



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

THÈSE

Présentée par

Herizi Toufik

Pour l'obtention du grade de

DOCTEUR EN SCIENCES

Filière : Hydraulique

Option : Hydraulique Générale

Thème

**Contribution à l'étude des écoulements dans les cours d'eau naturels,
Examen de l'effet des lois de frottement et de charriage.**

Thèse soutenue le 27/07/2021 devant le jury composé de:

Nom et Prénom	Grade	Etablissement	Qualité
Mr BERREKSI Ali	MCA	Univ. de Bejaia	Président
Mr HASBAIA Mahmoud	Prof.	Univ. de M'sila	Rapporteur
Mr CHENAFI Azzeddine	MCA	Univ. de Bejaia	Examineur
Mr DOUGHA Mostefa	MCA	Univ. de M'sila	Examineur

Année Universitaire: 2020/2021

DEDICACE

Je dédie ce travail à ma mère, A mon très cher père, à tous les membres de ma famille et en particulier à ma femme.

Remerciements

Je tiens à exprimer mes sincères gratitude et remerciements à mon directeur de thèse, Monsieur: HASBAIA MAHMOUD, Professeur à l'Université de M'sila, pour son encadrement exceptionnel. Sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux critiques ont fortement alimenté ma réflexion. Qu'il trouve ici l'expression de mes sentiments les plus distingués.

Je profite cette occasion pour adresser mes chaleureux remerciements à l'université de Bejaia. Cette université pionnière qui m'a donné l'honneur d'obtenir mon diplôme.

Je remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin dans la finalisation de ce travail, je cite Mrs Foued Sakhraoui université de Bejaia, Ounissi Oussama université de Bouira et Toumi Abd El Ouahab université de Guelma.

En fin, je tiens particulièrement à exprimer ma profonde reconnaissance à ma famille et mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Productions scientifiques

Journaux internationaux

- Herizi, T. and Hasbaia, M., 2020. Relevancy and comparison of friction factor equations for gravel bed in bedload regime. *International Journal of Hydrology Science and Technology*, 1(1), p.1. DOI: 10.1504/IJHST.2020.10034034.
- Herizi, T. and Hasbaia, M., 2021. Friction Coefficient Equation in a Gravel Bed under Bedload Regime Using the Dimensional Analysis. Article soumis.

Colloque national

- Herizi, T. et Laadjel M., Estimation des Erreurs des Paramètres de Distribution Empiriques de l'écoulement par la Modélisation statistique, Séminaire national sur l'eau et l'environnement dans les zones Arides. Université de Kasdi Merbah, Ouargla Algérie 2015.

Colloque international

- Herizi, T. et Laadjel M., La modélisation statistique dans les calculs De régularisation de l'écoulement des oueds. 3^{ème} colloque international: Les Géosciences au Service du Développement Durable. Université de Tébessa. Algérie 2013.
- Herizi, T. et Laadjel M., Recours à la modélisation statistique dans les calculs Des volumes des barrages (cas du barrage de Ain Zada). Colloque international: Sol Eau et Environnement. Université de Badji Mokhtar Annaba. Algérie 2014.
- Herizi, T. et Hasbaia, M., Les Risque naturels, Gestion des territoires Urbaines et outils d'analyse. 8^{ème} Journées Internationales Algéro-Roumaines. Université de M'sila. Algérie 2017.
- Herizi, T. Pollution des eaux souterraines et superficielles par les rejets de la zone industrielle (cas de la ville de Bordj Bou Arreridj). The 3rd Intertional Symposium on Mineral Industry and Environment 11, and 12 October 2017. Annaba-Algeria.

Sommaire

Désignation *Page*

Introduction générale 01

Chapitre I

Généralité sur l'écoulement et le frottement dans les cours d'eau

I.1 Introduction	06
I.2 Caractéristique d'écoulement à surface libre dans un canal	06
I.2.1 Les régimes d'écoulement à surfaces libres	07
I.2.1.A Régimes d'écoulement suivant le nombre de Froude	07
I.2.1.B Régimes d'écoulement suivant le nombre de Reynolds R_e	09
I.2.2 Classification des écoulements à surface libre	09
I.3 Frottement dans les cours d'eau	11
<i>a- Formule de Chezy</i>	12
<i>b- Formule de Manning</i>	13
<i>c- Formule de Darcy-Weisbach</i>	13
Conclusion	15

Chapitre II

Propriétés des sédiments et mode de transport solide

II.1 Introduction	17
II.2 Propriétés des sédiments	17
II.2.1 Propriétés physiques des sédiments	18
Taille des particules	18
Forme des particules	18
Mélange de sédiments	18
II.2.2 Propriétés hydrauliques des sédiments	20
Vitesse de chute (V_c)	21
Concentration de sédiments	22
II.3 Phénomène de transport solide	23
II.3.1 Transport en suspension	23
II.3.2 Transport par charriage	23
II.3.3 Seuil de transport solide	24
II.3.4 Débit solide	25
II.3.4.1 Débit solide par charriage	26
<i>Formule Meyer-Peter-Mueller (1948)</i>	26
<i>Formule de Dou (1964)</i>	27
<i>Formule de Parker (1979)</i>	27
<i>Formule de Van Rijn (1984a)</i>	28
<i>Formule de Recking (2010)</i>	28
II.3.4.2 Débit solide des sédiments en suspension	29
<i>Formule de Zhang (1961)</i>	29

<i>Formule de Bagnold (1966)</i>	29
<i>Formule de Wu et al. (2000)</i>	29
II.3.4.3 Débit solide total	30
<i>Formule de Laursen (1958)</i>	30
<i>Formule d'Engelund et Hansen (1967)</i>	31
<i>Formule de Shen (1971)</i>	32
<i>Formule d'Ackers et White (1973)</i>	32
<i>Formule de Yang (1973, 1979)</i>	33
<i>Formule de Karim et Kennedy (1990)</i>	34
II.4 Conclusion	35

Chapitre III

Etat de l'art : Méthodes d'évaluation de la résistance à l'écoulement dans les cours d'eau

III.1 Introduction	37
III.2 Evaluation de la résistance d'écoulement dans les cours d'eau	38
III.3 Conclusion	49

Chapitre IV

Examen des modèles de frottement en mode de charriage dans un lit en gravier

IV.1 Introduction	51
-------------------------	----

IV.2 Examen de la pertinence des modèles existants	53
IV.2.1 Formules basées la profondeur relative R_t/D	53
IV.2.1.1 <i>Formule de Griffiths (1981)</i>	53
IV.2.1.2 <i>Formule de Nikora et Smart (1997)</i>	54
IV.2.1.3 <i>Formule de Julien (2002)</i>	55
IV.2.1.4 <i>Formule de Cao et al. (2006)</i>	55
IV.2.1.5 <i>Formule de Recking et al. (2008)</i>	56
IV.2.1.6 <i>Formule de Banerjee et al. (2018)</i>	56
IV.2.2 Formules qui prend en compte le nombre de Froude, la pente de lit et le nombre de Reynolds.....	57
IV.2.2.1 <i>Formule de Ferro (2018)</i>	57
IV.2.2.2 <i>Formule de Ferro et Porto (2018)</i>	58
IV.2.2.3 <i>Formule de Di Stefano et al. (2019)</i>	58
IV.3 Les données utilisées	59
IV.4 Résultats de comparaison	62
IV.5 Conclusion	66

Chapitre V

Développement de modèle de frottement dans un lit en gravier en mode de charriage en utilisant l'analyse dimensionnelle

V.1 Généralité	69
V.2 L'analyse dimensionnelle	70

Sommaire

V.2.1 Méthodes de détermination des groupes adimensionnels	70
V.2.1.1 Méthode intuitive	70
V.2.1.2 Méthode Rayleigh (1899)	71
V.2.1.3 Théorème π de Buckingham	71
V.2.2 Détermination des groupes π	72
V.3 Développement de modèle de frottement dans un lit en gravier avec charriage	73
A- Evaluation de coefficient de frottement en fonction de R_h/D et la pente I	75
B- Evaluation de coefficient de frottement en fonction de R_h/D	81
C- Evaluation de coefficient de frottement utilisant la fonction de profil des vitesses Γ ...	82
V.4 Conclusion	86
<i>Conclusion générale et perspectives</i>	88
<i>Références Bibliographiques</i>	91
<i>Annexe A</i>	I
<i>Annexe B</i>	i

Notation

A - fraction des sédiments,

A_c - valeur critique de F_{gr} pour le début de mouvement des sédiments,

a - dimension la plus grande du sédiment;

Λ - coefficient empirique,

b - dimension intermédiaire du sédiment;

β, β' - des exposants,

C - coefficient de Chezy en $m^{1/2}/s$,

c - dimension la plus petite du sédiment,

C_d - coefficient de traînée,

C_m - concentration massique,

C_{mt} - concentration massique transportée,

c_o - concentration en poids du matériau du fond transporté,

C_t - concentration des sédiments en poids,

C_v - Concentration de sédiments,

C_{vt} - concentration volumique transportée,

C_w - concentration volumique des sédiments transportés,

C^* - concentration moyenne des sédiments en suspension à l'équilibre,

D - diamètre des sédiments en mm,

D_g - diamètre moyen géométrique,

D_h - le diamètre hydraulique,

D_i : diamètre de chaque classe granulométrique;

$D_{50}, D_{84} \dots$ - taille du matériau pour lequel 50%, 84% ...des matériaux sont plus fin,

D_o - est le diamètre de référence pris égal à 1 mm,

Notation

D^* - diamètre adimensionnel des grains solides,
 E - l'énergie spécifique,
 e - l'épaisseur de la couche d'eau attachée aux particules solides,
 E_{mini} - énergie minimale,
 f - coefficient de frottement de Darcy-Weisbach sans dimension,
 f_c - coefficient de frottement calculé,
 f_m - coefficient de frottement mesuré,
 F_{gr} - coefficient de mobilité,
 F_r - nombre de Froude,
 g - l'accélération due à la gravité,
 G_s - débit solide en fonction du poids,
 G_r - l'écart-type géométrique,
 h - profondeur d'écoulement,
 h_c - la profondeur critique,
 h_m - profondeur moyenne hydraulique,
 h_n - la profondeur normale qui correspond à l'écoulement uniforme,
 I - la pente de lit,
 i - nombre des classes granulométriques,
 I_v - l'indice de vide,
 J - pente de la ligne de charge,
 J' - gradient d'énergie du au frottement du grain,
 J'' - gradient d'énergie du au frottement de forme de lit,
 κ - constante de Karman,
 k_s - rugosité équivalente en mm,
 k'_s - rugosité équivalente liée aux grains,

Notation

k_f - coefficient de forme,

K_1 - coefficient de correction,

K_0 - coefficient empirique de valeur 0 .01 pour le sable,

K^* - coefficient,

L - longueur du lit,

M_s - masse des particules,

MNE - l'erreur normalisée moyenne %,

n - coefficient de Manning en $s/m^{1/3}$,

p_0 - porosité;

p_i - pourcentage en poids du matériau qui traverse le tamis de diamètre D_i ,

P - poids de grain,

P_i - représente la disponibilité des sédiments de la classe i dans le mélange sédimentaire,

Q - débit d'écoulement,

Q_s - débit solide;

Q_l - débit liquide,

q_{sc} - débit solide unitaire par charriage,

q_{ss} - débit solide unitaire par suspension,

q_{sw} - débit volumique unitaire,

R_e - nombre de Reynolds,

R_h - rayon hydraulique,

S - la section mouillée,

s - rapport de la masse volumique des sédiments,

T - paramètre de transport,

τ_o - contrainte de frottement au fond,

Notation

τ_{ci} - contrainte critique de début du mouvement de sédiment de diamètre D_i ,

τ'_b - contrainte de frottement due aux grains solides.

μ - viscosité dynamique,

V - vitesse moyenne d'écoulement,

V_c - vitesse de chute,

V'_c - vitesse de chute corrigée,

V_{cr} - vitesse critique,

V^* - vitesse de frottement,

V'_* - vitesse de frottement relative aux grains solides,

V_{max} - vitesse maximale,

ν - la viscosité cinématique du liquide en écoulement,

W_s - volume des sédiments,

W_t - volume total d'échantillon.

W_v - volume vide;

ρ - masse volumique de l'eau,

ρ_s - masse volumique des sédiments,

z - distance verticale mesurée à une certaine distance du fond,

$\varepsilon' / \varepsilon$ - rapport de la rugosité des particules,

θ - paramètre de Shields

θ_c - paramètre critique de Shields pour le début de mouvement,

τ_* - contrainte de frottement adimensionnelle,

Γ - fonction du profil de vitesse par Ferro 2018,

α - coefficient,

δ - hauteur du lit,

Liste des tableaux

Tableau II. 1 Formules empiriques pour calculer le coefficient de correction K_1	22
Tableau II.2 Coefficients de la formule d'Acker-White en fonction D^*	33
Tableau II.3 Formule des prévisions du transport solide	35
Tableau III.1 Différentes expressions de k_s Kabir (1992), Millard (1999), Van Rijn (1984c), et Yen (2002)	40
Tableau III.2 Formules basées sur l'intégration de profil de vitesse	43
Tableau III.3 Quelques formules qui tiennent en considération la granulométrie, la forme de lit et les paramètres d'écoulement	47
Tableau IV.1 Paramètres des équations de résistance à l'écoulement sélectionnées	52
Tableau IV.2 Les paramètres des données utilisées (lit en gravier avec charriage)	61
Tableau IV.3 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé pour un lit en gravier avec charriage. (L'ensemble des expériences 1392 données)	62
Tableau IV.4 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé pour un lit en gravier avec charriage. (Respecter le domaine de validité de chaque formule)	63
Tableau V.1 Plage de paramètres des données utilisées pour valider les équations V.15, V.16 et V.17	85
Tableau V.2 Comparaison des différents modèles de notre approche	86

Liste des figures

Figure I.1 Niveaux d'eau relative aux lits d'un cours d'eau	7
Figure I.2 Régimes d'écoulement à surface libre dans les cours d'eau	8
Figure I.3 Classifications des écoulements dans les cours d'eau	10
Figure II.1 Schéma des différents types de transport solide	24
Figure II.2 Début de mouvement des particules solides du fond	24
Figure II.3 Diagramme de Shields modifié d'après Yalin (1972)	25
Figure II.4 La fonction $f\left(\frac{V_*}{V_{ci}}\right)$ donnée par Laursen (1958)	31
Figure III.1 Schéma d'une forme de lit type anti-dune	44
Figure IV.1 Corrélation entre R_h/D et f_m	64
Figure IV.2 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé	65
par l'équation de Cao et al. 2006	
Figure IV.3 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé	66
par l'équation de Ferro (2018)	
Figure V.1 Corrélation entre R_h/D et f_m	76
Figure V.2 Corrélation entre les données mesurées de $(\log I, \sqrt{8/f})$	77
Figure V.3 Corrélation entre les données mesurées de (R_e, f_m)	78
Figure V.4 Comparaison des coefficients de frottement mesurés	80
et calculés par le premier modèle.	
Figure V.5 Comparaison des coefficients de frottement mesurés	82
et calculés utilisant le deuxième modèle.	
Figure V.6 Corrélation entre la fonction de profil de vitesse Γ et f_m	83
Figure V.7 Comparaison des coefficients de frottement mesurés	84
et calculés utilisant le troisième modèle.	

Annexe A

Figure A1 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Griffiths (1981)	I
Figure A2 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Nikora et Smart (1997)	I
Figure A3 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Julien (2002)	II
Figure A4 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Recking et al. (2008)	II
Figure A5 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Banerjee et al. (2018)	III
Figure A6 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Ferro et Porto 2018	III
Figure A7 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Di Stefano et al. 2019	IV
Figure A8 Erreur Moyenne normalisée pour chaque modèle utilisé (L'ensemble des expériences 1392 données)	IV

Annexe B

Figure B1 Corrélation entre les données mesurées (F_r, f_m)	i
Figure B2 Corrélation entre les données mesurées (Q_m, f_m)	i
Figure B3 Corrélation entre les données mesurées (c_o, f_m)	ii
Figure B4 Corrélation entre les données mesurées (D, f_m)	ii
Figure B5 Corrélation entre les données mesurées (R_h, f_m)	iii
Figure B6 Comparaison des différents modèles proposés	iii



INTRODUCTION
GÉNÉRALE



Introduction générale

En Algérie, la dynamique hydrosédimentaire des oueds organise généralement les lits en gravier par le transport des sédiments fins lors des crues intermittentes au cours du temps. Cette dynamique est très active dans les oueds, notamment en période de crues, ce qui accélère le transport de sédiment et par conséquent conduit au problème d'envasement des barrages. La bonne estimation des ressources en eau constitue dans les pays à potentiel hydrique limité le facteur fondamental de leur développement social et économique. En ce sens, on ne peut parler de planification et de gestion de l'eau sans une évaluation correcte et suffisante de ruissellement. L'analyse scientifique des modèles de gestion de l'eau nécessite une bonne connaissance des incertitudes de l'estimation des débits (Kiang et al., 2018). McMillan et al. (2017) ont mentionné que ces incertitudes peuvent modifier les coûts des projets de gestion de l'eau. Une application particulièrement importante des principes de l'hydraulique fluviale réside dans la mesure du débit de la rivière, ce qui contribue à bien estimer la ressource et lutter contre les inondations. Le terme "fluvial" est utilisé ici pour exprimer notre intérêt pour les cours d'eau naturels plutôt que pour la conception des ouvrages.

Les écoulements sur les plaines inondables sont presque toujours spatialement inhomogènes, surtout dans le cas des fortes crues, pour cette raison, il faut calculer la capacité d'écoulement du canal, afin de prévoir les niveaux d'eau dans une rivière ou sur les plaines inondables.

Contrairement aux canaux artificiels, les propriétés géométriques et hydrauliques des cours d'eau naturels irréguliers conduisent par l'application des théories hydrauliques à des résultats relativement approximatifs.

Dans un écoulement à surface libre, le gradient vertical de la contrainte totale de frottement varie d'une valeur presque nulle à la surface à une valeur maximale près du fond. On appelle le frottement entre les couches du liquide d'une part, et le liquide et la paroi d'autre part ; résistance à l'écoulement. L'estimation de la valeur de frottement est primordiale dans le dimensionnement

de tout ouvrage hydraulique, par ailleurs, il représente le terme clé de la modélisation hydraulique. Cependant, malgré les efforts de recherche importants effectués ces dernières décennies, la bonne estimation du coefficient de frottement dans les cours d'eau est toujours considérée comme un défi. La complexité de l'écoulement dans les cours d'eau ne permet pas une bonne estimation de la résistance à l'écoulement et implicitement les paramètres de l'écoulement (vitesse, hauteur d'eau..), en particulier, la détermination de la rugosité du canal, cela est dû aux multiples incertitudes des paramètres et de calcul.

Les équations gouvernant la relation entre la résistance à l'écoulement et les paramètres hydrauliques peuvent être facilement définies sous l'hypothèse simplificatrice d'un écoulement uniforme et permanent. Les formules de Darcy-Weisbach, Chezy et Manning sont les trois équations de résistance à l'écoulement couramment utilisées. L'utilisation des formules impliquant le paramètre de rugosité se heurte toujours au problème d'ambiguïté de son évaluation. Cependant, le domaine d'application de chaque formule est limité à partir d'expériences en laboratoire et de mesures en terrain. Les avantages du coefficient de Darcy-Weisbach dans l'évaluation de la résistance ont été mentionnés par de nombreux auteurs. La formule de Darcy-Weisbach est plus pratique, notamment dans les conduites, à cause de la nature adimensionnelle du coefficient, contrairement à celles de Chezy et Manning.

Le transport solide n'est généralement pris en compte qu'en termes de résistance supplémentaire causée par les formes de lit dans le cas des rivières sableuses (Einstein et Barbarossa 1951, Van Rijn 1982, Wu et Wang 1999). Pourtant, des études antérieures indiquent que le transport solide peut avoir, au moins dans certaines conditions, un impact substantiel sur le facteur de frottement. Meyer-Peter et Muller (1948) ont proposé d'utiliser un facteur de correction pour prendre en compte ces effets, même sur des lits plats (Wong et Parker, 2006). En comparant la résistance produite par l'écoulement sur un lit mobile, Bathurst et al. (1982) ont décrit une forte augmentation de la résistance à l'écoulement avec une pente (variant de 3% à 9%) comme conséquence directe de la concentration de charriage. Le facteur de frottement associé au transport des sédiments pouvait atteindre une valeur beaucoup plus élevée que ceux mesurés avec des écoulements d'eau claire. Chien et Wan (1983) ont confirmé que la valeur du coefficient de frottement en écoulement avec charriage est supérieure à celle en écoulement d'eau claire,

ceci est illustré par la diminution de la vitesse d'écoulement qui augmente la longueur de la rugosité apparente dans des proportions liées à l'épaisseur de la couche de sédiments en mouvement. Généralement, il est largement admis que l'introduction de sédiments en suspension dans un écoulement d'eau clair peut, soit amplifier, soit atténuer la turbulence en fonction de l'ampleur relative des variables d'écoulement et de transport des sédiments (Carbonneau et Bergeron 2000), ce n'est que ces dernières années que la recherche s'est clairement intéressée aux effets de charriage sur l'estimation du facteur de frottement.

Ce travail de thèse contribue à étudier et évaluer le coefficient de frottement dans les cours d'eau en conditions de transport solide en charriage, c'est le cas de la majorité des oueds en Algérie (Pardé, 1946).

Pour mener ce travail, nous l'avons organisé en cinq chapitres: le premier chapitre consacré aux notions de base et aux rappels des lois hydrauliques utilisées dans le calcul des écoulements des cours d'eaux, le chapitre 2 est consacré aux notions de base sur les sédiments et les différents modes de transport solide. La deuxième partie de la thèse comporte également deux chapitres, le chapitre 3 proposé pour présenter l'état de l'art des différentes approches de calcul de frottement dans les cours d'eau en mode de charriage, tandis que dans le chapitre 4 on examine la pertinence des différents modèles et formules récapitulés et discutés, notamment, ceux développés sur la base de profil de vitesse. Le dernier chapitre constitue une contribution fructueuse de nos travaux, il s'agit de la proposition et la validation des nouveaux modèles de calcul développés en utilisant l'analyse dimensionnelle pour estimer le frottement dans un lit en gravier avec charriage, ce qui reflète la situation de la majorité des écoulements dans les oueds.



*Chapitre I:
Généralité sur l'écoulement
et le frottement
dans les cours d'eau*



Chapitre I

Généralité sur l'écoulement et le frottement dans les cours d'eau

I.1 Introduction

Les écoulements dans les cours d'eau naturels (rivières, oueds...) et les canaux artificiels sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre.

On appelle les canaux naturels, les cours d'eau qui se sont formés par des processus naturelles comme les oueds, les torrents, les fleuves et les rivières, leurs propriétés géométriques et hydrauliques sont généralement assez irrégulières.

Les canaux artificiels sont les cours d'eau construit par l'homme, avec des propriétés hydrauliques généralement assez régulières.

Le frottement est un terme dominant dans le calcul des écoulements dans les canaux ouverts, ce type d'écoulements est retardé par la résistance du frottement à la fois du lit et des berges. Dans les canaux naturels, la détermination de la vitesse moyenne d'écoulement est un challenge incontournable dans tous les travaux d'engineering, en particulier pendant la période des crues ; toutefois, il est nécessaire de calculer la vitesse d'écoulement et le débit en modélisant l'écoulement avec un prédicteur de la résistance à l'écoulement.

I.2 Caractéristique d'écoulement à surface libre dans un canal

L'écoulement à surface libre dans un canal se définit comme une masse d'eau en mouvement concentrée dans une géométrie quelconque, à une forme bien définie (figure I.1). Le lit d'un cours d'eau naturel prend des formes complexes avec des niveaux d'eau très variable. Dans la plupart du temps, l'écoulement se fait dans le lit mineur (Piégay, 2018), ce dernier est limité par deux talus topographiques (les berges) bien marqués. Un lit plus petit se définit comme le lit d'étiage, il véhicule les plus basses eaux, dans le cas des berges abruptes, il se confond avec le lit mineur.

En période des crues, le cours d'eau déborde dans un lit plus large, il est défini comme un lit majeur d'une fréquence donnée (100 ou 200 ans, parfois plus), ou lit d'inondation dont les limites externes sont définies arbitrairement comme étant celles des plus hautes eaux connues.

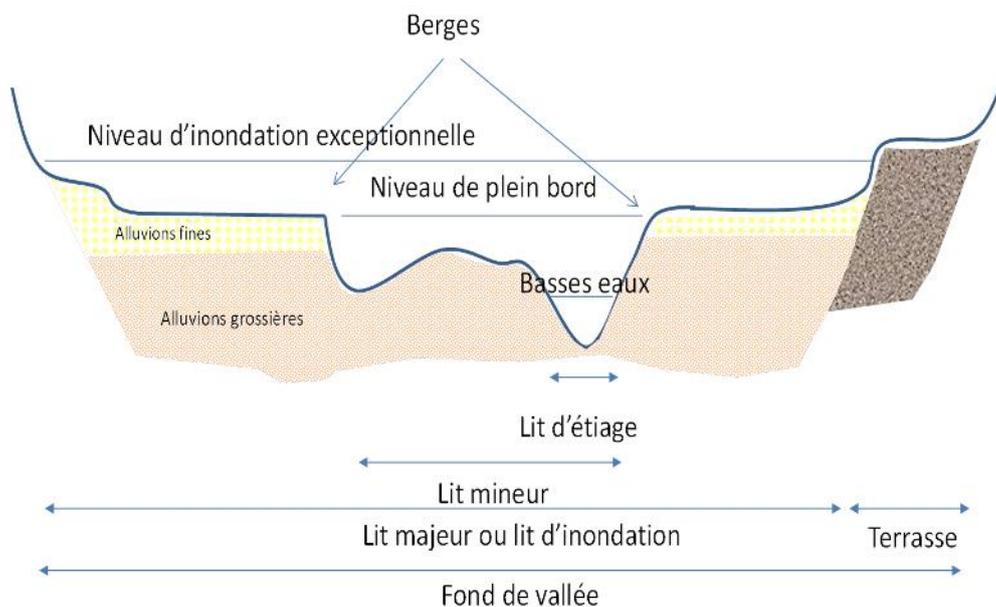


Figure I.1 Niveaux d'eau relative aux lits d'un cours d'eau (Piégay, 2018)

I.2.1 Les régimes d'écoulement à surfaces libres

La caractérisation d'un régime d'écoulement dans un canal à surface libre est fonction de la fluctuation temporelle des vitesses et des hauteurs du courant liquide. Ce régime peut être distingué par deux nombres adimensionnels de Froude (F_r) et de Reynolds (R_e).

I.2.1.A Régimes d'écoulement suivant le nombre de Froude

Le nombre de Froude F_r , est un rapport qui permet de distinguer le régime fluvial, torrentiel ou critique, en utilisant la vitesse moyenne d'écoulement, sous la forme suivante:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g h_m}} \quad (\text{I- 1})$$

où V est la vitesse moyenne d'écoulement, g est l'accélération due à la gravité, h_m est la profondeur moyenne hydraulique (l'aire d'écoulement divisée par la largeur à la surface libre d'écoulement).

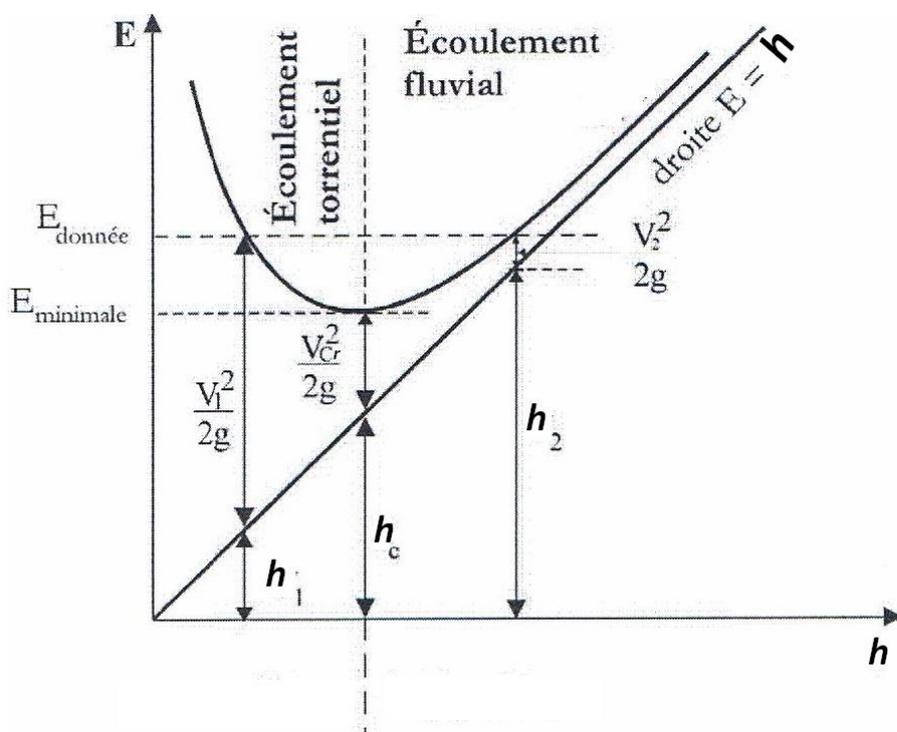


Figure I.2 Régimes d'écoulement à surface libre dans les cours d'eau (Bennis, 2009)

L'énergie spécifique E est définie comme étant la somme de la profondeur h et la hauteur dynamique de la manière suivante:

$$E = h + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{I-2})$$

A partir de la figure I.2, on voit que la profondeur critique h_c et la vitesse critique V_{cr} correspondent à une énergie spécifique minimale E_{mini} , équivalente à :

$$\frac{dE}{dh} = 0 \quad (\text{I-3})$$

Les régimes d'écoulement à surface libre peuvent être classés selon le nombre de Froude comme suit :

- **Régime d'écoulement fluvial:** Dans ce cas $F_r < 1$ et $h_n > h_c$, où h_n est la profondeur qui correspond à l'écoulement uniforme, l'effet de la gravité est plus prononcé, ce qui entraîne une diminution de la vitesse de l'écoulement,
- **Régime d'écoulement Critique:** Dans ce cas $F_r = 1$,

- **Régime d'écoulement *Torrentiel***: Dans ce cas $F_r > 1$, les forces d'inertie prévalent, entraînant une vitesse d'écoulement élevée.

I.2.1.B Régimes d'écoulement suivant le nombre de Reynolds R_e

Le nombre de Reynolds R_e , qui est sans dimension, représente le rapport des forces d'inertie aux forces de frottement visqueux, selon la formule suivante:

$$R_e = \frac{V D_h}{\nu} \quad (\text{I- 4})$$

où- D_h est le diamètre hydraulique, ν est la viscosité cinématique du liquide en écoulement.

Dans un écoulement à surface libre, nous pouvons distinguer trois types du régime (Giles et al., 1995), à savoir:

- **Régime laminaire**: Ce régime est caractérisé par une vitesse très faible et une valeur de $R_e \leq 2000$, en plus du fait que l'état de la surface de la paroi n'affecte pas beaucoup le calcul du coefficient de frottement f ,
- **Régime en Transition**: Ce régime présente l'état intermédiaire entre le régime laminaire et le régime turbulent, dont lequel $2000 < R_e < 4000$,
- **Régime turbulent**: Dans le cas de ce régime la rugosité joue un rôle très important, pour calculer le coefficient de frottement, dans ce type d'écoulement il faut tenir compte les deux paramètres de nombre de Reynolds (dans ce cas $R_e > 4000$) et la rugosité des parois.

I.2.2 Classification des écoulements à surface libre

Les écoulements à surface libre peuvent être classés comme étant des écoulements permanents ou non permanents en fonction de temps, uniforme ou non uniforme suivant la géométrie de la section d'écoulement.

Écoulement permanent ou non permanent

L'écoulement permanent est défini comme un écoulement dont la vitesse V et la profondeur d'eau h sont constantes, sur une période de temps t ($\frac{dV}{dt} = 0$, $\frac{dh}{dt} = 0$), dans ce cas le débit Q est constant.

Dans le cas contraire, l'écoulement est dit non permanent.

Écoulement uniforme ou non uniforme

L'écoulement uniforme répond à deux conditions: la permanence et l'uniformité, pour la première condition on peut écrire: ($\frac{dV}{dt}=0$, $\frac{dh}{dt}=0$). L'écoulement est uniforme si les paramètres hydrauliques comme le débit, la vitesse, la pente et la profondeur d'eau restent constants sur une longueur L donnée du canal ($\frac{dV}{dL}=0$, $\frac{dh}{dL}=0 \dots$ etc.). La pente de la canalisation, celle de l'énergie et la surface de l'eau sont alors toutes parallèles (Giles et al., 1995). La profondeur d'eau correspondant à un écoulement uniforme est dite profondeur normale h_n .

L'écoulement est non uniforme si la profondeur d'écoulement h varie le long du canal ouvert $\frac{dh}{dL} \neq 0$. Dans ce cas, l'écoulement peut être graduellement ou rapidement varié, suivant la rapidité avec laquelle le changement se fait.

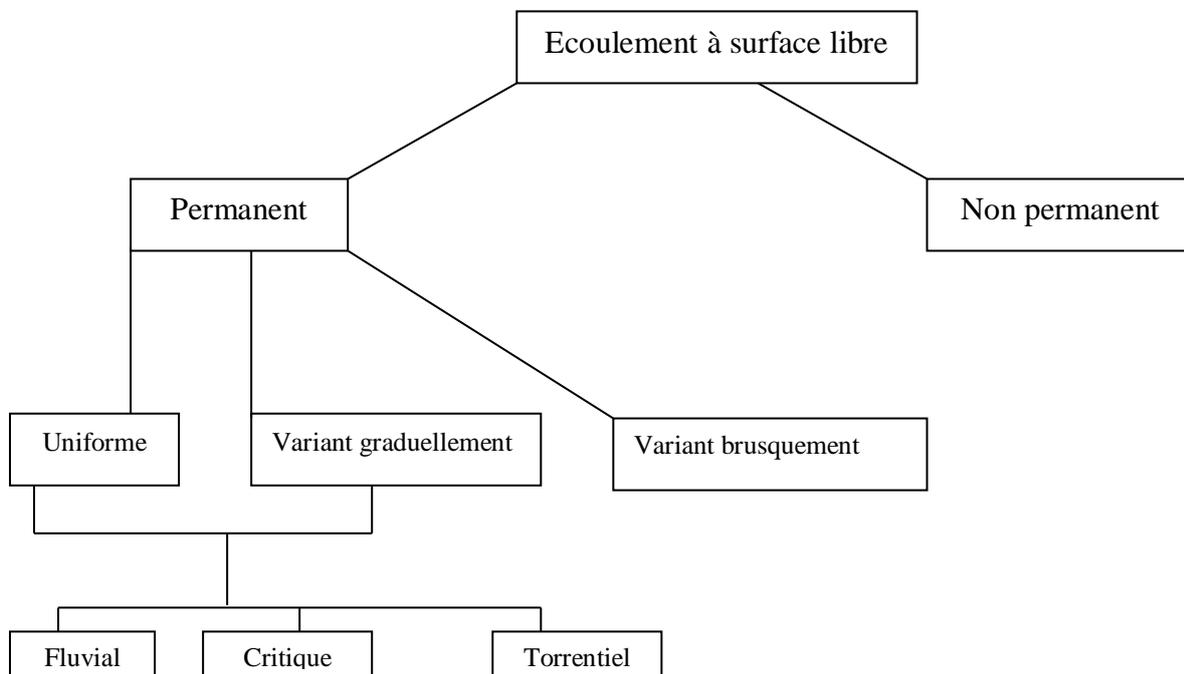


Figure I.3 Classifications des écoulements dans les cours d'eau.

I.3 Frottement dans les cours d'eau

La résistance à l'écoulement est un problème fondamental dans l'ingénierie hydraulique. Les travaux dans le domaine lié aux effets de la rugosité sur le facteur de frottement dans les écoulements ont été lancés par Antoine Chezy, Henry Darcy, Julius Weisbach et Robert Manning (Hager et Liiv 2008). Il a été constaté que la vitesse moyenne d'écoulement V dépend de la pente du canal I , du rayon hydraulique R_h et de la hauteur de rugosité. Après la célèbre expérience de Reynolds en 1883, les chercheurs connaissaient l'existence d'écoulements laminaires et turbulents (Moody, 1944). Nikuradse et Prandtl, Colebrook et White, et Moody ont constaté que le facteur de frottement dépend du nombre de Reynolds et de la rugosité relative (Yang, et al., 2011).

L'augmentation de la résistance à l'écoulement, dans les cours d'eau, se traduit par un écoulement plus profond et plus lent, quels que soit la géométrie, la pente et le débit existant. Cette augmentation entraîne une forte possibilité d'inondation dans les périodes de crues (Ferguson, 2010). La résistance à l'écoulement dans les cours d'eau à lit de gravier est largement influencée par la taille des particules du matériau du lit, les configurations du lit, la géométrie du canal (courbures, irrégularités et obstructions), la pente longitudinale et la profondeur de l'écoulement. La prédiction de la résistance à l'écoulement dans les canaux naturels, en particulier les cours d'eau à régressions sévères, est essentielle pour la conception efficace des projets liés aux ressources en eau (Namaee et Whitcombe, 2017). Comme le terme l'indique, la résistance à l'écoulement résulte des forces qui agissent sur et dans un écoulement pour résister au mouvement: tout écoulement non soumis à la résistance à l'écoulement accélérerait continuellement sous l'influence de la gravité (Leopold et al., 1964). Le coefficient de frottement f se définit par cette relation en utilisant la contrainte de frottement au fond (τ_o) (Recking, 2006):

$$f = \frac{\tau_o}{\rho V^2 / 8} = 8 \left(\frac{V^*}{V} \right)^2 \quad (\text{I-5})$$

Avec:

$$\tau_o = \rho V^{*2} \quad (\text{I-6})$$

et:

$$V^* = (g R_h J)^{1/2} \quad (\text{I-7})$$

Avec, V vitesse moyenne d'écoulement ; V^* vitesse de frottement; f coefficient de frottement; J pente de la ligne de charge; ρ masse volumique de l'eau; R_h rayon hydraulique et g accélération de la pesanteur.

Les forces générant une résistance limite aux écoulements à canal ouvert sont de deux types: les forces de cisaillement et les forces de pression.

Les forces de cisaillement sont une conséquence directe de la viscosité et agissent tangentiellement à la surface solide locale au point d'action. Cette source de résistance à l'écoulement est appelée résistance de frottement, car elle provient du contact de l'écoulement avec la surface de la frontière. Les forces de pression agissent normalement sur la surface et résultent des différences de pression entre les côtés amont et aval (Powell, 2014).

La résistance à l'écoulement détermine la quantité d'eau qu'un canal peut transmettre par son influence sur la vitesse et la profondeur d'eau. Elle contrôle également la répartition de la contrainte de cisaillement autour de la limite du canal, par conséquent, l'ampleur et la répartition de l'érosion des lits et des berges. Elle détermine plusieurs paramètres hydrauliques importants dans les cours d'eau et les rivières et doit être correctement représentée dans les formules d'estimation du débit d'eau et du transport des sédiments (Bathurst et al, 1983). Dans la littérature, il existe plusieurs formules pour évaluer la perte de charge dans les rivières et les conduites à ciel ouvert. Le développement de ces formules se fait sur la base d'un écoulement uniforme, à partir de mesures du terrain et d'expériences en laboratoire. Cependant, aucune formule n'est jugée universelle. Dans un écoulement à surface libre comme celle dans les rivières, les formules les plus souvent utilisées est: les formules de Chezy, Manning– Strickler et Darcy-Weisbakh (Ferro, 1999; Powell, 2014), ces formules s'écrivent comme suit:

a- Formule de Chezy

Cette formule a été établie en 1775 par Antoine Chezy, pour régir l'écoulement uniforme à surface libre, dans les conditions d'écoulement turbulent rugueux (Graf 1993, p. 78), cette formule s'écrit comme suit:

$$V = C(R_h J)^{1/2} \quad (\text{I-8})$$

où- C est le coefficient de Chezy qui dépend des paramètres géométriques et hydrauliques de l'écoulement en $\text{m}^{1/2}/\text{s}$.

Des expressions pour C ont été proposées par de nombreux hydrauliciens en fonction de la nature des parois, la section transversale en prenant en compte la vitesse ou la pente de lit.

Parmi ces exemples, on note la formule de Bazin (Graf et Altinakar, 1993), qui prend en compte le coefficient de Chezy, en fonction du rayon hydraulique et le paramètre m_B représentant la rugosité des parois. Cette formule prend la forme suivante:

$$C = \frac{87}{1 + (m_B / \sqrt{R_h})} \quad (\text{I-9})$$

b- Formule de Manning

Manning a suggéré une autre formule pour le coefficient de Chézy C , en prenant en compte le rayon hydraulique et la nature des parois du canal, sous la forme suivante:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} J^{1/2} \quad \text{soit, } C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (\text{I-10})$$

où- n est le coefficient de Manning en $\text{s/m}^{1/3}$, ce coefficient est donné selon la nature de la paroi (Chow 1959 et pp. 110-113 et Graf 1971, pp. 306-309).

c- Formule de Darcy-Weisbach

Pour un écoulement uniforme dans des systèmes à canaux ouverts, le facteur de frottement f peut également être exprimé par la relation de Darcy – Weisbach, cette formule est largement utilisée dans ce domaine. Elle permet de calculer la perte de charge (dissipation d'énergie) dans les conduites en charge ou dans les canalisations à ciel ouvert, dont le diamètre de la conduite, dans ce cas, est égal au diamètre hydraulique. Elle s'écrit comme suit:

$$V = \left(\frac{8gR_h J}{f} \right)^{1/2} \quad (\text{I-11})$$

où- f est le coefficient sans dimension de perte de charge de Darcy.

Ces formules peuvent être assimilées les unes aux autres comme suit:

$$V = \frac{J^{1/2} R_h^{2/3}}{n} = C \sqrt{R_h J} = \sqrt{\frac{8g R_h J}{f}} \quad (\text{I-12})$$

Toutes ces formules emploient un seul coefficient de résistance, le problème central de l'utilisation de ces formules est l'évaluation de ce coefficient.

On peut exprimer le coefficient de Manning n , en fonction de coefficient de frottement de Darcy f , à partir de formule (I- 12), sous la forme suivante:

$$f = 8gn^2 R_h^{-1/3} = 8g / C^2 \quad \text{Soit} \quad \frac{1}{n} = \frac{\sqrt{8g}}{R_h^{1/6} \sqrt{f}} \quad (\text{I-13})$$

Dans les rivières et canaux ouverts, on peut citer d'autres sources de frottement:

- Résistance causée par la végétation de toutes sortes (Green, 2005; Raupach et Shaw, 1982), en plus des résidus de bois (Canovaro et Solari, 2007; Lee et Ferguson, 2002; Manga et Kirchner, 2000);
- Un autre type de frottement causé par la forme géométrique et les variations longitudinales de la pente du lit (Hey, 1988; Laronne et Carson, 1976; Millar, 1999; Prestegard, 1983; Zimmermann et Church, 2001);
- Résistance résultant du transport solide, notamment dans les rivières alluviales où ce type de résistance se développe (Bathurst et Simons, 1983; Bergeron et Carbonneau, 1999; Colosimo et al., 1988; Omid et al., 2010; Song et al., 1998);
- Résistance causée par l'énergie dissipée par la turbulence, lors d'une accélération rapide et d'une décélération du débit à proximité des éléments de rugosité importants, une résistance aux déversements se produit (Chin, 2003; Curran et Wohl, 2003; Lenzi et Comiti, 2003; Wilcox et Wohl, 2007; Wohl et Thompson, 2000).
- Résistance provoquée par les formes de lit sachant que les lits naturels des cours d'eau ne gardent pas la même configuration. Ils changent de forme d'un lit plat à un lit avec des formes (dunes, rides, antidunes, ...), ces derniers sont variables dans l'espace et dans le temps, et sont fonction du type d'écoulement et de la nature des sédiments constituant le fond (Palucis et al., 2018).

Plus de détails sur ces types de frottement et leur méthode d'évaluation seront détaillés dans le chapitre III (Etat de l'art).

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons présenté les caractéristiques des écoulements dans les cours d'eau, qui sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre. On peut distinguer les régimes d'écoulement par les deux nombres adimensionnels de Froude et de Reynolds. Nous avons également décrit les différents types de frottement, car l'évaluation de ce paramètre dans les rivières est très importante pour tous les travaux d'engineering. Malgré le nombre important des relations et des formules proposées dans le domaine de résistance à l'écoulement, aucune formule n'est jugée universelle. Presque la totalité de ces formules est à la base des trois relations classiques formule de Chezy, formule de Manning et formule de Darcy-Weisbach.



Chapitre II:
Propriétés des sédiments
et mode de transport solide



Chapitre II

Propriétés des sédiments et mode de transport solide

II.1 Introduction

Le transport solide joue un rôle déterminant dans tous les problèmes d'hydraulique fluviale et d'aménagement des cours d'eau. Des études antérieures ont montré que le transport solide peut avoir, au moins dans certaines conditions, un impact substantiel sur le facteur de frottement (Meyer-Peter et Muller, 1948; Wong et Parker, 2006).

En effet, les mouvements de sédiments peuvent provoquer des remaniements durables du lit, tant en ce qui concerne son élévation, que sa pente et sa rugosité.

Les sédiments peuvent être identifiés comme une partie fragmentaire du matériau terrestre érodé, transporté et déposé par des causes et agents naturels (eau, air). Le phénomène sédimentaire est un processus à la fois naturel et très difficile à contrôler. Dans un cours d'eau, il consiste en:

- 1- Érosion à la source,
- 2- Transport sédimentaire par l'eau,
- 3- Dépôt dans le canal.

Les propriétés des sédiments peuvent être divisées en deux catégories: (1) celles liées à la particule elle-même et (2) celles liées au mélange.

II.2 Propriétés des sédiments

Des efforts consistants sont nécessaires pour maîtriser le comportement des sédiments sous les courants liquides. Deux classes de mesures sont nécessaires: la première classe de mesure pour décrire les propriétés physiques et hydrauliques des sédiments, la deuxième pour définir les différentes relations qui régissent le transport sédimentaire. Les propriétés les plus importantes d'un sédiment sont déterminées par la taille, la forme et la densité des particules. Les paramètres de transport de stabilité, de sédimentation, d'incorporation et d'érosion sont déterminés par un ensemble de prototypes et de mesures en laboratoire ou en terrain.

II.2.1 Propriétés physiques des sédiments

Taille des particules

La propriété sédimentaire la plus importante des sédiments est la taille des particules. En général, du fait que les sédiments ne possèdent pas des formes ordinaires, on peut définir la taille d'une particule par l'une des quatre méthodes suivantes:

- Le diamètre nominal d'une particule est le diamètre d'une sphère qui a le même volume que la particule;
- Le diamètre d'un sédiment sphérique ayant la même vitesse terminale de chute dans l'eau calme à 24 °C;
- La longueur minimale d'un crible carré à travers lequel la particule peut passer;
- Le diamètre de sédimentation d'une particule est le diamètre d'une sphère qui a la même vitesse de sédimentation terminale que la particule donnée dans le même fluide dans les mêmes conditions.

Forme des particules

La forme des particules est la deuxième propriété sédimentaire la plus importante dans les sédiments naturels et peut être définie par l'introduction d'un coefficient de forme qui se définit comme suit:

$$k_f = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (\text{II- 1})$$

tel que,

a- dimension la plus grande du sédiment;

b- dimension intermédiaire du sédiment;

c- dimension la plus petite du sédiment.

Il est généralement de l'ordre de 0,7 pour les graviers (toujours $k_f < 1$).

Mélange de sédiments

La variabilité de la taille des particules dans un mélange de sédiments est décrite avec une courbe granulométrique du mélange, qui est une courbe de distribution taille-fréquence cumulative montrant la taille des particules par rapport au pourcentage accumulé plus fin, par poids. Il est courant de se référer aux tailles de particules en fonction de leur position sur la courbe granulométrique. Par exemple: D_{50} est la taille moyenne géométrique des particules;

c'est-à-dire que 50% de l'échantillon est plus fin (Lane 1947). Pour définir un diamètre représentatif d'un mélange, on choisit souvent D_{50} , mais on peut utiliser également D_{90} , D_{65} , D_{50} pour calculer la rugosité du fond et parfois D_{50} et D_{35} pour l'étude des contraintes de cisaillement sur le fond.

Parmi plusieurs définitions, le diamètre moyen est souvent calculé par la formule suivante:

$$D_{moyen} = \sum p_i D_i \quad (\text{II- 2})$$

D_i : diamètre de chaque classe granulométrique;

p_i : le pourcentage en poids du matériau qui traverse le tamis de diamètre d_i .

En général, une seule taille de diamètres ne peut pas représenter parfaitement un mélange, d'où l'introduction d'un coefficient qui identifie l'uniformité de la granulométrie par l'une des formules suivantes :

Coefficient d'uniformité donné par l'expression:

$$\varphi = \sqrt{\frac{D_{75}}{D_{25}}} \quad (\text{II- 3})$$

Le diamètre moyen géométrique est calculé comme suit:

$$D_g = \sqrt{D_{84} D_{16}} \quad (\text{II- 4})$$

L'écart-type géométrique formulé comme suit:

$$G_r = 0,5 \left[\frac{D_{50}}{D_{16}} + \frac{D_{84}}{D_{50}} \right] \quad (\text{II- 5})$$

La masse volumique ρ_s est définie comme étant le rapport de la masse des particules M_s sur leur volume W_s .

$$\rho_s = \frac{M_s}{W_s} \quad (\text{II- 6})$$

ρ_s : est de l'ordre de $2,65 \text{ g/cm}^3$;

La porosité d'un mélange de sédiments est le volume des vides divisé par le volume total de l'échantillon:

$$p_o = \frac{W_v}{W_t} \quad (\text{II- 7})$$

où

p_o - porosité;

W_v - volume vide;

W_t - volume total d'échantillon.

D'autre part l'indice de vide se définit comme étant le rapport de volume des vides W_v sur le volume des particules W_s :

$$I_v = \frac{W_v}{W_s} \quad (\text{II- 8})$$

Pour un dépôt de sédiments uniformes, Han (1981) ont proposé une formule empirique pour estimer la porosité initiale:

$$p_o = 1 - 0,525 \left(\frac{D}{D + 4e} \right)^3 \quad D < 1 \text{ mm} \quad (\text{II- 9a})$$

$$p_o = 0,3 - 0,17 e^{(-0,095(D-D_o)/D_o)} \quad D \geq 1 \text{ mm} \quad (\text{II- 9b})$$

où-

D - est le diamètre des sédiments en mm,

D_o - est le diamètre de référence pris égal à 1 mm,

e - est l'épaisseur de la couche d'eau attachée aux particules solides (0.0004 mm environ).

Sur de larges gammes de données de laboratoire, une formule empirique proposée par Komura (1963) et revalidée par Wu et Wang (2006), pour un dépôt de sédiments non uniformes, la porosité est donnée sous la forme suivante:

$$p_o = 0,245 + \frac{0,0864}{(0,1 D_{50})^{0,21}} \quad (\text{II- 10})$$

où D_{50} en mm.

II.2.2 Propriétés hydrauliques des sédiments

Parmi les propriétés hydrauliques d'un sédiment et d'une grande importance pour son étude d'état, on note les caractéristiques suivantes:

Vitesse de chute (V_c)

La vitesse de chute est la propriété la plus fondamentale régissant le mouvement de la particule de sédiment dans un fluide (Graf et Yulistiyanto 1998). C'est la vitesse moyenne d'une particule tombant dans l'eau distillée au repos à une température de 24°C. Dans la phase terminale de chute, la vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V_c = \left(\frac{2k_1}{C_d k_2} (s-1)g D \right)^{0,5} \quad (\text{II- 11})$$

où-

k_1 et k_2 - coefficients de forme,

C_d - coefficient de traînée,

s - rapport de la masse volumique des sédiments à la masse volumique de l'eau tq: $s = \rho_s / \rho$,

D - diamètre des sédiments en mm,

g - l'accélération due à la gravité.

Dans le cas d'un régime laminaire où le nombre de Reynolds $R_e = \frac{V D}{\nu} < 1$, et le coefficient de

traînée résultant est donné par la relation $C_d = \frac{64}{R_e}$, la formule de vitesse de chute est la suivante:

$$V_c = \frac{(\rho_s - \rho) g D^2}{18 \mu} \quad (\text{II- 12})$$

où ν , μ sont la viscosité cinématique et dynamique de l'eau, respectivement.

Dans le cas d'un régime turbulent, où $R_e > 1$ la vitesse de chute s'écrit:

$$V_c = \sqrt{\frac{4}{3C_d} g (s-1)} \quad (\text{II- 13})$$

où le coefficient de traînée prend la valeur:

$$C_d = \frac{24 \mu}{\rho D V_c} + 1,5 \quad (\text{II- 14})$$

Ce qui donne la nouvelle formule de vitesse de chute comme suit:

$$V_c = - \sqrt{\frac{4 g D}{3 \left(\frac{24 \mu}{\rho |V_c| D} + 1.5 \right)}} (s-1) \quad (\text{II- 15})$$

La vitesse de chute des sédiments dans l'eau claire est différente à celle de l'eau mélangée avec sédiments en suspension donc un coefficient de correction K_1 est nécessaire dans ce cas:

$$V_c' = K_1 V_c \quad (\text{II- 16})$$

où-

V_c' - vitesse de chute corrigée en tenant compte des sédiments en suspension ;

K_1 - coefficient de correction;

V_c - vitesse de chute dans l'eau claire.

Dans le tableau (II- 1), nous présentons quelques équations par lesquelles le coefficient de correction K_1 peut être calculé, utilisant le coefficient de traînée C_d :

Tableau II. 1 Formules empiriques pour calculer le coefficient de correction K_1

Auteurs	Année	Remarque	Formule
Richardson et Zaki	1954	n varie de 2,9 à 4,9	$K_1 = (1 - C_d)^n$ (II- 17)
Oliver	1961	/	$K_1 = (1 - 2,15 C_d)(1 - 0,75 C_d^{0,33})$ (II- 18)
Sha	1965	$n = 3$ pour $D = 0,01$ mm	$K_1 = \left(1 - \frac{C_d}{2\sqrt{D}} \right)^n$ (II- 19)

On peut noter que la valeur du coefficient de traînée C_d , pour la forme irrégulière des particules solides est plus grande par rapport aux sédiments sphériques.

Concentration de sédiments

La concentration de sédiments est le poids de sédiments secs dans un mélange eau-sédiments par volume de mélange et est exprimée en milligrammes/litre (mg/l). Cette concentration est donnée par la relation suivante:

$$C_v = \frac{\text{volume des sédiments}}{\text{volume du mélange (eau + sédiments)}} \quad (\text{II- 20})$$

On peut également calculer la concentration massique par:

$$C_m = \frac{\text{masse des sédiments}}{\text{masse du mélange (eau + sédiments)}} \quad (\text{II- 21})$$

Selon la méthode de transport, la charge de sédiments peut être divisée en transport près du fond (charriage). Dans ce mode de transport solide près du lit les particules se déplacent par intermittence en roulant, en glissant ou en sautant. La turbulence supporte la charge en suspension dans toute la colonne d'eau. La concentration volumique transportée dans ce cas est donnée par la relation suivante:

$$C_{vt} = \frac{Q_s}{Q_s + Q_l} \quad (\text{II- 22})$$

où-

C_{vt} - concentration volumique transportée;

Q_s - débit solide en m^3/s ;

Q_l - débit liquide en m^3/s .

Tandis que la concentration massique transportée est:

$$C_{mt} = \frac{\rho_s Q_s}{\rho_s Q_s + \rho_l Q_l} \quad (\text{II- 23})$$

II.3 Phénomène de transport solide

Le transport de sédiments dans un cours d'eau peut se faire de différentes manières, d'une manière générale, deux types de transport de sédiments peuvent être distingués:

II.3.1 Transport en suspension: Si les particules ne sont jamais en contact avec le lit, on parle alors de transport en suspension. Ce mécanisme concerne les particules très fines (jusqu'à un diamètre de 1mm).

II.3.2 Transport par charriage: Si les particules sont principalement en contact avec le lit, et se déplacent par roulement, glissement et saltation sur de courtes longueurs, on parle alors du transport par charriage (figure II.1). Sur le plan scientifique, la compréhension réelle du charriage au-delà de la simple description pose de sérieuses difficultés (Yalin 1972).

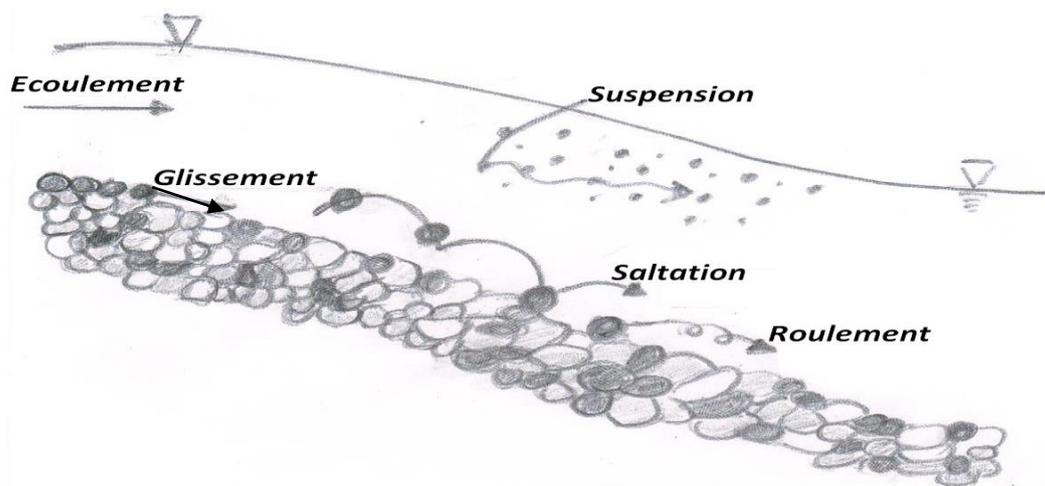


Figure II.1 Schéma des différents types de transport solide

On peut distinguer parmi les équations de transport, celles fondées sur des données expérimentales obtenues en canal de celles découlant de données de terrain.

II.3.3 Seuil de transport solide

L'état d'initiation du mouvement d'une particule solide placée au fond est évalué sur la base de considérations d'équilibre entre les forces qui lui sont appliquées. Mais dès que la vitesse d'une particule dépasse une certaine valeur critique (V_{cr}), les grains composant le fond commencent à se déplacer. Il en résulte le début du phénomène de transport solide, ce phénomène est à seuil avec les deux modes:

- Mouvement des grains près du fond par roulement ou glissement des grains les uns sur les autres ou par petits sauts (charriage);
- Entrainement par le courant turbulent, dans toute la section d'écoulement (suspension).

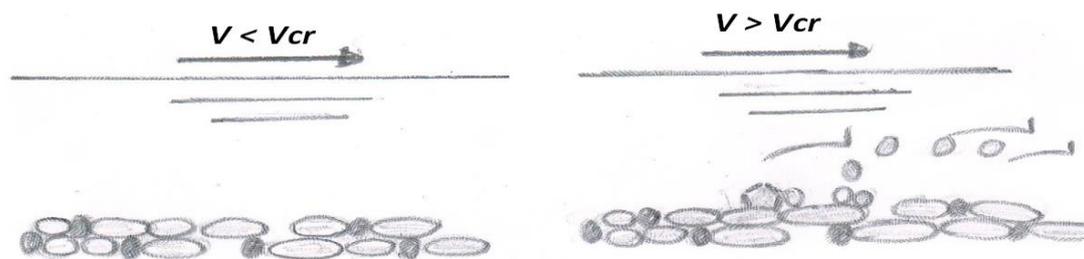


Figure II.2 Début de mouvement des particules solides du fond

Le diagramme de Shields permettant de calculer le seuil de mise en mouvement d'une particule dans un écoulement liquide. Il est permis, par exemple dans le cas d'un écoulement permanent, de calculer le frottement critique, sur un fond plat horizontal, composé de sédiments dont D_{50} varie entre 0,36 et 3,44 mm.

Pour simplifier l'utilisation de ce diagramme, nous préférons la représentation modifiée par Yalin (1972) (Figure II.3). Ce diagramme permet de calculer la valeur d'une tension adimensionnelle de frottement critique τ_* en fonction d'un diamètre adimensionnel de particule D_* de la manière suivante:

$$D_* = D \left(\frac{g(s-1)}{v^2} \right)^{1/3} \quad (\text{II- 24})$$

$$\tau_* = (s-1) \frac{R_h J}{D} \quad (\text{II- 25})$$

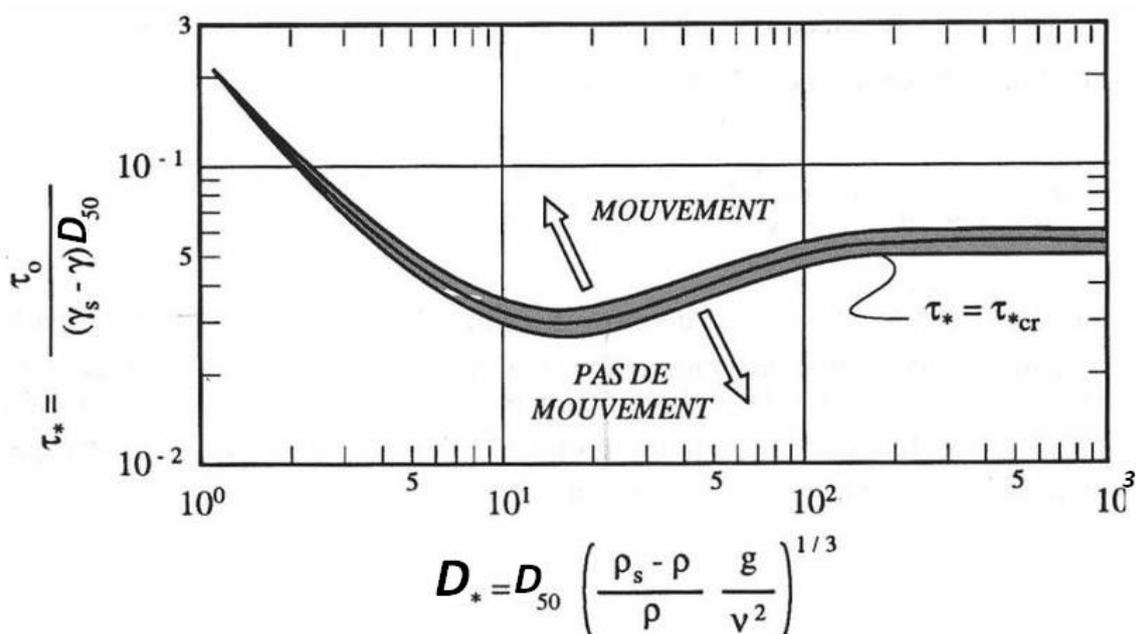


Figure II.3 Diagramme de Shields modifié d'après Yalin (1972)

II.3.4 Débit solide

Le débit solide est le volume des matériaux granulaires transportés par le courant par unité de temps. Il s'exprime en m^3/s ou kg/s . Dans ce qui suit, nous présentons quelques formules empiriques d'estimation de débits solide, par ordre chronologique. Ces formules se

répartissent en trois catégories, les formules d'estimation du débit solide par charriage (Recking, 2010, 2012), les formules de calcul du débit solide en suspension et les formules de calcul du débit solide total (sans distinguassions entre les deux modes).

II.3.4.1 Débit solide par charriage

Pour l'estimation de charriage, il n'y a pas de formule universelle, des tentatives ont été faites pour établir des relations permettant d'estimer le charriage dans un cours d'eau, à travers de nombreuses mesures sous forme réduite ou sur le terrain, ces différentes formules donnent rarement des résultats similaires, car elles ont été établies dans des conditions différentes.

Formule Meyer-Peter-Mueller (1948)

La formule de Meyer-Peter-Mueller a été établie, pour des granulométries uniformes, en utilisant des mesures en canaux du laboratoire sous la forme suivante:

$$q_{sc} = 8 \rho_s \sqrt{g(s-1)D^3_{50}} \left(\left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon} \right)^{3/2} \theta - 0,047 \right)^{3/2} \quad (\text{II- 26})$$

où-

q_{sc} - débit solide unitaire en [kg/m.s],

s - rapport de la masse volumique des sédiments à la masse volumique de l'eau tq: $s = \rho_s / \rho$,

$\varepsilon' / \varepsilon$ - rapport de la rugosité des particules ε' à la rugosité totale ε .

Avec un seuil de mise en mouvement égal à 0,138 au lieu de 0,047, selon les travaux de Parker et Klingeman (1982), la formule (II- 26) est valable pour des granulométries étendues.

Plusieurs travaux de comparaison des formules de charriage sont récapitulés par: Chien (1980), Chien et Wan (1983), Yang (1984), Van Rijn (1984a), Wu et al. (2000) et Ribberink et al. (2002). Selon les gammes de données utilisées les conclusions étaient toujours différentes, les résultats sont moyennement bons pour les données des laboratoires tandis que beaucoup moins précis pour les mesures de terrain, cela peut être dû à la difficulté des mesures sur terrain.

Formule de Dou (1964)

Cette formule est utilisée pour calculer le débit solide unitaire sous la forme:

$$q_{sc} = K_o \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho} \tau_o (V - V'_c) \frac{V}{g V_c} \quad (\text{II- 27})$$

où-

q_{sc} - débit solide unitaire en [kg/m.s],

V'_c - vitesse moyenne critique pour que la particule solide cesse de bouger,

K_o - coefficient empirique de valeur 0,01 pour le sable.

Suivant El Kadi (2006), deux approches sont utilisées, pour calculer le débit solide pour une granulométrie étendue:

- 1- Avec l'utilisation d'un diamètre représentatif du mélange sédimentaire, généralement c'est le diamètre médian D_{50} .
- 2- L'utilisation d'un mélange de plusieurs classes granulométriques, où l'ensemble des débits de chaque classe est le débit solide total. Le principal inconvénient de cette approche est qu'elle ignore les interactions entre les classes granulométriques ainsi que la difficulté de bien sélectionner le nombre et les limites des classes.

Formule de Parker (1979)

Pour calculer le débit solide unitaire par charriage, Parker (1979) a établi la formule suivante:

$$q_{sc} = 11,2 \rho_s \sqrt{g(s-1)} D_{50}^3 \frac{(\theta - 0,03)^{4,5}}{\theta^3} \quad (\text{II- 28})$$

où-

q_{sc} - débit solide unitaire en [kg .m⁻¹.s⁻¹],

θ - paramètre de Shields

Cette formule a été utilisée avec l'équation de résistance à l'écoulement pour déterminer le rayon hydraulique R_h associé à la résistance du lit.

Formule de Van Rijn (1984a)

La formule de Van Rijn est utilisée pour calculer le débit solide unitaire en introduisant le paramètre de transport T , la vitesse de frottement relative V_*' et le diamètre adimensionnel des grains solides D_* :

$$q_{sc} = 0,053 [(\rho_s / \rho - 1) g]^{1/2} \frac{D_{50}^{1,5} T^{1,2}}{D_*^{0,3}} \quad (\text{II- 29})$$

où-

T - paramètre de transport tel que $T = (V_*' / V_{*cr}')^2 - 1$,

V_*' - vitesse de frottement relative aux grains solides, tel que $V_*' = V g^{0,5} / [18 \log(12 R_h / 3 D_{90})]$,

D_* - diamètre adimensionnel des grains solides, tel que $D_* = D / [(\rho_s / \rho - 1) g / \nu^2]^{1/3}$.

Cette formule a vérifié pour des diamètres des sédiments entre (200 et 2000 μm).

Formule de Recking (2010)

L'objectif de cette formule est la prédiction de charriage, avec une connaissance limitée du matériau de lit, c'est-à-dire en utilisant uniquement les diamètres D_{50} et D_{84} comme suit:

$$q_{sc} = 0.0005 \rho_s \sqrt{g(s-1)} D_{84}^3 \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} \right)^{-18\sqrt{s}} \left(\frac{\theta_{84}}{\theta_{c84}} \right) \quad \text{pour } \theta_{84} < L_o \quad (\text{II-30-a})$$

$$q_{sc} = 14 \rho_s \sqrt{g(s-1)} D_{84}^3 \theta_{c84}^{2,45} \quad \text{pour } \theta_{84} > L_o \quad (\text{II-30-b})$$

où

L_o - point de rupture, obtenu par l'égalité des deux parties de l'équation 30, sous la forme:

$$L_o = 12.53 \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} \right)^{4,445\sqrt{s}} \theta_{c84}^{1,605} \quad (\text{II- 31})$$

q_{sc} - débit solide unitaire en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$,

ρ_s - masse volumique pour les matériaux naturels,

θ_{c84} - paramètre critique de Shields pour le début de mouvement.

II.3.4.2 Débit solide des sédiments en suspension

Formule de Zhang (1961)

Zhang (1961) a exprimé la concentration moyenne des sédiments en suspension à l'équilibre par la formule suivante:

$$C_* = K_* \left(\frac{V^3}{g h V_c} \right)^\beta \quad (\text{II- 32})$$

où-

K_* - coefficient et β est un exposant.

L'expression de C_* a été établi par Guo (1990) en fonction de $V^3 / (g R_h V_c)$:

$$C_* = \frac{1}{20} \left(\frac{V^3}{g R_h V_c} \right)^{1,5} / \left[1 + \left(\frac{1}{45} \frac{V^3}{g R_h V_c} \right)^{1,15} \right] \quad (\text{II- 33})$$

Formule de Bagnold (1966)

La formule de Bagnold est proposée pour calculer le débit solide par suspension sous la forme:

$$q_{ss} = 0,01 \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho} \frac{\tau_o V^2}{V_c} \quad (\text{II- 34})$$

où-

q_{ss} - débit solide par suspension en [N/m.s],

V_c - vitesse de chute des sédiments dans l'eau calme.

Formule de Wu et al. (2000)

Selon cette formule le débit solide par suspension est calculé, pour chaque fraction granulométrique A par:

$$\frac{q_{sw}}{\sqrt{(\gamma_s / \gamma - 1) g d^3 K}} = 0,0000262 \left[\left(\frac{\tau}{\tau_{crK}} - 1 \right) \frac{V}{V_{cK}} \right]^{1,74} \quad (\text{II- 35})$$

où-

q_{sw} - débit volumique unitaire [m^2/s],

II.3.4.3 Débit solide total

Pour une estimation directe du transport solide total (charriage et suspension), plusieurs travaux sont proposés dans la littérature scientifique (Hasbaia, 2011):

Formule de Laursen (1958)

Dans cette approche, le débit solide total est calculé, pour un mélange des sédiments transportés, comme étant la somme des débits de classes granulométriques qui le constituent:

$$C_w = 0,01 \sum_{i=1}^i p_i \left(\frac{d_i}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_b}{\tau_{ci}} - 1 \right) f \left(\frac{V_*}{V_{ci}} \right) \quad (\text{II- 36})$$

où-

C_w - concentration volumique des sédiments transportés,

P_i - représente la disponibilité des sédiments de la classe k dans le mélange sédimentaire,

i - nombre des classes granulométriques,

τ_{ci} - contrainte critique de début du mouvement de sédiment de diamètre D_i ,

τ'_b - contrainte de frottement due aux grains solides.

La contrainte de frottement induite par les grains solides est donnée par l'expression de Manning Strickler sous la forme:

$$\tau'_b = \frac{\rho V^2}{58} \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{1/3} \quad (\text{II- 37})$$

La figure II- 4 permet la lecture des valeurs de la fonction $f \left(\frac{V_*}{V_{ci}} \right)$, avec les deux courbes, une courbe est destinée pour l'évaluation de débit solide total et l'autre est utilisée pour estimer le débit par charriage.

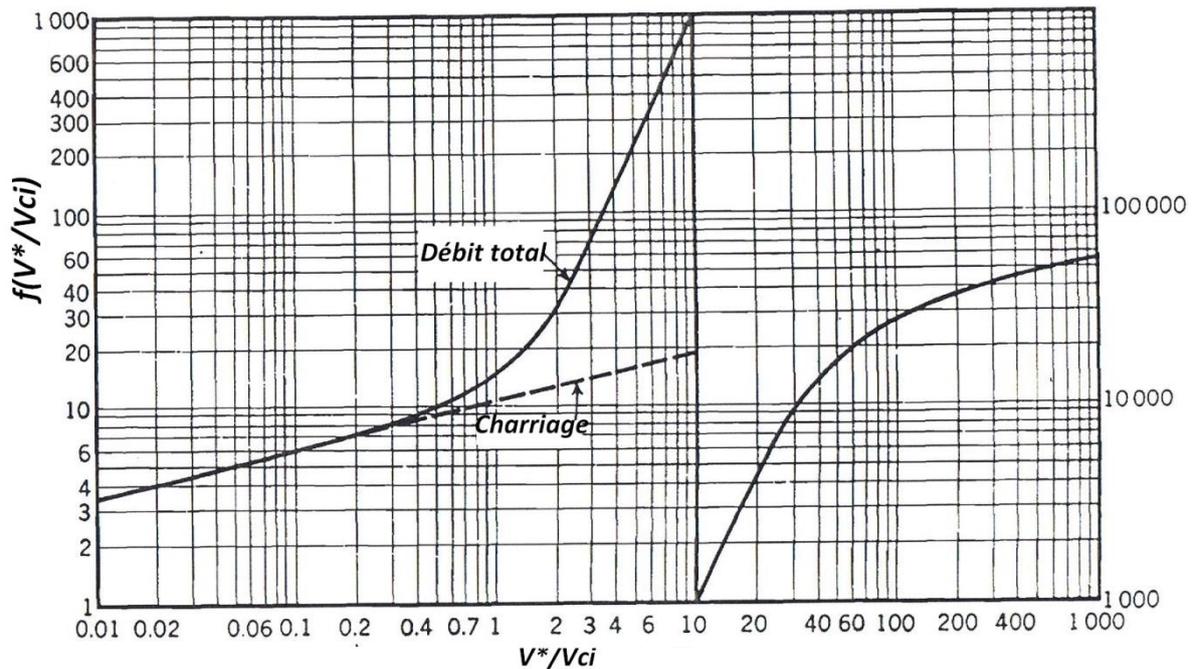


Figure II.4 La fonction $f\left(\frac{V_*}{V_{ci}}\right)$ donnée par Laursen (1958)

La formule de Laursen (1958) donne des résultats plus fiables. Cette conclusion a été tirée d'après la comparaison effectuée par Alonso (1980), entre huit formules de transport solide.

Formule d'Engelund et Hansen (1967)

Cette formule empirique donne le transport solide total en volume de grains à saturation. Elle a été validée sur des mesures de terrain (800 données) et de laboratoire (1900 données) dans un canal de 50 m de long et de 2,40 m de large et avec des sédiments de taille $0,19 < D_{50} < 93$ mm.

Pour des sédiments non cohésifs (charriage et suspension) elle est proposée sous la forme suivante:

$$\frac{2g R_h J}{V^2} \frac{q_{sw}}{\gamma_s \sqrt{(\gamma_s / \gamma - 1)g} D^3} = 0,1 \left[\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D} \right]^{5/2} \quad (\text{II- 38})$$

Wu 2008 (p. 100) a indiqué que cette formule est applicable pour des cours d'eau à fond avec dunes. Selon Engelund et Hansen (1967), nous pouvons appliquer cette formule pour un diamètre médian de grains entre $0,15 < D < 5$ mm et une contrainte de frottement adimensionnelle $0,15 < \tau_* < 2,5$.

Formule de Shen (1971)

Shen en 1971 a proposé cette formule, sur la base d'une analyse de régression multiple appliquée aux données de 514 expériences en laboratoires et 63 données de terrain, elle est écrite par l'expression suivante:

$$\log(c_o) = a_o + a_1 X + a_2 X^2 + a_3 X^3 \quad (\text{II- 39a})$$

où-

c_o - concentration en poids du matériau du fond transporté en [ppm],

X- paramètre défini comme suit:

$$X^{1/0,00750189} = \frac{VJ^{0,57159}}{V_c^{0,31988}} \quad (\text{II- 39b})$$

$$a_o = -107\,404,459 \quad (\text{II- 39c})$$

$$a_1 = 324\,214,747 \quad (\text{II- 39d})$$

$$a_2 = -326\,309,589 \quad (\text{II- 39e})$$

$$a_3 = 109\,503,872 \quad (\text{II- 39f})$$

Formule d'Ackers et White (1973)

Ackers et White en 1973 ont proposé cette formule pour des granulométries uniformes et peu étendues en utilisant 925 mesures de terrain sous les conditions: $D_{50} < 28$ mm, hauteur hydraulique relative $h/D_{50} < 200$ et un nombre de Froude $F_r < 0,8$.

Cette expression est proposée sous la forme:

$$\frac{C_t h}{D \gamma_s / \gamma} \left(\frac{V_*}{V} \right)^{\beta'} = \Lambda \left(\frac{F_{gr}}{A_c} - 1 \right)^{\beta} \quad (\text{II- 40})$$

où-

F_{gr} - coefficient de mobilité donné par:

$$F_{gr} = \frac{V_*^{\beta'}}{[(\gamma_s / \gamma - 1) g D]^{0,5}} \left[\frac{V}{\sqrt{32} \log(10h / D)} \right]^{1-\beta'} \quad (\text{II- 41})$$

avec-

Λ - coefficient empirique,

β, β' - des exposants,

A_c - valeur critique de F_{gr} pour le début de mouvement des sédiments.

A_c , β et β' sont exprimés en fonction de D^* (voir le tableau II.2).

Tableau II.2 Coefficients de la formule d'Acker-White en fonction D^*

$D^* \geq 60$	$1 < D^* < 60$
$\beta' = 0$	$\beta' = 1,00 + 0,56 \cdot \log D^*$
$A_c = 0,17$	$A_c = 0,23 D^{*-0,5} + 0,14$
$\beta = 1,50$	$\beta = 9,66 D^{*-1} + 1,34$
$\Lambda = 0,025$	$\log \Lambda = -3,53 + 2,86 \log D^* - (\log D^*)^2$

D'après la constatation de Brownlie (1981), les deux formules d'Ackers-White (1973) et Engelund-Hansen (1967) donnent de bons résultats.

Formule de Yang (1973, 1979)

Sur la base d'expériences de laboratoire et de terrain, Yang (1973) a proposé une formule pour l'estimation du transport solide total sous la forme suivante:

$$\log C_t = M + N \log \left(\frac{V J}{V_c} - \frac{V_{cr} J}{V_c} \right) \quad (\text{II- 42a})$$

Si $D < 2$ mm (les sables):

$$M = 5,435 - 0,286 \log \left(\frac{V_c d}{v} \right) - 0,457 \frac{U_*}{V_c} \quad (\text{II- 42b})$$

$$N = 1,799 - 0,409 \log \left(\frac{V_c D}{v} \right) - 0,314 \log \left(\frac{V_*}{V_c} \right) \quad (\text{II- 42c})$$

Pour des $V_{cr} J / V_c$ relativement faibles, Yang (1979) propose une autre formule du même genre, cette relation est écrite sous la forme:

$$\log C_t = B + \partial \log \left(\frac{V J}{V_c} \right) \quad (\text{II- 43a})$$

$$B = 5,165 - 0,153 \log \left(\frac{V_c D}{v} \right) - 0,297 \frac{V_*}{V_c} \quad (\text{II- 43b})$$

$$\partial = 1,780 - 0,360 \log \left(\frac{V_c D}{v} \right) - 0,480 \log \left(\frac{V_*}{V_c} \right) \quad (\text{II- 43c})$$

où-

C_t - concentration des sédiments en poids (ppm).

Pour déterminer la vitesse critique de début de mouvement V_{cr} , Yang (1979) propose la formule:

$$\frac{V_{cr}}{V_c} = \frac{2,5}{\log\left(\frac{V_*D}{v}\right) - 0,06} + 0,06 \quad \text{pour } 1,2 < \frac{V_*D}{v} < 70 \quad (\text{II- 44a})$$

$$\frac{V_{cr}}{V_c} = 2,5 \quad \text{pour } \frac{V_*D}{v} \geq 70 \quad (\text{II- 44b})$$

Formule de Karim et Kennedy (1990)

L'estimation de débit volumique par cette formule se fait en fonction des caractéristiques des sédiments et des paramètres de l'écoulement par l'expression suivante:

$$\log\left[\frac{q_w}{\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}}\right] = -2,279 + 2,972 K' + 1,060 K' K''' + 0,299 K'' K''' \quad (\text{II- 45a})$$

où-

$$K' = \log\left[\frac{V}{\sqrt{g(s-1)D_{50}}}\right], \quad K'' = \left(\frac{h}{D_{50}}\right), \quad K''' = \log\left[\frac{V_* - V_{*cr}}{\sqrt{g(s-1)D_{50}}}\right] \quad (\text{II- 45b})$$

Une autre formule est suggérée par Karim et Kennedy aussi en (1990) pour calculer le transport solide total sous la forme suivante:

$$\frac{q_{st}}{\sqrt{g(s-1)D_{50}^3}} = 0,00151 \left[\frac{V}{\sqrt{g(s-1)D_{50}}}\right]^{3,369} \left[\frac{V_* - V_{*cr}}{\sqrt{g(s-1)D_{50}}}\right]^{0,840} \quad (\text{II- 46})$$

Dans le tableau ci-dessous, on récapitule les formules de prévision du transport solide total, avec les aspects fondamentaux de chaque formule:

Tableau II.3 Formule des prévisions du transport solide

Formules	Caractéristique des sédiments	Caractéristiques de l'écoulement	Limites
Laursen (1958)	D_{50}, V_c	V, h, J	/
Engelund et Hansen (1967)	D_{50}, γ_s	V, h, J	$D_{50} > 0,15$ mm non valable pour des lits avec de rides.
Shen et Hung (1971)	D_{50}, γ_s	V, h, J	/
Ackers et white (1973)	D_{35}, γ_s	V, h, J	$F_r < 0,8$
Yang (1973, 1979)	D_{50}, γ_s	V, h, J	/
Karim et Kennedy (1990)	D_{50}, γ_s	V, h, J	/

D : Diamètre du matériau de fond dont i % en poids est plus fin; γ_s : Poids volumique du matériau de fond; V : Vitesse moyenne d'écoulement; h : Hauteur moyenne d'écoulement; J : perte de charge unitaire; F_r : Nombre de Froude.

II.4 Conclusion

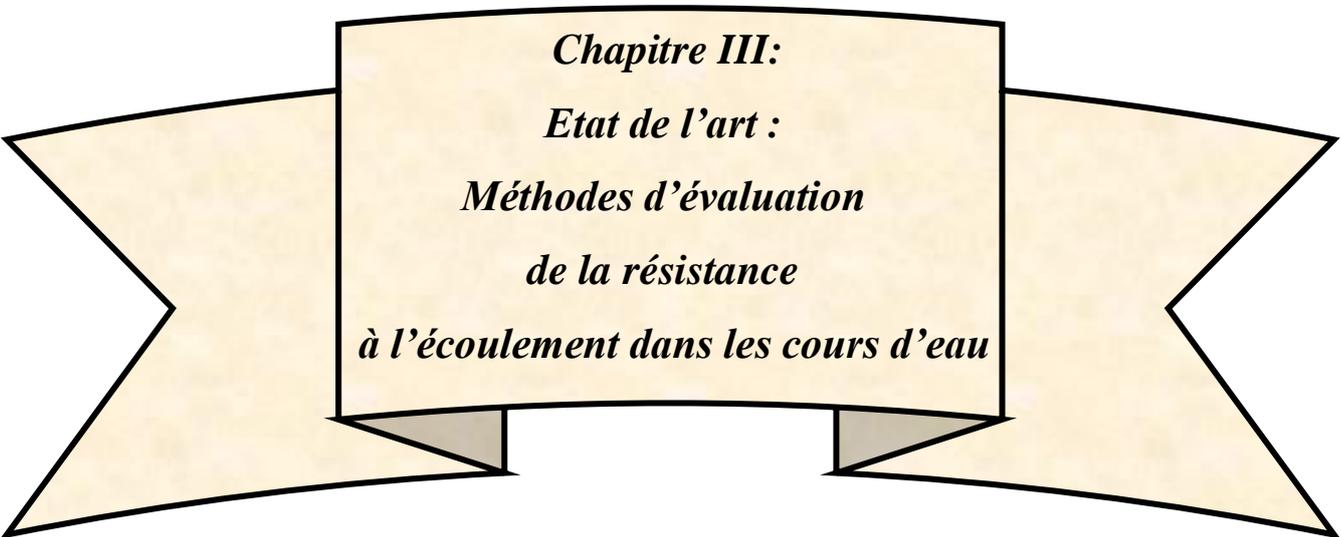
A travers ce chapitre, nous avons expliqué les propriétés les plus importantes des sédiments et les méthodes d'évaluation de transport solide, sachant que chaque type de transport de sédiment (charriage ou suspension) a un nombre important de formules spécifiques. Par ailleurs, nous avons essayé de citer les approches et les formules les plus utilisées dans littérature scientifique par ordre chronologique. Il faut bien noter que chaque modèle a ses conditions et son domaine d'application spécifique.

Les résultats de validation de ces formules sont toujours différents et variables selon les gammes de données utilisées, mais, on peut dire que leurs résultats sont moyennement bons pour les données des laboratoires et beaucoup moins précis pour les mesures de terrain, ce dernier constat est expliqué par la difficulté des mesures sur terrain. Selon la comparaison d'Ackers et White en 1973 et la constatation de Yang et Molinos (1982), la formule d'Engelund-Hansen (1966) donne de bons résultats; selon un ensemble de données de laboratoire et de terrain.

Cardoso et Neves (1994) ont effectué une étude comparative entre les 9 formules de transport solide total en utilisant 2739 données, les formules de Karim et Kennedy (1990) ont donné des résultats meilleurs avec une bonne précision, tandis que les formules de Shen et Hung (1971) et Ackers et White (1973) produisaient de bonnes prévisions. Ces prédictions sont très utiles pour le dimensionnement des aménagements hydrauliques.



Chapitre III:
Etat de l'art :
Méthodes d'évaluation
de la résistance
à l'écoulement dans les cours d'eau



Chapitre III

Etat de l'art: Méthodes d'évaluation de la résistance à l'écoulement dans les cours d'eau

III.1 Introduction

L'estimation de la résistance à l'écoulement est importante dans tous les calculs hydrauliques notamment les conceptions des ouvrages hydrotechniques, les aménagements de protection contre les inondations, le dimensionnement et l'aménagement des canaux naturels ou artificiels.

La résistance à l'écoulement doit être correctement représentée dans les modèles hydrauliques avec ou sans transport de sédiments, l'erreur dans ce facteur peut induire implicitement des erreurs considérables et même dangereuses dans le calcul des autres paramètres hydrauliques dans les simulations des écoulements.

Les méthodes et les approches d'évaluation du coefficient de frottement sont multiples, l'équation la plus fréquemment utilisée reliant les paramètres d'écoulement en canal ouvert à la résistance à l'écoulement est l'équation de Manning-Strickler.

Les premières approches proposées pour estimer la résistance à l'écoulement dans les cours d'eau ignorent les facteurs liés aux sédiments transportés par l'écoulement et les modifications et les configurations du lit, elles considèrent le frottement dû à la rugosité des parois uniquement.

Lors du transport de sédiments, la résistance à l'écoulement dépend en fait de l'intensité du transport, de la taille des sédiments et de la taille et la forme de la configuration du lit. Pour tenir compte de ces facteurs, de nouvelles équations sont régulièrement proposées et validées dans la littérature scientifique.

La multitude des équations proposées pour évaluer la résistance à l'écoulement a permis de réaliser beaucoup de travaux de comparaison dont l'objectif de chercher le meilleur modèle dans chaque situation (e.g., White et al. 1980; Brownlie 1983; van Rijn 1984; Wu et Wang 1999, Huang 2007). Les données utilisées sont de différentes natures ; de laboratoire et de

terrain, mais les résultats sont très variables d'une situation à une autre et aucun constat n'est universel.

III.2 Evaluation de la résistance d'écoulement dans les cours d'eau

Les estimations sont souvent faites sur la base d'une évaluation visuelle des sources de la résistance à l'écoulement dans le canal. Des travaux de recherche importants, notamment ces dernières années, sont menés pour réduire les erreurs associées à la prédiction de la résistance à l'écoulement. Malgré le nombre important de formules proposées, les écarts entre les valeurs mesurées et calculées sont toujours préoccupants.

Dans le domaine de calcul et d'évaluation la résistance à l'écoulement on peut distinguer plusieurs catégories de formules: Des formules basées sur l'intégration de profil de vitesse; formules qui tiennent en considération la granulométrie des sédiments du fond; formules qui tiennent en compte la forme du fond (dunes, rides, antidunes, ...) et les formules de résistance à l'écoulement proposées dans le contexte du transport de sédiments.

Pour l'approche basée sur l'intégration d'un profil de vitesse, le facteur de frottement de Darcy-Weisbach f , qui est un coefficient sans dimension peut être exprimé avec la relation de Darcy-Weisbach, rappelée ci-après:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{V}{V^*} \quad (\text{III- 1})$$

La plupart des équations empiriques proposées sont dérivées pour ce facteur. Pour calculer f , il faut également estimer la vitesse de frottement V^* qui est utilisée pour décrire les champs de vitesse, liés au contrainte de cisaillement au fond, dans un fluide en mouvement. En règle générale, cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V^* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \quad (\text{III- 2})$$

où- τ_o représente contrainte de cisaillement sur le fond.

Dans un écoulement uniforme à surface libre, cette vitesse peut être déterminée en mesurant la pente de lit ou à partir du profil de vitesse mesuré. La première approche nécessite une mesure précise de la pente de la surface de l'eau et permet d'évaluer la vitesse de frottement pour un long tronçon de rivière. L'inconvénient de cette approche est la difficulté de mesurer avec précision la pente de la surface de la rivière. Pour la deuxième approche, les valeurs de la

vitesse de frottement V^* dans les sections de rivière peuvent être obtenues en mesurant les profils des vitesses V/V^* .

Dans la zone intérieure de l'écoulement, près de la paroi $z/h \leq 0,2$, la vitesse est fonction de la tension à la paroi, la nature de la paroi et les propriétés du liquide, en fait, elle suit la loi logarithmique de type (III-3) (Graf et Altinakar, 1993):

$$\frac{V(z)}{V^*} = \frac{1}{\kappa} \ln(z) + c' \quad (\text{III- 3})$$

où-

z - distance verticale mesurée à une certaine distance du fond,

$V(z)$ - vitesse à la cote z ,

h - profondeur de l'écoulement,

V^* - vitesse de frottement,

κ - constante de Karman ($\kappa = 0,4$), pour des écoulements de faible profondeur relative (submersion) $\kappa = 0,18$ (Dittrich et Koll 1997),

c' - constante.

Selon Eq. (III- 3), le rapport V/V^* peut être utilisé pour calculer le coefficient de frottement f (Hosseini et Hajibabaei, 2020).

La loi logarithmique précédente est remplacée par la loi de vitesse déficitaire, dans le cas d'une zone extérieure ($0,2 \leq z/h \leq 1$), où la vitesse est fonction de la vitesse maximale V_{max} , la profondeur d'eau h et du gradient de la pression motrice $\overline{\partial p^*} / \partial x$, l'expression est donnée sous la forme (Graf et Altinakar, 1993):

$$\frac{V_{max} - V}{V^*} = f \left(\frac{z}{h}, \frac{h}{\tau_0} \frac{\overline{\partial p^*}}{\partial x} \right) \quad (\text{III- 4})$$

Par l'intégration de la loi logarithmique de vitesse sur la profondeur, on trouve une relation de la forme suivante:

$$\left(\frac{1}{f} \right)^{1/2} = \frac{V}{V^*} = \frac{1}{\kappa} \log \left(\frac{R_h}{k_s} \right) + a' \quad (\text{III- 5})$$

où-

k_s - rugosité équivalente en mm,

a' - constante dépendante de la forme géométrique du canal et du nombre de Froude selon Hey (1979) et (Chow 1959 p. 205).

Keulegan (1938), à travers de nombreuses expériences, propose une valeur de $a' = 6,25$ pour les écoulements turbulents dans des canaux rugueux, d'après Ferguson (2007) cette même valeur est utilisée par de nombreux auteurs. k_s est la rugosité du lit, Kironoto et Graf (1994) appuient la définition de k_s comme étant le diamètre médian D_{50} , pour des lits constitués par un matériau uniforme. Selon Millar (1999), l'utilisation de D_{50} pour des cours d'eau en gravier sous-estime le frottement et surestime la vitesse. Dans un lit constitué avec des sédiments non uniformes la valeur de k_s est plus grand que le diamètre médian, dans le tableau III.1 nous récapitulons plusieurs expressions de k_s citées par Kabir (1992), Millar (1999), Van Rijn (1984c), et Yen (2002).

Tableau III.1 Différentes expressions de k_s Kabir (1992), Millard (1999), Van Rijn (1984c), et Yen (2002)

Sources	k_s
Strickler (1923)	$3,3D_{50}$
Keulegan (1938)	D_{50}
Meyer-Peter et Muller (1948)	D_{50}
Irmay (1949)	$1,5D_{65}$
Einstein et Barabarossa (1952)	D_{65}
Lane et carlson (1953)	$3,2D_{75}$
Leopold et al. (1964)	$3,3D_{50}$
Simon et Richardson (1966)	$3,3D_{50}$
Engelund et Hansen (1967)	$2D_{65}$
Limerinos (1970)	$2,8D_{84}$
Mahmood (1971)	$5,1 D_{84}$
Ackers et White (1973)	$1,23D_{50}$
Kamphius (1974)	$2D_{90}$
Charlton et al. (1978)	$3,5D_{90}$
Hey (1979)	$3,5D_{84}$
Gladki (1979)	$2,5D_{80}$
Thompson et Campbell (1979)	$2D_{50}$
Griffiths (1981)	D_{50}
Ikeda (1983)	$1,5D_{84}$
Hammond et al. (1984)	$6,6D_{50}$
Van Rijn (1984c)	$3D_{90}$
Colosimo et al. (1986)	$3-6D_{84}$
Whiting et Dietrich (1990)	$2,95D_{84}$

Millar (1999)

$5,9D_{50}, 2,9D_{84}$

Plusieurs études ont été réalisées pour évaluer la perte de charge dans les canaux, avec un lit en gravier, dans des conditions d'écoulement turbulent. Griffiths (1981) a proposé une étude basée sur des données de 136 échantillons de 72 points provenant de 46 rivières de gravier en Nouvelle-Zélande. Par des considérations théoriques et à l'utilisation de l'analyse dimensionnelle, Griffiths a déduit des relations au moyen d'une régression linéaire et multiple.

Grâce à des expériences en laboratoire, Aberle et Smart (2003) notent que la détermination de la résistance à l'écoulement peut être améliorée par la loi logarithmique en utilisant l'écart type des hauteurs de lit comme caractéristique dimensionnelle de rugosité. Les résultats obtenus n'ont pas été vérifiés par des données de terrain.

Parmi les formules d'évaluation de la résistance à l'écoulement, on distingue celles de Wang et Dawdy (2014) proposées pour améliorer la précision de la prédiction, seules les données contenant $D_{84}/R_h < 1$ ont été utilisées pour l'analyse de régression multiple. Cette formule obtenue exprime le frottement en fonction du nombre de Froude F_r et la profondeur relative R_h/D_{84} . La comparaison de cette formule avec les formules de Léopold et Wolman 1957, Limerinos 1970, Hey 1979, Bary 1979, Griffiths 1981, montre des résultats plus meilleurs, cependant, ses erreurs sont toutefois élevées à environ 47%.

Le coefficient de frottement de Darcy peut être également estimé avec précision par l'approche théorique proposée par Ferro 2018, cette dernière est basée sur une équation de profil de vitesse V . Une nouvelle équation de résistance à l'écoulement dans un canal ouvert a été testée pour un lit en gravier. A la fin de son étude, Ferro (2018) a conclu que son modèle est plus efficace que les modèles qui reposent sur la profondeur relative R_h/D uniquement.

De la même manière que pour l'équation de Ferro (2018), Di Stefano et al. 2019, ont proposé une autre formule qui tient en compte le transport solide. De ce fait, le coefficient de frottement est formulé par la pente et le nombre de Shields. Les jeux de données utilisés ont montré que les erreurs de ce modèle sont nettement faibles.

Une autre formule établie par Banerjee et al 2018 est vérifiée et validée en utilisant un ensemble de données de: Bogardi et Yen (1939), Casey (1935), Gilbert (1914), Graf & Suzuka (1987), HoPang-Yung (1939), Mavis et al. (1937), Paintal (1971), Recking (2006), Rickenman (1990), Smart et Jaeggi (1983), ainsi que les données de cette étude; pour estimer

le coefficient de frottement. Les résultats de cette formule donnent des valeurs comparativement moins erronées que des formules précédentes.

Bao et al., 2018, sur la base de 39 expériences en laboratoire avec un écoulement non permanent, ils ont proposé un modèle plus stable avec des résultats de calcul du coefficient de frottement très améliorés, la comparaison avec les valeurs mesurées enregistre un coefficient de détermination $R^2 = 0,86$.

Dans le tableau III.2, nous récapitulons quelques formules basées sur l'intégration de profil de vitesse.

Une approche basée sur la taille de la granulométrie de lit est utilisée également pour l'évaluation de la résistance à l'écoulement.

Strickler (1923) à exprimer la résistance à l'écoulement par la taille des grains du lit, toutefois, il a formulé son coefficient Strickler K_s en fonction du diamètre représentatif des sédiments du lit par la formule: $K_s = 21,1/D^{1/6}$. Cette contribution de Strickler a été validée expérimentalement quelques années plus tard sur des fonds plats. Dans la littérature scientifique, de nombreuses équations ont été proposées pour calculer le frottement en intégrant différents facteurs et dans différentes situations, la performance de chaque équation est toutefois variable en fonction de l'identification du régime d'écoulement et la bonne détection de la forme du lit. Yen 2002 et Singh 1996 ont noté qu'en écoulement uniforme, la rugosité relative D_{50}/h à la plus grande influence sur le facteur de frottement f . En rugosité à grande échelle, le coefficient de rugosité peut être exprimé par la taille de granulométrie D . Cela a été conclu dans de nombreuses études comme: Einstein et Barbarossa (1952), Bathurst (1978), Bray (1982), Lawrence (1997) et Ferro (1999). La résistance à l'écoulement dans les lits de gravier est due à la fois aux grains solides et les formes de lit (Afzalimhr et al., 2007).

À travers les résultats de plusieurs études, telles que: Bathurst (1982), Ferguson (2007), Rickenmann et Recking (2011), Di Stefano et al. (2017) et Namaee et Whitcombe (2017), il a été observé lorsque la profondeur relative R_h/D augmente; le coefficient f diminue. Ces résultats montrent le rôle déterminant de la granulométrie dans l'évaluation du coefficient de frottement dans un lit, notamment celui en gravier.

Tableau III.2 Formules basées sur l'intégration de profil de vitesse.

Formule	Vérification	Domaine de validation	Erreur %	Nombre de donnée N
Recking et al. 2008 $\sqrt{\frac{8}{f}} = 3,6 + 5,75 \cdot \text{Log}\left(\frac{R_h}{D}\right)$	<ul style="list-style-type: none"> - Lit en gravier; - Ecoulement avec charriage; 	$1 < I < 9\%$ $8 < h < 83 \text{ mm}$ $0,3 < Q < 20 \text{ l/s}$ $0,5 < F_r < 1,82$ $2,3 < D < 12,5 \text{ mm}$ $R_h/D < 17$	Une erreur moyenne normalisée inférieure à 30 % pour l'ensemble des données.	152
Ferro 2018: $\Gamma = \frac{0,2579 \cdot F_r^{1,1108}}{I^{0,5891}}$ $f = 8 \left[\frac{2^{1-\delta} \cdot \Gamma \cdot R_e^\delta}{(\delta + 1) \cdot (\delta + 2)} \right]^{-2/(1+\delta)} \text{ et } \delta = \frac{1,5}{\text{Ln} R_e}$	<ul style="list-style-type: none"> - Lit en gravier; - Ecoulement avec charriage; 	$0,21 \leq h/D_{84} \leq 1,69$ $1,7 \leq I \leq 7,5$ $0,05 \leq F_r \leq 0,68$	<ul style="list-style-type: none"> - 99,5% des erreurs d'estimation sont inférieures ou égales à 20%. - 97,8% des erreurs sont inférieures ou égales à 10%. 	653
Banerjee et al. 2018: $\sqrt{\frac{8}{f}} = 3,55 \cdot \text{Ln}\left(\frac{R_h}{D}\right) + 0,29$	<ul style="list-style-type: none"> - Lit en gravier; - Ecoulement avec charriage; 	$D_{50} = 6,5 \text{ mm};$ $I = 0,0025 (0,25\%);$	19%	19
Di Stefano et al. 2019 $\Gamma = 0,4249 \frac{F_r^{1,1097}}{I^{0,4749} \theta^{0,1377}}$	<ul style="list-style-type: none"> - Ecoulement en canal ouvert avec transport solide. 	$639 \leq R_e \leq 5529$ $1,57 \leq F_r \leq 8,14$ $18\% \leq I \leq 84\%$	<ul style="list-style-type: none"> - 97,1% d'erreur inférieure ou égal 2% - 77,1% d'erreur inférieure ou égal 1% 	35

Tq : f - coefficient de frottement de Darcy, F_r - nombre de Froude, D_{50} , D_{84} - taille du matériau pour lequel 50%, 84% des matériaux sont plus fin, Γ - fonction du profil de vitesse, I - la pente, R_h - rayon hydraulique, D - diamètre du gravier, h - la hauteur d'eau m, θ - nombre de Shields, R_e - nombre de Reynolds.

Dans une autre approche, la résistance à l'écoulement est formulée pour tenir en compte les formes du fond en plus de la rugosité.

Les lits des cours d'eau naturels changent de forme d'un lit plat à un lit avec formes (rides, dunes, antidunes, ..). La forme du lit ne gardent pas une même configuration, ces changements sont variables dans l'espace et dans le temps, en fonction de la nature des sédiments constituant le fond et le régime d'écoulement.



Figure III.1 Schéma d'une forme de lit type anti-dune

Les différentes constatations ont confirmé que la résistance à l'écoulement est générée à la fois par les différentes formes du lit en plus de la rugosité des sédiments, cela est dû à la traînée de forme causée par la répartition de la pression sur les formes de lit. Einstein et Barbarossa 1952 ont supposé que la résistance totale à l'écoulement est générée de deux frottements: le frottement dû au grain solide et celle de la forme de lit.

D'après Yu et Lim (2003), la vitesse d'écoulement dans un lit avec dunes peut être à 60 % plus petite à celle dans un lit plat et rigide, les formes de lit et de chenal affectent la résistance à l'écoulement et le transport des sédiments (Hassan et Reid, 1990; Aberle et Smart, 2003; Nitsche et al., 2011). Galay (1967) et Gladki (1979) confirment que les lits en gravier se déforment en régime fluvial en dunes et en bancs, contrairement aux lits en sables.

La résistance à l'écoulement dans le lit en gravier peut être due à la fois aux formes et aux grains solides du même lit (Hill, 1967). Pour confirmer l'importance de la participation des formes dans les lits à gravier dans la résistance à l'écoulement, Millar (1999) a mené une étude sur 176 rivières en gravier à plein bord, la contribution des formes dans la résistance à

l'écoulement est estimée en moyenne à 51%, mais elle est variable de 0% à 90%. Dans ce sens Griffiths (1981) a proposé trois relations pour un lit à fond rigide et des rivières à fonds mobiles avec charriage. Pour un lit rocheux Pagliara et al. 2008, ont proposé une relation liant la résistance à l'écoulement en termes de coefficient de frottement de Darcy-Weisbach en fonction du pourcentage de la couverture des roches, de la profondeur relative h/D_{84} et de la pente de lit, la comparaison de la loi logarithmique avec les données de l'expérience précédente montre une corrélation raisonnable dans la plage empirique testée. Roushangar et al., 2018 ont développé un modèle capable, avec des résultats acceptables, de prédire le coefficient de Manning n dans un lit formé en dunes.

Les régimes de stabilité des formes de lit sont encore largement inconnus pour les cours d'eau de montagne (Wohl et Merritt, 2005 ; Zimmermann et al., 2010; Buffington et Montgomery, 2013; Palucis et Lamb, 2017). Les observations sur le terrain suggèrent que différentes morphologies de chenaux peuvent être attribuées à des plages distinctes de la pente du lit (Buffington et Montgomery, 2013). En cas de lit plat, la rugosité est représentée par des configurations géométriques des sédiments déposés ou par la taille des particules du lit (Di Stefano et al., 2017).

On peut également citer d'autres facteurs de frottement comme celui relatif à l'effet de charriage (Palucis et al., 2018), ce type de frottement se développe en particulier dans les rivières alluviales (Bathurst et Simons, 1983; Bergeron et Carbonneau, 1999; Colosimo et al., 1988; Omid et al., 2010; Song et al., 1998).

Pour formuler cet effet, plusieurs auteurs ont proposé des formules en tenant en compte plusieurs paramètres comme la plage de granulométrie, les conditions hydrauliques, la pente du lit, etc. et ont constaté que le coefficient frottement f_c calculés pouvait varier de plusieurs ordres de grandeur par rapport au coefficient mesuré f_m (Gomez et Chrurch, 1989; Rickenman, 2001).

L'influence de transport solide sur la résistance à l'écoulement a été étudiée par de nombreux chercheurs. Chien et Wan (1999) ont confirmé que la valeur du coefficient de frottement en écoulement avec charriage est supérieure à celle en eau claire. L'effet du charriage est illustré par la diminution de la vitesse d'écoulement qui augmente la valeur de rugosité apparente et la couche de sédiment en mouvement (Mendicino et Colosimo, 2019). Wang et al. (1998) ont mené des expériences sur la variation de la résistance à l'écoulement sur des lits lisses, graveleux et caillouteux. Ils ont confirmé que la résistance à l'écoulement était clairement

influencée par les sédiments en suspension. Une concentration plus élevée de sédiments dans l'eau augmente la résistance à l'écoulement jusqu'à atteindre un pic lorsque le taux de sédiments est proche des conditions d'équilibre (Chow, 1959; Vanoni et Nomicos, 1960; Omid et al., 2003; Calomino et al., 2004; Gao et Abrahams, 2004; Hu et Abrahams, 2004; Mahdavi et Omid, 2004; Campbell et al., 2005; Wang et al., 2011).

Palucis et al. (2018) ont mené des expériences en utilisant une gamme de débits et de taux de transport de sédiments dans un canal de 12 m de longueur avec des pentes de lit de 10%, 20% et 30% et un lit en gravier, ils ont conclu que le coefficient de résistance à l'écoulement augmente en présence de formes de lit et de transport des sédiments. Dans le but d'évaluation de frottement dans les cours d'eau avec un lit en gravier, Recking et al. 2008 a étudié trois régimes: 1- Régime d'écoulement sans charriage, 2- Régime d'écoulement avec charriage faible, 3- Régime d'écoulement avec charriage intense. Par conséquent, ils ont proposé d'associer à chaque régime une équation propre pour évaluer le frottement.

Dans des rivières en gravier, sans estimation explicite du coefficient de frottement, López et al. (2007), pour une autre approche, récapitulé plusieurs travaux basés sur l'évaluation de la résistance à l'écoulement (voir tableau III.3) à partir des corrélations entre le coefficient de frottement f et les variables représentatives de l'écoulement (le gradient d'énergie J , et le rayon hydraulique R_h). Golubstov (1969), Bray (1979), Jarrett (1984), Sauer (1990) et Yang et al. (2005) ont proposé des formules d'équations de frottement basées sur le même principe de López et al. (2007).

Sur la base de 904 données des rivières en gravier et des cours d'eau en montagnes, López et al. (2007) ont calibré et validé trois types de ces relations, dont l'erreur moyenne relative est estimée de 33 à 36% sur l'ensemble des données. Les travaux de Riggs (1976), Williams (1978), Dingman et Sharma (1997), Bjerklie et al. (2003, 2005) proposent des relations entre le débit Q , R_h , et J par la voie des régressions multiples. Ils supposent que le coefficient de Manning est fonction du rayon hydraulique et du gradient d'énergie.

Dans le tableau III.3, nous citons quelques formules qui tiennent en considération la forme de lit, la granulométrie et les paramètres d'écoulement.

Tableau III.3 Quelques formules qui tiennent en considération la granulométrie, la forme de lit et les paramètres d'écoulement

Formule	Vérification	Domaine de validation	Erreur %	Nombre de données N
Williams 1978: $Q = 4,0 S^{1,21} J^{0,28}$	Formule calibrée et validée sur la base des données.	$0,5 < Q \text{ (m}^3/\text{s)} < 28,3 \cdot 10^3$ $0,7 < S \text{ (m}^2) < 8,51 \cdot 10^3$ $0,25 < R_h \text{ (m)} < 16,7$ $0,0041 < I \% < 8,1$ $0,00019 < D_{50} \text{ (m)} < 0,19$	/	233
Bray 1979: $Q = 7,96 S R_h^{0,60} J^{0,29}$ $Q = 9,62 S R_h^{2/3} J^{0,32}$ $n = 0,104 J^{0,177}$ $Q = 6,17 S R_h^{1/2} J^{0,24}$	Formule calibrée et validée sur la base des données.	$5,52 < Q \text{ (m}^3/\text{s)} < 8,21 \cdot 10^3$ $6,33 < S \text{ (m}^2) < 3,73 \cdot 10^3$ $0,44 < R_h \text{ (m)} < 6,92$ $0,022 < I \% < 1,5$ $0,019 < D_{50} \text{ (m)} < 0,145$	/	67
Jarrett 1984: $Q = 3,17 S R_h^{0,83} J^{0,12}$ $n = 0,32 J^{0,177} R_h^{-0,16}$	Formules calibrées et validées sur la base des données.	$0,34 < Q \text{ (m}^3/\text{s)} < 128,2$ $1,03 < S \text{ (m}^2) < 63,4$ $0,15 < R_h \text{ (m)} < 2,1$ $0,2 < I \% < 4,0$ $0,06 < D_{50} \text{ (m)} < 0,43$	/	75
Meunier 1989: $Q = 1,3 S R_h^{0,86} J^{-0,084}$	Formule calibrée et validée sur la base des données.	$0,137 < Q \text{ (m}^3/\text{s)} < 195$ $0,52 < S \text{ (m}^2) < 79,5$ $0,102 < R_h \text{ (m)} < 1,60$ $0,4 < I \% < 4,0$ $0,06 < D_{50} \text{ (m)} < 0,34$	/	44
Yu et Lim 2003 $J = \frac{V^2}{44,9 g \cdot D_{50} \cdot \left(\frac{R_h}{D_{50}}\right)^{4/3}}$	La formule proposée a été testée avec 629 données	Pour des fonds plats et rigides	/	629 données expérimentales
Yang et al. 2005: $J = J' + (J'' - J') \frac{\alpha \delta}{L}$ Lower regime $\alpha = \frac{45}{1 + 5\delta/h}$	La validité de la formule proposée a été testée avec 670 mesures de canaux et 1540 observations de terrain.	$k'_s = 2 D_{50}$	71% de tous les ensembles de données compris dans la plage d'erreur de $\pm 20\%$.	1540 observations de terrain.

Upper regime $\alpha = \frac{8}{1+5\delta/h}$				
Bjerklie et al, 2005: $Q = 7,14 S R_h^{0,67} J^{0,33}$ $Q = 4,84 S^{1,10} R_h^{0,53} J^{0,33}$	Formules calibrées et validées sur la base des données.	$0,01 < Q \text{ (m}^3/\text{s)} < 27,6 \times 10^3$ $0,29 < S \text{ (m}^2) < 12,5 \times 10^3$ $0,1 < R_h \text{ (m)} < 12,39$ $0,0043 < I \% < 4,0$	/	680
López et al, 2007: $Q = 6,04 S R_h^{0,82} J^{0,26}$ $Q = 5,56 S^{1,03} R_h^{0,77} J^{0,27}$ $Q = 2,93 S^{1,02} R_h^{0,79} J^{-0,057 \log J}$	Formules calibrées et validées sur la base des données.	Rivières en gravier et cours d'eau en montagnes $3,50 < Q \text{ (m}^3/\text{s)} < 8,21 \times 10^3$ $0,05 < S \text{ (m}^2) < 3737$ $0,03 < R_h \text{ (m)} < 6,92$ $0,001 < I \% < 16$ $0,0070 < D_{50} \text{ (m)} < 51$	36%	904
Roushangar et al. 2018: $n = (d_o^6 \times d_1^{0,3})^2 + (\sqrt[3]{d_1} - d_2^2) + d_2 \times d_o^3$	Les résultats ont prouvé que cette formule est capable de prédire la Le coefficient de Manning.	un lit de dunes. $d_1 = R_e$, $d_o = R_h / D_{50}$ $d_2 = \frac{V h}{\sqrt{g(J-1) D_{50}^3}}$	/	L'utilisation des données: Williams (1970) N = 89 Guy et al. (1966) N = 114 WSA 1935, N = 61 Roushangar (2010), N = 54

F_r - Nombre de Froude, R_h - Rayon hydraulique, S - Section mouillée, Q - Débit, D_{50} , D_{84} - Taille du matériau pour lequel 50%, 84% des matériaux sont plus fin, J - Gradient d'énergie, k'_s - Rugosité équivalente liée aux grains, J' - Gradient d'énergie du au frottement du grain, J'' - Gradient d'énergie du au frottement de forme de lit, α , d_o , d_1 , d_2 - Coefficients, L - longueur du lit. δ - hauteur du lit, h - profondeur d'écoulement, I - la pente du fond.

La littérature scientifique est riche en contributions pour évaluer la résistance à l'écoulement, en particulier celle basée sur l'estimation du coefficient de frottement. Dans cet objectif, de nombreuses formules sont proposées pour exprimer le coefficient de frottement en fonction de la taille des grains D , la vitesse d'écoulement V , le rayon hydraulique R_h , la densité du fluide ρ , la viscosité du fluide μ et la pente de lit I .

Dans la littérature, on trouve plusieurs travaux de comparaison entre ces formules de perte de charge à travers des données de laboratoires et de terrain White et al. (1981), Brownlie (1983), Van Rijn (1984c), Wu et Wang (1999).

Huang (2007) a montré l'effet de l'estimation du coefficient de rugosité de Manning sur les résultats des modèles hydrodynamiques avec la prise en compte du transport des sédiments.

III.3 Conclusion

À ce jour, plusieurs relations de résistance à l'écoulement ont été présentées et analysées par rapport aux données de laboratoires ou obtenues à partir de cours d'eau naturels. L'application de telles équations n'a pas été considérées comme universelle, surtout en dehors de leur intervalle d'application.

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes de calcul et d'évaluation du frottement dans les cours d'eau. Cette évaluation a été faite par, des formules basées sur l'intégration des profils de vitesse; des formules qui prennent en compte la granulométrie (la taille) des sédiments de lit et avec un autre type d'équation liée à la forme du fond (dunes, rides, antidunes, ...). En raison de l'utilisation courante du premier type, nous y avons fait référence avec deux types d'équations. Le premier type basé sur la profondeur relative R_h/D uniquement comme les formules de: Ghriffiths (1981), Nikora et Smart (1997), Julien (2002), Cao et al. (2006), Recking et al. (2008) et Banerjee et al. (2018) ; tandis que le second type concerne les équations qui dépendent de la valeur de pente I , du nombre de Froude F_r et du nombre de Reynolds Re , comme les formules de: Ferro (2018), Ferro et Porto (2018), Di Stefano et al. (2019). Ces dernières équations montrent des résultats plus améliorés, mais ses expressions sont complexes et nécessitent de nombreuses étapes de calcul.

Dans le domaine de la résistance à l'écoulement, les expériences de mesure et les méthodes d'évaluation dans les cours d'eau naturels sont incontournables pour réduire les incertitudes et généraliser les formulations.

Chapitre IV

*Examen des modèles de frottement
en mode de charriage
dans un lit en gravier*

Chapitre IV

Examen des modèles de frottement en mode de charriage dans un lit en gravier

IV.1 Introduction

La dynamique de transport solide et le phénomène de frottement dans les cours d'eau à lit en gravier ont reçu beaucoup d'attention au cours des 20 dernières années (Yager et al., 2015), en effet, il est souvent responsable de la plupart des changements morphologiques des rivières. Il y a un grand intérêt dans les outils et les formules proposés pour prédire le frottement en mode de charriage dans les cours d'eau dans un lit en gravier.

La plupart des approches non linéaires existantes sont dérivées de l'analyse dimensionnelle et de l'ajustement statistique des données. Song et al., 1998 ont formulé le frottement par l'équation de Darcy-Weisbach et ont conclu qu'avec l'augmentation du transport solide, la résistance à l'écoulement augmenterait également. Gao et Abrahams (2004) ont utilisé une méthode non linéaire pour déterminer le coefficient de frottement f causé par le transport solide en se basant sur des données expérimentales, ils ont exprimé le coefficient de frottement f en fonction de la profondeur relative h/D_{50} .

Dans ce chapitre on contribue à l'examen des différents modèles de frottement en mode de charriage dans un lit en gravier. Dans ce but, nous avons sélectionné neuf équations représentatives couvrant les quatre dernières décennies de recherche dans ce domaine. Un groupe d'équations basées sur la profondeur relative R_b/D pour calculer le coefficient de frottement comprend les équations de: Griffiths (1981), Nikora et Smart (1997), Julien (2002), Cao et al. (2006), Recking et al. (2008) et Banerjee et al. (2018). Le second groupe de formules basées sur le paramètre de pente I , le nombre de Froude F_r et le nombre de Reynolds Re , concerne les équations de : Ferro (2018), Ferro et Porto (2018) et Di Stefano et al. (2019).

Les paramètres des formules sélectionnées avec leurs limites d'application sont récapitulés dans tableau IV.1.

Tableau IV.1 Paramètres des équations de résistance à l'écoulement sélectionnées

Equations	Limit range of parameters						N_d
	D_{50} (mm)	R_b/D	Q (m ³ /s)	I %	F_r	q_b %	
Griffiths (1981)	$12 < d_{50} < 301$	/	$0,054 < Q < 1450$	/	$Fr < 1$	/	186
Nikora et Smart 1997	/	$R_b/D > 2$	/	$1\% < I < 9\%$	/	/	/
Julien 2002	/	/	/	/	/	$q_b > 10$	/
Cao et al. 2006	$11 < d_{50} < 44$	$2 < R_b/D < 9$	/	/	/	/	11 Série d'expériences
Recking et al. 2008	$0,23 < d_{50} < 44,3$	/	$0,0002 < Q < 4,59993$	$0,1\% < I < 30\%$	$0,42 < Fr < 5,19$	/	1449
Banerjee et al. 2018	6,5	$2 < R_b/D < 16,9$	$0,0006 < Q < 1$	0,25	/	/	19 Ensemble de données expérimentales
Ferro 2018	/	/	/	$0,11\% < I < 7,5\%$	$0,05 < Fr < 1,25$	/	416 tests lit de gravier
Ferro et Porto 2018	/	/	/	$0,11\% < I < 6,19\%$	$0,08 < Fr < 1,25$	/	101 tronçons de lit en gravier
Di Stefano et al. (2019)	0,79	/	$0,0672 \times 10^{-3} < Q < 0,528 \times 10^{-3}$	$18\% \leq I \leq 84\%$	$1,57 \leq Fr \leq 8,14$	/	35 essais expérimentaux

N_d - nombre des données

IV.2 Examen de la pertinence des modèles existants

Compte tenu de l'importance de la profondeur relative R_h/D , concernant l'évaluation du frottement dans les cours d'eau, il a été adopté dans de nombreux modèles. Certaines études ont conclu dans leurs résultats que le coefficient de frottement est soumis à deux facteurs, la profondeur relative et le nombre de Reynolds. De nombreuses expériences ont montré que le nombre de Reynolds n'a pas un effet important sur l'évaluation du frottement dans un écoulement turbulent rugueux, cela a incité de nombreux chercheurs à évaluer le frottement en se basant uniquement sur la profondeur relative. Comme nous le montrerons dans le premier type d'équations que nous avons utilisé dans cette comparaison.

IV.2.1 Formules basées sur la profondeur relative R_h/D

Comme nous l'avons mentionné, l'évaluation du coefficient de frottement dans ce type d'équations est soumise à la profondeur relative uniquement, parmi ces équations nous mentionnons:

IV.2.1.1 Formule de Griffiths (1981)

Cette formule a été développée sur la base des données des rivières en gravier dans la Nouvelle-Zélande, à la fin de son étude Griffiths (1981) arrive aux recommandations suivantes:

- a- La profondeur relative (R_h/D_{50}) explique 59% de la valeur de coefficient de frottement dans un écoulement pleinement rugueux sur un lit rigide, tandis que le nombre de Froude F_r et le paramètre de forme n'expliquent que: 9%, 3% ; respectivement. Un modèle statistique est donné sans distinction entre la rugosité du lit et celle des berges, dont la constitution de fond est représentée par D_{50} , sous la forme:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,33 \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right)^{0,287} \quad \text{(IV-1)}$$

où-

f - coefficient de frottement de Darcy-Weisbach,

R_h - rayon hydraulique.

L'expression (IV-1) explique 60% sur l'ensemble des données des rivières de la Nouvelle-Zélande exprimée en valeurs mesurées du coefficient de frottement.

En 1981 Griffiths a proposé une autre relation de base théorique et calibrée sur un échantillon de 186 données de terrain pour les fonds rigides en gravier, cette formule s'écrit comme suit:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 0,760 + 1,98 \log \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right) \quad (\text{IV-2})$$

b- Pour des rivières à un autre type de lit (fonds mobiles) en présence du charriage et de formes, Griffiths (1981) a signalé que la résistance à l'écoulement est fortement liée au paramètre de mobilité $(V / \sqrt{gD_{50}})$. Le modèle statistique proposé est donné par la forme suivante:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,21 \left(\frac{V}{\sqrt{gD_{50}}} \right)^{0,340} \quad (\text{IV-3})$$

Ces relations sont développées et testées pour un nombre de Froude $F_r < 1$ (des écoulements fluviaux), un rayon hydraulique allant de 0,12 à 6,42 m, D_{50} est compris entre 12 et 301 mm et avec un débit Q compris entre 0,054 et 1450 m³/s.

Dans notre étude de comparaison nous utilisons l'équation IV.2 pour les fonds rigides en gravier.

IV.2.1.2 Formule de Nikora et Smart (1997)

Trouver des formules adaptées pour la distribution verticale des vitesses longitudinales moyennes reste un problème en mécanique des rivières. Cependant, les formules les plus appropriées pour les écoulements en canal ouvert sont ce que l'on appelle la loi-log (Nezu et Nakagawa 1993). Dans ce sens, pour l'évaluation de frottement, Nikora et Smart ont proposé en 1997 deux fonctions distinctes dans un lit en gravier, en fonction de la profondeur relative R_h/D . Une pour le cas avec charriage et l'autre pour le cas sans charriage, dans un intervalle de pente du lit entre 1% et 9% et pour $R_h/D > 2$.

Pour le cas sans charriage $\sqrt{\frac{8}{f}} = 3,6 + 3,2 \text{Ln} \left(\frac{R_h}{D} \right)$ (IV-4)

$$\text{Pour le cas avec charriage } \sqrt{\frac{8}{f}} = 0,67 + 3,2 \text{Ln}\left(\frac{R_h}{D}\right) \quad (\text{IV-5})$$

Dans notre étude de comparaison nous utilisons l'équation IV.5 pour un lit en gravier avec charriage.

IV.2.1.3 Formule de Julien (2002)

L'objectif principal de cette formule est de définir une relation pratique, pour l'évaluation de frottement, à partir de l'analyse de régression d'un grand ensemble de données en fonction de la géométrie du canal et la taille du matériau du lit. Très peu de relations considèrent le taux de transport des sédiments ou le paramètre de Shields comme un troisième paramètre indépendant. Julien (2002) a proposé sa formule pour estimer la résistance à l'écoulement avec charriage, à condition que le taux de transport des sédiments soit $q_b > 0,1$. Ce modèle est développé à travers une analyse mécanique des rivières en zones de montagne aux océans (Guo et Julien, 2005) et basé sur la profondeur relative R_h/D également, la formule est proposée sous la forme suivante:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5,75 \times \text{Log}\left(\frac{2R_h}{D}\right) \quad (\text{IV-6})$$

IV.2.1.4 Formule de Cao et al. (2006)

Le modèle de Cao (1985) est généré à partir d'un processus d'ajustement de courbe général sans aucune considération physique des effets de pente. Cao et al. (2006) ont également proposé un modèle semi-logarithmique dépendant de la profondeur relative R_h/D . Il a été établi sur un canal de laboratoire, à travers 106 expériences et avec les gammes de paramètres suivants: pente du lit de 0,005 à 0,09, valeurs de nombre de Froude dans l'intervalle de $0,44 < F_r < 1,6$, taille de la granulométrie 11,5, 22,2 et 44,3 mm, un débit entre 0,07 et 0,25 m³/s et profondeur d'écoulement de 0,0218 à 0,26 m. Ce modèle est formulé par la formule suivante:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 3,75 + 5,91 \text{Log}\left(\frac{R_h}{D}\right) \quad (\text{IV-7})$$

IV.2.1.5 Formule de Recking et al. (2008)

Pour étudier la relation entre la résistance à l'écoulement et charriage, Recking et al. 2008 ont mené une étude de 152 expériences sur un canal de laboratoire pour une plage de profondeur d'eau de 8 à 83 mm, avec une pente de 1 à 9%, un débit de 0,3 à 20 l/s, un nombre de Froude F_r de 0,5 à 1,82 et un diamètre uniforme des sédiments entre 2,3 à 12.5 mm (Recking, 2006). Cette étude a été élargie pour inclure 1449 données bibliographiques, dont la pente de lit varie de 0,1 à 30%, le diamètre médian D_{50} est compris entre 0,23 et 44,3 mm, une profondeur d'eau entre 0,0084 et 1,092 m, un nombre de Froude entre 0,42 et 5,19, tandis que le débit d'écoulement est pris variable de 0,0002 à 4,6 m³/s. Au terme de cette étude, trois régimes d'écoulement ont été identifiés:

- 1- Régime d'écoulement sans charriage,
- 2- Régime d'écoulement avec charriage faible,
- 3- Régime d'écoulement avec charriage important

Dans notre travail de comparaisons, on se réfère au 3ème régime le plus fréquent dans les cours d'eau notamment les oueds. Dans ce dernier régime le frottement est donné par la formule suivante:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 3,6 + 5,75 \text{Log} \left(\frac{R_h}{D} \right), \text{ pour } \frac{R_h}{D} > 17 \quad (\text{IV-8})$$

IV.2.1.6 Formule de Banerjee et al. (2018)

Le lit de gravier peut être classé en trois types: un lit sans charriage, cas d'un lit à faible charriage et charriage intense. Une étude expérimentale a été menée, par Banerjee et al. (2018), dans un écoulement à canal ouvert avec un lit en gravier de granulométrie D_{50} égal à 6,5 mm. L'étude est présentée l'effet de rugosité sur l'écoulement en chenal ouvert dans un lit en gravier, dans des conditions de charriage intense, avec divers débits et profondeurs. A partir de cette expérience, l'intensité du charriage est calculée à l'aide du taux de transport des sédiments. Les paramètres de cette expérience ont été pris comme suit:

- 1- la pente du lit I est constante égale à 0,25%,
- 2- un débit Q varie de 0,0006 à 1 m³/s,
- 3- une profondeur d'écoulement h comprise entre 0,014 et 2 m,

- 4- une section mouillée varie de 0,009 jusqu'à 3 m²,
- 5- un périmètre mouillé varie de 0,68 à 4 m,
- 6- un rayon hydraulique R_h varie de 0,013 jusqu'à 5 m,
- 7- la vitesse d'écoulement est prise égale à 0,07 jusqu'à 6 m/s,
- 8- une profondeur relative R_h/D prise inférieur à 16,9 et des valeurs de rapport de vitesse comprises dans l'intervalle $3,94 < V/V^* < 9,11$.

Le coefficient de frottement f est estimé, pour des conditions de rugosité et pour différentes profondeurs d'écoulement, par un modèle développé et modifié, en utilisant l'ensemble des données de cette étude et de la bibliographie, selon la formule suivante:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 3,55 \times \ln\left(\frac{R_h}{D}\right) + 0,29, \quad \text{pour } 2 < \frac{R_h}{D} < 16,9 \quad (\text{IV-9})$$

IV.2.2 Formules qui prend en compte le nombre de Froude, la pente de lit et le nombre de Reynolds

L'inconvénient des modèles basés sur la profondeur relative est la valeur élevée de l'erreur lors de l'évaluation du coefficient de frottement. Ferro et d'autres ont suggéré d'évaluer le frottement en utilisant une autre approche, que nous montrerons dans le deuxième type d'équations que nous choisissons pour faire cette comparaison.

IV.2.2.1 Formule de Ferro (2018)

Ferro (2018) a établi une nouvelle équation de résistance à l'écoulement pour l'écoulement en canal ouvert, basée sur l'intégration de profil de vitesse dans un canal en gravier. Cette équation a été théoriquement développée en utilisant l'analyse dimensionnelle. La relation entre la fonction de profil de vitesse Γ , la pente du canal et le nombre de Froude a été calée à l'aide de paramètres mesurés en laboratoire (vitesse d'écoulement, profondeur d'écoulement et pente du lit), en utilisant 416 expériences dans un canal. L'analyse de Ferro (2018) a montré que l'équation de résistance à l'écoulement obtenue en se basant sur la fonction de profil de vitesse Γ estime le facteur de frottement f avec une précision. Pour le calcul de la valeur du coefficient de frottement par ce modèle, il est nécessaire de passer par trois étapes de calcul:

- fonction de profil de vitesse;

$$\Gamma = 0,2579 \frac{F_r^{1,1108}}{I^{0,5891}} \quad (\text{IV-10})$$

- équation du coefficient de frottement:

$$f = 8 \left[\frac{2^{1-\delta} \cdot \Gamma \cdot R_e^\delta}{(\delta + 1) \cdot (\delta + 2)} \right]^{-2/(1+\delta)} \quad (\text{IV-11})$$

- dans lequel δ est calculé par cette relation:

$$\delta = \frac{1,5}{\text{Ln} R_e} \quad (\text{IV-12})$$

Le domaine d'application de cette équation est défini par les plages de valeurs des paramètres suivants: $0,11\% < I < 7,5\%$ et $0,05 < F_r < 1,25$.

IV.2.2.2 Formule de Ferro et Porto (2018)

Cette équation est similaire à la formule précédente. Elle est proposée comme relation entre la fonction de profil de vitesse Γ , la pente du lit et le nombre de Froude. Pour un canal ouvert avec un lit en gravier, l'équation Γ s'écrit sous forme suivante (Ferro, 2018):

$$\Gamma = 0,3043 \frac{F_r^{1,0130}}{I^{0,5419}} \quad (\text{IV-13})$$

L'équation théorique déduite (IV.13), a été étalonnée à l'aide des mesures disponibles de la vitesse d'écoulement, de la profondeur de l'eau, de la section transversale, du périmètre mouillé et des pentes du lit effectuées dans 101 rivières à fond de gravier. Cette équation a également été testée positivement par des mesures de terrain indépendantes (104 données) effectuées dans des rivières à lit en gravier en mode de charriage. Les relations du coefficient de frottement f et du nombre δ prennent la même forme que celles de l'équation IV. 11 et IV.12, respectivement. Cette équation permet de calculer les valeurs du coefficient de frottement de Darcy-Weisbach qui sont caractérisées par des taux des erreurs basses. Le domaine d'application de cette formule est défini par les intervalles de pente et de nombre de Froude suivants: $0,11\% < I < 6,2\%$ et $0,18 < F_r < 1,25$.

IV.2.2.3 Formule de Di Stefano et al. (2019)

L'équation de Di Stefano et al. (2019) est proposée pour un écoulement en rigole avec transport des sédiments. En première étape, cette équation a été déduite en appliquant l'analyse dimensionnelle et en utilisant l'approche basée sur la fonction de profil de vitesse. Ainsi, de même manière que pour l'équation de Ferro 2018, une relation entre, la fonction de profil de vitesse Γ , la pente du canal, le nombre de Froude et le nombre de Shields a été calée à l'aide des mesures en laboratoire. Les résultats obtenus ont montré que cette équation estime le coefficient de frottement dans les données utilisées avec des erreurs très faible.

Dans cette approche, l'équation du profil de vitesse s'écrit :

$$\Gamma = 0,4249 \frac{F_r^{1,1097}}{I^{0,4749} \theta^{0,1377}} \quad (\text{IV-14})$$

Tandis que les relations du coefficient de frottement f et le nombre δ prennent la même forme que celles de l'équation IV. 11 et IV.12, respectivement.

L'intervalle d'application de cette équation est: $639 \leq R_e \leq 5529$, $1,57 \leq F_r \leq 8,14$ et $18\% \leq I \leq 84\%$.

IV.3 Les données utilisées

Pour analyser la pertinence des formules de résistance à l'écoulement sélectionnées, nous avons utilisé les données de 1392 expériences de canal filtrées et récapitulées soigneusement à partir de nombreuses références. Nous avons utilisé les expériences menées par Gilbert (1914), Casey (1935) et Mavis et al. (1937) dans un lit en gravier avec des sédiments uniformes et non uniformes. Les expériences de HoPang-Yang (1939), Bogardi (1939) et Meyer-Peter et Muller (1948), sur un canal ouvert, ont également été utilisées sur un lit de gravier avec charriage. La formule de Smart et Jäggi (1983) est une formule de transport solide largement utilisée en Suisse, ces auteurs réalisent les travaux de Meyer-Peter et Müller (1948), par des nouvelles expériences pour les canaux avec des pentes plus raides jusqu'à 20% et fournissent la formule MPM étendue. Einstein et Chien (1955), Paintal (1971) et Smart et Jaeggi (1983) ont mené leurs expériences en écoulements turbulents dans un lit en gravier avec transport solide. Les expériences de Cao (1985), Graf et Suszka (1987) et Rickenmann (1990) sont également utilisées, elles sont réalisées dans un lit en gravier avec charriage.

Nous avons également utilisé les données de Julien et Raslan (1998) avec une plage de paramètres: $2735 \leq R_e \leq 37500$, $1,97 \leq R_b/D \leq 28,19$ et $1,00 \leq I \leq 9,00$. Le montage expérimental de Recking 2006 consiste en un canal basculant de 10 m de long et de 0,05 à 0,25 m de large (pente variant de 0 à 10%). Le débit à l'entrée du canal a été contrôlé à l'aide de deux réservoirs à hauteur constante et mesuré par deux débitmètres électromagnétiques: le premier fournit des mesures de débits entre 0,3 et 2,5 l/s et le second fournit des mesures de débit entre 2 et 80 l/s. Chaque essai a été effectué à la pente d'équilibre, avec des débits liquides et solides maintenus constants, sur un lit de gravier de 10 cm d'épaisseur. Ainsi, avant chaque expérience (pour un matériau donné et une pente donnée), le taux d'infiltration du lit a été systématiquement mesuré et déduit du débit d'entrée total. La configuration expérimentale complète comprend le dispositif d'alimentation en sédiments, deux caméras pour la mesure de la vitesse d'écoulement, un dispositif d'analyse d'image pour la mesure des débits solides à la sortie du canal et des ordinateurs.

En 2018, Banerjee et al. ont mené une étude, dans un canal trapézoïdal simple et droit sous la forme d'un canal basculant ayant des dimensions de 10 m de longueur, de largeur comprise entre 0,65 m à 0,9 m et de profondeur de 0,125 m. L'ensemble du canal est fabriqué en utilisant un lit en gravier de 6,5 mm pour le cas d'un charriage intense. La pente du canal est fixée à 0,0025 (0,25%) pour tous les parcours.

Les paramètres de tous les ensembles d'expériences utilisés (1392 données) sont résumés dans le tableau IV.2. Les données de Banerjee et al. sont utilisées pour la validation (Tableau V.1).

Tableau IV.2 Les paramètres des données utilisées (lit en gravier avec charriage)

Author (1)	R_h/D (2)	R_e (3)	I (%) (4)	F_r (5)	V/V^* (6)	D mm (7)	h m (8)	Q m ³ /s (9)	C_o g/m ³ (10)	N_d (11)
Gilbert (1914)	6,38- 141	10721- 73814	0,34- 2,25	0,86- 2,23	9,01-19	0,506-7,01	0,0168-0,17	0,00263-0,0317	315-33000	311
Casey (1935)	8,88- 103	1923- 101812	0,119- 0,519	0,48-0,95	10,5-17,7	1 – 2,46	0,0091-0,287	0,0008-0,0992	0,02-2722	79
HoPang-Yang (1939)	13,8- 103	7205- 89833	0,099- 0,50	0,41-0,93	12 -16,8	1,40-6,28	0,0363-0,262	0,0034-0,0691	0,09-0,351	73
Mavis et al. (1937)	6,39- 51,2	2604-71782	0,14- 1	0,55-1,23	9,69-16,9	1,41-4,18	0,0091-0,133	0,00218-0,0779	0,70-2362	261
Bogardi (1939)	4,24- 10,9	23681- 89381	1,04- 2,45	0,87-1,61	6,56-12,3	6,85-15,2	0,0343-0,138	0,0157-0,0642	6,54-1010	44
Meyer -Peter et Muller (1948)	6,06- 80,9	3529- 1281043	0,13- 2,27	0,42-1,47	9,13- 14,9	1,17-28,6	0,01-1,09	0,0006-4,61	2,86-10573	105
Einstein et Chien (1955)	65,5- 341	134819- 141182	1,24- 2,58	1,89-2,43	14,4-18,4	0,274-1,30	0,108-0,142	0,0739-0,0830	2543-52238	16
Paintal (1971)	4,14- 61,8	16922- 193151	0,12- 1,03	0,45-1,04	7,95-17,8	2,50-22,2	0,045-0,213	0,017-0,255	0,01-348	65
Smart et Jaeggi (1983)	3,62- 25,7	19048- 97307	3 - 20	1,42-5,19	4,58-11,6	2 -10,5	0,02-0,0893	0,005-0,03	4667-830667	70
Cao (1985)	1,30- 15,3	22400- 225605	0,50- 9	0,85-1,60	3,26-14	11,5-44,3	0,0348-0,254	0,015- 0,25	9,39-71103	56
Graf et Suszka (1987)	3,84- 17,4	53764- 185294	0,50- 2,50	0,84-1,30	7,03-13,5	12,2-23,5	0,07-0,259	0,04-0,205	1,83-2666	106
Rickenmann (1990)	3,04- 7,85	34472- 97059	7- 20	1,50-3,93	4,53-8,89	10	0,0316-0,0856	0,01-0,03	39333- 1356000	46
Julien et Raslan (1998)	56,4- 377	16796- 63997	0,19- 0,53	0,66-1,12	12,4-18,5	0,20-0,60	0,0347-0,0847	0,023-0,093	/	18
Recking (2006)	1,97- 28,2	2735- 37500	1 - 9	1-1,80	3,49-11,10	2,30-12,50	0,0113-0,075	0,0002-0,02	4000-99111	142
Total										1392
<p>N_d- Nombre de données, R_h/D- Profondeur relative, R_e- Nombre de Reynolds, I- pente du lit, F_r- Nombre de Froude, V/V^*- Valeur de frottement exprimée sous la forme Darcy-Weisbach $\sqrt{8/f}$, D- Diamètre du grain, h- Profondeur d'écoulement, Q- débit, C_o- Concentration de sédiments.</p>										

IV.4 Résultats de comparaison

Pour évaluer la performance de chaque équation, dans chaque expérience, une erreur relative normalisée (NE) sur l'estimation du coefficient de frottement a été utilisée; elle est définie comme:

$$NE = \left| \frac{f_{calculé} - f_{mesuré}}{f_{mesuré}} \cdot 100 \right| \quad (IV-15)$$

dans lequel $f_{calculé}$ est le coefficient de frottement calculé par une équation et $f_{mesuré}$ est sa valeur mesurée correspondante. Pour un ensemble d'expériences, nous définissons l'erreur normalisée moyenne (MNE) et son écart-type correspondant pour caractériser la dispersion des erreurs pour chaque formule afin d'estimer le facteur de frottement dans les conditions de l'expérience.

En utilisant l'ensemble des données (Tableau IV.2), la comparaison du coefficient de frottement mesuré à celui calculé par les différentes équations de résistance à l'écoulement sélectionnées, montre une grande dispersion des résultats, les erreurs moyennes normalisées (MNE) sont variables et estimées à 65,8%, 51,4%, 74,5%, 27,3%, 31,1%, 42,0%, 12,5%, 22,3% et 30,7% pour les équations de Griffiths (1981), Nikora et Smart (1997), Julien (2002), Cao et al. (2006), Recking et al. (2008), Banerjee et al. (2018), Ferro (2018), Ferro et Porto (2018) et Di Stefano et al. (2019); respectivement (Tableau IV.3).

Tableau IV.3 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé pour un lit en gravier avec charriage.
(L'ensemble des expériences 1392 données)

Equation	Pourcentage du coefficient de frottement calculé dans la plage d'erreur			MNE (%)	σ
	-10%	-20%	-30%		
Griffiths (1981)	8,11	15,59	24,28	65,8	0,424
Nikora et Smart (1997)	16,02	29,09	42,31	51,4	0,516
Julien (2002)	6,61	14,58	22,41	74,3	0,485
Cao et al. (2006)	21,41	44,18	62,50	27,3	0,193
Recking et al. (2008)	36	64,29	81,82	31,1	0,219
Banerjee et al. (2018)	19,18	37,71	52,23	42	0,589
Ferro (2018)	55,10	78,95	89,65	12,5	0,111
Ferro et Porto (2018)	17,38	43,61	74,07	22,3	0,117
Di Stefano et al. (2019)	18,13	42,80	74,30	30,7	0,147

(MNE) erreur normalisée moyenne en pourcentage du coefficient de frottement mesuré, (σ) écart type de MNE

La dispersion des erreurs autour de *MNE* est inférieure à 50% pour l'ensemble des formules à l'exception des formules de Nikora et Smart (1997) et Banerjee et al. (2018).

De plus, en respectant le domaine de validité de chaque formule, ces erreurs suivent la même tendance pour toutes les données, elles sont estimées à 86,1%, 60,8%, 43,7%, 27,1%, 27,0%, 41,3%, 11,5%, 20,3% et 19,8 pour l'équation de Griffiths (1981), Nikora et Smart (1997), Julien (2002), Cao et al. (2006), Recking et al. (2008), Banerjee et al. (2018), Ferro (2018), Ferro et Porto (2018) et Di Stefano et al. (2019); respectivement (Tableau IV.4).

Tableau IV.4 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé pour un lit en gravier avec charriage.
(Respecter le domaine de validité de chaque formule)

Equation	Pourcentage du coefficient de frottement calculé dans la plage d'erreur			<i>MNE</i> (%)	σ
	-10%	-20%	-30%		
Griffiths (1981)	0	1,14	4,54	86,1	0,333
Nikora et Smart (1997)	17,54	31,18	45,58	60,8	0,619
Julien (2002)	13,68	31,58	53,68	43,7	0,408
Cao et al. (2006)	20,87	44,01	62,93	27,1	0,189
Recking et al. (2008)	37,68	62,95	76,80	27	0,270
Banerjee et al. (2018)	16,55	32,22	45,42	41,3	0,326
Ferro (2018)	64,04	81,34	89,40	11,5	0,120
Ferro et Porto (2018)	22,53	56,14	79,96	20,30	0,127
Di Stefano et al. (2019)	38,90	48,06	73,30	19,80	0,144

(MNE) erreur normalisée moyenne en pourcentage du coefficient de frottement mesuré, (σ) écart type de MNE

La dispersion des erreurs autour de *MNE* est relativement faible, sauf pour la formule de Nikora et Smart (1997) où la dispersion est supérieure à 60%. En fait, à partir des deux étapes de calcul, les erreurs obtenues montrent la nature des résultats de Griffith (1981), Nikora et Smart (1997), Julien (2002) et Banerjee et al. (2018) dans le contexte de cette étude (voir Annexe A).

À partir de l'ensemble de données, nous avons observé que lorsque la profondeur relative R_h/D augmente; le coefficient de frottement mesuré (f_m) diminue jusqu'à une valeur limite voisine de 30 pour le rapport R_h/D , à partir de laquelle nous avons remarqué une sorte de stabilité relative des valeurs de coefficient de frottement autour de 0,03 (Fig. IV.1). Ce résultat confirme la domination du frottement dû aux sédiments du fond dans la résistance à l'écoulement en lit de gravier par rapport au frottement dû aux formes de lit.

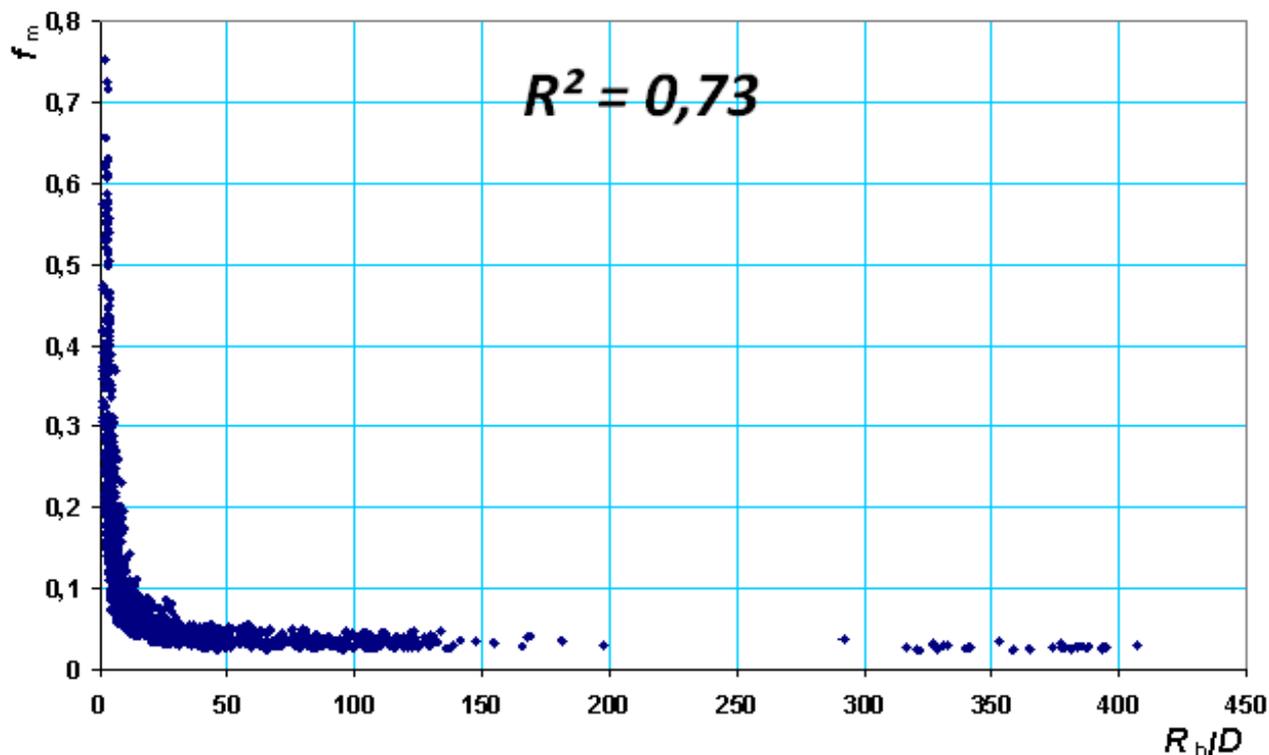


Figure IV.1 Corrélation entre R_h/D et f_m

En utilisant les données mentionnées dans le tableau IV.2 pour examiner la relation entre les autres paramètres mesurés (le nombre de Froude F_r , le débit Q , la concentration des sédiments C_o , la taille des grains D et le rayon hydraulique R_h) et le coefficient de frottement mesuré f_m , aucune tendance significative n'est observée (voir Annexe B). Le coefficient de détermination (R^2) enregistré pour chaque paramètre est: 0,094, 0,026, 0,11, 0,16, 0,09 pour la corrélation entre les données mesurées (F_r, f_m), (Q_m, f_m), (C_o, f_m), (D, f_m) et (R_h, f_m); respectivement.

Malgré la simplicité des équations basées sur la profondeur relative R_h/D , elles ne sont pas toujours pertinentes. Dans cette catégorie de formules, Griffiths (1981), Nikora et Smart (1997), Julien (2002), Cao et al. (2006), Recking et al. (2008), Banerjee et al. (2018), l'erreur observée dans le calcul du facteur de frottement est variable. Pour Griffiths (1981), Nikora et Smart (1997), Julien (2002), Banerjee et al (2018), la *MNE* est relativement plus élevée, mais pour Cao et al. (2006), Recking et al. (2008), la *MNE* est acceptable. Cela est dû à la formulation régressive des équations.

Dans la figure IV.2, nous présentons la corrélation entre le coefficient de frottement mesuré f_m et celui calculé f_c , par la formule de Cao et al. (2006) à titre d'exemple (le coefficient de

détermination $R^2 = 0,68$), dans la catégorie des formules basées uniquement sur la profondeur relative (voir Annexe A).

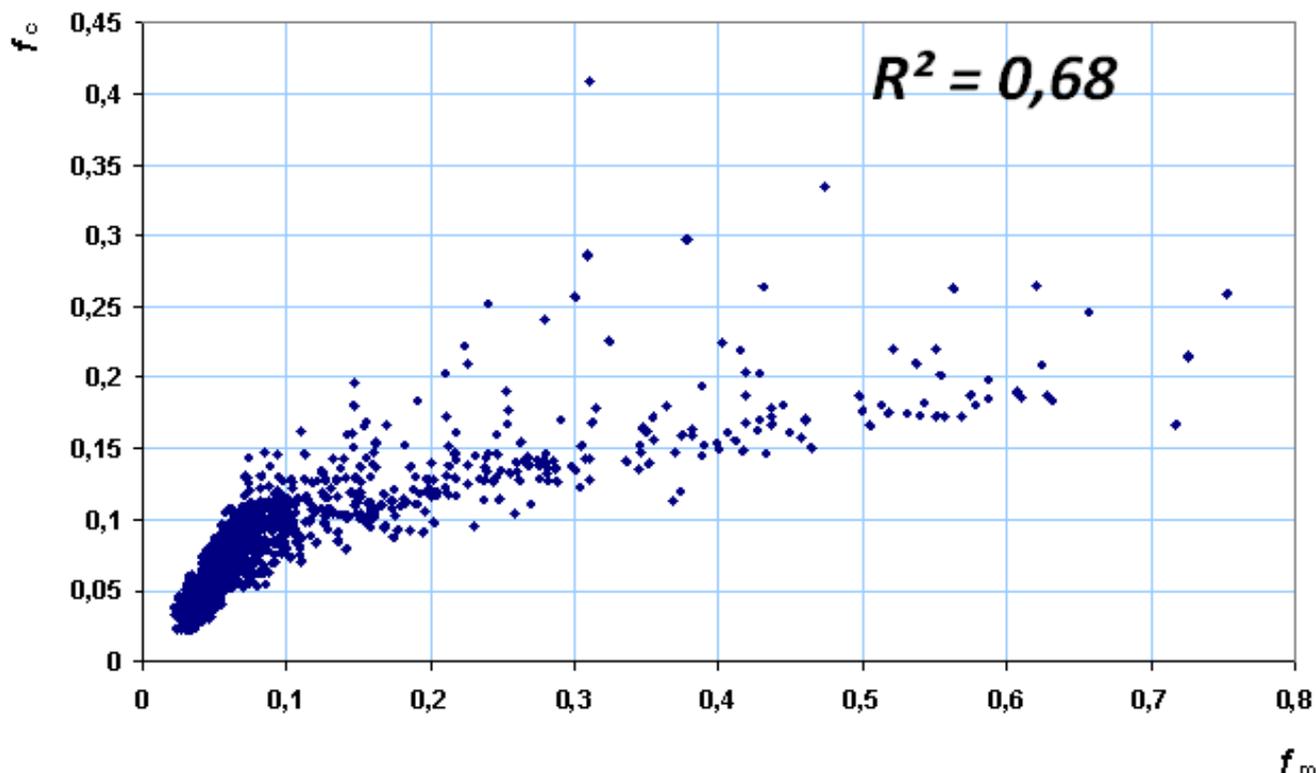


Figure IV.2 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Cao et al. 2006

De la figure IV.2, on peut conclure que la corrélation, entre les valeurs mesurées (tiré des données du tableau IV.2) et calculées par la formule de Cao et al. 2006, est bonne dans la plage des valeurs de coefficient de frottement mesurée f_m inférieure à 0,1. Cela peut être dû au fait que le modèle est conçu pour bien fonctionner sur cette plage de données.

Pour les autres équations qui tiennent en compte la pente du lit I , Nombre de Froude F_r et nombre de Reynolds Re , en utilisant la fonction du profil de vitesse Γ (Ferro 2018, Ferro et Porto 2018, Di Stefano et al. 2019), on note que les résultats sont meilleurs comme le montre la figure IV.3 (le coefficient de détermination $R^2 = 0,98$) pour la formule Ferro 2018 par exemple.

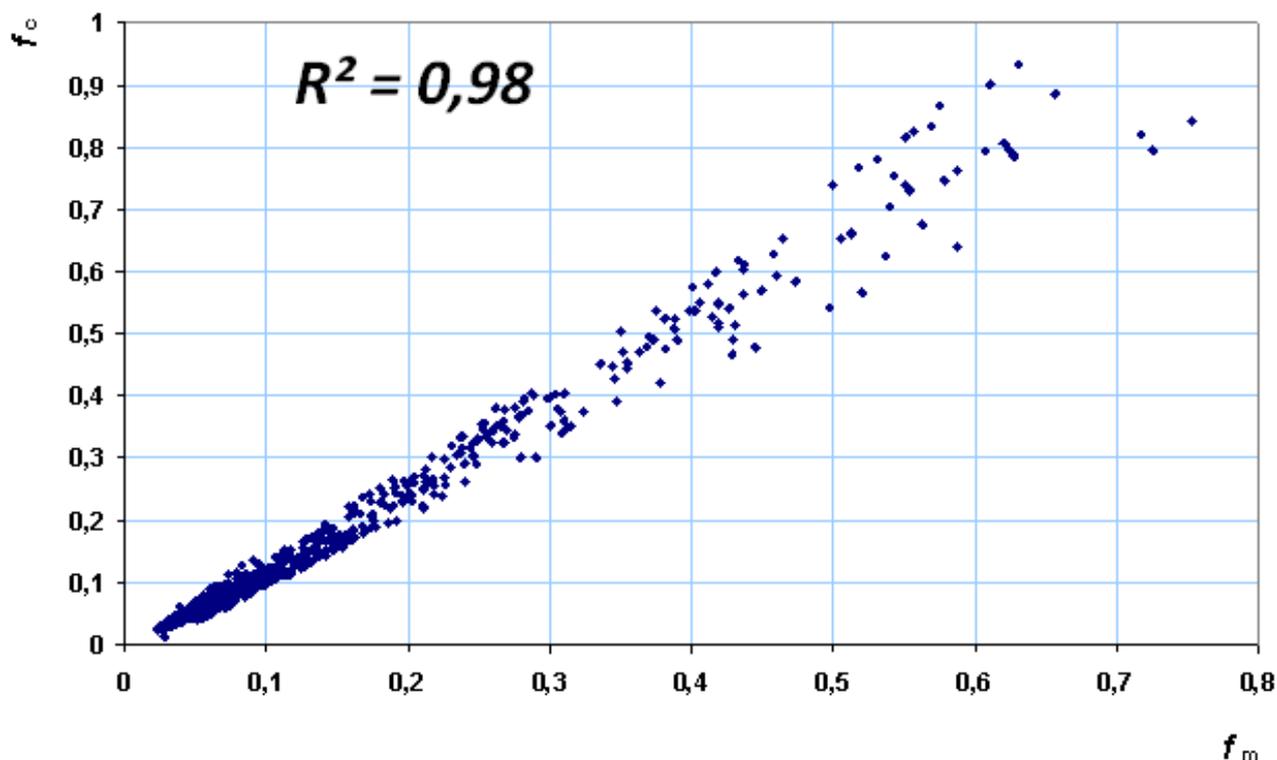


Figure IV.3 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Ferro (2018)

De la figure IV.3, on peut conclure que la corrélation, entre les valeurs mesurées (tiré des données du tableau IV.2) et calculées par la formule de Ferro (2018), est bonne pour l'ensemble de données.

Les formules basées sur la fonction de profil des vitesses Γ , ont estimé le coefficient de frottement avec des *MNE* de 12,5%, 22,3% et 30,70% par les formules de Ferro (2018), la formule Ferro et Porto (2018) et la formule Di Stefano et al. (2019) ; respectivement. Si les calculs s'effectuent avec respect des domaines de validation de chaque formule (Tableau IV.4), les erreurs sont plus faibles, elles sont estimées à 11,5%, 20,3% et 19.8 pour Ferro (2018), Ferro et Porto (2018) et Di Stefano et al. (2019); respectivement. La dispersion des erreurs autour de *MNE* est inférieure à 15% dans toutes les situations.

IV.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné la pertinence des formules de calcul de frottement dans les canaux à lit en gravier et en présence du charriage. Dans cet objectif, nous avons sélectionné neuf équations développées sur la base du profil de vitesse et couvrant les quatre dernières décennies de recherche dans ce domaine. Ces équations, sont regroupées en deux

types: le premier groupe d'équations exprime le frottement par la profondeur relative R_h/D , tandis que le second type de formules exprime le frottement par plusieurs paramètres: la pente I , le nombre de Froude F_r et le nombre de Reynolds R_e .

Pour couvrir toutes les situations pratiques possibles, nous avons récapitulé les données de 1392 expériences de canal. Les résultats de calcul du coefficient de frottement par les différentes formules montrent que les erreurs sont très variables; elles peuvent dépasser 80% dans certains cas. Aucune des équations utilisées ne peut être considérées comme universelle. Les meilleurs résultats sont obtenus par les formules de Ferro (2018) ($MNE = 12,5\%$) et Ferro et Porto (2018) ($MNE = 22,3\%$). Les formules qui ne dépendent que de la profondeur relative R_h/D , comme: Banerjee et al., 2018, Julien 2002, Nikora et Smart 1997 et Griffiths 1981, estiment le facteur de frottement avec une erreur relativement plus élevée ($42,0\% < MNE < 74,3\%$), leur utilisation est un peu risquée. Grâce à cette comparaison, nous pouvons conclure que les équations basées sur la fonction de profil des vitesses Γ sont plus efficaces que celles basées sur la profondeur relative R_h/D .

Chapitre V

*Développement de modèle
de frottement
dans un lit en gravier en mode de
charriage en utilisant
l'analyse dimensionnelle*

Chapitre V

Développement de modèle de frottement dans un lit en gravier en mode de charriage en utilisant l'analyse dimensionnelle

V.1 Généralité

Dans un cours d'eau naturel, le frottement dépend en plus des paramètres géométriques et hydrauliques de l'écoulement, du transport de sédiment, ce dernier provoque des changements à la fois dans la morphologie des cours d'eau et dans les paramètres hydrauliques qui affectent l'écoulement (Hajbabaie et al., 2017). Au cours des dernières décennies, de nombreuses études expérimentales ont été menées sur l'effet du transport solide sur la résistance à l'écoulement (Smart et Jaeggi 1983; Rickenmann 1990; Song et al. 1998; Bergeron et Carbonneau 1999; Omid et al. 2003; Calomino et al. 2004; Gao et Abrahams 2004; Mahdavi et Omid 2004; Campbell et al. 2005; Recking et al. 2008 ; Banerjee et al. 2018). Dans toutes les discussions concernant la nature de la résistance à l'écoulement, peu de considération a été accordée aux effets directs de transport solide sur le facteur de frottement f , peut-être, parce que les taux de transport des sédiments sont souvent si faibles qu'il est possible de supposer que les conditions de lit rigide prévalent. De nombreuses études ont indiqué l'effet significatif du transport solide sur l'évaluation du coefficient de frottement. Beaucoup des formules comme Strickler (1923), Keulegan (1938), Limerinos (1970), Hey (1979), Smart et Jaeggi (1983), Jarrett (1984), Bathurst (1985, 2002), Ferguson (2007), Rickenmann et Recking (2011), peuvent fournir des surestimations lors d'évaluation de coefficient de frottement dans les cours d'eau, cette augmentation est due de transport des sédiments.

L'analyse dimensionnelle est largement utilisée pour formuler de nouvelles lois en utilisant les paramètres impliqués. C'est en fait, une méthode pratique qui permet de vérifier l'homogénéité des expressions de toutes les grandeurs physiques impliquées dans le modèle.

V.2 L'analyse dimensionnelle

Fondamentalement, l'analyse dimensionnelle est une méthode permettant de réduire le nombre et la complexité des variables expérimentales qui affectent un phénomène physique donné, en utilisant une sorte de technique de compactage. Si un phénomène est trop compliqué pour dériver une formule le décrivant, une analyse dimensionnelle peut être utilisée pour identifier des groupes de variables qui apparaîtront dans une telle formule. En complétant ces connaissances par des données expérimentales, une relation analytique entre les groupes peut être construite permettant d'effectuer des calculs numériques. En mécanique des fluides, les quatre dimensions de base sont généralement considérées, il s'agit de la masse M , la longueur L , le temps T et la température θ , ou un système $MLT\theta$. Parfois, on utilise un système $FLT\theta$, dont la masse est remplacée par la force F . La solution de problèmes réalistes implique généralement des études analytiques et expérimentales, les expériences sont utilisées pour valider les résultats analytiques ainsi que pour généraliser et étendre leurs applications. La méthode d'obtention de groupes sans dimension dont le phénomène physique est appelée analyse dimensionnelle. Les relations fonctionnelles exactes entre ces groupes ne peuvent être validées que par des mesures de terrain ou des expériences de laboratoire. La méthode d'analyse dimensionnelle est utilisée dans tous les domaines de l'ingénierie, en particulier dans la dynamique des fluides où l'écoulement est influencé par plusieurs paramètres tels que, la géométrie, les propriétés du fluide et la vitesse d'écoulement.

V.2.1 Méthodes de détermination des groupes adimensionnels

Dans le domaine d'analyse dimensionnelle, il existe plusieurs méthodes pour déterminer les groupes adimensionnels tels que:

V.2.1.1 Méthode intuitive

Cette méthode repose sur une compréhension de base du phénomène, puis sur l'identification des quantités concurrentes comme des types de forces ou de longueurs, etc. et obtenir par la suite des rapports de quantités similaires (Montagu et Darrigol, 2010).

V.2.1.2 Méthode Rayleigh (1899)

Une relation de puissance fonctionnelle est supposée entre les paramètres, puis les valeurs des indices sont résolues pour obtenir le regroupement (Ancey. 2006). Par exemple, on constate que la force d'entraînement F sur une sphère stationnaire en écoulement dépend du diamètre D , vitesse V , densité du fluide ρ et viscosité μ , on peut écrire:

$$(\pi_1, \pi_2) = F^a \rho^b D^c \mu^d U^e \quad (\text{V.1})$$

Les valeurs de a , b , c , d et e sont obtenues en comparant les dimensions des deux côtés, les dimensions étant nul, car les termes π sont sans dimension. C'est aussi fastidieux et une expertise considérable est nécessaire pour former ces groupes, car le nombre d'inconnues sera supérieur au nombre d'équations disponibles. Cette méthode est également appelée méthode indicative.

V.2.1.3 Théorème π de Buckingham

Il existe plusieurs méthodes pour réduire un certain nombre de variables dimensionnelles en un plus petit nombre de groupes sans dimension. Le schéma présenté ici a été proposé en 1914 par Buckingham et s'appelle maintenant le théorème de Buckingham pi. Le nom pi vient de la notation mathématique π , signifiant un produit de variables les groupes sans dimension trouvés à partir du théorème sont des produits de puissance désignés par $\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots$ etc. La méthode permet de trouver les pi dans un ordre séquentiel sans recourir à des exposants libres. Afin d'effectuer l'analyse dimensionnelle, il est pratique d'utiliser le théorème π . Tous les phénomènes physiques sont caractérisés par des variables $v_1, v_2, v_3, \dots, v_n$ et les dimensions de base tels que la longueur, la masse et le temps (L, M, T) ou la longueur, la force et le temps (L, F, T). En nous basant sur le théorème de Buckingham, nous pouvons exprimer le phénomène par une relation utilisant $(m = n - k)$ groupes non dimensionnels $\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_m$. En d'autres termes, l'équation exprimant le phénomène en fonction ϕ_1 des variables physiques:

$$\phi_1(v_1, \pi_2, v_3, \dots, v_n) = 0 \quad (\text{V.2})$$

(Eq. V.2) peut être remplacée par l'équation suivante exprimée comme une fonction ϕ_2 d'un plus petit nombre de groupes non dimensionnels:

$$\phi_2(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_m) = 0 \quad (\text{V.3})$$

C'est ce qu'on appelle le théorème π de Buckingham. Afin de produire $(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_m)$, k variables physiques de base sont sélectionnées qui ne forment pas elles-mêmes un π (Barenblatt, 1987). Chaque π groupe sera un produit de puissances de ceux-ci avec chacune des m variables restantes. Les puissances des variables physiques dans chaque groupe π sont déterminées algébriquement par la condition que les puissances de chaque dimension de base doivent être égales à zéro. Par ce moyen, on trouve les grandeurs non dimensionnelles parmi lesquelles il y a la relation fonctionnelle exprimée par l'équation (V.3). Si les résultats expérimentaux sont disposés dans ces groupes non dimensionnels, cette relation fonctionnelle peut clairement être appréciée.

V.2.2 Détermination des groupes π

Quelle que soit la méthode utilisée, nous pouvons schématiser la procédure dans les étapes suivantes:

Étape 1 Listez tous les paramètres qui influencent le phénomène concerné

Cette étape doit être menée très soigneusement. Si certains paramètres sont omis, des termes π peuvent être formés mais, après avoir effectué une analyse dimensionnelle, l'effet de tous les paramètres obtenus est confirmé en les examinant dans les expériences. En cas de doute, le paramètre peut être impliqué, les expériences ultérieures montreront que le terme π avec les paramètres douteux est utile ou non. Par conséquent, un choix judicieux des paramètres aidera à résoudre le problème avec le moins d'effort. Habituellement, trois types de paramètres peuvent être identifiés dans l'écoulement du fluide, à savoir les propriétés du fluide, la géométrie et les paramètres d'écoulement tels que la vitesse et la pression.

Étape 2 Sélectionnez un ensemble de dimensions principales:

Plusieurs schémas peuvent être adoptés :(masse, longueur et temps), (force, durée et temps), (masse, longueur, durée et température) sont quelques-uns des ensembles couramment utilisés.

Étape 3 Énumérez les dimensions de tous les paramètres en fonction de l'ensemble choisi: des dimensions primaires.

Étape 4 Sélectionnez dans la liste des paramètres un ensemble de paramètres répétitifs:

Egal au nombre de dimensions primaires. Certaines lignes directrices sont nécessaires pour le choix.

- (i) l'ensemble choisi doit contenir toutes les dimensions,
- (ii) deux paramètres de mêmes dimensions comme L , L^2 , L^3 ,
- (iii) le paramètre dépendant à déterminer ne doit pas être choisi.

Étape 5 Configurez une équation dimensionnelle avec l'ensemble répétitif et l'un des paramètres restants

Pour obtenir $n - k$ de telles équations, pour déterminer π termes numérotés $n - k$. on ajoute une variable supplémentaire aux variables répétitives et on forme un produit de puissance. On trouve algébriquement les exposants qui rendent le produit sans dimension. On essaye par la suite d'organiser les outputs ou les variables dépendantes (force, perte de charge, couple, puissance) pour apparaître dans le numérateur, et les graphiques auront une meilleure apparence. On fait ceci séquentiellement, en ajoutant une nouvelle variable à chaque fois, jusqu'à ce que le nombre adimensionnel π soit trouvé.

Étape 6 Vérifiez si les termes π obtenus sont sans dimension

Cette étape est essentielle avant de procéder à des expériences pour déterminer la relation fonctionnelle entre les termes π . On écrit la fonction sans dimension finale et on vérifie le travail pour assurer que tous les groupes π sont sans dimension.

V.3 Développement de modèle de frottement dans un lit en gravier avec charriage

Le théorème de Buckingham est souvent le plus utilisé en analyse dimensionnelle, c'est pourquoi nous l'avons adopté pour déduire le modèle proposé. Le degré de difficulté de l'expérimentation dépendra du nombre de termes π .

Dans cette étude; nous nous intéressons au modèle de la résistance à l'écoulement d'un lit en gravier, prenant en compte le transport solide, ce qui reflète parfaitement les écoulements dans la plupart des systèmes d'oueds algériens. Pour atteindre cet objectif, nous avons pris en compte tous les facteurs impliqués dans ce phénomène.

En rugosité à grande échelle, la taille des grains formant le fond joue un rôle important. Bathurst et al. (1981) ont rapporté que, lorsque la taille des particules du lit, est supérieure à 64 mm; l'effet de la végétation est presque nul. Cette découverte montre le rôle dominant de la granulométrie pour estimer le coefficient de frottement dans le lit.

En général, le coefficient de rugosité peut être exprimé par la granulométrie D ; ceci a été conclu dans de nombreuses études: Einstein et Barbarossa (1952), Bathurst (1978), Bray (1982), Lawrence (1997) et Ferro (1999). La résistance à l'écoulement peut également être exprimée par d'autres paramètres tels que la vitesse d'écoulement V , rayon hydraulique R_h , densité du fluide ρ , viscosité du fluide μ et la pente du lit I (López et al., 2007; Achour, 2015). Comme exemple, Ferro (2018) s'est basé sur la pente du lit pour calibrer l'équation de résistance à l'écoulement déduite de 143 expériences de canal dans des conditions de transport solide pour l'écoulement en canal ouvert, en utilisant l'analyse dimensionnelle.

Pour le développement d'un nouveau modèle destiné au calcul de coefficient frottement f d'un écoulement sur un lit en gravier, en tenant compte de charriage, nous utilisons ces sept paramètres exprimés en trois dimensions. Par conséquent, quatre termes π peuvent être identifiés avec V , R_h et ρ sont sélectionnés comme variables répétitives. Ainsi, nous pouvons exprimer le coefficient de frottement comme suit:

$$f = \phi_1(V, R_h, \rho, \mu, D, I) \quad (\text{V.4})$$

$$\pi_1 = f \rho^x V^y R_h^z = [L^{-3} M]^x [LT^{-1}]^y [L]^z = f \quad (\text{V.5})$$

$$\pi_2 = \mu \rho^x V^y R_h^z = [L^{-1} M T^{-1}] [M L^{-3}]^x [LT^{-1}]^y [L]^z = \frac{\mu}{\rho V R_h} \quad (\text{V.6})$$

$$\pi_3 = D \rho^x V^y R_h^z = [L] [M L^{-3}]^x [LT^{-1}]^y [L]^z = \frac{D}{R_h} \quad (\text{V.7})$$

$$\pi_4 = I \rho^x V^y R_h^z = [L^{-3} M]^x [LT^{-1}]^y [L]^z = I \quad (\text{V.8})$$

Par conséquent, à partir du théorème de π , la relation fonctionnelle suivante est obtenue:

$$\pi_1 = \phi_2(\pi_2, \pi_3, \pi_4) \quad (\text{V.9})$$

donc-

$$f = \phi_2\left(\frac{\mu}{\rho V R_h}, \frac{D}{R_h}, I\right) \quad (\text{V.10})$$

et-
$$\frac{\rho V R_h}{\mu} = \frac{V R_h}{\nu} = R_e, \quad (\text{V.11})$$

La forme finale qui exprime le coefficient de frottement f est donnée en fonction des trois nombres adimensionnels suivants:

$$f = \phi_2 \left(R_e, \frac{R_h}{D}, I \right) \quad (\text{V.12})$$

De cette analyse, nous concluons que f dépend principalement de trois paramètres: le rapport R_h/D , le nombre de Reynolds R_e et la pente du lit I .

En se basant sur l'expression V.12 déduite de notre analyse dimensionnelle, et respectant les différentes approches proposées dans la littérature scientifique, notamment les plus récentes (Griffiths, 1981; Nikora et Smart, 1997; Julien, 2002; Cao et al., 2006; Recking et al., 2008; Banerjee et al., 2018 ; Ferro, 2018 ; Di Stefano et al., 2019), nous pouvons proposer trois type de modèles pour calculer le coefficient de frottement, dans un lit en gravier en tenant compte du charriage.

- Le premier modèle est proposé pour le calcul du coefficient de frottement en fonction de la profondeur relative R_h/D et la pente de lit I ,
- Dans le second modèle, on propose d'exprimer le coefficient de frottement f , directement en fonction de la profondeur relative R_h/D , comme il est exprimé dans la figure IV. 1,
- Dans le troisième modèle le frottement est évalué en utilisant une relation directe entre la fonction de profil de vitesse Γ proposée par Ferro 2018, et le coefficient de frottement, en ignorant l'effet de nombre de Reynolds.

A- Evaluation de coefficient de frottement en fonction de R_h/D et la pente I

À partir de l'analyse dimensionnelle réalisée précédemment, nous avons constaté que ce modèle dépend principalement de trois paramètres: le rapport R_h/D , la pente de lit I et le nombre de Reynolds R_e (voir Annexe B).

La corrélation établit entre les valeurs mesurées du coefficient de frottement et les valeurs de profondeur relative R_h/D (Fig. IV.1 de chapitre IV), montre une étroite corrélation entre les deux paramètres, ce qui a également été conclu par de nombreuses études. Hey en 1979 a fait

une comparaison entre la profondeur relative R_h/D et le coefficient de frottement mesuré f_m dans trois rivières, à lit de gravier, du Royaume-Uni, une corrélation significative a été trouvée entre les deux paramètres. Griffiths (1981) a utilisé un ensemble de données à partir d'un échantillon de 186 données de terrain, où il a trouvé le même résultat sur la relation entre les deux paramètres. Namaee et Whitcombe (2017) trouvent une étroite corrélation entre R_h/D et le rapport de vitesse V/V^* . Les mêmes résultats ont été obtenus également par Cao et al. (2006) à travers 106 expériences et Banerjee et al. (2018) à travers 19 expériences de canal, à travers leurs expériences, ils ont extrait des formules pour évaluer le frottement dans un lit en gravier.

Pour couvrir la plage de données maximale des paramètres, on utilise souvent le logarithme, par conséquent, le frottement est souvent formulé par $\ln(R_h/D)$ au lieu de R_h/D , sous la forme $\sqrt{8/f} = f(\ln(R_h/D))$ comme dans les formules de: Keulegan (1938), Nikora et Smart (1997), Banerjee et al. (2018) et Lim (2018).

Dans notre cas, les résultats de corrélation entre $\sqrt{8/f}$ et $f(\ln(R_h/D))$ sont représentés dans la (figure V.1), ils montrent une bonne dépendance des deux paramètres avec un coefficient de détermination très acceptable ($R^2 = 0,81$).

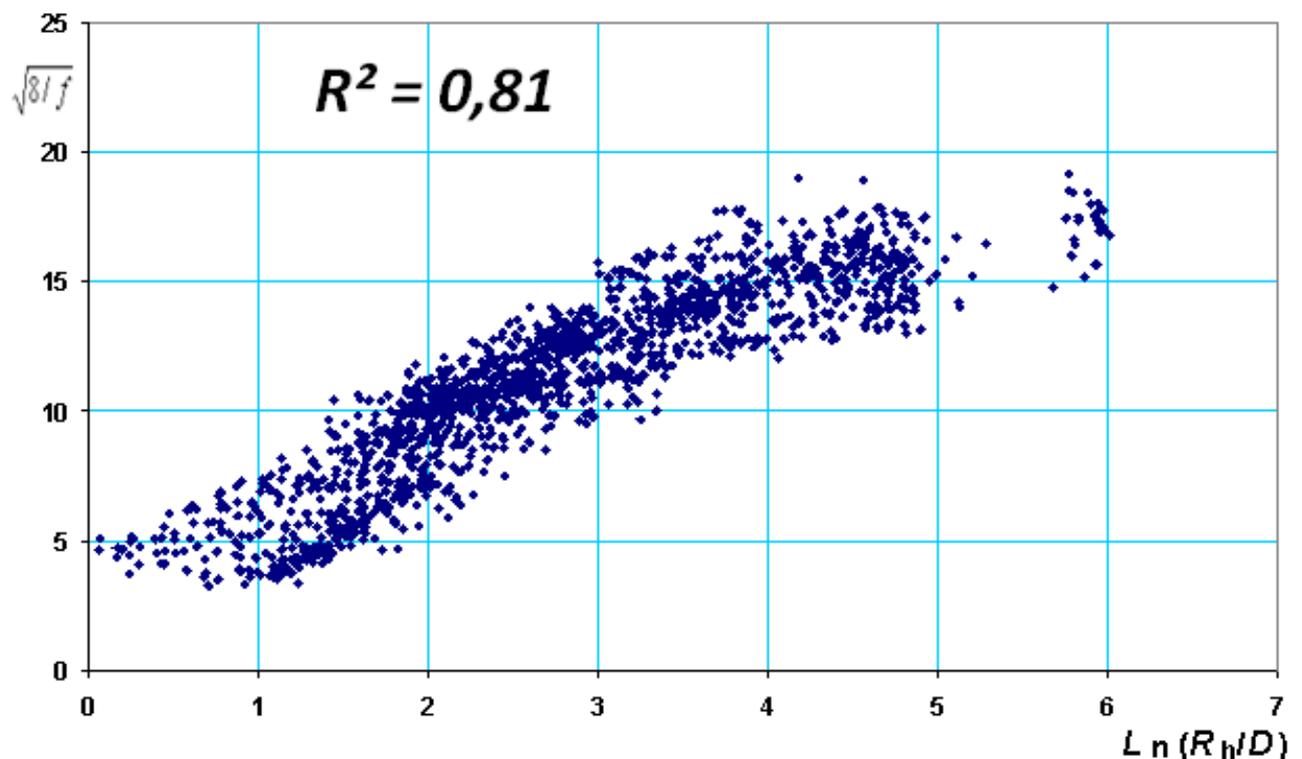


Figure V.1 Corrélation entre $\ln(R_h/D)$ et $\sqrt{8/f}$

Pour examiner la dépendance du coefficient de frottement avec le deuxième paramètre de pente, on utilise le même jeu de données d'expériences (tableau IV.2 de chapitre IV). Pour réduire la dispersion, on utilise une transformation logarithmique pour la pente, comme le montre la figure V.2. L'examen de cette figure montre que, effectivement, le coefficient de frottement est en proportion direct avec la pente du canal, cette tendance est confirmée dans plusieurs études: Bathurst (1982) a décrit une forte augmentation de la résistance à l'écoulement avec une pente variant de 3% à 9%. Song et al. (1998) ont réalisé 55 mesures de vitesse, ils ont déduit et noté de leur analyse que le coefficient de frottement augmente également avec l'augmentation de la pente du lit, cette même tendance est notée également par de nombreux chercheurs: Di Stefano et al. (2017), Hajbabaei et al. (2017), Hohermuth et Weitbrecht (2018), Palucis et al. (2018) et Mendicino et Colosimo (2019). Dans certains cas, Recking et al. (2008) a exprimé le frottement en fonction directe avec le logarithme décimal de la pente du lit. Nous illustrons la corrélation entre ces deux paramètres ($\sqrt{8/f} = f(\text{Log } I)$) sur la figure V.2, où le coefficient de détermination est $R^2 = 0,75$.

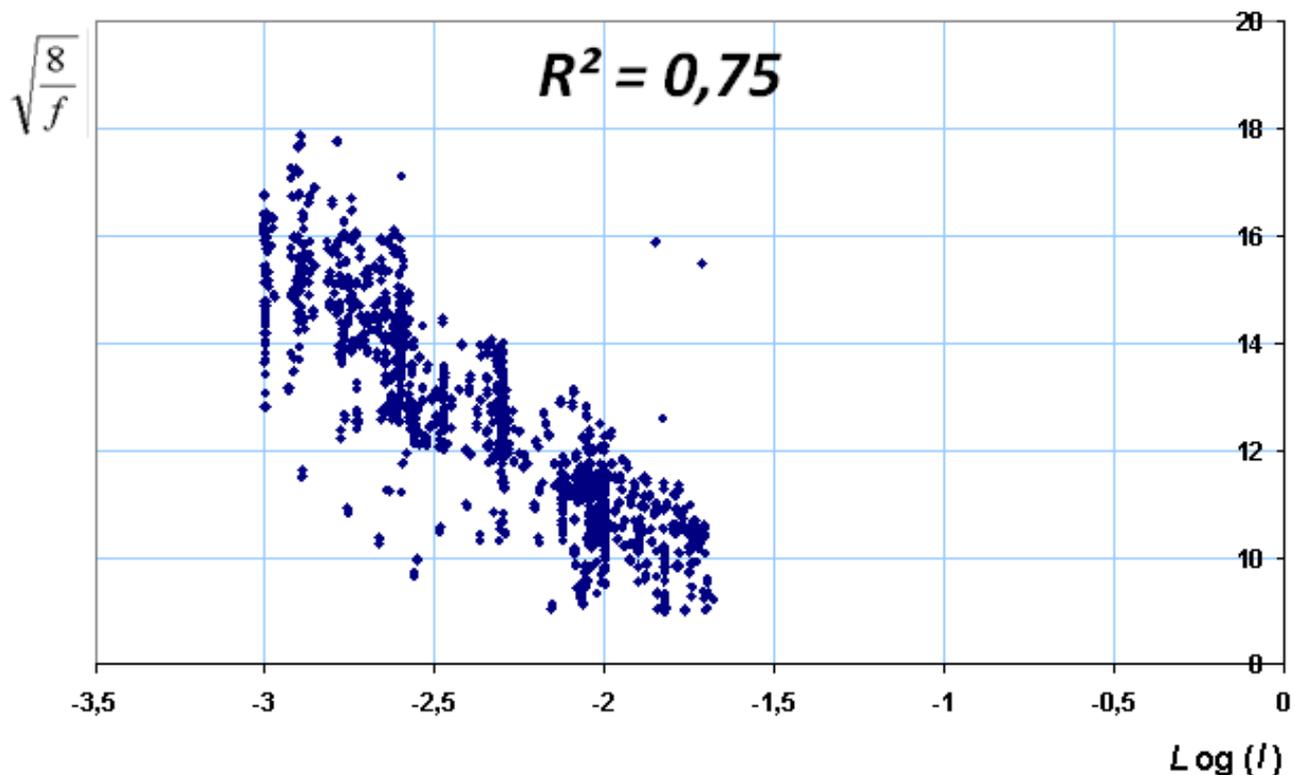


Figure V.2 Corrélation entre les données mesurées de ($\text{Log } I, \sqrt{8/f}$)

Dans la même démarche, Ferro (2018) a proposé une nouvelle fonction de profil de vitesse, en relation avec les valeurs de la pente du lit et le nombre de Froude, cette expression est utilisée pour l'évaluation ultérieure de la valeur du coefficient de frottement dans un lit en gravier. Les constatations obtenues sont cohérentes avec ce qui a été précédemment décrit pour la relation entre les deux paramètres.

Pour le nombre de Reynolds R_e , dans les cours d'eau naturels, en particulier dans les oueds, l'écoulement est souvent en régime turbulent rugueux. Dans ce cas, le coefficient de frottement est peu dépendant du nombre de Reynolds, cette conclusion a été vérifiée par Graf (1984), Bray (1979), Hey (1979), Colosimo et al. (1988) et Baiamonte et Ferro (1997).

En écoulement en canal ouvert, les lois de résistance à l'écoulement sont établies sur la base de celles proposées pour la conduite. Selon les travaux pionniers de Keulgan (1938), pour les écoulements turbulents rugueux, le coefficient de frottement f peut être directement lié à la rugosité relative R_n/k_s de l'écoulement (Recking, 2006; Powell, 2014; Banerjee et al., 2018).

Ce verdict peut s'expliquer par la prédominance de l'effet de rugosité relative dans le frottement; de plus, le terme relatif au type de régime dans les lois de résistance à l'écoulement (par exemple dans la loi de Collebrook) est négligeable, car il est divisé par un nombre de Reynolds élevé. Pour vérifier ce verdict, nous avons vérifié la corrélation entre le coefficient de frottement et le nombre de Reynolds R_e (Figure V.3), en utilisant le même jeu de données du tableau IV.2 de chapitre IV.

De la figure V.3, on peut conclure que la corrélation, entre les valeurs mesurées de R_e et f_m (tiré des données du tableau IV.2), est mauvaise pour l'ensemble de données ($R^2 = 0,03$).

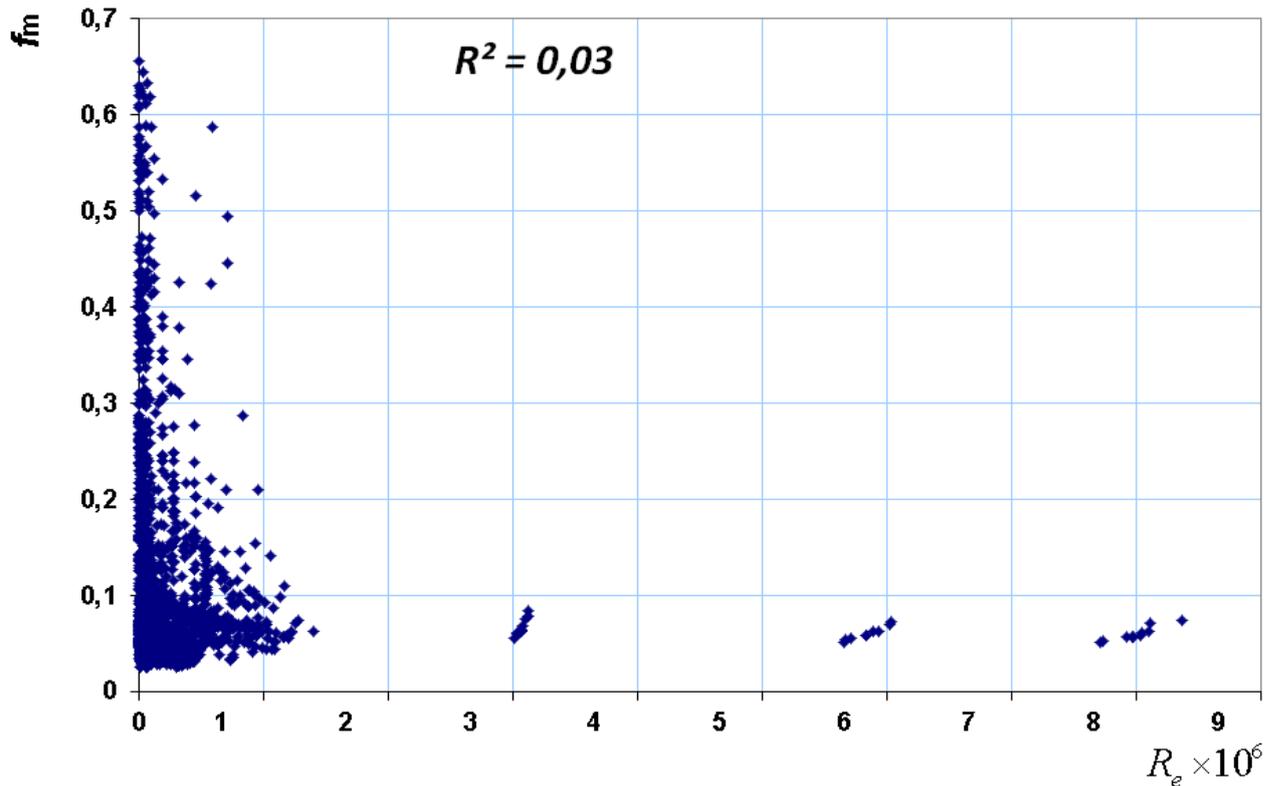


Figure V.3 Corrélation entre les données mesurées de (R_e, f_m)

Dans ce modèle, comme il n'y a pas de bonne corrélation entre le coefficient de frottement et le nombre de Reynolds, nous avons ignoré ce dernier paramètre; de plus, notre proposition de relation de frottement est exprimée par:

$$\sqrt{8/f} = \phi_2(R_h/D, I) \quad (\text{V.13})$$

En utilisant les données de calage (tableau IV.2 de chapitre IV) et l'analyse de régressions multiples, nous avons établi de nombreuses expressions du facteur de frottement avec les principaux facteurs (équation V.13). La meilleure expression ajustée pour calculer le coefficient de frottement dans le contexte d'un lit en gravier avec transport solide (charriage) est proposée comme suit:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 2,16 \text{Ln}\left(\frac{R_h}{D}\right) - 2,09 \text{Log}(I) + 1,18 \quad (\text{V.14})$$

Une comparaison entre les valeurs mesurées et calculées de coefficient de frottement par le modèle obtenu (l'équation V.14), montre une corrélation acceptable où $R^2 = 0.83$ (Figure

V.4), en particulier dans la plage de valeurs basses ($f_m < 0.5$), ce qui représente le cas pratique le plus courant.

Pour vérifier la sensibilité de ce modèle (Eq. V.14) proposé aux différents paramètres de résistance à l'écoulement, nous avons testé de nombreuses expressions avec un seul paramètre, différents couples de paramètres et avec les trois paramètres. À partir de cette analyse, nous avons confirmé que le facteur de frottement dépend principalement des deux paramètres de la profondeur relative R_h/D et de la pente du lit I . il faut bien noter que les résultats de ce modèle ne sont pas affectés lorsque nous utilisons des expressions avec ou sans le paramètre du nombre de Reynolds. Ce verdict confirme l'effet négligeable du nombre de Reynolds sur l'évaluation de facteur de frottement, dans le contexte de l'étude.

Pour la validation du modèle proposé, on utilise les données de récapitulées dans le tableau V.1, les résultats obtenus montrent une erreur normalisée moyenne MNE très acceptable estimée à moins de 17% pour l'ensemble des données de validation.

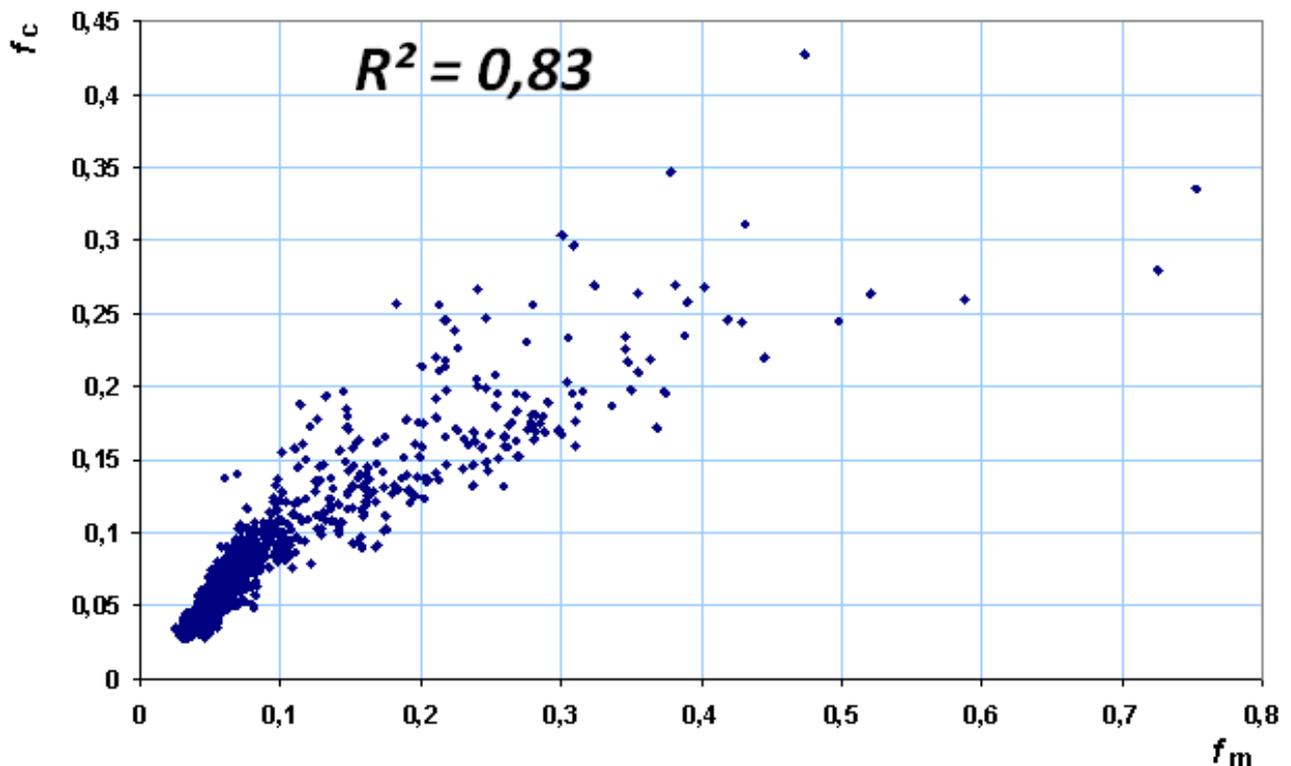


Figure V.4 Comparaison des coefficients de frottement mesurés et calculés par le modèle proposé.

Pour des données relatives à un facteur de frottement inférieur à 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 la MNE est estimée à 14%, 15%, 15,8%, 16,3% et 16,5%; respectivement. Ces résultats montrent une

meilleure efficacité de notre modèle dans la plage de valeurs faibles du facteur de frottement, ce sont les cas les plus courants.

B- Evaluation de coefficient de frottement en fonction de R_h/D

Grâce à une analyse plus approfondie des résultats, nous pouvons identifier le type de formulation de la résistance à l'écoulement dans un lit en gravier avec charriage. Un type de formule est basé sur la profondeur relative R_h/D , qui tient en compte la forme géométrique du canal et la taille des grains constituant le fond. Selon plusieurs études récentes dans ce domaine (Griffiths, 1981; Nikora et Smart, 1997; Julien, 2002; Cao et al., 2006; Recking et al., 2008; Banerjee et al., 2018), les deux paramètres (R_h et D) conduisent à une bonne estimation du coefficient de frottement, notamment en rugosité à grande échelle.

En utilisant les données du tableau IV.2 de chapitre IV (1392 expériences), nous pouvons déduire une relation directe du coefficient de frottement f en fonction de la profondeur relative R_h/D . Cette relation s'écrit comme suit:

$$f = 0,3288 \left(\frac{R_h}{D} \right)^{-0,5454} \quad R^2 = 0,73 \quad (\text{V.15})$$

Malgré l'importance de ce type de modèle, il donne des résultats moins efficaces dans les conditions de l'étude. Pour valider ce modèle (équation V.15), on utilise le jeu de données (1128 expériences) récapitulées dans le tableau V.1.

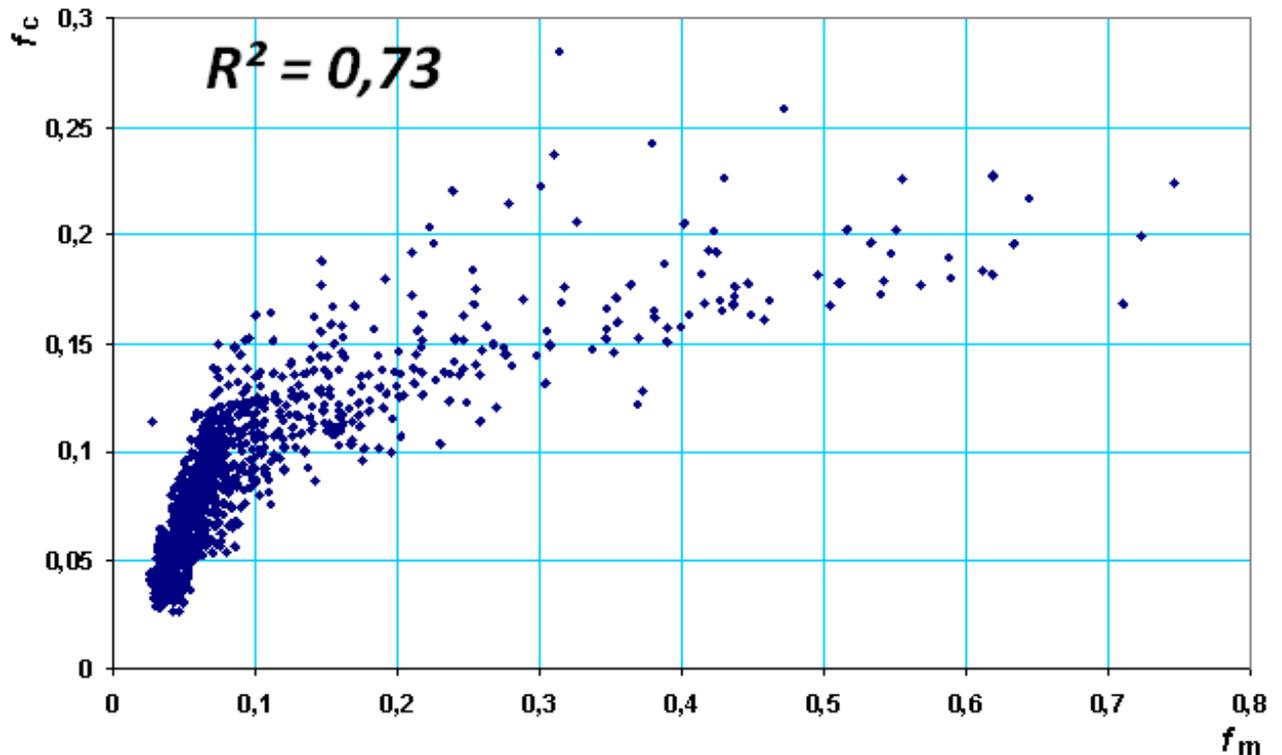


Figure V.5 Comparaison des coefficients de frottement mesurés et calculés utilisant le deuxième modèle.

L'examen de la figure V.5 montre que l'erreur normalisée moyenne (*MNE*) obtenue est d'environ 32%, ce qui est relativement plus élevé par rapport à la bonne corrélation observée sur la figure IV.1 du chapitre IV.

C- Evaluation de coefficient de frottement utilisant la fonction de profil des vitesses Γ

Pour les canaux de lit en gravier, Ferro 2018 a proposé une nouvelle formule en impliquant explicitement l'expression du profil de vitesse (Γ). Cette équation est déduite théoriquement de l'analyse dimensionnelle comme une relation entre la fonction Γ , la pente du canal I et le nombre de Froude F_r . La relation obtenue de ce traitement théorique a été calibrée par les données de 146 expériences effectuées au laboratoire, les paramètres mesurés sont la vitesse d'écoulement, la profondeur de l'eau et la pente du lit.

L'examen des résultats de cette étude montre que les résultats obtenus sont très acceptables, toutefois, la forme complexe de la formule pose de sérieux problèmes dans son application pratique et son implémentation dans les codes de calcul.

Cet inconvénient nous a incités à proposer une relation directe entre le coefficient de frottement et la fonction Γ pour réduire les étapes de calcul.

De cette démarche, on propose un modèle qui relie le coefficient de frottement à la pente de lit et le nombre de Froude, en fait, ces deux paramètres sont représentés implicitement dans la fonction Γ développé par Ferro (2018) écrite sous la forme $\Gamma = 0.2579 \frac{F_r^{1.1108}}{I^{0.5891}}$. Le nombre de Reynolds R_e est ignoré car il n'a pas d'effet significatif sur l'évaluation de coefficient de frottement comme nous l'avons déjà indiqué précédemment.

Cependant, nous avons observé une très bonne corrélation entre la fonction Γ et le coefficient de frottement mesuré (figure V.6), utilisant les données de calage mentionnées dans le tableau IV.2 de chapitre 4.

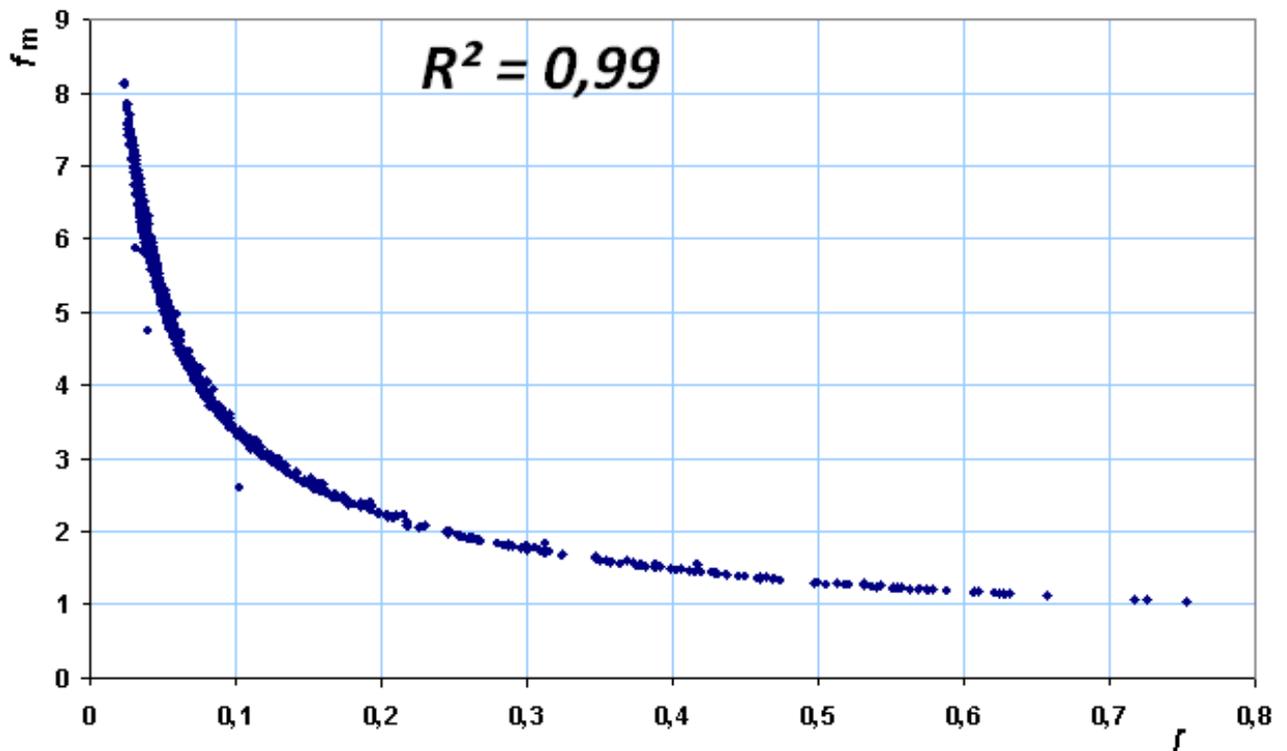


Figure V.6 Corrélation entre la fonction de profil de vitesse Γ et f_m

Ce bon et intéressant résultat nous a permis de proposer une relation directe entre ces deux paramètres: le coefficient de frottement f_m et la fonction de profil de vitesse Γ comme suit:

$$f = 0,7686 \Gamma^{-1,6598} \quad R^2 = 0,99 \quad (\text{V.16})$$

Pour valider cette formule, on a utilisé le jeu de données récapitulées dans tableau V.1.

De la figure V.7, on peut conclure que la corrélation, entre les valeurs mesurées (tiré des données du tableau V.1) et calculées par la formule V.16 est bonne pour l'ensemble de données.

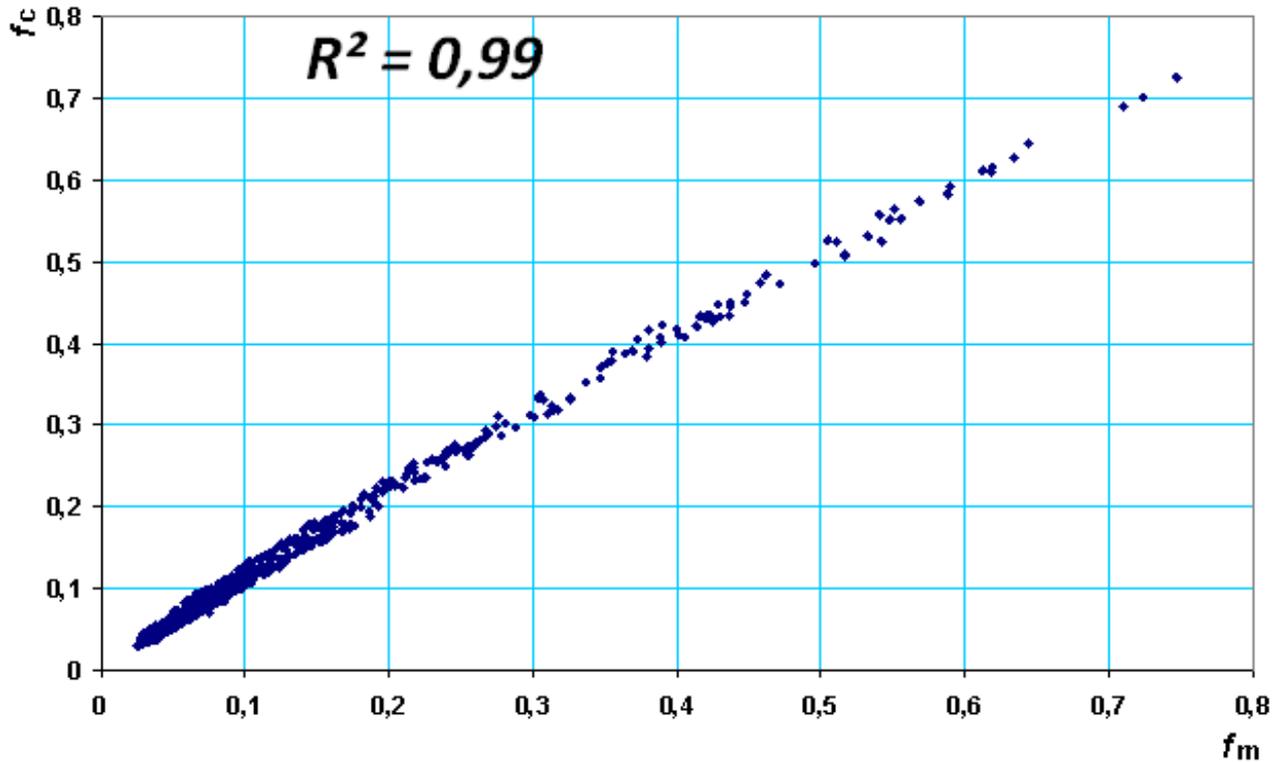


Figure V.7 Comparaison des coefficients de frottement mesurés et calculés utilisant le troisième modèle.

Les résultats obtenus (Figure V.7) montrent que pour l'ensemble des 1128 expériences utilisées, l'erreur normalisée moyenne (*MNE*) est d'environ 12%, ce qui est jugé très acceptable.

Tableau V.1 Plage de paramètres des données utilisées pour valider les équations V.15, .16, .17

Auteur	I m/m	Q m ³ /s	V m/s	h m	R_h m	D_{50} mm	D_{84} mm	B m	R_e	F_r	N_d
Bogardi (1939)	0,0104 - 0,0243	0,01566 - 0,06422	0,69 - 1,33	0,034 - 0,138	0,0332 - 0,1169	6,8 - 15,2	8,16 - 18,24	0,3 - 0,823	99864 - 567000	0,85 - 1,59	44
Cao (1985)	0,005 to 0,09	0,015 - 0,25	0,72 - 1,84	0,035 - 0,254	0,0346 - 0,2149	11,5 - 44,3	13,8 - 53,16	0,6	99648 - 1409744	0,79 - 1,58	56
Casey (1935)	0,00119 - 0,00519	0,0008 - 0,09919	0,22 - 0,86	0,009 - 0,287	0,0089 - 0,188	1 - 2,5	1,2 - 3	0,4	7832 - 347616	0,42 - 0,9	79
Einstein et Chien (1955)	0,0193 - 0,0258	0,07391 - 0,07447	2,1 - 2,22	0,109 - 0,12	0,0851 - 0,0908	1,3	1,6	0,3	737296 - 761040	1,87 - 2,15	4
Gilber (1914)	0,0062 - 0,0225	0,00515 - 0,03169	0,62 - 1,38	0,027 - 0,17	0,026 - 0,1176	3,2 - 7	3,8 - 8,4	0,2 - 0,4	64480 - 502202	0,72 - 1,55	104
Graf et Suszka (1987)	0,005 - 0,025	0,04 - 0,205	0,92 - 1,54	0,07 - 0,26	0,0662 - 0,2126	12,2 - 23,5	14,62 - 28,2	0,6	254448 - 1136400	0,76 - 1,26	106
HoPang-Yang (1939)	0,0009 - 0,00504	0,0034 - 0,06911	0,23 - 1,02	0,036 - 0,262	0,0328 - 0,1644	1,4 - 6,3	1,68 - 7,56	0,4	30176 - 511632	0,37 - 0,84	73
Mavis et al. (1937)	0,0035 - 0,0101	0,00218 - 0,07787	0,29 - 0,83	0,009 - 0,133	0,0089 - 0,1174	1,4 - 4,2	1,68 - 5,04	0,82	10324 - 413664	0,53 - 1,21	262
Meyer -Peter et Muller (1948)	0,00128 - 0,0227	0,0006 - 4,61	0,31 - 2,88	0,01 - 1,1	0,097 - 0,9173	1,2 - 28,7	1,44 - 34,4	0,15 - 2	15520 - 8368128	0,38 - 1,4	105
Paintal (1971)	0,00117 - 0,0103	0,017 - 0,255	0,39 - 1,38	0,045 - 0,213	0,0427 - 0,1974	2,5 - 22,2	3 to 26,6	0,91	70028 to 1023408	0,43 - 0,99	70
Recking (2006)	0,01 - 0,09	0,0005 - 0,025	0,39 - 1,69	0,012 - 0,086	0,0117 - 0,0785	2,3 - 12,5	0,00276 - 0,015	0,1 - 0,25	18880 - 458440	0,93 - 1,98	89
Rickenmann (1990)	0,07 - 0,2	0,01 - 0,03	1,11 - 2,75	0,032 - 0,086	0,0304 - 0,0785	10	12	0,2	190900 - 557032	1,45 - 3,74	46
Smart et Jaeggi (1983)	0,03 - 0,2	0,005 - 0,03	0,8 - 2,77	0,02 - 0,089	0,019 - 0,0803	2 - 10,5	0,0024 - 0,0126	0,2	95000 - 547352	1,33 - 4,97	71
Banerjee et al. (2018)	0,0025	0,0006 - 1	0,07 - 6	0,014 - 2	0,0134 - 0,08	6,5	/	0,65 - 0,9	3705 - 1800000	0,19 - 1,35	19
Total											1128
V- Vitesse moyenne, R_h - Rayon hydraulique, D_{50} . Taille des sédiments dont 50% est plus fin, D_{84} . Taille des sédiments dont 84% est plus fin, B - Largeur du canal											

Globalement, on peut conclure que les équations, qui prennent en compte la pente du lit I , le nombre de Froude F_r (représenté par la fonction Γ), sont plus efficaces (voir la figure V.7), que les formules basées sur la profondeur relative R_h/D uniquement. Ce dernier type de formules peut être plus adapté en lit très rugueux.

Dans le tableau V.2, nous avons résumé les résultats obtenus à travers chaque modèle.

Tableau V.2 Comparaison des différents modèles de notre approche

Modèle	Formule	Erreur normalisée moyenne <i>MNE</i> en %	Ecart type de <i>MNE</i> σ
Modèle n° 1	$\sqrt{\frac{8}{f}} = 2,16 \cdot \text{Ln}\left(\frac{R_h}{D}\right) - 2,09 \cdot \text{Log } I + 1,18$ $R^2 = 0,74$	17	0.134
Modèle n° 2	$f = 0,3288 \left(\frac{R_h}{D}\right)^{-0,5454}$ $R^2 = 0,73$	32	0.234
Modèle n° 3	$f = 0,7686 \Gamma^{-1,6598}$ $R^2 = 0,99$	12	0.094

Le tableau 2 montre clairement que le troisième modèle, de notre approche, est le meilleur dans le calcul de coefficient frottement dans un lit en gravier, en tenant compte de charriage. Ferro 2018 a utilisé une formule dans le but d'évaluer le frottement dans un lit en gravier avec charriage, cette formule contient l'équation du profil de vitesse Γ ainsi que le nombre de Reynolds R_e . Dans notre démarche, le nombre de Reynolds a été négligé dans les trois modèles proposés, car de nombreuses études ont indiqué que ce paramètre n'a aucun effet significatif sur l'évaluation du coefficient de frottement dans un régime turbulent rugueux (le cas le plus courant).

V.4 Conclusion

Le but d'analyse dimensionnelle est de l'introduire le maximum des paramètres qui jouent un rôle crucial dans l'évaluation d'un phénomène physique. Dans ce chapitre, nous avons utilisé cette analyse pour évaluer le phénomène de frottement dans un lit en gravier, compte tenu de charriage. La relation générale obtenue de cette analyse est utilisée pour proposer des formules pour évaluer le coefficient de frottement f .

Dans une première approche, nous avons essayé d'éviter la complexité de formulation du frottement en impliquant le maximum de paramètres. Le modèle proposé exprimé par Eq. V.14, prend en considération les paramètres géométriques du canal représentés par le rayon hydraulique R_h , en plus de la granulométrie du lit D et de la pente du lit I . La validation du modèle montre qu'il fournit une prédiction acceptable du coefficient de frottement avec une erreur normalisée moyenne acceptable estimée à moins de 17%. Cette erreur peut être plus faible pour de faibles valeurs de coefficient de frottement.

Pour le deuxième modèle, nous avons estimé le coefficient de frottement par une relation directe entre ce coefficient et la profondeur relative R_h/D . Ce type de modèle montre une erreur moyenne normale plus élevée que les autres modèles estimée à 32%.

Le troisième modèle est plus préférable en raison des faibles erreurs observées, nous avons simplifié l'équation de Ferro 2018 ($f = 8 \left[\frac{2^{1-\delta} \cdot \Gamma \cdot R_e^\delta}{(\delta + 1) \cdot (\delta + 2)} \right]^{-2/(1+\delta)}$), par l'expression directe de coefficient de frottement en fonction de Γ (fonction du profil de vitesse) sous la forme $f = 0,7686 \Gamma^{-1,6598}$.

La validation de ce dernier modèle a montré que l'erreur enregistrée dans l'estimation du coefficient de frottement est de 12%, ce qui est très acceptable par rapport à la littérature scientifique.



Conclusion générale
et perspectives



Conclusion générale et perspectives

La précision de calcul des écoulements dans les cours d'eau naturels est toujours un défi pour les ingénieurs, notamment, en ce qui concerne le dimensionnement des ouvrages et la prévention contre les risques naturels tels que les inondations. Parmi les différents facteurs géométriques et hydrauliques qui gouvernent l'écoulement, le frottement constitue le facteur déterminant de la vitesse d'écoulement. Malgré les efforts de recherche importants effectués au cours des dernières décennies, la prévision de résistance à l'écoulement est toujours sujette à des erreurs relativement importantes. La littérature scientifique compte plusieurs modèles proposés pour estimer la résistance à l'écoulement et qui sont généralement basées sur les principes bien établis de la mécanique des fluides. Les modèles qui supposent un profil vertical de vitesse logarithmique ont généralement la forme $\sqrt{8/f} = f(\log_{10}(R_h/k_s))$, toutefois, ils peuvent être exprimé par une relation de puissance sous la forme $\sqrt{8/f} = f(R_h/D)^b$. La formulation des différentes lois de frottement peut être également déduite de l'application de l'analyse dimensionnelle.

A travers notre recherche bibliographique, on a constaté que les formules proposées pour estimer le frottement dans les cours d'eau sont très nombreuses, et relèvent de différents concepts théoriques en fonction des considérations et des contextes des études. Par ailleurs les formules basées sur le profil de vitesse sont beaucoup mieux priorisées, notamment dans les récentes recherches. Pour confirmer cette conclusion nous avons récapitulé neuf modèles à base de profil de vitesse couvrant les trois dernières décennies de recherche et qui sont proposés pour des situations similaires aux cas des oueds, c'est-à-dire, un écoulement sur des lit en gravier et en présence de charriage. Pour tester les conditions pertinence de ces lois, ainsi soigneusement sélectionnés, et par manque de mesures dans nos oueds, nous avons utilisé 1392 expériences de laboratoire en strict respect des conditions suscitées. Les résultats obtenus montrent que les erreurs des différentes lois sont très variables, elles peuvent dépasser 80% dans certains cas. Les meilleurs résultats sont obtenus par les formules de Ferro (2018) ($MNE = 12,5\%$) et Ferro et Porto (2018) avec une erreur moyenne relative MNE mois de 23%. Les formules qui ne dépendent que de la profondeur relative R_h/D , comme: Banerjee et al., 2018, Julien 2002, Nikora et Smart 1997 et Griffiths 1981, estiment le facteur de frottement avec une MNE plus élevée

comprise entre 42% et 74,3%, leur utilisation est un peu risquée. A travers notre lecture de la variation des erreurs, nous avons conclu également que les équations qui utilisent explicitement la formulation de profil de vitesse (fonction Γ) sont plus pertinentes que celles basées sur la profondeur relative R_h/D .

A travers l'étude précédente, nous avons contribué au développement de nouveaux modèles pour essayer d'optimiser la pertinence des résultats, en utilisant un jeu de données consistant constitué de 2520 expériences de laboratoire. En utilisant l'analyse dimensionnelle, un premier modèle est proposé par combinaison des paramètres des équations qui dépendent de la profondeur relative R_h/D avec celles qui prennent en compte la pente. La formule finale de ce modèle (Eq. V.14) a permis d'éviter la complexité de l'expression en impliquant deux paramètres significatifs d'écoulement. La validation de ce modèle montre qu'il fournit une prédiction acceptable du coefficient de frottement avec une *MNE* acceptable moins de 17%. Dans une autre proposition (Eq. V.15), nous avons proposé un autre modèle pour estimer le coefficient de frottement de Darcy par une relation directe entre ce coefficient et la profondeur relative de R_h/D . La validation de ce deuxième modèle montre qu'il estime le coefficient de frottement avec une *MNE* de 32%. Notre troisième contribution est inspirée de l'équation de Ferro 2018 en éliminant l'effet du nombre de Reynolds dans l'évaluation de coefficient de frottement, ce dernier constat est confirmé par de nombreux auteurs en régime turbulent rugueux.

Malgré que de nombreuses études ont indiqué que le nombre de Reynolds n'a pas d'effet significatif sur l'évaluation du coefficient de frottement dans un écoulement turbulent rugueux. La validation de ce troisième modèle a montré des résultats très encourageants, il estime le coefficient de frottement avec une *MNE* moins de 12%. Ce dernier modèle est jugé plus avantageux de coté pertinence de résultats en plus de la simplicité de l'expression.

Les conclusions des sections précédentes montre la complexité du problème traité avec trop de paramètres qui sont dépendants et très variables dans l'espace et dans le temps, cependant, le coefficient de frottement dans les lits des cours d'eau est bien estimé par les formules basées sur le concept de profil de vitesse, notamment celle qui expriment explicitement ce profil dans la formulation.

Ce travail de thèse peut être considérablement amélioré en intégrant les meilleurs modèles de l'estimation de frottement dans les codes de calcul hydraulique et en confrontant les résultats aux mesures de terrain.



*Références
Bibliographiques*



Références Bibliographiques

- 1- Aberle, J. and Smart, G., 2003. The influence of roughness structure on flow resistance on steep slopes. *Journal of Hydraulic Research*, 41(3), pp.259-269.
- 2- Ackers, P. and White, W., 1973. Sediment Transport: New Approach and Analysis. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(11), pp.2041-2060.
- 3- Afzalimhr, H., Dey, S. and Rasoulifar, P., 2007. Influence of decelerating flow on incipient motion of a gravel-bed stream. *Sadhana*, 32(5), pp.545-559.
- 4- Alonso, C.V., 1980. Selecting a formula to estimate sediment transport capacity in non-vegetated channels, CREAMS (A Field Scale Model for Chemicals, Runoff, and Erosion from Agricultural Management System), W.G. Knisel, ed., USDA, Conservation Research Report, No. 26, Washington, D.C., 426-439.
- 5- Ancy, C., Böhm, T., Jodeau, M. and Frey, P., 2006. Statistical description of sediment transport experiments. *Physical Review E*, 74(1).
- 6- Bagnold R. A., 1966. An approach to the sediment transport problem from general physics', *Professional Paper 422-J, USGS, Washington D.C., USA*.
- 7- Banerjee, S., Naik, B., Singh, P. and Khatua, K., 2018. Flow resistance in gravel bed open channel flows case: intense transport condition. *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, 25(3), pp.298-309.
- 8- Bao, W., Zhou, J., Xiang, X., Jiang, P. and Bao, M., 2018. A Hydraulic Friction Model for One-Dimensional Unsteady Channel Flows with Experimental Demonstration. *Water*, 10(1), p.43.
- 9- Bathurst, J., 1978. Flow Resistance of Large-Scale Roughness. *Journal of the Hydraulics Division*, 104(12), pp.1587-1603. DOI:10.1139/L08-068
- 10- Bathurst, J.C., 1982. Flow resistance in boulder-bed streams. In: Hey, R.D., Bathurst, J.C., Thorne, C.R. (Eds.), *Gravel-bed Rivers*. Wiley, Chichester, pp. 443-462.
- 11- Bathurst, J., 2002. At-a-site variation and minimum flow resistance for mountain rivers. *Journal of Hydrology*, 269(1-2), pp.11-26., doi:org/10.1016/S0022-1694(02)00191-9.
- 12- Bathurst, J., 1985. Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(4), pp.625-643.
- 13- Bathurst, J. C., Graf, W. H., and Cao, H. H., 1982. Initiation of sediment transport in steep channels with coarse bed material. || *Euromech 156: Mechanics of sediment transport, Istanbul*, 207-213.
- 14- Bathurst, J. C., R.-M. Li, and D. B. Simons, 1981, Resistance equation for large-scale roughness, *Journal of the Hydraulics Division*, 107, HY12, 1593-1613.

- 15- Bathurst, J., Li, R. and Simons, D., 1983. Closure to “ Resistance Equation for Large - Scale Roughness ” by James C. Bathurst, Ruh- Ming Li, and Daryl B. Simons (December, 1981). *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(5), pp.781-783.
- 16- Bennis, S., 2009. *Hydraulique Et Hydrologie*. [Montréal]: Université du Québec, École de technologie Supérieure.
- 17- Bergeron, N. and Carbonneau, P., 1999. The effect of sediment concentration on bedload roughness. *Hydrological Processes*, 13(16), pp.2583-2589.
- 18- Bjerklie, D., Dingman, S. and Bolster, C., 2005. Comparison of constitutive flow resistance equations based on the Manning and Chezy equations applied to natural rivers. *Water Resources Research*, 41(11).
- 19- Bjerklie, D., Lawrence Dingman, S., Vorosmarty, C., Bolster, C. and Congalton, R., 2003. Evaluating the potential for measuring river discharge from space. *Journal of Hydrology*, 278(1-4), pp.17-38.
- 20- Bogardi, J., and C. H. Yen, 1939, Tractation of Pebbles by Flowing Water. State Univeristy of Iowa.
- 21- Bray D, (1982) Flow resistance in gravel-bed rivers. In: Hey, R.D., Bathurst, J.C., Thorne, C.R. (Eds.), *Gravel-bed Rivers*. Wiley, Toronto, pp. 109–132
- 22- Bray, D., 1979. Estimating Average Velocity in Gravel-Bed Rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, 105(9), pp.1103-1122.
- 23- Brownlie, W., 1983. Flow Depth in Sand - Bed Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(7), pp.959-990.
- 24- Brownlie, W. R., 1981. Prediction of Flow Depth and Sediment Discharge in open channels. California: Rept. Kh-R-43A, W. M. Keck Laboratory of hydraulics and Water resources California Institute of Technology: Pasadena, Calif.
- 25- Buffington, J.M., Montgomery, D.R., 2013. Geomorphic Classification of Rivers. pp. 730–767.
- 26- Calomino, F., Gaudio R, Miglio A., 2004. Effect of bed-load concentration on friction factor in narrow channels. *River flow*, Napple, pp 279–285
- 27- Campbell, L., McEwan, I., Nikora, V., Pokrajac, D., Gallagher, M. and Manes, C., 2005. Bed-Load Effects on Hydrodynamics of Rough-Bed Open-Channel Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(7), pp.576-585.
- 28- Canovaro, F. and Solari, L., 2007. Dissipative analogies between a schematic macro-roughness arrangement and step–pool morphology. *Earth Surface Processes and Landforms*, 32(11), pp.1628-1640.
- 29- Cao, Z., Pender, G. and Meng, J., 2006. Explicit Formulation of the Shields Diagram for Incipient Motion of Sediment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(10), pp.1097-1099.

- 30- Cao, H. H., 1985. Resistance hydraulique d'un lit à gravier mobile à pente raide; étude expérimentale. Ph.D. thesis, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne, Switzerland
- 31- Casey, H. J., 1935, Uber Geschiebebewegung, *Preuss. Versuchsanst. fur Wasserbau und Schiffbau, Berlin, 19*, 86 pp.
- 32- Charlton, F. G., Brown P.M. and Benson, R.W., 1978. The hydraulic geometry of some gravel rivers in Britain., Rept. IT 180, Hydr. Res. Station, Wallingford, Engeland
- 33- Chien, N., 1980. Comparison of bed-load formulas. Chinese J. Hydraulic Eng., Chinese Assoc.of Hydr. Eng., No. 4, 1-11.
- 34- Chien, N., and Wan, Z., 1999. Mechanics of sediment transport. ASCE, Reston
- 35- Chien, N. and Wan Z. H., 1983. Mechanics of sediment movement. Science Publications, Beijing (in Chinese). in [Wu, W., and Wang, S. S. Y., 1999, Movable bed roughness in alluvial rivers, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 41, No. 6, pp. 597-608.
- 36- Chin, A., 2003. The geomorphic significance of step-pools in mountain streams. *Geomorphology*, 55(1-4), pp.125-137.
- 37- Chow, V.T., 1959. Open channel hydraulics, McGraw-Hill, New York, USA.
- 38- Colosimo, C., Copertino, V.A. and Veltri, M., 1986. Average velocity estimation in gravel-bed rivers. Proc., 5th IAHR-APD Congress, Seoul, Korea, Vol. 2, pp. 1-15.
- 39- Colosimo, C., Copertino, V. and Veltri, M., 1988. Friction Factor Evaluation in Gravel - Bed Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(8), pp.861-876.
- 40- Curran, J. and Wohl, E., 2003. Large woody debris and flow resistance in step-pool channels, Cascade Range, Washington. *Geomorphology*, 51(1-3), pp.141-157.
- 41- Di Stefano, C., Nicosia, A., Pampalone, V., Palmeri, V. and Ferro, V., 2019. Rill flow resistance law under equilibrium bed - load transport conditions. *Hydrological Processes*, 33(9), pp.1317-1323.
- 42- Di Stefano, C., Ferro, V., Palmeri, V. and Pampalone, V., 2017. Flow resistance equation for rills. *Hydrological Processes*, 31(15), pp.2793-2801., DOI: 10.1002/hyp.11221
- 43- Dingman, S. and Sharma, K., 1997. Statistical development and validation of discharge equations for natural channels. *Journal of Hydrology*, 199(1-2), pp.13-35.
- 44- Dittrich, A., and Koll K., 1997. Velocity field and resistance of flow over rough surface with large and small submergence, *Int. J. Sed. Res.* 12(3), pp. 21-33
- 45- Dou, G. R., 1964. Bed-load transport', Nanjing Hydraulic Research Institute, China (in Chinese). El Kadi, K., 2006. Evolution d'un lit de rivière en fonction des apports. These de doctorat, universitéde Claude Bernard, Lyon, France.

- 46- Einstein, H. A., and Barbarossa, N. L., 1951. River Channel Roughness. *American Society of Civil Engineers*, 25 (28), 1121-1146.
- 47- Einstein, H. A., and N. Chien, 1955, Effects of Heavy Sediment Concentration near the Bed on Velocity and Sediment Distribution. University of California.
- 48- Einstein, H. A., and N. L. Barbarossa, 1952, River Channel Roughness, *American Society of Civil Engineers, Paper N°2528*, 1121-1146.
- 49- Engelund, F. and Hansen E., 1967. A Monograph on sediment transport t alluvial streams: Teknisk forlag-Copenhagen, Danemark. p. 63
- 50- Ferguson, R., 2007. Flow resistance equations for gravel- and boulder-bed streams. *Water Resources Research*, 43(5)., doi: 10.1029/2006 WR005422.
- 51- Ferguson, R., 2010. Time to abandon the Manning equation?. *Earth Surface Processes and Landforms*, 35(15), pp.1873-1876.
- 52- Ferro, V., 2018. Assessing flow resistance in gravel bed channels by dimensional analysis and self- similarity. *CATENA*, 169, pp.119-127.
- 53- Ferro, V., 1999. Friction Factor for Gravel-Bed Channel with High Boulder Concentration. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(7), pp.771-778.
- 54- Ferro, V. and Porto, P., 2018. Assessing theoretical flow velocity profile and resistance in gravel bed rivers by field measurements. *Journal of Agricultural Engineering*, 49(4), pp.220-227.
- 55- Galay, V. J., 1967. Observed forms of bed roughness in an unstable gravel rivers, Proceedings, Twelfth congress of the international association o hydraulic research, Vol.1, No. All, pp. 85-94
- 56- Gao, P. and Abrahams, A., 2004. Bedload transport resistance in rough open-channel flows. *Earth Surface Processes and Landforms*, 29(4), pp.423-435.
- 57- Gilbert, G. K., 1914, The Transportation of Debris by Running Water. US Geological Survey.
- 58- Giles, R., Evett, J., Cheng, L. and Lobenberg, M., 1995. *Mécanique des fluides et hydraulique*. Paris: New York.
- 59- Gladki, H., 1979. Resistance to Flow in Alluvial Channels with Coarse Bed Materials. *Journal of Hydraulic Research*, 17(2), pp.121-128.
- 60- Golubstov, V.V., 1969. Hydraulic resistance and formula for computing the average low velocity of mountain rivers, *Sov. Hydrol.* 5, pp. 500-511
- 61- Gomez, B. and Church, M., 1989. An assessment of bed load sediment transport formulae for gravel bed rivers. *Water Resources Research*, 25(6), pp.1161-1186.
- 62- Graf, W. H., 1984: *Hydraulics of sediment transport*. Water resources publications, Littleton,

Colorado, USA.

- 63- Graf, W. H., 1971. *Hydraulics of sediment transport*, McGraw-Hall Book Company, New York, USA, p. 513.
- 64- Graf, W. H. et Altinakar M. S., 1993. *Hydraulique Fluviale Tome 1 Ecoulement permanent uniforme et non uniforme*, Presse Polytechnique Universitaire Romandes, Lausanne, CH, P 259.
- 65- Graf, W. and Yulistiyanto, B., 1998. Experiments on flow around a cylinder; the velocity and vorticity fields. *Journal of Hydraulic Research*, 36(4), pp.637-654.
- 66 - Graf, W. H., and L. Suszka, 1987, Sediment transport in steep channels, *Journal of Hydrosiences and Hydraulic Engineering*, 5, 1, 11-26.
- 67- Green, J., 2005. Modelling flow resistance in vegetated streams: review and development of new theory. *Hydrological Processes*, 19(6), pp.1245-1259.
- 68- Griffiths, G., 1981. Flow Resistance in Coarse Gravel Bed Rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, 107(7), pp.899-918.
- 69- Guo, J., 1990. Basic laws of sedisment transport. Taiyuan, Shanxi province, China, Shanxi Province, Natural Science Foundation.
- 70- Guo, J. and Julien, P., 2005. Shear Stress in Smooth Rectangular Open-Channel Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(1), pp.30-37.
- 71- Hager, W. and Liiv, U., 2008. Johann Nikuradse – Hydraulic experimenter. *Journal of Hydraulic Research*, 46(4), pp.435-444.
- 72- Hajbabaei, E., Hosseini, S. and Sanei, M., 2017. Bed Load Pickup Rate and Flow Resistance for Turbid Flow on a Movable Plane Bed. *Environmental Processes*, 4(1), pp.255-272.
- 73- Hammond, F., Heathershaw, A. and Langhorne, D., 1984. A comparison between Shields' thresholds criterion and the movement of loosely packed gravel in a tidal channel. *Sedimentology*, 31(1), pp.51-62.
- 74- Han, Q.W., 1981. Dynamique de transport solide. WuHan Chine, Institut national polytechnique d'hydraulique, d'électricité, d'Electronique et d'informatique de WuHan.
- 75- Hasbaia, M., 2011. Etude critique du transport solide et de ses conséquences sur les cours d'eau naturels, Thèse dans le cadre d'obtention de diplôme doctorat, Spécialité: hydraulique, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran. Algérie.
- 76- Hassan, M.A., Reid, I., 1990. The influence of microform bed roughness elements on flow and sediment transport in gravel bed rivers. *Earth Surf. Process. Landf.* 15, 739–750. <https://doi.org/10.1002/esp.3290150807>.
- 77- Herizi, T. and Hasbaia, M., 2020. Relevancy and comparison of friction factor equations for gravel bed in bedload regime. *International Journal of Hydrology Science and*

- Technology*, 1(1), p.1. DOI: 10.1504/IJHST.2020.10034034.
- 78- Hey, R., 1988. Bar Form Resistance in Gravel - Bed Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(12), pp.1498-1508.
- 79- Hey, R., 1979. Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, 105(4), pp.365-379.
- 80- Hill, I. K., 1967. Fluvial sediment transport at a large bed shear stress, thesis presented to the university of Canterbury, at Christchurch, New Zealand, in partial fulfilment of the requirements of the degree of Doctor of philosophy.
- 81- HoPang-Yung, 1939, Abhängigkeit der Geschiebebewegung von der Kornform und der Temperature, *Preuss. Versuchsanst. für Wasserbau und Schiffbau, Berlin*, 37, 43 pp.
- 82- Hosseini, S. and Hajibabaei, E., 2020. The effect of grain roughness and bed-load transport on the friction resistance of erodible beds in steep slopes. *Environmental Earth Sciences*, 79(8).
- 83- Hu S., and Abrahams, A., 2004. Resistance to overland flow due to bed-load transport on plane mobile beds. *Earth Surface Processes and Landforms*, 29(13), pp.1691-1701, DOI: 10.1002/esp.1123.
- 84- Huang, S., 2007. Effects of using different sediment transport formulae and methods of computing Manning's roughness coefficient on numerical modeling of sediment transport. *Journal of Hydraulic Research*, 45(3), pp.347-356.
- 85- Ikeda, S., 1983. Flow and bed topography in channels with alternate bars., *River Meandering*, Proc. Conf. River '83, C. R. Elliot, ed., ASCE, 733-746.
- 86- Irmay, S., 1949. On steady flow formulae in pipes and channels, Proc., IAHR 3rd Congress, Paper III-3, Grenoble, France.
- 87- Jarrett, R., 1984. Hydraulics of High - Gradient Streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11), pp.1519 -1539.
- 88- Julien, P.Y., 2002. *River mechanics*. Cambridge University Press, 434.
- 89- Keulegan, G., 1938. Laws of turbulent flow in open channels. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 21(6), p.707.
- 90- Komura, S. and Colby, B., 1963. Discussion of "Sediment Transportation Mechanics: Introduction and Properties of Sediment, Progress Report by the Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual of the Committee on Sedimentation of the Hydraulics Division". *Journal of the Hydraulics Division*, 89(1), pp.263-268.
- 91- Kabir, M. R. et Torfs, H., 1992. Comparison of different methods to calculate bed shear stress, *Wat. Sci. Tch.*, Vol. 25, No. 8, pp. 131-140.

- 92- Kamphuis, J., 1974. Determination of Sand Roughness For Fixed Beds. *Journal of Hydraulic Research*, 12(2), pp.193-203.
- 93- Karim, M. and Kennedy, J., 1990. Menu of Coupled Velocity and Sediment - Discharge Relations for Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(8), pp.978-996.
- 94- Keulegan, G., 1938. Laws of turbulent flow in open channels. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 21(6), p.707.
- 95- Kiang, J. E., Gazoorian, C., McMillan, H., Coxon, G., Le Coz, J., Westerberg, I. K., Belleville, A., Sevrez, D., Sikorska, A. E., Petersen-Øverleir, A. and Reitan, T., 2018. A comparison of methods for Stream flow uncertainty estimation. *Water Resour Res* 54:7149–7176.
<https://doi.org/10.1029/2018wr022708>
- 96- Kironoto, B. and Graf, W., 1994. Turbulence Characteristics in Rough Uniform Open-Channel Flow. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Maritime and Energy*, 106(4), pp.333-344.
- 97- Lane, E. W. 1947. Report of the Subcommittee on Sediment Terminology,” Transactions, American Geophysical Union, Vol. 28, No.6, Washington, DC. pp 936-938.
- 98- Lane, E.W. and Carlson, E. J., 1953. Some factors affecting the stability of canals constructed in coarse granular materials, Proc., IAHR 5th Congress, Minneapolis.
- 99- Laronne, J. and Carson, M., 1976. Interrelationships between bed morphology and bed-material transport for a small, gravel-bed channel. *Sedimentology*, 23(1), pp.67-85.
- 100- Laursen, E., 1958. The Total Sediment Load of Streams. *Journal of the Hydraulics Division*, 84(1), pp.1-36.
- 101- Lawrence, D., 1997. Macroscale surface roughness and frictional resistance in overland flow. *Earth Surface Processes and Landforms*, 22(4), pp.365-382.
DOI: 10.1002/(SICI)1096-9837(199704)22:4<365::AI ESP693>3.0.CO;2-6
- 102- Lee, A. and Ferguson, R., 2002. Velocity and flow resistance in step-pool streams. *Geomorphology*, 46(1- 2), pp.59-71.
- 103- Lenzi, M. and Comiti, F., 2003. Local scouring and morphological adjustments in steep channels with check-dam sequences. *Geomorphology*, 55(1-4), pp.97-109.
- 104- Leopold, L.B., Wolman, M.G., Millar, J.P., 1964. Fluvial Processes in Geomorphology. W.H. Freeman and Company, San Francisco.
- 105- Lim, H., 2018. Open Channel Flow Friction Factor: Logarithmic Law. *Journal of Coastal Research*, 341, pp.229-237.
- 106- Limerinos, J. T., 1970. Determination of the Manning coefficient for measured bed toughness in natural channels., Water Supply paper 1898-B, U.S. Geological Survey, Washington D.C.

- 107- López, R., Barragán, J. and Colomer, M., 2007. Flow resistance equations without explicit estimation of the resistance coefficient for coarse-grained rivers. *Journal of Hydrology*, 338(1-2), pp.113-121.
- 108- Mahdavi, A. and Omid, M., 2004. The effect of bed roughness on velocity profile in open channels. *River Flow*, Napple, 295300
- 109- Mahmood, K., 1971. Flow in sand-bed channels. Water Management Technical Report 11, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- 110- Manga, M. and Kirchner, J., 2000. Stress partitioning in streams by large woody debris. *Water Resources Research*, 36(8), pp.2373-2379.
- 111- Mavis, F. T., T. Liu, and E. Soucek, 1937, The Transportation of Detritus by Flowing Water - - II. pp 28 pp.
- 112- McMillan, H., Seibert, J., Petersen-Overleir, A., Lang, M., White, P., Snelder, T., Rutherford, K., Krueger, T. and Mason, R., Kiang, J., 2017. How uncertainty analysis of streamflow data can reduce costs and promote robust decisions in water management applications. *Water Resour Res* 53:5220–5228. <https://doi.org/10.1002/2014WR016852>
- 113- Mendicino, G., and Colosimo, F., 2019. Analysis of Flow Resistance Equations in Gravel - Bed Rivers With Intermittent Regimes: Calabrian fiumare Data Set. *Water Resources Research*, 55(8), pp.7294-7319, DOI: 10.1029/2019WR024819
- 114- Meunier, M., 1989. Essai de synthèse de connaissance en érosion et hydraulique torrentielle, La Houille Blanche 5, PP. 361-375.
- 115- Meyer-Peter, E. and Mueller, R., 1948. Formulas for bed-load transport. Report on Second Meeting of IAHR, Stockholm, Sweden, 39–64.
- 116- Millar, R., 1999. Grain and form resistance in gravel-bed rivers Résistances de grain et de forme dans les rivières à graviers. *Journal of Hydraulic Research*, 37(3), pp.303-312.
- 117- Montagu, S. and Darrigol, O., 2010. *L'émergence de l'analyse dimensionnelle*. [S.l.]: [s.n.].
- 118- Moody, L.F., 1944. Friction factors for pipe flow. *Trans. Am. Soc. Mech. Eng.* 66, 671–684.
- 119- Namaee, M., Sui, J. and Whitcombe, T., 2017. A revisit of different models for flow resistance in gravel-bed rivers and hydraulic flumes. *International Journal of River Basin Management*, 15(3), pp.277-286., DOI: 10.1080/15715124.2017.1287710
- 120- Nezu, I., and Nakagawa, H., 1993. *Turbulence in open-channel flows*. A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- 121- Nikora, V. and Smart, G., 1997. Turbulence Characteristics of New Zealand Gravel-Bed Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(9), pp.764-773.

- 122- Nitsche, M., Rickenmann, D., Turowski, J.M., Badoux, A., Kirchner, J.W., 2011. Evaluation of bedload transport predictions using flow resistance equations to account for macro roughness in steep mountain streams. *Water Resour. Res.* 47, W08513. <https://doi.org/10.1029/2011WR010645>
- 123- Oliver, D., 1961. The sedimentation of suspensions of closely-sized spherical particles. *Chemical Engineering Science*, 15(3-4), pp.230-242.
- 124- Omid, M., Karbasi, M. and Farhoudi, J., 2010. Effects of bed-load movement on flow resistance over bed forms. *Sadhana*, 35(6), pp.681-691.
- 125- Omid, M., Mahdavi, A. and Narayanan, R., 2003, Effects of bedload transport on flow resistance in rigid boundary channels. IAHR, Tessalonic, pp 641–646
- 126- Pagliara, S., Das, R. and Carnacina, I., 2008. Flow resistance in large-scale roughness condition. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(11), pp.1285-1293.
- 127- Paintal, A., 1971. Concept Of Critical Shear Stress In Loose Boundary Open Channels. *Journal of Hydraulic Research*, 9(1), pp.91-113.
- 128- Palucis, M., Lamb, M., 2017. What controls channel form in steep mountain streams. *Geophys. Res. Lett.* 44 (14), 7245–7255.
- 129- Palucis, M., Ulizio, T., Fuller, B. and Lamb, M., 2018. Flow resistance, sediment transport, and bedform development in a steep gravel-bedded river flume. *Geomorphology*, 320, pp.111-126.
- 130- Pardé, M., 1946. Nouvelles données sur les cours d'eau algériens. *Annales de Géographie*, 55(300), pp.291-294. DOI: 10.3406/geo.1946.12557
- 131- Parker, G., 1979. Hydraulic geometry of active gravel rivers, *J. Hydraul.Eng.*, 105, 1185–1201.
- 132- Parker, G., Klingeman, P. and McLean, D., 1982. Bedload and Size Distribution in Paved Gravel- Bed Streams. *Journal of the Hydraulics Division*, 108(4), pp.544-571.
- 133- Piégay, H., 2018. The Rhône River, France: applying integrative sciences to sustainable management. *E3S Web of Conferences*, 40, p.01003.
- 134- Powell, D., 2014. Flow resistance in gravel-bed rivers: Progress in research. *Earth-Science Reviews*, 136, pp.301-338.
- 135- Prestegard, K., 1983. Bar resistance in gravel bed streams at bankfull stage. *Water Resources Research*, 19(2), pp.472-476.
- 136- Raupach, M. and Shaw, R., 1982. Averaging procedures for flow within vegetation canopies. *Boundary-Layer Meteorology*, 22(1), pp.79-90.
- 137- Recking, A., 2010. A comparison between flume and field bed load transport data and consequences for surface-based bed load transport prediction. *Water Resources Research*, 46(3).

- 138- Recking, A., 2006. An experiment study of grain sorting effects on bedload. Phd thesis, Cemagref de Lyon, p. 261.
- 139- Recking, A., Frey, P., Paquier, A., Belleudy, P., and Champagne, J. Y., 2008. "Feedback between bed load transport and flow resistance in gravel bed rivers." *Water Resources Research*, Vol. 44, W05412, doi:10.1029/2007WR006219
- 140- Recking, A., Liébault, F., Peteuil, C. and Jolimet, T., 2012. Testing bedload transport equations with consideration of time scales. *Earth Surface Processes and Landforms*, 37(7), pp.774-789.
- 141- Ribberink, J. S., Blom, A. and Van der Sheer, P., 2002. Multi-fraction techniques for sediment transport and morphological modeling in sand-gravel rivers', *River Flow 2002*, Bousmar and Zech (eds.), Swets & Zeitinger, Lisse, 731–739.
- 142- Richardson, J. F. and Zaki, W. N., 1954. Sedimentation and fluidisation, part I. *Trans., Inst. Chem.Engrs.*, 32(1), 35–53.
- 143- Rickenmann, D., 1990, Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen, Zurich.
- 144- Rickenmann, D., 2001, Comparison of bed load transport in torrents and gravel bed streams, *Water Resources Research*, 37, 12, 3295.
- 145- Rickenmann, D. and Recking, A., 2011. Evaluation of flow resistance in gravel-bed rivers through a large field data set. *Water Resources Research*, 47(7). Res., 47, W07538,doi:10.1029/2010WR009793.
- 146- Riggs, H. C., 1976. A simplified slope-area method or estimating flood discharges in natural channels. *US Geol. Survey. J. Res. Vol. 4, No. 3*, pp. 285-291
- 147- Roushangar, K., Alami, M. and Saghebian, S., 2018. Modeling open channel flow resistance with dune bedform via heuristic and nonlinear approaches. *Journal of Hydroinformatics*, 20(2), pp.356-375.
- 148- Sauer, V. B., 1990. US geological survey, Written communication to W.F Coon. Estimation of roughness coefficients for natural stream channels with vegetated banks, 1998. US Geological survey Water-Supply paper 24-41
- 149- Sha, Y. Q., 1965. Introduction to Sediment Dynamics, Industry Press, Beijing, China, p. 302 (in Chinese).
- 150- Shen, H. N., 1971. Total sediment load, in *River mechanics*, H. N. Shen Ed. chapter 13. Fort Collins, Colorado
- 151- Simons, D. B., and Richardson, E. V., 1966., Resistance to flow in alluvial channels., Professional Paper 422-J, U.S. Geological Survey, Washington D.C.
- 152- Singh, V. P. 1996. Kinematic wave modeling in water resources. *Surface water hydrology*, Wiley, New York.

- 153- Smart, G., and M. Jaeggi, 1983, Sediment transport on steep slopes. Nr.64, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zurich pp 191
- 154- Song, T., Chiew, Y. and Chin, C., 1998. Effect of Bed-Load Movement on Flow Friction Factor. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(2), pp.165-175.
- 155- Strickler, A., 1923. Beiträge zur frage der geschwindigkeitsformel und der rauigkeitszahlen für strome, kanäle und geschlossene leitungen [Contributions to the questions of velocityformulations and roughness values for rivers, canals, and closed ducts]. Mitteilung 16, Amt für Wasserwirtschaft, Bern, Switzerland.(in German).
- 156- Thompson, S. and Campbell, P., 1979. Hydraulics of a Large Channel Paved With Boulders. *Journal of Hydraulic Research*, 17(4), pp.341-354.
- 157- Van Rijn, L., 1982. Equivalent Roughness of Alluvial Bed. *Journal of the Hydraulics Division*, 108(10), pp.1215-1218.
- 158- Van Rijn, L., 1984a. Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(10), pp.1431-1456.
- 159- Van Rijn, L., 1984c. Sediment Transport, Part III: Bed forms and Alluvial Roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(12), pp.1733-1754.
- 160- Vanoni, V. A., and Nomicos, G. N., 1960. Resistance properties of sedimentladen streams. Trans. of Am. Soc. Civ. Engrs., ASCE, 125, 1140–1175.
- 161- Wang, W. and Dawdy, D., 2014. Flow resistance of gravel bed channels. *International Journal of Sediment Research*, 29(1), pp.126-132.
- 162- Wang, X., Yang, Q., Lu, W., and Wang, X., 2011. Effects of Bed Load Movement on Mean Flow Characteristics in Mobile Gravel Beds. *Water Resources Management*, 25(11), pp.2781-2795, DOI: 10.1007/s11269-011-9838-6
- 163- Wang, Z., Larsen, P., Nestmann, F., and Dittrich, A., 1998. Resistance and Drag Reduction of Flows of Clay Suspensions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(1), pp.41-49.
- 164- White, W., Paris, E., Bettess, R., Einstein, H., Barbarossa, N., Englund, F. and Raudkivi, A., 1980. The Frictional Characteristics of Alluvial Streams: A New Approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 69(3), pp.737-750.
- 165- Whiting, P. and Dietrich, W., 1990. Boundary Shear Stress and Roughness Over Mobile Alluvial Beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(12), pp.1495-1511.
- 166- Wilcox, A. and Wohl, E., 2007. Field measurements of three-dimensional hydraulics in a step-pool channel. *Geomorphology*, 83(3-4), pp.215-231
- 167- Williams, G., 1978. Bank-full discharge of rivers. *Water Resources Research*, 14(6), pp.1141-1154.

- 168- Wohl, E., Merritt, D., 2005. Prediction of mountain stream morphology. *Water Resour. Res.* 41, W08419. <https://doi.org/10.1029/2004WR003779>
- 169- Wohl, E. and Thompson, D., 2000. Velocity characteristics along a small step-pool channel. *Earth Surface Processes and Landforms*, 25(4), pp.353-367.
- 170- Wong, M., and G. Parker, 2006, Re-analysis and correction of bed load relation of Meyer-Peter and Muller using their own database, *Journal of Hydraulic Engineering*, Submitted, 132, 1159-1168.
- 171- Wu, W., Wang, S. and Jia, Y., 2000. Non uniform sediment transport in alluvial rivers. *Journal of Hydraulic Research*, 38(6), pp.427-434.
- 172- Wu, Weiming, 2008. Computational River Dynamics, Taylor & Francis Group, London, UK, P. 494.
- 173- Wu, W. and Wang, S., 2006. Formulas for Sediment Porosity and Settling Velocity. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(8), pp.858-862.
- 174- Wu W. and Wang S.S.Y. 2000. Mathematical models for liquid-solid two-phase flow', *Int. J. Sediment Res.*, 15(3), 288–298.
- 175- Wu, W. and Wang, S., 1999. Movable Bed Roughness in Alluvial Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(12), pp.1309-1312.
- 176- Yager, E., Kenworthy, M. and Monsalve, A., 2015. Taking the river inside: Fundamental advances from laboratory experiments in measuring and understanding bedload transport processes. *Geomorphology*, 244, pp.21-32.
- 177- Yalin, M. S., 1972. Mechanics of sediment transport, Pergamon press, Oxford, GB.
- 178- Yang, C., 1973. Incipient Motion and Sediment Transport. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(10), pp.1679-1704.
- 179- Yang, C., 1984. Unit Stream Power Equation for Gravel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(12), pp.1783- 1797.
- 180- Yang, C., 1979. Unit stream power equations for total load. *Journal of Hydrology*, 40(1-2), pp.123-138.
- 181- Yang, C. T. and Molinas, A., 1982. A study of the sediment transport capacity of middle and lower Yangtze river. *J. Sediment Res.*, Beijing, China, 4(2) (in Chinese)
- 182- Yang, S., Han, Y. and Dharmasiri, N., 2011. Flow resistance over fixed roughness elements. *Journal of Hydraulic Research*, 49(2), pp.257-262.
- 183- Yang, S., Tan, S. and Lim, S., 2005. Flow resistance and bed form geometry in a wide alluvial channel. *Water Resources Research*, 41(9).

- 184- Yen, B. C., 2002. Open channel flow resistance. *J. Hydraul. Eng.*, 128(1), 20–39.
- 185- Yu, G. and Lim, S., 2003. Modified Manning formula for flow in alluvial channels with sand-beds. *Journal of Hydraulic Research*, 41(6), pp.597-608.
- 186- Zhang, R. J., 1961. River Dynamics, Industry Press, Beijing, China (in Chinese).
- 187- Zimmermann, A. and Church, M., 2001. Channel morphology, gradient profiles and bed stresses during flood in a step–pool channel. *Geomorphology*, 40(3-4), pp.311-327.
- 188- Zimmermann, A., Church, M., Hassan, M.A., 2010. Step-pool stability: testing the jammed state hypothesis. *J. Geophys. Res. Earth Surf.* 115, F02008. <https://doi.org/10.1029/2009JF001365>.

A yellow ribbon graphic with a black outline, featuring a central rectangular box. The text "Annexe A" is centered within this box.

Annexe A



Annexe A

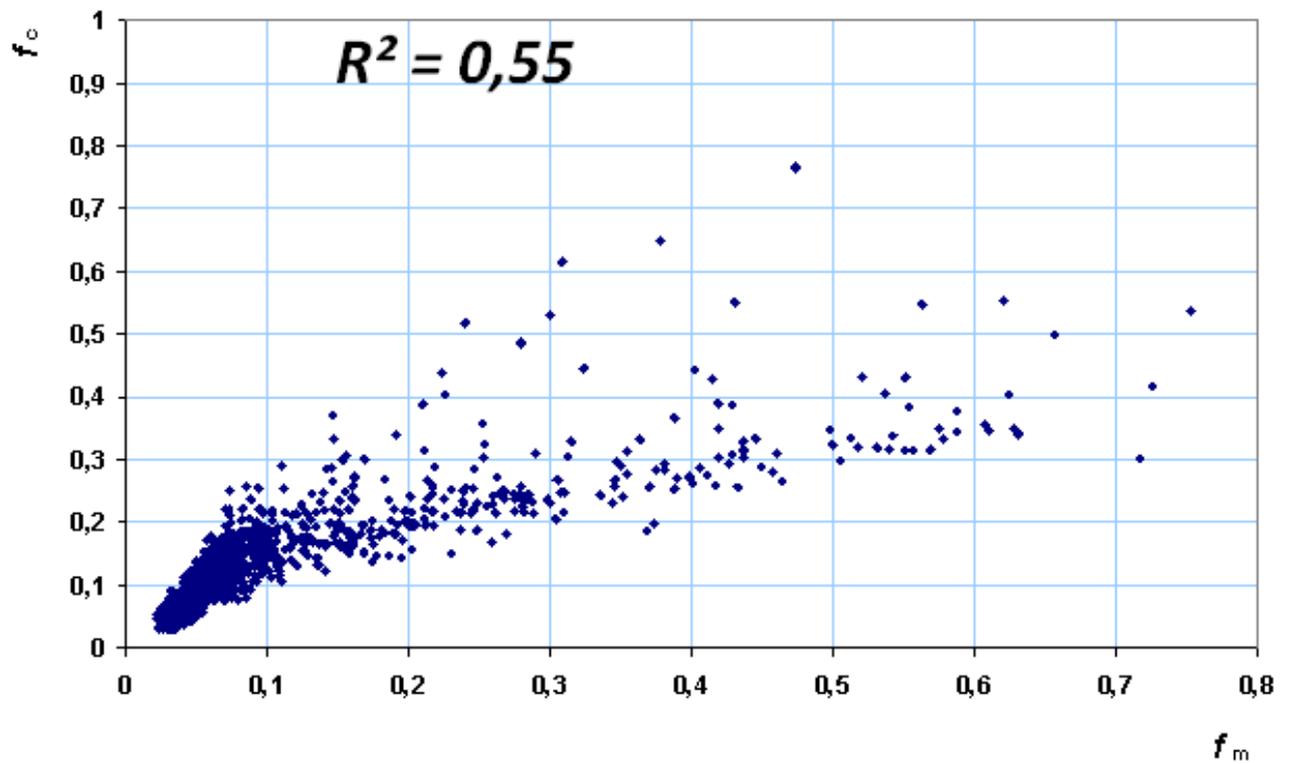


Figure A1 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Griffiths (1981)

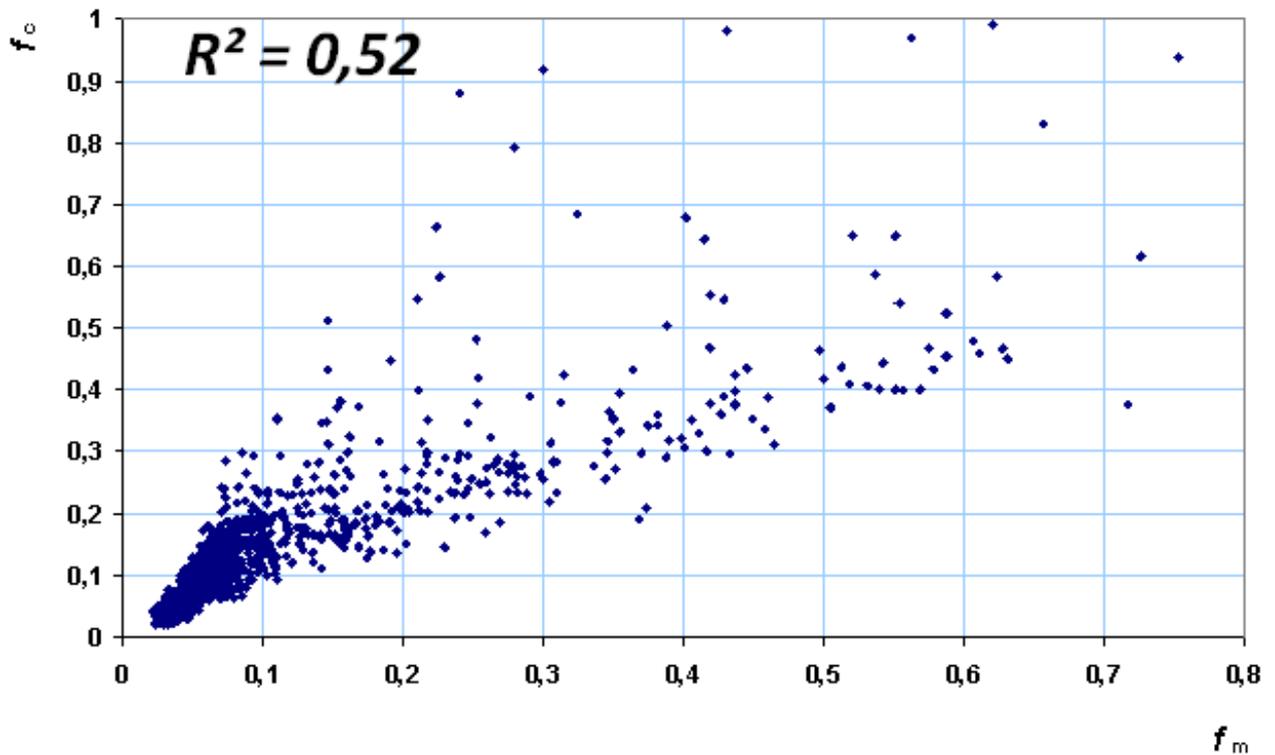


Figure A2 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Nikora et Smart (1997)

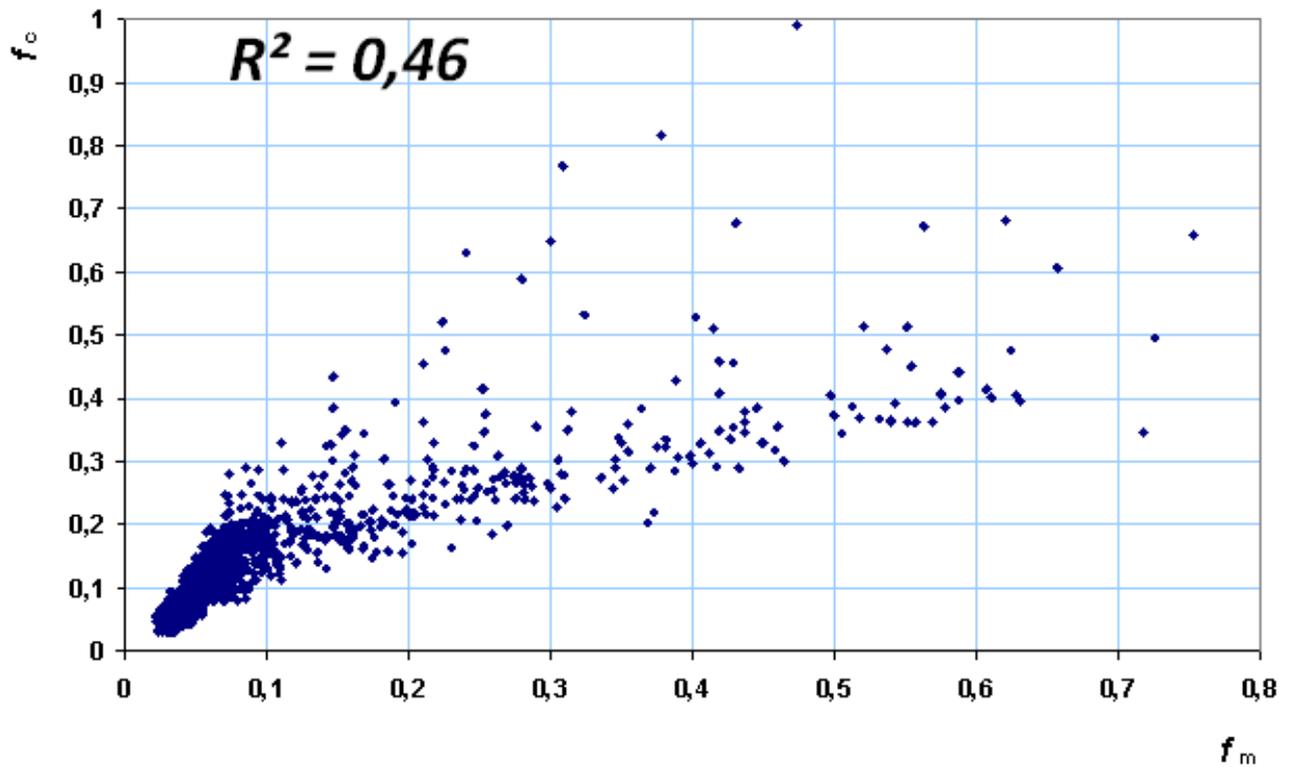


Figure A3 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Julien (2002)

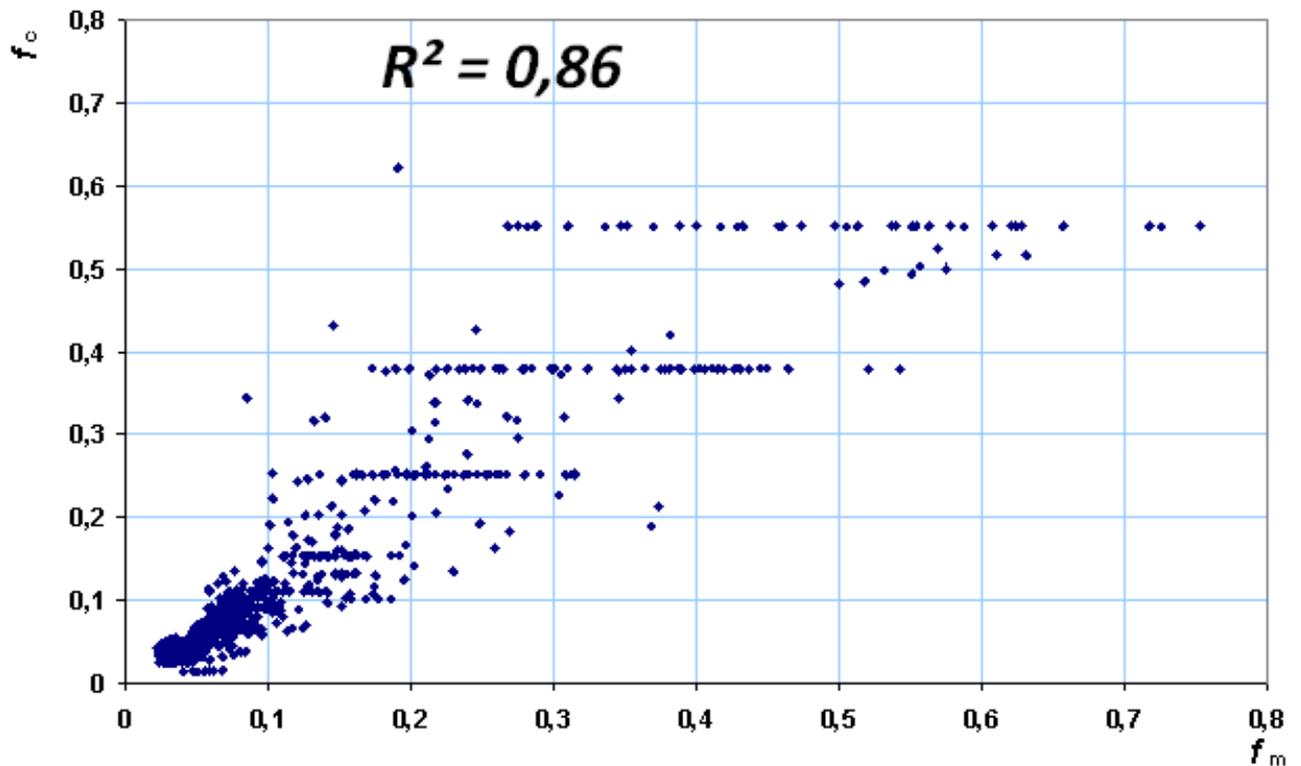


Figure A4 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Recking et al. (2008)

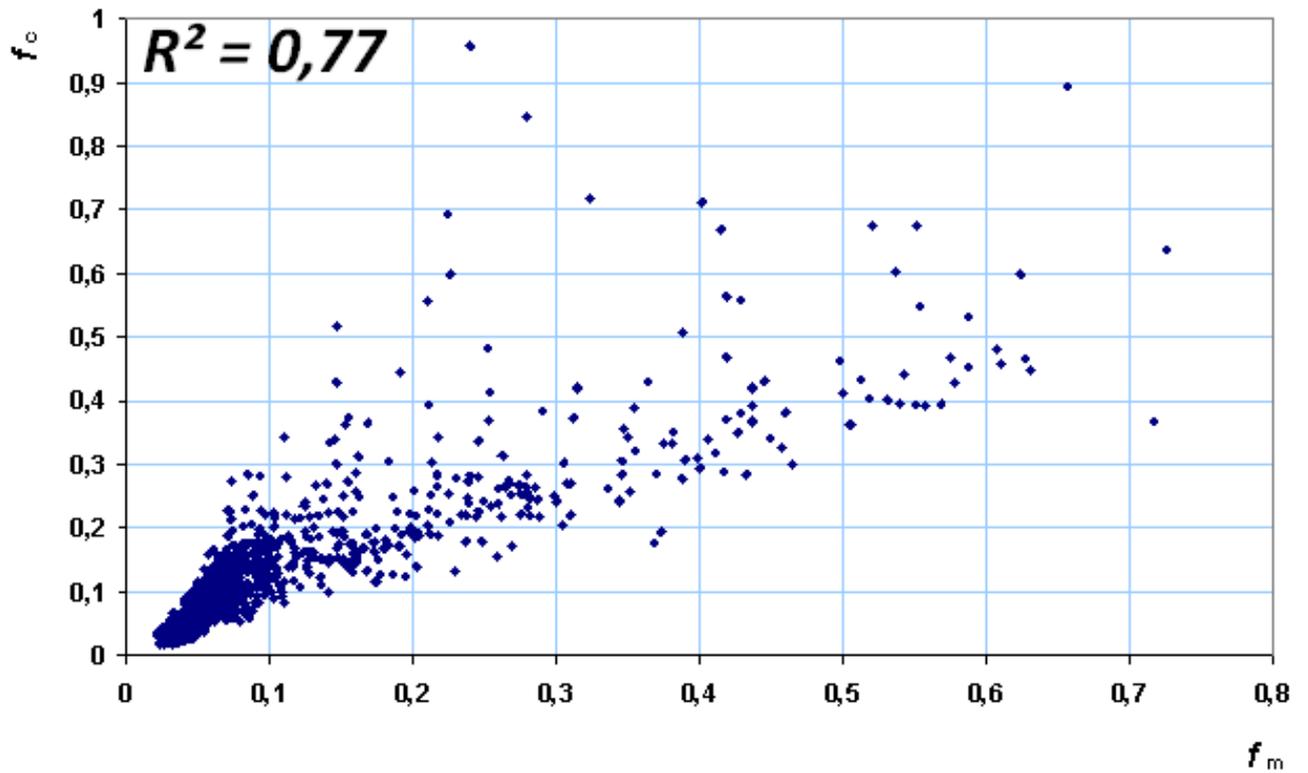


Figure A5 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Banerjee et al. (2018)

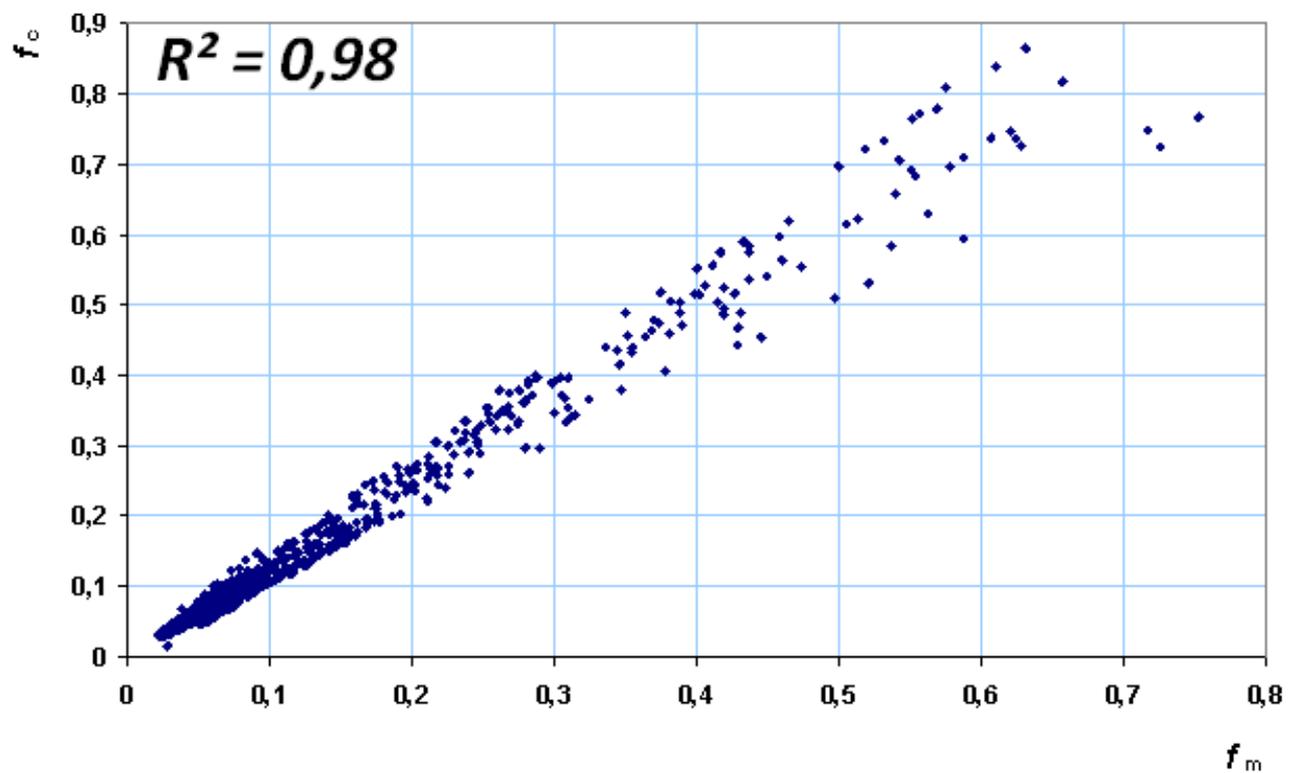


Figure A6 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Ferro et Porto 2018

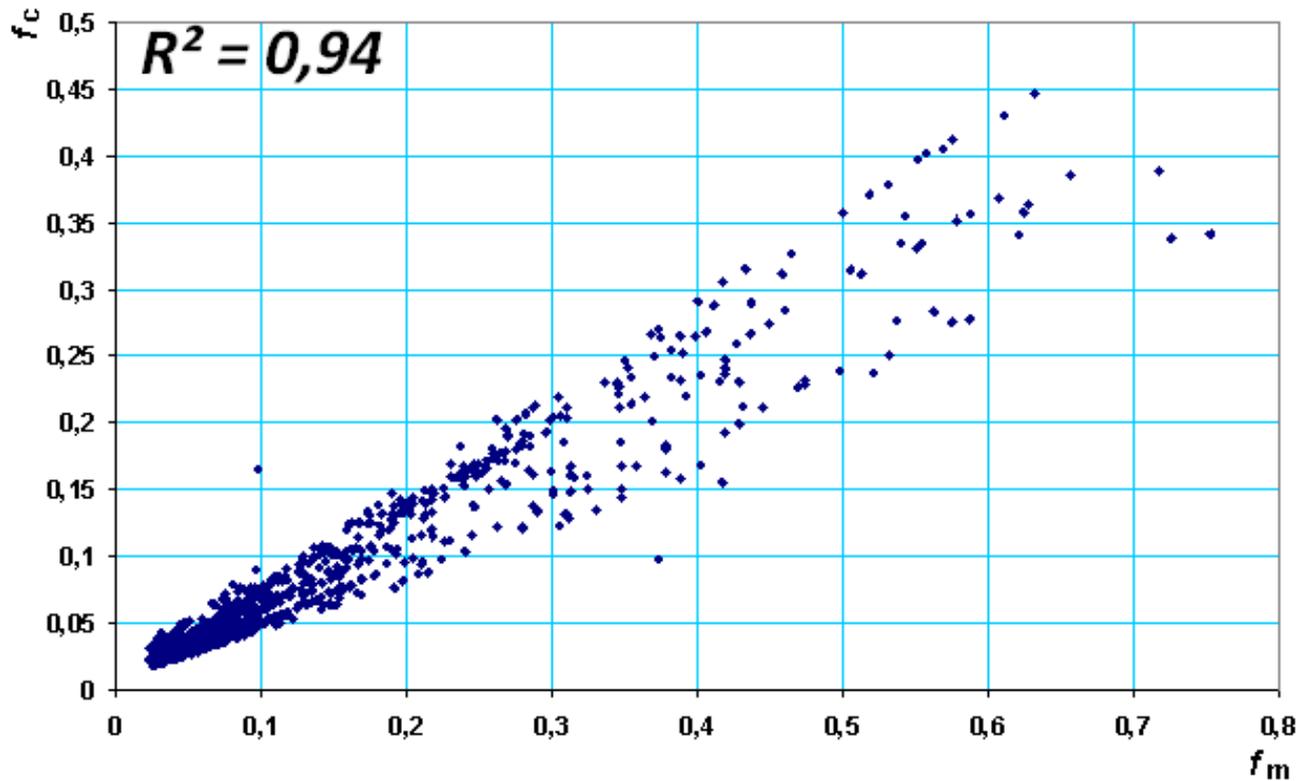


Figure A7 Comparaison du coefficient de frottement mesuré et calculé par l'équation de Di Stefano et al. 2019

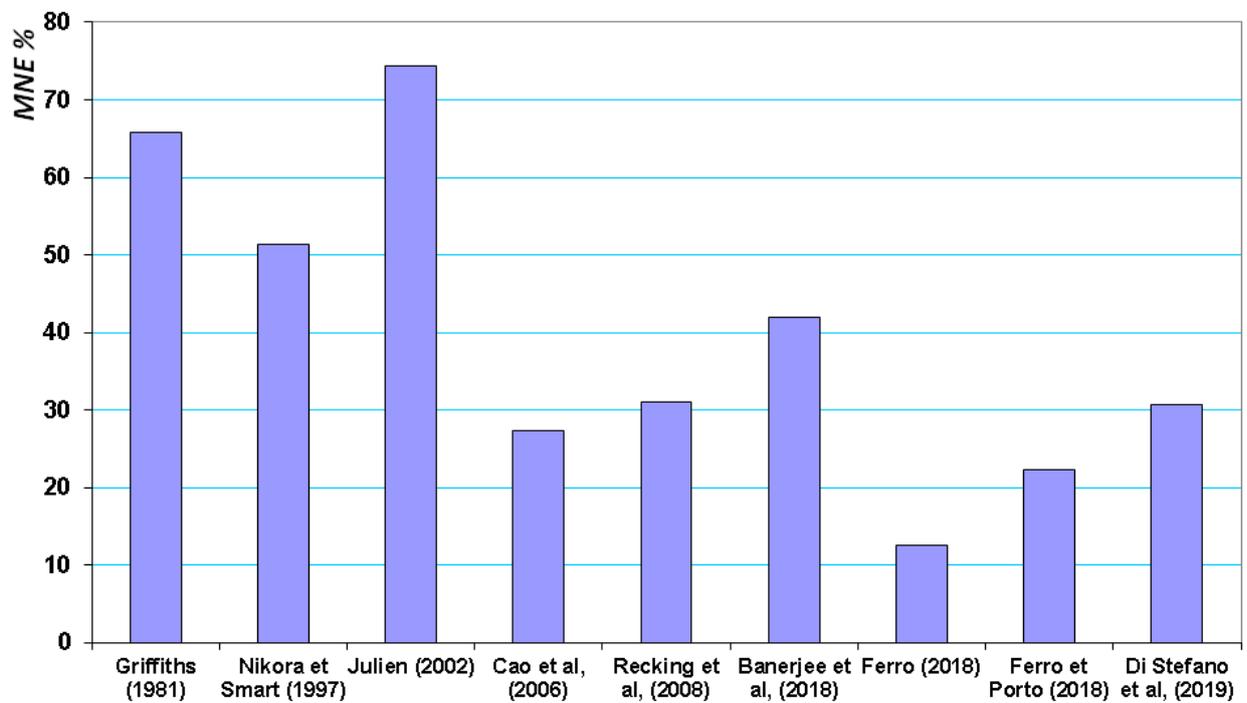
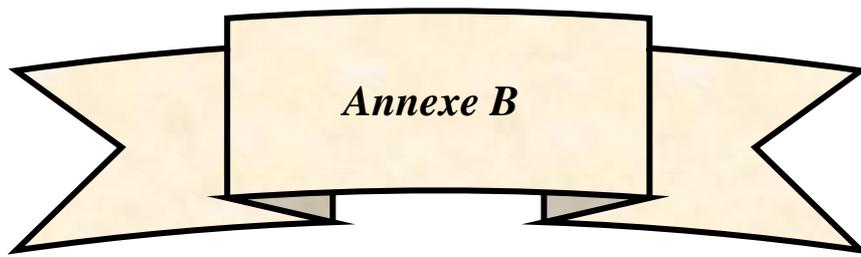


Figure A8 Erreur Moyenne normalisée pour chaque modèle utilisé (L'ensemble des expériences 1392 données)



Annexe B

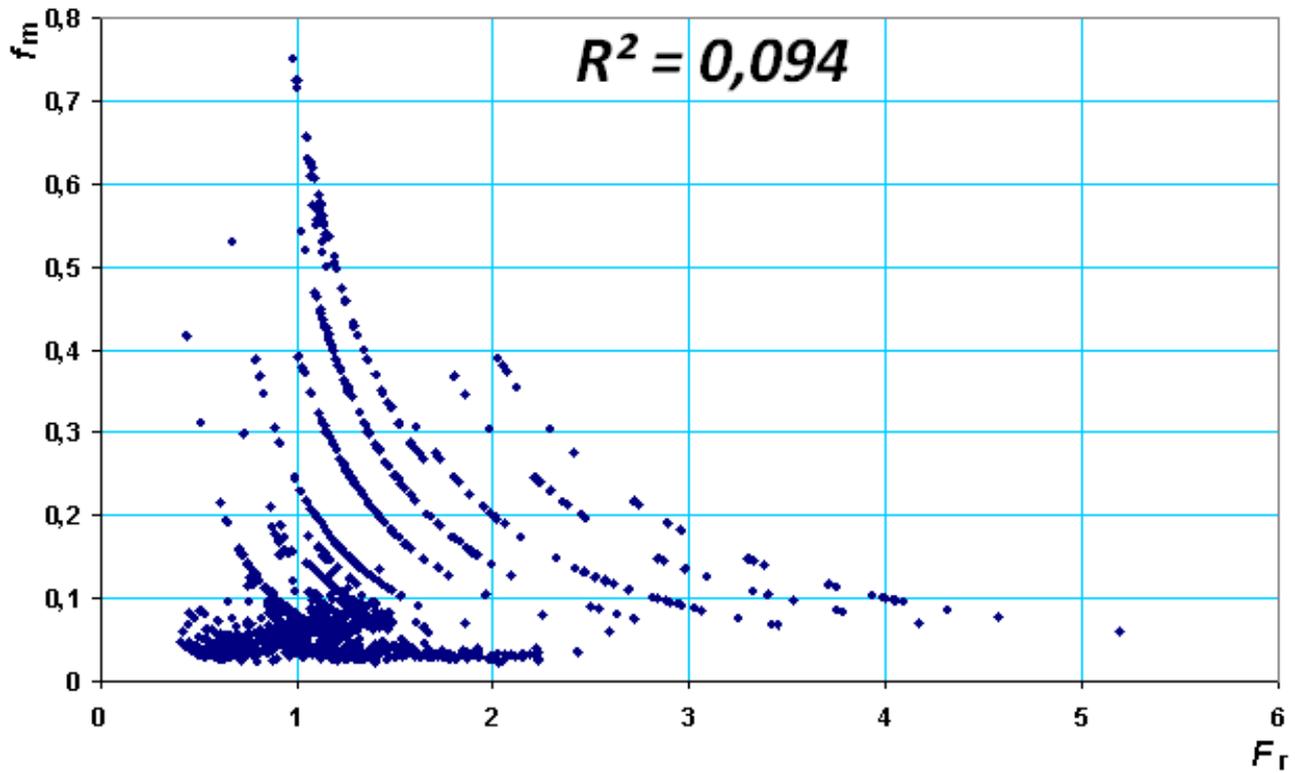


Figure B1 Corrélation entre les données mesurées (F_r , f_m).

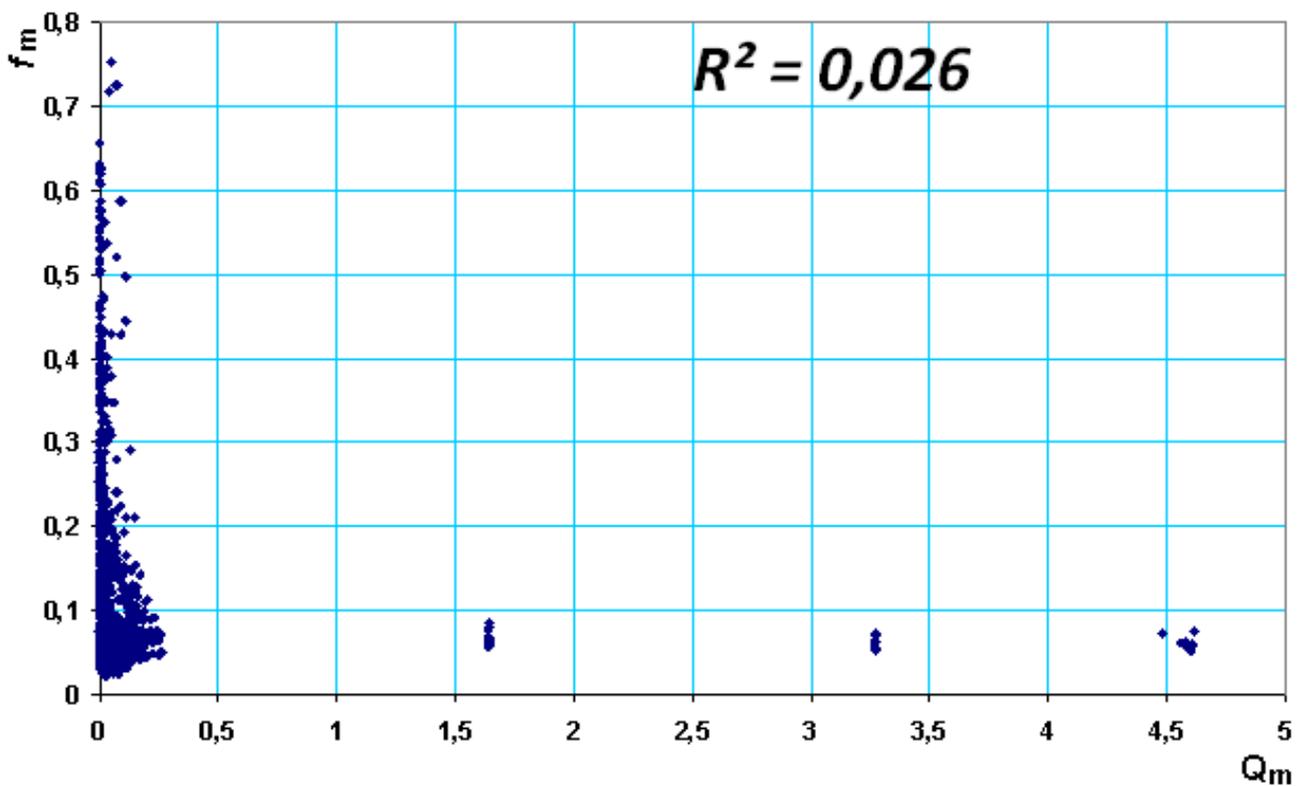


Figure B2 Corrélation entre les données mesurées (Q_m , f_m).

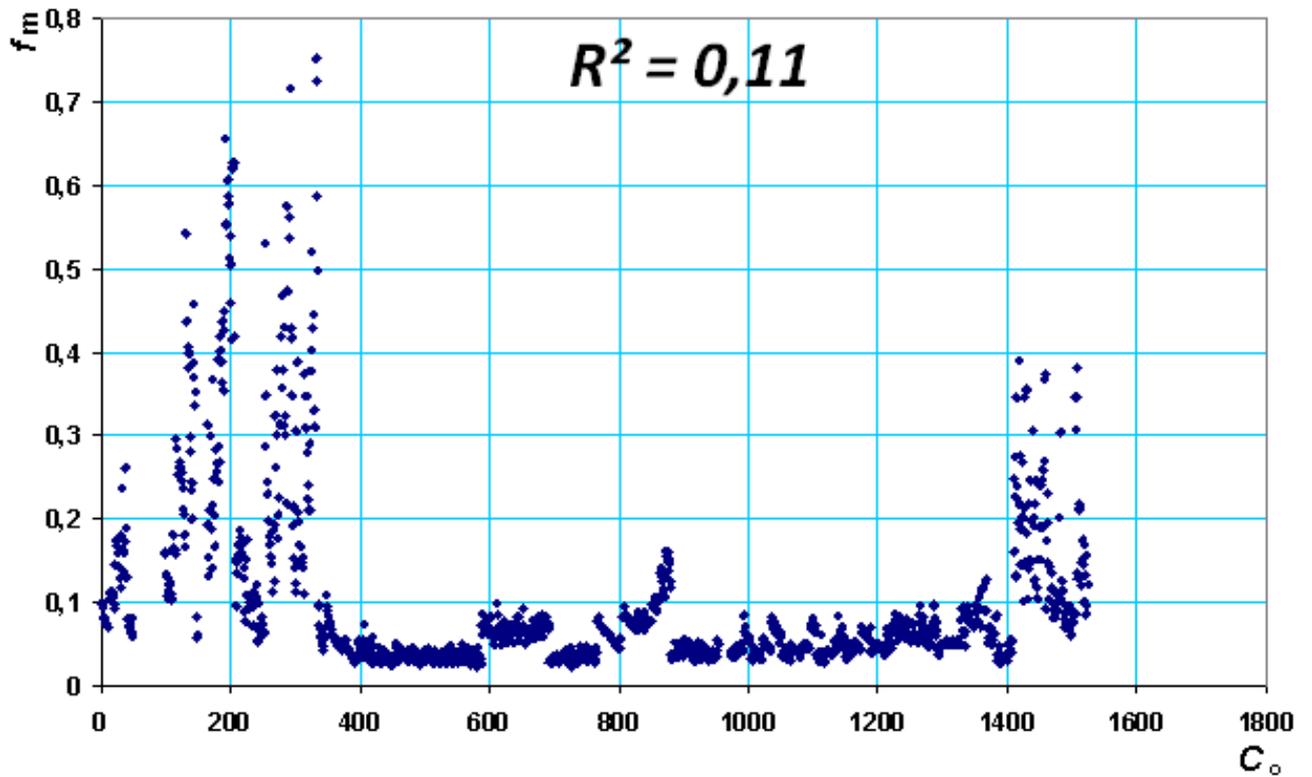


Figure B3 Corrélation entre les données mesurées (C_o , f_m).

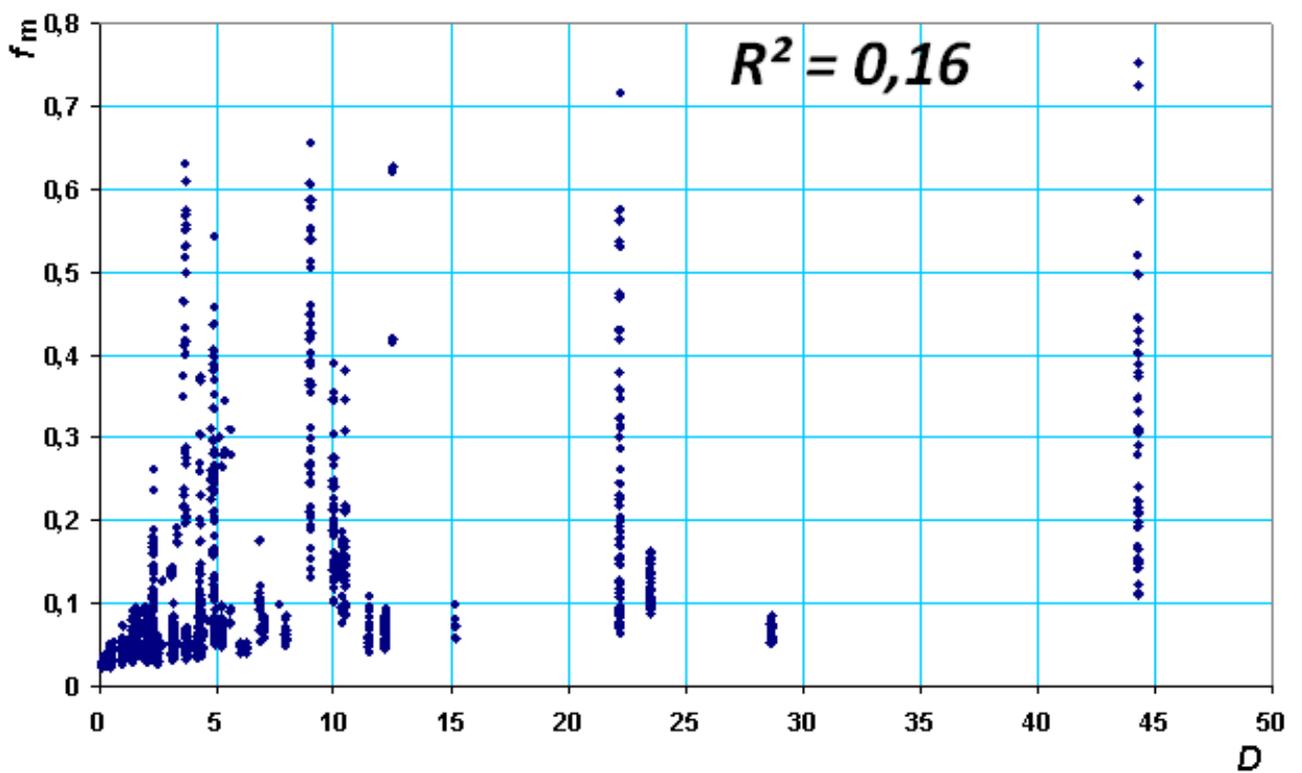


Figure B4 Corrélation entre les données mesurées (D , f_m).

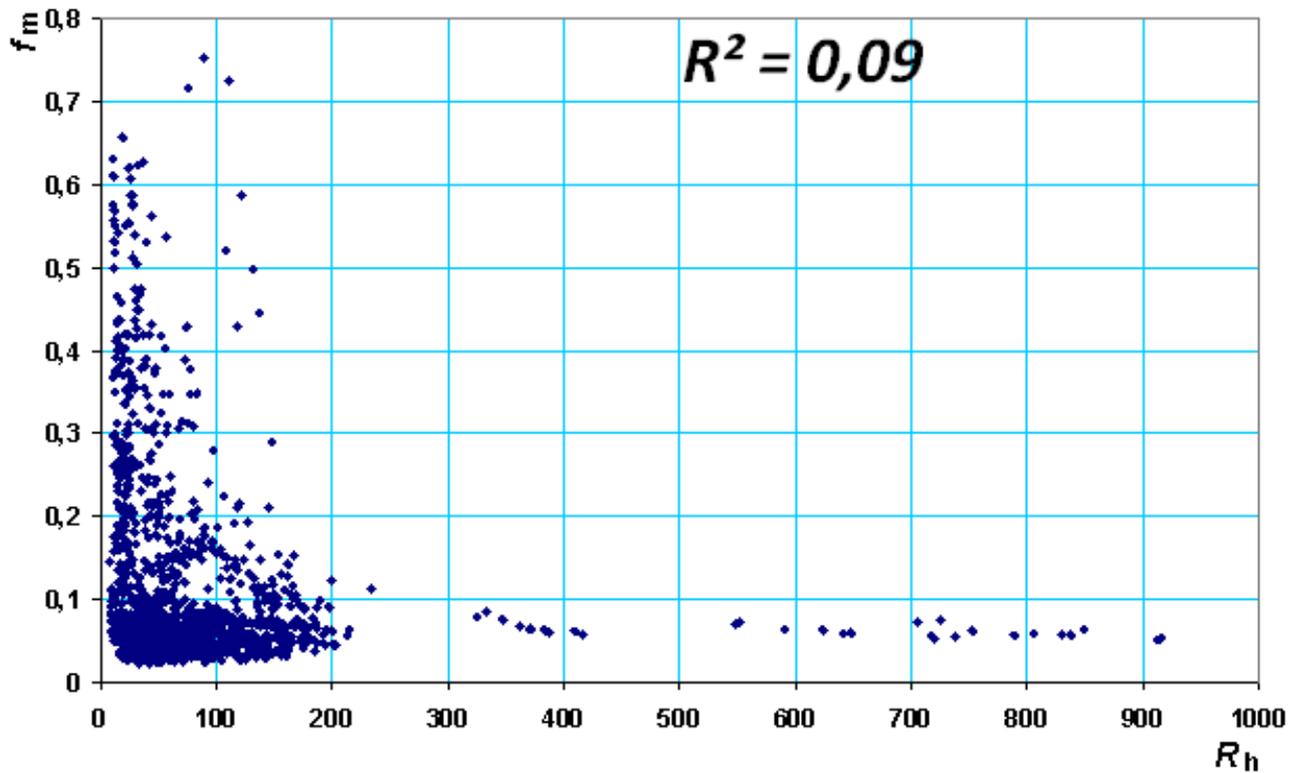


Figure B5 Corrélation entre les données mesurées (R_h , f_m).

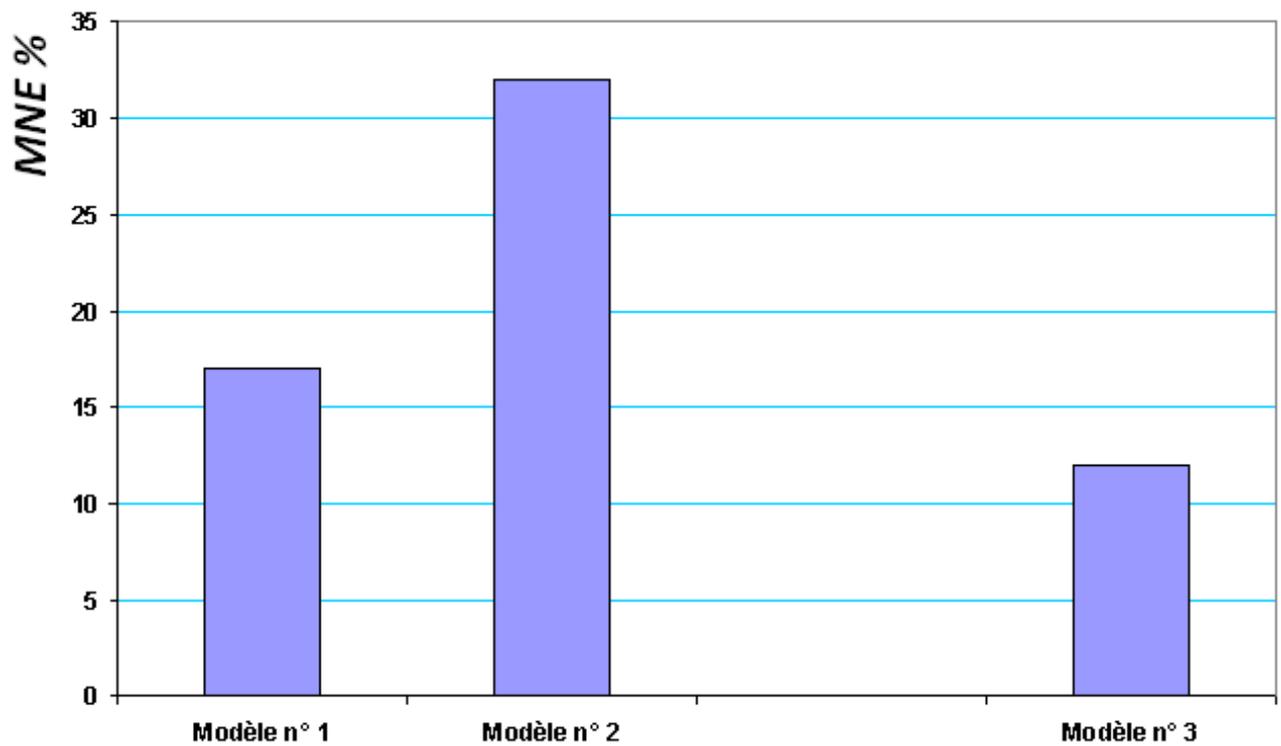


Figure B6 Comparaison des différents modèles proposés

ملخص

ينظم هيدروديناميك الوديان بشكل عام الاسرة على شكل حصي عن طريق سحب الرواسب الدقيقة أثناء الجريانات المتقطعة على مدار الوقت. في هذا السياق، يعتبر هذا النظام الهيدروديناميكي معقدًا بسبب أسطح الودية غير المنتظمة والتي تكون في تغير مستمر نتيجة التفاعل مع التيار المائي المشبع بالرواسب. تعتبر الاحتكاكات المولدة لضياعات الطاقة هي العامل الأكثر أهمية في هذه الديناميكية، سواء في سرعة التدفق أو كثافة نقل الرواسب. يساهم هذا البحث في التقدير الجيد لهذا الاحتكاك في الشروط المذكورة سابقا. بسبب نقص القياسات في الوديان، تستند هذه الدراسة إلى مجموعة بيانات مؤلفة من 2520 تجربة مخبرية أجريت في نفس ظروف الدراسة. تعتبر الأدبيات العلمية غنية بالمساهمات في هذا المجال، لكن، يُلاحظ أن العلاقات المقترحة والتي تقدر الاحتكاك بناءً على مبدأ التغير الشاقولي للسرعة تكون أكثر دقة. لقد أكدنا هذه النتيجة من خلال اختبار كفاءة تسعة قوانين من هذه الفئة والتي تغطي العقود الأخيرة من البحث. بالإضافة إلى ذلك، تم اقتراح ثلاث علاقات استنتجت باستخدام قوانين التحليل البعدي، حيث كانت نتائجها مقبولة للغاية ومشجعة مع نسبة خطأ تتراوح من 32% إلى 12%. يمكن أن يؤدي دمج هذه القوانين في البرامج الهيدروليكية ومقارنة النتائج بالقياسات الميدانية إلى تحسين استنتاجات هذا العمل بشكل كبير.

الكلمات المفتاحية: الاحتكاك، مقاومة التدفق، نقل الرواسب، مجرى مائي، وادي.

Résumé

La dynamique hydrosédimentaire des oueds organise, généralement, les lits en gravier par l'entraînement des sédiments fins lors de crues intermittentes au cours du temps. Dans ce contexte, les écoulements sont complexes à cause de la géométrie irrégulière qui est en outre, en pleine interaction avec le courant biphasique (eau et sédiment). Le frottement représente le facteur le plus important dans cette dynamique, à la fois, sur les paramètres de l'écoulement et l'intensité de transport solide. Ce travail de thèse contribue à la bonne estimation du frottement dans le contexte des oueds sur des lits pavés avec un transport solide dominé par charriage. Par manque de mesures dans les oueds, cette étude est basée sur un jeu de données de 2520 expériences de laboratoire effectuées dans les mêmes conditions de l'étude. La littérature scientifique est riche de contributions dans ce domaine, toutefois, il est noté que les résultats des formules qui estiment le frottement en se basant sur le concept de profil de vitesse sont plus satisfaisants. Nous avons confirmé ce constat en testant la pertinence de neuf lois de cette catégorie couvrant toutes les dernières décennies de recherche. En outre, trois formules développées en utilisant l'analyse dimensionnelle sont également proposées, leurs résultats sont très acceptables et encourageants avec des erreurs variables de 32% jusqu'à 12%. L'intégration de ces lois dans les codes hydrauliques et la confrontation des résultats aux mesures de terrain peuvent considérablement améliorer les conclusions de ce travail.

Mots-clés : Frottement, Résistance à l'écoulement, charriage, Cours d'eau, oued.

Abstract

The wadis hydrosedimentary dynamics organizes generally the beds as gravel by the entrainment of fine sediments during intermittent floods over time. In this context, the hydrodynamic behavior is complex due to the irregular geometry which is also in interaction with the two-phase current (water and sediment). The Friction is the most important factor in this dynamic, both on the flow parameters and the solid transport intensity. This thesis work contributes to the good estimation of friction in the context of wadis on paved beds with sediment transport dominated by bedload. Due to the lack of measurements in wadis, this study is based on a dataset of 2520 laboratory experiments carried out under the same conditions of the study. The scientific literature is rich with contributions in this field, however, it is noted that the results of formulas which estimate friction based on the concept of velocity profile are more satisfactory. We have confirmed this finding by testing the relevance of nine laws in this category covering the last decades of research. In addition, three formulas developed using dimensional analyses are also proposed, their results are very acceptable and encouraging with errors varying from 32% up to 12%. Incorporating these laws into hydraulic codes and comparing the results to field measurements can considerably improve the conclusions of this work.

Keywords: Friction, Flow resistance, Bedload, natural channel, wadi.