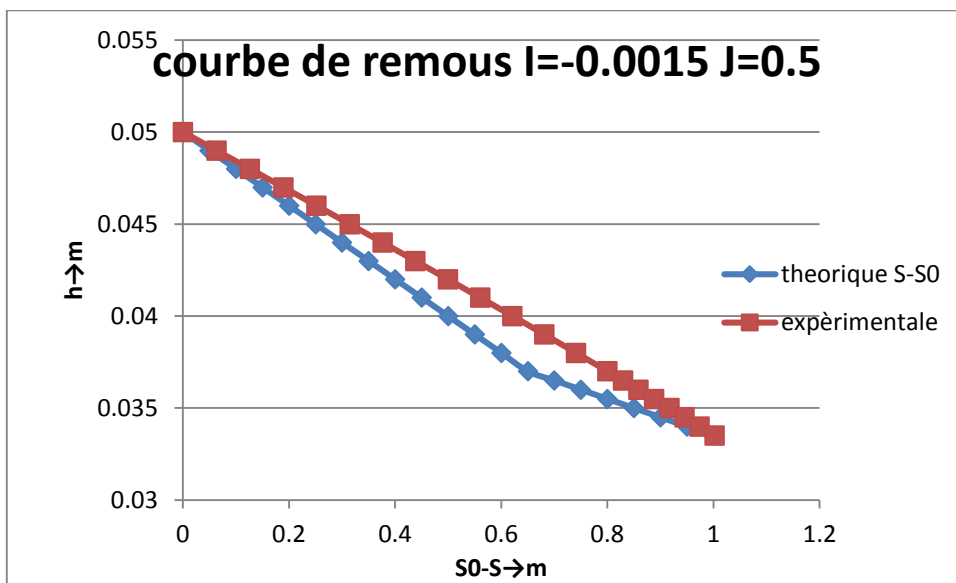


Figure IV.38 : courbe de remous $I=-0.0015$ $J=0.5$

On remarque que les les deux courbes sont identiques, ce qui represent une très bonne concordance entre la courbe de remous théorique et la courbe de remous expérimentale s-s₀.

Conclusion :

Nous avons fait ce travail pour objectif d'étudier, calcul les courbes de remous pour les écoulements graduellement varié à surface libre dans les canaux rectangulaire, pour évaluer et éviter les risques d'inondations.

Et parmi les contrainte qui nous avons rencontrer indisponibilité de quelque matériel par exemple la appareille de topo et nous remercions monsieur geumo qui ma aidé et ramener son appareille personnel, et aussi le débitmètre , parce que le débitmètre du canal nous donneras pas un débit précise ce qui a déficèle un peu a trouver les résultats.

Les résultats que nous avons obtenu dans ce chapitre relatifs à l'ajustement des courbes de remous selon la méthode graphique, grâce à un programme de calcule- nous a permis de visualiser le profil en long de la ligne d'eau pour des écoulements de débit connus.

Conclusion général

Conclusion générale

Les écoulements à surface libre ayant lieu dans les canaux naturels sont souvent à l'origine de phénomènes parfois très graves tels que les inondations, les déformations des géométries des canaux, les destructions d'infrastructures en travers de ces canaux, et d'autres conséquences sur les vies humaines imprévisibles. La présente étude qui a porté sur l'ajustement des courbes de remous selon la méthode graphique et la numérisation de celles-ci par un programme que nous avons élaboré nous a permis de visualiser le profil en long de la ligne d'eau pour des écoulements de débits connus.

La détermination de ces courbes de remous (abaissement/exhaussement) permet de faire un choix judicieux concernant les mesures d'aménagements à entreprendre le long du canal prismatique considéré. IL faut noter qu'à la distance Δx l'écoulement est stable pour (toute la gamme de ou des) débits simulés, à savoir:

- pas de ressaut hydraulique ou de courbe d'exhaussement
- Courbe d'abaissement dans le canal
- pour le débit et la rugosité importante la hauteur d'eau dans le profil est croissante
- Aucune influence sur l'écoulement par la présence éventuelle d'ouvrages hydrauliques quelconques n'est observée.

La précision des calculs est finalement à mettre en relation avec tous les paramètres physiques et hydrodynamiques qui peuvent influencer les résultats. Ces paramètres étant difficile en général à prévoir, on n'a pu estimer qu'une moyenne.

Ainsi, connaissant les paramètres de l'écoulement (dimension du canal, débit, pente, rugosité...) on a pu déterminer le profil longitudinal de la ligne d'eau dans le canal au niveau des divers tronçons, et donc localisé les phénomènes générant des ondes de surface et peut-être même on pourrait quantifier les ondes et perturbations elles-mêmes. Dès lors, l'animation naturelle de la surface du canal peut être prise en charge par la modélisation de l'évolution dans le temps des ondes et perturbations engendrées par les différentes situations (rétrécissements, accélérations, tourbillons ...).

Comme on peut le voir, il reste encore pas mal de travail à produire sur le sujet. Cela dit, la superposition des divers traitements particuliers à l'échelle d'un canal considéré semble pouvoir donner des résultats visuels intéressants et surtout nécessitant un coût de calcul raisonnable.

Quoi qu'il en soit il ne faut pas perdre de vue l'objectif qui est la synthèse d'images (temps réel ou semi-réel), ce qui encourage à mettre en place des méthodes générant des résultats visuels proches de la réalité sans pour autant nécessiter un temps de calcul aussi important que celui qu'impose la réelle simulation numérique en hydraulique ou en mécanique des fluides qui elle à juste titre, permet le calcul de tous les paramètres physiques en 3D avec une grande précision)

Annexe

Liste des symboles

Liste des symboles :

I : la pente du fond de canal.

P : le périmètre mouillé en (m).

S : la section mouillée en (m²).

h : la hauteur d'eau en (m).

h_n : la hauteur normale en (m).

Q : le débit transité en (m³/s).

B : la largeur en miroir en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Fr : le nombre de Froude adimensionnel.

V : la vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

n : le coefficient de la rugosité en (s/m^{1/3}).

C : le coefficient de Chézy en (m^{1/2}/s).

J_w : la pente de la surface libre en (m/ml).

D_h : profondeur hydraulique en (m).

Re : Le nombre adimensionnel de Reynolds.

F : La force de pression hydrostatique en (N).

K : le coefficient de Strickler.

Δx : la distance entre deux sections choisies en (m).

H : la charge totale en (m).

N_n : niveau normal.

N_c : niveau critique.

H_{calc} : la charge totale calculée en (m).

Z : la cote du fond de canal en (m).

h₀ : la profondeur de la section de contrôle en (m).

η : rapport entre la profondeur d'eau et la profondeur normale.

Liste des symbole

N : exposant hydraulique.

M : exposant hydraulique.

β : rapport entre la pente et la pente critique.

$\Phi 1$: intégrale.

$\Phi 2$: intégrale.

λ : Fonction de l'intégrale

P_{cin} : paramètre cinétique.

Liste des figures

Liste de figure

Chapitre I

Figure I.1: les ressources en eau dans le monde.....	8
Figure I.2: Ressources en eau renouvelables.....	9
Figure I.3: cycle de l'eau.....	10
Figure I.4: quantité d'eau consommée par la population dans différents pays du monde.....	13

Chapitre II

<i>Figure II.1:</i> Ecoulement permanent (a), et non permanent (b).....	23
<i>Figure II.2:</i> écoulement uniforme.....	27
<i>Figure II.3:</i> Diagramme d'énergie pour un écoulement non uniforme.....	29
<i>(Figure II.9 :</i> Abaques de la méthode par substitution pour le calcul de la courbe de.....	41

Chapitre III

<i>Figure III.1</i> Courbe $h(Q)$ pour E constante.....	46
<i>Figure III.2</i> Courbe $E(h)$ pour Q constant.....	46
<i>Figure III.3</i> Schéma représentant l'énergie pour un écoulement non –uniforme.....	47
<i>Figure III.4</i> Branche M1 (remous d'exhaussement).....	52
<i>Figure III.5</i> Branche M2 (remous d'abaissement)	53
<i>Figure III.6</i> Branche M3 (courbe de remous d'exhaussement).....	54
<i>Figure III.7</i> Branche S1 (remous d'exhaussement).....	56
<i>Figure III.8</i> Branche S2 (remous d'abaissement)	57
<i>Figure III.9</i> Branche S3 (remous d'exhaussement)	58
<i>Figure III.10</i> Branche C1 (remous d'exhaussement).....	60
<i>Figure III.11</i> Branche C3 (remous d'exhaussement.....	61
<i>Figure III.12</i> Courbe H2 (remous d'abaissement)	62
<i>Figure III.13</i> Branche H3 (remous d'exhaussement).....	62
<i>Figure III.14</i> Branche A2 (remous d'abaissement)	64
<i>Figure III.15</i> Branche A3 (remous d'exhaussement).....	64
<i>Figure III.16</i> Evolution du point figuratif de l'écoulement	

Liste des figures

sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type M	66
Figure III.17 Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type S.....	67
Figure III.18 Evolution du point figuratif de l'écoulement sur la courbe $E=f(h)$ pour les courbes de remous de type C.....	68
Figure III.19 Evolution sur la courbe $E=f(h)$ du point figuratif de l'écoulement pour les courbes de remous de type	69
Figure III.20 Schéma d'écoulement non uniforme entre deux sections.....	70
Figure III.21 Schéma de la méthode par intégration graphique	85
Chapitre IV	
Figure IV.1: Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Micro moulinet	90
Figure IV.2: Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Q/S	90
Figure IV.3 : $F(h)$ en fonction de h	93
Figure IV.4 : Courbe de remous $I=0.017 J=-0.2$	93
Figure IV.5 : $F(h)$ en fonction de h 102.....	95
Figure IV.6: courbe de remous $I=0.017 J=-0.3$	95
Figure IV.7: courbe de remous $I=0.017 J=0.05$	97
Figure IV.8: $F(h)$ en fonction de	97
Figure IV.9 : $F(h)$ en fonction de h	99
Figure IV.10: courbe de remous $I=0.022 J=-0.1$	99
Figure IV.11 : $F(h)$ en fonction de h	101
Figure IV. 12 : courbe de remous $I=0.022 J=-0.2$	101
Figure IV. 13 : $F(h)$ en fonction de h	103
Figure IV.14 : courbe de remous $I=0.022 J=-0.3$	103
Figure IV.15 : $F(h)$ en fonction de h	105
Figure IV.16 : courbe de remous $I=0.018J=0.04$	105
Figure IV.17 : $F(h)$ en fonction de h	107
Figure IV.18 : courb de remous $I=0.018 J=0.4$	107
Figure IV.19 : $F(h)$ en fonction de h	109

Liste des figures

Figure IV.20 : courbe de remous $I=0.018$ $J= 0.03$	109
Figure IV.21 : $F(h)$ en fonction de h	111
Figure IV.22. : courbe de remous $I=-0.004$ $J=0.6$	111
Figure IV .23 $F(h)$ en fonction de h	111
Figure IV.24 : courbe de remous $I=-0.004$ $J=0.5$	113
Figure IV.25 : $F(h)$ en fonction de h	115
Figure IV.26 : courbe de remous $I=-0.004$ $J=0.4$	115
Figure IV.27 : courbe de remous $I=-0.009$ $J=0.1$	117
Figure IV.28 : $F(h)$ en fonction de h	117
Figure IV.29 : $F(h)$ en fonction de h	119
Figure IV.30 : courbe de remous $I=-0.009$ $J=0.3$	119
Figure IV.31 : $F(h)$ en fonction de h	121
Figure IV.32 : courbe de remous $I=-0.009$ $J=0.5$	121
Figure IV.33 : $F(h)$ en fonction de h	123
Figure IV.34 : courbe de remous $I=-0.015$ $J=0.6$	123
Figure IV.35 : $F(h)$ en fonction de h	125
Figure IV.36 : courbe de remous $I=-0.0015$ $J=0.5$	125
Figure IV.37 : $F(h)$ en fonction de h	127
Figure IV.38 : courbe de remous $I=-0.0015$ $J=0.5$	127

Liste des tableau

Liste des tableau

Chapitre I

Tableau(1) comparer les différents continents au regard de la quantité d'eau potable rapportée au nombre d'habitant et par an :.....8

Tableau (2) : Litres d'eau moyens nécessaires pour produire quelques produits courants.....15

Tableau (3) : Litres d'eau moyens nécessaires pour fabriquer quelques produits courants.....15

ChapitreIII

Tableau N°1 : les symboles utilisés, ainsi que les différents types de pente en fonction de h_n et h_c . [10].....50

Tableau N°3 les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I < I_c$ (courbe M)55

Tableau N°4: les différents cas pouvant être envisagés, pour un canal de pente $I > I_c$ (courbe S),59

Tableau N°5 : les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I = 0$ (courbe H)63

Tableau N°6 : les différents cas pouvant être envisagés pour un canal dont la pente $I < 0$ (courbe A)65

Chapitre IV

Tableau 1 : les étapes de calcul de la vitesse par l'équation de chézy.....89

Tableau2 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....92

Tableau3 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....94

Liste des tableau

Tableau4 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	96
Tableau5 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	98
Tableau6 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	100
Tableau7 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	102
Tableau8 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	104
Tableau9 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	106
Tableau10 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	108
Tableau11 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	110
Tableau12 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	112
Tableau13 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	114
Tableau14 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	116
Tableau15 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	118
Tableau16 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	120
Tableau17 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	122
Tableau18 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	124
Tableau19 : calcule de la ligne d'eau par la méthode graphique.....	126

Bibliographie

Bibliographie :

- 1) WALTER H.GRAF en collaboration avec M.S.ALTIKAR, volume 16, Hydraulique fluviale.
- 2) CHOW, V.T.Handbook of applied hydrology, Newyork1958.
- 3) WALTER .H.GRAF en collaboration avec M.S.ALTIKAR, volume 14, Hydrodynamique une introduction.
- 4) LENCASTRE, A.1986.Hydraulique générale, 2ème édition EYROLLES, Paris.
- 5) PAVLOVSKI, N.N.1940.Han book of hydraulics, Leningrad et Moscow.
- 6) BAKHMETTEF, B.A (1932).discussion on open Channel flow, transaction, American society of civil engineers, Vol.108, New York.
- 7) Saad BENNIS, (2007) : hydraulique et hydrologie, 2eme édition, université de Québec école de technologie supérieure
- 8) TANGUY Jean-Michel « Processus hydrologiques et fluviaux »
- 9) N.KREMENETSKI, D.SCHTERRENLIHT, V.ALYCHEV, L.YAKOVLEVA
Hydraulique,
édition MIR-MOSCOU.
- 10) M.CARLIER, Hydraulique générale et appliquée.
- 11) <http://www.eaufrance.fr/comprendre/les-usages-de-l-eau-et-les/eau-et-agriculture>
- 12)http://www.cheikhferhat.com/index.php?option=com_content&view=article&id=85:consommation-d-eau-en-algerie&catid=9&Itemid=101
- 13) <http://www.memoireonline.com/04/08/1056/l-eau-matiere-strategique-enjeu-de-securite-21-eme-siecle.html>
- 14) <https://www.emse.fr/fr/transfert/site/publications/eau.pdf>