

République Algérienne démocratique et populaire
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 :

Hydraulique

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

Etudes expérimentales des pertes de charge dans un écoulement permanent non uniforme

Réalisé par : HAMZI Mohamed

Devant les jurys composé de :

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

Année universitaire 2015/2016

REMERCIEMENTS

Tout travail réussi dans la vie nécessite en premier lieu la bénédiction de Dieu, et ensuite l'aide et le support de plusieurs personnes. Je tiens donc à remercier et à adresser ma reconnaissance à toute personne qui m'a aidé de loin ou de près afin de réaliser l'un de mes rêves...

Tout d'abord, je tiens à remercier très vivement mon directeur du mémoire, **Mr. Guemou**, pour ses qualités humaines et scientifiques. Je ne pourrai jamais oublier sa gentillesse, sa générosité, son esprit de recherche et ses commentaires efficaces. Un grand merci de m'avoir donné la chance de réaliser ce modeste travail.

Je remercie vivement les membres du jury pour le soutien et l'intérêt qu'ils ont portés à ce travail : M. le Président de jury **Mr. Benaïcha**, M. le membre de jury **Mr. Nehari**. M. le membre de jury **Mr. Guendouz**.

Je remercie fortement et de tout mon cœur mes vifs remerciements vont également à tous mes amis pour l'appui moral qu'ils m'ont témoigné, particulièrement **Abd El Moumen Abd El Ali et Hadj Brahim Mohamed Et Mostefaoui Leïla**.

Pour terminer, j'adresse mon grand amour à mes parents, mon père pour son sacrifice ma mère pour sa tendresse, et mes sœurs, c'est grâce à leur amour et leurs sacrifices que ce mémoire a été mené à bonne fin. Mon plus grand souhait dans cette vie, c'est de les voir toujours à côté de moi, en bonne santé, heureux et que la paix soit avec eux.

M.HAMZI

Sommaire

Sommaire

Sommaire

Introduction générale.....	7
L'eau dans e monde.....	9
1ère Partie : la quantitative de l'eau.....	9
I.1.1.Introduction.....	9
I.1.2.Etat actuel des ressources mondiales :	2
I.1.3.Cycle de l'eau:	5
2ème Partie : l'eau et les risques naturels	6
I.2.1.l'eau et les menaces et les risques naturels :	6
I.2.1.1.Menaces dues à la pollution :	6
I.2.1.1.1.La pollution de l'eau:.....	6
I.2.1.1.2.Le problème de la pollution de l'eau:	7
I.2.1.2.Menaces dues à la consommation :	8
I.2.1.2.1.Sur le plan individuel:	8
I.2.1.2.2.Sur le plan industriel :	10
I.2.1.2.3.Sur le plan agricole :	12
I.2.1.3.Les menaces dues a La contrainte climatique et la rareté des ressource:.....	13
I.2.1.4.L'eau et la dimension de la santé :	14
I.2.2.comment satisfaire la demande croissante en eau:.....	16
I.2.3.Comment gérer les ressources en eau de manière durable:.....	17
I.3.Conclusion:	18
Généralité sur les écoulements a surface libre.....	20
II.1. Introduction	20
II.2. Classification des écoulements	21
II.3. Caractéristiques géométriques des écoulement a surface libre.....	22
II.3.1. Section mouillée d'un canal.....	22
II.3.2. Périmètre mouillée d'un canal	22
II.3.3. Rayon hydraulique.....	23
II.3.4. Profondeur ou tirant d'eau	23
II.3.5. Largeur au plan d'eau	24
II.3.6. largeur au radier	24
II.3.7. pente d'un canal	24
II.3.8. Canal prismatique	25
II.4. Vitesses et pressions dans une section d'écoulement	25
II.4.1. Répartition des vitesses.....	25
II.4.2. Répartition des pressions	27
II.5. Les différents types de Canaux :	27
II.5.1. Définition.....	27
II.5.2. Les canaux naturels.....	27

Sommaire

II.5.3. Les canaux artificiels	27
II.5.4. Géométrie des Canaux	28
II.6. Perte de charge dans un ESL	28
II.6.1. Définition	29
II.6.2. Coefficient de frottement :	29
II.6.2.1. Coefficient de frottement dans le cas d'un régime laminaire	30
II.6.2.2. Coefficient de frottement dans le cas d'un régime turbulent	30
II.6.3. Perte de charge singulière :	30
II.7. Conclusion	32
Les Ecoulements permanents uniformes.....	33
III.1.Introduction	33
II.2.Equation de l'écoulement uniforme:	33
III .3.formules proposées par différents auteurs	35
III.3.1.Équation de Chézy:	36
III.3.2.Formule de Manning:	36
III.3.3.Formule de Manning-Strickler:	37
III.3.4.Formule de Darcy –Weisbach:	37
III.3.5.formules universelles de perte de charge appliquées aux écoulements à surface libre:	37
III.3.5.1.Formules de Thijssens (1949):	38
III.3.5.2.Formules de Powell (1950):	38
III.3.5.3.Formule de Crump (1956):	38
III.3.5.4.Formule de white-Colebrook:.....	39
III. 4.l'écoulement critique:	39
III.4.1.Hauteur critique:.....	40
III.4.2.Pente critique:	40
III.5.calcul de la hauteur normale:.....	41
Application et discussions des résultats.....	39
IV.1. écoulement uniforme.....	39
IV.1.1Introduction :	39
IV.1.2. Plan du canal :	39
IV.1.3. Description de canal.....	40
IV.1.4. étude expérimentale d'un écoulement uniforme	41
IV.2.écoulement non uniforme.....	44
IV.2.1. Introduction	44
IV.2.2. Description du protocole expérimental	44
IV.2.3. Recherche du model représentatif	46
Conclusion générale	61
Liste des figures	64
Liste des symboles	65

Sommaire

Bibliographie.....	67
---------------------------	-----------

Introduction Générale

Introduction générale

La présente étude concerne les écoulements non uniformes. Le problème de ces écoulements se complique d'avantage avec le grand nombre et la multiplication des paramètres physiques et hydrauliques compliquent encore plus le problème à étudier.

L'approche qui sera donc utilisée pour la résolution du système d'équation gouvernant ce problème des écoulements stationnaires unidimensionnels graduellement variés à surface libre

Introduction générale

nécessite la prise en ligne de compte du plus grand nombre possible de données en l'occurrence : Q et h , V et h .

L'inclinaison de la pente, la longueur de la pente sont des données d'une grande importance étant donnée qu'elles engendrent un comportement non linéaire entraînant une complexité du problème de sa solution mathématique.

Notre travail consisterait donc à produire une méthode ou équations de calcul afin de faciliter la résolution du problème considéré et éventuellement à optimiser au maximum les résultats.

L'écoulement non uniforme se produit nécessairement dans un canal prismatique rectangulaire ou cylindrique, à axe rectiligne avec une pente, une rugosité et une section transversale constantes.

Chapitre I

L'eau dans e monde

1ère Partie : la quantitative de l'eau

I.1.1.Introduction

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.

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:

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 glacière, ...) 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 (I.1) : la quantité d'eau potable rapportée au nombre d'habitant par an

Continent	Ressources en eau douce (en m ³ /hab./an)
Amérique	24000
Europe	9300
Afrique	5000
Asie	3400

Et voici une carte donnant plus de précision :

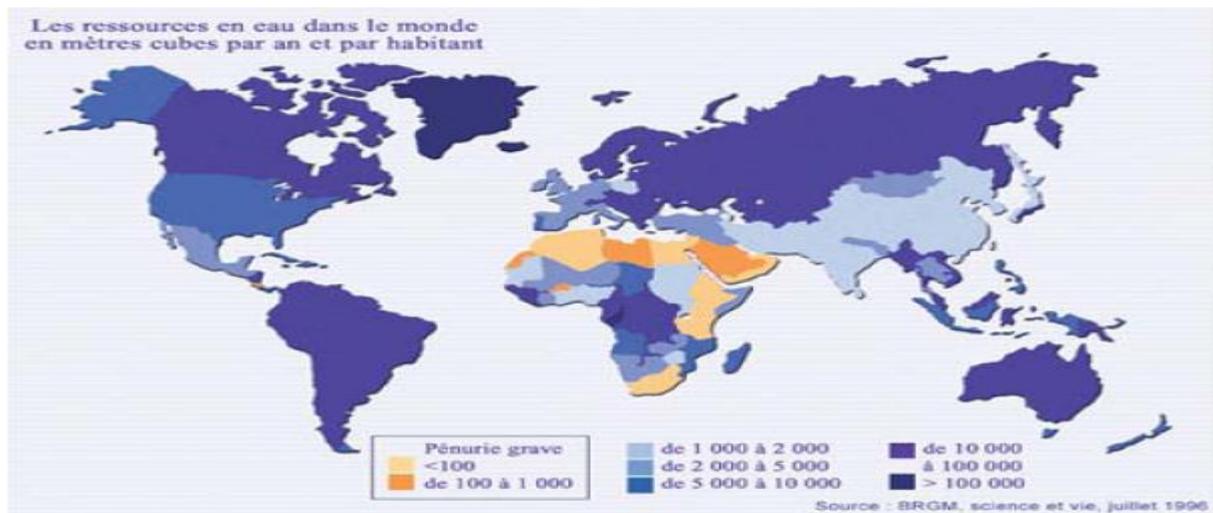


Figure 1.1: les ressources en eau dans le monde

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 :

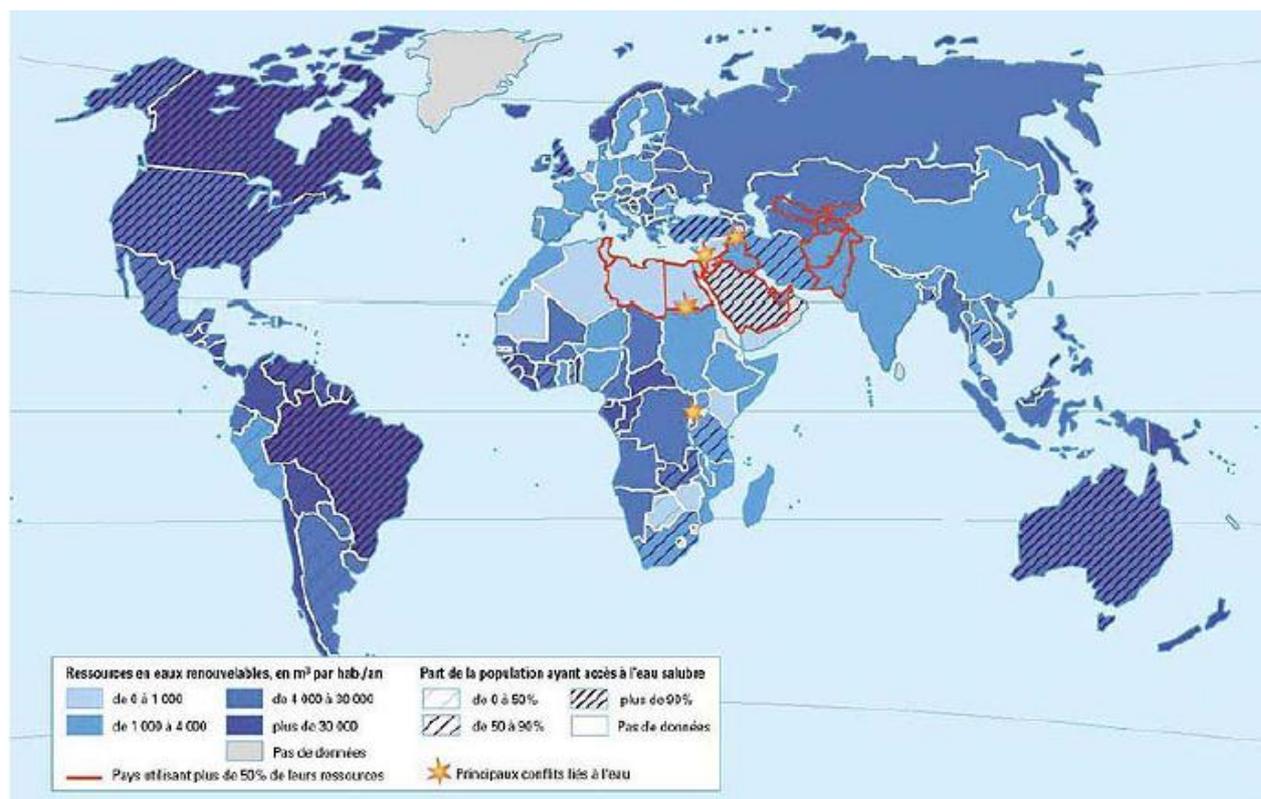


Figure I.2: Ressources en eau renouvelables

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

I.1.3.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...



Figure I.3: cycle de l'eau

2ème 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*.

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 vellétés 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 2million 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 12000Km³ d'eau polluée dans la 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 Etats-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. 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.2.1.2.1.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.

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 :*

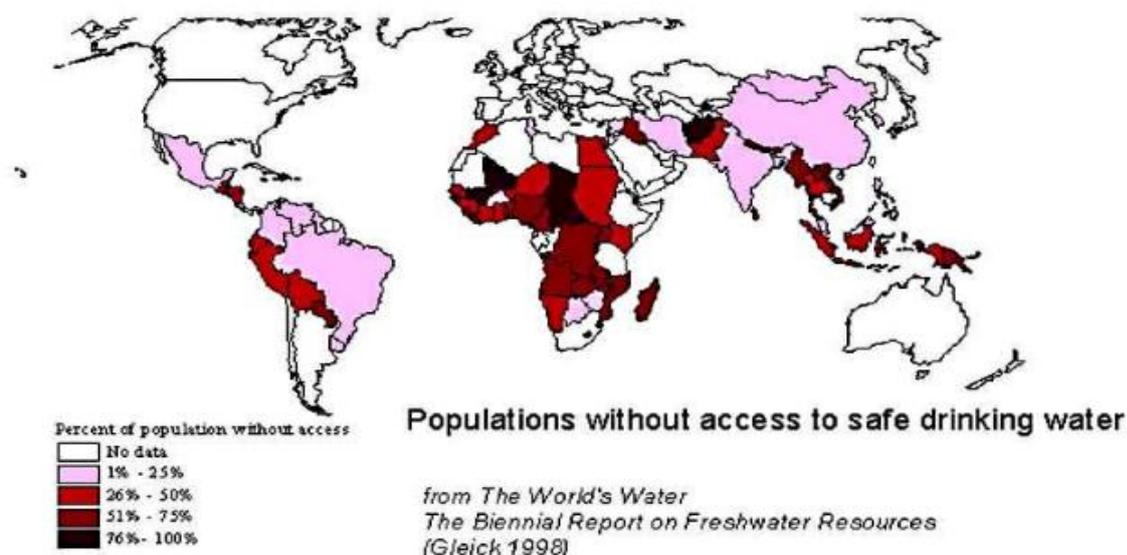


Figure 1.4: quantité d'eau consommée par la population dans différents pays du monde

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.

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.

Produits alimentaires et consommation en eau :

Tableau (I.2) : Litres d'eau moyens nécessaires pour produire quelques produits courants:

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 (I.3) : Litres d'eau moyens nécessaires pour fabriquer quelques produits courants

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 ;

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 15 cm à 1 mètre à cause de dilations thermiques et de la fonte des glaciers. Les scénarios les plus sûrs prévoient des sécheresses plus fréquentes et plus étendues dans les zones arides et semi-arides, des inondations de plus en plus fréquentes et des tempêtes plus nombreuses. La modification des écoulements des grands systèmes hydrographiques dépendant des glaciers alpins ou himalayens. Ces tendances générales pourraient être catastrophiques pour de nombreux pays d'Afrique et certaines basses régions côtières. Au 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 régionale. 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 diarrhéiques 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 tournent 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.2.3. 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. A 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 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

Généralité sur les écoulements a surface libre

II.1. Introduction

Dans un écoulement a surface libre, le liquide s'écoule au contact de l'atmosphère. La surface libre est la surface de séparation ente l'eau et l'atmosphère. En tout point de cette surface, la pression égale la pression atmosphérique.

Dans la nature, l'exemple typique d'un écoulement a surface libre est celui des rivières. En milieu urbain, l'écoulement dans une conduite d'égout pluvial et sanitaire doit normalement être à surface libre

Une différence importante entre un écoulement en charge eu en écoulement à surface libre provient de la géométrie de l'écoulement. Pour une conduite sous pression, l'écoulement occupe toute la section de la conduite qui est la plupart du temps circulaire. La section d'écoulement A , qui ne dépend généralement que de diamètre D , se calcule alors par une relation simple ($A=\pi D^2/4$). Pour un écoulement a surface libre, la géométrie de la section peut par contre être très diversifiée (circulaire, rectangulaire, trapézoïdale, ovale, triangulaire ou de forme quelconque). Dans ces cas, l'écoulement est décrit par de nouvelles propriétés géométriques dont le calcul dépend de la forme de la section et du degré de remplissage de la conduite.

Soulignons cependant qu'un écoulement en charge peut être considéré comme un état limite d'écoulement a surface libre. A titre d'exemple, l'écoulement dans une conduite d'égout combine, qui transporte les eaux sanitaire et pluviales, se fait a surface libre en temps sec. En temps de pluie, la conduite se remplit et peut se mettre en charge a la suite de l'augmentation du débit. Les équations qui sont développées dans ce chapitre sont donc applicables a un écoulement en charge.

Les applications du présent chapitre sont nombreuses. Pour évaluer une conduite d'égout existante, l'ingénieur doit vérifier si l'écoulement se fait encore a surface libre malgré une augmentation éventuelle de débit a la suit de l'urbanisation ou des la rugosité de la conduite due au vieillissement. Pour une conduite projetée, l'ingénieur doit trouver la dimension optimal qui permet la circulation de l'eau a surface libre tout en gardant le projet économiquement rentable. Dans les cas des canaux et rivières, l'ingénieur peut être intéressé aussi bien a connaître la vitesse d'écoulement pour protéger les berges contre l'érosion et contre le transport des sédiments qu'a déterminer le rehaussement du niveau d'eau produit en amont d'un barrage ou en projet de construction.

II.2. Classification des écoulements

Les écoulements a surface libre, comme les écoulements en charge, peuvent être permanentes ou non permanents. Dans un écoulement permanent, toutes les propriétés de l'écoulement, en particulier le débit, sont constantes dans le temps. En fait, un tel écoulement n'existe pas en pratique. Cependant, l'hypothèse de la permanence de l'écoulement est souvent retenue dans les conditions suivantes :

- 1- Par souci de simplification, l'ingénieur de place volontairement dans ce contexte idéal dans l'étape de conception ou de réhabilitations,
- 2- Dans certains cas, les propriétés de l'écoulement varient lentement de telle sorte que l'hypothèse de permanence est acceptable.

Quand le débit d'écoulement varie significativement dans le temps, l'écoulement est considéré non permanents. L'exemple typique est celui de la variation de débit dans une conduite d'égout ou dans une rivière en temps de pluie.

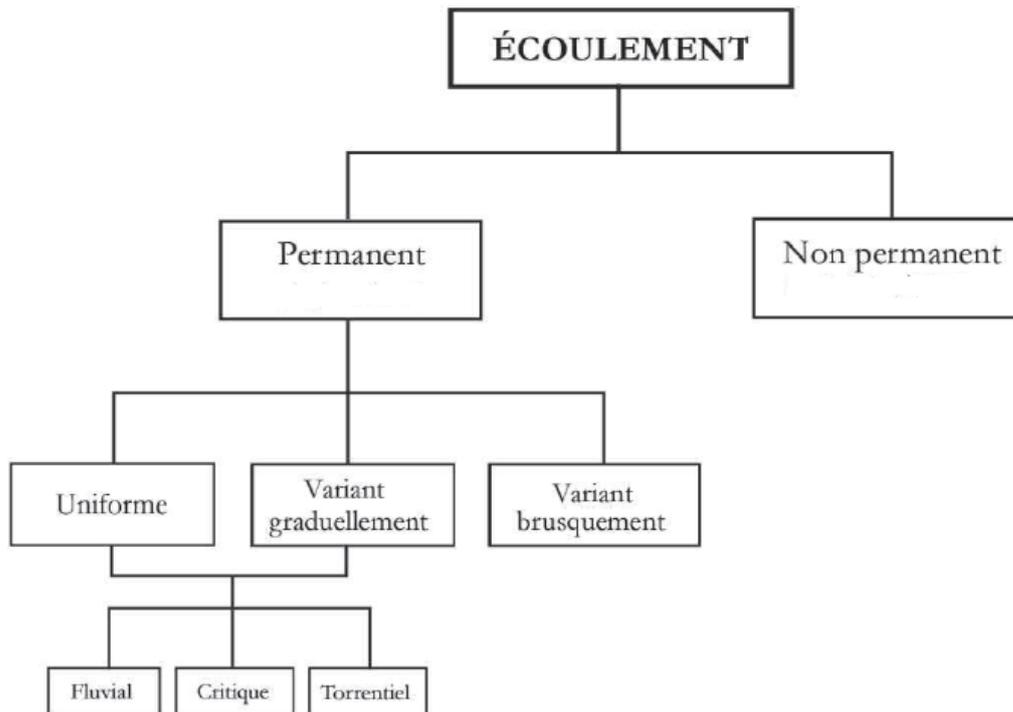
Dans un écoulement uniforme, la profondeur et la vitesse d'écoulement restent constantes sur une longue distance le long de l'écoulement. Il faut alors que toutes les propriétés géométriques et hydrauliques pertinentes restent constantes la longe de l'écoulement (pente, rugosité, largeur, ...). Il s'agit, la encore, d'un écoulement idéal qui, en tous rigueur, n'existe pas en pratique. L'hypothèse de l'écoulement uniforme est cependant souvent retenue soit par approximation soit dans un contexte de design.

Dans un écoulement variant graduellement, la profondeur et la vitesse d'écoulement varient graduellement le long de l'écoulement. Le cas typique est l'exhaussement du niveau d'eau en amont d'une conteneue. L'ingénieur est alors intéressé a connaître l'effet d'un niveau d'exploitation donne de la retenue su l'inondation des terres en amont.

Dans l'écoulement variant brusquement, la vitesse et le niveau varient d'une manière sensible et brusque sur une courte distance. L'exemple typique est celui du ressaut hydraulique qui se produit au passage d'un écoulement rapide à un écoulement lent dans le canal de fuite d'une centrale hydroélectrique.

Finalement, un écoulement uniforme ou variant graduellement peut encore être caractérisé selon son régime : il peut être fluvial, critique, ou torrentiel.

La figure (II.1) résume la classification des écoulements.



Figure(II.1) : la classification des écoulements.

II.3. Caractéristiques géométriques des écoulement a surface libre

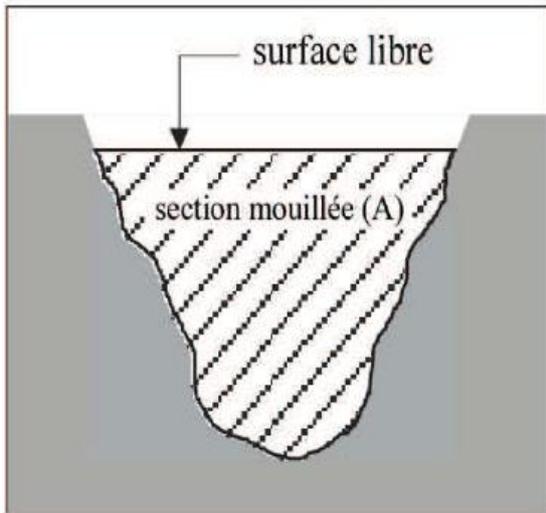
II.3.1. Section mouillée d'un canal

La section d'un canal est la section perpendiculaire à son axe. Si le canal est de forme cylindrique ou prismatique, comme tous les cas considérés ici, l'axe du canal est parallèle à la génératrice du cylindre ou aux arêtes du prisme.

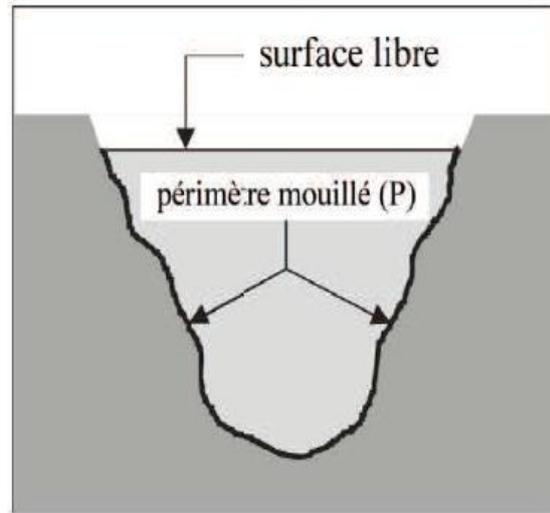
On appelle section mouillée A d'un canal la portion de la section du canal limitée par les parois du canal et la surface libre (figure II.2).

II.3.2. Périmètre mouillée d'un canal

On appelle périmètre mouillée P d'un canal, le périmètre de la section mouillée qui inclut les parois solides mais ne comprend pas la surface libre (figure II.3).



Figure(II.2) : Section mouillée d'un canal



Figure(II.3) : Périmètre mouillée d'un canal

II.3.3. Rayon hydraulique

On appelle rayon hydraulique R_H le quotient de l'aire de la section mouillée A et du périmètre mouillée P :

$$R_H = A/P$$

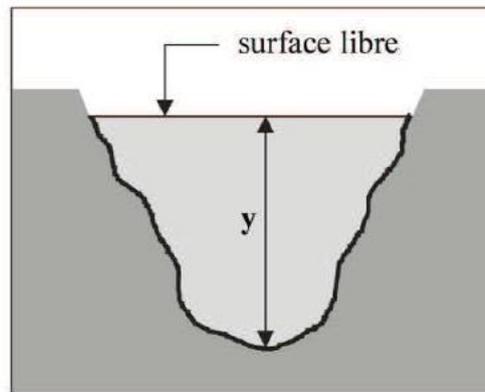
Pour une surface donnée d'écoulement, plus le périmètre mouillée et grand plus le rayon hydraulique est faible. Comme le périmètre mouillée est une mesure de la surface de contact sur laquelle se fait le frottement, on peut interpréter le rayon hydraulique comme un indice de la performance de la section d'écoulement.

Quand la section est circulaire, il ne faut pas confondre le rayon hydraulique avec le rayon de la conduite circulaire. Quand la conduite est pleine on a, d'après ($R_H = A/P$), la relation suivante entre le rayon hydraulique et le rayon de la conduite :

$$R_H = \pi R^2 / 2\pi R = R/2$$

II.3.4. Profondeur ou tirant d'eau

On appelle profondeur d'eau la hauteur d'eau au-dessus du point le plus bas de la section perpendiculaire à l'écoulement. On la dénote souvent par h ou y (figure II.4)



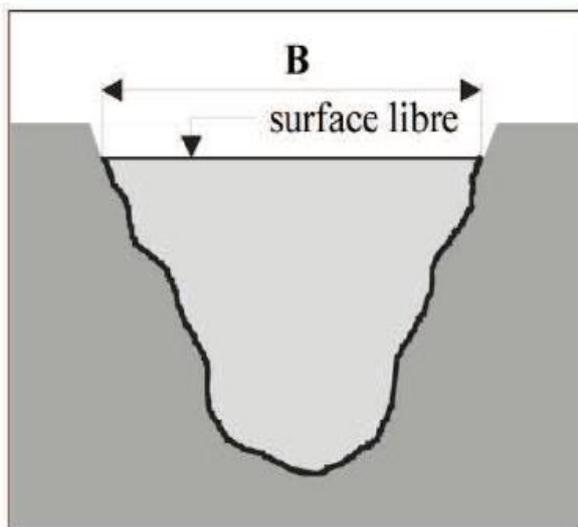
Figure(II.4) : profondeur d'eau

II.3.5. Largeur au plan d'eau

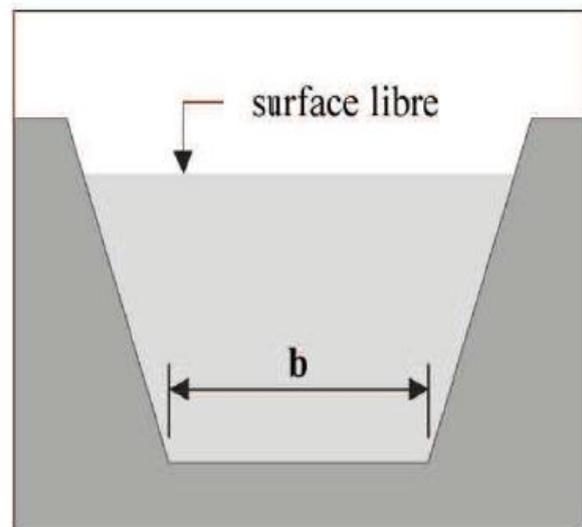
La largeur de la section mouillée a la surface libre est appelée largeur au plan d'eau. On la dénote généralement par B (figure II.5).

II.3.6. largeur au radier

La largeur de la section mouillée au niveau du fond de canal est appelée largeur au radier, représentée par b (figure II.6).



Figure(II.5) : Largeur au plan d'eau



Figure(II.6) : Largeur au radier

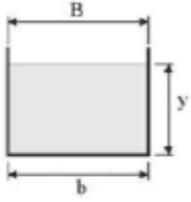
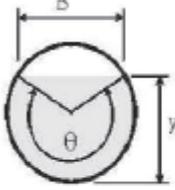
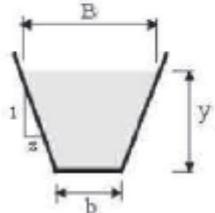
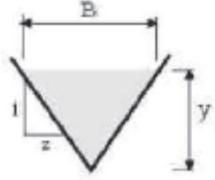
II.3.7. pente d'un canal

On définit la pente d'un canal comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport à l'horizontale. Comme cet angle est généralement très petit, la pente est, en pratique, numériquement égale à l'angle donne en radians.

II.3.8. Canal prismatique

Un canal prismatique est un canal dont la pente et la géométrie de la section restent constantes dans la direction longitudinale du canal. Lorsqu'une de ces conditions n'est pas respectée, le canal est dit non prismatique.

Tableau (II.1) :présente les caractéristiques géométriques des canaux prismatiques les plus fréquents en pratique.

Forme de la section	Section mouillée A	Périmètre mouillé P	Rayon Hydraulique R_H	Largeur B
<p>rectangulaire</p> 	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
<p>circulaire</p> 	$\frac{D^2}{8}(\theta - \sin\theta)$	$\frac{\theta D}{2}$	$\frac{D}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)$	$D \sin \frac{\theta}{2}$
<p>trapézoïdale</p> 	$(b+zy)y$	$b + 2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
<p>triangulaire</p> 	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$

II.4. Vitesses et pressions dans une section d'écoulement

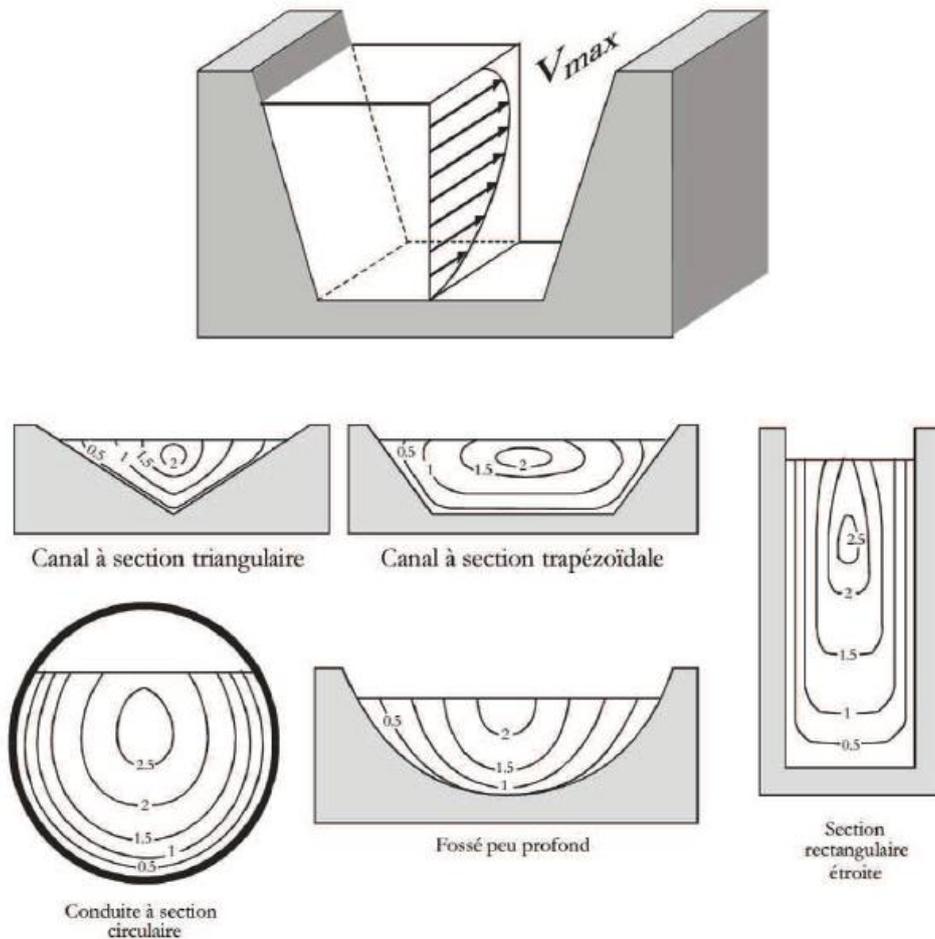
II.4.1. Répartition des vitesses

D'une manier générale, la vitesse d'écoulement est maximale au point le plus éloigné des parois ou la condition d'adhérence dicte une vitesse nulle. Ainsi pour un écoulement dans une conduite circulaire pleine, la vitesse est maximale au centre de la conduite. Dans un

écoulement à surface libre, la présence d'une surface en contact avec l'air modifie cette situation. L'air produit une résistance forte différente de celle des parois solides sur l'écoulement. Pour un écoulement a surface libre, le point ou la vitesse est maximale se trouve généralement en dessous de la surface libre.

Les courbes qui représentent les points d'égale vitesse dans la section transversale sont appelées isotaches.

La figure (II.7) montre les courbes isotaches pour les sections courantes.



Figure(II.7) : les courbes isotaches

En tout état de cause, on ignore volontairement en pratique cette variation de vitesse dans la section transversale pour travailler avec la vitesse moyenne :

$$V_{\text{moy}} = \int (v \cdot dS_m) / S_m = Q / S_m$$

Ou Q est le débit d'écoulement

S_m est la section mouillée.

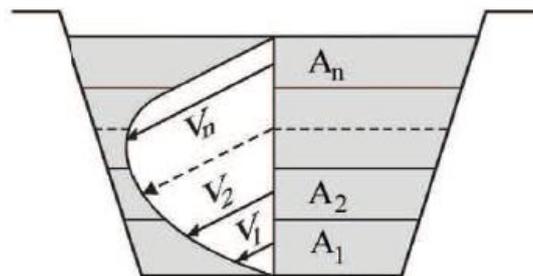
II.4.2. Répartition des pressions

La loi de l'hydrostatique nous apprend que pour un fluide de masse volumique ρ , au repos, la pression à une profondeur h se calcule par la relation :

$$P = \rho \cdot g \cdot h + P_{\text{atm}}$$

Pour un écoulement en charge, la loi de l'hydrostatique s'applique encore dans la direction perpendiculaire à l'écoulement tant qu'il n'y a pas de changement de direction (figure II.8) :

$$P_2 = P_1 + \rho \cdot g \cdot h$$



Figure(II.8) : répartition des pressions

II.5. Les différents types de Canaux :

II.5.1. Définition

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. L'étude hydraulique d'un canal se pose souvent aux ingénieurs sous la forme suivante : Pour une pente longitudinale de fond, il faut évacuer un certain débit; la forme et les dimensions du canal sont à déterminer.

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) les canaux naturels,
- 2) les canaux artificiels.

II.5.2. Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

II.5.3. Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés

hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

II.5.4. Géométrie des Canaux

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement.

Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau pouvant cependant varier, est appelé canal prismatique; sinon, on l'appelle canal non prismatique. A part les éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend également en considération les pentes longitudinales du canal, En l'occurrence:

- 1) la pente de fond du canal, I,
- 2) la pente piézométrique ou pente de la surface libre, J.

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible, peut être exprimée par :

$$I = \operatorname{tg} \theta = \sin \theta$$

θ : l'inclinaison de la pente.

II.6. Perte de charge dans un ESL

En mécanique des fluides, la perte de charge correspond à la dissipation, par frottements, de l'énergie mécanique d'un fluide en mouvement sous forme de chaleur.

Les lois de perte de charge font la distinction entre :

- les pertes de charges linéaires ;
- les pertes de charges singulières.

Cette énergie doit être compensée afin de permettre au liquide de se déplacer. On l'exprime couramment sous la forme d'une pression (on l'appelle aussi *delta P*), bien qu'elle soit en fait représentative d'une dissipation d'énergie et qu'elle apparaisse dans l'équation de Bernoulli comme une hauteur de colonne de fluide.

II.6.1. Définition

- Lorsque l'on est en présence de frottements, le théorème de Bernoulli ne s'applique plus et la charge n'est plus constante. On parle alors de perte de charge.
- On utilise dans ce cas le théorème de Bernoulli généralisé, qui s'écrit :

$$\frac{v_1^2}{2g} + z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \Delta h$$

- où le terme Δh représente la dissipation d'énergie (exprimée en mètres) entre le point 1 (en amont) et 2 (en aval de l'écoulement).
- Dans le cas d'un fluide incompressible, si la section du tuyau est constante, alors la vitesse est également constante. L'altitude z étant imposée par l'installation de la canalisation, on voit que la perte de charge se traduit par une diminution de pression.
- Une relation plus générale s'écrira :

$$\frac{v_1^2}{2g} + z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\Delta p}{\rho g}$$

- Où

$$\Delta P = \rho \cdot g \cdot \Delta h$$

II.6.2. Coefficient de frottement :Définition générale

Le coefficient de frottement, aussi appelé coefficient de Darcy-Weisbach ou coefficient de perte de charge régulière, est une grandeur sans dimensions représentant l'influence du type d'écoulement (laminaire ou turbulent) et de l'aspect de la conduite (lisse ou rugueux) sur la perte de charge. Selon l'équation de Darcy-Weisbach, le coefficient de frottement s'exprime de la façon suivante :

$$\Lambda = 2 \cdot \Delta P \cdot \frac{D_h}{L \cdot \rho \cdot v^2}$$

Cependant, dans la plupart des cas, la perte de charge Δp est inconnue et représente la donnée que l'on cherche à déterminer. C'est pourquoi le coefficient de frottement est déterminé à l'aide de corrélations afin de pouvoir en déduire la perte de charge.

$$\Delta P = \lambda \cdot \frac{L}{D_h} \cdot \frac{\rho \cdot v^2}{2}$$

II.6.2.1. Coefficient de frottement dans le cas d'un régime laminaire

Dans le cas d'un écoulement de Poiseuille, l'approximation conventionnelle du coefficient de frottement est définie par :

$$\Lambda = \frac{64}{Re}$$

Cette relation est applicable pour des nombres de Reynolds allant de zéro à 2 300

II.6.2.2. Coefficient de frottement dans le cas d'un régime turbulent

De façon générale, le coefficient de frottement peut être déterminé à l'aide de la loi universelle de Prandtl. Celle-ci se présente sous la forme d'une équation implicite et est valable pour un écoulement turbulent dans un conduit lisse (Prandtl-Von Karman, 1934) :

$$\frac{1}{\sqrt{\Lambda}} = 2 \cdot \log(Re \sqrt{\Lambda}) - 0,8$$

Pour des nombre de Reynolds allant de 4 000 à 100 000 on peut utiliser la corrélation de Blasius (1911): $\Lambda = 0,3164 \cdot Re^{-0,25}$

Pour les nombres de Reynolds allant de 2 300 à 4 000, il convient de prendre une valeur moyenne entre celles fournies par les deux formules ou d'utiliser un abaque, par exemple donnée dans le mémento des pertes de charge I.E IDEL'CIK traduit du russe par Mme M. MEURY.

II.6.3. Perte de charge singulière :

Les singularités hydrauliques sont présentes dans tous les réseaux. Il peut s'agir de coudes, clapets, vannes, chutes, changement de pente ou de section, entrée ou sortie d'un réservoir, grilles, branchements et bifurcation, regard ... toutes ces singularités sont responsables d'une dissipation d'énergie par turbulence qui affecte l'écoulement. Dans beaucoup de situations ou le

système hydraulique analyse est très étendu et les singularités hydrauliques sont modérées, les pertes de charge singulières peuvent être négligées par rapport aux pertes de charge linéaires par frottement. Dans d'autres situations, les pertes de charge singulières deviennent très importantes, voire même prépondérantes par rapport aux pertes de charge linéaires et ne peuvent plus être négligées.

En tout état de cause, les méthodes de calcul de ces pertes de charge singulières seront exposées. Une formule simple permettra de mesurer l'importance des pertes de charges singulières par rapport aux pertes de charge linéaire.

D'une manière générale, les pertes de charge singulières peuvent être estimées à l'aide de la formule suivante :

$$h_s = K \frac{V^2}{2g}$$

Ou encore, en remplaçant V par $4Q/\pi D^2$:

$$h_s = 0,0827 \cdot K \frac{Q^2}{D^4}$$

Ou

V est la vitesse moyenne dans la conduite,

D est le diamètre de la conduite,

K est une constante qui dépend du type de singularité.

Il existe parfois des différences notables entre les valeurs de K déclarées dans les différents ouvrages et manuels pour la même singularité. Ces différences peuvent s'expliquer principalement par la variation des dimensions et les variantes de fabrication.

II.7. Conclusion

Le contrôle et la gestion des écoulements à surface libre passe principalement par des connaissances fondamentale des principes et fondements de l'hydraulique a surface libre, le calcul de n'importe quel type documents prend en considération diverses paramètres a savoir. Le rayon hydraulique ; le périmètre moulet ; section moulet ;

Chapitre III

Les Ecoulements permanents uniformes

III.1.Introduction:

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 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 :

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

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.Equation de l'écoulement uniforme:

Soit I la pente du fond:

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

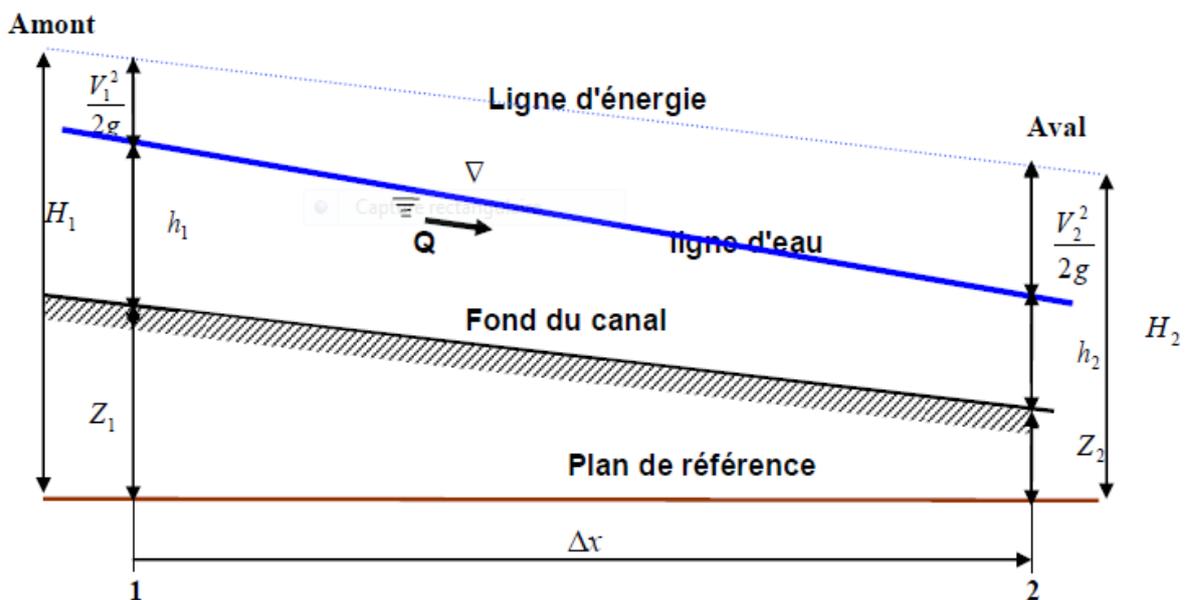
La pente de la surface libre est aussi égale à I car la profondeur d'eau est constante dans l'espace. Trois hypothèses doivent être satisfaites pour représenter de manière unique la charge en une section et la perte de charge entre deux sections:

- 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:

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

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



Figure(III.1): écoulement uniforme

Le théorème de Bernoulli exprime que dans un écoulement permanent d'un fluide parfait c.à.d 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:

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

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.

III .3.formules proposées par différents auteurs:

Plusieurs autres formules ont été dérivées mais elles ont connu une utilisation plutôt restreinte, car elles possédaient souvent une précision moindre que celle de Manning ou Kutter sans être plus simples. Les plus connues sont celles de Bazin (en 1897), Powell (en 1950). À cause de la variabilité observée de l'exposant du rayon hydraulique Rh (0,65 à 0,84), certains hydrauliciens ont essayé de décrire cet exposant. Ces formules sont plutôt présentées comme des cas particuliers. Elles sont rencontrées principalement dans le cas des conduites fermées comme celles des égouts.

L'écoulement uniforme peut aussi être estimé avec l'équation de Darcy--Weisbach avec le coefficient " f ".

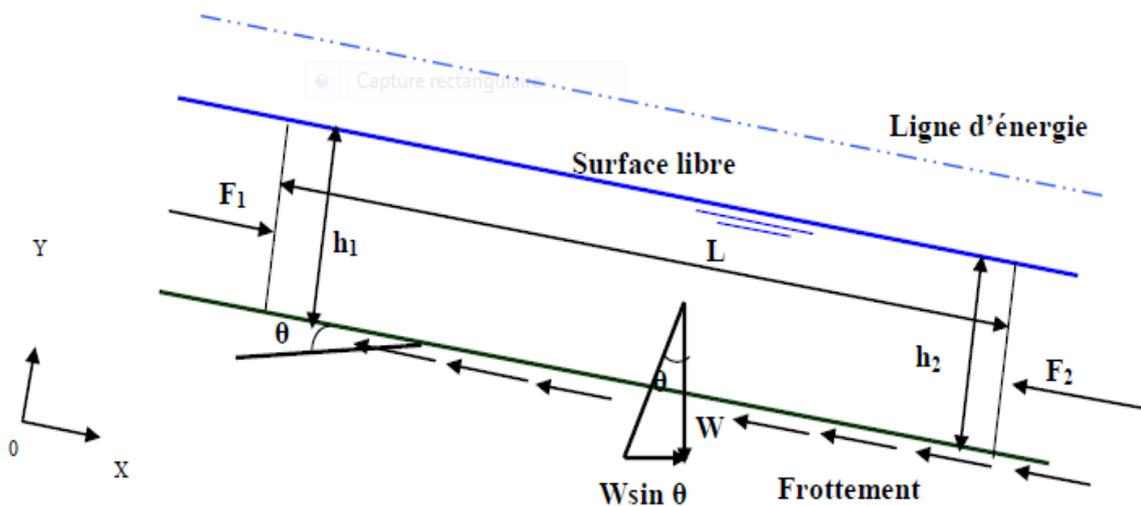


Figure (III.2): Equilibre des forces appliquées sur une portion d'écoulement permanent uniforme

L'équation de conservation de la quantité de mouvement selon (o,x) peut s'écrire:

$$F_1 - F_2 - \tau w PL + W \sin \theta = \rho QL (V_2 - V_1) \quad \rightarrow \text{III.4}$$

F_2 et F_1 Sont les forces de pression hydrostatique

Où:

τw : est la contrainte de cisaillement entre l'eau et le périmètre mouillé P le long de la distance L .

W : est le poids du volume d'eau considéré et θ est l'angle du canal par rapport à l'horizontale.

ρ : la masse volumique.

Si l'écoulement est uniforme h_1 et h_2 F_1 et F_2 Sont égaux, par conséquent F_1 et F_2 , Q_1 et Q_2 .

L'équation se simplifie alors en:

$$\tau_w = \frac{W}{PL} \sin \theta = \frac{\omega SL}{PL} \sin \theta = \frac{\omega S}{P} \sin \theta = \omega Rh \sin \theta \quad \rightarrow \text{III.5}$$

Où: S est la section droite d'écoulement et Rh est le rayon hydraulique ($Rh = S/P$)

Lorsque l'angle θ est petit, $\sin \theta = \tan \theta$ est égal à la pente I du canal. La relation précédente s'écrit finalement:

$$\tau_w = \omega Rh I \quad \rightarrow \text{III.6}$$

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

$$\tau_w = \lambda \rho \frac{v^2}{8} \quad \rightarrow \text{III.7}$$

λ : est un coefficient de frottement qui dépend de la rugosité du canal et du nombre de Reynolds de l'écoulement λ (n.Re).

III.3.1.Équation de Chézy:

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".

En portant l'équation (6) dans l'équation (7), on obtient l'équation de CHEZY:

$$V = C \sqrt{Rh I} \quad \rightarrow \text{III.8}$$

Où:

C : est le coefficient de Chézy égal

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \quad \rightarrow \text{III.9}$$

III.3.2.Formule de Manning:

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

$$C = \frac{\alpha Rh^{1/2}}{\eta} \quad \rightarrow \text{III.10}$$

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.

$$V = \frac{\alpha}{\eta} Rh^{2/3} I^{1/2} \quad \rightarrow \text{III.11}$$

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

$$Q = \frac{\alpha}{\eta} S Rh^{2/3} I^{1/2} \quad \rightarrow \text{III.12}$$

III.3.3. 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 I 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 $C = k$:

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad \rightarrow \text{III.13}$$

$$Q = K_s S R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad \rightarrow \text{III.14}$$

$$K_s = \frac{1}{\eta} \quad \rightarrow \text{III.15}$$

III.3.4. Formule de Darcy – Weisbach:

La formule de *Darcy – Weisbach* exprime la proportionnalité entre le gradient de la perte de charge J , la vitesse moyenne V de l'écoulement et le diamètre hydraulique $D_h = 4A/P = 4R_h$. Le facteur de proportionnalité étant le coefficient de frottement f . Le gradient J est inversement proportionnel à D_h et proportionnel au carré de la vitesse V : Parfois, pour les conduites d'égout, on utilise la forme de l'équation de Darcy-Weisbach suivante:

$$V = \sqrt{\frac{8g R_h I}{\lambda}} \quad \rightarrow \text{III.16}$$

Remarque:

Pour les sections de forme complexes, on procède à un découpage en sections plus simples et pour chaque sous section S_i on calcule, pour l'équation de Manning, un coefficient de débit K_i

$$K_i = \frac{a}{n_i} S_i R_{hi}^{2/3} \quad \rightarrow \text{III.17}$$

Ceci permet d'attribuer à chaque section un coefficient de frottement différent. Le débit total s'écrit alors:

$$Q = \sum K_i \sqrt{I} \quad \rightarrow \text{III.18}$$

III.3.5. formules universelles de perte de charge appliquées aux écoulements à surface libre:

Rappelons au préalable l'expression du nombre de Reynolds de l'écoulement dans un canal.

On sait que pour une canalisation de diamètre D on a:

$$Re = V.D / \nu$$

Dans le cas d'un canal de section circulaire ou demi circulaire, $D=4R_h$ puisque

$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{D}{4} \quad \text{Donc: } Re = 4 \frac{VR_h}{\nu} \quad \rightarrow \text{III.19}$$

Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à la manière dont le nombre de Reynolds pourrait intervenir dans le coefficient C de la formule de Chézy.

Remarquons que puisque:

$$C = \frac{1}{\sqrt{b_1}} \rightarrow \text{III.20}$$

$$\text{Et } \lambda = 8gb_1 \rightarrow \text{III.21}$$

Où: b_1 est la hauteur de la rugosité.

Le coefficient de Chézy est lié au coefficient adimensionnel de résistance λ par l'expression

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \rightarrow \text{III.22}$$

III.3.5.1. Formules de Thijssens (1949):

On retrouve les trois catégories d'écoulement suivant la valeur du nombre de Reynolds et le degré de la rugosité des parois :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} C = 18 \log \frac{3Re}{C} \\ C = 18 \log \frac{12}{v} Rh^{\frac{3}{2}} I^{1/2} \end{array} \right\} \rightarrow \text{III.23} \text{ parois lisses}$$

$$2) C = -18 \log \frac{12Rh}{\varepsilon} \rightarrow \text{III.24} \text{ parois rugueuses}$$

$$3) C = -18 \log \left[\frac{\varepsilon}{12Rh} + \frac{C}{3Re} \right] \rightarrow \text{III.25} \text{ zone de transition}$$

III.3.5.2. Formules de Powell (1950):

L'Américain Powell a proposé la formule suivante très voisine de celles de Thijssens:

$$1) C = 23 \log \frac{3.3Re}{C} \rightarrow \text{III.26} \text{ parois lisses.}$$

$$2) C = 23 \log \frac{Rh}{\varepsilon} \rightarrow \text{III.27} \text{ rugueuses.}$$

$$3) C = 23 \log \left[\frac{\varepsilon}{Rh} + \frac{C}{3.3Re} \right] \rightarrow \text{III.28} \text{ zone de transition.}$$

III.3.5.3. Formule de Crump (1956):

La formule de Crump est homologue à celle de Colebrook. En remplaçant le coefficient de Chézy par le coefficient de résistance λ et le rayon hydraulique moyen R_h par le nombre de Reynolds Re on obtient :

$$C = -\sqrt{23g} \log \left[0.0676 \frac{\varepsilon}{R_h} + \frac{0.222v}{R_h \sqrt{gIR_e}} \right] \rightarrow \text{III.29}$$

III.3.5.4. Formule de white-Colebrook:

Cette formule explicite le coefficient de Chézy :

$$C = 18 \log \frac{6R_h}{\varepsilon + \frac{\delta}{7}} \rightarrow \text{III.30}$$

ε : longueur caractérisant la rugosité des parois.

δ : Épaisseur de la couche limite (**m**)

Pour des parois rugueuses $\delta \approx 0$ et pour des parois lisses $\varepsilon \approx 0$

Ou: $\delta = \frac{12\nu}{\sqrt{gR_h I}}$ est l'épaisseur de la couche limite.

ν : Viscosité cinétique du liquide.

L'utilisation de ces formules rencontre bien des oppositions de la part de nombreux hydrauliciens qui leur préfèrent les formules de Bazin, Manning, Strickler, etc. Ils estiment en effet que l'emploi de ces formules « universelles » ne présentent pas d'avantages puisqu'en somme les coefficients de (Bazin); n (Manning) ou K (Strickler) des formules anciennes sont remplacés ici par ε dont le choix et la détermination ne sont plus commodes.

Il faut cependant faire remarquer que ces nouvelles formules présentent une structure plus conforme aux lois de la mécanique que les formules empiriques souvent établies d'après les résultats d'expériences faites dans un domaine assez limité et employées par la suite dans tous les cas possibles avec des extrapolations que ceux qui les utilisent ne soupçonnent même pas.

III. 4. l'écoulement critique:

Sur figure(III.3) on présente un exemple de diagramme d'énergie spécifique. L'écoulement critique apparaît lorsque l'énergie de l'écoulement est minimale. L'énergie spécifique E est définie comme la somme de la hauteur d'écoulement et de la hauteur de l'énergie cinétique, dans une section "S" soit:

$$E = h \cos \theta + a \frac{v^2}{2g} \rightarrow \text{III.31}$$

Si l'on considère que la pente I est faible donc: $\cos \theta = 1$ de plus $a = 1$, on obtient:

$$E = h + \frac{v^2}{2g} \rightarrow \text{III.32}$$

Elle peut se mettre sous forme d'une fonction: $f(E, Q, h) = 0$

$$E = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gS^2} \rightarrow \text{III.33}$$

On constate que l'énergie spécifique est minimale lorsque la hauteur d'écoulement est égale à $c h$ la hauteur critique. Cette valeur peut être obtenue par annulation de la dérivée de l'énergie spécifique par rapport à h .

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gS^3} \frac{dS}{dh} = 0 \rightarrow \text{III.34}$$

Sachant que:

$$dS = B(h) dh \quad \rightarrow \text{III.35}$$

L'équation devient:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{S^3}{B}, \quad \text{ou encore} \quad \frac{V^2}{2g} = \frac{S}{2B} \quad \rightarrow \text{III.36}$$

En définissant la profondeur hydraulique **D** comme le rapport de l'aire de la section sur la largeur au miroir $D = S/B$

$$\text{On obtient: } \frac{V}{\sqrt{gD}} = I = F_r \quad \rightarrow \text{III.37}$$

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

III.4.1. Hauteur critique:

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

$$S = b \cdot h_c \quad \text{et} \quad B = b$$

$$\text{D'où: } \frac{Q^2}{g} = \frac{b^2 h_c^3}{b} \quad \text{donc: } h_c = \left(\frac{Q^2}{g b^2} \right)^{1/3} \quad \rightarrow \text{III.38}$$

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

III.4.2. 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:

$$I_c = \frac{c^2 Q^2}{a^2 S_c^2 R_{hc}^{4/3}} \quad \rightarrow \text{III.39}$$

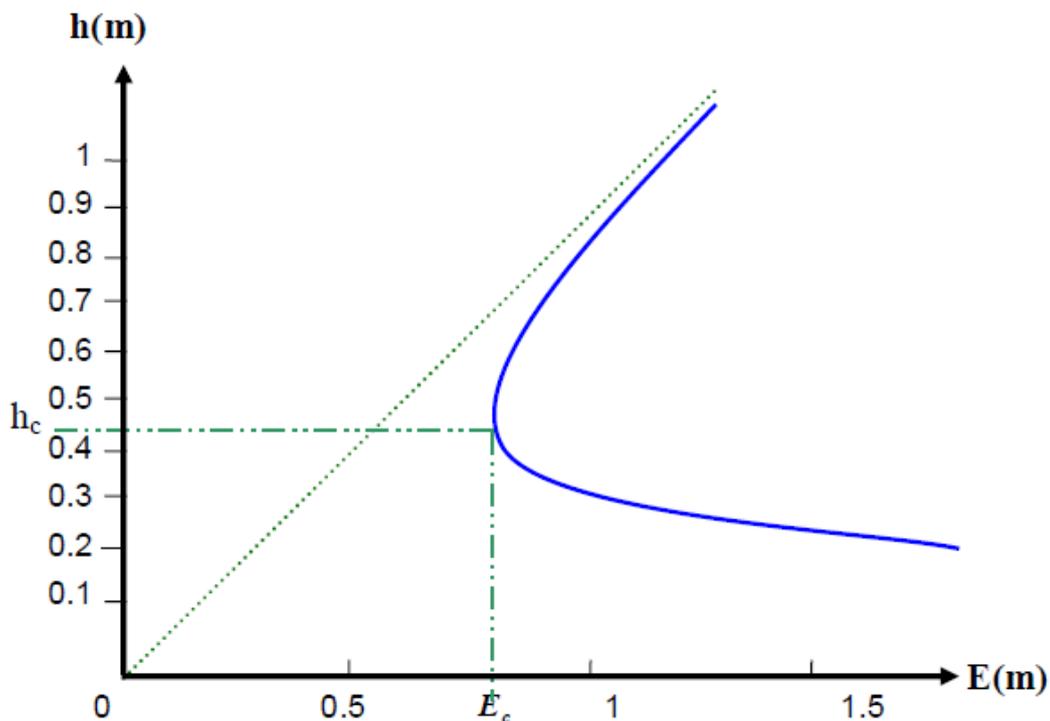
III.5.calcul de la hauteur normale:

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.



Figure(III.3): Diagramme d'énergie spécifique

Chapitre IV

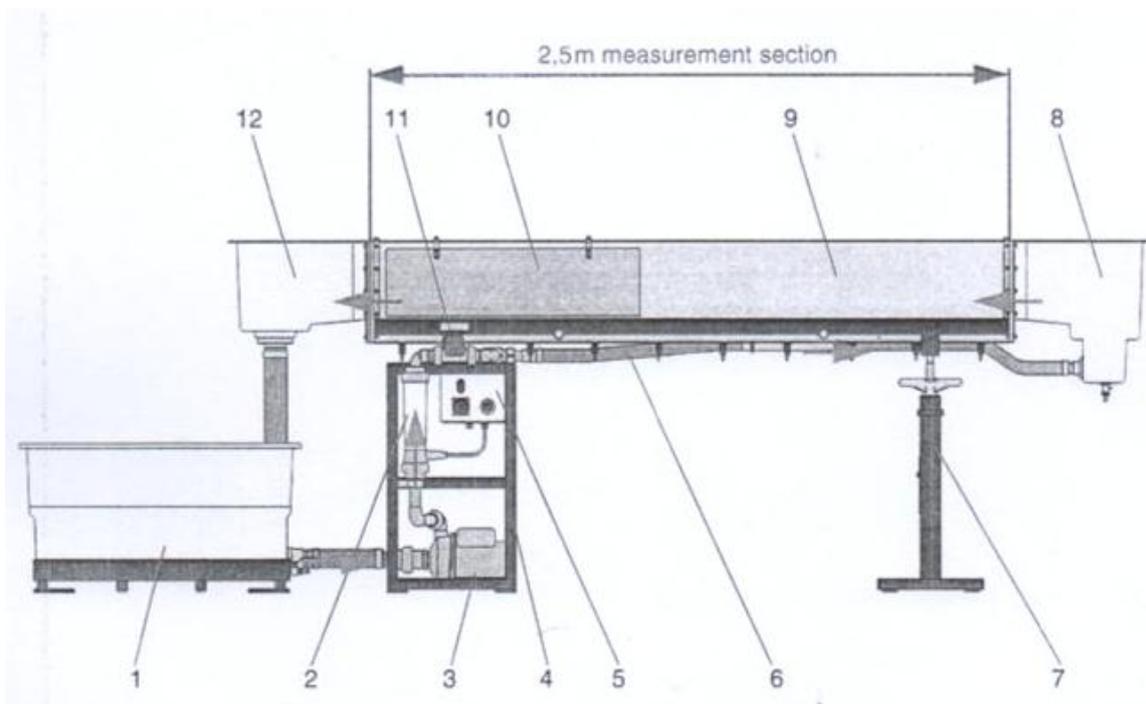
Application et discussions des résultats.

IV.1. écoulement uniforme

IV.1.1 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 utilisées dans ce travail.

IV.1.2. Plan du canal :

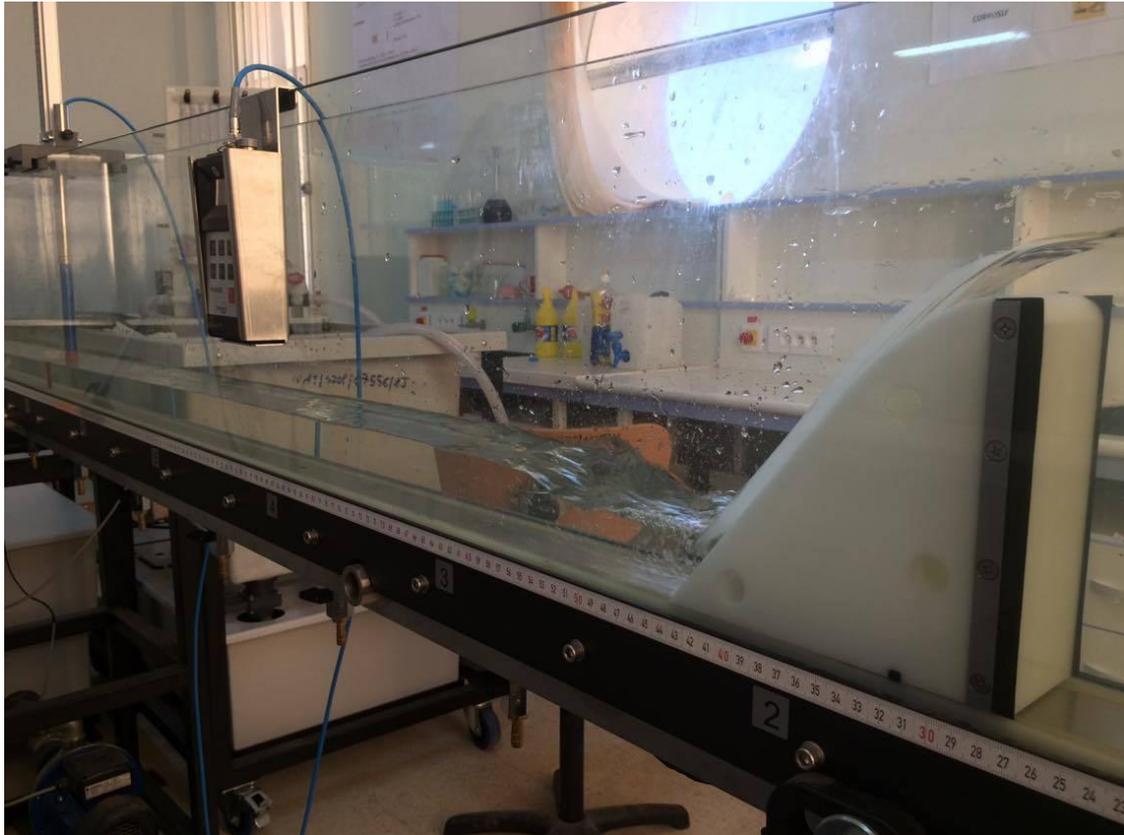


1	Réservoir d'eau	7	Flottant montage avec réglage d'inclination
2	débitmètre	8	Section d'entrée
3	Pompe	9	Section intermédiaires
4	Fixe Monte	10	Board de la grille
5	Chamber de control	11	Soupape de debit
6	Line de tuyaux	12	Section de sortie

Figure(IV.1): plan de canal

IV.1.3. Description de canal

C'est un canal de forme rectangulaire a plusieurs pente I ,de 2.5 m de longueur et un largeur constante= 8.55 cm elle relie avec un pompe électrique elle commence a travailler après de broncher la prise et en cliquant sur bouton ON dans la chambre de contrôle , la pompe elle commence a pomper l'eau et envoyer vers la ligne de tuyau a la section d'entrer qui permettre de passe l'eau directement dans le canal après ca l'eau elle revient a la réservoir .



Figure(IV.2) : photo du canal

IV.1.4. 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)

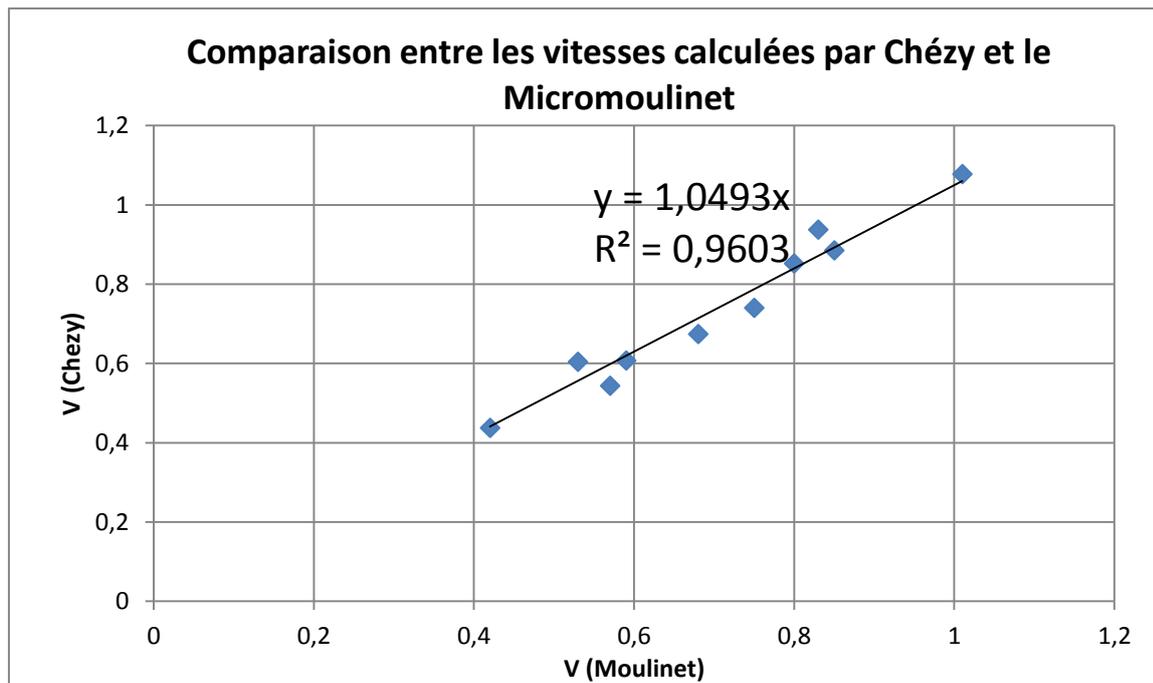
2) La vitesse $V2 = Q/S$

3) en fin pour valider on utilise l'équation de Chézy (ou Manning) avec : $V3 = K * Rh^{3/2} * I^{1/2}$
et $k=100$

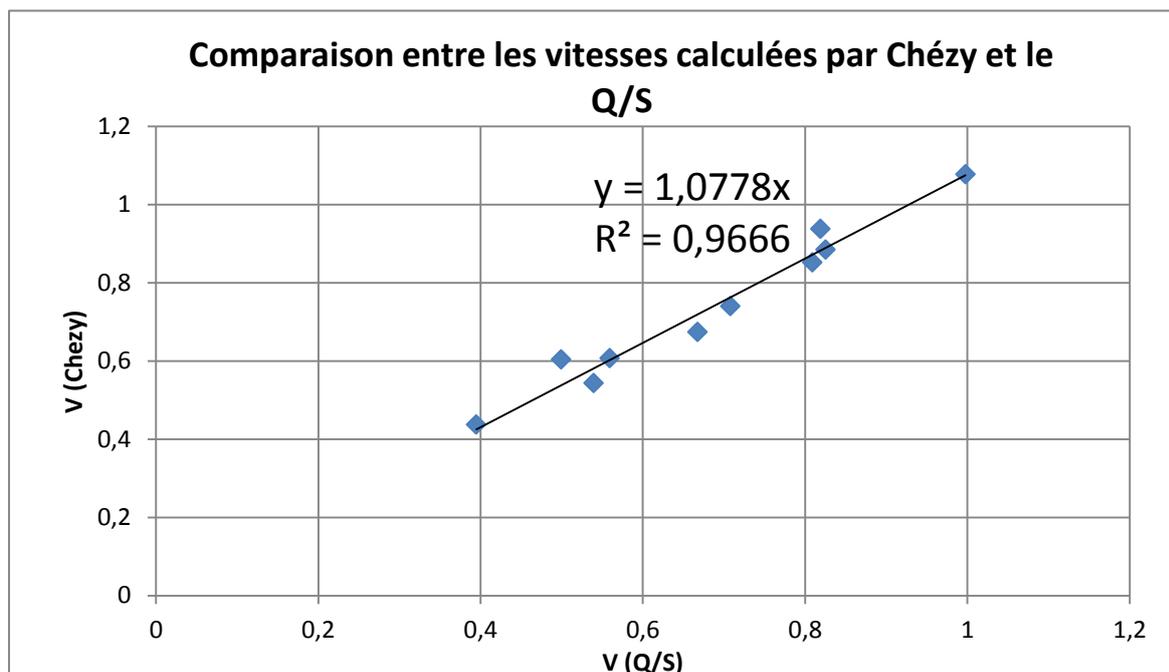
Tableau(IV.1) : les étapes de calcul de la vitesse par l'équation de Chézy

H (m)	B (m)	S (m ²)	P (m)	Rh	Q m ³ /s	I	V1 m/s	V2 m/s	V3 m/s	Rh ^{2/3}	I ^{1/2}
0,008	0,0855	0,000684	0,1015	0,0067	0,00027	0,015	0,42	0,39	0,43	0,035677	0,12247
0,013	0,0855	0,001111	0,1115	0,0099	0,00055	0,017	0,53	0,50	0,60	0,046318	0,13038
0,018	0,0855	0,001539	0,1215	0,0126	0,00083	0,01	0,57	0,54	0,54	0,054338	0,1
0,023	0,0855	0,001966	0,1315	0,0149	0,0011	0,01	0,59	0,56	0,60	0,060698	0,1
0,018	0,0855	0,001539	0,1215	0,0126	0,00127	0,0265	0,85	0,83	0,88	0,054338	0,1627
0,02	0,0855	0,00171	0,1255	0,0136	0,0014	0,027	0,83	0,82	0,93	0,057047	0,1643
0,024	0,0855	0,002052	0,1335	0,0153	0,0016	0,019	0,80	0,80	0,85	0,061820	0,1378
0,034	0,0855	0,002907	0,1535	0,0189	0,0019	0,009	0,68	0,66	0,67	0,071048	0,0948
0,038	0,0855	0,003249	0,1615	0,0201	0,0023	0,01	0,75	0,70	0,73	0,073969	0,1
0,034	0,0855	0,002907	0,1535	0,0189	0,0029	0,023	1,01	0,99	1,07	0,071048	0,1516

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.3): Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Micro moulinet



Figure(IV.4) : Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Q/S
 On constate une très bonne corrélation entre les vitesses expérimentales (micro moulinet et Q/S) et celles théoriques (Chézy), $V_{chézy} = A V_{Exp}$ 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.écoulement non uniforme

IV.2.1. Introduction

L'équation de Chézy, est démontrée pour un écoulement uniforme est souvent utilisée dans les canaux des écoulements non uniforme (!)

Dans cette partie, on cherche une équation qui peut nous donner la vitesse dans un écoulement graduellement varié, et lorsque l'écoulement est uniforme cette formule doit rester applicable (devienne l'équation de Chézy).

Trois famille de formules ont été testés, deux parmi les trois contiennent des sous famille ce qui fait 5 équations en gros.

IV.2.2. Description du protocole expérimental

Nous avons fixé la pente I et le débit Q après on a calculé la pente avec le niveau topographique ; et on fait la lecture de débitmètre ; après on a mesuré trois hauteurs h1 ; h2 ; et h3 (entre h1 et h2 on a 50 Cm) après on a calculé la pente de la surface d'eau J aussi avec le niveau topographique ; en fin on fait la lecture de la vitesse V avec le micro moulinée et on mentionne tous ça dans un tableau (tableau IV.2)

Après on calcule les vitesses dans chaque hauteurs par la méthode suivante:

$$V_1=Q/S$$

(Tableau IV.2) : les mesures et les valeurs

I	J	Q	h			Vm			V exp		
1,8	0,3	2	5,2	6,3	7,3	0,11	0,13	0,15	0,12495627	0,1031385	0,08900994
1,8	-0,4	3	5,8	6,8	8	0,19	0,17	0,14	0,16804463	0,14333219	0,12183236
1,8	-0,4	5	6,9	8	9,1	0,27	0,25	0,23	0,23542485	0,20305393	0,17850895
-0,7	-0,2	1,9	10,9	10,1	9,3	0,05	0,6	0,7	0,05663156	0,06111722	0,06637462
-0,7	-0,3	3	11,6	10,75	9,95	0,09	0,1	0,11	0,08402232	0,09066594	0,09795567
-0,7	-0,05	5,2	12,8	12	11,1	0,15	0,16	0,17	0,13198506	0,14078406	0,15219898
2,2	-0,3	1,8	4,6	5,8	7	0,15	0,12	0,09	0,12712942	0,10082678	0,08354219
2,2	-0,2	3	5,4	6,6	7,8	0,2	0,18	0,15	0,18049238	0,14767559	0,12495627
2,2	-0,5	5,1	6,4	7,75	8,95	0,3	0,26	0,22	0,25889376	0,21379614	0,18513073
-1,9	0,2	2	4,9	4	3,1	0,13	0,19	0,25	0,13260665	0,16244314	0,20960406
-1,9	0,3	3	5,7	4,7	3,7	0,17	0,25	0,31	0,17099278	0,20737423	0,26342132
-1,9	0,5	5	6,8	5,8	4,8	0,28	0,31	0,39	0,23888698	0,28007439	0,33842322
-1	0,1	1	3	2,5	2	0,12	0,16	0,22	0,10829543	0,12995452	0,16244314
-1	0,15	1,5	3,4	2,9	2,4	0,16	0,2	0,25	0,14333219	0,16804463	0,20305393
-1	0,2	2	3,9	3,2	2,7	0,18	0,23	0,29	0,16660835	0,20305393	0,24065651
-0,5	0,9	1,3	3	2,5	2	0,16	0,21	0,26	0,14078406	0,16894087	0,21117609
-0,5	0,4	1,5	2,65	2,15	1,65	0,21	0,26	0,31	0,1838979	0,22666485	0,29535117
-0,4	0,6	1,9	3,5	3	2,5	0,2	0,24	0,28	0,17636684	0,20576132	0,24691358
-0,4	0,6	3	4,1	3,6	3,1	0,27	0,32	0,37	0,23772168	0,27073857	0,31440609
-0,4	0,4	1	2,7	2,3	1,9	0,15	0,19	0,25	0,12032826	0,14125491	0,17099278
-0,9	0,5	5	5	5,6	4,9	0,33	0,38	0,42	0,32488629	0,29007704	0,33151662
-0,9	0,1	4	4,9	4,4	3,9	0,3	0,35	0,4	0,2652133	0,29535117	0,33321671
-0,9	0,1	3	4,4	3,9	3,4	0,27	0,31	0,35	0,22151338	0,24991253	0,28666437
-1,5	0,5	2	5	4	3	0,15	0,19	0,25	0,12995452	0,16244314	0,21659086
-1,5	0,5	4	6,3	5,3	4,3	0,26	0,29	0,34	0,20627701	0,2451972	0,3022198
-1,5	0,7	6	7,4	6,3	5,2	0,34	0,37	0,41	0,26342132	0,30941551	0,3748688

IV.2.3. Recherche du model représentatif

Afin de limiter les méthodes probable pour calculer la vitesse moyenne on opte pour quelques modèles qui se comprennent du modèle uniforme à savoir :

1: $V = K \cdot R_h^A \cdot I^B \cdot J^C$ (Avec $K=100$) et (A,B,C sont des coefficients de notre choix)

2: $V = K \cdot R_h^A \cdot (I-J)^B$

3: $V = K \cdot R_h^A \cdot (J-I)^B$

4: $V = K \cdot R_h^A \cdot (2I-J)^B$

5: $V = K \cdot R_h^A \cdot (J-2I)^B$

Et chaque équation a des inconvénients :

1 er si I ou J égale a 0 la vitesse sera 0 (erreur)

2 eme si $J > I$ la vitesse sera négatif (erreur)

3 eme si $I > J$ la vitesse sera négatif (erreur)

4 eme si $(2I-J) < 0$ la vitesse sera négatif (erreur)

5eme si $(J-2I) < 0$ la vitesse sera négatif (erreur)

Alors en fin nous avons 3 vitesses $V_{moulinée}$; V_1 ; et V_2

On fait la comparaison entre (V_m et V_2) ; et entre (V_1 et V_2)

$$1^{\text{er}} \text{ équation : } V = K \cdot R_h^A \cdot I^B \cdot J^C$$

Dans cette équation nous avons pas trouver des coefficient qui nous aide a calculer la vitesse parce qu'on a trouver plusieurs problème :

Si I ou J =0 la vitesse est nulle (ce n'est pas logique)

Si I ou J <0 la vitesse est négatif (ce n'est pas logique)

(Tableau IV.3) :pour h1

I	J	Q	H1	Vm1	Rh	V exp	A	B	C	V th
1,8	-0,3	2	5,2	0,11	0,02346174	0,12495627	0,5	1,5	2	3,3291E-07
1,8	-0,4	3	5,8	0,19	0,02461042	0,16804463	0,5	1,5	2	6,0616E-07
1,8	-0,4	5	6,9	0,27	0,02639597	0,23542485	0,5	1,5	2	6,2777E-07
-0,7	-0,2	1,9	10,9	0,05	0,03070675	0,05663156	0,5	1,5	2	0,00024533
-0,7	-0,3	3	11,6	0,09	0,0312378	0,08402232	0,5	1,5	2	0,00037116
-0,7	-0,05	5,2	12,8	0,15	0,03204685	0,13198506	0,5	1,5	2	6,2656E-05
2,2	-0,3	1,8	4,6	0,15	0,02215775	0,12712942	0,5	1,5	2	4,3716E-07
2,2	-0,2	3	5,4	0,2	0,02386047	0,18049238	0,5	1,5	2	2,0162E-07
2,2	-0,5	5,1	6,4	0,3	0,02562998	0,25889376	0,5	1,5	2	1,306E-06
-1,9	0,2	2	4,9	0,13	0,02283106	0,13260665	0,5	1,5	2	-0,0005741
-1,9	0,3	3	5,7	0,17	0,02442857	0,17099278	0,5	1,5	2	-0,0008908
-1,9	0,5	5	6,8	0,28	0,02624831	0,23888698	0,5	1,5	2	-0,0015391
-1	0,1	1	3	0,12	0,01762887	0,10829543	0,5	1,5	2	-0,0001327
-1	0,15	1,5	3,4	0,16	0,01893811	0,14333219	0,5	1,5	2	-0,0002064
-1	0,2	2	3,9	0,18	0,0203945	0,16660835	0,5	1,5	2	-0,0002856
-0,5	0,9	1,3	3	0,16	0,01762887	0,14078406	0,5	1,5	2	-0,0005974
-0,5	0,4	1,5	2,65	0,21	0,01635921	0,1838979	0,5	1,5	2	-0,0002558
-0,9	0,6	1,9	3,5	0,2	0,01924437	0,17636684	0,5	1,5	2	-0,0007491
-0,4	0,6	3	4,1	0,27	0,02092836	0,23772168	0,5	1,5	2	-0,0003472
-0,4	0,4	1	2,7	0,15	0,01654839	0,12032826	0,5	1,5	2	-0,0002058
-0,9	0,5	5	5	0,33	0,02304582	0,32488629	0,5	1,5	2	-0,0006831
-0,9	0,1	4	4,9	0,3	0,02283106	0,2652133	0,5	1,5	2	-0,0001359
-0,9	0,1	3	4,4	0,27	0,021683	0,22151338	0,5	1,5	2	-0,0001325
-1,5	0,5	2	5	0,15	0,02304582	0,12995452	0,5	1,5	2	-0,0011385
-1,5	0,5	4	6,3	0,26	0,02546809	0,20627701	0,5	1,5	2	-0,0011969
-1,5	0,7	6	7,4	0,34	0,02709636	0,26342132	0,5	1,5	2	-0,0017284

2^{ème} équation : $V = K \cdot R_h^A \cdot (I-J)^B$

(Tableau IV.3): Pour h_1

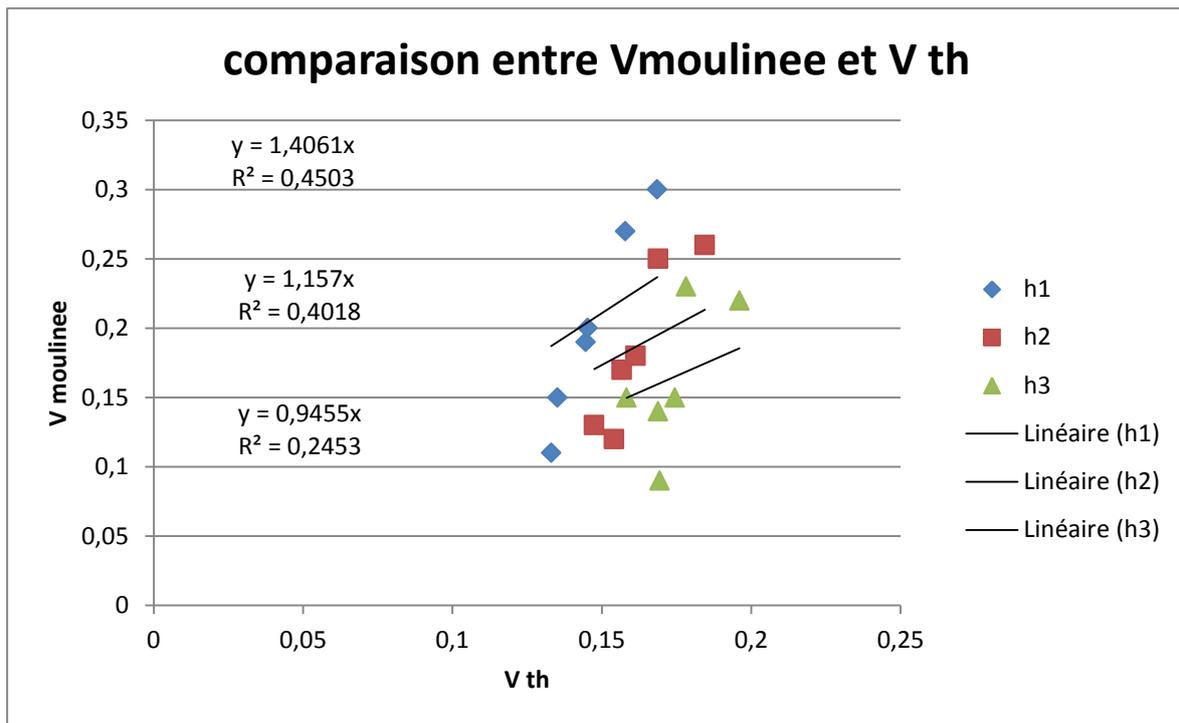
I	J	Q	H ₁	V _m	R _h	V _{exp}	A	B	I-J	V _{th}
1,8	-0,3	2	5,2	0,11	0,02346174	0,12495627	1,25	0,5	2,1	0,13306381
1,8	-0,4	3	5,8	0,19	0,02461042	0,16804463	1,25	0,5	2,2	0,14458065
1,8	-0,4	5	6,9	0,27	0,02639597	0,23542485	1,25	0,5	2,2	0,15780961
-0,7	-0,2	1,9	10,9	0,05	0,03070675	0,05663156	1,25	0,5	-0,5	#####
-0,7	-0,3	3	11,6	0,09	0,0312378	0,08402232	1,25	0,5	-0,4	#####
-0,7	-0,05	5,2	12,8	0,15	0,03204685	0,13198506	1,25	0,5	-0,65	#####
2,2	-0,3	1,8	4,6	0,15	0,02215775	0,12712942	1,25	0,5	2,5	0,13516897
2,2	-0,2	3	5,4	0,2	0,02386047	0,18049238	1,25	0,5	2,4	0,14527947
2,2	-0,5	5,1	6,4	0,3	0,02562998	0,25889376	1,25	0,5	2,7	0,16850669

(Tableau IV.4): Pour h_2

I	J	Q	H	V _m	R _h	V _{exp}	A	B	I-J	V _{th}
1,8	-0,3	2	6,3	0,13	0,02546809	0,1031385	1,25	0,5	2,1	0,1474365
1,8	-0,4	3	6,8	0,17	0,02624831	0,14333219	1,25	0,5	2,2	0,15670684
1,8	-0,4	5	8	0,25	0,02786151	0,20305393	1,25	0,5	2,2	0,16883679
-0,7	-0,2	1,9	10,1	0,6	0,03003652	0,06111722	1,25	0,5	-0,5	#####
-0,7	-0,3	3	10,75	0,1	0,03058652	0,09066594	1,25	0,5	-0,4	#####
-0,7	-0,05	5,2	12	0,16	0,03152074	0,14078406	1,25	0,5	-0,65	#####
2,2	-0,3	1,8	5,8	0,12	0,02461042	0,10082678	1,25	0,5	2,5	0,15412349
2,2	-0,2	3	6,6	0,18	0,02594483	0,14767559	1,25	0,5	2,4	0,1613129
2,2	-0,5	5,1	7,75	0,26	0,02755198	0,21379614	1,25	0,5	2,7	0,18444751

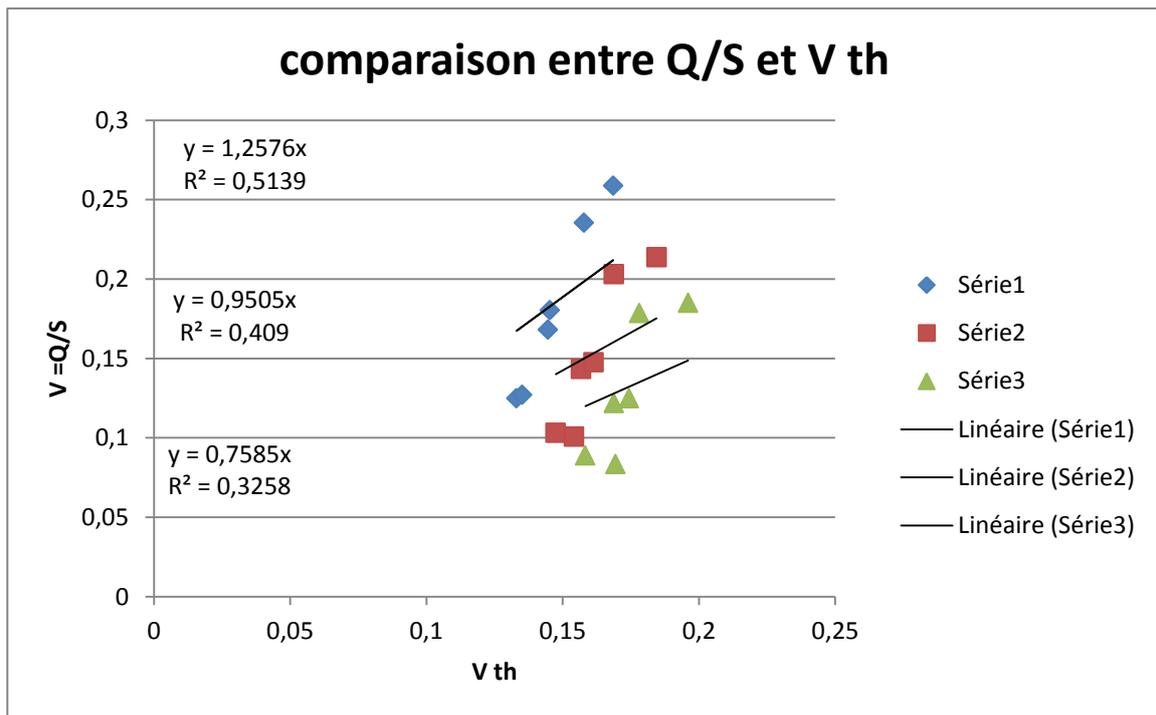
(Tableau IV.5): Pour h_3

I	J	Q	H	V _m	R _h	V _{exp}	A	B	I-J	V _{th}
1,8	-0,3	2	7,3	0,15	0,02696112	0,08900994	1,25	0,5	2,1	0,15831867
1,8	-0,4	3	8	0,14	0,02786151	0,12183236	1,25	0,5	2,2	0,16883679
1,8	-0,4	5	9,1	0,23	0,02908598	0,17850895	1,25	0,5	2,2	0,17816237
-0,7	-0,2	1,9	9,3	0,7	0,02928729	0,06637462	1,25	0,5	-0,5	#####
-0,7	-0,3	3	9,95	0,11	0,02990246	0,09795567	1,25	0,5	-0,4	#####
-0,7	-0,05	5,2	11,1	0,17	0,03086341	0,15219898	1,25	0,5	-0,65	#####
2,2	-0,3	1,8	7	0,09	0,02654102	0,08354219	1,25	0,5	2,5	0,16938191
2,2	-0,2	3	7,8	0,15	0,02761491	0,12495627	1,25	0,5	2,4	0,17439543
2,2	-0,5	5,1	8,95	0,22	0,028931	0,18513073	1,25	0,5	2,7	0,19605875



(Figure IV.5): comparaison entre V moulinée et V expérimental

Le moulinet été placé dans le centre de la section (un peu vers le haut) donc c'est la vitesse maximale qui a été prélevée.



(Figure IV.6): comparaison entre $V=Q/S$ et V_{th}

Pour la vitesse moyenne une très bonne corrélation existe entre la vitesse calculée par la nouvelle formule, l'inconvénient c'est que c'est une relation linéaire qui ne passe pas par l'origine.

Il est difficile de mettre une telle formule sur le pratique pourtant le coefficient de corrélation est d'environ 72% jusqu'à 98%

L'inconvénient majeur de cette formule c'est lorsque l'écoulement est uniforme $I=J$ on aura une vitesse nulle, ce n'est pas logique

3^{eme} equation: $V = K \cdot R_h^A \cdot (J-I)^B$

(Tableau IV.6): Pour h_1

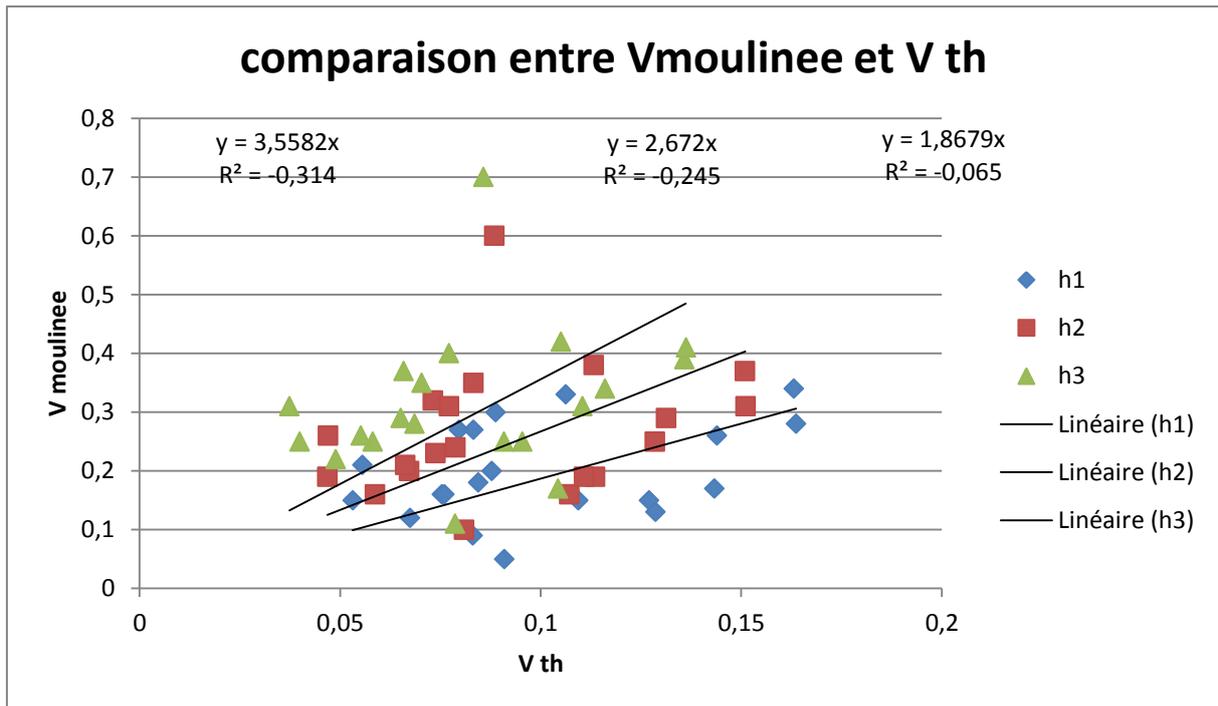
I	J	Q	H	Vm	Rh	V exp	A	B	J-I	V th
-0,7	-0,2	1,9	10,9	0,05	0,03070675	0,05663156	1,25	0,5	0,5	0,09089236
-0,7	-0,3	3	11,6	0,09	0,0312378	0,08402232	1,25	0,5	0,4	0,08305781
-0,7	-0,05	5,2	12,8	0,15	0,03204685	0,13198506	1,25	0,5	0,65	0,10931717
-1,9	0,2	2	4,9	0,13	0,02283106	0,13260665	1,25	0,5	2,1	0,1286078
-1,9	0,3	3	5,7	0,17	0,02442857	0,17099278	1,25	0,5	2,2	0,14324647
-1,9	0,5	5	6,8	0,28	0,02624831	0,23888698	1,25	0,5	2,4	0,16367496
-1	0,1	1	3	0,12	0,01762887	0,10829543	1,25	0,5	1,1	0,06737159
-1	0,15	1,5	3,4	0,16	0,01893811	0,14333219	1,25	0,5	1,15	0,07533898
-1	0,2	2	3,9	0,18	0,0203945	0,16660835	1,25	0,5	1,2	0,08442709
-0,5	0,9	1,3	3	0,16	0,01762887	0,14078406	1,25	0,5	1,4	0,07600541
-0,5	0,4	1,5	2,65	0,21	0,01635921	0,1838979	1,25	0,5	0,9	0,05550397
-0,9	0,6	1,9	3,5	0,2	0,01924437	0,17636684	1,25	0,5	1,5	0,08778602
-0,4	0,6	3	4,1	0,27	0,02092836	0,23772168	1,25	0,5	1	0,07960108
-0,4	0,4	1	2,7	0,15	0,01654839	0,12032826	1,25	0,5	0,8	0,05308717
-0,9	0,5	5	5	0,33	0,02304582	0,32488629	1,25	0,5	1,4	0,10624397
-0,9	0,1	4	4,9	0,3	0,02283106	0,2652133	1,25	0,5	1	0,08874781
-0,9	0,1	3	4,4	0,27	0,021683	0,22151338	1,25	0,5	1	0,08320495
-1,5	0,5	2	5	0,15	0,02304582	0,12995452	1,25	0,5	2	0,12698583
-1,5	0,5	4	6,3	0,26	0,02546809	0,20627701	1,25	0,5	2	0,14388329
-1,5	0,7	6	7,4	0,34	0,02709636	0,26342132	1,25	0,5	2,2	0,16306097

(Tableau IV.7): Pour h_2

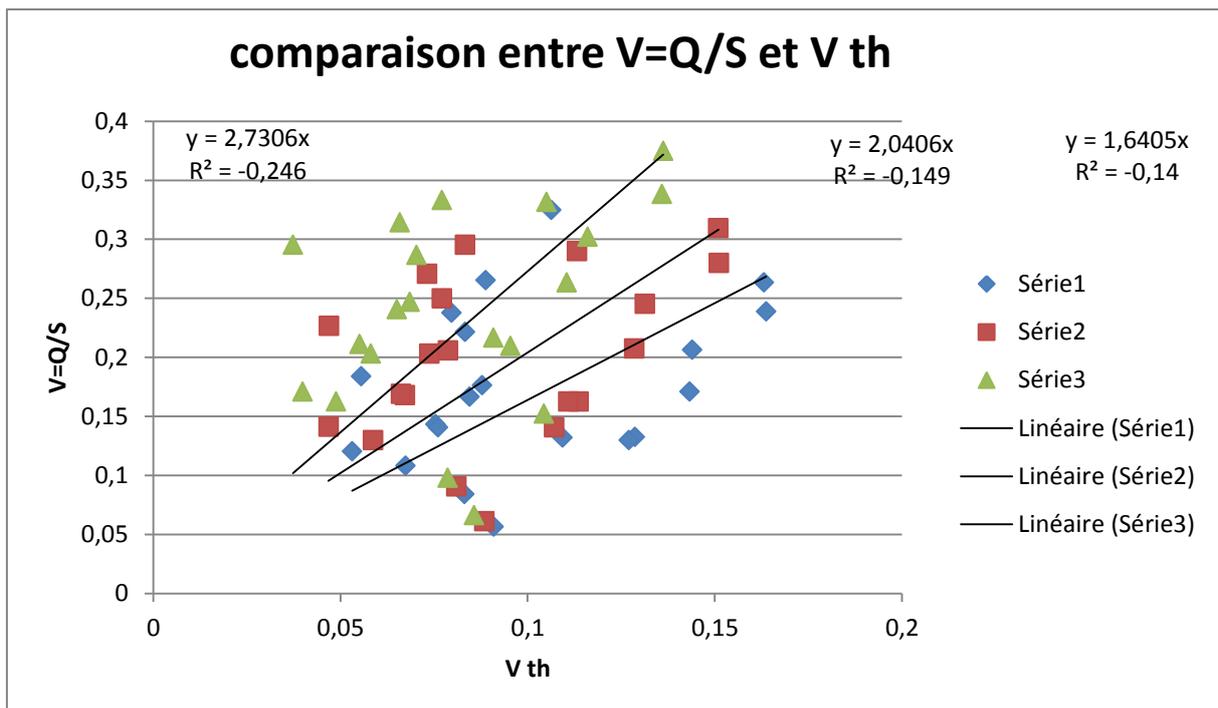
I	J	Q	H	Vm	Rh	V exp	A	B	J-I	V th
-0,7	-0,2	1,9	10,1	0,6	0,03003652	0,06111722	1,25	0,5	0,5	0,0884193
-0,7	-0,3	3	10,75	0,1	0,03058652	0,09066594	1,25	0,5	0,4	0,0808989
-0,7	-0,05	5,2	12	0,16	0,03152074	0,14078406	1,25	0,5	0,65	0,10707847
-1,9	0,2	2	4	0,19	0,02066465	0,16244314	1,25	0,5	2,1	0,11353893
-1,9	0,3	3	4,7	0,25	0,02238719	0,20737423	1,25	0,5	2,2	0,12844309
-1,9	0,5	5	5,8	0,31	0,02461042	0,28007439	1,25	0,5	2,4	0,15100956
-1	0,1	1	2,5	0,16	0,01577491	0,12995452	1,25	0,5	1,1	0,05863472
-1	0,15	1,5	2,9	0,2	0,01727875	0,16804463	1,25	0,5	1,15	0,06717987
-1	0,2	2	3,2	0,23	0,018301	0,20305393	1,25	0,5	1,2	0,07373679
-0,5	0,9	1,3	2,5	0,21	0,01577491	0,16894087	1,25	0,5	1,4	0,06614889
-0,5	0,4	1,5	2,15	0,26	0,01430545	0,22666485	1,25	0,5	0,9	0,04693513
-0,9	0,6	1,9	3	0,24	0,01762887	0,20576132	1,25	0,5	1,5	0,07867307
-0,4	0,6	3	3,6	0,32	0,01954286	0,27073857	1,25	0,5	1	0,07306932
-0,4	0,4	1	2,3	0,19	0,01495437	0,14125491	1,25	0,5	0,8	0,04677408
-0,9	0,5	5	5,6	0,38	0,02424304	0,29007704	1,25	0,5	1,4	0,11318733
-0,9	0,1	4	4,4	0,35	0,021683	0,29535117	1,25	0,5	1	0,08320495
-0,9	0,1	3	3,9	0,31	0,0203945	0,24991253	1,25	0,5	1	0,07707104
-1,5	0,5	2	4	0,19	0,02066465	0,16244314	1,25	0,5	2	0,11080265
-1,5	0,5	4	5,3	0,29	0,02366319	0,2451972	1,25	0,5	2	0,13125217
-1,5	0,7	6	6,3	0,37	0,02546809	0,30941551	1,25	0,5	2,2	0,15090607

(Tableau IV.8): Pour h_3

I	J	Q	H	Vm	Rh	V exp	A	B	J-I	V th
-0,7	-0,2	1,9	9,3	0,7	0,02928729	0,06637462	1,25	0,5	0,5	0,08567104
-0,7	-0,3	3	9,95	0,11	0,02990246	0,09795567	1,25	0,5	0,4	0,07864365
-0,7	-0,05	5,2	11,1	0,17	0,03086341	0,15219898	1,25	0,5	0,65	0,10429456
-1,9	0,2	2	3,1	0,25	0,01796949	0,20960406	1,25	0,5	2,1	0,09534093
-1,9	0,3	3	3,7	0,31	0,01983386	0,26342132	1,25	0,5	2,2	0,11040031
-1,9	0,5	5	4,8	0,39	0,02261157	0,33842322	1,25	0,5	2,4	0,13583729
-1	0,1	1	2	0,22	0,0136255	0,16244314	1,25	0,5	1,1	0,04882439
-1	0,15	1,5	2,4	0,25	0,01537079	0,20305393	1,25	0,5	1,15	0,05803888
-1	0,2	2	2,7	0,29	0,01654839	0,24065651	1,25	0,5	1,2	0,06501824
-0,5	0,9	1,3	2	0,26	0,0136255	0,21117609	1,25	0,5	1,4	0,05508134
-0,5	0,4	1,5	1,65	0,31	0,01190506	0,29535117	1,25	0,5	0,9	0,03730662
-0,9	0,6	1,9	2,5	0,28	0,01577491	0,24691358	1,25	0,5	1,5	0,0684706
-0,4	0,6	3	3,1	0,37	0,01796949	0,31440609	1,25	0,5	1	0,06579149
-0,4	0,4	1	1,9	0,25	0,01315385	0,17099278	1,25	0,5	0,8	0,03984382
-0,9	0,5	5	4,9	0,42	0,02283106	0,33151662	1,25	0,5	1,4	0,10500783
-0,9	0,1	4	3,9	0,4	0,0203945	0,33321671	1,25	0,5	1	0,07707104
-0,9	0,1	3	3,4	0,35	0,01893811	0,28666437	1,25	0,5	1	0,07025396
-1,5	0,5	2	3	0,25	0,01762887	0,21659086	1,25	0,5	2	0,09084384
-1,5	0,5	4	4,3	0,34	0,02143732	0,3022198	1,25	0,5	2	0,11600536
-1,5	0,7	6	5,2	0,41	0,02346174	0,3748688	1,25	0,5	2,2	0,13619515



(Figure IV.7): comparaison entre V moulinée et V_{th}



(Figure IV.8): comparaison entre V=Q/S et V_{th}

une très bonne corrélation existe entre la vitesse calculée par la nouvelle formule et la vitesse moyenne et la vitesse de moulinée, l'inconvénient c'est que c'est une relation linéaire qui ne passe pas par l'origine.

L'inconvénient majeur de cette formule c'est lorsque l'écoulement est uniforme $I=J$ on aura une vitesse nulle, (c'est pas logique) ou $I>J$ on aura la vitesse négatif, (c'est pas logique)

4^{ème} équation : $V = K \cdot R_h^A \cdot (2I-J)^B$

(Tableau IV.9): pour h_1

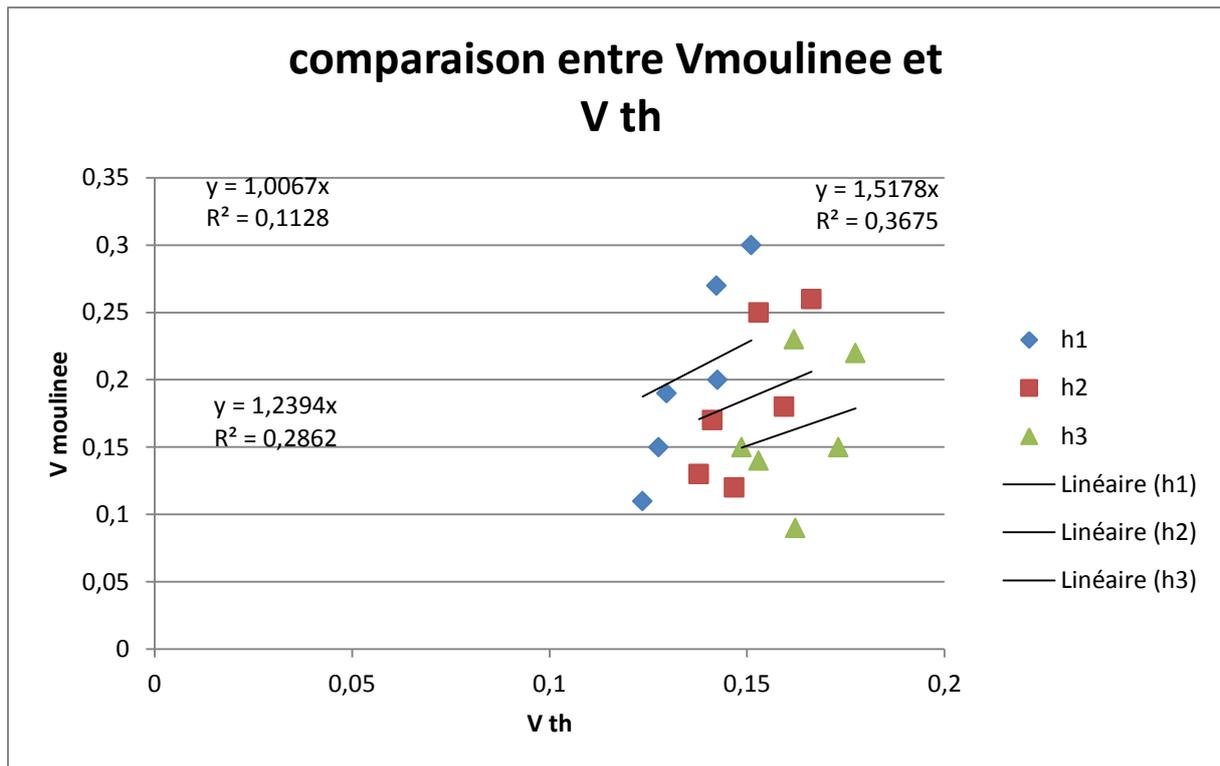
I	J	Q	H1	Vm	Rh	V exp	A	B	2I-J	V th
1,8	-0,3	2	5,2	0,11	0,0234617	0,1249563	1,33	0,5	3,3	0,1235481
1,8	-0,4	3	5,8	0,19	0,0246104	0,1680446	1,33	0,5	3,2	0,1296473
1,8	-0,4	5	6,9	0,27	0,026396	0,2354248	1,33	0,5	3,2	0,142305
2,2	-0,3	1,8	4,6	0,15	0,0221577	0,1271294	1,33	0,5	4,1	0,1276265
2,2	-0,2	3	5,4	0,2	0,0238605	0,1804924	1,33	0,5	4,2	0,1425403
2,2	-0,5	5,1	6,4	0,3	0,02563	0,2588938	1,33	0,5	3,9	0,1510662

(Tableau IV.10): pour h_2

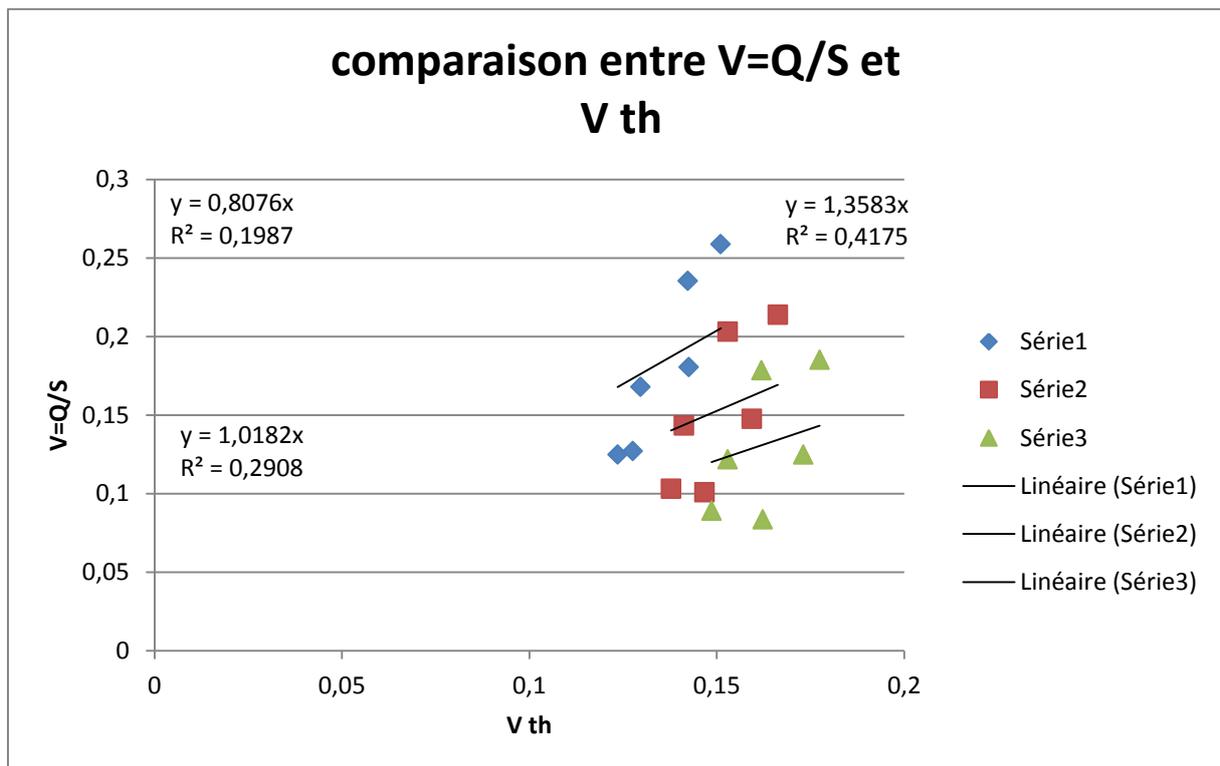
I	J	Q	H2	Vm2	Rh	Vexp	A	B	2I-J	V th
1,8	-0,3	2	6,3	0,13	0,0254681	0,1031385	1,33	0,5	3,3	0,1377945
1,8	-0,4	3	6,8	0,17	0,0262483	0,1433322	1,33	0,5	3,2	0,1412472
1,8	-0,4	5	8	0,25	0,0278615	0,2030539	1,33	0,5	3,2	0,1529083
2,2	-0,3	1,8	5,8	0,12	0,0246104	0,1008268	1,33	0,5	4,1	0,1467507
2,2	-0,2	3	6,6	0,18	0,0259448	0,1476756	1,33	0,5	4,2	0,1593354
2,2	-0,5	5,1	7,75	0,26	0,027552	0,2137961	1,33	0,5	3,9	0,1663165

(Tableau IV.11): pour h_3

J	Q	H3	Vm3	Rh	Vexp	A	B	2I-J	V th
-0,3	2	7,3	0,15	0,0269611	0,0890099	1,33	0,5	3,3	0,148641
-0,4	3	8	0,14	0,0278615	0,1218324	1,33	0,5	3,2	0,1529083
-0,4	5	9,1	0,23	0,029086	0,178509	1,33	0,5	3,2	0,1619102
-0,3	1,8	7	0,09	0,026541	0,0835422	1,33	0,5	4,1	0,1622566
-0,2	3	7,8	0,15	0,0276149	0,1249563	1,33	0,5	4,2	0,1731193
-0,5	5,1	8,95	0,22	0,028931	0,1851307	1,33	0,5	3,9	0,1774785



(Figure IV.9): comparaison entre V moulinée et V th



(Figure IV.10): comparaison entre V=Q/S et V th

une bonne corrélation existe entre la vitesse calculée par la nouvelle formule et la vitesse moyenne et la vitesse de moulinée,

L'inconvénient majeur de cette formule c'est lorsque $2I=J$ on aura une vitesse nulle, (c'est pas logique) ou $2I<J$ on aura la vitesse négatif, (c'est pas logique)

5^{eme} équation : $V = K \cdot R_h^A \cdot (J-2I)^B$

(Tableau IV.12): pour h_1

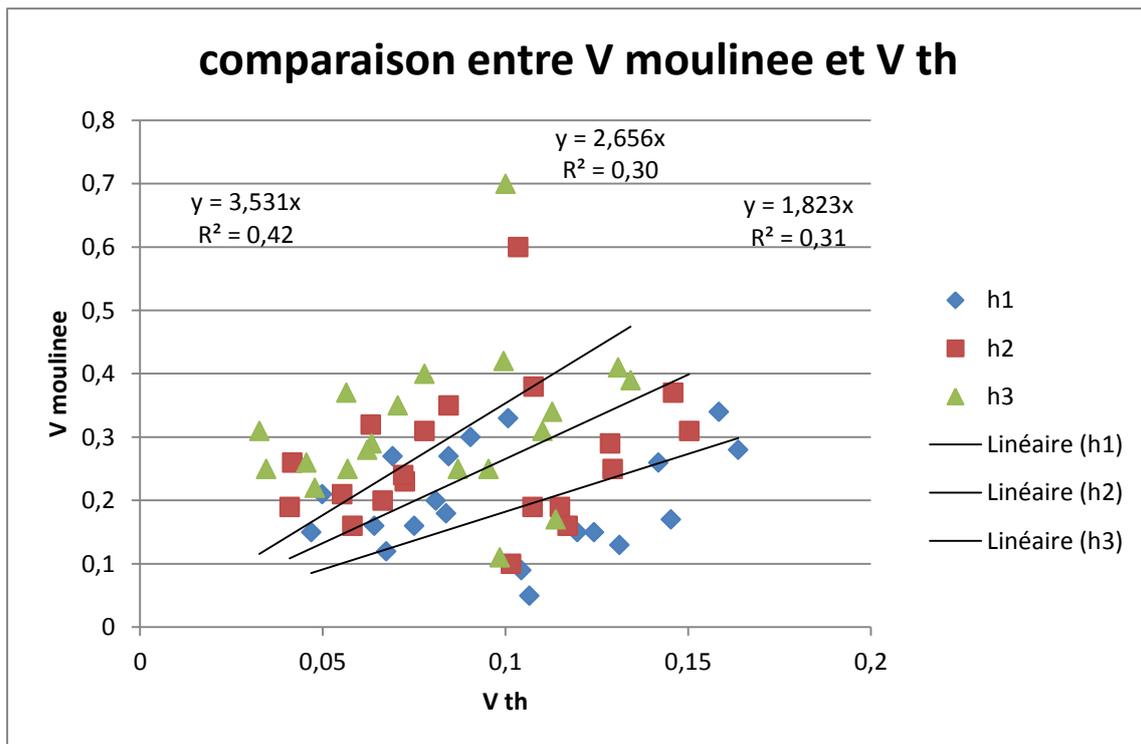
I	J	Q	H1	Vm	Rh	V exp	A	B	J-2I	V th
-0,7	-0,2	1,9	10,9	0,05	0,0307068	0,0566316	1,33	0,5	1,2	0,1065643
-0,7	-0,3	3	11,6	0,09	0,0312378	0,0840223	1,33	0,5	1,1	0,1043809
-0,7	-0,05	5,2	12,8	0,15	0,0320469	0,1319851	1,33	0,5	1,35	0,1196359
-1,9	0,2	2	4,9	0,13	0,0228311	0,1326066	1,33	0,5	4	0,1311806
-1,9	0,3	3	5,7	0,17	0,0244286	0,1709928	1,33	0,5	4,1	0,1453103
-1,9	0,5	5	6,8	0,28	0,0262483	0,238887	1,33	0,5	4,3	0,163734
-1	0,1	1	3	0,12	0,0176289	0,1082954	1,33	0,5	2,1	0,0673889
-1	0,15	1,5	3,4	0,16	0,0189381	0,1433322	1,33	0,5	2,15	0,0750027
-1	0,2	2	3,9	0,18	0,0203945	0,1666084	1,33	0,5	2,2	0,0837266
-0,5	0,9	1,3	3	0,16	0,0176289	0,1407841	1,33	0,5	1,9	0,0640996
-0,5	0,4	1,5	2,65	0,21	0,0163592	0,1838979	1,33	0,5	1,4	0,0498159
-0,9	0,6	1,9	3,5	0,2	0,0192444	0,1763668	1,33	0,5	2,4	0,0809524
-0,4	0,6	3	4,1	0,27	0,0209284	0,2377217	1,33	0,5	1,4	0,0691261
-0,4	0,4	1	2,7	0,15	0,0165484	0,1203283	1,33	0,5	1,2	0,0468312
-0,9	0,5	5	5	0,33	0,0230458	0,3248863	1,33	0,5	2,3	0,100719
-0,9	0,1	4	4,9	0,3	0,0228311	0,2652133	1,33	0,5	1,9	0,09041
-0,9	0,1	3	4,4	0,27	0,021683	0,2215134	1,33	0,5	1,9	0,0844142
-1,5	0,5	2	5	0,15	0,0230458	0,1299545	1,33	0,5	3,5	0,1242458
-1,5	0,5	4	6,3	0,26	0,0254681	0,206277	1,33	0,5	3,5	0,1419087
-1,5	0,7	6	7,4	0,34	0,0270964	0,2634213	1,33	0,5	3,7	0,1584428

(Tableau IV.13): pour h_2

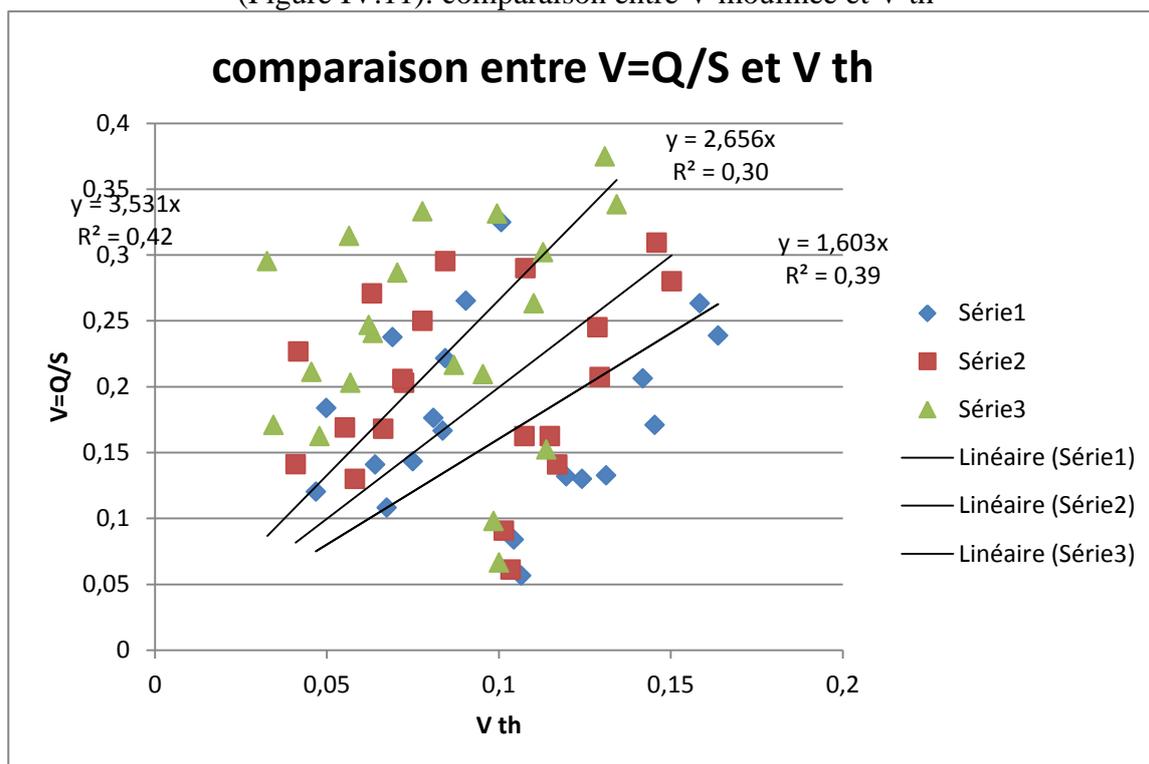
I	J	Q	H2	Vm2	Rh	Vexp	A	B	J-2I	V th
-0,7	-0,2	1,9	10,1	0,6	0,0300365	0,0611172	1,33	0,5	1,2	0,103482
-0,7	-0,3	3	10,75	0,1	0,0305865	0,0906659	1,33	0,5	1,1	0,1014966
-0,7	-0,05	5,2	12	0,16	0,0315207	0,1407841	1,33	0,5	1,35	0,1170308
-1,9	0,2	2	4	0,19	0,0206647	0,1624431	1,33	0,5	4	0,1148903
-1,9	0,3	3	4,7	0,25	0,0223872	0,2073742	1,33	0,5	4,1	0,1293872
-1,9	0,5	5	5,8	0,31	0,0246104	0,2800744	1,33	0,5	4,3	0,1502874
-1	0,1	1	2,5	0,16	0,0157749	0,1299545	1,33	0,5	2,1	0,0581307
-1	0,15	1,5	2,9	0,2	0,0172787	0,1680446	1,33	0,5	2,15	0,0663912
-1	0,2	2	3,2	0,23	0,018301	0,2030539	1,33	0,5	2,2	0,0724941
-0,5	0,9	1,3	2,5	0,21	0,0157749	0,1689409	1,33	0,5	1,9	0,0552933
-0,5	0,4	1,5	2,15	0,26	0,0143054	0,2266649	1,33	0,5	1,4	0,0416755
-0,9	0,6	1,9	3	0,24	0,0176289	0,2057613	1,33	0,5	2,4	0,0720417
-0,4	0,6	3	3,6	0,32	0,0195429	0,2707386	1,33	0,5	1,4	0,0631071
-0,4	0,4	1	2,3	0,19	0,0149544	0,1412549	1,33	0,5	1,2	0,0409291
-0,9	0,5	5	5,6	0,38	0,024243	0,290077	1,33	0,5	2,3	0,107737
-0,9	0,1	4	4,4	0,35	0,021683	0,2953512	1,33	0,5	1,9	0,0844142
-0,9	0,1	3	3,9	0,31	0,0203945	0,2499125	1,33	0,5	1,9	0,0778089
-1,5	0,5	2	4	0,19	0,0206647	0,1624431	1,33	0,5	3,5	0,10747
-1,5	0,5	4	5,3	0,29	0,0236632	0,2451972	1,33	0,5	3,5	0,128692
-1,5	0,7	6	6,3	0,37	0,0254681	0,3094155	1,33	0,5	3,7	0,1459069

(Tableau IV.13): pour h_3

I	J	Q	H3	Vm3	Rh	Vexp	A	B	J-2I	V th
-0,7	-0,2	1,9	9,3	0,7	0,0292873	0,0663746	1,33	0,5	1,2	0,1000631
-0,7	-0,3	3	9,95	0,11	0,0299025	0,0979557	1,33	0,5	1,1	0,0984887
-0,7	-0,05	5,2	11,1	0,17	0,0308634	0,152199	1,33	0,5	1,35	0,1137961
-1,9	0,2	2	3,1	0,25	0,0179695	0,2096041	1,33	0,5	4	0,0954031
-1,9	0,3	3	3,7	0,31	0,0198339	0,2634213	1,33	0,5	4,1	0,1101396
-1,9	0,5	5	4,8	0,39	0,0226116	0,3384232	1,33	0,5	4,3	0,1342747
-1	0,1	1	2	0,22	0,0136255	0,1624431	1,33	0,5	2,1	0,0478408
-1	0,15	1,5	2,4	0,25	0,0153708	0,2030539	1,33	0,5	2,15	0,0568231
-1	0,2	2	2,7	0,29	0,0165484	0,2406565	1,33	0,5	2,2	0,0634098
-0,5	0,9	1,3	2	0,26	0,0136255	0,2111761	1,33	0,5	1,9	0,0455057
-0,5	0,4	1,5	1,65	0,31	0,0119051	0,2953512	1,33	0,5	1,4	0,0326428
-0,9	0,6	1,9	2,5	0,28	0,0157749	0,2469136	1,33	0,5	2,4	0,0621443
-0,4	0,6	3	3,1	0,37	0,0179695	0,3144061	1,33	0,5	1,4	0,0564412
-0,4	0,4	1	1,9	0,25	0,0131538	0,1709928	1,33	0,5	1,2	0,0345089
-0,9	0,5	5	4,9	0,42	0,0228311	0,3315166	1,33	0,5	2,3	0,0994726
-0,9	0,1	4	3,9	0,4	0,0203945	0,3332167	1,33	0,5	1,9	0,0778089
-0,9	0,1	3	3,4	0,35	0,0189381	0,2866644	1,33	0,5	1,9	0,0705074
-1,5	0,5	2	3	0,25	0,0176289	0,2165909	1,33	0,5	3,5	0,0869986
-1,5	0,5	4	4,3	0,34	0,0214373	0,3022198	1,33	0,5	3,5	0,1128472
-1,5	0,7	6	5,2	0,41	0,0234617	0,3748688	1,33	0,5	3,7	0,1308218



(Figure IV.11): comparaison entre V moulinée et V th



(Figure IV.12): comparaison entre V=Q/S et V th

une très bonne corrélation existe entre la vitesse calculée par la nouvelle formule et la vitesse moyenne et la vitesse de moulinée. L'inconvénient majeur de cette formule c'est lorsque $2I=J$ on aura une vitesse nulle, (c'est pas logique) ou $2I>J$ on aura la vitesse négatif, (c'est pas logique)

Conclusio générale

Conclusion générale

Nous avons fait ce travail pour objectif d'étudier les écoulements non uniforme, calcul les vitesses d'écoulements pour les écoulements non uniforme à surface libre dans les canaux rectangulaire, pour évaluer et éviter les risques d'inondations.

Et parmi les contrainte qui nous avons rencontrer indisponibilité quelque matériel par exemple la appareille topographique et nous remercions monsieur Geumou 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 a trouver les résultats

Les résultats que nous avons obtenu dans ce chapitre nous facilite les calcules des vitesses d'écoulements , 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.

Résumé

Le travail que nous avons présenté a pour objectif d'étudier, calcul des vitesses d'écoulements d'eau pour les écoulements graduellement varié à surface libre dans les canaux rectangulaire de profil non uniforme, avec l'utilisation des plusieurs méthodes théorique et expérimental. Et nous avons essayé de créer une équation simple pour le calcul de vitesse des écoulements. 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 avec de différentes sections choisies.

ملخص

عمل الذي قدمناه الهدف منه هو دراسة وحسابات بسرعة تدفق المياه للتدفق متنوع تدريجيا مع سطح مجانية في قنوات مستطيلة غير موحدة مع استخدام العديد من الطرق النظرية والتجريبية. وحاولنا خلق معادلة بسيطة لحساب سرعة التدفق. اقتراح العديد من المزايا والعيوب, من بينها 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 المنشارية يعرض هذا المشروع على حساب الرياضي للدراسة في أجزاء مختلفة

Summary

The work we have presented objective is to study, calculations of water flow speeds for gradually varied flow with free surface in the rectangular channels of non-uniform profile with the use of several theoretical and experimental methods. And we have tried to create a simple equation to calculate the speed of flow. 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 calculation to study with different selected sections.

Annexe

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1: les ressources en eau dans le monde.....	03
Figure I.2: Ressources en eau renouvelables.....	04
Figure I.3: cycle de l'eau.....	06
Figure I.4: quantité d'eau consommée par la population dans différents pays du monde.....	09

Chapitre 2

Figure(II.1) : la classification des écoulements.....	20
Figure(II.2) : Section mouillée d'un canal.....	21
Figure(II.3) : Périmètre mouillée d'un canal.....	21
Figure(II.4) : profondeur d'eau.....	22
Figure(II.5) : Largeur au plan d'eau.....	22
Figure(II.6) : Largeur au radier.....	22
Figure(II.7) : les courbes isotaches.....	24
Figure(II.8) : répartition des pressions.....	25

Chapitre 3

Figure(III.1): écoulement uniforme.....	31
Figure (III.2): Equilibre des forces appliquées sur une portion d'écoulement permanent uniforme.....	32
Figure(III.3): Diagramme d'énergie spécifique.....	38

Chapitre 4

Figure(IV.1): plan de canal.....	39
Figure(IV.2) : photo du canal.....	40
Figure(IV.3) ;(IV.5) ;(IV.7) ;(IV.9) ;(IV.11): Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Micro moulinet	
Figure(IV.4) ;(IV.6) ;(IV.8) ;(IV.10) ;(IV.12): Comparaison entre les vitesses calculées par Chézy et le Q/S	

Liste des symboles

Liste des symboles

- I : la pente du fond de canal en (m/ml).
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 en (m³/s).
B : la largeur en (m).
θ : l'angle du canal par rapport à l'horizontale.
R_h : rayon hydraulique en (m).
V : la vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
η : le coefficient de la rugosité en (s/m^{1/3}).
C : le coefficient de Chézy en (m^{1/2}/s).
J : la pente de la surface libre en (m/ml).
Re : Le nombre adimensionnel de Reynolds.
F : La force de pression hydrostatique en (N).
t_w : La contrainte de frottement.
W : le poids du volume d'eau considéré en (N).
L : la distance d'écoulement (m).
ρ : La masse volumique d'eau en (kg/m³).
ω : Le poids volumique en (N/m³).
λ : Le coefficient de frottement qui dépend de la la rugosité et du nombre de Reynolds de l'écoulement.
g : l'accélération de la pesanteur en (m/s²).
α : Le coefficient de Coriolis.
K : le coefficient de Strickler.
c : La viscosité cinématique en (m²/s).
b₁ : la hauteur de la rugosité en (m).
ε : longueur caractéristique de la rugosité en (m).
E : énergie spécifique en (m).
b : la largeur du canal en (m).
E_c : énergie cinétique en (m).
ΔH : Pertes de charge en (m).
Δx : la distance entre deux sections choisies en (m).
H : la charge totale en (m).
N_n : niveau normal.
N_c : niveau critique.
h₀ : la profondeur de la section de contrôle en (m).
η : rapport entre la profondeur d'eau et la profondeur normale.
K : coefficient de Manning

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

Chapitre I

<https://www.emse.fr/fr/transfert/site/publications/eau.pdf>

<http://www.memoireonline.com/04/08/1056/l-eau-matiere-strategique-enjeu-de-securite-21-eme-siecle.html>

<http://www.algerie-focus.com/2011/07/algerie-170-litres-deau-consommées-par-habitant-en-moyenne/>

http://www.cheikhferhat.com/index.php?option=com_content&view=article&id=85:consommation-d-eau-en-algerie&catid=9&Itemid=101

<http://www.eaufrance.fr/comprendre/les-usages-de-l-eau-et-les/eau-et-agriculture>

<https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00010185/document>

Chapitre II

1) Saad Bennis. Hydraulique et hydrologie, 2^{ème} édition université du Québec

2) CHOW, V.T. Handbook of applied hydrology, Newyork1958.

Chapitre III

1) WALTER H.GRAF en collaboration avec M.S.ALTIKAR, volume 16, Hydraulique fluviale.

3) GERARD DEGOUTTE, traité d'hydraulique à surface libre.

4) LENCASTRE, A.1986.Hydraulique générale, 2ème édition EYROLLES, Paris.