



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département d'Hydraulique

Mémoire de Magister en Hydraulique

Option : Simulation numérique des écoulements
poly-phasiques

Présenté par :
MEKAOUSSI Zahia

Pour obtenir le diplôme de Magister en Hydraulique

Thème

SUR LES LOIS DE FROTTEMENT DANS LES LITS ALLUVIONNAIRES

Sous la direction de Dr. Fourar Ali
Mémoire soutenu le.....

Devant le jury composé de :

| Jury | Grade | Affiliation | Qualité |
|-------------|--------------|--------------------|----------------|
| Lahbari .N | MCA | Univ Batna | Président |
| Fourar. Ali | MCA | Univ Batna | Rapporteur |
| Kadid. A | MCA | Univ Batna | Examineur |
| Bouziane. T | MCA | Univ Biskra | Examineur |

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2011/2012

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à remercier ceux qui m'ont soutenu au cours de ce parcours universitaire.

En premier lieu, je tiens à souligner le fidèle appui humain et matériel qui nous a été réservés nous étudiants de l'Université de Batna par ses hauts cadres dirigeants, et tous son personnel de recherches et autre. Je les remercie pour leur aide et contribution à la réalisation de cette étude.

Mes remerciements aussi forts vont à mon professeur, encadreur éminent Mr:Fourar.A Maître de conférence, pour m'avoir fait part de ses nombreuses connaissances, pertinence de ses remarques et suggestions, ainsi que le pragmatisme de ses conseils, m'ont été précieux tout au long de mes études et la réalisation de mon mémoire, et d'avoir été mon "Maître" en matière d'hydraulique.

A mes professeurs, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour leur savoir et savoir-faire dont ils n'ont cessé de nous enrichir.

J'aimerais remercier tout particulièrement Mr: Boudoukha. A, de m'avoir fait l'honneur d'être président du jury de mon mémoire.

Je remercie vivement Mr: Kadid A, mon professeur pour son savoir et savoir-faire qu'il m'a transmis et pour son accord d'être également membre du jury de mon mémoire.

Je remercie profondément Mr: Bouziane T, de m'avoir fait l'honneur, d'être membre du jury de mon mémoire.

Je rends également hommage à Mrs : Lahbari N, Tiri A, Houichi L, Galli B, pour les nombreuses discussions ainsi que les fructueux conseils qu'ils n'ont cessé de me donner.

Je tiens à assurer ma profonde gratitude à tous les Directeurs, Administrateurs, et autres personnels pour m'avoir accueilli et m'aider en cette période d'étude et de recherche.

Je remercie aussi bien les personnes femmes et hommes, qui ont généreusement accepté de m'éclaircir et de m'avoir fait part de leur expériences et de leurs espoirs.

Ma vive reconnaissance à tous ceux qui ont contribué à cette étude, qui ne sera Incha Allah qu'une " pierre angulaire" d'une éventuelle recherche scientifique, en hommage à nos aînés femmes et hommes de science.

A présents mes pensées vont droit vers ma grande mère maternelle "centenaire," Mme Fatma Mekaoussi, et que malgré son age, elle m'a toujours encouragé, soutenue, à laquelle je témoigne ma dette et reconnaissance éternelle.

Enfin mes remerciements vont droit également à mes parents, mes frères, mes sœurs, mes beaux frères et belles soeurs pour leur soutien incessant, et qui ont toujours su être là à m'aider pour surmonter les périodes difficiles.

A mes professeurs, mes collègues mes ami (es) et mes invités qui vont vivre le moment fabuleux de ma soutenance.

Mekaoussi Zahia

TABLE DES MATIERES

| | |
|--|-----|
| RESUME | i |
| LISTE DES FIGURES | ii |
| LISTE DES TABLEAUX | iii |
| LISTE DES SYMBOLES | iv |
| | |
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
| | |
| CHAPITRE 1- SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE | |
| 1-1 Introduction | 4 |
| 1-2 L'origine de la résistance à l'écoulement | 4 |
| 1-3 Historique sur la résistance à l'écoulement | 6 |
| 1-4 Méthodes de prédiction du coefficient de frottement | 24 |
| 1-5 Formule liée à une pente | 35 |
| 1-6 Granulométrie et résistance à l'écoulement | 36 |
| 1-7 Classification morphologique de cours d'eau | 39 |
| 1-7-1 Selon leur substrat | 39 |
| 1-7-2 Selon leur forme de fond | 41 |
| 1-8 Structure morphologique | 45 |
| 1-9 Relation Hauteur-Débit en présence des végétations | 47 |
| 1-10 La puissance d'une eau en mouvement et son influence sur le cours d'eau | 48 |
| 1-11 Les forces de résistances | 49 |
| 1-11-1 La granulométrie des berges | 49 |
| 1-11-2 La végétation | 50 |
| 1-11-3 La morphométrie | 50 |
| 1-11-4 Les aménagements anthropiques | 50 |
| 1-12 L'impact sur l'équilibre géomorphologique des cours d'eau | 51 |
| 1-13 Granulométrie des fonds des cours d'eau | 52 |
| 1-14 L'influence de la pente sur les cours d'eau | 53 |
| 1-15 Evolution du fond du lit en fonction nombre de Reynolds | 54 |

CHAPITRE 2- EQUATION DE BASE

| | |
|--|----|
| 2-1 Equations de base de l'écoulement d'eau | 57 |
| 2-1-1 Géométrie de l'écoulement | 57 |
| 2-1-2 Nombre sans dimensions | 57 |
| 2-1-3 Rugosité du fond | 58 |
| 2-1-4 Coefficient de frottement | 59 |
| 2-2 Profile de vitesse logarithmique | 59 |
| 2-3 Equations de base pour la contrainte sur le fond | 60 |
| 2-4 Contrainte seuil | 61 |
| 2-5 Profils des vitesses | 64 |
| 2-6 Les caractéristiques des différentes zones d'un écoulement turbulent | 64 |
| 2-7 Effets d'une granulométrie étendue | 67 |
| 2-8 Le couplage entre l'écoulement et le lit | 67 |
| 2-8-1 Cas d'un lit plat | 68 |
| 2-8-2 Cas d'un lit avec forme de fond | 69 |
| 2-8-3 Organisation complexe des particules à la surface du lit | 70 |
| 2-8-4 Les échelles de rugosité du lit | 71 |
| 2-9 Equations de base pour les lois de frottements | 73 |
| 2-9-1 Rugosité du lit | 73 |
| 2-9-2 Mobilité | 74 |
| 2-9-3 Le choix de la formule de Manning | 76 |
| 2-9-4 L'avantage du coefficient de Manning | 76 |
| 2-9-5 La formule de Manning-Strickler | 77 |
| 2-9-6 Détermination des coefficients de frottement | 79 |

CHAPITRE 3- DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MOYENS DE MESURE

| | |
|--|----|
| 3-1 Introduction | 83 |
| 3-2 Présentation générale du dispositif | 83 |
| 3-3 Les grandeurs mesurées | 85 |
| 3-3-1 Mesure de débits | 85 |
| 3-3-2 Mesure des hauteurs | 86 |
| 3-3-3 Mesure des vitesses | 86 |
| 3-4 Caractéristiques des matériaux utilisés | 86 |
| 3-5 Les paramètres physiques agissant sur l'écoulement à surface libre | 88 |
| 3-6 Protocole de l'expérience | 89 |
| 3-7 Les formules utilisées | 89 |
| 3-7-1 Détermination du coefficient de frottement par Manning -Strickler | 89 |
| 3-7-2 Détermination du coefficient de frottement par Darcy-Weisbach | 91 |
| 3-7-3 Détermination du coefficient de frottement par la méthode de calcul des vitesses | 94 |

CHAPITRE 4- RESULTATS ET INTERPRETATION

| | |
|---|------------|
| 4-1 Résultats expérimentaux et analyses | 96 |
| 4-2 Interprétation des phénomènes rencontrés | 97 |
| 4-3 Commentaire sur les coefficients : K_s, C, f | 104 |
| 4-3-1 Commentaire de $f(Re, C)$ et $f(Re^*, C)$ selon les résultats de la première méthode | 105 |
| 4-3-2 Commentaire de $f(Re, C)$ et $f(Re^*, C)$ selon les résultats de la deuxième méthode | 107 |
| 4-3-3 Commentaire de $f(Re, C)$ et $f(Re^*, C)$ selon les résultats de la troisième méthode | 108 |
| 4-3-4 Commentaire de K_s selon les résultats des trois méthodes | 110 |
| CONCLUSION GENERALE | 119 |

ملخص:

هذه الدراسة تتركز على قوانين الاحتكاك في المجارى الرسوبية لها هدف و هو تحليل خصائص الجريان و المواد المكونة للقنوات الطبيعية. قد تم الحصول على النتائج التجريبية من خلال محاكاة هذا الجريان بداخل القناة التجريبية التي تتميز بالقعر الخشن و ذلك بمخبر الري. إن حل المعادلات التي تخص هذه المسألة، أصبح ممكن و ذلك باستخدام برنامج يدعى: " CLIPPER.5"

كلمات المفاتيح:

الجريان على سطح حر، رمل غير متجانس، مجرى متبدل القعر، عامل الاحتكاك ، خشونة .

Résumé :

L'étude qui est consacrée aux lois de frottement dans les lits alluvionnaires, a pour objectif d'analyser les caractéristiques des écoulements et des matériaux constituant les canaux naturels.

Des résultats expérimentaux ont été obtenus, par simulation de ces écoulements, sur fond rugueux dans un canal expérimental au laboratoire d'hydraulique.

La résolution des équations gouvernant le problème, a pu être réalisée à l'aide d'un programme de calcul nommé : "CLIPPER .5".

Mots clés:

Écoulement à surface libre, sable hétérogène, lit à fond mobile, coefficient de frottement, rugosité.

Abstract:

The study that is devoted to the laws of frictions, in the alluvial beds aims, to analyze the flow characteristics and the materials forming the natural canals.

Results of experiments were obtained by simulation, of these flows over rough bottom in a flume performed at hydraulics laboratory.

Solving the equation governing the problem was achieved using a computer program named "CLIPPER.5".

Key- word:

Free -surface flow, sand heterogeneous, alluvial channel, friction factor, roughness.

LISTE DES FIGURES –PHOTOS ET GRAPHES

CHAPITRE 1- SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

| | |
|--|----|
| Figure 1-1: Variation du coefficient η de Manning en fonction du rayon hydraulique | 21 |
| Figure 1-2 : Distribution de vitesse dans l'écoulement régulier et approximatif (Van Rijn, 1993) | 25 |
| Figure 1-3 : Variation de $\eta = 1/K$ au cours d'une crue | 38 |
| Figure 1-4 : Diagramme qualitatif d'existence des formes de fond | 42 |
| Figure 1-5 : Déplacement en "rides" | 42 |
| Figure 1-6 : Déplacement des sédiments en dunes | 43 |
| Figure 1-7 : Domaines d'apparition des différents modes de transport | 44 |
| Figure 1-8 : Frottement induit par les formes de fond [Fredsoe et Deigaard 1992] | 45 |
| Figure 1-9 : Géométrie simplifiée d'une dune | 46 |
| Figure 1-10 : Vue en plan du lit d'une rivière | 53 |
| Figure 1-11 : Au cours du temps, des structures morphologiques se développent dans les lits de sable (ou de gravier) lorsque le débit d'eau est suffisant (Coleman et Melville, 1996) | 54 |
| Figure 1-12 : Classification des structures en fonction du nombre de Froude et du nombre de Reynolds particulaire (Julien, 1996) | 55 |
| Figure 1-13 : Évolution des structures morphologiques du lit | 55 |

CHAPITRE 2- EQUATIONS DE BASE

| | |
|--|----|
| Figure 2-1 : Écoulement d'eau sur un fond infini | 58 |
| Figure 2-2 : Les zones de l'écoulement au-dessus d'un lit | 64 |
| Figure 2-3 : Profil de vitesse de l'écoulement selon la granulométrie | 65 |
| Figure 2-4 : Profil de vitesse (Pas à l'échelle). D'après Smart, 1999 | 66 |

CHAPITRE 3- DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MOYENS DE MESURE

| | |
|---|----|
| Figure 3-1 : Courbe granulométrique | 87 |
| Figure 3-2 : Surface hydrauliquement lisse et rugueuse | 92 |
| Photo 3-1: Photographie du canal expérimental | 84 |

| | |
|---|-----|
| Photo 3-2: Filtre en plastique | 84 |
| Photo 3-3: L'indicateur de pente | 85 |
| | |
| CHAPITRE 4- RESULTATS ET INTERPRETATION | |
| | |
| Figure 4-1 : Cercle de corrélation des variables aux deux premiers axes principaux | 116 |
| Figure 4- 2 : Répartition des expérimentations selon les deux premiers axes principaux | 117 |
| | |
| Photo 4-1: Début de formation des dunes | 97 |
| Photo 4-2: Lit en forme des dunes | 98 |
| Photo 4-3–a : Début de la formation des anti-dunes | 98 |
| Photo 4-3–b : Formation de plusieurs anti-dunes | 99 |
| Photo 4-3–c : Fin de formation des anti-dunes | 99 |
| Photo 4-4 : Déposition des particules en avançant vers l'aval du canal (a) et (b) | 100 |
| Photo 4-5 : Visualisation de la formation des gros diamètres à la surface du canal | 100 |
| Photo 4-6 : Visualisation de la formation des fins diamètres au fond du canal | 101 |
| Photo 4-7 : Zone d'érosion et déposition dans le lit mobile (a) et (b) | 101 |
| Photo 4-8 : Déplacement progressif de la zone de dépôt | 102 |
| | |
| Graphe 4-1 : Evolution de f en fonction de C et R_e | 105 |
| Graphe 4-2 : Evolution de f en fonction de C et R_e^* | 106 |
| Graphe 4-3 : Evolution de f en fonction de R_e et C | 107 |
| Graphe 4-4 : Evolution de f en fonction de R_e^* et C | 108 |
| Graphe 4-5 : Evolution de f en fonction de R_e et C | 109 |
| Graphe 4-6 : Evolution de f en fonction de R_e^* et C | 109 |
| Graphe 4-7 : Evolution de f en fonction de R_e^* et K_s | 111 |
| Graphe 4-8 : Evolution de f en fonction de R_e^* et K_s | 112 |
| Graphe 4-9 : Evolution de f en fonction de R_e^* et K_s | 112 |

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE 1- SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

| | |
|--|----|
| Tableau 1-1 : Valeurs du coefficient H de la formule de Humphreys et Abbot (1861) pour des catégories des cours d'eau | 9 |
| Tableau 1-2 : Valeurs des coefficients α et β de la formule de Bazin (1865) | 9 |
| Tableau 1-3 : Valeurs des coefficients α et β déterminés à partir des formules Gauckler (1868) | 10 |
| Tableau 1-4 : Valeurs du coefficient de rugosité (η) | 12 |
| Tableau 1-5 : Valeurs des exposants a et b d'après (Daniel, Vicher;1987) | 12 |
| Tableau 1-6 : Valeurs des coefficients de la formule de Colebrook et White | 13 |
| Tableau 1-7 : Valeurs du coefficient ε d'après Powell en (1950) | 14 |
| Tableau 1-8 : Correspondance entre les formules explicitent les composantes de la résistance à l'écoulement | 23 |
| Tableau 1-9 $\frac{U_{*cr} K_s}{\nu}$ paramètres pour un lit plat (sans mouvement) | 26 |
| Tableau 1-10 : Type de régime d'écoulement | 32 |

CHAPITRE 2- EQUATIONS DE BASE

| | |
|--|----|
| Tableau 2-1 : Quelques valeurs indicatives du coefficient de rugosité | 74 |
| Tableau 2-2: Valeurs de α et β de la ligne d'énergie | 75 |
| Tableau 2-3 : Catégorie de K selon les études de « Pradé » | 78 |

CHAPITRE 3- DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MOYENS DE MESURE

| | |
|---|----|
| Tableau 3-1 : Quelques valeurs de $K_s = \beta_i d_i$ utilisée par différents chercheurs | 94 |
|---|----|

CHAPITRE 4- RESULTATS ET INTERPRETATIONS

| | |
|---|-----|
| Tableau 4-1 : Caractéristiques statiques | 113 |
| Tableau 4-2 : Matrice de corrélation | 114 |
| Tableau 4-3 : Valeurs propres et contribution à la variance totale | 114 |
| Tableau 4-4 : Contributions des variables en (%) | 115 |

LISTE DES SYMBOLES

I : pente du fond de canal en (m/ml).

P : périmètre mouillé en (m).

S : section mouillée en (m²).

W : volume en (m³ ou l).

t : temps en seconde (s).

h : hauteur d'eau en (m).

Q : débit en (m³/s).

B : largeur du canal en (m).

θ : angle du canal par rapport à l'horizontale.

R_h : rayon hydraulique en (m).

Fr : nombre de Froude adimensionnel $Fr=U/(gH)^{1/2}$.

V : la vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

η : coefficient de frottement de Manning en (s/m^{1/3}).

C : coefficient de frottement de Chézy en (m^{1/2}/s).

I_w : pente de la surface libre en (m/ml).

R_e : nombre adimensionnel de Reynolds

τ : contrainte de frottement $\tau= \rho gRS$.

ρ : masse volumique de l'eau (Kg/m³).

ρ_s : masse volumique du sédiment (Kg/m³).

f : coefficient de frottement de Darcy-Weisbach qui dépend de la rugosité et du nombre de Reynolds de l'écoulement.

g : l'accélération de la pesanteur en (m/s²).

K_s : coefficient de Strickler (m^{1/3}s⁻¹).

ν : viscosité cinématique en (m²/s).

ΔH : pertes de charge en (m).

y : la cote du fond de canal en (m).

D_i : diamètre de grain (l'indice indique « en % plus fin que ») en (mm).

D_{50} : diamètre médian (d_{50}) ou (D_{50}) en (mm).

D_* : diamètre adimensionnel de granulats correspondant à D_{50} .

K_s : coefficient de résistance de Strickler pour les grains défini par $K_s=21/D_{50}^{1/6}$ en ($m^{1/3} s^{-1}$).

R_e^* : nombre de Reynolds particulaire $R_e^* = U^* D / \nu$.

s : densité relative ($s=\rho_s/\rho$).

U_* : vitesse de frottement ou de cisaillement : $U^* = (t/r) = (g \cdot R_h \cdot I)^{1/2}$ en (m/s).

K : coefficient de Von Karman (0.4).

θ : paramètre de Shields : $\theta = \tau / [(\rho_s - \rho) g D_{50}]$.

θ_{cr} : paramètre critique de Shields pour le début de mouvement.

τ : contrainte moyenne de cisaillement au fond en (N/m^2).

W : puissance de l'écoulement : $W = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot I / B$ en (W/m^2).

T : période de fluctuation.

T_{vT} : paramètre de transport de Van Rijn $T_{vT} = (\tau_0 - \tau_c) / \tau_c$.

$V(y)$: vitesse moyenne à la cote y en (m/s).

y : hauteur dans l'écoulement (au-dessus d'un plan de référence) en (m).

y_0 : hauteur (au-dessus d'un plan de référence) où la vitesse s'annule en (m).

α : ratio rugosité sur diamètre de grain k_s/d_x ou K_s/D_x .

δ : épaisseur de la couche de charriage en (mm).



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les écoulements à surface libre dans les milieux naturels, tel que les cours d'eau ou les canaux découverts, se produisent en général avec des conditions aux limites hétérogènes. Cela est dû à la distribution des rugosités du fond que ce soit fixe ou mobile et des déformations importantes de la surface libre surtout pour les écoulements à faible tirant d'eau vis à vis de l'irrégularité du fond du lit.

Les formes du lit jouent un rôle important sur la résistance à l'écoulement. La disposition des particules qui composent les lits des cours d'eau ou en canal expérimental génère des formes de différentes tailles qui entraînent des changements des rugosités et par conséquent une variabilité spatiale des caractéristiques turbulentes de l'écoulement.

Il est tout de même surprenant de constater que les écoulements en cours d'eau à lit de graviers ou à lit de sable ou encore mixte sont bien structurés car la majorité de ces lits sont composés de particules de diamètres différents et de formes organisées de façon complexe.

Plusieurs études et recherches menées en laboratoire ont permis d'identifier et de décrire les différentes structures dans les écoulements turbulents, seulement peu de travaux effectués à ce sujet ont permis de lier la rugosité du lit aux caractéristiques turbulentes de l'écoulement.

La majorité des chercheurs se sont basés sur une meilleure connaissance des liens entre la morphologie du lit et la structure de l'écoulement qui permettra de mieux comprendre leurs influences sur la stabilité des lits et le transport des sédiments.

La présente étude résume l'ensemble des recherches portant sur le problème de la détermination des lois de frottements dans les lits alluvionnaires en fonction des caractéristiques de l'écoulement et du matériau constituant le lit, en particulier dans la détermination du coefficient de résistance à l'écoulement autrement dit : l'effet de la rugosité sur l'écoulement.

Cette étude est organisée en quatre chapitres et une conclusion générale.

Le chapitre 1 est consacré à une synthèse bibliographique dont on a donné en premier lieu la définition du terme frottement. Il existe plusieurs formules qui permet de bien décrire ce terme, parmi ces formulations on a distingué deux écoles : l'école moderne et l'école

empirique, la première établie un développement théorique du terme de frottement basé sur une approche physique des phénomènes décrits, la seconde se base sur une approche expérimentale des phénomènes de frottements.

Un historique de toutes les formules qui permettent la détermination des lois de frottements de l'année 1775 jusqu'à 2004 après on a cité les méthodes permettant une prédiction de ces coefficients de frottements (les formules de Van Rijn 1984, Brownlie 1983, Blanc Bettess 1979, Engelind 1966).

Le deuxième chapitre est basé sur les caractéristiques géométriques du canal et les équations qui déterminent les régimes d'écoulement.

Ensuite on a donné plus de détail sur les profils des vitesses logarithmiques, en précisant les différentes zones d'un écoulement turbulent en fonction de la granulométrie.

Les équations de base pour les lois de frottements qui ont traversé l'histoire dans le domaine de l'hydraulique fluviale sont utilisées pour lier la pente de la ligne d'énergie, la vitesse de l'écoulement et la rugosité de l'interface eau-lit ainsi que la granulométrie.

Le troisième chapitre est basé sur le coté expérimental, afin d'étudier le comportement du coefficient de frottement en considérant l'effet de la rugosité sur l'écoulement dans un canal de forme rectangulaire avec une granulométrie hétérogène.

Le quatrième chapitre est basé sur les résultats obtenus par un programme de calcul Clipper pour les trois méthodes étudiées, avec une interprétation de ces derniers, et nous terminerons enfin par une conclusion générale.



CHAPITRE 1

CHAPITRE 1- SYNTHESE BIBLIIOGRAPHIQUE

1- 1 Introduction

Le frottement est défini comme « la résistance que les corps éprouvent à se mouvoir les uns sur les autres ». On entend par frottement l'ensemble des pertes dues au frottement du fluide sur le fond du lit des cours d'eau dans lequel il s'écoule mais aussi dues à la viscosité du fluide lui-même, de la turbulence et des caractéristiques constituant le fond du lit. Il est important de noter que ce terme de « frottement » reprend en fait l'ensemble des pertes par frottement de fond, par frottement sur les berges, par turbulence, par viscosité interne du fluide, type de granulométrie...ect.

Les paramètres influençant les termes de frottement sont donc multiples et complexes ce qui rend ces termes difficilement quantifiables. Cependant, les effets des pertes par frottement sur les résultats obtenus en termes de hauteur d'eau ou de vitesse des écoulements fluides sont loin d'être négligeables. C'est la raison pour laquelle de nombreux auteurs ont établi des lois pour permettre la prise en compte plus ou moins facile des phénomènes de frottement.

En réalité, ces lois n'établissent pas directement la valeur des termes de frottement. Les auteurs de ces différentes lois se sont en fait plutôt penchés sur le concept de pente de frottement.

Afin de structurer l'étude des lois de frottement, on peut distinguer deux familles, l'école empirique, éclairée par Chézy ou encore Manning et Strickler, et l'école dite moderne, éclairée par Prandtl. Si la première base principalement ses lois sur l'expérience, l'observation et l'interprétation de résultats concrets, la deuxième préfère se baser sur un fondement théorique plus puissant approchant le plus rigoureusement des phénomènes réels. Lors de toute modélisation d'écoulement, le choix devra donc être fait entre une loi de frottement plus rigoureuse mais plus difficile à mettre en place ou une étude plus empirique et plus simple.

1-2 L'origine de la résistance à l'écoulement

La résistance à l'écoulement est un effet cumulatif de plusieurs phénomènes à partir de la classification de Rouse en 1965, quatre types de résistance à l'écoulement ont été identifiés par Yen (2002) qui sont les suivants :

1) La résistance de surface

Cette résistance influe sur le profil de vitesse par le degré de turbulence de l'écoulement, par la rugosité relative du lit, mais aussi par la forme de section en travers. Cette influence sera considérée comme prépondérante dans les écoulements en rivières étudiées.

La rugosité du lit et des parois influent directement sur la granulométrie du lit du cours d'eau ou de son périmètre mouillé. Plus la granulométrie est grossière, plus la rugosité est élevée.

2) La résistance due au changement de forme des particules solides

La non uniformité de la forme ou de la taille des particules le long de l'axe du cours d'eau, se qui entraîne la modification du profil de vitesse qui permet la variation de la résistance, en effet Rouse a négligé le cas d'écoulement graduellement varié.

D'autres chercheurs tiennent compte des changements graduels et peu fréquents dans la section du cours d'eau, les changements graduels ont peu d'influence sur la rugosité générale du cours d'eau. Par contre, des changements fréquents et brusques influent sur l'écoulement d'une façon équivalente à une augmentation de la rugosité du cours d'eau.

3) La résistance due à la nature de l'écoulement

La variation du nombre de Froude caractérisant l'écoulement entraîne la variation de résistance selon Li et al;(1992) Cette variation est négligée en régime fluvial comme le signale Rouse.

4) La résistance due à la variabilité temporelle

Les variations spatiales de la hauteur d'eau et les variations temporelles de l'écoulement engendrent aussi une résistance propre.

Il existe d'autres facteurs qui favorisent l'augmentation de la résistance à l'écoulement parmi ces facteurs on trouve les irrégularités dans le fond du cours d'eau, les lames de sables occasionnées par l'envasement et l'affouillement dans le cours d'eau. Le matériel transporté dans le fond du cours d'eau par l'écoulement contribue à augmenter la résistance à l'écoulement.

La présence d'obstacles, tels que les grosses pierres, freine l'écoulement et amènent une augmentation équivalente de la rugosité.

La présence de végétation sur les berges (talus) et dans le fond du cours d'eau accroît la rugosité. Lorsque cette végétation est plus basse que la demi hauteur de l'écoulement, les crues couchent la végétation et ramènent le coefficient de rugosité à un ordre de grandeur de 0,05 à 0,06. Les plantes en période végétative sont plus fortes et résistent mieux à l'écoulement. En période morte, elles sont moins résistantes; en hiver et au printemps, le coefficient de rugosité peut être plus faible qu'en été.

La sinuosité du cours d'eau augmentent la résistance à l'écoulement et amènent une augmentation équivalente de la rugosité. Une courbe raide offre une plus grande résistance à l'écoulement qu'une courbe longue et régulière. Pour une seule courbe, l'accroissement équivalent est inférieur à 0,003.

1-3 Historique sur la résistance à l'écoulement :

L'historique des premières formules impliquant le coefficient de résistance à l'écoulement qui est une partie importante dans le domaine de l'hydraulique de façon générale et dont la plupart des créateurs de l'hydraulique des XVIII^{ème} et XIX^{ème} siècles se sont intéressés à cette question centrale (Hager; 2003). Les premières recherches ont été motivées par des problèmes d'ingénierie (se sont de nature empiriques).

Depuis plusieurs années, les chercheurs ont consacré leurs recherches aux sujets complexes de la résistance à l'écoulement en canaux à ciel ouvert qui ont été fortement liées aux phénomènes physiques similaires en conduites.

Plusieurs formules empiriques permettent de lier la vitesse moyenne de l'écoulement à la pente et la hauteur d'eau.

Les premières formules faisaient introduire un coefficient universel utilisé dans les cours d'eau naturels ou artificiels, ces coefficients de résistance à l'écoulement dépendent du site à étudier, de la rugosité du lit et du processus physique à l'origine de cette résistance.

L'historique de ces coefficients de résistance à l'écoulement a été développé d'une année à une autre jusqu'au développement de la théorie de la mécanique des fluides, elle permet de bien éclaircir l'évolution fondamentale de la nature des coefficients de résistance universelle. Notons que les chercheurs en premier lieu se sont intéressés à la détermination des relations qui relient les vitesses au le rayon hydraulique jusqu'à l'année 1847 où il apparaît un coefficient de frottement noté ξ (la première formule de Weisbach).

En ce qui concerne notre recherche bibliographique sur les lois de coefficient de résistance à l'écoulement qui a débutait de l'année 1775 jusqu'à l'année 2004.

En 1775 [19] : Chézy a été en 1775 le premier à présenter une formule pour décrire les écoulements à surface libre et uniforme dans les canaux. Elle est présentée sous la forme :

$$U = C(R_h I)^{1/2} \quad (1-1)$$

U : vitesse moyenne de l'écoulement

R_h : rayon hydraulique

I : pente hydraulique ou pente du cours d'eau

C : coefficient de résistance de Chézy

(C : Ces valeurs varient dans la fourchette 30 à 90 $m^{1/3} \cdot s^{-1}$)

Le coefficient de Chézy $C(m^{1/2}S^{-1})$ est lié à f par : $C = \sqrt{\frac{2g}{f}}$ (1-2)

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 1786: Pierre Louis George Du Buat a Proposé la formule reliant la vitesse moyenne au rayon hydraulique et la pente de la surface. La formule est donnée par l'expression suivante :

$$U = \frac{243.7g(\sqrt{R_h} - 0.1)}{\sqrt{1/I - Ln\sqrt{1/I + 1.6}}} - 0.3(\sqrt{R_h} - 0.1) \quad (1-3)$$

$g = 362$ pouces et la constante $0.1 ; 0.3$ exprimées en pouces.

En 1804 : Gaspard Claire François Riche De Prony a établi une formule rationnelle à partir de la méthode de régression en se basant sur les travaux de Laplace.

$$g.R.I = 0.000436U + 0.003034U^2 \quad (1-4)$$

En 1825 : En Allemagne, Johann Albert Aytelwein a proposé une autre formule rationnelle qui est décrit comme suivant :

$$U = -0.0067675g + \sqrt{557.798gR_h I} + \sqrt{0.0000458g^2} \quad (1-5)$$

Il a proposé aussi une simplification de cette formule pour une utilisation pratique.

Il a obtenu une formule de type de Chézy :

$$U = 24.12\sqrt{g}\sqrt{R_h I} \quad (1-6)$$

En 1831: Pierre Simon Girard successeur de Chézy dans le projet d'alimentation en eau, qui lui a proposé une formule rationnelle (Girard; 1804) et qu'il appliquera pour le creusement d'un canal de l'Oucrq (Girard ; 1831) :

$$g.R.I = 0.001218(U + U^2) \quad (1-7)$$

En 1843-1851 [19] : Adhémar Jean Claude Barré Saint Venant a déterminé une formule dans laquelle l'exposant de la vitesse moyenne serait une fraction rationnelle et propose la formule suivante :

$$U = 60.R_h I^{1/21} \quad (1-8)$$

En 1847 [19] : Julius Albin Weisbach est le premier proposant une équation on introduisant un coefficient de frottement ξ

$$U = \sqrt{\frac{2gRI}{\xi}} \quad (1-9)$$

Le coefficient de résistance est appliqué la première fois comme variable et devient un paramètre fonction de la vitesse moyenne U. Quelques années après Weisbach formule l'équation suivante en donnant la perte de charge à une conduite :

$$h_f = \frac{fLU^2}{2gd_0} \quad (1-10)$$

h_f : perte de charge (m).

f: facteur de frottement ou coefficient de frottement appelé coefficient de Darcy-Weisbach.

L : longueur de la conduite (m).

U : vitesse moyenne (m/s).

d_0 : diamètre de la conduite (m)

Cette formule peut être appliquée aux écoulements à surface libre en introduisant la pente de la ligne d'énergie et le rayon hydraulique $R_h = d_0/4$ (chow ; 1973).

D'où l'équation sous la forme suivante :

$$U = \sqrt{8gR_h I / f} \quad (1-11)$$

Le coefficient de Darcy Weisbach est lié à C_f par $f = 4C_f$ on obtient la formule suivante :

$$Q = \sqrt{\frac{8g}{f}} A \sqrt{R_h I} \quad (1-12)$$

En 1861 : Aux Etats-Unis, Humphrey et Abot déterminent à partir de nombreuses expériences sur le Mississippi la formule suivante basée sur la vitesse moyenne :

$$U = H.K. \sqrt{\frac{A}{P+B}} \sqrt[4]{I} \quad (1-13)$$

Où :

H : coefficient variable

K = 8.28972

A : section mouillée

P : périmètre mouillé

B : largeur au miroir

| Catégories | Valeur moyenne de H |
|---|---------------------|
| Les petits canaux ou rigole au dessous d'une section de 1m ² . | 0.8543 |
| Les ruisseaux d'une section de 1 à 5 m ² . | 0.8796 |
| Les petites rivières d'une section de 5 à 10 m ² . | 0.8890 |
| Les rivières d'une section de 20 à 400 m ² . | 0.9223 |
| Les grands fleuves d'une section supérieure à 400 m ² . | 0.9459 |

Tableau 1-1 : Valeurs du coefficient H de la formule de Humphreys et Abbot (1861) pour des catégories des cours d'eau

En 1863 : Jules Etienne Juvénal Dupuit a critiqué l'application de ces formules rationnelles à des cours d'eau naturels. Ces formules empiriques intègrent en effet des expériences sur des canaux de petites dimensions pour obtenir des formules universelles et donc à des coefficients de résistance constante.

En 1865 : En se basant sur les expériences réalisées en conduite par Henri Philibert et Gaspard Darcy en 1858, Henri Emile Bazin 1865 s'est intéressé aux écoulements dans les canaux découverts en étudiant les expériences De Prony et Du Buat et Aytelwein, il constate que le coefficient des formules rationnelles développées sont variables à l'infini suivant la nature de la paroi dans laquelle s'opère l'écoulement. Il considère également que l'influence de la pente et du profil transversal sur les coefficients est négligeable.

Il a proposé une autre formule à deux coefficients α et β dont les valeurs dépendent de la catégorie de la paroi.

$$\frac{RI}{U^2} = \alpha + \beta/R \quad (1-14)$$

| Catégorie | α | β |
|---|----------|---------|
| Parois très unies ciment lisse bois raboté | 0.00015 | 0.03 |
| Parois unis pierre de taille, brique, planche | 0.0019 | 0.07 |
| Parois unis en maçonnerie | 0.00024 | 0.25 |
| Parois en terre | 0.00028 | 1.25 |

Tableau 1-2 : Valeurs des coefficients α et β de la formule de Bazin (1865)

En 1867 : Fournié a critiqué la formule de Humphreys et Abbot, la plus grande réserve est que ces expériences ont été réalisées sur une rivière à caractère fluvial fortement marqué et pour laquelle l'hypothèse de fond peut être aisément mise en défaut.

En 1868 : Philippe Gaspard Gauckler a utilisé les expériences de Darcy et Bazin pour développer deux formules dont le choix dépend de la valeur de la pente du lit.

$$\begin{aligned} \text{Pour } I \geq 0,0007 & \quad \sqrt{U} = \alpha^3 \sqrt{R^4 I} \\ \text{Pour } I < 0,0007 & \quad \sqrt[4]{U} = \beta^3 \sqrt{R^4 I} \end{aligned}$$

| Nature de la paroi | α | β |
|--|-----------|---------|
| Maçonnerie de pierre de taille et de ciment. | 8.5 - 10 | 8.5 - 9 |
| Bonne maçonnerie ordinaire. | 7.6 - 8.5 | 8 - 8.5 |
| Paroi en maçonnerie avec fond en terre. | 6.8 - 7.6 | 7.7 - 8 |
| Rigole en terre sans herbes. | 5.6 - 6.7 | 7 - 7.7 |
| Rigole en terre avec herbes sur les talus. | 5 - 5.7 | 6.6 - 7 |
| Rivières. | 5 - 5.7 | 6.4 - 7 |

Tableau 1-3 : Valeurs des coefficients α et β déterminés à partir des formules Gauckler (1868)

En 1891 [19] : Robert Manning a présenté au cours d'une conférence en 1889 deux formules. L'expression de la première formule est comme suit :

$$U = C_M R^{2/3} I^{1/2} \quad (1-15)$$

Cette équation n'avait pas ces faveurs en raison de sa non homogénéité du point de vue dimensionnel et de la difficulté d'extraire une racine cubique.

La deuxième formule de Manning a noté la correspondance du coefficient C_M avec celui du Kutter .

C_M comme étant l'inverse du coefficient de Kutter. L'équation précédente sera modifiée comme suit pour aboutir à la forme suivante :

$$U = \frac{1}{\eta} R^{2/3} . I^{1/2} \quad (1-16)$$

Le coefficient η de Kutter est ainsi devenu le coefficient de rugosité Manning (Yen, 1991).

Cette formule est valable uniquement pour les fleuves canaux à profils fermés sous les conditions suivantes : $0,037\text{m} < R_h < 7\text{m}$ et $0,004\% < I < 2,5 \%$ et cela dans le cas d'un régime d'écoulement complètement rugueux.

Les coefficients de Manning $\eta(S.m^{-1/3})$ ou son inverse le coefficient de Strickler $K_s = m^{1/3} S^{-1}$ sont utilisés dans les écoulements à la surface libre en rivière et canaux.

Ils sont reliés au coefficient de Chézy par la formule empirique :

$$C = \frac{1}{\eta} R_h^{1/6} = K_s R_h^{1/6} \quad (1-17)$$

$$Q = K_s R_h^{2/3} A \sqrt{S_0} \quad (1-18)$$

Les coefficients présentés ci-dessus sont des coefficients de rugosité dans la mesure de la résistance à l'écoulement provient du fond.

Il existe de nombreuses formules ou tables empiriques qui permettent d'affecter des valeurs aux différents coefficients de frottement selon la nature du fond (matériau; granulométrie). Les formules fréquemment employées pour le calcul de ces coefficients de frottements font appel à la notion de rugosité relative h/K .

Où K (m) est une dimension caractéristique des aspérités du fond.

En Europe les hydrauliciens utilisent plus volontiers l'inverse du coefficient de Manning, appelé coefficient de Strickler et noté K_s , dont la formule suivante établie de manière indépendante par Albert Strickler :

$$U = K_s R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (1-19)$$

Le coefficient de Manning-Strickler est souvent déterminé selon la nature du fond (granulométrie) suivant la formule suivante :

$$K = \frac{21}{d_{50}^{1/6}} \quad (1-20)$$

En 1893 [7] : Ganguillet et Kutter ont donné une expression du coefficient de Chézy en fonction de la pente du fond, du coefficient rugosité (η) et du rayon hydraulique pour arriver à la formule suivante :

$$U = \frac{23 + \frac{0.00155}{I} + \frac{1}{\eta}}{1 + \frac{\eta}{\sqrt{R_h}} \left(23 + \frac{0.00155}{I} \right)} \quad (1-21)$$

Ils proposent alors la première table de valeur du coefficient de rugosité (η) reproduite dans le tableau ci-dessous d'après (Ganguillet et Kutter; 1893).

| Catégories des cours d'eau | Valeur moyenne de η |
|---|--------------------------|
| Canaux de planches soigneusement dégauchies ou de ciment lisse. | 0.010 |
| Canaux de planches brutes. | 0.012 |
| Canaux de pierres de taille ou de briques ajustés. | 0.013 |
| Canaux en maçonnerie brute. | 0.017 |
| Canaux en terre, en ruisseaux et rivières. | 0.025 |
| Cours d'eau avec des détritrus ou plantes aquatiques. | 0.030 |

Tableau 1-4 : Valeurs du coefficient de rugosité (η)

En 1897 [7] : Bazin propose une nouvelle formule pour les parois en terres effectuées sur plusieurs rivières, en se basant sur un seul coefficient représentant uniquement le frottement aux parois.

$$\frac{\sqrt{RI}}{U} = 0,0115 \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} \right) \quad (1-22)$$

γ : coefficient extrait d'une table possédant six catégories de paroi reproduite dans le tableau ci-dessous.

Une table des valeurs de ces coefficients peut être trouvée dans le tableau 1-5

Ainsi que Bazin a considéré que C dépend du rayon hydraulique et d'un coefficient caractéristique de la paroi γ et lui attribua l'expression suivante :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{(R_h)^{1/2}}} \quad (1-23)$$

D'autres chercheurs ont proposé une forme unique du type puissance pour la vitesse.

Elle est sous la forme suivante : $U = C(R_h)^a I^b$ (1-24)

Les valeurs de a et b sont données dans le tableau suivant :

| Auteurs | a | b | Destination |
|--------------|-------|-------|----------------------|
| Chézy | 1/2 | 1/2 | Rivières |
| Lahmyes | 2/3 | 2/3 | Rivières rectilignes |
| Saint venant | 11/21 | 11/21 | Rivières |
| Hagen | 1/2 | 1/5 | Canaux naturels |
| Manning | 2/3 | 1/2 | Canaux |

Tableau 1-5 : Valeurs des exposants a et b d'après (Daniel,Vicher;1987)

En 1904 [10] : Apparition de la théorie des couches limites et le concept de la longueur de mélange a fait un important bouleversement dans l'évolution et le développement de l'hydraulique.

En 1925 [9] : Pavlovskie a proposé la formule suivante :

$$C = \frac{1}{\eta} R_h^\gamma \quad (1-25)$$

$$\gamma = 2.5\sqrt{\eta} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{\eta} - 0.1) \quad (1-26)$$

D'où : elle est valable si : $0,1 < R_h < 3$ et $0,011 < \eta < 0,04$

En 1932 [10] : Nikuradse a effectué des expériences sur les conduites dans le but d'étudier la distribution de la vitesse, le coefficient de frottement f et la classification de la rugosité.

Ses résultats ont constitué une référence très importante et de base dans le domaine hydrotechnique.

En 1937 [28] : Colebrook et White ont développé une formule de transition entre le régime turbulent lisse et le régime turbulent rugueux en conduite :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{R_h \sqrt{f}} \right) \quad (1-27)$$

Où :

D : diamètre de la conduite

Cette équation peut être généralisée pour un écoulement à surface libre (Carlier et al; 1963).

$$\frac{1}{f} = -C_1 \log_{10} \left(\frac{K_s}{C_2 R} + \frac{C_3}{4R_h \sqrt{f}} \right) \quad (1-28)$$

Cette formule a été utilisée dans plusieurs expériences en mécanique de fluide.

Les valeurs des coefficients c_1 c_2 c_3 dépendent notamment de la forme de la section (tableau : 1-6).

| Type de canal | c_1 | c_2 | c_3 |
|-------------------|-------|-------|-------|
| Canal très large | 2.03 | 11.09 | 3.41 |
| Canal trapézoïdal | 2.03 | 12.27 | 3.09 |

Tableau 1-6 : Valeurs des coefficients de la formules de Coolebrook et White

En 1938 [24] : Une première tentative d'expérience pour appliquer la théorie de Prandtl Von Karman à l'écoulement dans les canaux découverts a été introduite par Keulegan en se basant sur les données de Bazin pour des cas rugueux et a proposé pour des canaux très larges :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,02 \log \left(\frac{R_h}{K} \right) + 2,12 \quad (1-29)$$

Dans la même année née la formule de Keulegan d'après la thèse Arecking pour les lits fixes la formule sous la forme suivante :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 6 + 5,75 \log\left(\frac{R}{D}\right) \quad (1-30)$$

En 1948 [28] : Muller, en tenant compte du transport solide avec un taux de 10% a proposé la formule suivante : $\frac{1}{\eta} = 26D_{90}^{-1/6}$ (1-31)

avec : D_{90} est le diamètre des grains dont 90% des grains sont plus fins.

En 1949 [19] : Formule de Thijssen a trouvé trois catégories d'écoulement suivant la valeur du nombre de Reynolds et le degré de la rugosité des parois.

La première formule pour les parois lisses est : $C = 18 \log \frac{12}{\nu} R_h^{3/2} I^{1/2}$ (1-32)

La deuxième formule pour les parois rugueuses est : $C = 18 \log \frac{12R_h}{\varepsilon}$ (1-33)

La troisième formule pour la zone de transition est : $C = -18 \log \left[\frac{\varepsilon}{12R_h} + \frac{C}{3R_e} \right]$ (1-34)

En 1950 [19] : Powell a proposé par analogie avec l'équation de Colebrook pour les canaux découverts la formule suivante reprise par Chow en 1973 et Carlier en 1972 qui exprime le coefficient de Chézy C en fonction d'une mesure de rugosité du canal ε .

$$C = -23,19 \log_{10} \left(\frac{C}{4R} + \frac{\varepsilon}{R} \right) \quad (1-35)$$

| Description du canal | ε |
|---------------------------------------|---------------|
| Canal en ciment lisse | 0.06 |
| Canal en bois non raboté | 0.30 |
| Canal en béton | 1.22 |
| Canal rectiligne et uniforme en terre | 12.19 |
| Canal dragué. | 30.48 |

Tableau 1-7 : Valeurs du coefficient ε d'après Powell en (1950)

L'américain Powell a proposé la formule suivante très voisine de Thijssen :

- Paroi lisse : $C = 23 \log \frac{3,3R_e}{C}$ (1-36)

- Paroi rugueuse : $C = 23 \log \frac{R_e}{\varepsilon}$ (1-37)

- Pour zone de transition : $C = -23 \log \left[\frac{\varepsilon}{R_h} + \frac{C}{3,3 R_e} \right]$ (1-38)

En 1956 [19] : La formule de Crump est homologue à celle de Colebrook, il a remplacé le coefficient de Chézy par le coefficient de frottement (λ) où f le rayon hydraulique R_h par le nombre de Reynolds R_e .

$$C = -\sqrt{32g} \log \left[0,0676 \frac{\varepsilon}{R_h} + \frac{0,222\nu}{R_h \sqrt{gIR_e}} \right] \quad (1-39)$$

En 1959 [9] : Chow a présenté les résultats expérimentaux de l'université d'Illiois et de l'université de Minnesota pour des canaux lisses et les canaux rugueux.

En 1966 [15] : Henderson a constaté que l'utilisation de l'équation de Colebrook White pour les écoulements à surface libre est applicable dans le cas des canaux de petites dimensions avec des surfaces lisses pour les canaux larges et rugueux.

En 1974 [27] : Kamphuis a trouvé que le rapport R_h/d_{90} est très variable entre 0,75 et 2,5, il a proposé pour les lits des cours d'eau naturels dont la rugosité K_s ne dépasse pas la profondeur de l'eau c'est-à-dire $K_s < h$ d'où la relation la suivante : $K_s = 2D_{90}$

Dans la même année, selon Klaassen et Vonder, Zwaard (1974) proposent une formule simplifiée de la précédente : $C = 18 \log \frac{12h}{K_s}$ (1-40)

En 1979 [6] et [12] : Pour un lit de galets, un nombre de Froude ($Fr < 1$) et dans le cas des débits appréciables, les formules proposées par plusieurs auteurs sont comme suit :

***Leopold Wolman et Muller** : en utilisant des données de Bran Dywine ont introduit la relation suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{h}{D_{84}} + 1 \quad (1-41)$$

* **Strickler et Muller** : Ont proposé : $n = a D_{x\%}^{m/n}$ (1-42)

Où :

a et m : sont des constantes

$D_{x\%}$: Diamètre des grains dont x% sont les grains les plus fins

***Chow et Seinturk** : Ont suggéré pour les cours d'eau naturels l'utilisation de la formule suivante qui exprime le rapport de la vitesse moyenne à la vitesse de frottement :

$$\frac{U}{U_f} = 8,12 \left(\frac{R_h}{D_{90}} \right)^{1/6} \quad (1-43)$$

En considérant l'effet de l'espacement entre les éléments de la rugosité.

***Judd et Peterson** : Ont introduit la relation suivante :

$$\left(\frac{8}{f} \right)^{1/2} = f_n(\lambda) \left(\frac{h}{B} \right)^{7(\lambda-0,08)} \frac{h}{D_{90}} \quad (1-44)$$

Où f_n est une fonction de λ , et λ étant un coefficient caractéristique de l'espacement donné

$$\text{par : } \lambda = \frac{\sum A_f}{A(\text{lit})} \quad (1-45)$$

Où:

A_f : Section horizontale frontale des éléments rugueux.

Z : Nombre de ses éléments.

$A(\text{lit})$: Section totale du lit.

$$\text{Puis ils ont proposé : } \left(\frac{8}{f} \right)^{1/2} = \left(\frac{R_h}{0,365} \right)^{2,34} \left(\frac{B}{h} \right)^{7(\lambda-0,08)} \quad (1-46)$$

Dans la même année Donald Wknight a proposé une étude pour des débits compris entre 0 et 180 l/s pour une pente constante et une rugosité de 3 mm, cette étude a amenée les relations suivantes :

* **Pour un écoulement semi lisse** :

$$\text{À } 13,9 \quad \frac{\lambda}{K} = 3,33 \quad f = f_w \left(1 + 63,2 C_{Dr} \frac{B K}{\rho \lambda} \right) \quad (1-47)$$

f_w : Coefficient de frottement correspondant à un canal lisse.

B : Largeur du canal (m).

C_{Dr} : Coefficient de Drag des écoulements rugueux, il est égal à 1,9 pour des éléments rectangulaires.

* **Pour un écoulement hyperturbulent** :

$$\lambda/K = 10,4 \quad \frac{1}{\sqrt{4f}} = 2 \log(2R_e) + 1,75 + \frac{\sqrt{2}}{4} \left(\frac{C_{Dr}}{h} (2,5 - \psi) \right) \quad (1-48)$$

$$\text{avec : } \psi = 1 + \frac{R_e \sqrt{4f}}{1,55 \cdot 10^5 \cdot h/\lambda} \quad (1-49)$$

Dans la même année, Bray a publié une étude comparative entre des formules d'écoulements dans des canaux qui est basée sur les données de 67 lits des rivières d'Albertou (USA) et au Canada dans les conditions suivantes :

- * Lits de rivière graveleux.
- * Transport solide négligé.
- * Effet de la forme du lit négligé.
- * Ecoulement turbulent.

1. Equation de Manning :

$$C = \frac{1}{\eta} R_h^{1/6} \quad (1-50)$$

a- La méthode Strickler :

$$\eta = a D_x^{1/6} \quad (1-51)$$

b- La méthode de Limerionos :

$$\eta = \frac{0,113 R^{1/6}}{1,16 + 2 \log_{10} \left(\frac{R}{D_{84}} \right)} \quad (1-52)$$

2. Equation de Keulegan :

$$\frac{U}{U_f} = 6,25 + 5,75 \log \frac{h}{K_s} \quad (1-53)$$

Einstein a adapté $K_s = D_{65}$

Kellerals a adapté $K_s = D_{90}$

3. Equation de Lacey :

$$U = 10,8 h^{2/3} I \quad (1-54)$$

D'après l'étude critique qui a été faite par Bray les résultats sont donnés par l'équation de Manning associée à celle de Limerinos.

En 1980 [18] : les expériences dans les canaux de laboratoire réalisée par Zegjda ont une importance particulière pour les hydro-techniciens. Il a trouvé pour les canaux rectangulaires les mêmes zones de résistance que pour les conduites. D'après les données de Zegjda les lois établies par Nikuradse sont applicables pour les écoulements à surface libre pour la zone quadratique, et pour une rugosité de forme uniforme, donc l'expression est la suivante :

$$f = \frac{1}{2 \log \left(\frac{11,55 R_h}{K_s} \right)^2} \quad \text{Où :} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{R_h}{K_s} + 2,13 \quad (1-55)$$

On constate l'évolution du coefficient de frottement f en fonction du nombre de Reynolds R_e pour les conduites et les canaux de forme rectangulaire ; la limite pour la zone laminaire est faible pour R_e critique égale à : 10^3 et pour les conduites : $R_e = 2300$.

En 1981 [28] : Griffits a fait l'analyse de plus de 200 données pour trouver l'équation de Limerionos.

$$\frac{U}{U_f} = 2\sqrt{2} \left(1,16 + 2,03 \log \frac{R_h}{D_{84}} \right) \quad (1-56)$$

Ceci pour la condition $1 < \frac{R_h}{D_{50}} < 200$ et en négligeant le transport solide

En 1983 [2] : Formule de Smart et Jaeggi:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 2,5 \left[1 - \exp \left(-0,05 \frac{z_0}{I_0^{0,5}} \right) \right]^{0,5} \ln(8,2 z_0) \quad (1-57) \quad \text{avec : } z_0 = \frac{R}{D_{84}}$$

En 1984 : Marchand et Col, ont constaté que l'utilisation de la loi logarithmique pour les rivières de montagnes et en utilisant uniquement D_{84} dimension caractéristique de la rugosité.

La relation est la suivante :

$$\frac{U}{U_f} = 5,62 \log \frac{R_h}{D_{84}} + 4 \quad (1-58)$$

$\frac{U}{U_f}$ Peut être sous estimé et par conséquent surestime f , ceci peut être mieux observé pour

un lit de galets non uniforme.

En 1985 [2] : Formule de Cao :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 3,75 + 5,91 \log \frac{R}{D} \quad (1-59)$$

En 1987 [6] : Plusieurs études ont été menées sur les lits graveleux et les fleuves.

Bray et Davers ont proposé la relation suivante :

$$U = 2,4\sqrt{2g}(I^{1/3})(R_h^{2/3}) \quad (1-60)$$

Une autre formule est obtenue pour une combinaison à la formule de Lacey:

$$U = 3.8\sqrt{2g}\left(\frac{R_h}{D_{84}}\right)^{1/4}(IR_h)^{1/2} \quad (1-61)$$

Pour les conditions suivantes :

Lit graveleux : $8 \text{ mm} < D_{50} < 250 \text{ mm}$ et $h/K_s < 3$.

Pour le coefficient de Chézy : $C = 3.8\sqrt{2g}\left(\frac{R_h}{D_{84}}\right)^{1/4} \quad (1-62)$

Pour les fleuves : $D_{50} > 64 \text{ mm}$; $3 < \frac{h}{D_{50}} < 20$; $0,3 < I\% < 1,5$

Bray a aussi Suggéré une formule empirique pour la vitesse :

$$U = 8,08I^{0,295}h^{1,44} \quad (1-63)$$

Remarque :

Jarett a constaté que l'effet de la rugosité diminue avec l'augmentation de h.

Il a proposé la formule suivante : $U = 3,81I^{0,12}R_h^{0,83} \quad (1-64)$

Pour les grands canaux stables dont les pentes varient entre 0,2 % et 4 % pour $0,15\text{m} < R_h < 2,1\text{m}$ et $Fr < 1$.

Sunturk a effectué une étude sur des canaux et il a montré que la formule de Manning peut entraîner des erreurs pouvant arriver à 60 %.

Ainsi que pendant la même année Bathurst a proposé la formule suivante :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = -3,7 - 7,18\log(I_0) \quad (1-65)$$

Cette formule est appliquée pour une pente supérieure à 1%.

En 1989 [28] : Graf a proposé l'utilisation de la loi logarithmique de la paroi pour les canaux lisses.

$$\frac{U}{U_f} = \frac{1}{0,4} \ln \frac{R_h U}{\nu} + 5,1 \quad (1-66)$$

Pour les conditions suivantes : $Re > 4,1 \cdot 10^5$ et $Fr < 1$ et $4,2 < \frac{B}{h} < 7,3$

Maurizio et Marcello Schiara ont fait intervenir le paramètre d'instabilité de l'écoulement dans l'étude du coefficient de frottement f .

Froude est une fonction de R_c de h et α le coefficient correcteur de la vitesse.

Dans le cas d'un écoulement lisse et rugueux, ils ont proposés :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \left(\frac{3,04}{\text{Re} \sqrt{f}} + \frac{K_s}{12,2 R_h} \right) \left(\frac{Fr}{Fr_{cr}} \right)^{2/3} \quad (1-67)$$

Cette formule est applicable pour un écoulement supercritique. Avec Fr_{cr} : Froude critique.

En 1990 [27] : Anguire et Fuents se sont basé sur l'origine du profil de vitesse à une certaine couche du sol de hauteur h_b où la vitesse est constante et la distribution de la vitesse exprimée par :

$$\frac{U}{U_f} = \frac{1}{0,407} \left(\text{Ln} \frac{Y}{a} + C + eY^{-1} \right) \quad (1-68)$$

avec : $a = 6,8$; $c = 2,46$; $e = 0,43$; $\frac{R_h}{D_{50}} = Y$ $1/3 < Y < 100$

Pour $0,7 < Y < 30$ la formule (1-68) devient $\frac{U}{U_f} = \sqrt{8} \left(0,75 + 1,7 \log \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right) \right)$ (1-69)

On posant que : $D_{84} = 1,88 D_{50}$ et pour $0,4 < R_h/D_{84} < 16$

La relation (1-69) devient : $\frac{U}{U_f} = \sqrt{8} \left(1,22 + 1,7 \log \left(\frac{R_h}{D_{84}} \right) \right)$ (1-70)

D'après l'étude de Hager [27] la relation peut être mise sous la forme suivante :

$$\frac{U}{U_f} = \left(4,8 \log 5,2 \left(\frac{R_h}{D_{84}} \right) \right) \quad (1-71)$$

Pendant la même année (1990) Jinjin Wang a étudié l'effet de la rugosité du lit sur le coefficient de Chézy pour :

$3,104 < R_e < 8,14$ pour l'écoulement turbulent.

$2,8 < h/K_s < 6,5$ pour l'écoulement bidimensionnel.

$190 < \text{Re} < 250$ pour l'écoulement rugueux.

et $K_s = 1 \text{cm}$ ($K_s = D_{\text{max}}$)

Il a proposé : $\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,98 \log \frac{h}{K_s} + 3,01$ (1-72)

La constante 3,01 est différente de celle de Keulegan et celle de Zegida. Formules simplifiées applicables aux cours d'eau naturels.

Dans les cours d'eau on peut faire les deux hypothèses suivantes :

- cours d'eau naturels peuvent être considéré comme large et le rayon hydraulique peut être approximé par la hauteur h.
- l'écoulement peut être considéré comme totalement rugueux, ce qui correspond à Henderson (1969)

$$\eta^6 \sqrt{RI_f} \geq 1,06 \cdot 10^{-13} \quad (1-73)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -c_1 \log\left(\frac{c_2 R}{K_s}\right) \quad (1-74)$$

Cette formule est utilisée avec les valeurs c_1 et c_2 correspondant à un canal trapézoïdal.

A partir de l'équation précédente, on peut tirer une expression du coefficient η en régime turbulent rugueux :

$$\eta = \frac{R^{1/6}}{c_1 \sqrt{8g} \log\left(\frac{c_2 R}{K_s}\right)} \quad (1-75)$$

Le rapport $\frac{\eta}{K_s^{1/6}}$ selon Chow (1973) est égal à $\phi\left(\frac{R}{K_s}\right)$,

$$\text{Où : } \phi\left(\frac{R}{K_s}\right) = \frac{\left(\frac{R}{K_s}\right)^{1/6}}{c_1 \sqrt{8g} \log\left(\frac{c_2 R}{K_s}\right)} \quad (1-76)$$

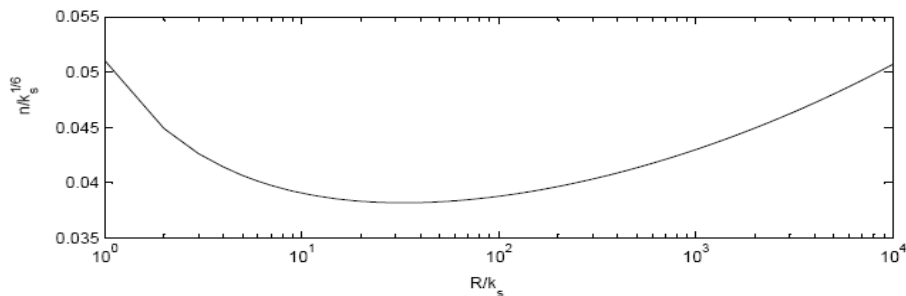


Figure 1-1: Variation du coefficient η de Manning en fonction du rayon hydraulique

La figure 1-1 montre la quasi-invariance de la fonction ϕ pour les valeurs de (R/K_s) communes dans des rivières naturelles. L'invariance du coefficient η par rapport au rayon hydraulique n'est bien entendu valable que si la rugosité du lit est homogène. Or les cours d'eaux naturels ont des sections de rugosité parfaitement composite.

En 1999 [19] : Selon Darcy, la formule est en fonction de la profondeur maximale de la section. C'est la formule la plus fréquemment employée pour le calcul de ces coefficients de frottements fait appel à la notion de rugosité relative h/K , ou $K(m)$ est une dimension caractéristique des aspérités du fond en se basant sur plusieurs documents dans le domaine hydraulique fluviale, quelque revue on a trouvé la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{a_s R_h}{K} \quad (1-77)$$

Dans laquelle D_{\max} est la profondeur maximale de la section (selon Darcy, 1999)

$$a_s = 1,1 \left(\frac{R_h}{D_{\max}} \right)^{-0,314} \quad (1-78)$$

Klaasen et Vander Zwaard (1974) proposent une formule simplifiée de la précédente :

$$C = 18 \log \frac{12h}{K} \quad (1-79)$$

En 2000 [19] : Le chercheur Ramez a donné plus de détail concernant la résistance à l'écoulement. Le coefficient de résistance noté η qui possède des origines diverses dès 1929. Parmi ces origines nous citons l'irrégularité du périmètre mouillé et la non uniformités des sections (forme et taille des grains), la végétation et l'obstruction à l'écoulement. Parmi les équations de détermination du coefficient de frottement de Manning :

1. L'équation de Cowan (méthode des facteurs) :

La détermination de la valeur du coefficient de frottement de Manning repose sur une approche soit intuitive soit arbitraire en 1956. Cette formule permet d'estimer la valeur du coefficient de rugosité η en séparant l'influence des différents facteurs.

Elle s'écrit comme suit :

$$\eta = (\eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4) \eta_5 \quad (1-80)$$

Avec :

η_0 : le coefficient constituant la valeur du coefficient de Manning pour un canal rectiligne non uniforme, homogène et de même matériau que le cours d'eau considéré.

η_1 : le coefficient représentant l'effet engendré par l'irrégularité de surface du fond et des parois.

η_2 : le coefficient traduisant l'influence des variations de forme et de dimension de la section mouillée.

η_3 : le coefficient représente l'effet des obstructions de la section mouillée pour divers éléments (racine, blocs, pierre, tronc d'arbre).

η_4 : coefficient traduit l'influence de la végétation.

η_5 : est un facteur correctif traduisant l'importance de la sinuosité du cours d'eau.

Sur la base de cette équation, Cowan a construit une méthodologie pour estimer une valeur du coefficient de Manning, en proposant pour chaque coefficient une table associant une description physique des caractéristiques ou des cas considérés à un intervalle de variation du coefficient. Cowan a proposé aussi des tables donnant les valeurs des différents coefficients d'ajustements.

2. L'équation de Rouse

L'équation : $f = f(K, C, \eta)$

L'équation : $\eta = (\eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4)\eta_5$

$K = K_s / \eta$ (Rugosité relative)

Le tableau (1-8) ci-dessous présente la correspondance entre ces différents termes de la rugosité relative K_s qui dépend du matériau du fond, de la végétation et de la forme de la section.

C : est représenté par le degré de l'irrégularité.

η : la variation du canal qui dépend de la forme, de la taille de la section, du sinuosité et des obstructions.

| Composante de l'équation | Coefficient de l'équation |
|--------------------------|---------------------------|
| K | η_0 |
| | η_4 |
| C | η_1 |
| η | η_2 |
| | η_3 |
| | η_5 |

Tableau 1-8 : Correspondance entre les formules explicitent et les composantes de la résistance à l'écoulement

Ces méthodes montrent que le coefficient de frottement de Manning utilisé comme paramètre avec la plus part des codes de calcul ne représente pas une mesure de rugosité, mais regroupe aussi d'autres facteurs propres au modèle conceptuel utilisé par Yen (1994) notamment les hypothèses réalisées sur le coefficient de Coriolis α .

La distinction effectuée par Yen 1999 entre le coefficient de rugosité et le coefficient de résistance à l'écoulement prend donc tout son sens et c'est elle qui a motivé l'adoption de cette dernière appellation pour le coefficient η .

La méthode de Cowan (1989) est applicable uniquement dans le cas d'un canal à lit simple pour des raisons pratiques d'application aux cours d'eau naturels.

Arement et schneider (1994) ont proposé cette méthode pour estimer des coefficients de frottement η de Manning relatifs au lit mineur composite et à la plaine d'inondation d'un bief. Ce qui nous donne la formule suivante :

$$\eta = (\eta'_b + \eta'_1 + \eta'_3 + \eta'_4) \quad (1-81)$$

Où :

η_b : Valeur de base et $\eta'_1, \eta'_3, \eta'_4$: coefficients homologues avec les valeurs adaptées, les coefficient η_2 et m ne sont pas présent dans l'équation puisqu'ils ne peuvent être défini pour une plaine d'inondation.

En 2004 : Samels et Gachey ont proposés l'équation suivante :

$$\eta_1 = \sqrt{\eta_{sur}^2 + \eta_{veg}^2 + \eta_{irr}^2} \quad (1-82)$$

η_{sur} : représente le matériau de surface.

η_{veg} : l'influence de la végétation.

η_{irr} : les irrégularités de la section (variation transversale et longitudinale, obstruction)

Cette approche ou méthode diffère de celle de Cowan sur deux points.

Le coefficient est décomposé en trois facteurs η_1, η_2 et η_3 de l'équation (1-82) étant regroupée dans le coefficient η_{irr} .

1-4 Méthodes de prédiction du coefficient de frottement :

La plus part des chercheurs utilisent les formules citées ci-après dans les canaux à ciel, ouvert parmi ces formules [29] :

-Van Rijn 1984

-Brownlie 1983

-Blan Bettess 1979

-England 1966

La formule la plus utilisée pour estimer le coefficient de frottement dans les canaux à ciel ouvert est celle de Chézy (C) ainsi la formule du coefficient de frottement de Darcy Weisbach (f) et la troisième est celle de Manning- Strickler (K_s).

Ces formules peuvent être appliquées lorsque les relations suivantes sont utilisées :

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad \text{où} \quad \frac{R^{1/6}}{\eta} \quad (1-83)$$

Où c : Coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$)

f : Coefficient de frottement de Darcy-Weisbach

η : Coefficient de Manning ($m^{1/3}/s$)

K_s : Coefficient de Strickler ($s/m^{1/3}$)

R : Rayon hydraulique

g : l'accélération (m/s^2)

a- Formule de Van Rijn

Le coefficient de Chézy dépend du régime d'écoulement basé sur la condition de la rugosité du lit du régime d'écoulement dans les canaux à ciel ouvert. Dans les canaux lisses, rugueux et en régime de transition, la condition de rugosité pour la simulation est d'utiliser la hauteur équivalente de la rugosité de sable (K_s) donnant une résistance semblable à celle de la forme du lit. La valeur adimensionnelle de $(U_* \cdot K_s)/\nu$ est utilisée comme paramètre de classement pour distinguer le type de régime d'écoulement.

Van Rijn 1993 décrit le type de régimes d'écoulement voir figure (1-2).

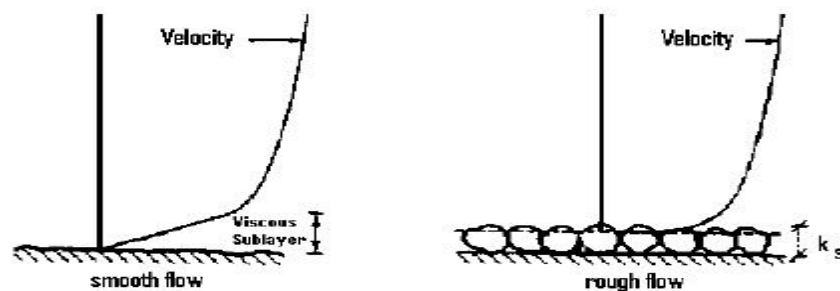


Figure 1-2 : Distribution de vitesse dans l'écoulement régulier et approximatif (Van Rijn, 1993)

Selon l'état du lit et du régime d'écoulement des canaux à ciel ouvert peut être déterminé comme lit plat. La hauteur de rugosité équivalente K_s est liée à la plus grande particule du matériau du lit. Van Rijn 1982 décrit $K_s = 3d_{90}$.

Il a supposé une distribution uniforme de la taille des sédiments dans les canaux d'irrigation $d_{90} \approx 1,5d_{50}$, la hauteur de rugosité équivalente de sédiments pour les lits plats peuvent être représentée par $K_s = 4 \text{ à } 5 d_{50}$

d_{50} : diamètre moyen du sédiment (m)

K_s : hauteur de rugosité équivalente (m)

Le paramètre $\frac{U_* K_s}{\nu}$ pour un lit plat (lit sans mouvement) $K_s = 4 \text{ à } 5 d_{50}$

U_* : vitesse critique de cisaillement ou vitesse de cisaillement

Les valeurs de ce paramètre pour des diamètres différents et des sédiments pour un lit plat sont présentées dans le tableau 1-9 suivant :

Les régimes d'écoulement qui appartiennent à la condition d'un lit plat sont les régimes lisses et en transition.

| | | | | | | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| d_{50} (mm) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.50 |
| $U_{*,cr} K_s / \nu$ | 2.8 | 5.1 | 8.2 | 11.5 | 14.9 | 18.5 | 21.3 | 25.8 | 30.6 | 35.7 |

Tableau 1-9 $\frac{U_{*,cr} K_s}{\nu}$ paramètres pour un lit plat (sans mouvement)

La forme du lit pour les vitesses les plus élevées qui favorise le changement de la rugosité du lit. La rugosité effective ou hauteur équivalente totale découle de la formule de Van Rijn (1984) : $K_s = K'_s + K''_s$

K_s : Hauteur équivalente totale (m)

K'_s : Hauteur équivalente liée au grains (m)

K''_s : Hauteur équivalente liée à la forme du lit (m)

Les valeurs de K_s , K'_s , K''_s sont données par l'équation de Van Rijn (1982).

$$K'_s = 3d_{90} \text{ à } 4,5d_{50}$$

$$K''_s = 20y_r \Delta r (\Delta r / \lambda r) \text{ pour les rides}$$

$$K''_s = 1.1y_d \Delta d (1 - e^{-25 \Delta d / \lambda d}) \text{ pour les dunes}$$

y_r : 1 pour ondulation seule

y_d : 0.7 facteur de forme pour les conditions du terrain

Δr : Hauteur d'ondulation ($\Delta r = 50 \text{ à } 200d_{50}$)

Δd : Hauteur de la dune

λr : Longueur d'ondulation ($\lambda r = 500 \text{ à } 1000d_{50}$)

La résistance due à la rugosité des grains est faible par rapport à celle causée par la géométrie de la forme du lit.

Une étude a été détaillée par Yalin (1985) permet de décrire la géométrie des ondulations générées par un écoulement subcritique dans les canaux avec cohésion ainsi que le matériel du lit uniforme.

La longueur d'ondulation λ_r est entre l'intervalle $900d_{50} \leq \lambda_r \leq 2000d_{50}$

Une valeur qui représente la longueur d'ondulation est peut être donnée par : $\lambda_r = 1000d_{50}$

La hauteur d'ondulation peut être décrit par Yalin (1985) Δ_r est entre 50 à $200d_{50}$ ou Δ : taille des grains représentatives.

Pour les données pratiques Yalin propose que $\Delta_r/\lambda_r = 0,1$ pour une autre forme du lit dans le cas du régime fluvial $Fr < 0,8$, la forme des dunes est similaire à celle des rides, mais leurs longueurs sont supérieures à celles des ondulations.

La hauteur et la longueur ont été fondées sur un canal et les données de terrain sont données par Van Rijn (1994).

$$\frac{\Delta d}{h} = 0,1 \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0,3} (1 - e^{-0,5T}) (25 - T) \quad (1-84) \quad \lambda_d = 7.3h$$

Ou T : paramètres d'excès de contrainte au lit de cisaillement

λ_d : longueur de la dune (m)

Δ_d : la hauteur de la dune (m)

d_{50} : diamètre

h : profondeur de l'eau (m)

La plus grande influence sur K'_s (hauteur équivalente liée au grains), la valeur totale de la hauteur équivalente rugosité K_s va se produire pour ces lits.

$$\frac{K'_s}{K_s + K'_s} = \frac{4,5d_{50}}{4,5d_{50} + 20y_s \Delta_r \left(\frac{\Delta_r}{\lambda_r} \right)} \approx 2\% \quad (1-85)$$

Pour le régime lisse et le régime de transition, le coefficient de Chézy est une fonction des conditions d'écoulement et en se basant sur les équations de Van Rijn (1993) les coefficients s'écrivent sous la forme suivante :

- Pour le régime d'écoulement lisse : $C = 18 \log \left(\frac{12h}{3.3 \frac{v}{U_*}} \right) \quad (1-86)$

- Pour le régime d'écoulement de transition : $C = 18 \log \left(\frac{12h}{K_s + 3.3 \frac{\nu}{u_*}} \right)$ (1-87)

- Pour le régime rugueux : $C = 18 \log \left(\frac{12h}{K_s} \right)$ (1-88)

Où

C : coefficient de Chézy (m^{1/2}/s)

h : Hauteur de l'eau (m)

ν : Viscosité cinématique (m²/s)

U* : Vitesse de frottement ou cisaillement (m/s)

K_s : Rugosité totale équivalente (m)

Une bonne approximation de coefficient de Chézy pour les canaux avec ondulation est obtenue en remplaçant la hauteur totale équivalente par la hauteur liée à la forme du lit K_s" qui peut être représenté par :

$$C = 18 \log \left(\frac{h}{200d_{50}} \right) \quad (1-89)$$

Le coefficient de Chézy est obtenu par l'équation (1-86 et 1-88) considère uniquement la forme du lit sans tenir compte du frottement. Il est nécessaire de trouver une valeur pondérée de coefficient de Chézy pour le frottement de deux lits.

b-Formule de Brownlie

Brownlie (1983) a proposé une méthode pour prédire la profondeur de l'écoulement surtout lorsque le coefficient de frottement et la pente sont connus.

Selon Brownlie aucun calcul explicite du coefficient de Chézy n'est proposé, mais une fois la résistance à l'écoulement est déterminée par l'équation (1-90) et (1-91) puis le coefficient de Chézy sera calculé par l'équation (1-92).

La méthode de Brownlie est basée sur l'analyse dimensionnelle. Les principes fondamentaux de l'hydraulique et de vérification avec une grande quantité de données sur terrain et le canal.

Le coefficient de Chézy dans le régime de faible débit peut être prédit en utilisant les relations suivantes :

$$q^* = \frac{Q}{Bg^{0.5}d_{50}^{1.5}} = \frac{q}{g^{0.5}d_{50}^{1.5}} \quad (1-90)$$

$$h = 0.372d_{50}q_*^{0.6539}S_0^{-0.2542}\sigma_s^{0.1050} \quad (1-91) \text{ et}$$

$$q = Ch\sqrt{hS_0} \quad \text{et} \quad C = \frac{q}{h^{1.5}S_0^{0.5}} \quad (1-92)$$

Où

Q : débit (m³/s)

q : débit unitaire (m²/s)

B : largeur du fond (m)

h : profondeur de l'eau (m)

S₀ : pente du fond

d₅₀ : diamètre médian (m)

σ_s : gradation des sédiments $\sigma_s = \frac{1}{2} \left(\frac{d_{84}}{d_{50}} + \frac{d_{50}}{d_{16}} \right)$

q* : unité de décharge sans dimension

c-Formule de white et bettess

White et al (1979) décrivent la résistance à l'écoulement par les dimensions suivante :

- La taille des particules D* $D_* = \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} d_{35} \quad (1-93)$

- Mobilité de la particule F_{tg} $F_{tg} = \frac{U_*}{\sqrt{gd_{35}(s-1)}} \quad (1-94)$

- Paramètre de mobilité lié à la contrainte de cisaillement effective F_{gr}

$$F_{gr} = \left((F_{tg} - A) \left[1.0 - 0.7 \left(1 - \frac{1}{\exp(\log D_*)^{1.7}} \right) \right] + A \right) \quad (1-95)$$

$$V = \sqrt{32} \log \left(\frac{h}{d_{35}} \right) \left[\frac{F_{gr} \sqrt{gd_{35}(s-1)}}{u_*^\eta} \right]^{1-\eta} \quad (1-96)$$

Où $\eta = 1 - 0,56 \log D_*$ et $A = \frac{0.23}{\sqrt{D_*}} + 0,14$

- Coefficient de Chézy est sous la forme suivante : $C = \frac{g^{0.5}V}{U_*} \quad (1-97)$

D* : taille de la particule

F_{tg} : mobilité des particules

F_{gr} : la mobilité des particules liées aux contraintes de cisaillement effectif

d₃₅ : taille de la particule (m)

A : paramètre initial de mouvement

η : exposant dans le paramètre de mobilité liée à l'efficacité de la contrainte de cisaillement

h : profondeur de l'eau (m) et g : gravité (m/s^2)

U_* : vitesse de frottement (cisaillement) (m/s)

V : vitesse moyenne (m/s)

S : densité relative

C : coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$)

ν : Viscosité cinématique (m^2/s)

d-Formule de England

Engelund (1966) définit : $\tau = \tau' + \tau''$ ou $\tau' = \rho \cdot g \cdot h' \cdot s$ et $\tau'' = \rho \cdot g \cdot h'' \cdot s$

$$U_* = (ghs)^{0.5} \text{ et } U_*' = (gh's)^{0.5} \quad h = h' + h''$$

$$\left(\frac{U_*'}{U_*}\right) = \frac{h'}{h} \quad (1-98)$$

Exprimant la vitesse de cisaillement en terme de paramètre de la mobilité (θ) l'équation sous

la forme suivante : $\frac{\theta'}{\theta} = \frac{h'}{h}$ pour le régime inférieure $\theta = 0,06 - 0,4\theta^2$

Et la vitesse moyenne est calculée par : $\frac{V}{U_*} = 6 + 2,5Ln\left(\frac{h'}{2d_{50}}\right)$ (1-99)

La combinaison des équations se traduit par le coefficient de Chézy :

$$C = g^{0.5} \left(\frac{h'}{h}\right)^{0.5} \left[6 + 2,5Ln\left(\frac{h'}{2,5d_{50}}\right)\right] \quad (1-100)$$

$h = h' + h''$: Profondeur de l'eau (m)

$\tau = \tau' + \tau''$: Contrainte de cisaillement effective (N/m^2)

θ : paramètre adimensionnel de mobilité

ρ : densité (Kg/m^3)

V : vitesse moyenne (m/s)

C : coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$)

S : pente du fond

e- Formule de Keulegan

L'équation de Keulegan (1938) est applicable pour la conception d'un canal L'écoulement est classé en trois types :

- 1- L'écoulement lisse
- 2- L'écoulement rugueux
- 3- L'écoulement transitoire

Pour résoudre l'équation de Keulegan, une valeur de rugosité équivalente du sable de Nikuradse, K_s doit être fournie.

Les valeurs pour de K_s s'étendent typiquement de $1d_{90}$ pour de grosses pierres à $3d_{90}$ pour le sable et le gravier avec des formes du lit dont d_{90} est la taille du grain représentatif dans 90% de toutes les particules dans le lit être plus petites. Les valeurs de K_s sont fortement variable et dépendent également des types des formes du lit, de la distribution globale de grain, du facteur de forme de particules et d'autres propriétés physiques.

Par conséquent, à moins qu'il y ait des données spécifiques liées à la valeur de K_s pour une section transversale donnée d'un cours d'eau on lui recommande qu'une équation de rugosité soit choisie. Si le débit, la section, le rayon hydraulique et la pente sont connus, une valeur de K_s peut être calculée et puis utilisé dans la solution des débits, des profondeurs, des pentes, ou des largeurs additionnelles.

1- la première condition est lorsque :

$$\frac{U_* K_s}{\nu} \leq 5 \quad (1-101)$$

U_* : vitesse de cisaillement liée au lit

ν : coefficient viscosité cinématique de

K_s : valeur équivalente de rugosité de sable

2- Ecoulement hydrauliquement rugueux :

L'écoulement hydrauliquement rugueux est l'écoulement dans lequel une sous-couche visqueuse n'existe pas et la distribution de vitesse ne dépend pas de la viscosité du fluide.

$$\frac{U_* K_s}{\nu} \geq 70 \quad (1-102)$$

3- Ecoulement transitoire :

L'écoulement transitoire est où la distribution de vitesse est affecté par viscosité aussi bien que par la rugosité inférieure.

$$5 < \frac{U_* K_s}{\nu} < 70 \quad (1-103)$$

| Type de régime | Classification de paramètres |
|----------------|--------------------------------|
| Lisse | $\frac{U_* K_s}{\nu} < 5$ |
| Transition | $5 < \frac{U_* K_s}{\nu} < 70$ |
| Rugueux | $\frac{U_* K_s}{\nu} > 70$ |

Tableau 1-10 : Type de régime d'écoulement

L'équation pour l'écoulement rugueux : $C = 32,6 \log_{10} \left(\frac{12,2 R_h}{K_s} \right)$ (1-104)

C : coefficient de rugosité de Chézy

R_h : rayon hydraulique

Pour l'écoulement entièrement uniforme : $C = 32,6 \log_{10} \left(\frac{5,2 R_e}{C} \right)$ (1-105)

R_e nombre de Reynolds

Iwagaki (Chow, 1959) a trouvé d'après des données expérimentales que les coefficients 12.2 et 5.1 varient réellement avec le nombre de Froude. C'est la raison pour laquelle le nombre de Froude augmente, la stabilité de la surface libre diminue en créant plus de résistance dans le canal ouvert.

Selon Iwagaki, pour l'écoulement entièrement rugueux, le coefficient 12,2 devrait être

remplacé par : $10^{\frac{A_r \sqrt{g}}{32,6}}$

Pour obtenir : $C = 32,6 \log_{10} \left[10^{\frac{A_r \sqrt{g}}{32,6}} \left(\frac{R}{K_s} \right) \right]$ (1-106)

Où A_r coefficient pour l'écoulement rugueux qui varie avec le nombre de Froude.

$$A_r = -27,058 \log_{10}(F_r + 9) + 34,289 \quad (1-107)$$

F_r : nombre de Froude

Pour l'écoulement parfaitement lisse le coefficient 5.2 devrait être remplacé par :

$$\frac{\sqrt{g}}{4} 10^{\frac{A_r \sqrt{g}}{32,6}} \quad (1-108)$$

Pour obtenir :
$$C = 32,6 \log_{10} \left[10^{\frac{A_r \sqrt{g}}{32,6}} \left(\frac{\sqrt{gR}}{4C} \right) \right] \quad (1-109)$$

As: coefficient pour l'écoulement lisse qui varie avec le nombre de Froude

$$A_r = -24,739 \log_{10}(F_r + 10) + 29,349$$

Quand l'écoulement est dans le régime transitoire, le coefficient de Chézy est juste une combinaison des équations pour l'écoulement lisse et rugueux.

Donc C est sous la forme suivante :

$$C = -32,6 \log_{10} \left[\frac{K_s}{R 10^{\frac{A_r \sqrt{g}}{32,6}}} + \frac{4C}{\sqrt{g} R_n 10^{\frac{A_r \sqrt{g}}{32,6}}} \right] \quad (1-110)$$

Il convient de noter que les données employées pour développer ces équations ont eu des nombres de Froude s'étendant de 0,2 à 8,0

En outre, la méthode de Keulegan ne devrait pas être employée quand la rugosité relative (R/K_s) est moins de 3.

Ceci indique l'écoulement extrêmement rugueux, qui ne suit pas la distribution logarithmique de vitesse dont la méthode de Keulegan est basée. Quand l'écoulement est entièrement rugueux, la limite relative de rugosité de l'équation devient dominante et les effets visqueux (Rn) sont relativement petits. Quand l'écoulement est entièrement lisse, les effets visqueux de couche inférieure deviennent dominants et la limite relative de rugosité. Une fois que le coefficient de Chézy est déterminé, il est converti en valeur de Manning n pour l'usage dans l'équation de Manning de l'expression suivante :

$$n = \frac{1,486}{C} R^{1/6} \quad n = \frac{1}{C} R^{1/6} \quad (1-111)$$

4) L'équation de Strickler :

En comparant la rugosité relative à une formule de Strickler, on le constate que sur une large gamme de rugosité relative, la variation de la fonction de Strickler, est faible (Chow, 1959).

$$\Phi R / K_s \quad (1-112)$$

En raison de ce rapport, une valeur constante pour la fonction de Strickler peut être employée pour calculer une valeur de n. Strickler a estimé cette valeur constante à 0.0342 quand k_s et R sont donnés et lorsque la valeur de Nikuradse K_s est indiquée comme d_{50} du sédiment de lit.

Pour la vitesse et la taille des grains on utilise la fonction de Strickler qui devrait être 0.0342. Pour des calculs de capacité de décharge, 0.038 devrait être employé.

L'expression suivante convertit K_s en valeur de n .
$$n = \phi \frac{R}{K_s} K_s^{1/6} \quad (1-113)$$

K_s : la rugosité de sable équivalente $k_s=d_{50}$ pour les canaux naturels et D_{90} pour les enrochements alignés des canaux.

$\Phi R/K_s$: Fonction de Strickler

0,0342 : Pour les canaux naturels.

0,0342 : Pour la vitesse et la taille de grains dans les calculs de la conception de roulement

5) Equation de limerinos

Limerinos (1970) a utilisé les grandes tailles des grains de sable et des galets pour développer un facteur prédictif la valeur (n) qui est basé sur l'hydraulique, la rugosité et la taille de particules de sédiments pour le lit mobile. Cette méthode peut seulement être appliquée au régime des grains ou l'écoulement forme les anti-dunes, et les lits plats. (Burkham et Dawdy, 1976), Si le régime est transitoire la forme du lit est une fonction du nombre de Froude qui est défini comme suit :

$$F_g = \frac{V}{\sqrt{(\rho_s - 1)gd_{50}}} \quad (1-114)$$

F_g : Grains liés au nombre de Froude

V : vitesse moyenne du canal

ρ_s : densité spécifique des sédiments

Si la pente du lit est supérieure à 0.006, l'écoulement est toujours considéré dans le régime supérieur. Autrement, le régime supérieur et inférieur peut être défini comme suit :

$$F_g > \frac{1.74}{I^{1/3}} : \text{Grains liés au régime d'écoulement supérieur}$$

$$F_g \leq \frac{1.74}{I^{1/3}} : \text{Grains liés au régime d'écoulement inférieur}$$

I : La pente du lit

La valeur de η est défini par Limerinos comme suit :

$$n = \frac{0,092R^{1/6}}{1,16 + 2,0 \log_{10} \left(\frac{R_h}{d_{84}} \right)} \quad (1-115)$$

R_h : rayon hydraulique

D_{84} : taille des particules pour lesquels 84% des sédiments sont petits

Cette méthode est appliquée pour les sables grossiers d'écoulement supérieur

1-5 Formule liée à une pente

Les formules citées ci-dessus sont conditionnées par la disponibilité de mesure granulométrique, d'autres auteurs ont donc basés sur des mesures hydrauliques parmi ces auteurs Bray en 1979 recommande l'utilisation de la formule suivante si aucune donnée sur la taille des sédiments n'est disponible.

$$\eta = 0,104 I_w^{0,177} \quad (1-116)$$

I_w : pente de la ligne d'eau.

Sharma et Dingman en 1997 ont utilisés les données de Barne (1967) et de Hicks Mason (1998) pour dériver l'équation suivante :

$$\eta = 0,217 A^{-0,173} R^{0,267} I_w^{0,156} \quad (1-117)$$

Une analyse critique complète de toutes ces formules effectuées par Bathurst 2002 qui propose les équations suivantes :

$$\eta = 0,083 R^{1/6} \left(\frac{R}{D_{84}} \right)^{-0,547} \quad \text{pour } I < 0,8\% \quad (1-118)$$

$$\eta = 0,103 R^{1/6} \left(\frac{R}{D_{84}} \right)^{-0,93} \quad \text{pour } I > 0,8\% \quad (1-119)$$

La granulométrie du lit est un facteur majeur de la résistance à l'écoulement, de nombreux auteurs sont intéressés à relier directement le coefficient η de Manning à une mesure de la taille des sédiments,

Leopol et Wolman 1957, ont établi la formule suivante à l'origine sur le coefficient f de Darcy Weisbach, en concluant une dépendance du coefficient de résistance vis-à-vis du rayon hydraulique R_h et en accordent leur préférence au diamètre D_{84} comme mesure granulométrique.

$$\eta = 0,113 R^{-1/3} D_{84}^{1/2} \quad (1-120)$$

En 1970 ils proposent la formule logarithmique suivante sur les bases d'une analyse du coefficient f .

$$\eta = \frac{0,113 R^{1/6}}{1,16 + 2 \log_{10} \left(\frac{R}{D_{84}} \right)} \quad (1-121)$$

Cette équation est recommandée par Bray 1979 et Griffiths en 1981, suivant une approche similaire à l'équation qui est sous la forme suivante :

$$\eta = \frac{0.113.R^{1/6}}{0.76 + 1.98 \log_{10}\left(\frac{R}{D_{50}}\right)} \quad (1-122)$$

1-6 Granulométrie et résistance à l'écoulement :

La résistance à l'écoulement est influencé par le coefficient de frottement, Les chercheurs et les auteurs dans le domaine d'hydraulique fluviale utilisent le coefficient de Strickler qui évalue non seulement à cause du transport de sédiments mais aussi de la mise en eau de zone ou la nature et l'occupation du sol est différente et la profondeur d'eau variable; le coefficient de Strickler peut être relié à la hauteur des rugosités du fond (K_s) ; les caractéristiques de ces rugosités est souvent le diamètre D (D_{50} ; D_{84} ou D_{90}) des sédiments constituant le fond ($K_s=2D$) selon (Yalin et Ferrcia et da Silva, 2001) ou ($K_s=3D$) selon (Var Rijn,1986). On peut calculer à partir du diamètre du matériau constituant le fond, le Strickler de grain noté par K_s est calculer par la formule de (Meyer, Peter et Muller, 1948) est sous la forme suivante : $K_s=21/D^{1/6}$ mais il existe de nombreuses formulations qui sont souvent proches (Bettess 1999).

La résistance à l'écoulement est en grande partie liée à la taille des grains, il existe des formules empiriques donnant le coefficient de Manning-Strickler en fonction de la granulométrie. Strickler a proposé la première formule suivante :

$$\eta = \frac{d_{50}^{1/6}}{21.1} \quad (1-123)$$

De nombreuses équations de formes identiques ont été empiriquement utilisées comme variable. D'autre diamètre que le diamètre médian on citera par exemple la formule développée par Meyer-Peter et Muller en 1948, Jaggi (1984) et Raudkivi utilisent la taille de la particule pour laquelle 90% des sédiments sont plus fins [13].

La formule de Meyer et Peter et Muller : $K_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$

La formule récente de Jaggi : $K_s = \frac{23.2}{d_{90}^{1/6}}$

La formule de Raudkivi : $K_s = \frac{24}{d_{65}^{1/6}}$

Avec d_{65} le diamètre des particules tel que 65% (en poids) des grains du lit aient un diamètre inférieur.

Ce diamètre caractéristique sert à définir une échelle caractéristique : $K_s=2 d_{90}$ qui est utilisée dans la formule de "Keulegan" les valeurs de K_s sont en fonction du type de cours d'eau.

- canal en béton : K_s (65-90) $m^{1/3}.s^{-1}$
- Canal en terre : K_s (40-60) $m^{1/3}.s^{-1}$
- rivière a galet rectiligne section uniforme : K_s (30-40) $m^{1/3}.s^{-1}$
- rivière avec sinuosité : K_s (20-30) $m^{1/3}.s^{-1}$
- rivière végétalisée ou torrent : $K_s=10$ $m^{1/3}.s^{-1}$

K_s peut s'écrire en fonction du coefficient de Manning " η " : $K_s = \frac{1}{\eta}$

La formule de Manning–Strickler ne s'applique pas sur les fonds très lisses.

Une autre formule basée sur la vitesse moyenne V qui fournit la borne supérieur du coefficient K_s .

En pratique cette borne supérieure est entre 80 et 100 $m^{1/3}S^{-1}$

$$K_s < 78 V^{\frac{1}{6}}$$

En ce qui concerne le coefficient de rugosité du lit peut varier de façon significative avec le tirant d'eau à cause de la rugosité du fond et des berges qui ne sont pas identiques (l'existence de la végétation) généralement pour calculer la rugosité équivalente, on utilise la méthode d'Einstein.

Le coefficient de Manning-Strickler peut traduire la dissipation d'énergie locale c'est-à-dire due à un frottement contre les grains du lit ; mais également une dissipation d'énergie liée à celle qui est turbulente ; cette dernière est liée aux structures morphologique du lit qui influe aussi sur l'écoulement (turbulence).

Au cours d'une crue ; les structures morphologiques évoluent fortement et dans certains cas peut aller jusqu'à la destruction, ce qui implique la variation très importante du coefficient de résistance à l'écoulement; cette variation modifie automatiquement la valeur de (K_s) au cours

de la crue implique aussi à la variation du coefficient de Manning $K_s = \frac{1}{\eta}$ durant cette forte crue.

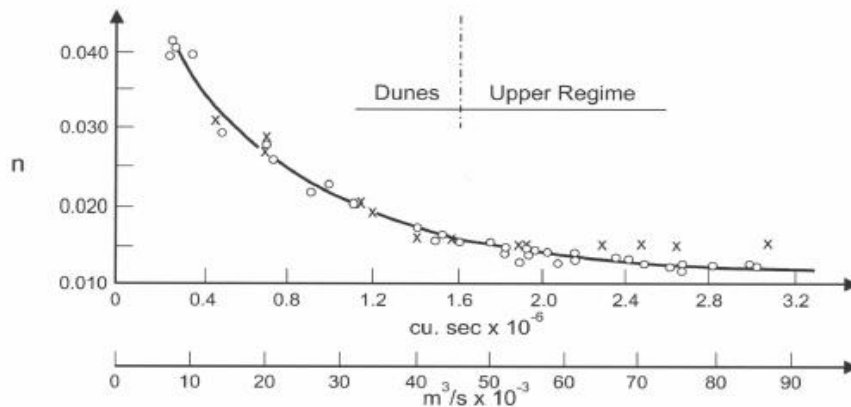


Figure 1-3 : Variation de $\eta = 1/K_s$ au cours d'une crue

En rivière l'hétérogénéité du substratum et des formes de sections ainsi que le développement de la végétation rend plus difficile la détermination du coefficient Strickler ne pourra être considéré comme constant en fonction du niveau d'eau.

Selon (Song et al 1998), le frottement est modifié dès que le transport des sédiments commence à bouger surtout si le transport de sédiments est relativement fort, le fond se déforme et modifiant ainsi la rugosité.

Dans le cas d'un fond sableux, pour un débit croissant, on constate d'abord la formation des rides puis des dunes et en fin l'existence d'un transport intense si la pente est forte formation des anti-dunes qui se déplacent (Hansen et England 1967).

Généralement l'effet de ces formes du fond est lié à leur amplitude; la hauteur des dunes peut atteindre 30% de la hauteur d'eau (Yalin et Ferreira Da Silva 2001).

Dans le cas des dunes (Var Rijn 1984 a défini une rugosité équivalente qui permet de calculer le frottement résultant de la présence de dunes.

Certain chercheurs et études approfondis sont basés à exploité d'autre jeux de données pour relier les observations à la nature du substratum du fond et aux caractéristiques des formes du fond (rivières mixtes intermédiaires entre rivières au sable et au gravier) ainsi qu'à celles des berges ces données prennent en compte les pertes de charge complémentaire aux frottement engendrés par les grains et les formes du fond ces pertes sont liées au Hétérogénéité de substratum, de topographie et d'occupation des berges, de tracé en plan.

La morphologie des lits varie en fonction de la pente de sorte qu'il y ait un certain équilibre entre la pente ; le débit liquide et le débit solide.

Pour les rivières naturelles la sinuosité du lit et la possibilité de migration des méandres et de développement des structures morphologique (dunes et des bancs de sable) permettent d'obtenir l'équilibre moyen.

Pour les rivières torrentielles telles et les torrents ; cet équilibre se manifeste à travers un équilibre de la section en travers et il existe une relation entre granulométrie du lit: la capacité de transport ; la dissipation d'énergie est variable en fonction de la composition granulométrique du lit (plus le lits est grossier plus la dissipation d'énergie est importante) et des structures morphologique (distribution régulière de seuils anti-dune).

En général selon Jean-Paul Bravard et François petit les lits composés d'éléments granulométriques variés sont pavés, forme une couche à la surface du lit composés d'éléments grossiers offrant une bonne résistance à l'érosion et permettant de dissiper suffisamment d'énergie le pavage est généralement stable c'est à dire pas d'affouillement par les petites crues, le pavage et les structures morphologiques évoluent soit par ajustement local (petite crue) soit par la déstabilisation puis restructuration en fonction des échelles de temps.

1-7 Classification morphologique de cours d'eau

On peut distinguer trois types de classification morphologiques de cours d'eau correspondant à une énergie et donc une pente décroissante pour une granulométrie donnée.

1-7-1 Selon leur substrat

On a distingué une dynamique fluviale des rivières qui est fondamentalement différente de leur substrat, elle est de type sableux ou graveleux. La distinction entre les rivières à sable et les rivières à gravier est particulièrement importante pour un choix correct du modèle de transport solide.

En théorie il est possible de distinguer ces deux types de rivière [13]. Mais sur le terrain, cette distinction devient beaucoup plus difficile à réaliser (Van Rijn, 1993; Simons et Simons, 1987). En effet, les deux substrats sont parfois identifiés dans une même rivière.

1- Rivière à sable

Les caractéristiques typiques des rivières à sables sont résumées ci-dessous :

- le substrat est constitué de matériau relativement fin (diamètre médian d_{50}) inférieur à 2 mm, d_{50} désigne le diamètre tel que 50% en masse des sédiments sont de diamètre inférieur) et de granulométrie peu étendue (Ramez, 1995);
- la pente de la ligne d'énergie est faible. Le chenal d'écoulement est en général plat (Simons et Simons, 1987);
- La notion de seuil de mise en mouvement des particules n'est pas vraiment importante. Il ne présente pas un facteur déterminant du transport solide. Les lits mobiles peuvent

se modifier et subir des changements de forme importants. L'équilibre de la rivière est donc dynamique (Ramez et Paquier, 1998);

- le transport solide est significatif même en période de faibles débits. En effet, la force tractrice critique nécessaire à l'entraînement du sable est faible. En conséquence, les particules peuvent être mobilisées et transportées;
- comparativement à la charge solide transportée en suspension, le débit solide charrié est souvent faible et peut donc être négligé (entre 5 à 20% du débit solide total selon Lane et Borland (1951));
- des ondulations de fond (dunes, rides, anti-dunes) peuvent se former lorsque certaines conditions sont respectées. Le type de ces ondulations est fonction des conditions d'écoulement et de la granulométrie des sédiments composant le lit (Yalin, 1992);
- des méandres peuvent se développer. Ils comportent un affouillement à l'extrados (la partie concave du méandre) et un banc parfois émergeant à l'intrados (la partie convexe du méandre). Le chenal principal comporte généralement des seuils (Kleinhans, 2002).

2- Rivière à graviers

Les principales caractéristiques des rivières à graviers sont les suivantes:

- le substrat est constitué de sédiments grossiers (diamètres d_{50} supérieur à 2 mm), de granulométrie assez étendue (Ramez, 1995);
- la pente de la ligne d'énergie est forte. La pente longitudinale du fond est en général plus grande que dans le cas des rivières à sable (Simons et Simons, 1987);
- une couche superficielle composée de grosses particules est formée lors de faible débit d'eau. La formation de cette couche est liée au phénomène de tri granulométrique. Sa granulométrie est plus grossière que celle de la couche sous-jacente (Diplas, 1987). Le lit de la rivière est dit pavé lorsque les grains de surface sont plus gros que la fraction grossière des sédiments de la couche recouverte. En revanche, il est dit armuré lorsque les particules que l'on retrouve à la surface sont également présentes dans la couche sous-jacente (Brav et Church, 1980) ;
- le seuil de mise en mouvement des sédiments représente le facteur limitant du transport solide ;
- l'équilibre de la rivière est fonction de la nature de la couche de surface. En effet, un lit armuré est mouvement assez fréquemment, l'équilibre est donc dynamique. En

revanche, un lit pavé est en mouvement seulement au cours des évènements hydrologiques extrêmes, l'équilibre est donc statique (Ramez et Paquier) ;

- le transport solide est significatif uniquement pour des débits d'eau importants. La formation d'une couche d'armurage ou de pavage réduit la mobilité des sédiments, limitant ainsi le débit solide est très faible. Il n'altère pas le lit puisque les grains morphogènes qui assurent la stabilité du lit restent plus ou moins immobiles dans la couche de surface ;
- un réseau d'écoulement à chenaux multiples (ou en tresses) peut se développer ;
- les ondulations de fond (dunes, anti-dunes) se développent moins que dans les rivières à sables ou sont inexistantes (Simons et Simons, 1987).

Les rivières à gravier ont été abondamment étudiées. Cependant, moins de recherches ont été réalisées sur les rivières larges. Celles-ci sont en effet moins nombreuses dans la nature. En outre, les procédures de mesure dans ce type de rivières sont difficiles à mettre en œuvre. Ainsi, peu de données sont disponibles sur le transport solide, le développement d'ondulations de fond et la formation de couche d'armurage ou de pavage.

En 1990 Ramez a donné une classification de ces rivières en fonction du rapport du diamètre représentatif des sédiments (D) sur la hauteur d'eau (H).

- Rivière à gravier : $H/D < 50$
- Rivière mixte à comportement granuleux : $50 < H/D < 250$
- Rivière mixtes à comportement sableux : $250 < H/D < 1000$
- Rivière à sable : $H/D > 1000$

1-7-2 Selon leur forme de fond

Les formes de fond sont un aspect fondamental du transport solide, en particulier parce qu'en modifiant la frontière liquide/solide (notamment en augmentant la rugosité) elle vont rétroagir sur l'écoulement de manière importante.

Les formes de fond liées à un transport solide ne sont pas propres aux rivières ni même aux interfaces liquide/solide : Dans un cours d'eau, la pente décroît de l'amont vers l'aval, ceci est fonction de l'origine du tri granulométrique qui s'opère ou se forme. Ce tri granulométrique est fonction du dépôt et de l'entraînement sélectif des grains en fonction de leur taille; mais aussi de leur abrasion (frottement) qui tend à diminuer leur taille. [13] et [17].

- Dans les parties amont des rivières l'étendue granulométrique est large (blocs, cailloux, gravier, sable, limons) et du faite de la réduction de pente les éléments les

plus grossiers vont se déposer. On les retrouve dans les parties aval; c'est dire dans les zones de plaine; une étendue granulométrique plus resserrée.

- Dans la partie amont où les rivières sont torrentielles, les sédiments fins sont transportés en aval, laissant à la surface du lit une couche de matériaux grossiers qui constituent peu à peu une couche de protection appelée "pavage". Ce pavage entraîne une réduction de la capacité de transport solide de la rivière (ce phénomène de pavage apportait dans les rivières à graviers).
- Dans la partie aval où les rivières sont dans les plaines; la granulométrie est moins étendue; les lits principalement constitués de sable et de graviers.

On observe alors selon Dégoutte 2006 et Graf 2000 et Lebreton 1974 ; les différents types de structure sédimentaire :

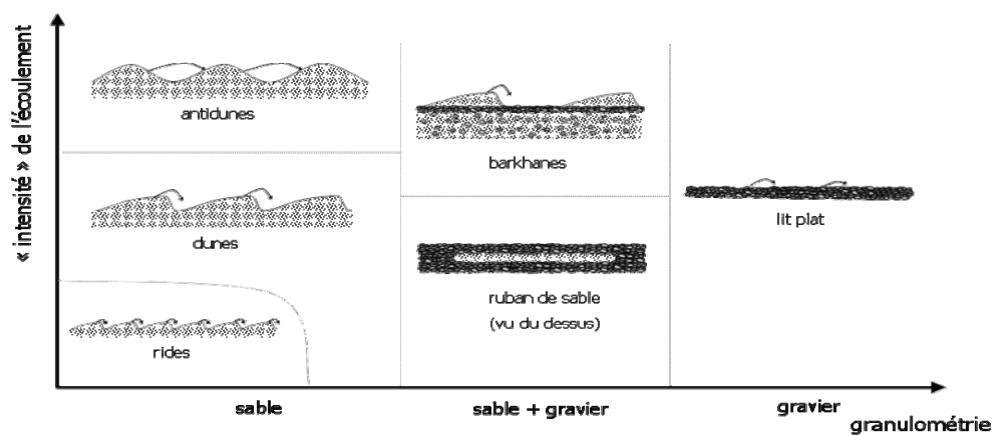


Figure 1-4 : Diagramme qualitatif d'existence des formes de fond

rides : Ce sont des petites formes de fond qui ne peuvent se développer que dans le cas de sédiments fins. D'après Van Rijn (1984), elles n'apparaissent que pour des tailles de grain inférieures à 0.5 millimètres.

Les rides se forme lorsque les grains ont un diamètre $d_{90} < 0,6$ mm.

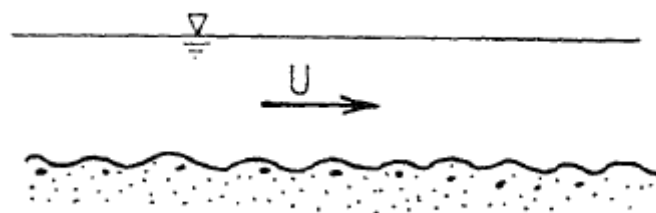


Figure 1-5 : Déplacement en "rides"

dunes : Il s'agit de formes de grande taille (longueur jusqu'à six fois la hauteur d'eau) typiques des rivières de sable (mais certains auteurs en décrivent pour des dunes de gravier, voir Carling (1999) pour une revue). Elles sont généralement asymétriques, avec une face amont de faible pente et une face aval très raide. Elles tapissent généralement tout le lit (trains de dunes) mais quand l'approvisionnement ensable est limité (cas d'un lit composé d'un mélange sable gravier), des dunes de sable isolées sur un lit de gravier, les barkhanes, peuvent être trouvées. Les dunes sont en opposition de phase avec les ondulations de la surface libre (contrairement aux anti-dunes).

Le déplacement se produit par transition d'une série d'ondes à fond raide de hauteur H et de longueur d'onde λ .

Si la rivière est large $L > 15$ à $20 H$, il existe plusieurs trains d'onde qui présente des déphasages entre eux.

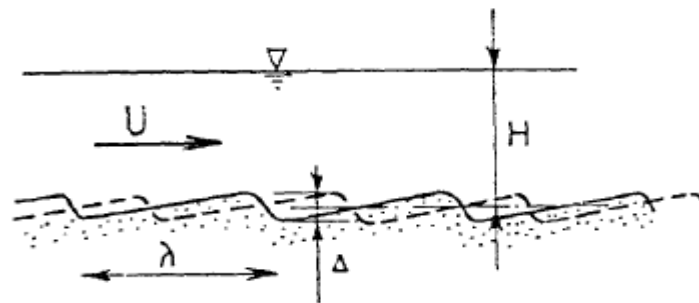


Figure 1-6 : Déplacement des sédiments en dunes

Anti-dune : il s'agit de l'évolution de la dune en régime torrentiel. Les anti-dunes sont en phase avec les ondulations de la surface libre. Elles se déplacent généralement vers l'amont, contrairement à toutes les autres formes de fond.

Les conditions d'apparition des différents types de formes de fond dépendent donc à la fois de la nature des sédiments (diamètre des grains mais aussi nature du mélange), et des conditions hydrauliques (hauteur d'eau et contrainte).

$$A = \frac{H \cdot I}{(\rho_s - 1) d_{50}} \quad (1-124)$$

ρ_s : Poids volumique des grains [KW/m^3]

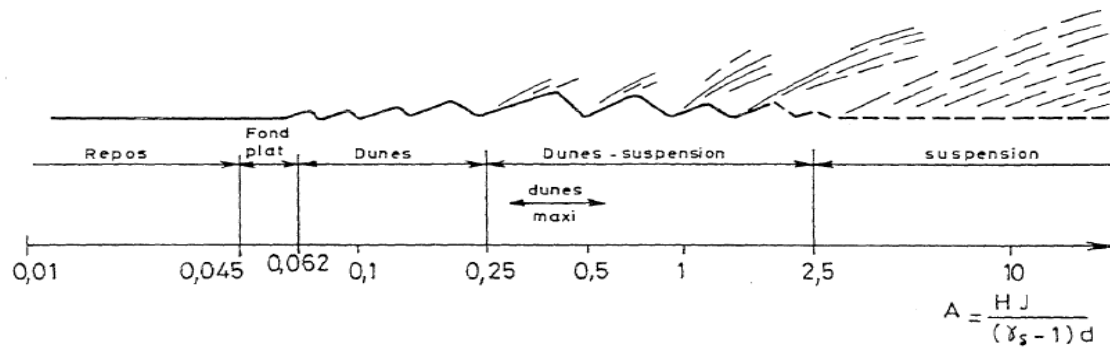


Figure 1-7 : Domaines d'apparition des différents modes de transport

rubans de sable : Ce sont des formes typiques des rivières sable-gravier. Dans des conditions hydrauliques suffisantes pour entraîner le sable mais pas le gravier, le sable entraîné se sépare du gravier et forme des rubans, qui améliorent le transport du sable (le sable est plus mobile dans un mélange sableux que dans un mélange sable/gravier). Quand plus de sable devient disponible, ces rubans se développent et se transforment en barkhanes (voir dunes).

nappes de charriage : ce sont des formes de fond des rivières de gravier à granulométrie assez large. Elles se caractérisent par une très faible hauteur, et la présence d'un fort tri granulométrique longitudinal au sein de la forme de fond (Whiting et al. (1988)). En raison de leur faible hauteur, nous les assimilons au fond plat.

La notion d'équilibre dynamique (selon l'échelle de temps choisie pour analyser ce phénomène) ne signifie pas qu'il n'y a aucune modification des caractéristiques physiques du cours d'eau, mais plutôt une conservation de la morphologie moyenne au delà des modifications cycliques observés au gré des crues (Malavoi et al, 1998) et (Knighton, 1984).

On peut dire après la consultation de plusieurs documents sur l'équilibre dynamique que les cours d'eau non perturbés, l'équilibre dynamique peut s'installer entre les variables de contrôle et les variables de réponse ; deux variables contrôlent en grande partie de la dynamique fluviale d'un cours d'eau : Le débit liquide et le débit solide d'autre variable de contrôle joue un rôle secondaire (la pente d'énergie ; granulométrie des sédiments ; végétation et aussi la rugosité...). Parmi les variables de réponse on peut citer la largeur et la profondeur ; la pente longitudinale et la forme en plan du cours d'eau. [28]

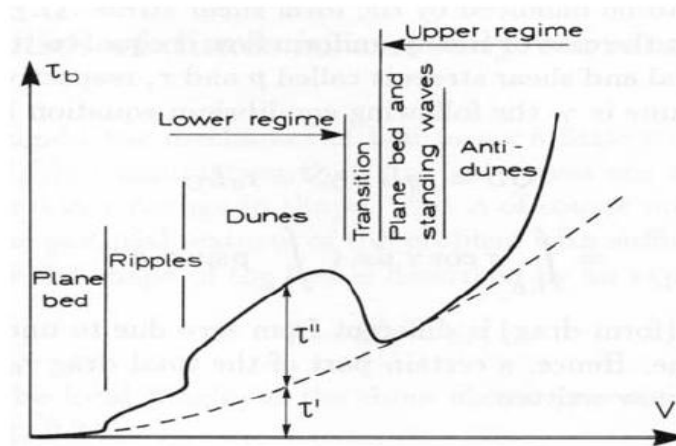


Figure 1-8 : Frottement induit par les formes de fond [Fredsoe et Deigaard 1992]

1-8 Structure morphologique :

les lits qui présentent des structures comme les dunes; une sinuosité des cours d'eau et un fond mobile ; la résistance à l'écoulement peut croître de façon très importante pour des structures morphologiques de type dune, il faut tenir compte de la dissipation supplémentaire due à :

- La création des tourbillons à grande échelle au sein du fluide pour les dunes.
- Au remous de la surface libre avec apparition de ressauts hydraulique (processus prédominant pour les anti-dunes).

Pour quantifier ces effets et expliquer l'influence du coefficient du perte de charge qui influent sur les dunes, une alternance de dune le long du lit ; de hauteur caractéristique a et de longueur L , l'assimilation de la dissipation d'énergie induite par les dunes à une perte de charge singulière (la dune se comporte comme un rétrécissement de la section d'écoulement suivi d'un élargissement brusque), on se basant sur la formule de perte de charge pour l'écoulement divergent de type Borda appliquée entre le point 1 et 2.

$$\Delta H_1 = \alpha \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \approx \alpha \frac{V^2}{2g} \left(\frac{a}{h} \right)^2 \quad (1-125)$$

α : Coefficient de perte de charge

La profondeur h d'eau est calculée par rapport à une ligne fictive qui présente l'altitude moyenne du fond.

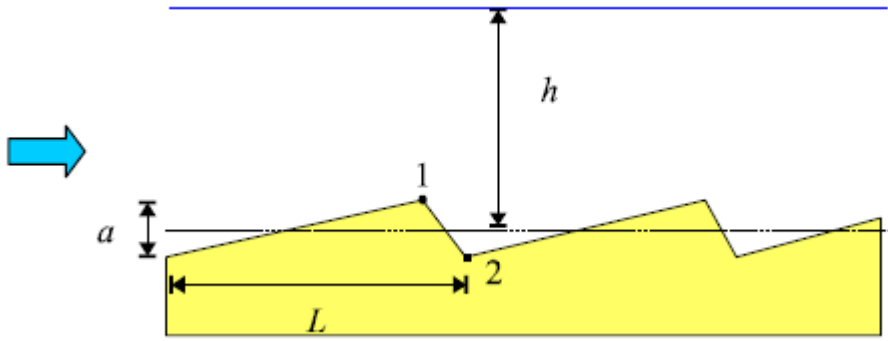


Figure 1-9 : Géométrie simplifiée d'une dune

La vitesse au point 1 est donc : $V_1 = q/(h - a/2)$

Tandis qu'en 2 on a : $V_2 = q/(h + a/2)$

Cette perte de charge singulière s'ajoute à la dissipation d'énergie par frottement sur le fond

$$\Delta H_2 = L \frac{C_f V^2}{R_H 2g} \approx L \frac{C_f V^2}{h 2g} \quad (1-126)$$

Avec : $C_f = \frac{f}{4}$ le coefficient de frottement qui peut être relié par exemple au coefficient de

$$\text{Strickler : } \tau_p = \frac{1}{2} C_f \rho V^2 = \frac{\rho g}{K^2} \frac{V^2}{R_H^{1/3}} \Rightarrow C_f = \frac{2g}{K^2 R_H^{1/3}} \quad (1-127)$$

$$\text{Où bien au coefficient de Chézy : } \tau_p = \frac{1}{2} C_f \rho V^2 = \frac{\rho g}{C^2} V^2 \Rightarrow C_f = \frac{2g}{C^2} \quad (1-128)$$

$$\text{La perte de charge totale est donc : } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \alpha \frac{V^2}{2g} \left(\frac{a}{h} \right)^2 + L \frac{C_f}{R_H} \frac{V^2}{2g}$$

On peut calculer un coefficient de frottement équivalent C_f comme étant la somme des pertes de charge locale dues à la dune :

$$\Delta H = C_f^* \frac{L V^2}{h 2g} \quad (1-129)$$

$$\text{Soit encore : } C_f^* = C_f + \alpha \frac{a^2}{Lh} \quad (1-129)$$

On peut également en déduire un coefficient de Chézy équivalent :

$$C_{eq} = \sqrt{\frac{2g}{C_f^*}} \quad (1-130)$$

On déduit une nouvelle loi d'écoulement similaire à l'équation obtenue pour un régime uniforme sur fond plat :

$$V = C \sqrt{\frac{Lh}{Lh + \alpha \alpha^2 C^2 / (2g)}} \sqrt{\sin \theta} \sqrt{h} \quad (1-131)$$

Ce petit calcul simple permet de montrer que plus la taille de la dune augmente, plus la vitesse moyenne d'écoulement diminue. Il existe des formules empiriques comme celle de Sugio pour des cours d'eau naturels ($0,1 < d_{50} < 130$ mm) et des canaux ($0,2 < K_s < 7$ mm) :

$$V = K_s R_H^{0,54} v^{0,27}$$

Avec :

$K_s = 54-80$ Pour des dunes, $K_s = 43$ pour une rivière à sinuosité.

Plusieurs auteurs se sont penchés sur la variation de ces coefficients de frottement en fonction du régime et de la hauteur d'eau. Des études ont été menées pour étudier et quantifier l'impact de différents facteurs tel que la pente, la forme du fond, la granulométrie. La majorité des études montrent que la pente ait un effet très important sur le facteur de frottement, plus la pente est élevée plus le frottement pour un même nombre de Reynolds serait important (Gourlay 1970; Wu et al 1999). La détermination du coefficient de frottement à l'écoulement est compliquée surtout lorsqu'il faut prendre en compte de la végétation (flexible où rigide). [11]

1-9 Relation Hauteur-Débit en présence des végétations :

Les études expérimentales ont été faites sur le coefficient de frottement dans la végétation montre que ces coefficients varient en fonction de la hauteur d'eau ou d'autres paramètres tel que la pente ou la végétation. Les chercheurs ont proposé de nouvelles formules d'écoulement pour ces types de situation. Les observations des chercheurs montrent qu'il existe une évolution typique du coefficient de frottement dans la végétation, ils ont conclu après des études approfondies que le coefficient de frottement passe par quatre étapes d'évolution (selon Wu et al 1999) et (Temple 1987).

- Première évolution c'est que si la végétation n'est pas submergée, le frottement diminue lorsque la hauteur d'eau augmente.
- Lorsque la submersion de la végétation commence, le frottement tend à augmenter à cause des frottements entre la couche supérieure plus rapide et la couche de végétation.
- Le frottement diminue se qui correspond à la théorie de la rugosité relative (la proportion géométrique de la végétation diminue lorsque la hauteur d'eau augmente).

- Ce coefficient de frottement tend vers une valeur asymptotique qui correspond au fait que l'écoulement dans la végétation devient une part négligeable de l'écoulement total.

Du point de vue du régime d'écoulement le coefficient de Darcy-Weisbach diminue lorsque le nombre de Reynolds augmente en régime laminaire puisqu'il y a une période de transition où la relation $f(\text{Re})^n$ n'est pas bien définie. (Chen 1976).

1-10 La puissance d'une eau en mouvement et son influence sur le cours d'eau

La puissance des cours d'eau en mouvement noté (P_b) est proportionnelle à sa masse (m) et au

carré de sa vitesse (v) donc : $P_b = \frac{1}{2} m V^2$ (1-132)

Et la masse d'eau (m) est égale à la surface de la section du lit (s) multipliée par la vitesse (v):

$$m = sV \text{ donc } P_b = \frac{1}{2} s V^3$$

Une partie de cette puissance est absorbée pour vaincre certaines résistances à l'écoulement. Les résistances à l'écoulement sont dues à la viscosité de l'eau, à la rugosité du lit (particulièrement importante sur les rivières de montagnes) et surtout aux phénomènes de turbulence.

Sur une rivière, les filets d'eau s'écoulent dans l'axe du lit et parallèlement à la surface.

En effet l'énergie cinétique de l'eau et l'inertie du lit perturbent les filets liquides, la vitesse du courant est plus élevée près de la surface et au milieu du lit que près des rives et du fond. Il en résulte des phénomènes de turbulences qui absorbent une grande puissance d'eau. Les trajectoires de ces filets liquides ne sont pas parallèles à l'axe du lit, leur vitesse varie en chaque point en grandeur et en direction. [13]

On peut assimiler la turbulence à des pulsations verticales de très courte période qui entraînent un charriage continu de l'eau.

Le frottement et la turbulence absorbent la grande partie de la puissance brute de l'eau, les matériaux transportés absorbent également cette énergie. On définit comme la puissance nette d'une eau courante (P_n), sa puissance brute moins les pertes dues aux frottements à la turbulence et au transport de matériaux :

$$P_n = P_b - (\text{Frottement} + \text{turbulence} + \text{matériaux transportés})$$

En se basant sur la puissance liée à la pente, on peut définir deux types :

- **Les eaux courantes** : Ont une puissance brute élevée résultant de la pente du bassin versant.
- **Les eaux stagnantes** : Ont une puissance faible résultant des courants internes et de petites turbulences dues à l'action du vent ou aux variations de température.

Sur une forte pente, la puissance est positive et le cours d'eau l'utilise pour creuser son lit, ; érode ses rives. La charge des sédiments s'accroît et par contre la puissance nette diminue ; lorsque celle-ci est nulle, Le cours d'eau transporte sa charge en suspension mais n'érode plus. Dans ces conditions, si la pente et la vitesse du courant diminuent, la puissance donc devient négative. Le cours d'eau dépose des matériaux jusqu'à ce que sa puissance nette redevienne égale à zéro.

1-11 Les forces de résistances

1-11-1 La granulométrie des berges

L'érosion est très influencée par la nature des sols, les sables et les graviers non cohésifs sont plus sensibles à l'érosion que d'autres matériaux comme l'argile (Michel et al. 2004). La granulométrie des berges contrôle l'érosion, certains hauteurs montrent que le coefficient de résistance à la migration latérale est une fonction de diamètre des sédiments présents à la base de la berge concave; (plus le diamètre est grand plus la résistance est grandes (Nanson et Hickin 1986). Les taux d'érosion latérale importants sur les rivières en raison de la présence de sable facilement érodable à la base des berges (Gilveur et al., 2000).

Les diamètres des sédiments cohésifs très faibles mais ils sont plus résistants à l'érosion que les sables et les graviers selon Ikeda (1989) Bravard et Petit (2000).

Les formes en plan et le taux de migration des méandres d'une rivière sont fortement influencés par la présence et la répartition de berges constituées de sédiments cohésifs (Hooke 1980). Bravard et Petit (2000) précise que la présence d'argile et limons contrôle la résistance de la berge tandis que (Hickin et Nanson 1975) précisent l'importance de la hauteur et du type de matériaux des berges, lorsque les matériaux sont résistants et la berge haute, le taux de migration est plus faibles.

L'homogénéité des matériaux des berges influence également sur la vitesse de migration des méandres dans le temps et dans l'espace. Une rivière qui se déplace dans une plaine alluviale constituée de sédiments hétérogènes présente une plus forte variabilité dans l'espace et dans le temps (Hooke; 2000).

1-11-2 La végétation

Certains auteurs considèrent que la végétation protège les berges permettant aux sinuosités de s'allonger en diminuant la fréquence des alluvions (Brice, 1974) et (Michelle, 2004) ont étudié l'impact de la déforestation des berges de la rivière, le taux de migration des méandres augmente de 50 à 80% suivant les endroits après la déforestation. Inversement (Nanson et Hickin; 1986) affirment que la végétation sur la rive externe n'a que peu d'influence sur la vitesse de migration (l'emprise en profondeur des racines n'est pas suffisante de 1 à 2 m). Ceci dépend de la hauteur de la berge : si la berge est très haute les racines des arbres n'atteignent pas la base de la berge donc pas de stabilité dans le cas contraire d'une faible hauteur de berge pour laquelle les racines stabilisent la berge.

Smith et Knighton (1976) ont montré que les sédiments de berge contenant un volume de 16 à 18% de racines et un tapis de 5cm de racines étaient 20000 fois plus protégés de l'érosion que des sédiments sans végétation.

1-11-3 La morphométrie

Les contraintes hydrauliques qui s'exercent sur les berges et selon leur résistance, la morphométrie de la rivière est modifiée, il existe des relations entre différents paramètres morphométriques et la vitesse de migration des méandres. La largeur de la rivière peut être mise en relation avec le taux de migration des méandres, selon Nanson et Hickin (1986), 70% des taux de migration des méandres des rivières à fond sableux et graveleux sont expliqués par deux paramètres la largeur de la rivière et la granulométrie de la base de la berge. Certains auteurs s'intéressent au rapport (γ/w) qui correspond au rayon de courbure divisé par la largeur moyenne du chenal. Ce rapport est lié à la vitesse de croissance d'un méandre. La hauteur des berges est également très importantes surtout lorsqu'il y a la végétation, car si les berges sont basses et submersibles donc il n'y aura pas d'affouillement sous les racines. Contrairement au cas de berges hautes insubmersibles qui seront plus facilement érodés à leur base selon Maire (1996), plus la berge est haute plus la surface de contact entre l'eau et la berge est petite et donc la surface pouvant être affouillée.

1-11-4 Les aménagements anthropiques

Les ouvrages qui contraignent la migration du lit (pile de ponts, protection des berges, digues) ont un impact local mais qui peut être également plus étendu (la pile de pont peut avoir une influence sur une centaine de mètres à l'aval [Malavoi, 2005]).

La construction d'un barrage de régulation sur la rivière joue un rôle dans l'augmentation du taux de migration des sinuosités. Les prélèvements des débits à plusieurs endroits des rivières suivant les saisons influent sur le débit de la rivière. Certaines variations dynamiques pourraient être causées par ces prélèvements irréguliers (Klein, 2005). Afin de réduire la surface d'emprise de la rivière, certains recoupements de sinuosité ont été réalisés artificiellement, mais dans certains cas la rivière a repris son cours naturel, dans d'autres elle recommence à diverger à partir de son nouveau cours.

1-12 L'impact sur l'équilibre géomorphologique des cours d'eau :

a) Perturbations naturelles de l'équilibre hydro sédimentaire :

Les paramètres qui favorisent la perturbation de l'équilibre sont :

- La variation du débit après une période de forte crue, l'eau redescend en laissant des sédiments qui s'accumulent principalement en plaine ou la pente est réduite.
- L'érosion des berges à l'extérieur des méandres de la rivière augmente l'apport en sédiments. Pour remédier à ce problème planter de la végétation permet de stabiliser les sols et d'éviter ce genre de problème.
- En période de sécheresse (étiage), des fissures se créent dans les berges, l'eau s'infiltré dans ces fissures et peut provoquer une déstabilisation de la berge.
- Présence d'obstacles dans le cours d'eau on a des changements locaux des vitesses ce qui provoque des modifications du lit avec érosion de certains endroits et dépositions des sédiments donc toute structure placée dans un cours d'eau peut subir des dommages.

b) Perturbations anthropiques de l'équilibre hydro sédimentaire :

En ce qui concerne les perturbations anthropiques de l'équilibre (écoulement et sédiment) perturbent surtout :

- La construction dans le lit mineur ou majeur influe sur la réduction de la section d'écoulement des cours d'eau et peut provoquer des inondations en amont en cas de crues, de plus un apport excessif des sédiments issus des rejets d'industries qui favorise les risques de déposition.
- Exploitation des matériaux du lit perturbe le régime des rivières si on retire du lit de la rivière des sédiments et autres matériaux pour une utilisation quelconque, le cours d'eau ne sera se charger autant qu'avant, le retrait donc il aura tendance à se recharger en sédiments et érodant le lit en aval.

- Qualité de l'eau : Généralement en cas de crue ; le cours d'eau érode d'avantage le sol et capable de transporter des sédiments et autres matériaux pouvant être contaminés.

1-13 Granulométrie des fonds des cours d'eau :

La granulométrie des fonds des cours d'eau pose deux problèmes majeurs dans la variabilité spatiale et temporelle car la granulométrie d'un cours d'eau n'est pas une donnée uniforme, elle varie non seulement dans l'espace mais aussi dans le temps.

a- Variabilité spatiale de la granulométrie

L'organisation spatiale d'un fond de rivière à charge de gravier et galets est basée sur l'alternance de seuils (zone de d'influence du courant en crue et de mouilles (zone de convergence de flux de crue). Il existe une relation qui lie la distance entre deux seuils consécutifs à la largeur du chenal (distance de 5 à 7 fois la largeur moyenne du lit). Les seuils sont des formes de résistance de granulométrie généralement plus grossière que le reste du chenal. En crue, ils sont soumis à des forces tractrices nettement moindres que les mouilles. Les mouilles constituent une charge plus fine que les seuils parce qu'elles sont partiellement remblayées par des matériaux fins à la décrue (graviers) puis les phases hydrologiques plus calmes (sédimentation des sables) en raison des faibles vitesses de courant générées par les fortes profondeurs de l'écoulement.

Les variables spatiales de la granulométrie existent aussi dans les composantes verticales de la masse alluviales. Les phénomènes de ségrégation hydraulique à la décrue, l'existence d'un pavage lié à un déficit de charge s'enduisant à ce que les alluvions de surfaces soient plus grossières que celles sous-jacentes (couche de surface), les différences granulométriques entre la surface et la sub-surface peuvent être plus grossières d'un facteur de 2 à 3.

b- Variabilité temporelle de la granulométrie

La granulométrie d'un cours d'eau peut varier dans le temps et plusieurs cas de figures peuvent être envisagés :

Dans le cas d'un suivi de la granulométrie d'un site, on va être amené à procéder à une succession d'échantillonnages espacés dans le temps. Une mauvaise solution est de choisir de se placer toujours sur le même site sans tenir compte de la nature de la forme. Comme les formes se déplacent (les successions seuil mouilles migrent lentement vers l'aval) des variations granulométriques d'une fois à l'autre peuvent être liées au changement de formes (variabilité inter-formes) et non un changement de la granulométrie du lit.

Dans le cas d'un abaissement du chenal et de la mise en place d'un pavage, la granulométrie du lit fluvial peut varier dans le temps assez rapidement (quelques années à quelques décennies).

1-14 L'influence de la pente sur les cours d'eau :

Compte tenu de la variation de la pente du cours d'eau et de la taille des sédiments ce qui implique que la géométrie du cours d'eau varie de façon très significative entre la source et le débouché. Dans la partie amont où le sédiment est fourni à la rivière ; la pente est généralement forte et le lit est droit (quand il est vu en plan). Le lit peut être incisé dans un matériau différent des sédiments qu'il transporte ou bien prendre place dans ses dépôts alluvionnaires, dans le cas contraire et dans les zones planes, le cours d'eau coule sur ses propres alluvions généralement composés de matériaux fins (limons, sables). La sinuosité du lit croît le plus souvent de façon inverse à la pente du lit, inversement, plus la pente est faible ; plus le cours d'eau a tendance une section d'écoulement unique et bien calibrée (voir la figure 1-10).

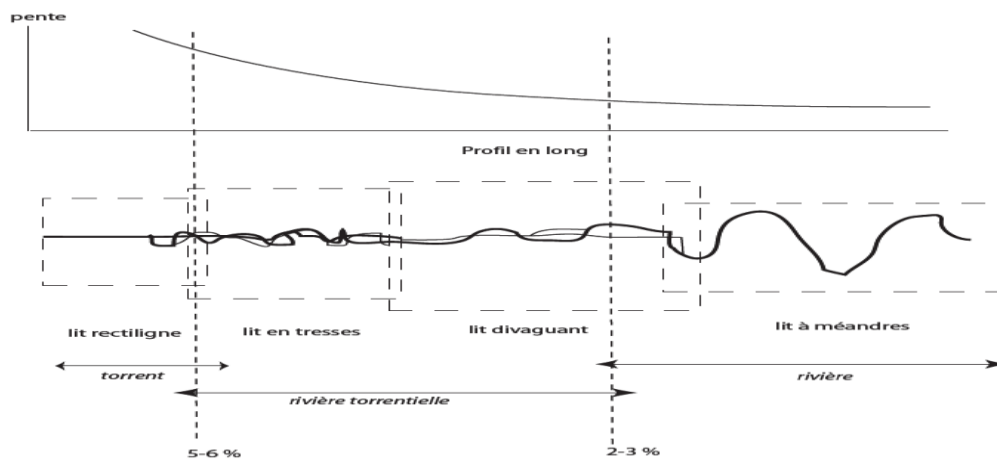


Figure 1-10 : Vue en plan du lit d'une rivière

Selon Coleman et Melville (1996), le profil en long d'une rivière montre une très grande variabilité même si le débit liquide et solide est faible ; un lit initialement plan ne reste jamais bien longtemps dans son état (voir figure 1-11).

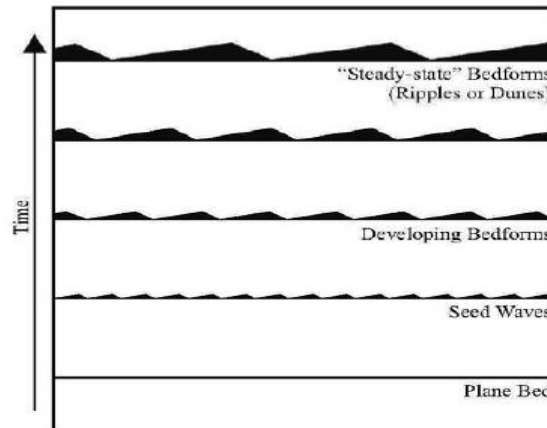


Figure 1-11 : Au cours du temps, des structures morphologiques se développent dans les lits de sable (ou de gravier) lorsque le débit d'eau est suffisant (Coleman et Melville, 1996)

Le débit liquide est faible mais suffisant à transporter un peu de sédiment (il y a formation d'ondulations qui croissent, migrent avec d'autres structures pour former les dunes quand celle-ci se déplace dans le sens de l'écoulement et anti-dune quand elle remonte le courant (figure 1-13).

1-15 Evolution du fond du lit en fonction nombre de Reynolds :

La figure (1-12) ci-dessous montre que si le lit est plan, les petites ondulations apparaissent rapidement (A) puis si le courant augmente, il y a formation des dunes (B et C). Au cours d'une crue, ces structures peuvent être détruite (l'écoulement d'eau est fortement chargé en sédiment (D et E), si le débit d'eau augmente, le lit développe de nouveau des structures qui peuvent se déplacer contre le courant (F et G).

Pour les rivières torrentielles caractérisées par une valeur élevée du nombre de Froude, le lit présente une alternance de seuils et de mouilles (H).

La figure (1-12) présente une classification des structures morphologiques du lit en fonction de nombres de Froude et Reynolds selon Julien (1994), il montre que la limite entre les régimes d'écoulement inférieur et supérieur varie fortement entre le domaine des rivières (nombre de Reynolds particulière faible car le lit est composé de sédiments fins) et pour les rivières torrentielles (nombre de Reynolds R_e *élevé car le diamètre d_{50} des grains du lit est grand). [11]

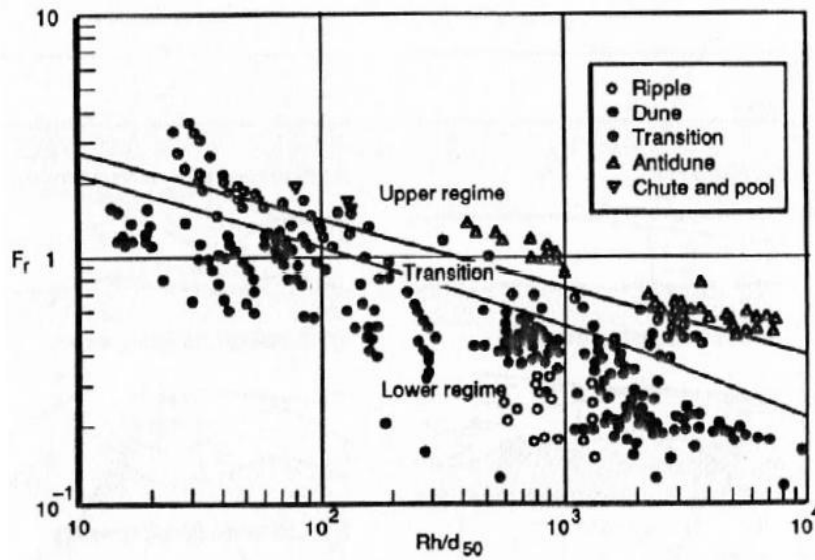


Figure 1-12 : Classification des structures en fonction du nombre de Froude et du nombre de Reynolds particulaire (Julien, 1994)

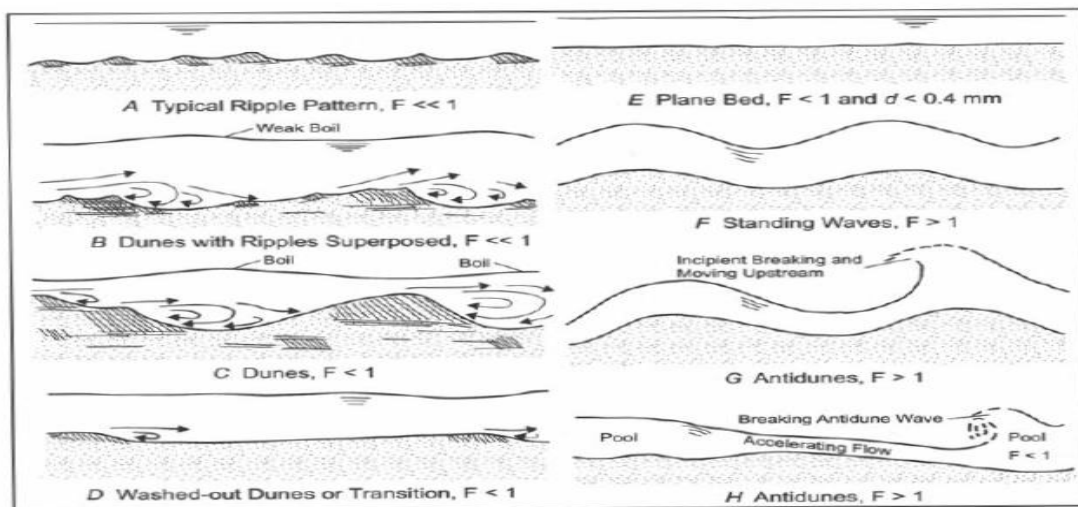


Figure 1-13 : Évolution des structures morphologiques du lit



CHAPITRE 2

CHAPITRE 2- EQUATIONS DE BASE

2-1 Equations de base de l'écoulement d'eau

2-1-1 Géométrie de l'écoulement

L'écoulement dans un canal de largeur finie à des paramètres supplémentaires, des caractéristiques de la géométrie du canal sont à prendre en compte.

On introduit classiquement trois quantités : la surface mouillée, le périmètre mouillé et le rayon hydraulique.

Dans le cas d'un canal rectangulaire de largeur B et d'un écoulement de hauteur h , le rayon hydraulique peut s'écrire en fonction du rapport $\frac{B}{(2h)} > 5$ qui est appelé le rapport d'aspect.

Si ce dernier est grand, typiquement $\frac{B}{(2h)}$, le rayon hydraulique peut s'identifier à la hauteur de l'écoulement. Dans le cas contraire, le paramètre caractéristique de la dimension de l'écoulement n'est plus h mais R_h .

Dans ces conditions, il est d'usage de définir les quantités caractéristiques de l'écoulement en fonction de R_h et non plus de h . Ainsi, on définit une contrainte tangentielle effective moyenne agissant sur les parois du canal qui s'écrit :

$$\tau_0 = \rho g R_h I \quad (2-1)$$

2-1-2 Nombres sans dimension

L'écoulement d'eau est soumis à la force extérieure de gravitation et on désigne par g la constante gravitationnelle. L'eau est caractérisée par sa masse volumique ρ et sa viscosité cinématique ν . D'après le principe de l'analyse dimensionnelle, la relation entre ces grandeurs avec trois unités fondamentales (kg, m, s) peut s'écrire sous la forme d'une relation entre trois produits sans dimensions. On cite :

$$1- \text{ le nombre de Reynolds de l'écoulement : } R_e = \frac{V 4 R_h}{\nu} \quad (2-2)$$

Où $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ est la viscosité cinématique du fluide. Ce nombre représentant le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses, caractérise la turbulence de l'écoulement.

Pour $R_e < 500$ l'écoulement est laminaire, il est principalement dicté par les forces visqueuses. Pour $R_e > 2000$ l'écoulement devient turbulent, il est principalement dicté par les forces d'inertie.

2- le nombre de Froude :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (2-3)$$

Ce nombre est égal au rapport entre la vitesse de l'écoulement et la vitesse caractéristique de la propagation des ondes de gravité dans l'eau.

Pour $Fr < 1$ l'écoulement est dit fluvial et pour $Fr > 1$ il est torrentiel.

3- l'inclinaison du lit $\tan\theta$:

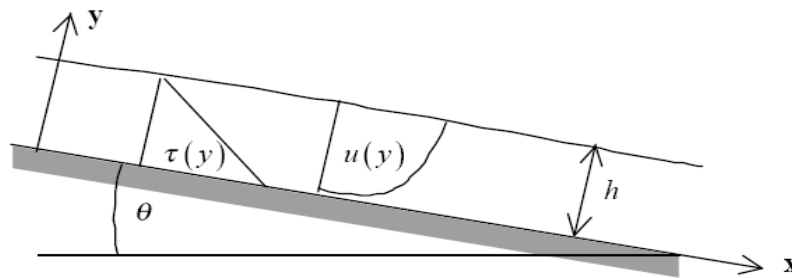


Figure 2-1 : Ecoulement d'eau sur un fond du canal

2-1-3 Rugosité du fond

Un fond rugueux composé de rugosités de taille caractéristique K_s . Dans le cas d'un lit composé de particules juxtaposées de même taille, Nikuradse suggère de prendre pour K_s le diamètre des particules. Deux conditions aux limites peuvent être choisies selon la valeur de K_s . Elle est choisie en introduisant le nombre de Reynolds particulaire de l'écoulement au fond défini par :

$$R_e^* = \frac{U_* K_s}{\nu} \quad (2-4)$$

Pour $R_e^* < 5$ les rugosités du fond sont entièrement plongées dans la sous-couche visqueuse (ou sous couche laminaire), tout se passe comme si l'écoulement ne voyait pas les rugosités du fond, l'écoulement est dit hydrauliquement lisse.

Pour $R_e^* > 70$ les rugosités du fond dépassent de la sous couche visqueuse ; l'écoulement est alors influencé par les rugosités du fond et l'écoulement est alors dit hydrauliquement rugueux.

Dans le cas d'un fond rugueux, on introduit aussi un nombre adimensionnel supplémentaire qui est la hauteur relative de l'écoulement définie par : $\frac{h}{K_s}$

Ce nombre permet d'apprécier à partir de quelle hauteur la répartition des vitesses et la surface libre sont perturbée par les rugosités du fond.

2-1-4 Coefficient de frottement

L'écoulement d'eau est caractérisé par la vitesse moyenne d'écoulement V .

La loi d'écoulement reliant cette vitesse à la hauteur de l'écoulement d'eau fait intervenir un coefficient noté f , qui est le coefficient de frottement. Il est relié aux quantités V et U_* par :

$$\frac{V}{U_*} = \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (2-5)$$

Le coefficient f intègre toutes les formes de dissipations telles que le frottement sur les parois ou les recirculations du fluide...etc. Il dépend à priori de la nature de l'écoulement caractérisée par le nombre de Reynolds Re , de la géométrie du canal caractérisée par le rapport d'aspect $\frac{B}{(2h)}$ ainsi que de la rugosité des parois relativement à la hauteur de l'écoulement caractérisée par $\frac{h}{K_s}$.

Dans le cas d'un écoulement large, tel que $\frac{B}{(2h)} > 5$ le coefficient f ne dépend plus de la géométrie du canal.

2-2 Profil de vitesse logarithmique

Le profil de vitesse exprime la variabilité des vitesses longitudinales en fonction de la profondeur de l'écoulement. Il permet d'estimer les vitesses moyennes à un point dans l'espace et d'évaluer les forces de cisaillement exercées au lit. La vitesse moyenne de l'écoulement à une hauteur au-dessus du lit est déterminée en fonction de la loi universelle des distributions de vitesse de Prandtl Von Karman (1926). Ce modèle postule une distribution des vitesses qui suit la forme logarithmique suivante :

$$V(y) = \frac{1}{k} u_* \ln\left(\frac{y}{y_0}\right) \quad (2-6)$$

Après séparation des variables et intégration de l'équation différentielle obtenue, on parvient à la distribution des vitesses au voisinage de la paroi :

$$\frac{V(y)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln y + C \quad (2-7)$$

Où C est une constante d'intégration. Prandtl a ainsi montré analytiquement que la distribution de vitesse près du fond est de forme logarithmique. Cette forme de la distribution a ensuite été validée sur de nombreuses expériences. C'est à partir de ces mêmes expériences que le coefficient k a été trouvé égal à 0,41 et invariant ; k est appelé la constante de von Karman.

La constante d'intégration C est évaluée à la distance y_0 à partir du fond lisse où la vitesse de l'écoulement est supposée nulle.

La longueur de rugosité y_0 se déduit alors de k_s suivant la formule : $y_0 = \frac{k_s}{30}$

La connaissance de y_0 permet la définition du profil logarithmique des vitesses issu de la théorie de Prandtl (profil par ailleurs confirmé par de nombreuses mesures) :

$$V(y) = \frac{u_*}{K} \ln \left(\frac{y}{y_0} \right) \quad (2-8)$$

y : distance du fond où la vitesse a été mesurée

K : constante de Von Karman égale à 0,4

y_0 : un paramètre de rugosité

2-3 Equations de base pour la contrainte sur le fond

La contrainte exercée par le fluide sur le fond constitue une grande importance pour le transport sédimentaire puisqu'elle représente la force motrice susceptible de déplacer le sédiment. Il existe différentes méthodes permettant la détermination de la contrainte de frottement du lit, comme :

1- Calcul de la contrainte de frottement, τ en se basant sur la mesure des paramètres hydrauliques, selon :

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot I \quad (2-9)$$

ρ : Masse volumique du fluide;

R_h : Rayon hydraulique;

I : pente de la ligne de charge

2- Mesure de la distribution des vitesses et le calcul de la vitesse de frottement, U_* , à l'aide de la loi de distribution logarithmique des vitesses; la contrainte de frottement est alors donnée par l'expression :

$$\tau = \rho U_*^2 \quad (2-10)$$

Après avoir déterminé la contrainte de frottement, il est également d'évaluer la contrainte de frottement par une approche basée sur la vitesse de frottement (u_*). Cette dernière qui est une mesure de l'effet de cisaillement sur le fond est définie par la relation suivante :

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad (2-11)$$

La vitesse de frottement est déterminée à partir de la distribution des vitesses en fonction de la profondeur qui obéit à une distribution logarithmique.

2-4 Contrainte seuil

Le transport de grains par charriage dépend d'un bilan entre deux forces :

1. Une force motrice, d'origine hydrodynamique, liée aux contraintes exercées par le fluide sur les grains, d'ordre τd^2 , où τ est la contrainte au niveau des grains causée par l'écoulement et d le diamètre des grains.

Dans le cas d'un écoulement turbulent, $\tau = \rho U_*^2$ où U_* est la vitesse de frottement ;

2. Une force de résistance tangentielle au lit. Cette force est liée à la pesanteur par la loi de Coulomb : elle est égale au poids apparent multiplié par un coefficient de frottement f .

L'écoulement n'étant pas capable d'entraîner des grains dans le cas contraire. On peut regrouper tous ces paramètres dans un nombre sans dimension, le nombre de Shields (d'après Shields (1936)), rapport entre les forces hydrodynamiques et la pesanteur : c'est la relation la plus utilisée qui donne une relation adimensionnelle entre la masse volumique du sédiment (ρ_s), le diamètre des grains (d_{50}), la masse volumique du fluide (ρ), la viscosité cinématique (ν), l'accélération due à la gravité (g) et la contrainte de frottement exercée par le fluide sur un grain de sorte que :

$$\theta = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gd_{50}} = fct\left(\frac{U_*d}{\nu}\right) \quad (2-12)$$

θ : fonction d'entraînement de Shields dont la valeur critique a besoin d'être connue, afin que cette relation puisse être résolue pour une particule d'un diamètre donné.

Le charriage a lieu dans la gamme $0,01 \leq \theta \leq 1$. Au-dessous il n'y a pas de transport ; au-dessus il y a transport par suspension.

$$R_e^* \text{ est le nombre de Reynolds de frottement : } R_e^* = \frac{U_* D_{50}}{\nu} \quad (2-13)$$

Le diamètre médian D_{50} est généralement utilisé pour caractériser un matériau granulaire. L'utilisation de la relation de Shields n'est pas simple, Yalin (1972) a proposé une autre

$$\text{formule qui est la suivante : } \frac{R_e^*}{\theta} = \frac{d^3 g (\rho_s - \rho)}{\nu^2 \rho} \quad (2-14)$$

Yalin a utilisé R_e^* qui est fonction du diamètre adimensionnel de grains :

$$d_* = d \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{g}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (2-15)$$

L'équation s'écrit alors : $\theta = \rho(d_*)$ avec $d = d_{50}$ ou $D = D_{50}$

Si les propriétés du fluide ρ et ν et celles des grains ρ_s et ρ nous pourrions facilement déterminer la valeur de τ_c et ensuite la valeur de θ

Graf 1993 a donné les valeurs critique de la tension de frottement en se basant sur des études expérimentales tel que $\tau_{CD} < \tau_{CE}$

Avec :

τ_{CD} : tension de frottement critique de déposition

τ_{CE} : tension de frottement critique de l'érosion

Généralement l'érosion et la déposition dans un cours d'eau sont contrôlées par la valeur de la tension du frottement de fond τ_b , lorsque la valeur de τ_b est plus petite que celle critique τ_{CD} il y a déposition dans le fond. Au contraire lorsque la valeur de τ_b est plus grande que celle critique τ_{CE} il y a érosion du fond.

Le critère de Shields est un nombre adimensionnel utiliser pour caractériser la capacité d'un écoulement à générer du transport solide, son expression est donnée dans le chapitre 3 formule (3-7). Cette expression ne permet cependant d'expliquer le transport solide que lorsque la rugosité du canal est uniforme sur tout le périmètre mouillé (fond et paroi), ce qui n'est pas le cas du canal expérimental puisque les parois sont constituées de verres lisses et le fond des particules présentant une certaine rugosité.

Le calcul de la contrainte de mise en mouvement en granulométrie étendue peut être tenter d'appliquer pour chaque classe de grains prise séparément. En effet, les particules dont les diamètres sont gros, sont plus exposées et les fines sont abritées mais elles sont soumises à la turbulence créée par les gros diamètres, donc la mise en mouvement d'un grains ne dépend pas

seulement des conditions hydrauliques et de son diamètre propre mais aussi de l'appui de ce grain sur la surface et sur un ou plusieurs autres grains. Les formules empiriques qui traitent la contrainte critique de la mise en mouvement en granulométrie étendue mis en évidence la diversité des formules et les limites de chacune d'elles. Aucune relation universelle n'existe pour calculer la contrainte critique en cas de granulométrie étendue.

Plusieurs auteurs ont constaté à partir des données de laboratoire que les sédiments de granulométrie étendue avaient la même mobilité donc sensiblement la même contrainte critique de mise en mouvement. D'autres auteurs ont observés des degrés de mobilité différente en fonction de la taille des particules et des conditions hydrauliques [28].

Pour analyser le début d'entraînement d'un mélange de sédiment de granulométrie hétérogène, selon ces auteurs ils ont appliqués l'approche classique qui consiste à fractionner la courbe granulométrique en certain nombre de classe. A chacune des classes (i) est associé un diamètre (d_i), la contrainte critique adimensionnelle $\theta_{c(d_i)}$ d'une classe granulométrique (i) est donnée par la relation suivante : $\theta_{c(d_i)} = \varepsilon_i \theta_{c(d_0)}$

Ou :

$\theta_{c(d_i)}$: contrainte critique adimensionnelle des particules de diamètre (d_i)

$\theta_{c(d_0)}$: contrainte critique adimensionnelle des particules de diamètre (d_0)

d_0 : diamètre représentatif du mélange de sédiments

d_i : diamètre représentatif de la classe granulométrique (i)

ε_i : Coefficient multiplicateur qui exprime l'effet de masquage

Le diamètre d_0 est pris en général égal ou supérieur au diamètre médian d_{50} du mélange de sédiments.

$$\varepsilon_i = \left(\frac{d_i}{d_0} \right)^{-n} \quad n : \text{est un exposant qui peut être varié de (0 à 1)}$$

Pour $\varepsilon_i > 1$ associé une augmentation de mobilité de la classe granulométrique (i).

Pour $\varepsilon_i < 1$ traduit une diminution de la mobilité de la classe granulométrique (i).

Le coefficient ε_i fait augmenter la contrainte critique des particules fines mais il fait diminuer celle des particules de diamètre gros.

Si n est proche de 0, la contrainte critique est fonction seulement de (d_i)

Si n est proche de 1, on trouve une contrainte critique égale pour toutes les classes de (d_0).

Selon Parker et al 1982, la formule : $\theta_{cr(d_i)} = 0.0834 \left(\frac{d_i}{d_{50}} \right)^{-0.982}$

Une autre formule citée par Guo 1990 propose la relation suivante :

$$\theta_{cr} = \frac{0.23}{d_{50}^*} + 0.054 \left[1 - \exp \left(\left(\frac{-d_{50}^*}{23} \right)^{0.85} \right) \right]$$

θ_{cr} : contrainte critique adimensionnelle de Shields d'une granulométrie étendue représentée par le diamètre d_{50} .

Selon Yalin 1779, estime que θ_{cr} tend vers la valeur constante de 0.045 pour des particules de diamètre supérieur à 10 mm et pour le nombre de Reynolds de l'écoulement supérieur à 400 et selon Guo 1990, la contrainte critique adimensionnelle θ_{cr} devient égale à 0.006 pour des valeurs de d_{50} supérieurs à 5 mm.

2-5 Profils des vitesses

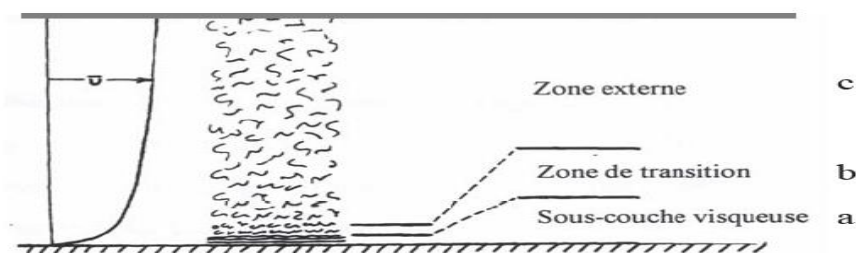
La turbulence est en soi un champ d'étude assez vaste et important constituant un des grands défis de la physique. Dans cette étude on s'intéresse à certaines caractéristiques de ces écoulements pouvant nous aider à mieux comprendre le transport solide par charriage ainsi la formulation des dunes et des rides.

Pour mieux comprendre le transport d'une couche de grains par charriage, il faut connaître l'écoulement au voisinage de la couche mobile puisque c'est lui le moteur du transport. Ainsi la théorie décrivant les écoulements turbulents proches à une paroi trouve ici toute son importance. (Couche limite turbulente).

2-6 Les caractéristiques des différentes zones d'un écoulement turbulent :

Les caractéristiques des différentes zones d'un écoulement turbulent peuvent être décrites au-dessus de particules homogènes dans les cours d'eau à lit de graviers ou à sable.

La distribution spatiale des vitesses permet de définir trois couches distinctes de l'écoulement: (voir la figure 2-2).



- a) la sous-couche visqueuse est consacrée à la production de turbulence
- b) la zone de transition
- c) la zone externe est caractérisée par la croissance et la dissipation de l'énergie turbulente (Southard et Middleton, 1984)

Figure 2-2 : Les zones de l'écoulement au-dessus d'un lit

La sous couche visqueuse situé près du lit ou il y a la présence de phénomènes turbulents plus ou moins périodiques qui favorisent l'échange d'énergie, selon (Kline et al; 1967) plus de la moitié de la production totale de turbulence à lieu dans cette zone. Les vitesses et le nombre de Reynolds sont relativement faibles, la sous-couche visqueuse tend à disparaître sur le lit plus rugueux, la zone de transition se situe au dessus de la sous-couche visqueuse c'est une zone ou l'on observe de la turbulence vers la surface; et dans la partie supérieure de l'écoulement c'est la zone externe qui occupe la majorité de la tranche d'eau. La zone de l'écoulement est entièrement turbulent (il y a dissipation de la turbulence).

Ces différentes couches turbulentes de l'écoulement peuvent être effectuées à partir du profil de vitesse.

L'étude des vitesses des cours d'eau est nécessaire pour la caractérisation des écoulements et des mécanismes qu'occurrent dans les cours d'eau, il est important d'étudier **la couche limite** cette zone a pour origine la friction ou frottement entre un solide (fond) et un liquide en mouvement ; il existe un gradient de vitesse dû à la friction exercée par la couche solide (Voir la figure 2-3) ci dessous.

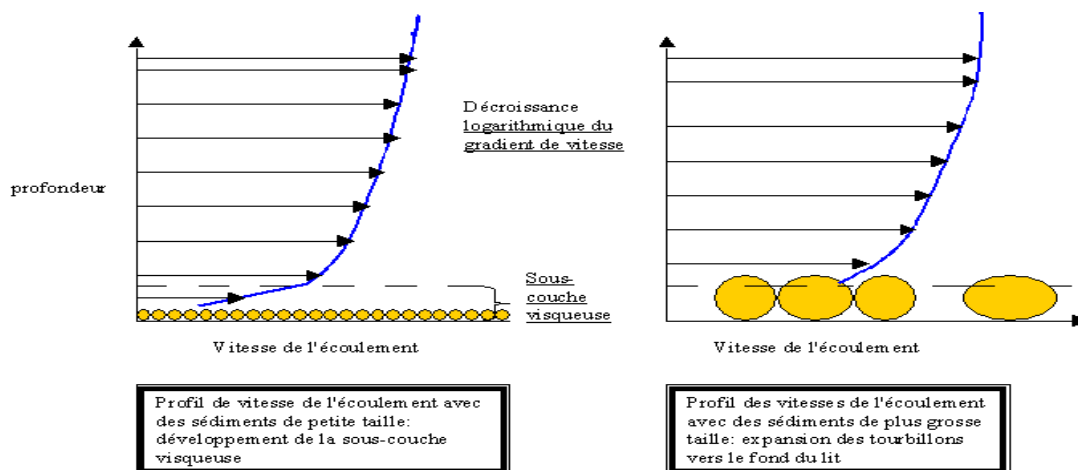


Figure 2-3 : Profil de vitesse de l'écoulement selon la granulométrie

Dans les cours d'eau naturel de faibles hauteurs d'eau cette couche s'étende jusqu'à la surface de l'eau, le long du profil vertical, les vitesses augmentent avec la hauteur d'eau surtout dans la zone à proximité du fond selon Richards (1982). Les profils suivent la relation appelée loi de la paroi ou la loi de forme logarithmique (Hinze, 1975) ; et selon (Yalin et Ferreira Da Silva, 2001).

$$U = 2,5U_* \ln\left(\frac{y}{y_0}\right) \quad (2-16)$$

2,5 est égale à 1/K (K le constant universel de Von Karman généralement égal à 0,41).

U_* : est la vitesse de frottement

y : la hauteur d'eau au dessus du fond

y_0 : représente la hauteur au dessus du fond ou la vitesse est nulle.

Richards a proposée en 1982 une formule qui est basée sur des mesures de vitesse, les profils peuvent être définies par : $U_y = a + b \ln y$

y : la hauteur d'eau au dessus du lit

U_y : la vitesse moyenne à la hauteur y

a et b sont des constantes empiriques déterminées par l'analyse de régression linéaire (a : l'intersection et b : la pente).

Les profils verticaux de vitesse selon Smart sont décomposés en trois couches, elle correspond à la zone ou la rugosité des éléments influence la vitesse moyenne. Cette rugosité est située à proximité du fond sur une petite sous couche visqueuse qui peut être considéré comme négligeable en rivière à gravier.

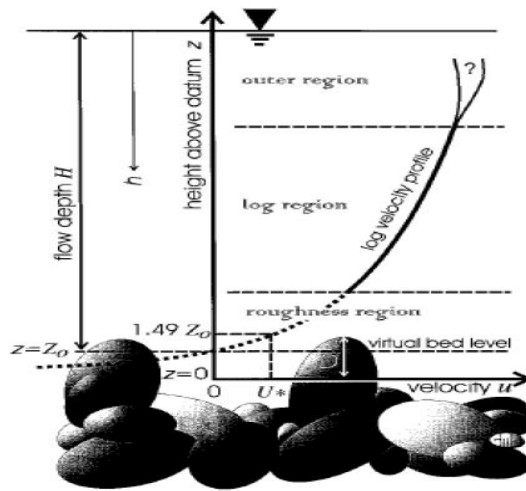


Figure 2-4 : Profil de vitesse (Pas à l'échelle).D'après Smart, 1999

La couche situé sur cette région est considérée comme extérieur car le profil se dévie de sa forme logarithmique voir la figure 2-4.

Les expériences de (Nikuradse et al) ont montré que la hauteur de rugosité y_0 est égale à $K_s/30$.

Où (K_s représente le paramètre de rugosité des sables de Nikuradse) dans le cas de lit immobiles et plats avec $K_s = d$)

L'expression du coefficient de frottement (C_D ou C_f) C_f est sous la forme suivante :

$$C_D = \left(\frac{U_*}{V}\right)^2 = \left(\frac{K}{\ln(h/y_0) - 1}\right)^2 \quad (2-17)$$

La vitesse de cisaillement de la couche limite définie comme suit :

$$U_* = \sqrt{g \cdot R_h \cdot I} \quad (2-18)$$

R_h : le rayon hydraulique

I : la pente de l'écoulement

L'estimation de y_0 peut être interprétée à partir des grains K_s qui composent la surface du lit ; la vitesse de frottement toujours estimée à partir du profil de vitesse constitue une valeur importante pour évaluer la contrainte de cisaillement au lit.

La distribution des vitesses permet d'estimer la hauteur ou la vitesse est nulle, les vitesses de frottement et le cisaillement au lit porte son intérêt surtout dans le changement de rugosité à la surface du lit.

Lorsque les vitesses sont soumises à des forces de résistances associées à la présence d'éléments de rugosité importants à la surface du lit.

Le profil est caractérisé par deux segments et la vitesse moyenne de l'écoulement doit être évaluée par la pondération de la moyenne des vitesses obtenues pour chacune des sections du profil. L'intérêt du profil de vitesse donc permet d'estimer les vitesses moyennes de l'écoulement et le cisaillement au lit en fonction de la rugosité du lit c'est un outil important pour estimer la résistance dans les équations de transport solide.

2-7 Effets d'une granulométrie étendue

Les formules de transport de sédiments ont été élaborées ci-dessus pour des sédiments sphériques de taille uniforme. En réalité, le lit des rivières est composé de sédiments ayant une large expansion granulométrique.

Les sédiments de différentes tailles n'ont pas la même mobilité. Tous les sédiments du lit seront en mouvement seulement dans le cas de débits très élevés. Pour des débits plus faibles, seulement les sédiments fins seront transportés par l'écoulement tandis que les sédiments grossiers resteront immobile. Ceci implique que les granulométries du lit et des sédiments en mouvement sont différentes.

Cette mobilité partielle du lit provoque un tri des sédiments. Les petites particules sont emportées plus facilement que les grandes, provoquant une accumulation résiduelle de grosses particules à la surface du lit, appelé couche de pavage. Lors d'une crue exceptionnelle, le pavage peut être détruit, exposant le granulat primitif plus fin. Une érosion très importante peut en résulter.

2-8 Le couplage entre l'écoulement et le lit

L'avantage de la loi de Nikuradse est l'expression plus physique du coefficient de frottement caractérisé par un lien de ce dernier et les propriétés du lit (granulométrie, forme).

2-8-1 Cas d'un lit plat :

Dans le cas d'un fond plat, principalement pour les rivières de gravier, la loi logarithmique est une bonne approximation (Smart, 1999) et la rugosité dans l'équation doit être liée à la granulométrie du lit. Il reste à préciser ce lien.

A la suite des travaux de Nikuradse qui a effectué des expériences en conduites sur les parois sur lesquelles des grains de sable était collés, la longueur de rugosité est généralement reliée au diamètre des grains sous la forme :

$K_s = m \cdot D$; avec m : coefficient empirique et D : diamètre du grains.

Nikuradse avait proposé $K_s = D$. Pour des lits naturels, m est supérieur à 1, c'est-à-dire que la rugosité est supérieure au diamètre de grain. En effet dans les expériences de Nikuradse, les grains de sable étaient collés côte à côte alors qu'en rivière l'arrangement du lit à petite échelle est moins régulier. Les différentes valeurs de m trouvées dans la littérature sont très variables. Les raisons pouvant expliquer cette variabilité sont la granulométrie étendue et le transport de sédiments (Yalin (1992), Recking (2006)).

A partir de revues de littérature Van Rijn (1993) a proposé $K_s = 3D_{90}$, tandis que Yalin (1992) a proposé $K_s = 2D_{50}$ tant que le paramètre de Shields est inférieur à 1 (ce qui couvre la plupart des situations en rivière).

Whiting et Dietrich (1990) ont cherché à déterminer la relation entre longueur de rugosité et diamètre de grain d'une manière qui est particulièrement intéressante. Ils ont en effet cherché la meilleure relation de manière à ce que les débits de transport solide calculés se rapprochent de ceux mesurés sur une rivière de sable et une rivière de gravier. Pour cela, les débits de transports sont calculés avec une adaptation de la formule de Meyer-Peter et Müller et la contrainte calculée à partir de la longueur de rugosité estimée par la relation testée. Ils trouvent $K_s = 3D_{84}$.

La variation de m avec le transport solide ne fait aucun doute. Ce qui est moins clair est de savoir si cet effet est significatif pour les conditions de transport couramment rencontrées en rivière. Ce n'est pas le cas d'après Van Rijn (1993), Whiting et Dietrich (1990), ou Wilson (1989) qui a effectué des expériences en conduite couvrant une large gamme de taux de transport. Au contraire, d'après Recking (2006) qui se base sur ses mesures en canal et sur une compilation de données de la littérature, la rugosité augmente dès la mise en mouvement

des grains : $K_s=D$ dans le cas où il n'y a pas de transport et $K_s=2,6D$ pour un transport bien établi. Plusieurs modèles (Smith et Mc Lean (1977), Wilson (1989), Smart (1999)) ont été proposés pour tenir compte de l'augmentation de la rugosité par le transport sédimentaire.

D'après les chercheurs et prenant en compte la variation de la rugosité avec le transport solide, il semble plus raisonnable d'utiliser dans la suite du travail l'équation ($K_s= D_m$), avec D pris comme D_{50} .

2-8-2 Cas d'un lit avec forme de fond (dune) :

L'étude la plus aboutie pour prévoir le type et la dimension des dunes dans les rivières de sable a été présentée par Van Rijn (1984c). Pour un diamètre de grain donné, le seul paramètre déterminant la présence des dunes est le paramètre de transport T défini par Van Rijn qui s'écrit :

$$\tau = \frac{\tau_* - \tau_0}{\tau_0} \quad (2-19)$$

avec τ contrainte seuil d'après Shields et τ_* contrainte de peau calculée par l'équation ($K_s= m.D$) avec $K_s=3D_{90}$.

Dans le cas d'un diamètre de grain supérieur à 0.5 millimètres, des dunes apparaissent pour $T>0$ et existent jusqu'à un τ de 25, pour lequel on retombe sur un lit plat.

De plus, Van Rijn (1984c) a proposé des formules permettant de prévoir les dimensions des formes de fond (hauteur Δ et longueur d'onde λ) en fonction de la hauteur d'eau, du diamètre de grain (D_{50}) et du paramètre de transport T . Ces formules sont basées sur des données en canal de laboratoire et en rivière.

$$\frac{\Delta}{H} = 0,11 \left(\frac{D_{50}}{H} \right)^{0,3} (1 - e^{-0,5T}) (25 - T) \quad (2-20) \quad \lambda = 7.3H$$

Julien et Klaassen (1995) indiquent qu'à partir de la compilation de données qu'ils utilisent, les deux formules précédentes proposées par Van Rijn (1984c) donnent des résultats corrects pour un paramètre de transport T proche de 5. Par contre, il n'observe pas de décroissance de Δ/H quand T augmente, contrairement à ce qu'indique la formule (2-25). La décroissance correspondrait à l'aplanissement des dunes à transport élevé.

La critique de Julien et Klaassen revient à dire que, en rivière (et contrairement aux expériences en canal), le nombre de Froude reste faible même quand T approche de 25, et que donc on ne passe pas du domaine des dunes au domaine du lit plat. Les formules proposées par Julien et Klaassen (1995) ne font pas intervenir le paramètre de transport T , et elles ont été calées sur des rivières de sable pour des débits importants :

$$\frac{\Delta}{H} = 2.5 \left(\frac{D_{50}}{H} \right)^{0.3} \quad (2-21) \quad \lambda = 6.25H$$

Par rapport à l'équation de Van Rijn, Julien et Klaassen (1995) ont remplacé le terme (25-T) par une constante de manière à ne plus représenter le passage des dunes au fond plat. Ils ont aussi fait disparaître le terme $(1 - e^{-0.5T})$, qui correspond à une diminution de la hauteur de dune avec T pour les T faibles. La non prise en compte de cet effet est justifiée en invoquant des expériences en canal qui semblent indiquer que la hauteur des dunes à transport faible est indépendante de T.

Ces formules ne sont applicables que si les dunes sont adaptées aux caractéristiques de l'écoulement. En effet l'évolution des dunes est un processus assez lent et dans le cas de variations rapides des conditions hydrauliques, les dimensions des dunes peuvent correspondre à un état antérieur des conditions hydrauliques. Les formulations pour prévoir l'évolution temporelle des dunes suite à des variations de conditions hydrauliques (Van Rijn (1993), Coleman et al. (2005)) ne sont pas encore opérationnelles, principalement en raison du manque de mesures de terrain (Coleman (2005)).

Une fois les dimensions des dunes connues, il reste à en déduire la longueur de rugosité qui en résulte. Van Rijn (1982) a proposé à partir de données de terrain et de laboratoire :

$$K_s = 1,1\Delta \left(1 - e^{-2.5\Delta/\lambda} \right) \quad (2-22)$$

2-8-3 Organisation complexe des particules à la surface du lit

On constate que le lit du canal ou cours d'eau est composé de particules hétérogènes qui s'organisent sous différentes formes. Ces particules opposent une résistance à l'écoulement, créent une variabilité spatiale des forces de cisaillement exercées au lit et transforment la structure de l'écoulement selon le nombre de Reynolds. L'influence de l'hétérogénéité des diamètres sur l'écoulement surtout lorsqu'il y a une forte imbrication entre les particules. Cette imbrication joue un rôle essentiel sur les taux de déplacement des particules.

Les structures formées dans le canal sont caractérisées par des particules grossiers reposant les uns sur les autres et ce déplaçant vers l'aval. La position des particules au niveau du lit entraîne une modification des seuils critiques d'entraînement.

L'effet de saillie implique que les particules nettement plus grossières que celles qui forment le lit pourraient être mises en mouvement à des forces tractrices plus faibles. Inversement, les forces tractrices pourraient être plus élevées pour mettre en mouvement les particules plus

petites (Bravard et Petit, 1997). L'agencement des particules modifie les forces de résistance à l'écoulement.

L'imbrication et l'effet de saillie montrent comment les particules s'agencent à la surface dans le canal. Ces agencements assurent la stabilité du lit en le protégeant des forces d'érosion. Leur effet est contrôlé par l'échelle spatiale à laquelle l'organisation des particules se fait dans le canal, et par conséquent modifie les seuils de transport des particules.

2-8-4 Les échelles de rugosité du lit

Robert (1990) propose une classification des différentes échelles de rugosité qui existent sur les lits de rivière ou canaux à ciel ouvert. Trois différentes échelles de rugosité jouent un rôle important sur la résistance à l'écoulement : la taille des grains, les formes du lit et les éléments morphologiques observés à l'échelle du cours d'eau, canaux. Ces échelles de rugosité entraînent des changements sur l'ensemble des processus du déplacement sédimentaires. Ces différentes échelles de rugosité montrent l'importance des perturbations qu'elles génèrent sur la résistance et la structure de l'écoulement.

1- L'influence des particules sur l'écoulement

Les coefficients de résistance qui décrivent l'influence des particules sur l'écoulement est un ensemble de facteurs qui caractérisent indépendamment la taille, la forme et l'orientation des grains sur le lit. La taille des particules est essentielle à l'identification de la rugosité relative du lit. Nikuradse, en 1933, a développé un premier indice (K_s) pour quantifier la taille des sédiments dans des environnements sablonneux (Wooding *et al.*, 1973). La valeur de K_s est déterminée expérimentalement en terme d'observations mesurables des dimensions des particules à la surface du lit. Nikuradse a utilisé la hauteur des grains. Dans des cours d'eau, d'autres valeurs de rugosité associées à la taille des grains ont été développées pour estimer K_s à partir de D , le diamètre des particules. K_s représente alors une fonction linéaire de la taille des grains. L'utilisation du diamètre des grains tend à sous-estimer systématiquement les valeurs de rugosité. Il est donc fréquemment pondéré par une constante (Bergeron, 1996) :

$$K_s = C_x D_x$$

Où C est la constante correspondante au diamètre des grains et x représente le pourcentage des sédiments dont la taille est inférieure à D . La valeur de x définit alors la rugosité du lit en fonction d'une portion de la distribution des tailles de particule. De nombreuses estimations de K_s ont été utilisées dans la littérature mais elles divergent fréquemment les unes des autres

parce que chacune d'entre elles tente d'intégrer certaines des particularités associées à la rugosité d'un canal.

La valeur de K_s permet de quantifier la rugosité du lit seulement dans des conditions où la répartition spatiale des particules de différentes tailles est uniforme. Pour la taille des grains sur le lit est variable, la valeur médiane de la distribution granulométrique des sédiments à la surface du lit peut s'avérer un bon indicateur de la rugosité relative du lit à l'échelle des particules (Bathurst, 1982). Leopold et Wolman (1964) ont choisi de représenter l'échelle de rugosité associée à la taille des particules à partir du D_{84} de la distribution granulométrique des sédiments en supposant que les grains dont la taille est plus grande contribuent plus à l'augmentation de la résistance à l'écoulement pour les cours d'eau et canaux à ciel ouvert. Selon les chercheurs les diamètres, le 50^e, le 84^e et le 99^e sont les plus utilisés pour représenter la taille médian des sédiments parce qu'ils expriment tous la rugosité du lit de manière à décrire l'influence des obstacles les plus gros sur la résistance à l'écoulement (Millar, 1999). Cependant, Bray (1980, 1982) a montré que les différences étaient très peu significatives lors de l'utilisation de l'un ou l'autre des indicateurs dans les équations de résistance à l'écoulement.

La relation entre la forme des particules et la résistance à l'écoulement est un sujet difficile à investiguer. Par contre, puisque la forme des particules est essentiellement contrôlée par la géologie locale. En fait, les effets de la forme des particules sur la résistance à l'écoulement en milieu naturel sont très limités et plusieurs auteurs ont quantifié ces effets en laboratoire.

Selon Wohl et Ikeda (1998) ont utilisé sept différentes configurations de particules à la surface du lit afin d'observer leur influence sur l'écoulement en fonction d'un éventail de conditions liées au débit et aux valeurs de pente du canal et cours d'eau. Ils ont noté que les éléments de rugosité qui se disposent de façon transversale à l'écoulement créent une résistance beaucoup plus importante que celle générée par les obstacles positionnés longitudinalement. L'orientation longitudinale entraîne des vitesses plus rapides sur la surface du lit pour l'ensemble du profil mais l'influence de ces obstacles sur l'écoulement reste relativement faible. Les fluctuations sont importantes dans l'écoulement lorsque la disposition des particules dans le sens transversal du lit. Cela suggère que les particules transversales sont plus efficaces pour entraîner une augmentation de la résistance à l'écoulement et conséquemment, pour provoquer une augmentation de la dissipation de l'énergie sur l'ensemble de la tranche d'eau.

L'apport de la résistance à l'écoulement associée à la taille, la forme et l'orientation des particules présentes à la surface du lit dans les cours d'eau à lit de graviers ou de sables doit

être investigué plus en profondeur afin de proposer des mesures qui expriment adéquatement la rugosité du lit à l'échelle des grains. En fait, ces caractéristiques interprètent de manière individuelle la résistance à l'écoulement. Localement sur le lit, les vitesses de l'écoulement tendent à s'organiser autour de critères qui caractérisent les particules qui composent la surface. Or, la concentration et le type d'agencement des particules dans les cours d'eau vont aussi entraîner des changements importants dans la structure de l'écoulement. [31]

2-9 Equations de base pour les lois de frottements

Elles interviennent dans le processus d'écoulement par la rugosité du lit et par la mobilité des matériaux.

2-9-1 Rugosité du lit

Elle caractérise la résistance du lit au déplacement de l'eau : elle varie d'un secteur à l'autre du lit avec la nature physique du matériau et avec sa granulométrie.

La présence d'ondulations dans les fonds sableux (dunes dissymétriques ou petites rides régulièrement espacées), ou l'existence d'éléments secondaires rapportés (végétation, cailloux...) l'augmente considérablement.

La rugosité du lit peut-être évaluée par la valeur du coefficient η de la formule de Manning qui s'écrit:

$$U = \frac{1}{\eta} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2-23)$$

Où bien par la valeur du coefficient K de la formule de Strickler est équivalente

$$: U = KR_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2-24)$$

U : étant la vitesse moyenne d'écoulement en m/s

R_h : le rayon hydraulique en m

I : la pente superficielle.

Les dimensions du coefficient η sont ($s.m^{-1}$) Sa valeur peut être calculée par :

$$\eta = \frac{R_h^{2/3} I^{1/2}}{U} \quad (2-25)$$

Lorsque les trois éléments U, R_h et I ont été mesurés au cours d'un jaugeage.

| Nature du lit | η | $K = \frac{1}{\eta}$ |
|--|---------------|----------------------|
| Lits bétonnés | 0.015 | 70 |
| Lits naturels propres à fond lisse, plafond horizontal | 0.020 | 50 |
| Lits naturels propres à fond rugueux | 0.030 | 33 |
| Lits naturels avec végétation | 0.050 à 0.100 | 20 à 10 |

Tableau 2-1 : Quelques valeurs indicatives du coefficient de rugosité

2-9-2 Mobilité

Tous les lits qui ne sont pas creusés dans une roche dure, un conglomérat ou une argile compacte sont mobiles et plus ou moins rapidement déformables. Cette déformation peut jouer un rôle important dans l'instabilité chronologique de la relation hauteur débit.

La mobilité des matériaux apparaît différente selon qu'il s'agit du fond du lit ou des berges. Elle est particulièrement accentuée au fond du lit lorsque les vitesses d'écoulement sont fortes (pente longitudinale élevée) et que les matériaux sont fins et sans cohésion. La mobilité du fond prend la forme d'une alternance de phases de mise en mouvement avec creusement et de phases de dépôt avec remblaiement.

Le processus qui règle ces mouvements est assez complexe et souvent mal expliqué: certaines crues creusent, d'autres remblaient, certaines passent sans action apparente. Mais lors des crues exceptionnelles, la quantité de matériaux mise en mouvement peut être énorme: les exemples les plus remarquables sont observés sur les stations à fond sableux, situées dans des défilés rocheux, à l'amont d'un brusque élargissement du lit. Le passage d'un débit très élevé entraîne une rapide augmentation de la pente superficielle, due à l'effet de contraction du site et à la montée plus lente des eaux vers l'aval. Il n'est alors pas rare que la section mouillée s'accroisse autant par surcreusement du fond que par élévation du niveau de l'eau.

La mobilité du lit peut être provoquée par des actions de l'homme sur le milieu. Des travaux modifient artificiellement la structure ou la morphologie d'une berge. D'une façon générale, toute modification physique apportée au lit d'une rivière par apport à l'extraction de matériaux modifie les conditions d'écoulement et les caractéristiques géométriques du lit jusqu'à ce que le bief concerné en amont de la perturbation retrouve un nouvel équilibre hydrodynamique. [13]

La taille qui compose le lit d'un cours d'eau peut s'étaler sur plusieurs ordres de grandeur (composé d'un mélange d'argile, de sable, de gravier, même de blocs rocheux) du fait des modes de déposition différents, la granulométrie dépend de la position transverse dans la plaine alluviale. La taille des graviers décroît de manière cohérente le long d'un cours d'eau.

Les torrents de montagnes présentent une majorité de cailloux décimétrique et de gravier centimétrique. Dans la mesure où il y a peu de végétation, le contenu argileux est faible, les rivières des plaines alluviales ont au contraire les lits sableux, souvent rendus cohésif par la présence d'argile produite et stabilisé par les plantes. La pente et le débit varient continûment au fil du cours d'eau. Les torrents de montagne ont peu de débit, les rivières des plaines alluviales ont un fort débit et sont très plates. En ce qui concerne les trois équations de base qui ont traversés l'histoire surtout dans le domaine de l'hydraulique fluviale et qui sont utilisées pour liées la pente de la ligne d'énergie, nécessaire pour calculer la vitesse moyenne de l'écoulement et au rayon hydraulique ces formules sont les suivantes :

* Formule de Chézy (1775):
$$I_f = \frac{U^2}{C^2 R}$$

* Formule de Manning (1891) :
$$I_f = \frac{\eta^2 U^2}{R^{4/3}}$$

* Formule de Darcy weisbach (1847) :
$$I_f = \frac{f U^2}{8gR}$$

- C : Coefficient de frottement de Chézy
- η : Coefficient de frottement de Manning
- f : Coefficient de frottement de Darcy-Weisbach

La pente de la ligne d'énergie exprimée sous la forme suivante :

$$I_f = \alpha U^2 R^\alpha R^{-\beta} \quad (2-26)$$

Les valeurs de α et β sont données dans le tableau 2-2 suivant :

| Formule | α | β |
|----------------|----------------|---------|
| Chézy | $1/C^2$ | 1 |
| Manning | η^2 | 4/3 |
| Darcy-Weisbach | $\frac{f}{8g}$ | 1 |

Tableau 2-2 : Valeurs de α et β de la ligne d'énergie

2-9-3 Le choix de la formule de Manning

Elle est la formule standard, la plus utilisée en égalisant les 3 équations, on peut obtenir une expression qui relie le coefficient de Darcy, Chézy et Manning [13] :

$$\sqrt{f/8} = \sqrt{g}/C = \frac{\eta\sqrt{g}}{R_h^{1/6}} \quad (2-27)$$

Ces résultats indiquent selon Yen en 2002 une équivalence théorique des divers coefficients.

Le coefficient de Manning η a pour dimension $(s.m^{-1})$ et f coefficient de Darcy est adimensionnel.

De 1992-2002 yen a recommandé d'utiliser la forme suivante dimensionnelle homogène pour la vitesse et le coefficient de Manning :

$$U = \frac{\sqrt{g}}{\eta g} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2-28)$$

Où : $\eta g = \eta\sqrt{g} = R_h^{1/6}\sqrt{f/8}$

2-9-4 L'avantage du coefficient de Manning

L'avantage du coefficient de Manning est quasi-indépendance vis-à-vis la profondeur d'eau, du nombre de Reynolds et du rapport de la rugosité équivalente sur le rayon hydraulique $\frac{R_e}{K_s}$, pour un écoulement turbulent sur une surface rugueuse et rigide. Cette condition étant une hypothèse pour les rivières à lit de gravier. Cette prédominance de la formule de Manning peut s'expliquer par des considérations sur la notion d'échelle pour la résistance à l'écoulement, les travaux de la mécanique de fluide sur les écoulements à surface libre ont permis d'introduire le coefficient adimensionnel f dans la notion de résistance à la paroi et de couche limite. Ces travaux ont permis de déterminer une valeur locale de résistance à l'écoulement, relié à la distribution des vitesses et associé au concept de moment de cisaillement. Le rayon hydraulique R se trouve alors être la profondeur d'eau, d'autre part les expériences à l'origine de la détermination des coefficients C et η ont toutes été basées sur des mesures de perte de charge, et ceux-ci adaptés pour exprimer une résistance à l'échelle d'une section ou d'un bief.

On peut conclure que la formule de Manning sera utilisée pour calculer la résistance à l'écoulement à l'échelle de section ou tronçon dans les modèles bidimensionnels.

2-9-5 La formule de Manning-Strickler

La formule de Manning-Strickler présente l'intérêt sur l'influence de chaque élément constitutif de la vitesse de l'écoulement (la pente, la forme de la section, de l'écoulement et la rugosité de l'interface eau-lit (K ou η) ce dernier facteur a été étudié par plusieurs chercheurs qui utilisent les formules déterministes de ce coefficient en fonction de la nature du matériau constitutif de l'interface eau et lit mais aucune n'a donné d'après les chercheurs la satisfaction à cause de la complexité des notions masquées derrière le terme rugosité c'est à dire l'influence de la rugosité de peau des matériaux constitutifs du lit (taille des aspérités de surface) de la rugosité (de forme) et de la rugosité de (morphologie) ou de l'ensembles de l'agencement des matériaux (pavage ou dunes ou rides) la combinaison de ces influences et mal connue détermine l'épaisseur de la couche limite : $\delta \equiv \zeta$ et la vitesse u_f qui influe plus au moins directement sur (K_s) :

$$K_s = \frac{1}{\eta} = \frac{26}{D_{90}^{1/6}} \quad (2-29)$$

Où D_{90} désigne le diamètre tel que 90% en masse du matériau et de diamètre inférieur. On peut également trouver la même formule avec D_{55} (défini de la même manière que D_{90} selon que l'on tient compte de l'entraînement (pente) plus au moins long terme des éléments fins du matériau de lit en absence de toute certitude il est recommandé de tester les deux formules pour apprécier l'efficacité dans le cas réel cette formule ne considère que la rugosité de peau et elle est en fonction d'un coefficient de Strickler réel :

$$\eta = \frac{1}{K} = a(\eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4) \text{ formule de Cowan [19] et plus de détail dans le paragraphe}$$

ci-dessous :

| Catégorie selon les études de « Pradé » | K_s (Strickler) |
|---|-------------------|
| Petits cours d'eau de montagnes à fond très irréguliers, largeur de l'ordre de 10 à 30 mètres. | 23 à 26 |
| Cours d'eau de montagnes large de l'ordre de 30 à 50 mètres avec pente supérieure à 0,002 et fond de gros graviers. exp (de 10 à 20 cm) de diamètres. | 27 à 29 |
| Rivières de largeur comparable ou supérieure à pentes comprises entre 0,0008 et 0,002 avec fond de gravier dont le diamètre extrême en générale ne dépasse pas 10 cm. | 30 à 33 |
| Pente comprise entre 0,0006 et 0,0008 graviers de 4 à 8 cm. | 34 à 37 |
| Même pente mais cailloux plus petits. | 38 à 40 |
| Pente inférieure à 0,0006 et supérieur à 0,00025 cailloux très petits ou sables. | 41 à 42 |
| Cours d'eau peu turbulents avec pente de 0,00012 à 0,00025 fond de sable et de boue. | 43 à 45 |
| Très gros cours d'eau a très faible pente moins de 0,00012 et fond très lisse. | 46 à 50 |

Tableau 2-3 : Catégorie de K_s selon les études de « Pradé »

La majorité des chercheurs et en se basant sur plusieurs expériences montent que plus le lit est rugueux plus le coefficient de Strickler est petit et plus le lit est lisse plus le coefficient de Strickler est grand et que les incertitudes sur la véritable valeur de K sont telles qu'il est absurde d'écrire ce coefficient avec une précision inférieure à l'unité. Le lit d'écoulement des cours d'eau réels n'est pas toujours suffisamment homogène pour considérer qu'une valeur unique du coefficient de Strickler permet d'en refléter fidèlement la rugosité. On peut ainsi trouver légitime de segmenter le périmètre mouillé total p en n segments homogènes au plan de la rugosité, de périmètre mouillé: $P_{i \in \{1, \dots, n\}}$ affectés chacun d'un coefficient de Strickler :

$$K_{i \in \{1, \dots, n\}}$$

La formule de Mülloffer-Einstein permet de déterminer le coefficient de Strickler K résultant de la composition de ces rugosités [13] et [19] :

$$\frac{P}{K^2} = \sum_{i \in \{1, \dots, n\}} \frac{P_i}{K_i^2} \quad (2-30)$$

Sous réserve que cette hétérogénéité ne conduit pas à des tubes de courant de vitesse différente au sein de l'écoulement qu'ils cisaileraient, avec les pertes d'énergie que cela impliquerait. En particulier, les écoulements débordants, qui comprennent une vitesse en lit

mineur souvent très nettement supérieure à la vitesse en lit majeur, ne rentrent pas dans le champ d'application de cette formule. Par contre, l'influence (sur les écoulements) du remplacement de talus en plaques de béton (peu rugueuses, donc de coefficient de Strickler élevé) par une berge végétalisée (plus rugueuse, de coefficient de Strickler plus petit) peut être examinée en recourant à cette formule. Les différentes études faites pour caractériser les coefficients de frottement dans les écoulements ont conduit à plusieurs formules et coefficients associés :

Le coefficient de Darcy Weisbach (f) sans dimension est lié à C_f par :

$$f = 4C_f \quad (2-31)$$

On obtient la formule :

$$Q = \sqrt{\frac{8g}{f}} A \sqrt{R_h I} \quad (2-32)$$

Le coefficient de Chézy C ($m^{1/2}/s$) est lié à C_f par :

$$C = \sqrt{\frac{2g}{C_f}} \quad (2-33)$$

Le coefficient de Manning η ($s \ m^{-1}$), où son inverse, le coefficient de Strickler, K_s ($m^{1/3} \ s^{-1}$) sont les plus fréquemment utilisés dans les écoulements à surface libre en rivières et canaux, ils sont reliés au coefficient de Chézy par la formule empirique :

$$C = \frac{1}{\eta} R_h^{1/6} = K_s R_h^{1/6} \quad (2-34)$$

Donc la formule est sous la forme suivante :

$$Q = K_s R_h^{2/3} A \sqrt{I} \quad (2-35)$$

On peut noter que les coefficients ci-dessus sont des coefficients de rugosité, dans la mesure où la résistance à l'écoulement provient du fond.[13]

2-9-6 Détermination des coefficients de frottement

De nombreuses formules ou de tables empiriques qui permettent d'affecter des valeurs aux différents coefficients de frottement, selon la nature du fond (matériaux, granulométrie), le nombre de Reynolds et la hauteur d'eau.

Il existe quatre méthodes pour la détermination du coefficient de frottement:

- 1- méthode des facteurs;
- 2- Les tableaux des valeurs typiques;
- 3- Utilisation d'équations;
- 4- Approche analytique en fonction de la répartition des vitesses.

1-Méthode des facteurs :

Compte tenu de l'influence des différents facteurs, le coefficient de rugosité est évalué en additionnant à la valeur de la rugosité du lit, l'influence des autres facteurs de la façon

$$\text{suivante: } \eta = \frac{1}{K_s} = a(\eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4) \quad (2-36)$$

a: facteur de sinuosité (variant de 1 à 1,3).

η_0 : terme lié au matériau du lit (0,020 pour les terres à 0,028 pour les graviers grossiers)

η_1 : terme de l'irrégularité de surface (de 0 pour une paroi lisse à 0,20)

η_2 : terme de variation de forme (de 0 à 0,015)

η_3 : terme représentatif des obstructions (de 0 à 0,06)

η_4 : terme lié à la végétation (de 0,005 à 0,100).

Une étude à été développé par « Pradé » qui à établi la typologie des cours d'eau et lui associent les valeurs de k correspondantes. Cette méthode est utilisable pour les petit et moyen cours d'eau, mais elle est douteuse pour les grands cours d'eau dont le rayon hydraulique est supérieur à 4,5 m. [5]

2-Tableau des valeurs typiques :

Le tableau C.2 (voir Annexe 1) présente une synthèse des valeurs pour les canaux en terre et les cours d'eaux naturelles en présence de différentes conditions de végétation.

Le tableau C.3 (voir Annexe 2) présente une synthèse des valeurs recommandées pour les canaux dont la surface est recouverte d'un revêtement.

3-Utilisation d'équations :

De nombreux chercheurs ont essayé d'établir une relation entre le facteur "n" et la grosseur des particules formant le lit des cours d'eau, tout particulièrement pour les lits composés de matériel granulaire. Une des formules les plus utilisée est celle de Meyer-Peter et Muller (French, 1999) :

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad (2-37)$$

d_{90} : diamètre des particules dont 90 % sont plus petites (m)

Selon (Chang 1988, Chow, 1959), la formule de Strickler est sous la formule suivante:

$$n = 0.0474 d_{50}^{1/6} \quad (2-38)$$

d_{50} : diamètre des particules dont 50 % sont plus petites (m)

Ces formules sont d'intérêt lorsque le matériel du lit est grossier et que la grosseur des particules domine par rapport aux aspérités du fond du cours d'eau [8].

4- Approche analytique en fonction de la répartition des vitesses.

Des méthodes analytiques ont été développées pour évaluer le coefficient de rugosité à partir de la distribution de vitesse dans un canal et des aspérités de son périmètre mouillé. Leur intérêt est beaucoup plus de vérifier la validité des lois empiriques comme celle de Manning-Strickler et Darcy- Weisbach et Chézy [26].



CHAPITRE 3

CHAPITRE 3- DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MOYENS DE MESURE

3-1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif la description des expériences réalisées au laboratoire du Département d'Hydraulique de l'Université de BATNA.

Dans la première partie nous présentons tout d'abord le dispositif expérimental ci-dessous. Ce dernier est constitué d'un canal de dimensions : 1550 mm de longueur, de 78 mm de largeur et de 110 mm de profondeur, qui nous a permis de visualiser intégralement le déplacement de particules solides de diamètres : (4,00-3,35-2,36-2,00-1,70-1,40-1,00 mm) et (0,850-0,600-0,355-0,212 mm) au fond du canal.

Dans la deuxième partie, nous abordons la description des grandeurs mesurées. Ces grandeurs concernent les caractéristiques de l'écoulement bi phasique.

Dans la troisième partie, nous avons présenté les trois méthodes de détermination du coefficient de frottement :

- Méthode de Manning- Strickler
- Méthode de Darcy-Weisbach
- Méthode de calcul des vitesses.

3-2 Présentation générale du dispositif

Afin d'étudier l'influence de la rugosité du fond du canal sur l'écoulement, nous avons effectué des séries d'expériences dans un canal à ciel ouvert de forme rectangulaire inclinable sur un châssis (2) et à parois vitrées avec un fond dont la granulométrie est hétérogène (voir photo 3-1).

Pour suivre et observer les changements du profil du lit de sable, le côté du canal est gradué pour permettre la lecture de la cote du lit en plusieurs points à travers la paroi vitrée.

La pente du canal peut être ajustée de (0 à 10%) au moyen d'un vérin à vis à la quelle est attachée un indicateur de pente précis (3).

L'alimentation en eau est assurée à partir d'un bac de recharge (1), en sortie du canal l'eau est récupérée dans un bac de récupération (6) dans lequel une pompe est utilisée pour alimenter le bac de recharge (1). Le circuit d'eau est donc un circuit fermé.

Le système d'alimentation est mesuré dans un intervalle de (0,2 à 0,6 litre par seconde).

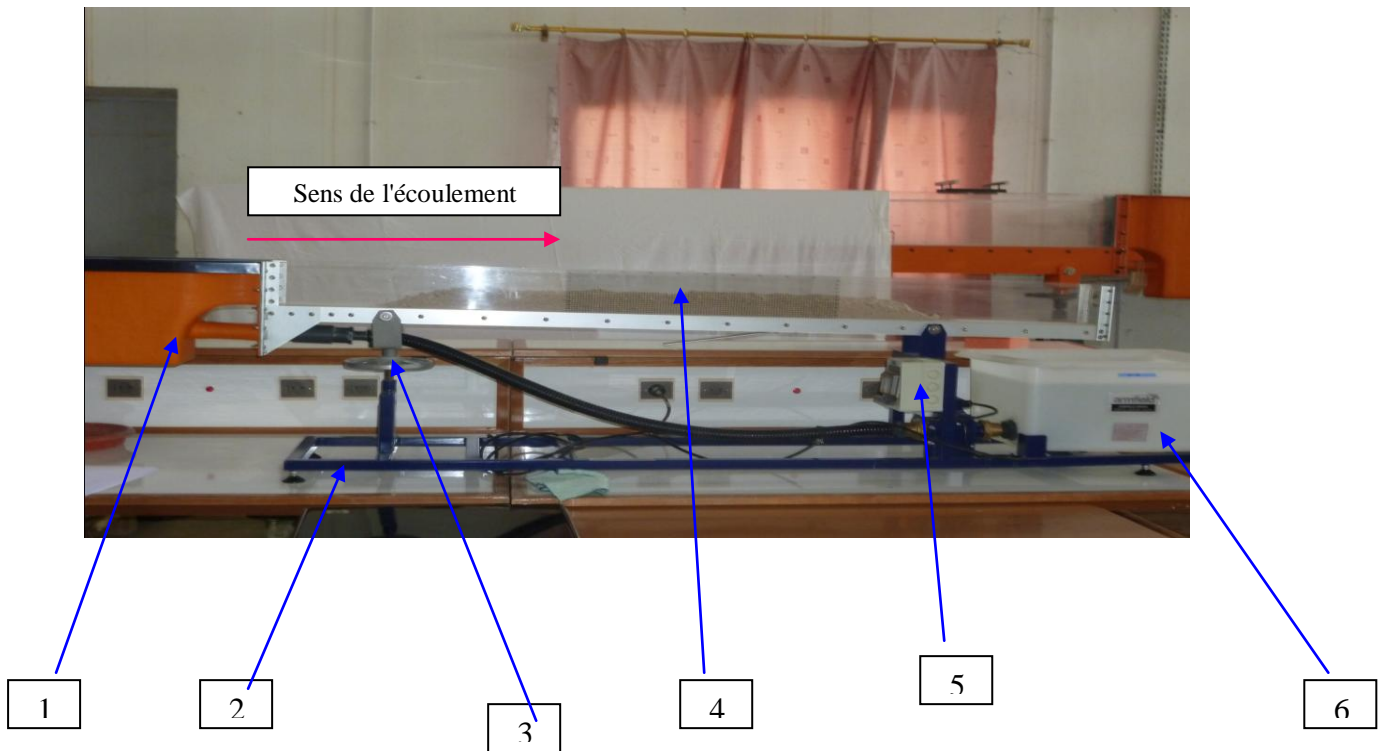


Photo 3-1: Photographie du canal expérimental

Notre expérience est réalisée sur un lit de sable (4) dont la granulométrie est hétérogène, d'épaisseur $h=50$ mm placée de façon homogène sur le lit du canal (sable hétérogène de Seggana extrait à une profondeur de 3 à 4 m).

Afin d'éviter le transport intense à l'aval du canal, on a placé un filtre en plastique (voir photo ci-dessous) pour empêcher les gros diamètres de sortir à travers le déversoir fixé avec les élastiques des deux cotés, l'eau est récupérée en sortie puis pompée vers le bac de recharge en eau (1).



Photo 3-2: Filtre en plastique

L'objectif principal de l'expérience est l'étude des lois de frottement dans un canal en fonction de l'influence de l'effet de la rugosité du fond de celui-ci sur l'écoulement de l'eau. Cette influence est basée sur les caractéristiques de l'écoulement et aussi de mesurer de façon précise que possible les grandeurs physiques qui caractérisent chaque écoulement.

Les paramètres recueillis sont :

- Le débit liquide pour les trois vitesses de la pompe (5)
- La pente du lit du canal (lecture directe sur un repère gradué voir photo (3-3)).

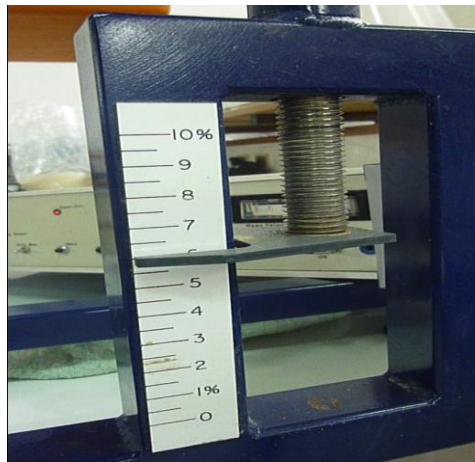


Photo 3-3: L'indicateur de pente

3-3 Les grandeurs mesurées

3-3-1 Mesure de débits

L'alimentation en eau se fait au moyen d'un bac de recharge. Le débit est réglé à l'aide d'une vanne, un débitmètre placé juste à l'amont du point d'entrée de l'écoulement d'eau dans le canal par un tuyau qui nous a permis de mesurer un débit compris entre (0,2 et 0,6 l/s).

Pour calculer le débit, on a utilisé la méthode volumétrique d'après la formule : $Q=W/t$ qui consiste à recueillir dans un récipient un volume d'eau W pendant un temps donné t , elle est applicable aux petits débits de quelques litres par seconde à quelques mètres cubes par seconde. Ce débit est calculé pour les trois vitesses de la pompe.

3-3-2 Mesure des hauteurs

La hauteur d'eau est une variable classique en hydraulique, elle est très difficile à apprécier; dans le cas des cours d'eau à lit mobile et même pour les canaux à ciel ouvert.

Pour notre cas, la hauteur d'eau est mesurée directement avec une réglette graduée opposée sur la paroi externe du canal. Le fond du canal pose beaucoup de difficultés par la présence de sable hétérogène, fond irrégulier et les rugosités peuvent favoriser des fluctuations supplémentaires de la surface libre surtout dans le cas des petites hauteurs d'eau par rapport à la taille de la rugosité, le fond étant rugueux ce qui implique que la hauteur dépend du lieu de mesure.

3-3-3 Mesure des vitesses

La vitesse moyenne de l'eau est calculée à partir des mesures de la hauteur et du débit liquide

suyant la relation : $U = \frac{Q}{Bh}$ (3-1)

Il existe une deuxième méthode qui est basée sur le profil des vitesses longitudinales $U(y)$

selon l'équation suivante : $U(y) = \frac{1}{h} \int_{y=0}^{y=h} U(y) dy$ (3-2)

Cette méthode est basé sur le profil de vitesse qui n'est pas forcément connu sur toute la hauteur de l'écoulement, ce calcul nécessite des extrapolations du profil mesuré à la fois vers la surface libre et le fond, la difficulté persiste en présence du charriage car il est très difficile de mesurer la hauteur d'eau. Le fond du canal du lit devenant très fluctuant, c'est pour cela que la majorité des chercheurs utilisent du sel (smart et Jaeggi 1983; Cao 1985) et l'injection du colorant sans ou avec des surfaces artificielles.

3-4 Caractéristiques des matériaux utilisés

La nature des matériaux à granulométrie étendue varie selon leurs origines géologiques, cette présentation est basée sur l'analyse granulométrique voir figure (3-1) .

La courbe représentative peut être caractérisée notamment par deux paramètres classiques (hubert 2002).

- Le coefficient d'uniformité : $Cu = D_{60}/D_{10}$

- Le coefficient de courbure : $Cc = D_{30}^2/D_{10}.D_{60}$

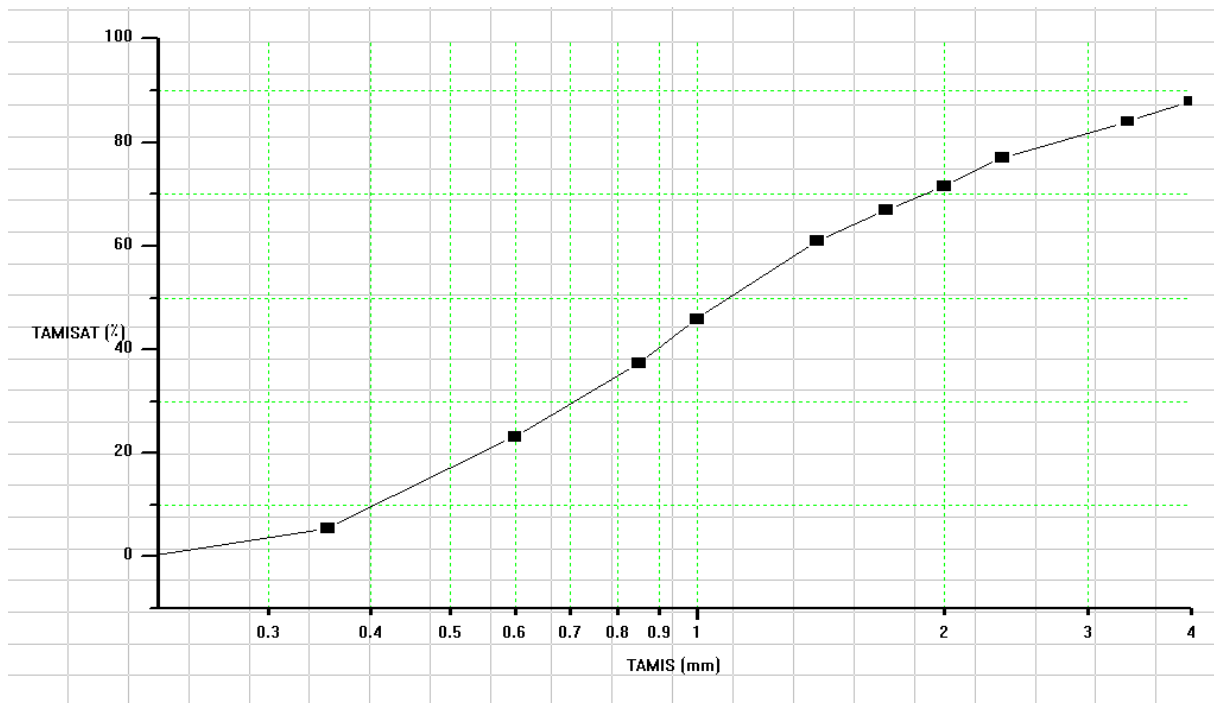


Figure 3-1 : Courbe Granulométrique

Le coefficient d'uniformité C_u représente l'étalement de la courbe granulométrique, un C_u élevé témoignant d'une granulométrie étendue. Le coefficient de courbure C_c quant à lui représente la forme de la courbe granulométrique, un C_c élevé (>3) correspond à une courbe granulométrique cumulée concave vers le haut comportant une pente importante dans les domaines des particules de gros diamètres, inversement une faible valeur de C_c (<1) témoigne d'une courbe granulométrique convexe vers le haut, donc présentons un croisement important de la masse dans le domaine des fines. Dans notre cas; ($C_u = 3,94$ et $C_c = 0,85$), le module de finesse M_f correspond à la somme des pourcentages des refus cumulés ramené à l'unité pour les tamis d'ouverture, c'est-à-dire plus ce module est faible et plus le sable est riche en éléments fins, dans ce cas $M_f = 2,72$; c'est un sable moyen [25].

L'écart type σ_g est un paramètre important qui mesure l'étendue de la courbe granulométrique. Il peut être calculé en fonction des diamètres caractéristiques D_{84} et D_{16} pour lesquels respectivement 84% et 16 % des matériaux sont plus fins, en utilisant la relation suivante:

$$\sigma_g = 0,5 \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right) \quad (3-3)$$

Pour notre cas, on a trouvé la valeur : $\sigma_g = 3,08$

3-5 Les paramètres physiques agissant sur l'écoulement à surface libre

1- L'effet de la viscosité : Les forces de frottements engendrées par la viscosité comparées aux forces d'inertie, constituent un critère de classification de l'écoulement. Ceci est exprimé par le nombre de Reynolds.

2- L'effet de la gravité : Représenté par les forces d'inertie aux forces de gravité dit nombre de Froude.

3- L'effet des paramètres géométriques :

a- Forme de la section transversale : L'effet de ce paramètre est présenté en général par le rayon hydraulique. Les études effectuées par l'Américain Henderson [1966] ont montré que l'effet de la forme de la section transversale est faible.

b- Effet de la pente du fond : la pente longitudinale du fond du canal a un rôle considérable dans l'allure physique de l'écoulement, ainsi que dans son calcul hydraulique. Si elle est assez importante, il peut s'installer une instabilité à la surface de l'eau, se manifestant par l'apparition d'une série d'ondes dont la célérité est moindre à la vitesse moyenne de l'eau ($c = \sqrt{g \cdot h}$).

c- Effet de la rugosité:

Par définition, la rugosité, K_s est la hauteur moyenne des aspérités, recouvrant la surface des parois, en contact avec le liquide. Chaque type de matériau présente un état de rugosité différent, caractérisé par :

- La forme des aspérités
- Leur dimension
- Leur distribution

Ce paramètre à un effet similaire à celui de la viscosité mais la diversité des états de rugosité d'un matériau à un autre, rend son domaine d'étude vaste.

3-6 Protocole de l'expérience

- On a fixé la pente (3) du fond du canal de (1 à 10%).
- On a alimenté le canal (1) avec un débit Q.
- On a mesuré le volume d'eau à la sortie du canal (6).
- On a lu la hauteur d'eau sur la paroi vitrée et l'épaisseur du sable.
- On a augmenté le débit et on a effectué les mêmes opérations suivant le même protocole expérimental.

3-7 Les formules utilisées

Pour atteindre notre objectif, on a utilisé les formules qui définissent les dimensions de l'écoulement, la section (S), le périmètre mouillé (P), le rayon hydraulique (R_h), la vitesse d'écoulement (U) et le débit (Q).

$$S=B.h \quad P= B+2h \quad R_h= S/P \quad V= Q/S$$

Pour caractériser le régime d'écoulement, on a utilisé la formule de nombre de Reynolds (Re) et Froude (Fr).

$$R_e = \frac{V \cdot 4R_h}{\nu} \quad (3-4)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (3-5)$$

Avec ν : viscosité cinématique (m^2/s) $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6} m^2/s$

Sachant que les grandeurs caractérisant la géométrie du canal et le régime d'écoulement sont les mêmes pour les trois méthodes de détermination du coefficient de frottement.

Les résultats expérimentaux sont présentés (voir Annexes 6-7-8 tableaux des résultats).

3-7-1 Détermination du coefficient de frottement par la méthode de Manning -Strickler

Dans notre canal l'écoulement est considéré comme permanent en se rapportant à la condition par laquelle les caractéristiques de l'écoulement en un point quelconque ne varie pas avec le temps. L'écoulement uniforme se rapporte à la condition selon laquelle la profondeur, la pente, la vitesse, la rugosité et la section droite demeurent constantes sur une longueur donnée du canal, la pente du fond I_f , la pente de la surface libre I_w et la pente énergétique I_e sont identiques. [28]

Le fond du canal est mobile, composé de particules solides de tailles non uniforme. Les particules peuvent se déplacées sous l'action de l'écoulement considéré comme permanent uniforme.

Les forces qui interviennent dans le mouvement permanent et uniforme d'une particule et sans cohésion sont :

- La force hydrodynamique : $F_h \propto f \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) \rho d^2 u_*^2$

- Le poids déjaugé de la particule : $W_p \propto g(\rho_s - \rho)d^3$

Les composantes de l'écoulement biphasique sont :

- Le fluide par sa densité, ρ et sa viscosité ν ;

- Le matériau solide par sa densité ρ_s et un diamètre caractéristique d ;
- L'écoulement par la profondeur d'eau h ou R_h , la pente I_f , la gravité g et la vitesse de frottement U^* qui caractérise la turbulence.

Pour calculer la contrainte de cisaillement sur un lit du sable, on a utilisé la formule Du Boys sous la forme suivante [28]: $\tau = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot I$ (3-6)

τ : contrainte de cisaillement (N/m^2)

ρ : masse volumique de l'eau 1000 kg/m^3

I : Pente du lit

Pour exprimer le paramètre de Shields on a utilisé la formule suivante [28]:

$$\theta = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot D_{50}} \quad (3-7)$$

θ : paramètre de Shields

$S = \frac{\rho_s}{\rho}$: La masse volumique du sable ($S=2.65$ pour le Quartz du sable);

$D_{50}=0,001 \text{ m}$ le diamètre égale à celui de 50% en poids de tamisat (voir la courbe granulométrique).

U^* : La vitesse de frottement est calculée selon la formule:

$$U^* = (g \cdot R_h \cdot I)^{0.5} \quad (3-8)$$

R_e^* : Le nombre de Reynolds particuliers est calculé selon la formule:

$$R_e^* = U^* D_{50} / \nu \quad (3-9)$$

On utilise la formule de Manning-Strickler pour calculer la vitesse théorique V_{th}

$$V_{th} = \frac{R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}}{\eta} \quad (3-10)$$

L'analyse granulométrique du sable obtenue est celle d'une granulométrie étendue, on peut utiliser la formule de Strickler pour déterminer le coefficient de rugosité K_s dû au granulat.

$$\eta = \frac{1}{K_s} \quad \text{Avec} \quad K_s = \frac{21}{D_{50}^{1/6}}$$

Le coefficient de rugosité global du fond qui est dû aux granulats et aux différentes formes du lit (ride, dune, anti-dune) s'obtient en utilisant la formule de Manning-Strickler:

$$K_s = \frac{U}{R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}} \quad (3-11)$$

3-7-2 Détermination du coefficient de frottement par la méthode de Darcy-Weisbach

L'équation générale pour le calcul d'un écoulement permanent uniforme est la relation de Darcy-Weisbach [28] :

$$V = \sqrt{\frac{8}{f}} \sqrt{g R_h I} \quad (3-13)$$

Ou sous la forme : $V = \sqrt{\frac{8}{f}} U^*$ (3-14)

V : Vitesse moyenne de l'écoulement

$\sqrt{\frac{8}{f}}$: Coefficient de rugosité ou de résistance à l'écoulement

U^* : Vitesse de frottement

R_h : Rayon hydraulique

La résistance à l'écoulement dépend des divers facteurs selon que le lit soit mobile ou immobile. Pour les lits immobiles la résistance est due à la rugosité caractéristique des sédiments agissant comme un ensemble, c'est-à-dire la taille des grains qui tapissent le lit et qu'on appelle rugosité de peau ou rugosité de surface. Elle dépend aussi des distorsions internes de l'écoulement (tourbillons).

Pour les lits mobiles comme notre cas, la résistance est due principalement aux configurations du lit (rides, dunes, anti-dunes) on appelle rugosité de forme les distorsions internes et la résistance due aux variations locales de la vitesse de l'écoulement qui dépendent essentiellement des facteurs suivants :

L'irrégularité de surface de l'emplacement de la couche de sable, variation de forme du lit, et le tri granulométrique.

a- Coefficient de rugosité dans un régime laminaire

Selon la relation de Darcy-Weisbach citée dans le paragraphe précédent dans le cas où $R_h = h$ on a les relations suivante:

$$V = \sqrt{\frac{8}{f}} \sqrt{ghI} \quad (3-15)$$

Et si on substitue l'expression de la vitesse moyenne qu'on a trouvé pour le régime laminaire

avec $R_e = \frac{Vh}{\nu}$

On obtient : $f = \frac{24}{R_e}$ (3-16)

b- Coefficient de rugosité dans un régime turbulent

On a obtenu comme expression générale pour la vitesse moyenne [28] :

$$V = \frac{U^*}{K} \ln\left(\frac{h}{ey_0}\right) \quad (3-17)$$

Où y_0 est une longueur virtuelle très proche du fond. Les différentes valeurs de y_0 ont été déterminées par Hinze. Elles dépendent des valeurs de la rugosité équivalente (K_s) et de l'épaisseur de la sous-couche laminaire (δ).

On distingue trois cas :

1- Si $K_s < \frac{\delta}{2,3}$ $\frac{U^* K_s}{\nu} < 5$ (voir figure 3-1)

Dans le cas d'un écoulement hydrauliquement lisse et la valeur de y_0 est :

$$y_0 = \frac{\delta}{11,7} \text{ Donc : } V = \frac{U^*}{K} \ln\left(\frac{11,7h}{e\delta}\right) \quad (3-18)$$

On remplaçant dans la relation de Darcy-Weisbach, donne:

$$\frac{U^*}{K} \ln\left(\frac{11,7h}{e\delta}\right) = \sqrt{\frac{8}{f}} U^* \quad (3-19)$$

Où : $e = 2.718$

K : constante de Von Karman ($K = 0.4$)

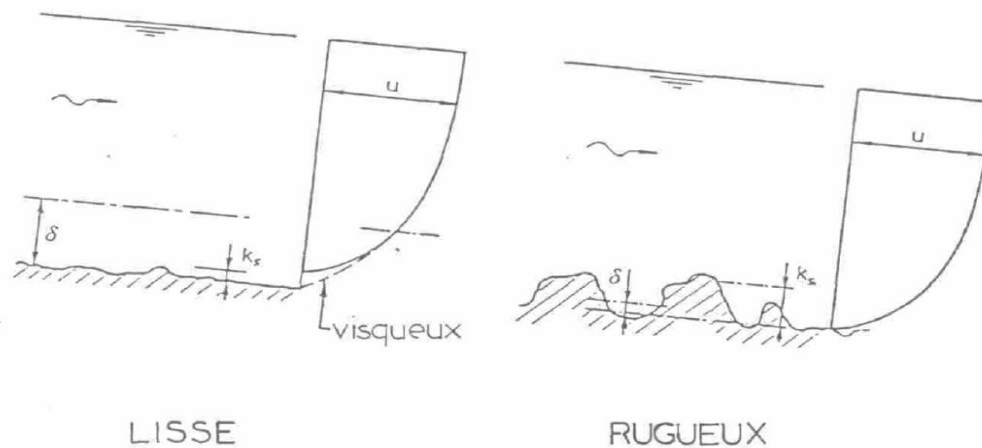


Figure 3-2 : Surface hydrauliquement lisse et rugueuse

Substituant la valeur de e et K , on obtient:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(\frac{43h}{\delta} \right) \quad (3-20)$$

Où sous la forme : $\sqrt{\frac{8}{f}} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(3,7 \frac{U^* h}{\nu} \right)$ puisque $\delta = 11,6 \frac{\nu}{U^*}$

2- Si $K_s > 6\delta$ $\frac{U^* K_s}{\nu} > 70$ (voir figure 3-2)

On est dans le cas d'un écoulement hydrauliquement rugueux et la valeur de y_0 est :

$$y_0 = \frac{K_s}{33} \quad V = \frac{U^*}{K} \operatorname{Ln} \left(\frac{33h}{eK_s} \right) \quad (3-21)$$

En reportant y_0 dans la relation de Darcy-Weisbach on obtient la relation suivante:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 2,5 \left(\frac{12h}{K_s} \right) \quad (3-22)$$

3- Si $\frac{\delta}{2,3} < K_s < 6\delta$ $5 < \frac{U^* K_s}{\nu} < 70$

On est dans un cas intermédiaire (écoulement en transition) y_0 sera égale à :

$$y_0 = \frac{\delta}{11,7} + \frac{K_s}{33} = \frac{1}{33} \left(\frac{\delta}{3,5} + K_s \right) \quad (3-23)$$

$$\text{Donc : } V = \frac{U^*}{K} \operatorname{Ln} \left(\frac{3,3h}{e \left(\frac{\delta}{3,5} + K_s \right)} \right) \quad (3-24)$$

$$\text{Soit, après la substitution : } \sqrt{\frac{8}{f}} = 2,5 \left(\frac{12h}{\frac{\delta}{3,5} + K_s} \right) \quad (3-25)$$

On prend comme rugosité équivalente le d_{90} , d_{84} , d_{65} ou d_{50} , le choix dépend de l'allure de la courbe granulométrique ou de la formule à utiliser.

En particulier pour le sable hétérogène et en se basant sur le concept introduit par Nikuradse, Graf, et Keulgan " K_s " a souvent été exprimé en fonction d'un diamètre représentatif d_i ($K_s = \beta_i d_i$).

Avec : $\beta_i = 1$ $d_i = d_{50}$ donc $K_s = d_{50} = 0,001$ m.

| d_i | β_i | Reference | d_i | β_i | Reference |
|----------|-----------|--------------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| d_{35} | 1.23 | Ackers and White (1973) | d_{75} | 1.0 | Kleinhans and van Rijn (2002) |
| d_{50} | 1.0 | Keulegan (1938) | | 3.2 | Lane and Carlson (1953) |
| | 4.5 | Thompson and Campbell (1979) | d_{84} | 1.5 | Ikeda (1983) |
| | 5.0 | Griffiths (1981) | | 3.5 | Hey (1979) |
| d_{65} | 1.0 | Einstein and Barbarossa (1952) | | 5.1 | Mahmood (1971) |
| | 2.0 | Engelund and Hansen (1967) | d_{90} | 0.5 | Kleinhans and van Rijn (2002) |
| | | | | 3.0 | Van Rijn (1982) |

Tableau 3-1 : Quelques valeurs de $K_s = \beta_i d_i$ utilisée par différents chercheurs

3-7-3 Détermination du coefficient de frottement par la méthode de calcul des vitesses

En écoulement permanent uniforme, la répartition des vitesses répond à une relation logarithmique.

Cette méthode a été développée pour évaluer le coefficient de frottement à partir de la distribution des vitesses dans un canal expérimental selon les trois types de régime d'écoulement d'eau.

1- Ecoulement hydrauliquement lisse :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{U}{U_*} = \frac{1}{K} \ln\left(\frac{R_h U_*}{\nu}\right) + 3.5 \quad \text{Pour } R_e^* < 5$$

2- Ecoulement transitoire :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{U}{U_*} = \frac{1}{K} \ln\left(\frac{R_h}{K_s}\right) + 11.5 - 0.70 \ln\left(\frac{U_* K_s}{\nu}\right) \quad \text{Pour } 5 < R_e^* < 70$$

3- Ecoulement hydrauliquement rugueux :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{U}{U_*} = \frac{1}{K} \ln\left(\frac{R_h}{K_s}\right) + 6.25 \quad \text{Pour } R_e^* > 70$$

Pour calculer la résistance à l'écoulement, on a utilisé la formule de Darcy-Weisbach :

$$f = 8.g.R_h.I/V_{th}^2 \quad (3-26)$$

f : Coefficient de frottement de Darcy-Weisbach

On peut exprimer le coefficient de frottement de Chézy en fonction du coefficient de frottement de Darcy-Weisbach selon la relation suivante :

$$C = \left(\frac{8.g}{f}\right)^{1/2} \quad (3-27)$$

$$\text{Ou bien : } C = K_s.R_h^{1/6} \quad (3-28)$$



CHAPITRE 4

CHAPITRE 4- RESULTATS ET INTERPRETATION

4-1 Résultats expérimentaux et analyse

Les lois de frottement relient principalement les grandeurs de l'écoulement à l'énergie dissipée par frottement entre les particules de sable hétérogène. Les lois couramment utilisées sont : Manning–Strickler, Darcy-Weisbach et approches analytiques en fonction de la répartition des vitesses tout en déterminant la relation entre le coefficient de frottement f de Weisbach et celui de Chézy C , et le coefficient de Strickler K_s .

Compte tenu de nos conditions expérimentales : pente, hauteur d'eau, granulométrie, débit et les propriétés physiques de l'eau et de sable. On a constaté d'après nos résultats :

- Nombre de Reynolds :

Dans notre canal, la dynamique de l'écoulement d'eau est essentiellement imposée par le nombre de Reynolds de l'écoulement. D'après les résultats obtenus, le nombre de Reynolds R_e est supérieur à 2000, donc on a un écoulement turbulent rugueux.

- Nombre de Froude :

Dans notre canal expérimental qui se caractérise par un fond mobile composé de particules solides (non cohésifs) et qui se déplacent sous l'action de l'écoulement en formant des différentes formes du lit. Ces particules sont caractérisées par la densité, le diamètre moyen d_{50} et la distribution granulométrique.

Le nombre de Froude Fr est le critère principalement utilisé pour qualifier le régime d'écoulement :

- Pour $Fr < 1$ le régime est fluvial;
- Pour $Fr > 1$ le régime est torrentiel;
- Pour $Fr = 1$ le régime est critique.

Chaque type d'écoulement correspond à une forme particulière du lit.

- En régime fluvial, le fond reste d'abord plat, ceci jusqu'à ce que la vitesse atteigne une valeur critique et que le transport des particules commence. Apparaissent ensuite les rides puis les dunes plus allongées qui se caractérisent par une pente aval raide et une pente amont plus faible, leur progression se fait de l'amont vers l'aval; les particules progressent par petits sauts en restant en contact quasi-permanent avec le lit.
- En régime torrentiel pour la pente 10%, la vitesse augmente progressivement, il se forme des dunes d'une autre espèce appelée anti-dune, celle-ci progressent d'aval vers

l'amont, ou les particules sont constamment en mouvement contrairement au cas précédent. La surface de l'eau est onduleuse et le transport solide est très important. Le passage d'un régime à l'autre fait apparaître tout d'abord la formation d'un lit plat résultant du lessivage des dunes; puis l'instabilité caractéristique des anti-dunes.

- En régime critique, la vitesse croît et les dunes sont très allongées et disparaissent, il existe une zone de transition entre les deux régimes définies précédemment ou la configuration du lit est plutôt irrégulière et désordonnée (voir les annexes 6-7-8 tableaux des résultats pente 8% et 10%).

- Nombre de Reynolds particulaire

Le nombre de Reynolds particulaire R_e^* indique qu'on a deux cas :

- Pour $R_e^* > 70$, les écoulements sont de type rugueux entre la pente 4% et 10%.
- Pour $5 < R_e^* < 70$, les écoulements sont de type transitoire, entre la pente 1% et 2%.

4-2 Interprétation des phénomènes rencontrés

Dés que l'écoulement d'eau en canal acquiert une certaine vitesse, on constate que les sédiments commencent à bouger, un déplacement des particules vers l'aval se manifeste en formant une variation de forme du lit, en premier lieu on a la présence des rides puis des dunes et enfin pour une forte pente on peut voir des anti-dunes qui se déplacent vers le sens opposé de l'écoulement (voir Photos 4-1, 4-2 et 4-3 a b c).



Photo 4-1: Début de formation des dunes



Photo 4-2: Lit en forme des dunes

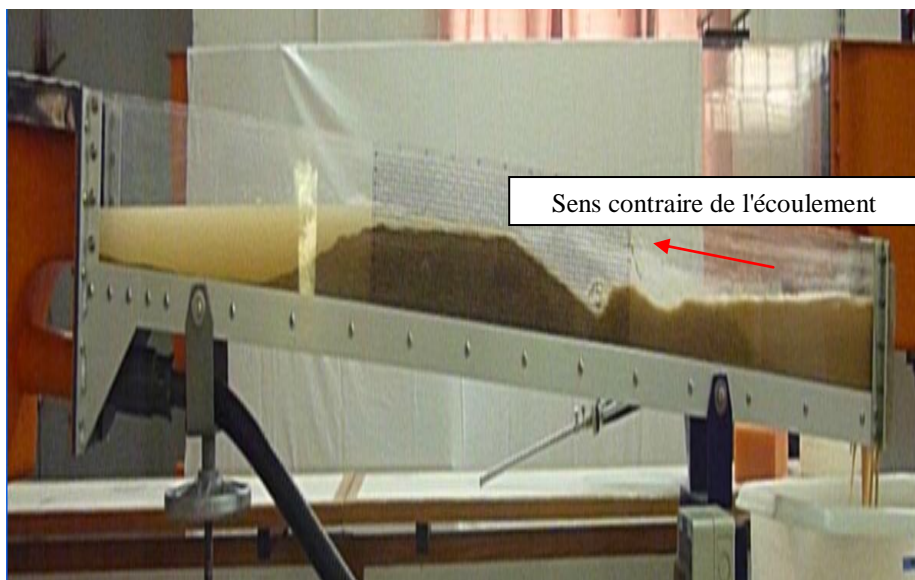


Photo 4-3-a : Début de la formation des anti-dunes

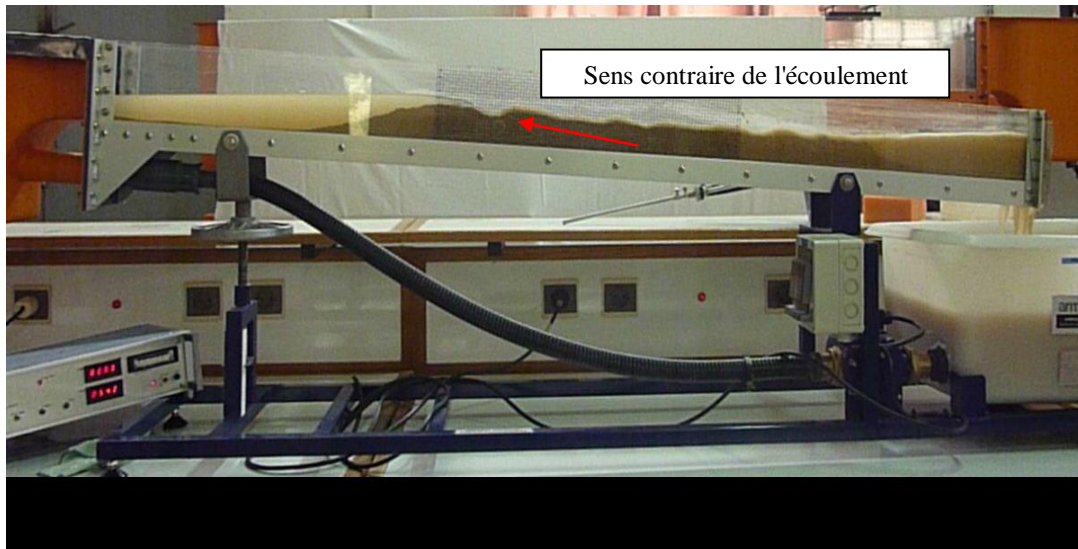


Photo 4-3-b : Formation de plusieurs anti-dunes

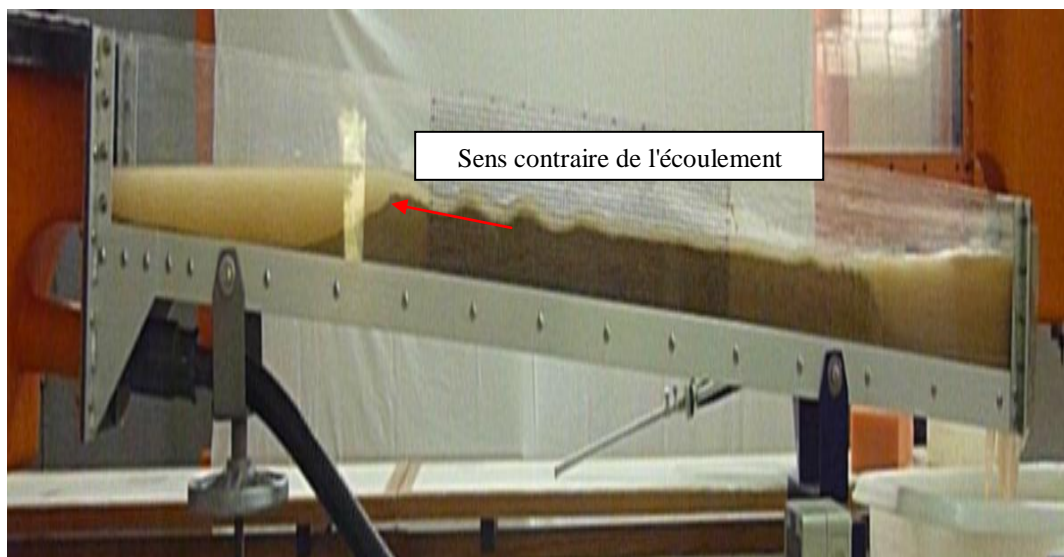


Photo 4-3-c : Fin de formation des anti-dunes

Pour un déplacement des particules relativement fort, le fond se déforme dans son ensemble en modifiant ainsi la rugosité en cas d'un débit croissant.

L'accroissement de l'intensité de l'écoulement d'eau provoque l'augmentation de l'intensité du transport solide du matériau du lit qui se déplace initialement par charriage, le cas contraire peut être observé avec la diminution de l'intensité de l'écoulement d'eau. Le phénomène de l'arrêt du mouvement des particules s'appelle déposition. Au cours des essais, une zone de dépôt se développait devant le déversoir en avançant vers l'aval (voir photos 4-4 a et b).



(a)



(b)

Photo 4-4 : Déposition des particules en avançant vers l'aval du canal

Le déplacement des particules le long du canal permet la modification de la résistance à l'écoulement en consommant une énergie pour le transport d'eau, d'autre part on constate un réarrangement de la forme de fond des particules. Les gros diamètres sont placés à la surface du fond du canal et les petits diamètres au fond du canal (voir photo 4-5 et 4-6) :



Photo 4-5 : Visualisation de la formation des gros diamètres à la surface du canal



Photo 4-6 : Visualisation de la formation des fins diamètres au fond du canal

Pendant le début de l'essai à différentes pentes, on a constaté que le débit entrant à l'amont du canal provoque une surélévation du lit mobile ainsi qu'une modification progressive de la forme du fond à cause de :

- Changement de la pente de 1 à 10%
- Granulométrie étendue (trisélectif qui est fonction des interactions entre les phénomènes sédimentaires et l'écoulement d'eau).

Les variations de la hauteur d'eau sont associées à un certain nombre de phénomène tel que le développement des dunes, des zones d'érosion (voir photo 4-7 a et b) :



(a)



(b)

Photo 4-7 : Zone d'érosion et déposition dans le lit mobile

Le déplacement progressif de cette zone de dépôt est à l'origine de la baisse de hauteur à l'amont surtout à la fin du dernier essai (voir photo 4-8):

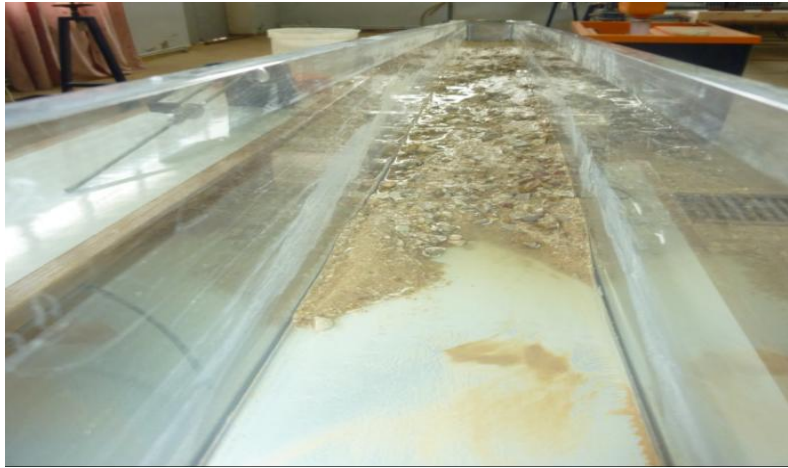


Photo 4-8 : Déplacement progressif de la zone de dépôt

On peut conclure que la présence d'un déversoir dans un canal et d'un filtre qui empêche le passage des gros diamètres provoque une perturbation du lit à l'aval immédiat du déversoir.

Pendant les essais on a constaté le trisélectif des matériaux qui se manifeste par les effets suivants :

- 1- À l'intérieur du lit, on observe une diminution du pourcentage des particules fines dans la couche superficielle à l'interface entre le lit mobile et l'écoulement d'eau.
- 2- La granulométrie des matériaux transportés par charriage diffère de celle de la couche de surface.
- 3- Le diamètre moyen des particules transportées en suspension diminue sur la verticale avec la distance au fond.

L'importance de ces effets apparaît surtout comme dans notre cas :

- a- La courbe granulométrique est étendue.
- b- Pour des valeurs intermédiaires du frottement, la contrainte de cisaillement est proche de la contrainte critique.

La contrainte de cisaillement augmente de plus en plus en fonction de la pente et du rayon hydraulique, cette contrainte due à l'action de l'eau sur la paroi (périmètre mouillé) dirigé suivant l'axe de l'écoulement. L'augmentation dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels on peut citer :

- Les caractéristiques de l'écoulement, débit liquide, vitesse d'écoulement et hauteur d'eau.

- La rugosité du lit représenté par la taille et la forme de particules solides composant le fond et les parois, cette contrainte de cisaillement et plus importante dans les parties rugueuse de la section d'écoulement.

- Les ondulations du fond augmentent la dissipation énergétique de l'écoulement ainsi une augmentation de la contrainte de cisaillement.

Les résultats trouvés (voir annexes 6-7-8 tableaux des résultats) pour le paramètre de Shields θ représentent le rapport entre les forces déstabilisatrices (frottement et portance) et les forces stabilisatrices (poids, poussée d'Archimède).

Le paramètre critique de Shields θ_{cr} c'est la contrainte adimensionnelle limite de début d'entraînement des grains, elle se calcule comme suit :

$$\text{Pour } 4 < D_* < 10 \quad \theta_{cr} = 0.14D_*^{-0.64}$$

Le diamètre sédimentologie D_* se calcule comme suit :

$$D_* = d_{50} \left(\frac{(s-1)g}{v^2} \right)^{1/3} \quad (\text{Van Rijn [1989]})$$

Le seuil critique se situ approximativement entre $0.03 < \theta_{cr} < 0.06$ d'après nos résultats de calcul $D_* = 9.857 \approx 10$ ce qui donne un θ_{cr} égale à 0.032.

Selon Shields pour $\theta > \theta_{cr}$ on a début d'entraînement des particules solides [32].

La vitesse est maximale pour une pente de 10%, elle atteint la valeur 0.5128 m/s par contre la minimale pour une pente de 2% atteint la valeur de 0.1165 m/s (voir annexes 6-7-8 tableau des résultats). Cette évolution due à l'effet de la turbulence généré en présence d'un écoulement hydrauliquement rugueux sur le lit de sable. Ce ci ce traduit par l'augmentation du nombre de Reynolds en fonction de l'augmentation de la pente.

On se basant sur les résultats expérimentaux, on constate que le débit provoque une surélévation du lit mobile, ainsi qu'une modification progressive de sa forme à l'aval du canal. On a augmenté la pente du lit, on constate qu'il y a formation des dunes, l'avancement de ces dernières se traduit par une variation temporelle de l'intensité du débit et de la ligne d'eau. Ces variations sont représentatives des interactions qui se développent entre les particules et l'écoulement d'eau.

On ce qui concerne la résistance à l'écoulement, on a résumé les méthodes utilisées tel que coefficient de résistance K_s (coefficient de frottement de Strickler), η (coefficient de frottement de Manning), f (coefficient de frottement de Darcy-Weisbach), et de Chézy C évoluent non seulement à cause du transport de sédiment mais aussi à cause de la mise en eau et l'occupation des sédiments en différentes formes et la profondeur d'eau variable.

Le coefficient de frottement en général d'après notre recherche bibliographique est relié à la hauteur de rugosité du fond, une grandeur caractéristique de rugosité est souvent le diamètre D (D_{50} , D_{84} ou D_{90}).

Dans notre cas et en se basant sur la référence de [Graf et Altinakar], la formule la plus utilisée est celle de Manning-Strickler qui détermine la rugosité globale du fond du lit aux différentes formes des particules.

Pour la formule de Darcy Weisbach, le coefficient de frottement f est fonction du rayon hydraulique, la pente et la vitesse d'écoulement.

4-3 Commentaire sur les coefficients : K_s , C , f

L'étude expérimentale du coefficient de frottement dans un canal montre que la résistance au frottement que rencontre un écoulement à une profondeur influe sur la distribution de la vitesse au sein d'un canal à ciel ouvert. Ce coefficient de frottement de fond est un terme de dissipation d'énergie par frottement des particules du fond du canal, il dépend donc à la fois des caractéristiques de l'écoulement d'eau et de la granulométrie.

Cette résistance est difficile à observer et même à conceptualiser. Nous positionnons notre problème d'étude qui consiste à donner plus de détail sur la conséquence de cette résistance, on a examiné plusieurs essais pour déterminer ce coefficient de frottement par voie expérimentale.

La méthode de calcul a été réalisée à l'aide d'un programme Clipper5 sous Dos, ce dernier permet de calculer les caractéristiques de l'écoulement et le transport solide toute en suivant les principales hypothèses suivantes :

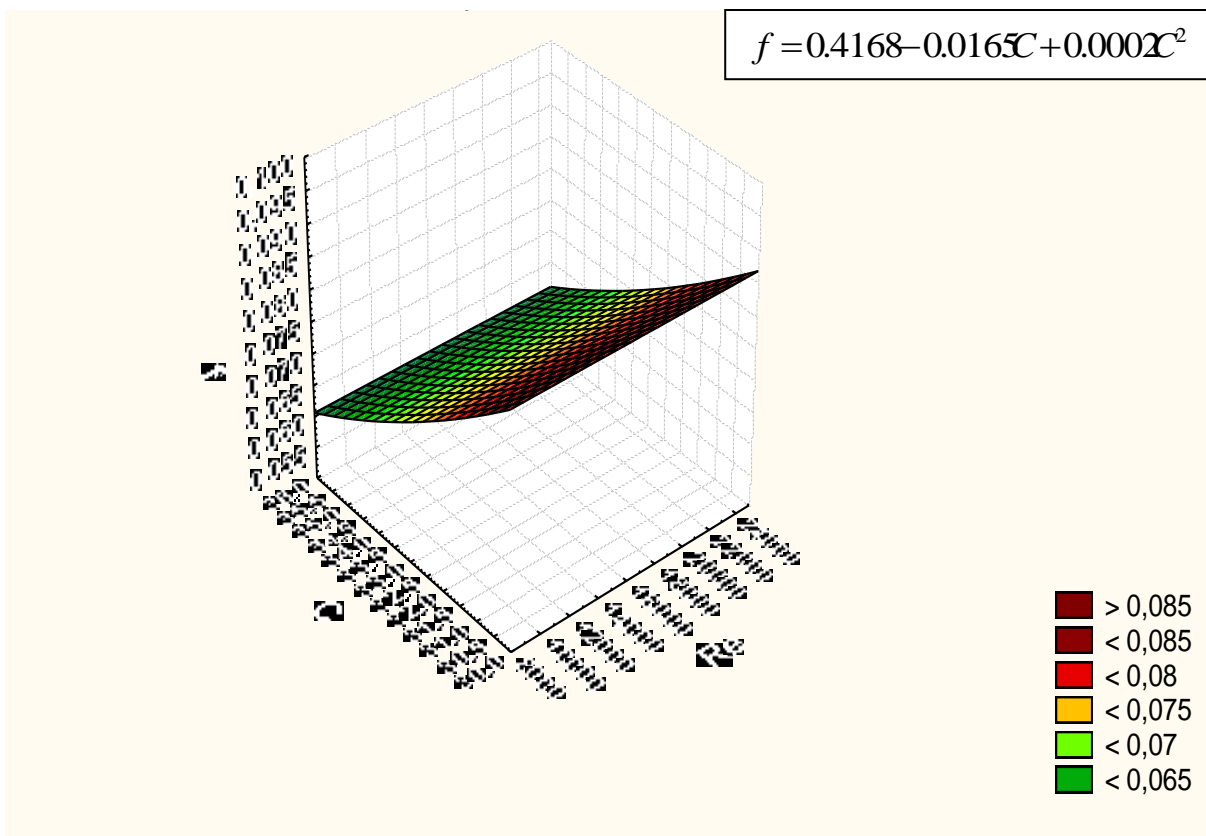
- a-** L'écoulement est unidirectionnel, la vitesse et le niveau d'eau sont constants sur toute la section transversale perpendiculaire au sens d'écoulement.
- b-** L'écoulement est permanent c'est-à-dire le débit et le niveau d'eau ne varient pas dans le temps.

c- L'effet de frottement et de la turbulence due à la rugosité peuvent être présentés par les formulations en appliquant trois méthodes :

- 1- La méthode de Manning-Strickler
- 2- La méthode de Darcy-Weisbach
- 3- La méthode de calcul des vitesses

4-3-1 Commentaire de $f(R_e, C)$ et $f(R_e^*, C)$ selon les résultats de la première méthode

On constate que le coefficient de frottement f évolue en fonction du rayon hydraulique pour les différentes pentes (voir annexe 6 tableau des résultats). Sa valeur varie entre 0.0642 et 0.0760. Par contre C varie entre 34,967 et 32,143 m^{1/2}/s.

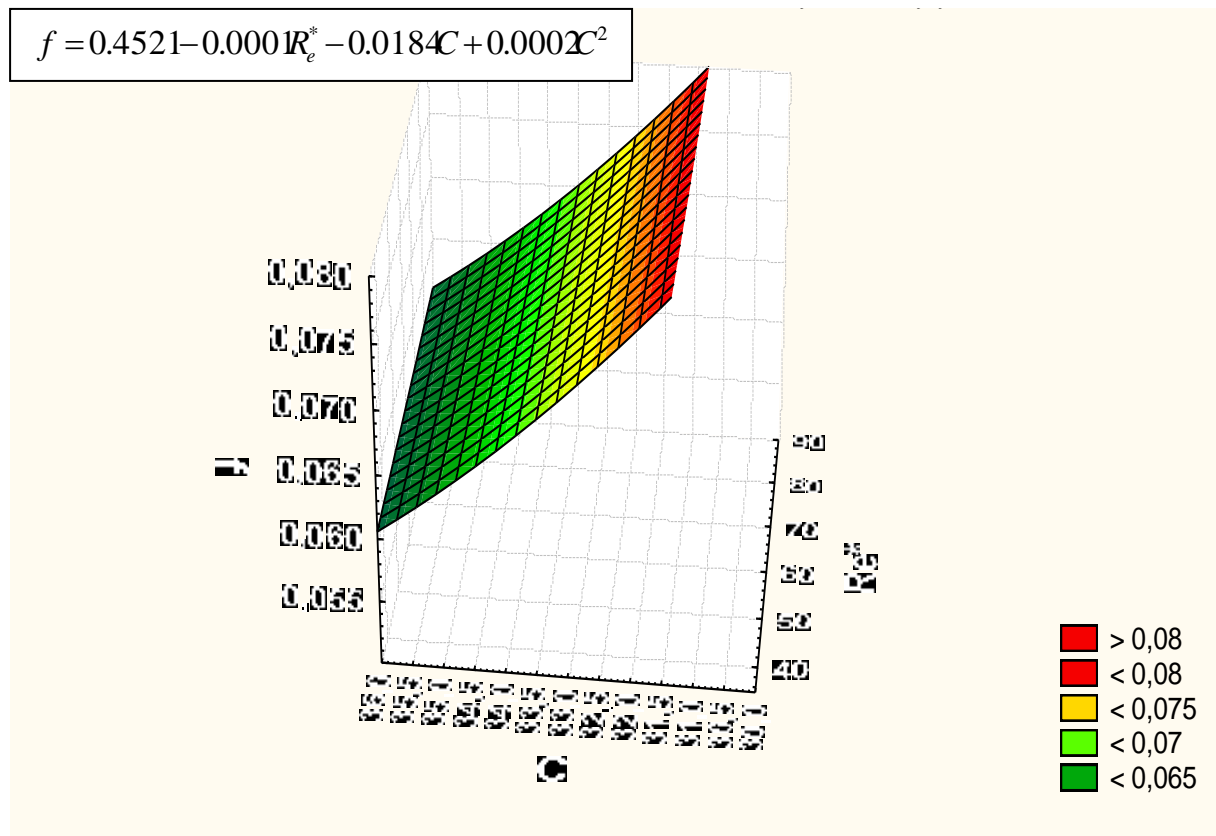


Graphe 4-1 : Evolution de f en fonction de C et R_e

Pour déterminer la relation entre le coefficient de frottement de Strickler et le coefficient de frottement de Chézy on a utilisé l'expression suivante : $C = KsR_h^{1/6}$ qui est très utile surtout pour l'écoulement turbulent rugueux.

La deuxième relation qui détermine le coefficient de Chézy en fonction du coefficient de frottement f est la suivante : $C = (8g / f)^{1/2}$ (voir annexe 6 tableau des résultats).

On constate que le coefficient de frottement f évolue en fonction du nombre de Reynolds particulière pour les différentes pentes. Sa valeur varie entre 35.6626 et 87.6017. Par contre C varie entre 34,967 et 32,143 $m^{1/2} / s$.



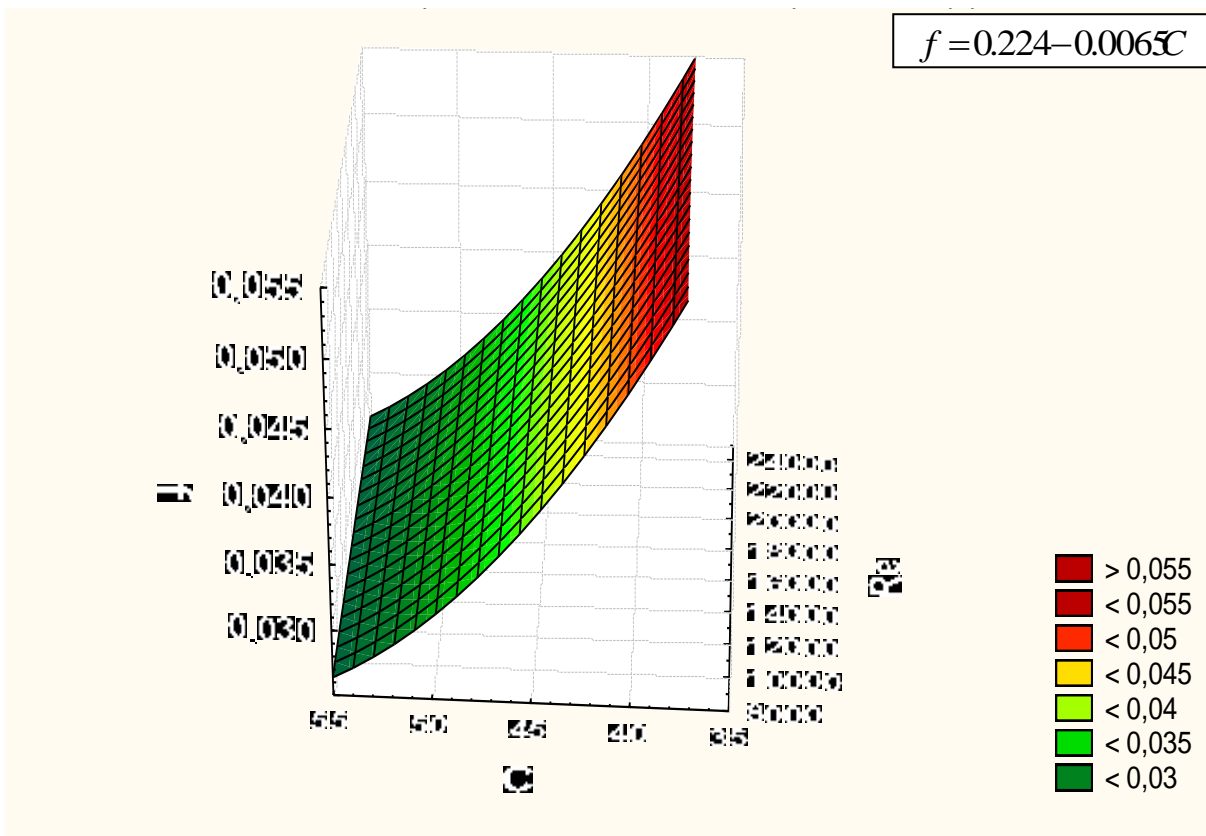
Graphe 4-2 : Evolution de f en fonction de C et R_c^*

4-3-2 Commentaire de $f(R_e, C)$ et $f(R_e^*, C)$ selon les résultats de la deuxième méthode

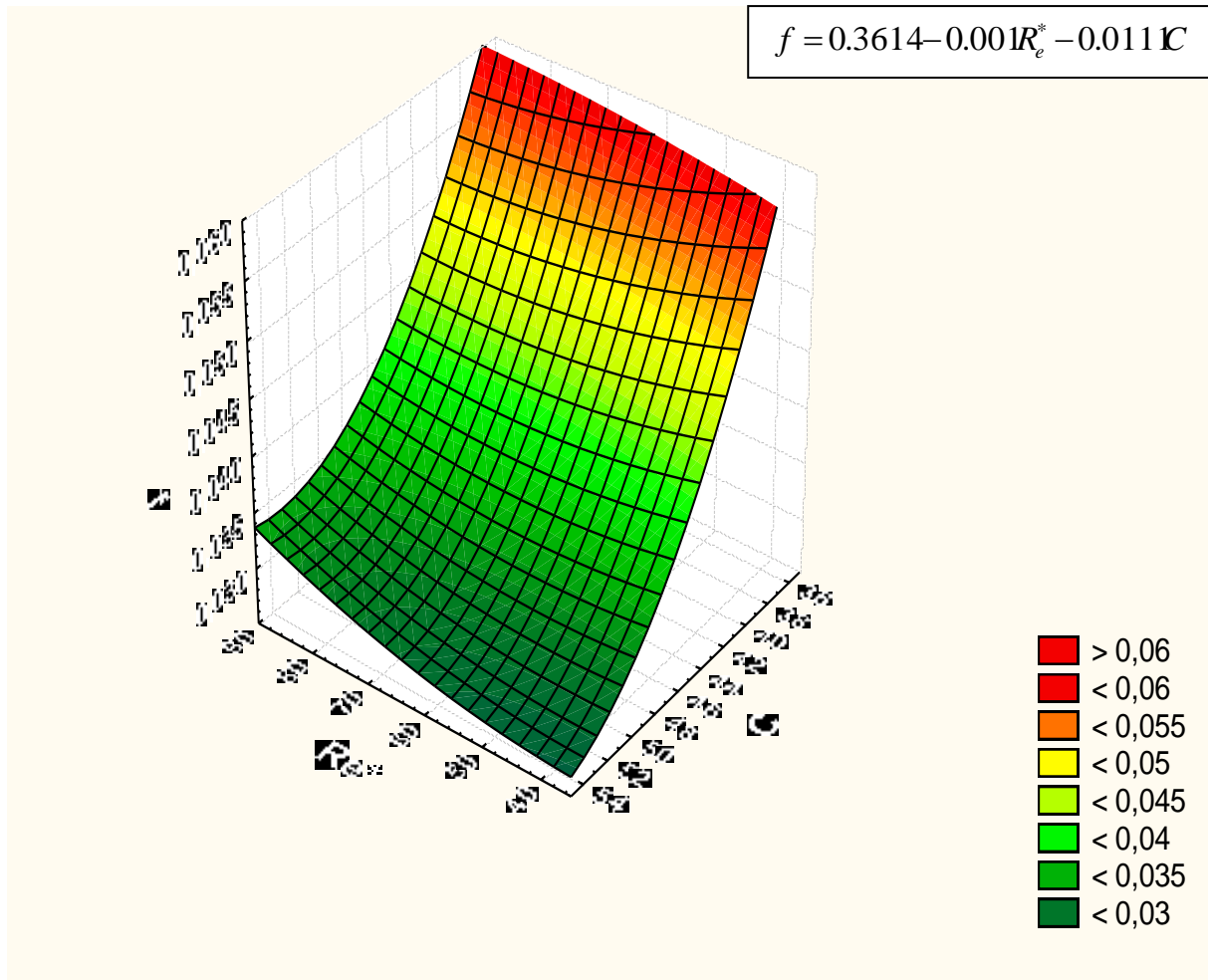
La deuxième méthode pour la détermination du coefficient de frottement de Darcy-Weisbach (voir annexe 7 tableau des résultats) est fonction du rayon hydraulique, la pente et la vitesse d'écoulement d'eau. Ce coefficient augmente progressivement avec l'augmentation de la pente du lit f varie entre 0.0286 à 0.0496, par contre pour C varie entre 52,354 et 39,791 $m^{1/2}/s$.

La deuxième relation qui détermine le coefficient de Chézy en fonction du coefficient de frottement f est la suivante : $C = (8g / f)^{1/2}$

On constate que cette dernière relation du C est surestimée par rapport à la relation $C = K_s R_h^{1/6}$.



Graphe 4-3 : Evolution de f en fonction de R_e et C



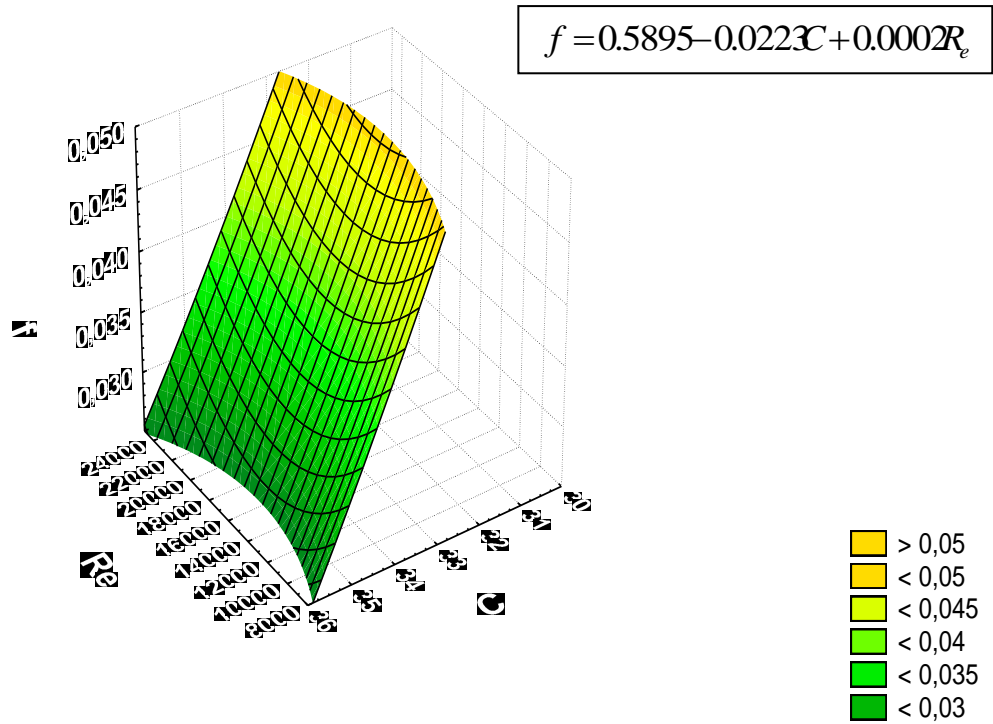
Graphe 4-4 : Evolution de f en fonction de R_e^* et C

On constate que le coefficient de frottement f évolue en fonction du nombre de Reynolds particulière pour les différentes pentes. Sa valeur varie entre 35.6626 et 87.6017. Par contre C varie entre 52,354 et 39,791 $m^{1/2}/s$.

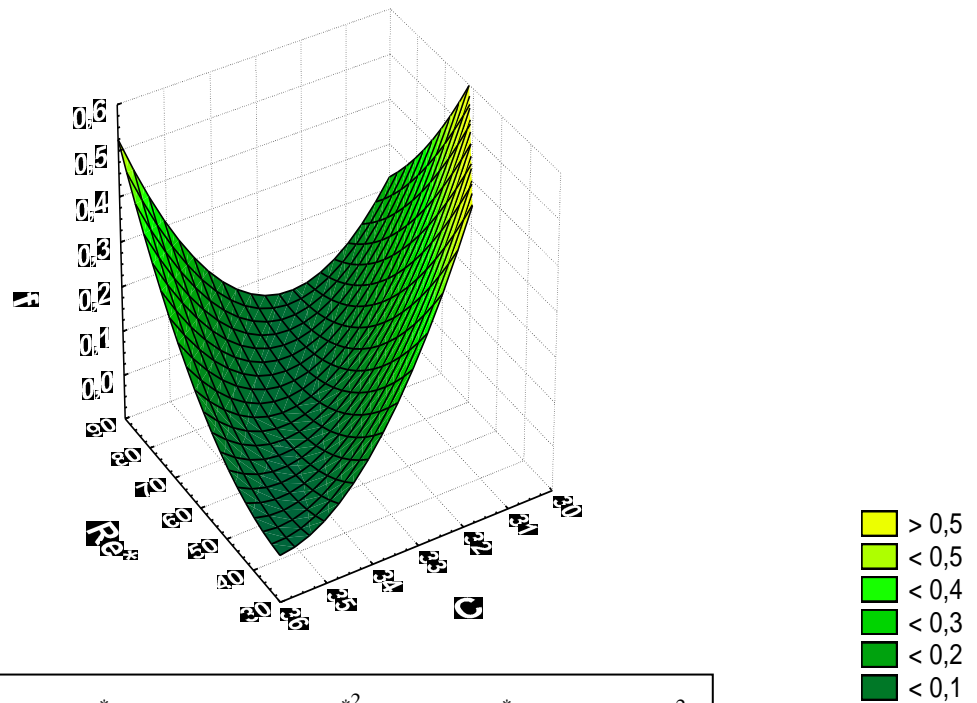
4-3-3 Commentaire de $f(R_e, C)$ et $f(R_e^*, C)$ selon les résultats de la troisième méthode

La troisième méthode pour la détermination du coefficient de frottement par la méthode de calcul des vitesses (voir annexe 8 tableau des résultats) est fonction du rayon hydraulique, la pente et la vitesse d'écoulement d'eau. Ce coefficient augmente progressivement avec l'augmentation de la pente du lit f varie entre 0.0286 à 0.0496, par contre pour C varie entre 52,354 et 39,791 $m^{1/2}/s$.

On remarque une légère variation entre les valeurs du coefficient de frottement calculé par la deuxième et troisième méthode.



Graph 4-5 : Evolution de f en fonction de R_e et C



$$f = 49.3626 - 0.1643R_e^* - 2.6C + 0.0001R_e^{*2} + 0.0043R_e^*C + 0.0342C^2$$

Graph 4-6 : Evolution de f en fonction de R_e^* et C

Le coefficient de frottement f évolue en fonction du nombre de Reynolds particulière pour les différentes pentes. Sa valeur varie entre 35.6626 et 87.6017. Par contre C varie entre 52,354 et 39,791 $m^{1/2}/s$.

4-3-4 Commentaire de K_s selon les résultats des trois méthodes

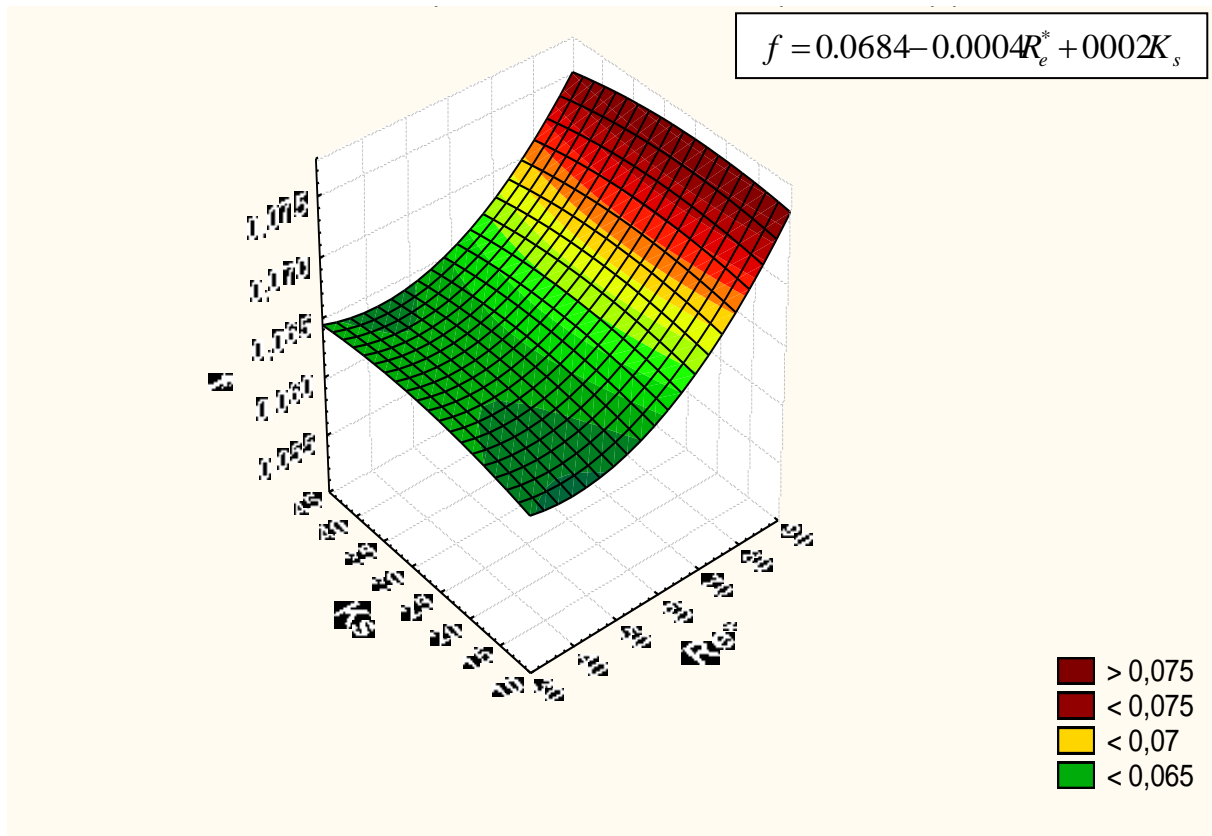
La loi de Manning-Strickler est la loi la plus utilisée pour décrire et expliquer les phénomènes de frottement dans les écoulements à surface libre, cette formule est fréquemment utilisée car elle a un succès, à la fois dû à la simplicité de sa mise en œuvre. Cette loi met en relation le débit d'écoulement Q , la rugosité K_s et les grandeurs géométriques S et R_h , ou bien V , S et R_h . les résultats obtenus sont assez acceptables en fonction des paramètres mesurés au sein de notre canal.

On a utilisé la formule de Manning Strickler selon un organigramme (voir organigramme en annexe 3), pour déterminer le coefficient de frottement de Strickler K_s , qui est fonction de l'influence de la taille des grains composant le fond du lit du canal, son état de dégradation et le régime d'écoulement.

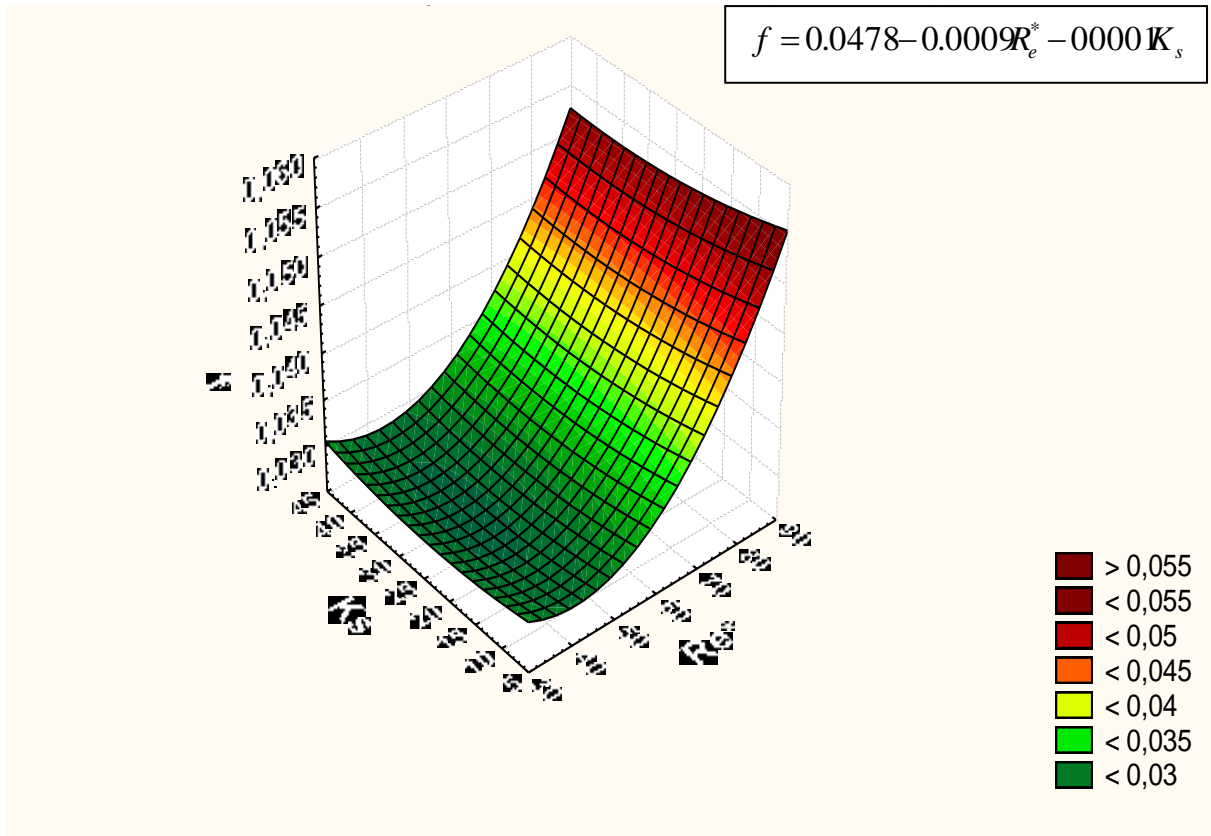
Les résultats obtenus pour K_s expérimentaux qui varient entre 10 et 43 $m^{1/3} s^{-1}$ et en se référant sur le tableau du coefficient de rugosité de Manning–Strickler [28]. On constate que K_s appartient à l'intervalle limité entre 20 et 45 $m^{1/3} s^{-1}$, ce qui montre que nos résultats sont limités pour les canaux naturels.

Donc on peut conclure que le coefficient de frottement de Strickler est un paramètre majeur du débordement du lit que ce soit pour les cours d'eau ou les canaux à surface libre. En effet plus le coefficient de Strickler est fort et plus les hauteurs d'eau seront faibles. Ceci correspond à des lits peu rugueux et donc les vitesses seront plus élevées. Plus la granulométrie est grossière plus la rugosité est élevée.

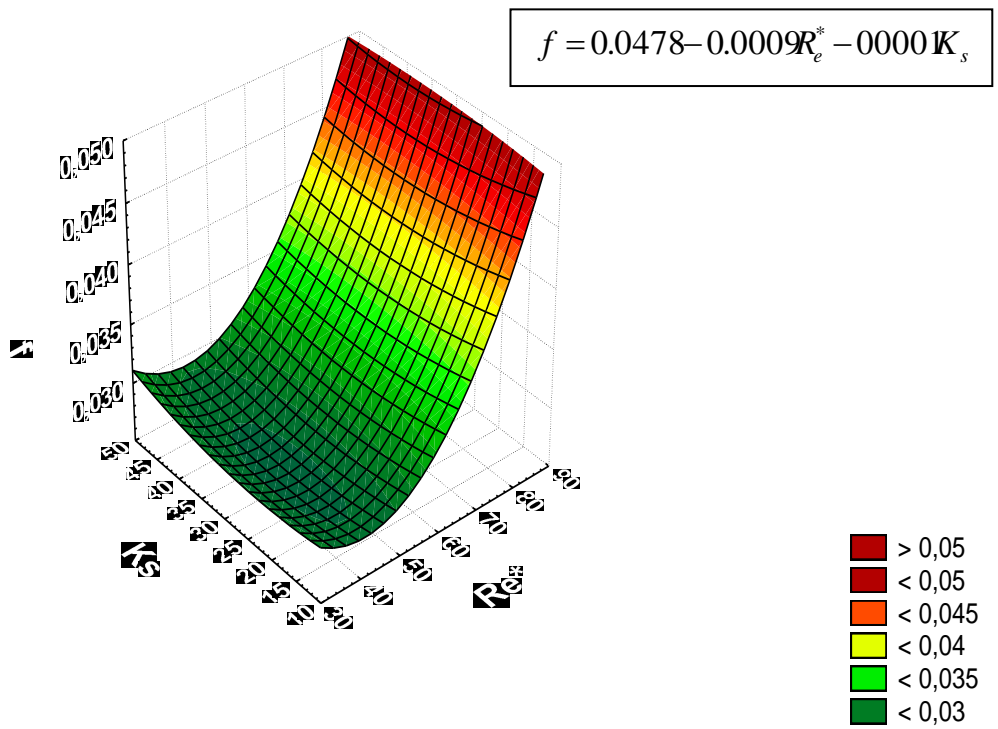
Selon les graphes (4-7,4-8 et 4-9) l'évolution de f en fonction de R_e^* et K_s est sous forme de surface de réponse (polynôme)



Graphe 4-7 : Evolution de f en fonction de R_e^* et K_s



Graphe 4-8 : Evolution de f en fonction de R_e^* et K_s



Graphe 4-9 : Evolution de f en fonction de R_e^* et K_s

Pour mieux expliquer l'influence de l'effet de la rugosité sur l'écoulement on a utilisé une méthode statistique quantitative qui est l'analyse en composante principale (ACP) réalisée sur un tableau de base des données expérimentales.

La base de données est formée de 54 expérimentations dont les caractéristiques statistiques sont regroupées dans le tableau (4-1).

| Variable | Moyenne | Ecart-type | Coef. variation |
|-----------------|----------------|-------------------|------------------------|
| h | 0,036 | 0,013 | 0,355 |
| I | 0,052 | 0,032 | 0,616 |
| Rh | 0,018 | 0,003 | 0,189 |
| Q | 0,001 | 0,000 | 0,377 |
| V | 0,290 | 0,119 | 0,410 |
| Re | 15453,901 | 5285,519 | 0,342 |
| Fr | 0,536 | 0,286 | 0,534 |
| U* | 0,087 | 0,024 | 0,276 |
| Re* | 66,856 | 18,438 | 0,276 |
| Vthe | 0,930 | 0,233 | 0,251 |
| Vthe/U* | 2,626 | 1,671 | 0,636 |
| Ks | 21,275 | 8,480 | 0,399 |
| C | 37,875 | 6,613 | 0,175 |
| f | 0,049 | 0,016 | 0,334 |

Tableau 4-1 : Caractéristiques statiques

L'ensemble est composé de 14 variables dont la matrice de corrélation est donnée par le tableau (4-2).

| | h | I | Rh | Q | V | Re | Fr | U* | Re* | Vthe | Vthe/U* | Ks | C | f |
|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------|-------------|---|
| h | 1 | | | | | | | | | | | | | |
| I | -0,95 | 1 | | | | | | | | | | | | |
| Rh | 0,99 | -0,98 | 1 | | | | | | | | | | | |
| Q | 0,34 | -0,35 | 0,34 | 1 | | | | | | | | | | |
| V | -0,55 | 0,56 | -0,57 | 0,53 | 1 | | | | | | | | | |
| Re | -0,12 | 0,10 | -0,12 | 0,88 | 0,87 | 1 | | | | | | | | |
| Fr | -0,72 | 0,75 | -0,75 | 0,28 | 0,96 | 0,69 | 1 | | | | | | | |
| U* | -0,93 | 0,96 | -0,94 | -0,38 | 0,48 | 0,06 | 0,66 | 1 | | | | | | |
| Re* | -0,93 | 0,96 | -0,94 | -0,38 | 0,48 | 0,06 | 0,66 | 1,00 | 1 | | | | | |
| Vthe | -0,91 | 0,94 | -0,91 | -0,38 | 0,46 | 0,04 | 0,63 | 1,00 | 1,00 | 1 | | | | |
| Vthe/U* | 0,05 | -0,08 | 0,05 | 0,49 | 0,37 | 0,49 | 0,26 | - | - | - | 1 | | | |
| Ks | 0,09 | -0,13 | 0,08 | 0,88 | 0,67 | 0,88 | 0,48 | - | - | - | 0,55 | 1 | | |
| C | 0,36 | -0,36 | 0,36 | 0,13 | - | - | - | - | - | - | 0,37 | 0,05 | 1 | |
| f | -0,42 | 0,44 | -0,43 | -0,16 | 0,24 | 0,04 | 0,32 | 0,42 | 0,42 | 0,41 | 0,29 | - | - | 1 |
| | | | | | | | | | | | | 0,06 | 0,58 | |

Tableau 4-2 : Matrice de corrélation

L'analyse en composantes principales, tout en respectant le critère de Kaiser (valeur propre supérieure ou égale à l'unité), montre que les quatre premiers axes expliquent plus de 96% de la variance totale qui se distribue selon les résultats résumés dans le tableau (4-3) de la manière suivante :

| | F1 | F2 | F3 | F4 | F5 |
|---------------|--------|--------|--------|---------------|--------|
| Valeur propre | 7,214 | 4,082 | 1,195 | 1,005 | 0,286 |
| % variance | 51,528 | 29,158 | 8,536 | 7,175 | 2,046 |
| % cumulé | 51,528 | 80,686 | 89,222 | 96,397 | 98,443 |

Tableau 4-3 : Valeurs propres et contribution à la variance totale

La contribution des variables dans la formation des axes principaux est récapitulée dans le tableau suivant :

| | F1 | F2 | F3 | F4 |
|---------|--------|--------|--------|--------|
| h | 12,837 | 0,131 | 0,746 | 0,128 |
| I | 13,236 | 0,196 | 0,698 | 0,070 |
| Rh | 13,136 | 0,089 | 0,692 | 0,127 |
| Q | 0,865 | 20,840 | 0,127 | 2,422 |
| V | 5,684 | 13,685 | 0,243 | 1,344 |
| Re | 0,631 | 22,144 | 0,010 | 2,474 |
| Fr | 8,914 | 7,338 | 0,414 | 0,610 |
| U* | 12,910 | 0,789 | 1,097 | 0,008 |
| Re* | 12,910 | 0,789 | 1,097 | 0,008 |
| Vthe | 12,507 | 0,976 | 1,168 | 0,002 |
| Vthe/U* | 0,019 | 10,233 | 0,036 | 55,454 |
| Ks | 0,049 | 22,439 | 0,241 | 0,977 |
| C | 2,712 | 0,350 | 49,661 | 17,380 |
| f | 3,589 | 0,001 | 43,770 | 18,997 |

Tableau 4-4 : Contributions des variables en (%)

Les résultats consignés dans le tableau (4-4) sont visualisés dans la figure (4-1) suivante :

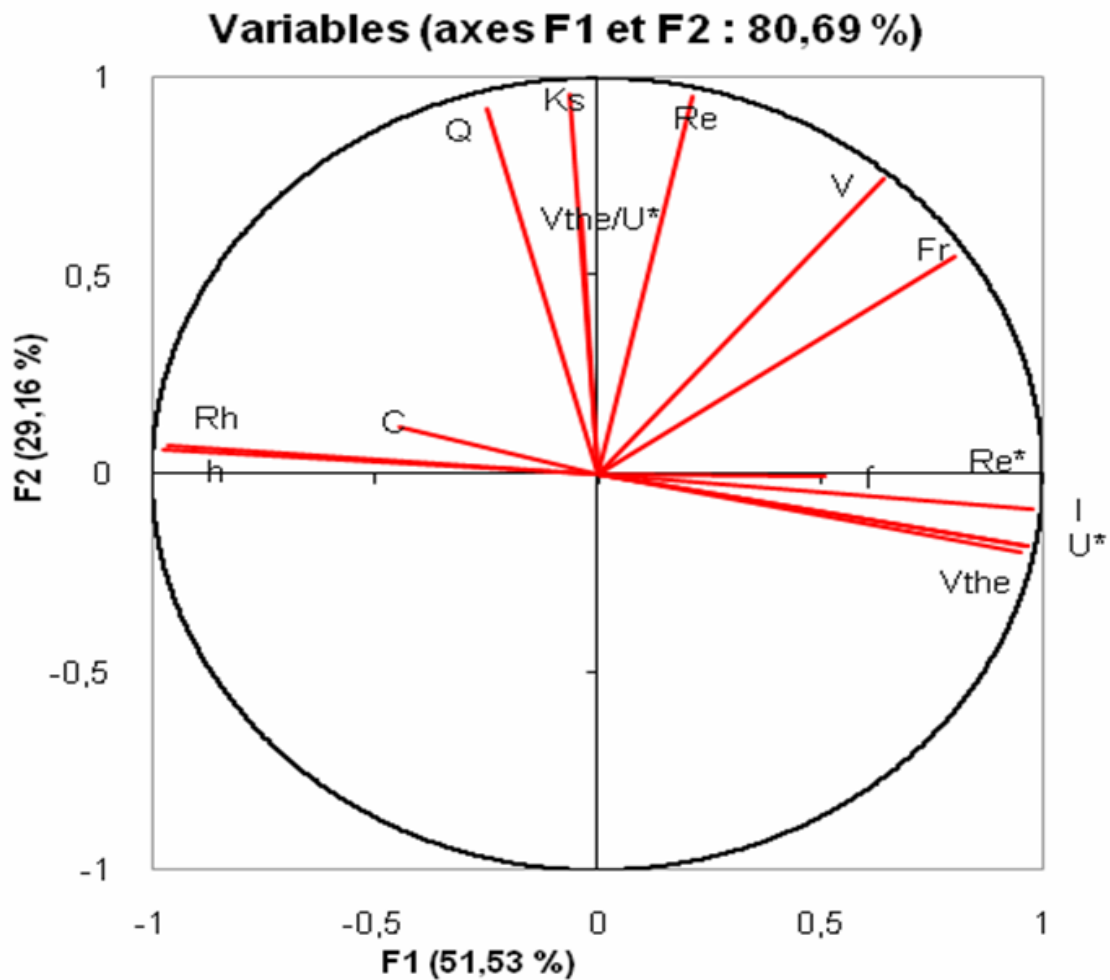


Figure 4-1 : Cercle de corrélation des variables aux deux premiers axes principaux

On constate que le premier axe principal qui explique plus de 51% de la variance totale est formé par tous ce qui est lié au rapport de force constituant l'entité adimensionnelle connue sous le nom de Nombre de Froude. Alors qu'à l'opposé, le deuxième axe explique à son tour plus de 29% de la variance liée au phénomène étudié et est formé principalement par le « Re » et le « Ks ». Il est très logique d'avoir une troisième composante qui explique un taux de variance non négligeable de plus de 8% et qui se forme par les caractéristiques de résistance de l'écoulement qui sont : le coefficient de Chézy « C » et le coefficient de frottement « f ». La quatrième composante est donnée par le rapport des vitesses V_{th} et U^* et explique à son tour plus de 7% de la variance.

La répartition des groupes de variables dans le cercle de corrélation n'est pas contradictoire avec l'aspect physique du phénomène étudié ainsi que les individus formés de 54 valeurs sont bien distribués sur les quatre quadrants de la figure (4-2), ce qui montre que les manipulations se sont déroulées dans des conditions acceptables sans valeurs aberrantes (à l'exception des expérimentations 3 et 21 qui s'avèrent influentes) et que les variables sont raisonnablement choisis.

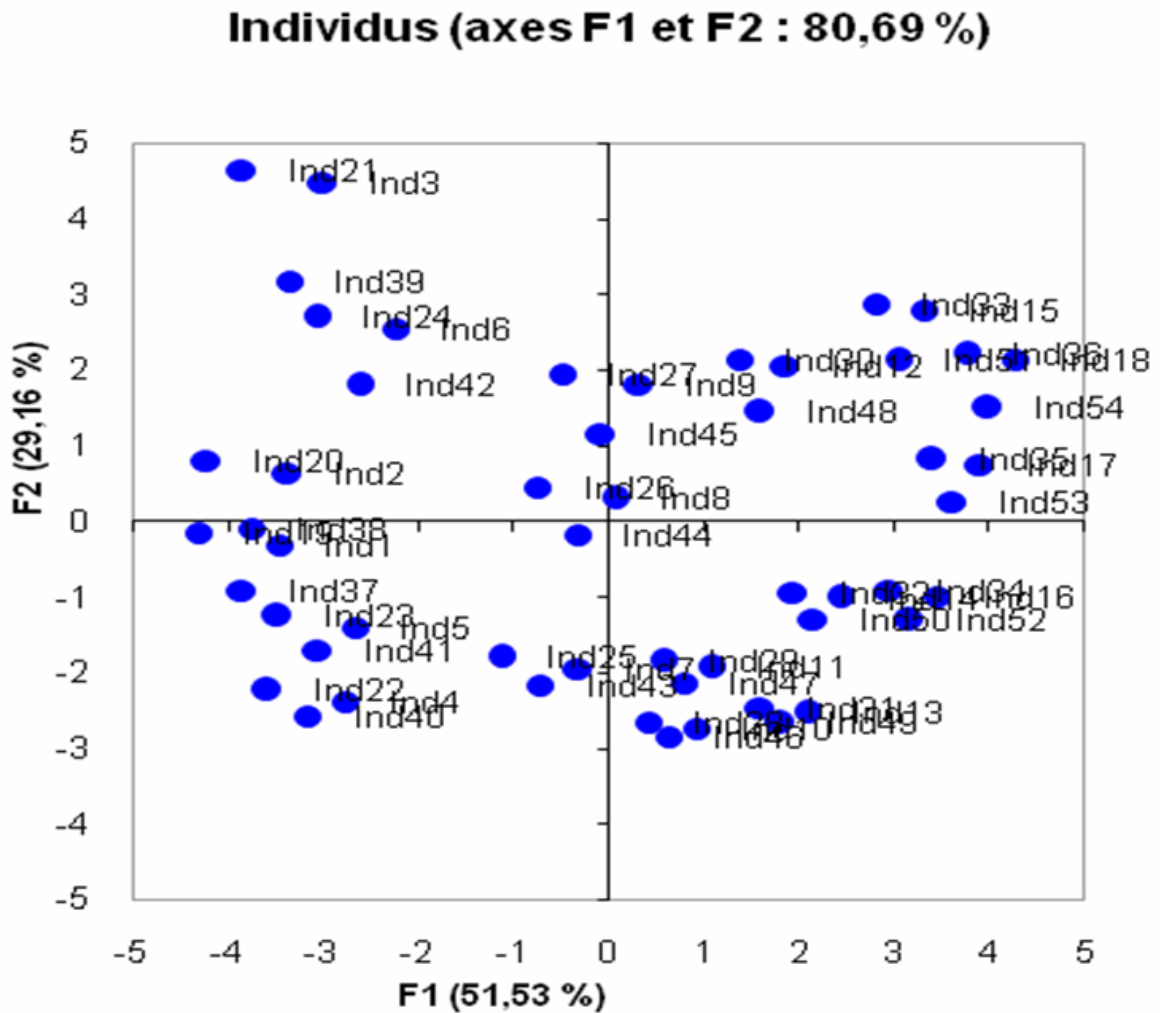


Figure 4- 2 : Répartition des expérimentations selon les deux premiers axes principaux



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'écoulement d'eau sur un fond mobile est souvent chargé de particules solides. Ce mélange entre eau et sédiments est un domaine très complexe surtout dans le cas où la granulométrie est hétérogène.

Pour atteindre l'objectif principal qui est l'étude des lois de frottement dans un canal expérimental, on a réalisé plusieurs essais en fonction des caractéristiques de l'écoulement et du matériau utilisé.

Les résultats expérimentaux montrent en premier lieu que la majorité des écoulements sont turbulents et pour certains le nombre de Froude est inférieur à l'unité, ce qui explique qu'on a des écoulements fluviaux observés le long du canal.

La détermination du coefficient de frottement permet cependant d'avoir une idée de la dissipation globale d'énergie provoquée par la turbulence ainsi que la rugosité du fond et des parois.

On constate que le coefficient de frottement dépend à la fois du nombre de Reynolds de la vitesse de frottement et du type de matériau utilisé.

D'après notre expérience dans un canal de forme rectangulaire dont le fond est constitué d'une granulométrie hétérogène, nous avons conclu que pour arriver à calculer le coefficient de frottement en l'occurrence nous avons utilisé trois méthodes : Manning Strickler, Darcy Weisbach et la méthode de calcul par les approches des vitesses.

Pour la première méthode de Manning-Strickler, on a trouvé le coefficient K_s entre 10 et $43 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ et en se basant sur le tableau de rugosité [Graf] on constate que ces valeurs sont dans l'intervalle des canaux naturels, ce qui explique que plus K_s est fort et plus les hauteurs d'eau sont faibles ce qui correspond à un lit peu rugueux et donc des vitesses moins élevées.

Pour la deuxième méthode Darcy-Weisbach est utilisée pour les écoulements laminaires et turbulents, ce coefficient est fonction du rayon hydraulique de la pente et de la vitesse, selon nos résultats on constate que ce coefficient augmente en fonction de la pente du canal, sa valeur varie entre : 0,0286 jusqu'à 0.0496.

Pour la troisième méthode de calcul par les approches des vitesses, on constate que le coefficient de frottement f prend les valeurs de 0.0286 à 0.0321 pour R_e^* entre 5 et 70 et pour $R_e^* > 70$, les valeurs de f prend les valeurs de 0.0450 à 0.0499.

Le calcul par la méthode de Darcy-Weisbach et la méthode de calcul des vitesses conduit à des résultats très proches.

L'équation de Chézy est également très utile si l'écoulement est turbulent rugueux. On a obtenu les résultats en utilisant la relation entre le coefficient de Strickler et le rayon hydraulique, une autre relation entre le coefficient de Chézy (C) et le coefficient de frottement de Darcy-Weisbach.

L'étude effectuée par l'analyse des composantes principales (ACP) montre que pour les variables, le coefficient de frottement f est bien lié au nombre de Reynolds particulière R_e^* avec C forme la première composante principale, par contre le nombre de Reynolds R_e et le coefficient de Manning-Strickler K_s forme la deuxième composante principale ce qui montre que les manipulations se sont déroulées dans des conditions acceptables à l'exception du cas représenté dans le premier quadrant de la figure (4-2).

En fin, on peut conclure que la formule de Manning-Strickler est la mieux indiquée pour les écoulements à surface libre (pour les canaux naturels aux parois, fond du canal et berges en granulats non cohésif).

Dans le but d'améliorer ce sujet, nous suggérons de prendre en compte d'autres paramètres pouvant influencé l'effet de la rugosité sur l'écoulement, c'est-à-dire le comportement du coefficient de frottement dont l'étude par voie expérimentale doit se faire par des moyens de mesure plus sophistiqués tel que : Doppler et Laser vélocimétrie à imagerie de particules pour suivre le phénomène à des périodes bien précises afin d'avoir des résultats fiables. Et d'autres parts il faut tenir en compte de la stabilité de l'écoulement, la rugosité de forme de fond (dune, ride, anti dune) plus la rugosité des particules solides, type du canal et l'espacement entre les éléments rugueux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. Benaïssa, (1993), "Eléments de mécanique des sols".OPU.
- [2] Alain Recking; (2006), " Etude expérimentale de l'influence du tri granulométrique sur le transport solide par charriage".
- [3] A. Lencastre, 1986, "Manuel d'hydraulique générale" Editions Eyrolles.
- [4] Bernard Quessnel, (1966) "Cours d'eau non navigables" tome I- Edition Eyrolles.
- [5] Barnes, H.H. (1967), "Roughness Characteristics of Natural Channels". U.S.Geological survey-supply paper 1849.United States Government printing office. Washington, DC.
- [6] Bray, (1979), "Estimating average velocity in gravel beds rivers" Journal of hydraulic division.
- [7] Crausse, (1951) Hydraulique des canaux découverts" Editions Eyrolles.
- [8] Chow, Ven Te,(1959), "Open-Channel Hydraulics".Mc Graw-Hill, Toronto.
- [9] Chow; (1973), "Open channel hydraulic". International Student Edition.
- [10] [6] Cousteix. J, (1989) " Turbulence et couche limite" Collection de la recherché Epadues.
- [11] Christophe Ancey, du 7 juillet 2009, "Notes de cours-Introduction à l'hydraulique pour les ingénieurs civils et environnementalistes" version 5.1
- [12] Daryl. B, (1979) "Flow resistance in gobble and boulder river beds" Journal of hydraulics division.
- [13] Gérard Degoutte, (2002) "Diagnostic aménagement et gestion des rivières" Editions TEC et DOC.
- [14] Gabriel Jamme, (1974), "Travaux fluviaux"
- [15] Henderson, (1966), "Open channel flow" Mc. Millan publ. CO.PUc
- [16] J.Larras., (1972), "Hydraulique et granulats" Editions Eyrolles.
- [17] Jean Claude Lebreton, 1974, "Dynamique fluviale" Editions Eyrolles.
- [18] Krmetski, (1980), " Hydraulique" ed Mir. Moscou.
- [19] M. Carlier, (1986), "Hydraulique générale et appliquée" Editions Eyrolles.
- [20] Michel Hug, (1975), "Mécanique des fluides appliquées" Editions Eyrolles.

- [21] Patrick Chassaing, (1997), "Mécanique des fluides éléments d'un premier parcours"
- [22] Pierre Viollet, Jean-Paul Chabard Pascal Esposito, Dominique Laurence, (1998), "Mécanique des fluides appliquées" Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [23] Roland Schiestel, (1998), "Les écoulements turbulents modélisation et simulation". Editions Hermes.
- [24] Richard. D.Hoy, (1978), "Flow resistance in gravel bed rivers" Journal of the hydraulics division. Vol 105. HY4.
- [25] R.Dupain, R. Lanchon et J.C Saint-Arroman, (2000), "Granulats, Sols, Ciments et Béton" Editions Casteilla.
- [26] Simon, A.L., (1976), "Practical Hydraulics". John Wiley and Sons, Toronto.
- [27] Wang Jinjin, (1991), "Résistance of flow over rough bed" Journal of hydrodynamics. China ocean press.
- [28] Walter H. Graf, M S Altinakar, (2000), "Hydraulique Fluviale écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple".
- [29] Taylor and Francis, (2007), "A new approach to sediment transport in the design and operation of irrigation canals".
- [30] Ranald V.Giles, 1982, "Mécanique des fluides et hydraulique –cours et problèmes" Edition française Michel Lobenberg.
- [31] Bergeron, N et Charbonneau, P, The effect of sediment concentration on bed load roughness, Hydrological processes, 13, 2583-2589, 1999.
- [32] Revue international de l'eau publier en 24 03 2010, la houille blanche N°01, Janvier 1964
- [33] Pierre-Louis VIOLLET, Sofiane BENHAMADOUCHE, "Problèmes résolus de mécanique des fluides" 2010. Presses des ponts.



ANNEXES

ANNEXE 1

Tableau: Valeurs typiques des coefficients de rugosité " η " (Chow, 1959)

| Type de cours d'eau et description | Minimum | Normal | Maximum |
|--|----------------|---------------|----------------|
| A-EXCAVE OU DRAGUE | | | |
| a. En terre, droit et régulier | | | |
| 1. Propre et récent. | 0.016 | 0.018 | 0.020 |
| 2. Propre, après quelques crues. | 0.018 | 0.022 | 0.025 |
| 3. En gravier, section uniforme, propre. | 0.022 | 0.025 | 0.030 |
| 4. Avec herbes courtes, un peu de mauvaises herbes. | 0.022 | 0.027 | 0.030 |
| b. En terre, sinueux et paresseux | | | |
| 1. Sans végétation. | 0.023 | 0.025 | 0.030 |
| 2. Enherbé, quelques mauvaises herbes. | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 3. Mauvaise herbes denses et plantes aquatiques dans un canal profond. | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 4. Lit pierreux et mauvaises herbes sur les talus. | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 5. Lit caillouteux et talus propres. | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| c. Excavé par une "Draglinen" | | | |
| 1. Sans végétation. | 0.025 | 0.028 | 0.033 |
| 2. Quelques broussailles sur les talus. | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| d. Excavé dans le roc | | | |
| 1. Sans aspérité et uniforme. | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 2. Déchiqueté et irrégulier. | 0.035 | 0.040 | 0.050 |
| e. Non entretenu | | | |
| 1. Mauvaise herbes denses, hautes eaux. | 0.050 | 0.080 | 0.120 |
| 2. Lit propre, broussailleux sur les talus. | 0.040 | 0.050 | 0.080 |
| 3. Idem, avec hautes eaux. | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 4. Broussailles denses, hautes eaux. | 0.080 | 0.100 | 0.140 |

B-COURS D'EAU NATURELS

B-1 Ayant moins de 30 m de large en période de crue

| Type de cours d'eau et description | Minimum | Normal | Maximum |
|------------------------------------|---------|--------|---------|
|------------------------------------|---------|--------|---------|

a. Cours d'eau dans une plaine

| | | | |
|---|-------|-------|-------|
| 1. Propre, droit, Sans cuvette, section pleine. | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 2. Idem, mais avec plus de pierres et de mauvaises herbes. | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 3. Propre sinueux, avec quelques cuvettes et bandes de sable. | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| 4. Idem, mais avec quelques pierres et mauvaises herbes. | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| 5. Idem, basses eaux, sections et pente moins efficaces. | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| 6. Idem que (4) mais plus pierreux. | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| 7. Paresseux, cuvettes profondes, mauvaises herbes. | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| 8. Beaucoup de mauvaises herbes, cuvettes profondes ou section inondée avec une grande partie occupée par des broussailles ou des débris. | 0.075 | 0.100 | 0.150 |

b. Cours d'eau de montagne, sans végétation dans le cours d'eau, berges abruptes, recouvertes de broussailles et d'arbres et inondées en périodes de hautes eaux

| | | | |
|--|-------|-------|-------|
| 1. Lit : graviers, cailloux et quelques grosses pierres. | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 2. Lit: cailloux et d'énormes pierres. | 0.040 | 0.050 | 0.070 |

B-2 Cours d'eau en plaine d'inondation

| Type de cours d'eau et description | Minimum | Normal | Maximum |
|------------------------------------|---------|--------|---------|
|------------------------------------|---------|--------|---------|

a. Pâturage sans broussailles

| | | | |
|------------------|-------|-------|-------|
| 1. Herbe courte. | 0.025 | 0.030 | 0.035 |
| 2. Herbe longue. | 0.030 | 0.035 | 0.050 |

b. Surfaces cultivées

| | | | |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|
| 1. Sans culture (sol nu). | 0.020 | 0.030 | 0.040 |
| 2. Culture sarclée mature. | 0.025 | 0.035 | 0.045 |
| 3. Culture de plein champ, mature | 0.030 | 0.040 | 0.050 |

c. Broussailles

| | | | |
|--|-------|-------|-------|
| 1. Broussailles éparses et grandes mauvaises herbes. | 0.035 | 0.050 | 0.070 |
| 2. Un peu de broussailles, arbres, en saison morte. | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| 3. Idem, mais en été. | 0.040 | 0.060 | 0.080 |
| 4. Broussailles de moyennes à denses, en saison morte. | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 5. Idem, mais en été. | 0.070 | 0.100 | 0.160 |

d. Arbres

| | | | |
|--|-------|-------|-------|
| 1. Saules denses, cours d'eau droit, en été. | 0.110 | 0.150 | 0.200 |
| 2. Sol déboisé, souches d'arbres sans repousses. | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 3. Idem, mais avec une forte croissance de repousses. | 0.050 | 0.060 | 0.080 |
| 4. Grands arbres, quelques arbres renversés, sous-bois clairsemé, niveau de l'eau sous les branches. | 0.080 | 0.100 | 0.120 |
| 5. Idem, mais où le niveau d'eau atteint les branches. | 0.100 | 0.120 | 0.160 |

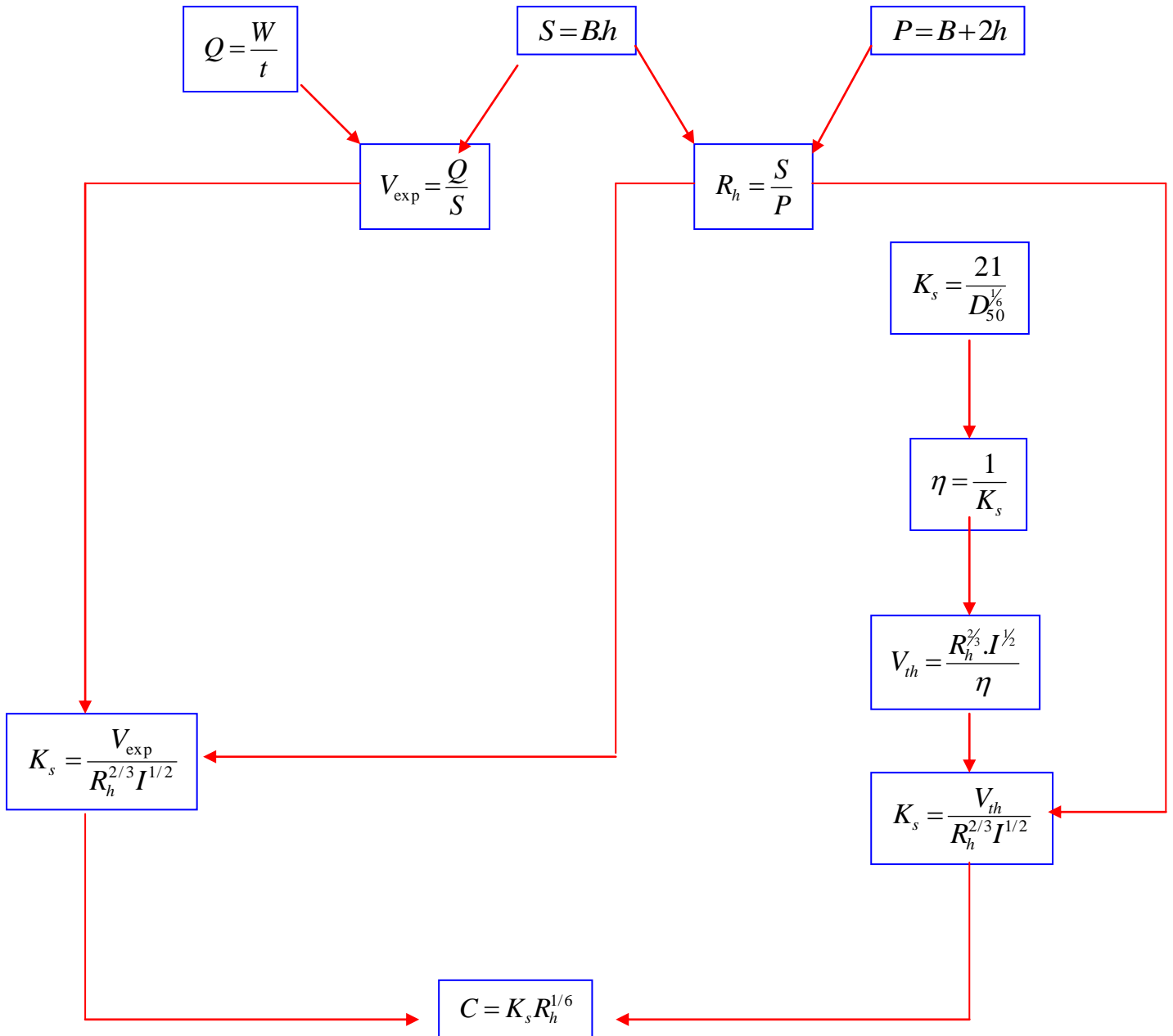
ANNEXE 2

Tableau: Coefficients de rugosité " η " pour des canaux recouverts-faible gradient hydraulique (<10%) (Chen et Cotton, 1986).

| Catégorie | Type de recouvrement | Gamme de profondeurs d'écoulement | | |
|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|------------|---------|
| | | 0-0.15 m | 0.15-0.6 m | > 0.6 m |
| Rigide | Béton | 0.015 | 0.013 | 0.013 |
| | Roche bétonnée | 0.040 | 0.030 | 0.028 |
| | Maçonnerie | 0.042 | 0.032 | 0.030 |
| | Sol-ciment | 0.025 | 0.022 | 0.020 |
| | Asphalte | 0.018 | 0.016 | 0.016 |
| Non recouvert | Sol nu | 0.023 | 0.020 | 0.020 |
| | Roc excavé | 0.045 | 0.035 | 0.025 |
| Temporaire | Papier tissé | 0.016 | 0.015 | 0.015 |
| | Jute | 0.028 | 0.022 | 0.019 |
| | Paille avec filet | 0.065 | 0.033 | 0.025 |
| | Matelas de fibres de bois | 0.066 | 0.035 | 0.028 |
| | Fibres de verre | 0.028 | 0.021 | 0.019 |
| Matelas de fibres de verre | | 0.036 | 0.025 | 0.021 |
| Graviers | D ₅₀ 25 mm | 0.044 | 0.033 | 0.030 |
| | D ₅₀ 50 mm | 0.066 | 0.041 | 0.034 |
| Enrochement | D ₅₀ 150 mm | 0.104 | 0.069 | 0.035 |
| | D ₅₀ 300 mm | - | 0.078 | 0.040 |

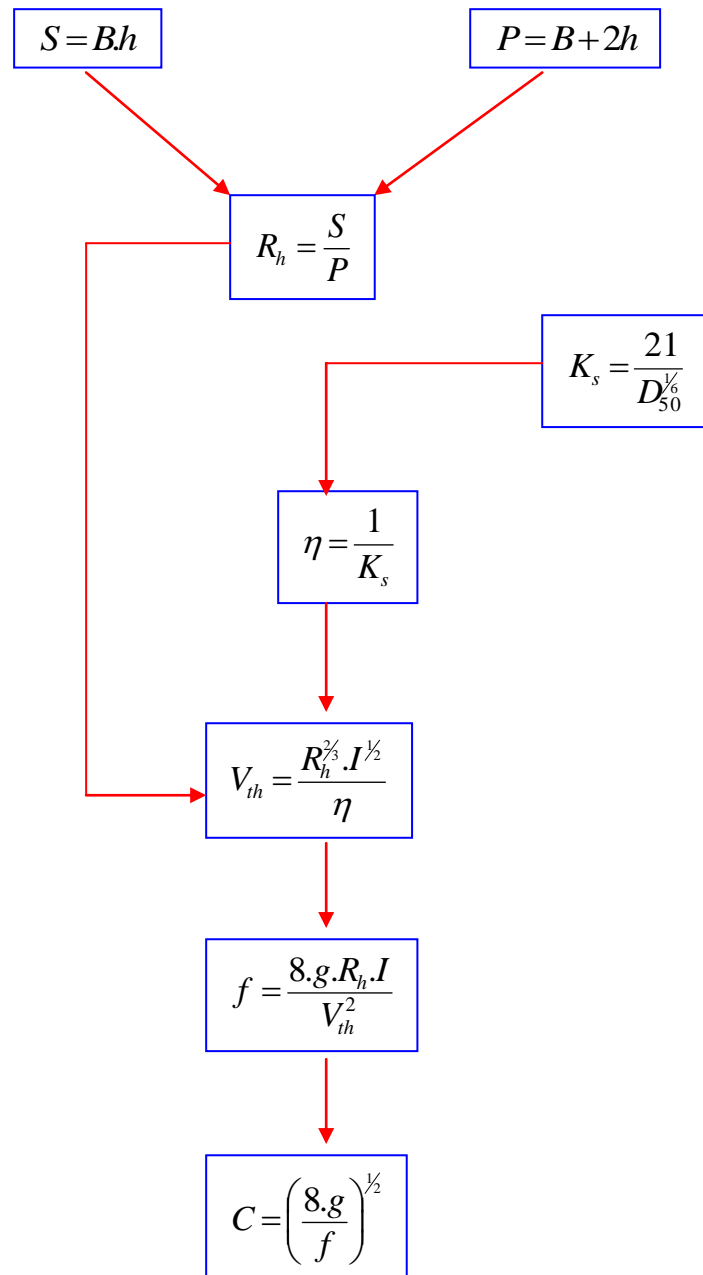
ANNEXE 3

Organigramme de la méthode de détermination du coefficient de frottement par la méthode de Manning-Strickler



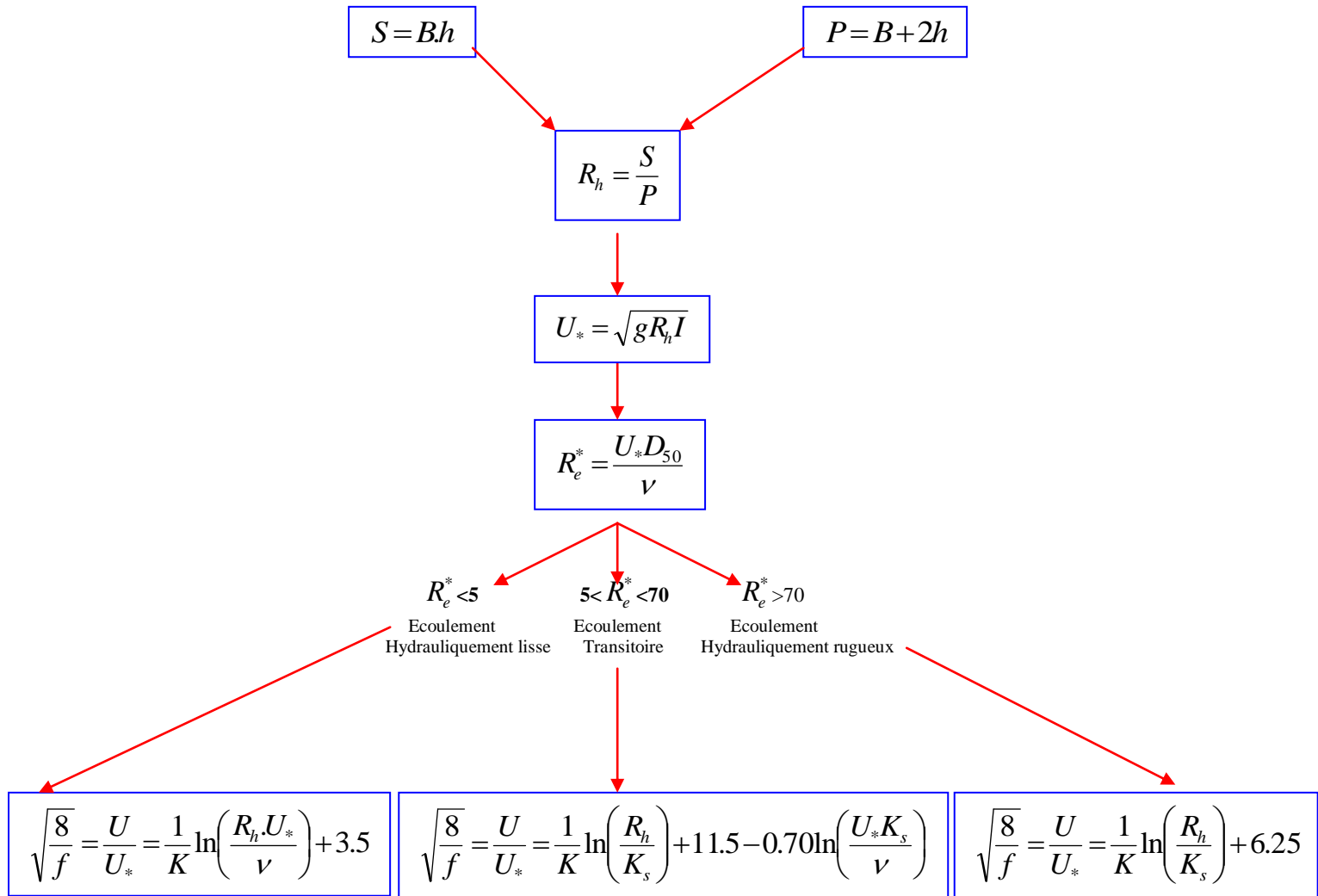
ANNEXE 4

Organigramme de la méthode de détermination du coefficient de frottement par la méthode de Darcy-Weisbach



ANNEXE 5

Organigramme de la méthode de détermination du coefficient de frottement par la méthode de calcul des vitesses



Avec $K=0.4$ pour un écoulement permanent uniforme [28]

ANNEXE 6

Tableau des résultats : méthode de Manning-Strickler

| h (m) | l (%) | t (s) | W (m ³) | S (m ²) | P(m) | Rh(m) | Q (m ³ /s) | V (m/s) | R _e | Fr | τ (N/m ²) | θ | U*(m/s) | R _e * | V _{the} (m/s) | V _{the} /U* | f | K _s (m ^{1/3} /s) | C (m ^{1/2} /s) |
|-------|-------|-------|---------------------|---------------------|----------|---------|-----------------------|----------|----------------|--------|----------------------------|----------|---------|------------------|------------------------|----------------------|--------|---|-------------------------|
| 0,050 | 0,010 | 6 | 0,004 | 0,0039 | 0,178000 | 0,02191 | 0,000667 | 0,170940 | 11524,056 | 0,2441 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 0,5176 | 3,6871 | 0,0642 | 21,831 | 34,9671 |
| 0,050 | 0,010 | 5 | 0,004 | 0,0039 | 0,178000 | 0,02191 | 0,000800 | 0,205128 | 13828,868 | 0,2929 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 0,5176 | 4,4245 | 0,0642 | 26,198 | 34,9671 |
| 0,050 | 0,010 | 3 | 0,004 | 0,0039 | 0,178000 | 0,02191 | 0,001333 | 0,341880 | 23048,113 | 0,4882 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 0,5176 | 7,3742 | 0,0642 | 43,663 | 34,9671 |
| 0,055 | 0,020 | 8 | 0,004 | 0,00429 | 0,188000 | 0,02282 | 0,000500 | 0,116550 | 8183,306 | 0,1587 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 0,7521 | 1,7419 | 0,0633 | 10,244 | 35,2049 |
| 0,055 | 0,020 | 6 | 0,004 | 0,00429 | 0,188000 | 0,02282 | 0,000667 | 0,155400 | 10911,075 | 0,2116 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 0,7521 | 2,3225 | 0,0633 | 13,659 | 35,2049 |
| 0,055 | 0,020 | 3 | 0,004 | 0,00429 | 0,188000 | 0,02282 | 0,001333 | 0,310800 | 21822,149 | 0,4231 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 0,7521 | 4,6450 | 0,0633 | 27,317 | 35,2049 |
| 0,035 | 0,040 | 8 | 0,004 | 0,00273 | 0,148000 | 0,01845 | 0,000500 | 0,183150 | 10395,010 | 0,3126 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 0,9230 | 2,1527 | 0,0680 | 13,117 | 33,9784 |
| 0,035 | 0,040 | 5 | 0,004 | 0,00273 | 0,148000 | 0,01845 | 0,000800 | 0,293040 | 16632,017 | 0,5001 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 0,9230 | 3,4444 | 0,0680 | 20,988 | 33,9784 |
| 0,035 | 0,040 | 4 | 0,004 | 0,00273 | 0,148000 | 0,01845 | 0,001000 | 0,366300 | 20790,021 | 0,6251 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 0,9230 | 4,3055 | 0,0680 | 26,235 | 33,9784 |
| 0,030 | 0,060 | 10 | 0,004 | 0,00234 | 0,138000 | 0,01696 | 0,000400 | 0,170940 | 8918,618 | 0,3151 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 1,0687 | 1,7111 | 0,0699 | 10,573 | 33,5049 |
| 0,030 | 0,060 | 8 | 0,004 | 0,00234 | 0,138000 | 0,01696 | 0,000500 | 0,213675 | 11148,272 | 0,3939 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 1,0687 | 2,1388 | 0,0699 | 13,217 | 33,5049 |
| 0,030 | 0,060 | 4 | 0,004 | 0,00234 | 0,138000 | 0,01696 | 0,001000 | 0,427350 | 22296,544 | 0,7878 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 1,0687 | 4,2777 | 0,0699 | 26,433 | 33,5049 |
| 0,025 | 0,080 | 10 | 0,004 | 0,00195 | 0,128000 | 0,01523 | 0,000400 | 0,205128 | 9615,385 | 0,4142 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 1,1490 | 1,8760 | 0,0725 | 11,801 | 32,9122 |
| 0,025 | 0,080 | 7 | 0,004 | 0,00195 | 0,128000 | 0,01523 | 0,000571 | 0,293040 | 13736,264 | 0,5917 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 1,1490 | 2,6800 | 0,0725 | 16,859 | 32,9122 |
| 0,025 | 0,080 | 4 | 0,004 | 0,00195 | 0,128000 | 0,01523 | 0,001000 | 0,512821 | 24038,462 | 1,0355 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 1,1490 | 4,6900 | 0,0725 | 29,503 | 32,9122 |
| 0,020 | 0,100 | 8 | 0,004 | 0,00156 | 0,118000 | 0,01322 | 0,000500 | 0,320513 | 13037,810 | 0,7236 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 1,1687 | 2,8144 | 0,0760 | 18,128 | 32,1435 |
| 0,020 | 0,100 | 6 | 0,004 | 0,00156 | 0,118000 | 0,01322 | 0,000667 | 0,427350 | 17383,746 | 0,9648 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 1,1687 | 3,7526 | 0,0760 | 24,171 | 32,1435 |
| 0,020 | 0,100 | 5 | 0,004 | 0,00156 | 0,118000 | 0,01322 | 0,000800 | 0,512821 | 20860,495 | 1,1578 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 1,1687 | 4,5031 | 0,0760 | 29,005 | 32,1435 |

ANNEXE 7

Tableau des résultats : méthode de Darcy-Weisbach

| h (m) | l (%) | t (s) | W (m ³) | S (m ²) | P(m) | Rh(m) | Q (m ³ /s) | V (m/s) | Re | Fr | τ (N/m ²) | θ | U*(m/s) | Re* | Vthe/U* | f | Ks (m ^{1/3} /s) | C (m ^{1/2} /s) |
|-------|-------|-------|---------------------|---------------------|-------|-------|-----------------------|---------|-----------|--------|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--------|--------------------------|-------------------------|
| 0,050 | 0,010 | 6 | 0,0040 | 0,0039 | 0,178 | 0,022 | 0,0007 | 0,1709 | 11524,056 | 0,2441 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 3,6871 | 0,0286 | 21,831 | 52,354 |
| 0,050 | 0,010 | 5 | 0,0040 | 0,0039 | 0,178 | 0,022 | 0,0008 | 0,2051 | 13828,868 | 0,2929 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 4,4245 | 0,0286 | 26,198 | 52,354 |
| 0,050 | 0,010 | 3 | 0,0040 | 0,0039 | 0,178 | 0,022 | 0,0013 | 0,3419 | 23048,113 | 0,4882 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 7,3742 | 0,0286 | 43,663 | 52,354 |
| 0,055 | 0,020 | 8 | 0,0040 | 0,0043 | 0,188 | 0,023 | 0,0005 | 0,1166 | 8183,306 | 0,1587 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 1,7419 | 0,0292 | 10,244 | 51,868 |
| 0,055 | 0,020 | 6 | 0,0040 | 0,0043 | 0,188 | 0,023 | 0,0007 | 0,1554 | 10911,075 | 0,2116 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 2,3225 | 0,0292 | 13,659 | 51,868 |
| 0,055 | 0,020 | 3 | 0,0040 | 0,0043 | 0,188 | 0,023 | 0,0013 | 0,3108 | 21822,149 | 0,4231 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 4,6450 | 0,0292 | 27,317 | 51,868 |
| 0,035 | 0,040 | 8 | 0,0040 | 0,0027 | 0,148 | 0,018 | 0,0005 | 0,1832 | 10395,010 | 0,3126 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 2,1527 | 0,0318 | 13,117 | 49,676 |
| 0,035 | 0,040 | 5 | 0,0040 | 0,0027 | 0,148 | 0,018 | 0,0008 | 0,2930 | 16632,017 | 0,5001 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 3,4444 | 0,0318 | 20,988 | 49,676 |
| 0,035 | 0,040 | 4 | 0,0040 | 0,0027 | 0,148 | 0,018 | 0,0010 | 0,3663 | 20790,021 | 0,6251 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 4,3055 | 0,0318 | 26,235 | 49,676 |
| 0,030 | 0,060 | 10 | 0,0040 | 0,0023 | 0,138 | 0,017 | 0,0004 | 0,1709 | 8918,618 | 0,3151 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 1,7111 | 0,0450 | 10,573 | 41,740 |
| 0,030 | 0,060 | 8 | 0,0040 | 0,0023 | 0,138 | 0,017 | 0,0005 | 0,2137 | 11148,272 | 0,3939 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 2,1388 | 0,0450 | 13,217 | 41,740 |
| 0,030 | 0,060 | 4 | 0,0040 | 0,0023 | 0,138 | 0,017 | 0,0010 | 0,4274 | 22296,544 | 0,7878 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 4,2777 | 0,0450 | 26,433 | 41,740 |
| 0,025 | 0,080 | 10 | 0,0040 | 0,0020 | 0,128 | 0,015 | 0,0004 | 0,2051 | 9615,385 | 0,4142 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 1,8760 | 0,0469 | 11,801 | 40,902 |
| 0,025 | 0,080 | 7 | 0,0040 | 0,0020 | 0,128 | 0,015 | 0,0006 | 0,2930 | 13736,264 | 0,5917 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 2,6800 | 0,0469 | 16,859 | 40,902 |
| 0,025 | 0,080 | 4 | 0,0040 | 0,0020 | 0,128 | 0,015 | 0,0010 | 0,5128 | 24038,462 | 1,0355 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 4,6900 | 0,0469 | 29,503 | 40,902 |
| 0,020 | 0,100 | 8 | 0,0040 | 0,0016 | 0,118 | 0,013 | 0,0005 | 0,3205 | 13037,810 | 0,7236 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 2,8144 | 0,0496 | 18,128 | 39,791 |
| 0,020 | 0,100 | 6 | 0,0040 | 0,0016 | 0,118 | 0,013 | 0,0007 | 0,4274 | 17383,746 | 0,9648 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 3,7526 | 0,0496 | 24,171 | 39,791 |
| 0,020 | 0,100 | 5 | 0,0040 | 0,0016 | 0,118 | 0,013 | 0,0008 | 0,5128 | 20860,495 | 1,1578 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 4,5031 | 0,0496 | 29,005 | 39,791 |

ANNEXE 8

Tableau des résultats : méthode de calcul des vitesses

| h (m) | l (%) | t (s) | W (m ³) | S (m ²) | P(m) | Rh(m) | Q (m ³ /s) | V (m/s) | R _e | Fr | τ (N/m ²) | θ | U*(m/s) | R _e * | Vthe/U* | f | Ks (m ^{1/3} /s) | C (m ^{1/2} /s) |
|-------|-------|-------|---------------------|---------------------|-------|-------|-----------------------|---------|----------------|--------|-----------------------|--------|---------|------------------|---------|--------|-----------------------------|----------------------------|
| 0,050 | 0,010 | 6 | 0,0040 | 0,00390 | 0,178 | 0,022 | 0,0007 | 0,1709 | 11524,056 | 0,2441 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 0,5176 | 0,0286 | 21,831 | 52,354 |
| 0,050 | 0,010 | 5 | 0,0040 | 0,00390 | 0,178 | 0,022 | 0,0008 | 0,2051 | 13828,868 | 0,2929 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 0,5176 | 0,0286 | 26,198 | 52,354 |
| 0,050 | 0,010 | 3 | 0,0040 | 0,00390 | 0,178 | 0,022 | 0,0013 | 0,3419 | 23048,113 | 0,4882 | 2,1493 | 0,1327 | 0,0464 | 35,6626 | 0,5176 | 0,0286 | 43,663 | 52,354 |
| 0,055 | 0,020 | 8 | 0,0040 | 0,00429 | 0,188 | 0,023 | 0,0005 | 0,1166 | 8183,306 | 0,1587 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 0,7521 | 0,0291 | 10,244 | 51,868 |
| 0,055 | 0,020 | 6 | 0,0040 | 0,00429 | 0,188 | 0,023 | 0,0007 | 0,1554 | 10911,075 | 0,2116 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 0,7521 | 0,0291 | 13,659 | 51,868 |
| 0,055 | 0,020 | 3 | 0,0040 | 0,00429 | 0,188 | 0,023 | 0,0013 | 0,3108 | 21822,149 | 0,4231 | 4,4771 | 0,2765 | 0,0669 | 51,4702 | 0,7521 | 0,0291 | 27,317 | 51,868 |
| 0,035 | 0,040 | 8 | 0,0040 | 0,00273 | 0,148 | 0,018 | 0,0005 | 0,1832 | 10395,010 | 0,3126 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 0,9230 | 0,0321 | 13,117 | 49,676 |
| 0,035 | 0,040 | 5 | 0,0040 | 0,00273 | 0,148 | 0,018 | 0,0008 | 0,2930 | 16632,017 | 0,5001 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 0,9230 | 0,0321 | 20,988 | 49,676 |
| 0,035 | 0,040 | 4 | 0,0040 | 0,00273 | 0,148 | 0,018 | 0,0010 | 0,3663 | 20790,021 | 0,6251 | 7,2381 | 0,4471 | 0,0851 | 65,4443 | 0,9230 | 0,0321 | 26,235 | 49,676 |
| 0,030 | 0,060 | 10 | 0,0040 | 0,00234 | 0,138 | 0,017 | 0,0004 | 0,1709 | 8918,618 | 0,3151 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 1,0687 | 0,0450 | 10,573 | 41,740 |
| 0,030 | 0,060 | 8 | 0,0040 | 0,00234 | 0,138 | 0,017 | 0,0005 | 0,2137 | 11148,272 | 0,3939 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 1,0687 | 0,0450 | 13,217 | 41,740 |
| 0,030 | 0,060 | 4 | 0,0040 | 0,00234 | 0,138 | 0,017 | 0,0010 | 0,4274 | 22296,544 | 0,7878 | 9,9806 | 0,6166 | 0,0999 | 76,8485 | 1,0687 | 0,0450 | 26,433 | 41,740 |
| 0,025 | 0,080 | 10 | 0,0040 | 0,00195 | 0,128 | 0,015 | 0,0004 | 0,2051 | 9615,385 | 0,4142 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 1,1490 | 0,0472 | 11,801 | 40,902 |
| 0,025 | 0,080 | 7 | 0,0040 | 0,00195 | 0,128 | 0,015 | 0,0006 | 0,2930 | 13736,264 | 0,5917 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 1,1490 | 0,0472 | 16,859 | 40,902 |
| 0,025 | 0,080 | 4 | 0,0040 | 0,00195 | 0,128 | 0,015 | 0,0010 | 0,5128 | 24038,462 | 1,0355 | 11,9559 | 0,7386 | 0,1093 | 84,1102 | 1,1490 | 0,0472 | 29,503 | 40,902 |
| 0,020 | 0,100 | 8 | 0,0040 | 0,00156 | 0,118 | 0,013 | 0,0005 | 0,3205 | 13037,810 | 0,7236 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 1,1687 | 0,0499 | 18,128 | 39,791 |
| 0,020 | 0,100 | 6 | 0,0040 | 0,00156 | 0,118 | 0,013 | 0,0007 | 0,4274 | 17383,746 | 0,9648 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 1,1687 | 0,0499 | 24,171 | 39,791 |
| 0,020 | 0,100 | 5 | 0,0040 | 0,00156 | 0,118 | 0,013 | 0,0008 | 0,5128 | 20860,495 | 1,1578 | 12,9991 | 0,8012 | 0,1139 | 87,6017 | 1,1687 | 0,0499 | 29,005 | 39,791 |