



Pôle Grenoblois d'étude et de recherche
pour la prévention des Risques Naturels



Programme de recherche 2008

Financé par le Conseil général de l'Isère

Rapport Final

Evaluation des formules de transport solide en rivière avec prise en compte de l'échelle temporelle

Coordinateur :

Alain RECKING
(Cemagref, UR ETNA)

Participants :

Frédéric Liébault (Cemagref)
Christophe Peteuil (RTM 38)
Thomas Jolimet (Etudiant Master)

Mai 2010



RESUME :

Le transport solide en rivière est très fluctuant et la qualité d'un échantillonnage sera étroitement dépendante de la durée sur laquelle ce dernier aura été intégré. C'est pourquoi les principales formules de transport solide utilisées en ingénierie ont été testées sur quatre jeux de données distincts, correspondant chacun à une échelle temporelle particulière : les mesures continues de laboratoire, les mesures instantanées en rivières, des mesures de volumes cumulés à l'échelle de l'évènement et enfin, des mesures de volumes cumulés à l'échelle interannuelle.

L'analyse a montré que toutes les formules, bien qu'ayant une efficacité relative plus ou moins bonne, présentent globalement un même comportement : les résultats des tests sont bons pour les mesures de laboratoire, très mauvais pour les mesures instantanées de terrain, et contrastés pour les volumes cumulés à l'échelle de l'évènement et interannuelle.

La comparaison des scores obtenus sur chaque jeu de données n'a pas permis d'identifier un effet lié à l'échantillonnage (et donc à l'échelle temporelle). Au lieu de cela, nous avons mis en évidence trois limitations à l'utilisation des formules de transport : plupart des modèles donnent des résultats plutôt satisfaisants (1) s'ils sont utilisés pour simuler le transport de sédiments de diamètre médian inférieur à 20 mm, (2) pour des crues fortes (en moyenne lorsque la contrainte dépasse 2 fois la valeur critique pour le début du transport) et (3) sur des pentes inférieures à 1%. Ce résultat observé à l'échelle de temps court a permis d'expliquer les résultats contrastés obtenus pour les volumes cumulés sur de longues périodes.

Un nouveau modèle a été proposé pour essayer de palier à ces limitations.

Publications :

Ce travail a donné lieu à deux publications :

Recking, A. (2010), A comparison between flume and field bedload transport data and consequences for surface based bedload transport prediction, Water Resources Research.

Recking, A., Liebault F., Peteuil C. (Soumis), Testing several bed load transport equations with consideration of time scales, Journal of Hydraulics Engineering.

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION.....	6
2	LA BASE DE DONNEES	7
2.1	Les données de laboratoire	7
2.2	Les mesures instantanées de terrain	9
2.3	Les mesures intégrées à l'échelle événementielle.....	11
2.4	Volumes cumulés à l'échelle interannuelle.....	12
3	LES FORMULES DE TRANSPORT.....	13
3.1	Principes de la modélisation et paramètres adimensionnels	14
3.2	Les formules mettant en œuvre la contrainte	15
3.3	Les modèles en débit	16
3.4	Autres modèles	17
4	TEST DES FORMULES DE TRANSPORT.....	17
4.1	Prédiction du transport de matériaux uniformes	17
4.2	Prédiction des mesures instantanées de terrain	19
4.3	Prédiction des mesures intégrées à l'échelle événementielle.....	21
4.4	Prédiction des mesures intégrées à l'échelle interannuelle	22
5	ANALYSE	23
5.1	Bilan sur les limites d'utilisation des formules de transport	23
5.2	Proposition d'une nouvelle formule.....	24
6	CONCLUSION	28

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Fluctuations de débit solide mesurées à condition hydraulique quasi-constante a) sur le terrain en présence de formation d'un pavage [Gomez, 1983] et b) au laboratoire [Hoey et Sutherland, 1991].....	6
Figure 2 : Transport solide à forte pente dans le canal expérimental du Cemagref.....	7
Figure 3 : Le Helley-Smith (Cliché Ph Belleudy) et la trappe à sédiment (Laronne et al 2003).....	9
Figure 4 : Mesure du débit solide sur Dupuyer Creek [Whitaker et Potts, 2007b]. A une même valeur de débit q correspond des valeurs de débit solide q_s s'étalant sur 2 ordres de grandeur autour de la moyenne.	9
Figure 5 : Mesure du débit solide par la technique des chaînes.....	11
Figure 6 : Différentes étapes de remplissage d'une fosse sur la Barnavette	12
Figure 7 : Localisation des zones de curage sur la Galaure, à la confluence avec le Rhône	13
Figure 8 : Représentation schématisée de la surface d'un lit à graviers et de la sous-couche (ou subsurface)	14
Figure 9 : Etapes de la modélisation du transport solide (avec ou sans calcul de la contrainte)	14
Figure 10 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire, dans les intervalles de r considérés.....	18
Figure 11 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de terrain, dans les intervalles de r considérés.....	19
Figure 12 : Efficacité des modèles (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction de la pente	20
Figure 13 : Efficacité des modèles (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction du D_{50}	20
Figure 14 : Efficacité des modèles (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction de la contrainte. 20	
Figure 15 : Représentation schématisée des différentes phases de transport	21
Figure 16 : Comparaison des volumes mesurés et calculés sur la Galaure, l'Esconavette et la Barnavette. Pour un volume mesuré en abscisse, les différents points en Y correspondent aux différents modèles	23
Figure 17 : Test de la nouvelle formule de transport sur les mesures de laboratoire.....	26
Figure 18 : Test de la nouvelle formule de transport sur les mesures instantanées de terrain	26

Figure 19 : Efficacité du nouveau modèle (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction de la pente, du diamètre et de la contrainte	27
Figure 20 : Test de la nouvelle formule de transport sur les mesures intégrées à l'échelle de l'évènement et à l'échelle interannuelle.....	28

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Les mesures de Laboratoire.....	8
Tableau 2 : Origine des données de terrain utilisées pour construire la base de données.....	10
Tableau 3 : Caractéristiques des cours d'eau Barnavette et Esconavette	11
Tableau 4 : Volumes curés sur la Galaure entre 1983 et 2005.....	13
Tableau 5 : Principales caractéristiques des formules de transport testées utilisant la contrainte	15
Tableau 6 : Principales caractéristiques des formules de transport testées utilisant le débit	16
Tableau 7 : Formules de transport utilisant la puissance de l'écoulement ou probabilistes	17
Tableau 8 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire, dans les intervalles de r considérés	18
Tableau 9 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de terrain, dans les intervalles de r considérés	19
Tableau 10 : Ratios entre les volumes calculés et mesurés pour l'Esconavette.....	22
Tableau 11 : Ratios entre les volumes calculés et mesurés pour la Barnavette	22
Tableau 12 : Ratios entre les volumes calculés et mesurés pour la Galaure	23
Tableau 13 : Facteurs limitant à l'utilisation des formules de transport	24

NOTATIONS

D_i	Diamètre de grain (l'indice indique « en % plus fin que »)
D_{50}	Diamètre médian
D_m	Diamètre moyen arithmétique = $\Sigma(d_i P_i)/P$ (d_i diamètre, P_i poids)
f	Coefficient de frottement de Darcy Weisbach
Fr	Nombre de Froude $Fr=U/(gH)^{1/2}$
H	Profondeur de l'écoulement
K	Coefficient de résistance de Strickler de l'écoulement
K'	Coefficient de résistance de Strickler pour les grains défini par $K_s=26/D_{90}^{1/6}$
L	Largeur du lit ou du canal
Q	Débit
q	Débit unitaire (Q/L)
q_{sv}	Débit solide volumique unitaire ($=Q_s/[\rho_s W]$)
Q_s	Débit solide à l'équilibre
q_s	Débit solide unitaire ($q_s=Q_s/W$)
R	Rayon hydraulique
Re	Nombre de Reynolds $Re=UR/\nu$
Re^*	Nombre de Reynolds particulaire $Re^*=u^*D/\nu$
S	Pente
s	Densité relative ($s=\rho_s/\rho$)
$\tan \alpha$	Coefficient dynamique de frottement interne du sédiment
U	Vitesse moyenne
u^*	Vitesse de frottement: $u^*=(\tau/\rho)$
w	Vitesse de chute $w=[gD(\rho_s-\rho)/\rho]^{0.5}$
Φ	Transport solide adimensionnel
κ	Coefficient de Von Karman (0.4)
θ	Paramètre de Shields: $\theta = \tau_o/[(\rho_s-\rho)gD]$
θ_c	Paramètre critique de Shields pour le début de mouvement
θ_l	Paramètre de Shields pour la transition du régime 2 au régime 3
ρ	Masse volumique de l'eau
ρ_s	Masse volumique du sédiment
σ	Etendue granulométrique du sediment
τ	Contrainte moyenne au fond : $\tau= \rho g R S$
ω	Puissance de l'écoulement : $\omega = \tau U$

1 INTRODUCTION

Les déséquilibres environnementaux (qu'ils soient annoncés, tel le changement climatique, ou avérés tels les pollutions par PCB sur le Rhône), ainsi que l'évolution récente de la réglementation (applications de la directive Européenne n° 2006-1772, article L.215-14 du code de l'environnement) ont considérablement accru la demande sociale pour les outils de prédiction du transport solide et des morphologies associées. Cependant, contrairement à la prédiction en hydrologie ou en hydraulique, la prédiction du transport sédimentaire en rivières ne peut que très exceptionnellement s'appuyer sur des données de validation mesurées in situ. Les ingénieurs doivent donc le plus souvent faire « confiance » aux formules de transport mises à leur disposition.

Malgré des décennies de recherche, cet exercice reste encore aujourd'hui très difficile, et l'incertitude sur les résultats est grande. La difficulté réside d'abord dans le choix d'une formule appropriée parmi les dizaines de formules disponibles, chacune étant contrainte à des conditions d'utilisation a priori strictement limitées à celles qui ont prévalu lors de leur validation. Mais la principale difficulté reste que les mécanismes de transport solide sont très complexes et finalement encore assez mal connus.

En particulier, les mesures réalisées à la fois sur le terrain et au laboratoire, ont montré que pour une condition hydraulique donnée, le transport solide n'est pas constant, mais fluctue en permanence dans le temps, parfois de plusieurs ordres de grandeurs.

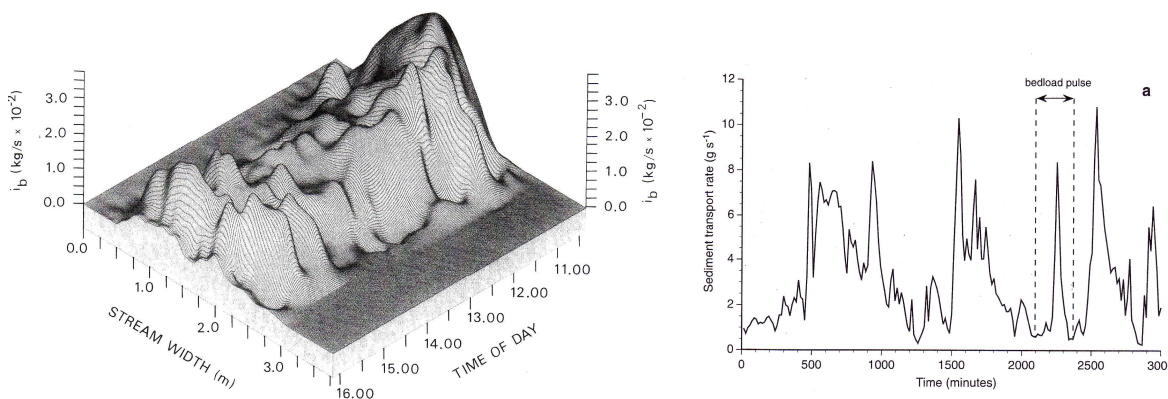


Figure 1 : Fluctuations de débit solide mesurées à condition hydraulique quasi-constante a) sur le terrain en présence de formation d'un pavage [Gomez, 1983] et b) au laboratoire [Hoey et Sutherland, 1991]

Ces fluctuations sont soit la résultante de phénomènes de tri granulométrique (suggérant que les interactions de grain à grain doivent être considérés, et non la seule interaction liquide/ grain comme cela a longtemps été le cas), d'hystérésis (variations avec l'hydrogramme de crue) ou saisonnière (recharge du lit). Ce constat met à mal l'idée d'une prédiction parfaite sur la simple connaissance du débit, de la pente et de la granulométrie moyenne du lit. Dans le meilleur des cas on pourra espérer que les formules prédisent une moyenne autour de laquelle le transport solide va fortement fluctuer.

La comparaison des formules aux mesures de terrain a souvent conduit à la conclusion d'erreurs de prédiction qui sont de plusieurs ordres de grandeur. Cependant les données généralement utilisées correspondent à des mesures instantanées de charriage, fortement sujettes aux fluctuations.

On peut donc se demander si une mesure intégrée sur le temps, qui aurait pour effet de « lisser » les fluctuations, ne serait pas plus représentative de ce que l'on peut espérer de ce type de formule.

Pour répondre à cette question, l'efficacité des principales formules utilisées en ingénierie a été testée en fonction du type de données utilisées. Pour cela une base de données a été construite à partir des données de laboratoire (mesure continue en matériaux uniformes, avec peu ou pas de fluctuations), des mesures instantanées de terrain (fortement fluctuantes), des mesures intégrées à l'échelle de l'évènement (suivi de remplissage d'une fosse) et à l'échelle pluriannuelle (bilan de curages à l'exutoire d'un cours d'eau). Dans un second temps, une nouvelle formule, plus perforante, est proposée à partir d'une analyse des données de terrain.

2 LA BASE DE DONNEES

Une base de données de plus de 7600 valeurs a été construite à partir des données publiées dans la littérature. La construction de cette base de données a été très fastidieuse car elle a nécessité la numérisation de dizaines de documents et un contrôle ligne à ligne de la qualité du déchiffrement en reconnaissance de caractère. Bien que les différentes sources publiées étaient disponibles pour la plupart de longue date, un tel travail de compilation n'avait encore jamais été réalisé et la base de données construite est en ce sens unique.

2.1 Les données de laboratoire

Un premier jeu de données constitué de 1317 valeurs correspond aux données produites en laboratoire à partir de sédiments à granulométrie uniforme. Les principales caractéristiques de ces données sont présentées dans le **Tableau 1**.



**Figure 2 : Transport solide à forte pente dans le canal expérimental du Cemagref
(Expérience en granulométrie étendue)**

Ce jeu de données est intéressant dans la mesure où il peut servir de référence, pour des conditions expérimentales parfaitement contrôlées (une des grandes difficultés de l'utilisation des mesures de terrain est que l'incertitude ne concerne pas seulement la mesure du transport mais également celle de l'hydraulique responsable de ce transport). Par ailleurs la granulométrie uniforme exclu la possibilité de tri granulométrique et de fluctuations associées. Donc, en toute logique un transport moyen stable obtenu à l'équilibre devrait coller au plus près aux prédictions des formules, d'autant que la plupart d'entre elles ont été calibrées à partir de ce type de données.

Auteur	D [mm]	σ	ρ_s [t/m ³]	Pente S [%]	L [m]	Nb de valeurs	Observation
[Cao, 1985]	22.2	1.29*	2.57	1 à 9	0.6	124	Fortes pentes
	44.3	1.21*	2.75	1 à 9			
	11.5	1.24*	2.65	0.5 à 1			
[Smart et Jaeggi, 1983]	4.3	8.46**		3 à 30	0.2	78	Fortes pentes
	4.2	1.44**		5 à 20			
	2	4.6**		5 à 20			
	10.5	1.34**		3 à 20			
[Rickenmann, 1990]	10	1.34**	2.68	7 à 20	0.2	46	Various flow viscosities
[Meyer-Peter et Mueller, 1948]	1.2		1.25	0.3 à 1.7	0.35	133	D'après Smart et Jaeggi [1983]
	à		à		à		
	28.65		4.2		2		
[Bogardi et Yen, 1939]	10.34	1.18	2.63	1.2 à 2.5	0.83	44	Tel que rapporté par Brownlie [1981]
	6.85	1.11	2.61	1 à 2.5	0.83		
	15.19	1.11	2.64	1.1 à 2	0.3		
[Casey, 1935]	1	1.16	2.65	0.1 à 0.5	0.4	90	Tel que rapporté par Brownlie [1981]
	2.46	2.81	2.65				
[Graf et Suszka, 1987]	12.2	1.52**	2.72	0.75 à 1.25	0.6	114	
	23.5	1.53	2.74	1.5 à 2.5			
[Gilbert, 1914]	3.17	1.13	2.65	0.8 à 2	0.13	377	Tel que rapporté par Brownlie [1981]
	4.94	1.13	2.65	0.6 à 3	à		
	7	1.12	2.65	0.7 à 3	0.6		
	0.506			0.3 à 2			
[Pang-Yung, 1939]	1.4	1.96	2.64	0.1 à 0.5	0.4	80	Tel que rapporté par Brownlie [1981]
	2.01	1.9	2.45				
	3.13	2.24	2.49				
	4.36	1.59	2.7				
	6.28	1.49	2.66				
[Mavis, et al., 1937]	4.18	1.23	2.66	0.1 à 1	0.82	283	Tel que rapporté par Brownlie [1981]
	3.12	1.25	2.66				
	2.03	1.29	2.66				
	1.41	1.24	2.66				
	3.73	1.30	2.66				
	1.68	1.36	2.66				
[Paintal, 1971]	22.2	1.07	2.65	0.1 à 1	0.91	81	Tel que rapporté par Brownlie [1981]
	7.95	1.1	2.65				
	2.5	1.08	2.65				
[Julien et Raslan, 1998]	0.2	1.4**	2.5	0.19 à 0.42	1.3	28	Grand R/D, "sheet flow"
	0.6	1.43	2.7	2.57 à 5.11			
	0.4	2.39	2.6	3 à 5.3			
[Einstein et Chien, 1953]	1.3	1.11	2.65	1.2 à 2.6	0.31	16	Tel que rapporté par Brownlie [1981], grand R/D
	0.94						
	0.274						
[Sumer, et al., 1996]	0.13			0.38 à 0.94	0.3	19	Grand R/D, "sheet flow"
[Kennedy, 1961]	0.15	1.3	2.65	0.2-0.25	0.85	16	
[Recking, et al., 2008a]	2.3-9	1.1	2.6	1-9	0.05	144	
					0.25		

Tableau 1 : Les mesures de Laboratoire

2.2 Les mesures instantanées de terrain

Le second jeu de données est constitué de 6319 valeurs mesurées sur 84 tronçons de rivières (**Tableau 2**) soit à partir d'échantillonneur portatif de type « Helley-Smith », soit à partir de trappes à sédiments implantés dans le lit du cours d'eau (**Figure 3**).

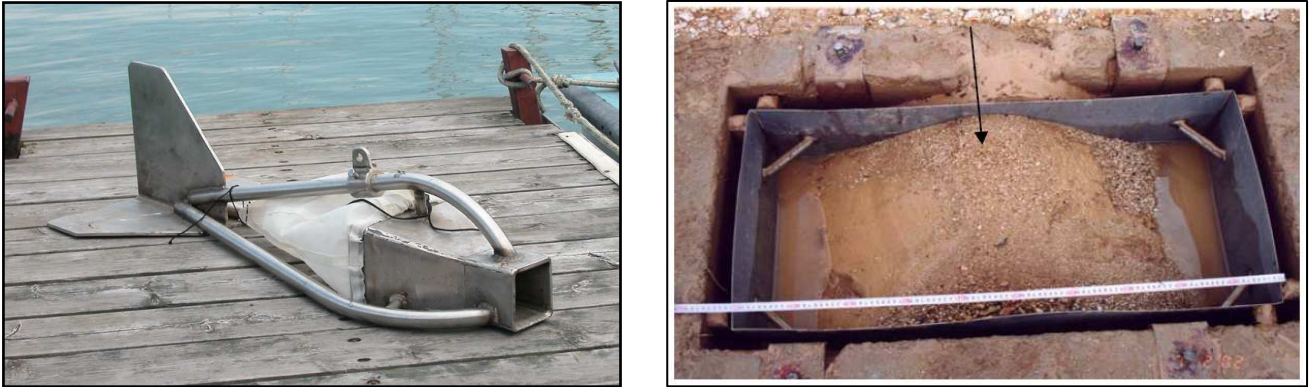


Figure 3 : Le Helley-Smith (Cliché Ph Belleudy) et la trappe à sédiment (Laronne et al 2003)

Ces données correspondent à des valeurs moyennées sur la section et pour des intervalles de temps réguliers pris au cours de la crue. Ce type de mesures est fortement sujet aux fluctuations (typiquement de 1 à 2 ordres de grandeur pour un débit liquide donné), comme illustré avec le cas de Dupuyer Creek sur la **Figure 4**.

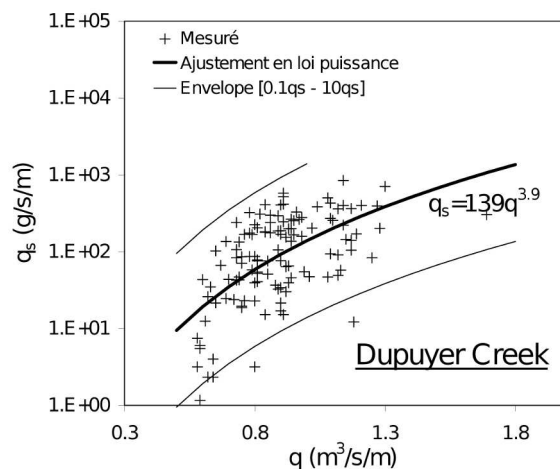


Figure 4 : Mesure du débit solide sur Dupuyer Creek [Whitaker et Potts, 2007b]. A une même valeur de débit q correspond des valeurs de débit solide q_s s'étalant sur 2 ordres de grandeur autour de la moyenne.

En plus de ces larges fluctuations naturelles du débit solide, les mesures en rivières sont généralement difficiles et associées à de larges incertitudes. Ces incertitudes concernent le débit solide (efficacité des échantillonneurs), mais aussi le débit liquide, la largeur d'écoulement, la largeur active (largeur du lit qui participe de façon effective au transport, qui peut être inférieure à la largeur totale du lit), la pente (la pente géométrique du lit est souvent utilisée au lieu de la pente d'énergie), la granulométrie du lit (les différentes techniques d'échantillonnage peuvent conduire à différentes courbes). Par conséquent on considèrera ces mesures instantanées de terrain très défavorables pour le test des formules de transport.

Site	Référence	Technique de Mesure *
Idaho Rivers	[King, et al., 2004]	Helley-Smith/SG/ Comptage visuel
Oak Creek	Milhous [1973]	Trappe à sédiments, tube vortex / SG / non précisé
Sagehen	Etrews [1994]	HS (15 cm) / SG / non précisé
Goodwin Creek	Kuhnle [1992]	HS (58 cm ² forme trapézoïdale), filet maille 0.25mm / SG, pente énergie / Tamisage
Nahal Yatir	Reid et al. [1995]	Trappe à sédiments / pente / Tamisage
Jacoby Creek	Lisle [1986], Lisle [1989], data in Almadedij [2002], Wilcock et Kenworthy [2002] for diameters	HS (4.4 cm) / SG / Technique de congélation, tamisage et Comptage visuel
Virgin Creek	Etrews [2000]	HS (7.62cm) / SG / comptage aléatoire de 1000 particules
Dupuyer Creek	Whitaker et Potts [2007a]	Trappe à sed. (L 1m H 0.4m, filet 32-mm) / CM / Non précisé. Seuls les sédiments de diamètre sup à 32 mm capturés, le transport total étant estimé à 2 fois la valeur mesurée par Whitaker et Potts [2007a]
Arbucies	Batalla [1997]	HS (7.62 cm), filet 0.45-mm / (SG?)/ Tamisage. Valeurs données en poids non déjaugé
Elbow River	HollinSGhead [1971]	Trappe (largeur 60 cm) et VUV (largeur 45 cm), Hydrophone, excavation du lit / CM / Tamisage
East Fork River	Years 1973–75 [Leopold et Emmett, 1976], year 1976 [Leopold et Emmett, 1977], year 1978 [Leopold et Emmett, 1997], year 1979 [Emmett, et al., 1980]	Trappe avec tapis convoyeur, HS / SG / Tamisage
Borgne d'Arolla	Gomez[1988]	Valeurs données en poids non déjaugé
Wind River	Smalley et al. [1994]	HS (7.6 cm), filet maille 0.5 mm / CM et pente énergie / Bete adhésive
Snake et Clearwater River 1972–79	Emmett et Seitz [1974], Seitz [1976], Jones et Seitz [1980]	HS (taille non précisé)/ SG / Tamisage
Little Granite Creek, Saint-Louis Cr., Fool Cr., Hayden Cr.	Ryan et al. [2002] http://www.fs.fed.us/rm/data_archive/dataaccess/contents_programarea.shtml	HS (7.6 et 15 cm) / SG /Comptage visuel et tamisage
Ebro River	Vericat et al. [2006]	HS (7.6 cm) / SG / Comptage visuel
**Voir liste	Williams et Rosgen [1989]	HS (7.6 et 15.2 cm) / SG / échantillonnage du lit
		Compilation de plusieurs études; par conséquent plusieurs méthodes utilisées. HS (7.62 cm)/ SG ou CM / tamisage sauf pour rivières du Colorado

* Format utilisé: Charriage / Hydraulique / Courbe granulométrique

CM: Courantomètre; HS (7.6 cm): Helley-Smith à largeur d'ouverture 7.6-cm; SG: station jaugeage

**Données compilées par Williams et Rosgen [1989] : Alaska (Susitna River près de Talkeetna, Talkeetna River près de Talkeetna, Chulitna River below Canyon près de Talkeetna, Susitna River à Sunshine, Tanana River à Fairbanks), Washington (Toutle River à Tower Road près de Silver Lake, North Fork Toutle River près de Kid Valley), Wyoming (Muddy Creek près de Pinedale), Colorado (Yampa River à Deerlodge Park, Fourmile Creek près de Fairplay, Mad Creek près de Empire, Middle Fork Boulder Creek à Nederland, Jefferson Creek à Jefferson, Craig Creek près de Bailey, Pony Creek près de Antero Reservoir, Trail Creek près de Westcreek, Blue River below Green Mountain Reservoir, Williams Fork près de Leal, Upper South Fork Williams près de Leal, Lower South Fork Williams Fork près de Leal, Kinney Creek près de Leal, Rich Creek près de Weston Pass), Wisconsin (Wisconsin River à Muscoda, Black River près de Galesville, Chippewa River près de Caryville, Chippewa River à Durand, Chippewa River près de Pepin).

Tableau 2 : Origine des données de terrain utilisées pour construire la base de données

2.3 Les mesures intégrées à l'échelle événementielle

Un troisième jeu de données est constitué de volumes mesurés à l'échelle de l'événement sur les rivières Barnavette et Esconavette [Liébault, 2003 ; Liébault et Laronne, 2008]. Ces BV se sont formés dans des alternances de marnes, de marno-calcaires et de calcaires marneux d'âge jurassique, peu résistants et à pendage relativement faible. Leurs caractéristiques sont présentées au **Tableau 3**.

	Barnavette	Esconavette
BV (km ²)	14.06	9.77
Dynamique	Incisé, stable	Incisé, en exhaussement
D ₁₆ (mm)	6	9
D ₃₅ (mm)	11	12
D ₅₀ (mm)	15	24
D ₈₄ (mm)	31	80
D ₉₀ (mm)	39	100
Pente	0.013	0.024
Largeur du lit	9.02	19.81

Tableau 3 : Caractéristiques des cours d'eau Barnavette et Esconavette

Les deux cours d'eau sont incisés dans des basses terrasses qui étaient encore actives dans les années 1950. En revanche, l'Esconavette a montré une tendance à l'exhaussement sur la période pendant laquelle les mesures ont été réalisées (1997-2002). Sur cette même période, la Barnavette est restée stable.

Le débit solide a été mesuré par la méthode dite « des chaînes » : des chaînes enfouies dans le lit sont utilisées en association avec des traceurs pour estimer les taux d'érosions et de dépôts engendrés par une crue donnée (**Figure 5**).

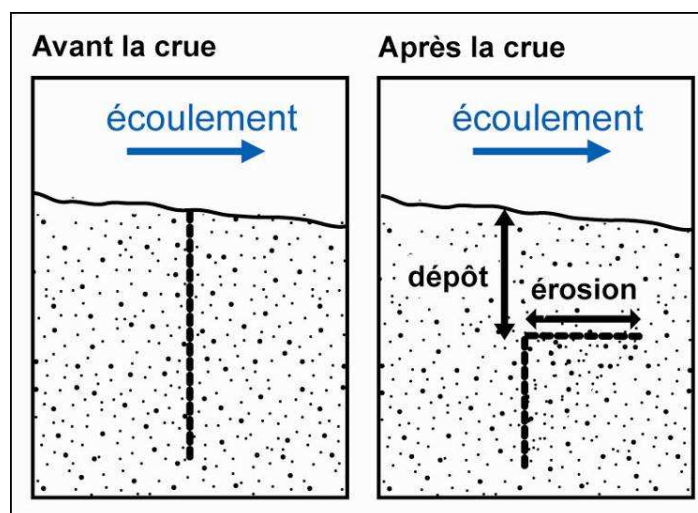


Figure 5 : Mesure du débit solide par la technique des chaînes (image Liébault)

Sur la Barnavette, ces mesures ont été complétées par un suivi topographique (bilan de masse) de remplissage d'une fosse (**Figure 6**). La comparaison des résultats [Liébault et Laronne, 2008] a permis de conclure que la méthode des chaînes surestime très légèrement le transport (l'erreur sur les volumes n'excède pas 13%, ce qui est très raisonnable).

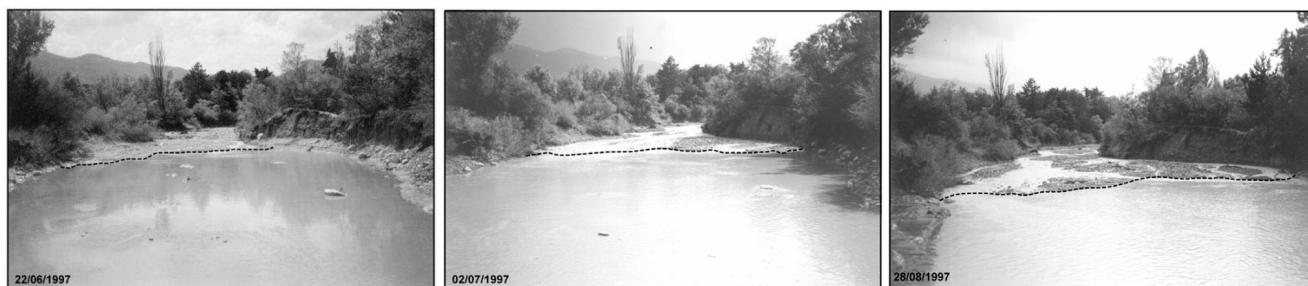


Figure 6 : Différentes étapes de remplissage d'une fosse sur la Barnavette [Liebault et Laronne, 2008]

Ces mesures peuvent être considérées comme intégrées à l'échelle de l'événement. Au total 15 événements ont été suivis (7 pour la Barnavette et 8 pour l'Esconavette).

Des stations hydrologiques ont également été mises en place afin de mesurer les caractéristiques des événements associés ces épisodes de transport. Elles sont constituées de sondes d'enregistrement en continu des hauteurs d'eau et d'une échelle à maximum (permettant à la fois de contrôler les données enregistrées par la sonde et de pallier à un éventuel dysfonctionnement de l'enregistrement). Des jaugeages ont été réalisés afin de caler une loi hauteur débit. L'erreur totale associée aux débits ainsi estimés est cependant difficile à établir.

2.4 Volumes cumulés à l'échelle interannuelle

Un quatrième jeu de données correspond à des valeurs de curage de la rivière Galaure (Isère) à sa confluence avec le Rhône (**Figure 7**). La Galaure, affluent rive gauche du moyen-Rhône est une rivière représentative du piémont dauphinois. Comme son principal affluent le Galaveyson, elle prend sa source dans le plateau du Chambarand à une altitude de 465 m environ. Elle s'écoule ensuite sur près de 45 km en empruntant une large vallée entaillée dans des dépôts fluvio-glaciaires d'âge pliocène puis miocène. Sa plaine alluviale, de plus en plus large en allant vers l'aval, est alors formée de dépôts de sables grossiers et de graviers non-cohésifs issus de l'érosion hydrique des collines molassiques. En période de hautes eaux, ces terrains lui donnent l'essentiel de sa charge sédimentaire. A proximité de son exutoire, à l'aval de Saint Uze, la Galaure entaille fortement le substratum cristallin, représenté ici par un massif de migmatite et de roches éruptives, très résistant à l'érosion. La vallée devient alors très étroite, prenant pratiquement l'allure de gorges rocheuses. Au niveau de sa confluence avec le Rhône, le bassin versant de la Galaure totalise une superficie de 236 km².

Sur la partie aval (9km entre la confluence avec le Rhône et le pont de l'autoroute) la pente moyenne pondérée est 0.46%. La granulométrie du lit est quant à elle caractérisée par un diamètre médian D₅₀ égale 25 mm.

L'hydrologie de la Galaure est disponible pour la période 1980-2010 à la station Diren de Saint-Uze, située à quelques kilomètres en amont de la confluence.

Les données de curage de la CNR ont été traitées par le RTM 38. Il s'agit de 7 bilans volumiques répartis sur 22 ans, qui peuvent donc être considérés comme des moyennes interannuelles. La part grossière (transport par charriage) représente en moyenne 20% des matériaux curés (Estimation CNR).



Figure 7 : Localisation des zones de curage sur la Galaure, à la confluence avec le Rhône

Période	Date	Apports solides (m3)	Apports solides totaux cumulés (m3)	Estimation du charriage (Volume cumulé)
	01/11/1983		0	0
1	01/11/1986	30700	30700	6140
2	01/11/1988	47200	77900	15580
3	01/11/1993	90000	167900	33580
4	01/11/1996	43110	211010	42202
5	01/11/2000	29000	240010	48002
6	01/11/2001	26150	266160	53232
7	01/11/2005	33400	299560	59912

Tableau 4 : Volumes curés sur la Galaure entre 1983 et 2005

3 LES FORMULES DE TRANSPORT

Plusieurs dizaines de formules ont été proposées pour prédire soit le charriage seul, soit le charriage et la suspension. La plupart d'entre elles ont été établies pour estimer le transport solide moyen, cependant, depuis quelques années, plusieurs auteurs ont cherché à établir des formules donnant le transport solide fractionné, c'est-à-dire les valeurs de transport associées à chaque diamètre en présence [Parker, et al., 1982; Wilcock et Crowe, 2003]. Ce type de formule est très compliqué à utiliser, et surtout, nécessite une analyse très fine de la granulométrie (avec distinction en général des sédiments de surface et de subsurface), généralement non disponible. C'est pourquoi, dans cette étude, nous nous sommes limités à l'utilisation des formules donnant le débit solide moyen.

Nous avons testé 15 formules sélectionnées à partir de leur intérêt « historique » ou « local » : Meyer-Peter et Müller (1948), Einstein-Brown (1950), Schoklitsch (1962), Engelund et Hansen (1967), Ackers-White (1973), Mizuyama (1977), Bagnold (1980), Parker et al. (1982), Smart et Jaeggi (1983), Yang (1984), Rickenmann (1991), Van Rijn (1984), Recking (2006), Lefort (2007), Sogreah [1991].

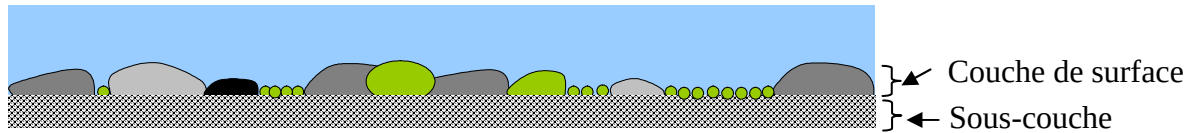


Figure 8 : Représentation schématique de la surface d'un lit à graviers et de la sous-couche (ou subsurface)

Ces formules sont données en Annexe 1 du rapport. Certaines d'entre elles ont été intégrées à une feuille de calculs Excel dans un but pédagogique (cf Annexe 2). Seules leurs principales caractéristiques sont rappelées dans ce qui suit. Les conditions d'établissement des formules ainsi que leur domaine de validité sont souvent peu connus ou mal établis (surtout pour les formules anciennes). Les informations reportées ici proviennent essentiellement de [Bathurst, et al., 1987; Julien, 1995; Lefort, 1991; Reid et Dunne, 1996]

3.1 Principes de la modélisation et paramètres adimensionnels

Pour modéliser le transport solide on ne dispose en général que d'un nombre limité d'informations. Trois paramètres doivent au minimum être connus (**Figure 9**): le débit Q , la pente du lit S et le diamètre caractéristique D du mélange sédimentaire. A partir de la connaissance de ces paramètres la plupart des approches proposent au préalable un calcul de la contrainte grâce à une loi de frottement (force exercée par le fluide sur les grains), puis un calcul du flux généré par cette contrainte à partir d'une loi de transport adaptée (soit deux équations nécessaires). Une seconde approche consiste à calculer directement le débit solide à partir de Q , S et D (une seule équation nécessaire).

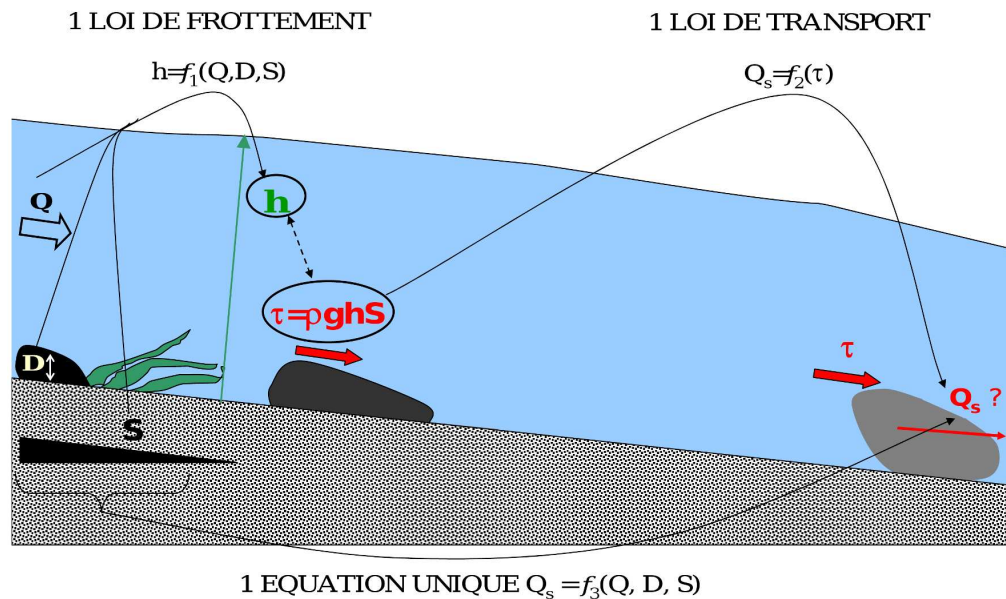


Figure 9 : Etapes de la modélisation du transport solide (avec ou sans calcul de la contrainte)

Beaucoup de formules utilisent des grandeurs adimensionnelles, afin de permettre leur utilisation dans des configurations autres que celles qui ont prévalu lors de leur établissement (par exemple la géométrie du canal d'écoulement). Les deux principales grandeurs utilisées sont le nombre de Shields et le paramètre d'Einstein.

[Shields, 1936] a proposé d'adimensionnaliser les forces motrices (contrainte hydraulique τ exercée x la surface du lit) par les forces stabilisatrices (poids de la particule). Le nombre obtenu est appelé « nombre de Shields », noté τ^* ou θ :

$$\theta = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho)D} = \frac{R}{D} \frac{S}{(s-1)} \quad (1)$$

Shields a également déduit de ses expériences que les grains posés au fond du lit étaient mis en mouvement lorsque ce nombre adimensionnel dépassait une valeur critique θ_c égale à 0.06.

[Einstein, 1950] a quant à lui proposé d'adimensionnaliser le transport solide de la manière suivante :

$$\Phi = \frac{q_v}{\sqrt{g(s-1)D^3}} \quad (2)$$

Où q_v est le débit solide volumique spécifique (m³/s/m) et $s=\rho_s/\rho$ est la densité relative.

3.2 Les formules mettant en œuvre la contrainte

Beaucoup de travaux ont cherché à mettre en relation Φ et θ . La plupart des formules produites sont basées sur un excès de contrainte ($\theta - \theta_c$) plutôt que sur la contrainte seule, en faisant l'hypothèse que le transport solide est un phénomène à seuil, comme l'avait suggéré Shields. Pour cette étude, nous avons choisi d'utiliser les formules présentées dans le **Tableau 5**.

Formule	Calculs intermédiaires	Données nécessaires	Conditions expérimentales et domaine de validité
[Meyer-Peter et Mueller, 1948]	θ, K, K_r	$U, R, D_{50}, D_{90}, S, L$	Données de laboratoire $0.4 < S < 2.4\%$, $0.4 < D < 29\text{mm}$
[Engelund et Hansen, 1967]	θ, f	R, U, D_{50}, S, L	Transport total (charriage + suspension) Laboratoire, lit à sable, transport important, lits plats et dunes, $0.15 < D < 1.6\text{mm}$, Pentes faibles
[Ackers et White, 1973]		Q, U, D_{35}, H, S, L	Transport solide total, Données de laboratoire, pour des $Fr < 0.8$ (rivières de plaine), $0.4 < D < 14$
[Parker, 1979]	θ	R, D_{50}, S, L	Données de labo et de terrain
[Mizuyama, 1977]	θ, θ_c	R, D_{50}, S, L	Laboratoire, fortes pentes
[Smart et Jaeggi, 1983]	θ, θ_c, f	$R, D_{30}, D_{50}, D_{90}, S, L$	Données de laboratoire $3 < S < 20\%$, $2 < D < 10.5\text{mm}$
[Recking, et al., 2008b]	θ, θ_c	Q, D_{50}, D_{84}, S, L	Données de laboratoire, $0.1\% < S < 20\%$, $0.4 < D < 44\text{mm}$
[Van Rijn, 1984]	u^*	$U, R, D_{50}, D_{90}, S, L$	Semi-empirique, Validé pour des sables.

Tableau 5 : Principales caractéristiques des formules de transport testées utilisant la contrainte

Une des grandes difficultés à utiliser ce type de formule, est qu'il faut en préalable calculer des paramètres intermédiaires, et en particulier la contrainte, ce qui nécessite de connaître le rayon hydraulique R (Eq.1). Le rayon hydraulique (ou la hauteur d'eau) associé à un écoulement résulte de la résistance que le lit oppose à cette écoulement, pour un débit et une pente donnée. On comprendra aisément que, toutes choses étant égales par ailleurs, un lit localement entravé par un obstacle (embâcle...) produira une hauteur d'eau supérieure au même lit non obstrué. Donc si une telle mesure est utilisée pour calculer la contrainte qui s'exerce sur le fond du lit, cela conduira inévitablement à une surestimation de cette dernière, et donc du débit solide transporté.

Pour palier à cette difficulté, plusieurs solutions ont été proposées. La formule de Meyer-Peter et Muller intègre une correction de la contrainte à partir d'un ratio des rugosités de l'écoulement et du

grain. Cependant elle est très délicate à utiliser car elle nécessite de bien connaître l'hydraulique de la section. Une solution souvent retenue et proposée par [Einstein et Barbarossa, 1952] consiste à considérer qu'une décomposition linéaire est possible entre les différentes formes de résistance à l'écoulement ($R_{\text{écoulement}} = R_{\text{grains}} + R_{\text{formes du lit}}$), et de calculer le rayon hydraulique associé à la résistance des grains en utilisant une loi de frottement établie pour des écoulements sur lits plats sans obstacles (généralement établies en laboratoire). La valeur de R_{grain} ainsi obtenu (qu'on appellera R par la suite) peut être utilisée pour le calcul de la contrainte.

De nombreuses formules ont été proposées pour le modéliser R à partir de l'équation de Darcy-Weisbach:

$$\frac{U}{u^*} = \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (3)$$

Généralement ces équations sont issues de l'intégration de la loi logarithmique de paroi, et relient f au ratio entre le rayon hydraulique R et la rugosité du lit prise égale à un multiple c d'un diamètre caractéristique du sédiment D_i . Comme U n'est en général pas connu, une astuce consiste à le remplacer par $Q(W-2R)/(RW^2)$ en faisant l'hypothèse d'une section d'écoulement rectangulaire (ce qui permet d'écrire $R=HL/(2H+L)$). Le rayon hydraulique R peut alors être obtenu par un calcul itératif à partir de l'équation suivante:

$$\frac{Q(W-2R)}{RW^2\sqrt{gRS}} = A + B \log\left(\frac{R}{cD_i}\right) \quad (4)$$

Sauf cas particulier où des équations de frottement ont été proposées avec les formules de transport [Recking, et al., 2008b; Smart et Jaeggi, 1983], nous avons utilisé l'Eq.4 avec $A=6.25$, $B=5.75$, $c=3.5$ et $D_i=D_{84}$ [Hey, 1979].

3.3 Les modèles en débit

Etant donné la difficulté liée au calcul de la contrainte, plusieurs auteurs ont recherché une relation empirique donnant directement le débit solide Q_s en fonction du débit liquide total Q ou spécifique $q=Q/L$.

Formule	Calculs intermédiaires	Données nécessaires	Conditions expérimentales et domaine de validité
[Schoklitsch, 1962]	q_c	Q, D_{40}, S, L	Ajustement de données de laboratoire et terrain, $S < 1\%$ (a priori D_{40} réfère à la granulométrie de subsurface [Bathurst, 2007])
[Rickenmann, 1991]	q_c	Q, D_{30}, D_{90}, S, L	Laboratoire, $0.0004 < S < 0.2$, $0.4 < D < 10\text{mm}$
[Sogreah, 1991]	Q_c	$Q, D_{30}, D_{50}, D_{90}, S, L$	Ajustement données de Laboratoire, à partir de la formule de Smart et Jaeggi avec l'hypothèse $L/H=18$, $0.25 < S < 20\%$
[Lefort, 2007]	Plusieurs paramètres	Q, D_m, S, L	Transport par charriage + suspension Ajustement de données de laboratoire et de terrain, $0.1 < D < 55\text{mm}$, $S < 20\%$

Tableau 6 : Principales caractéristiques des formules de transport testées utilisant le débit

Ces formules sont très simples à utiliser et ne nécessitent aucune itération.

3.4 Autres modèles

[Bagnold, 1980] a proposé une formule basée sur la notion de puissance disponible:

$$\omega = \frac{\rho g Q S}{B} = \tau U \quad (5)$$

Sur le même principe [Yang, 1972] a défini la puissance unitaire comme étant le produit de la pente par la vitesse de l'écoulement et a utilisé ce paramètre pour établir plusieurs équations de transport dont une spécifique pour le transport par charriage [Yang, 1984].

[Einstein, 1937] a introduit l'idée que les grains se déplacent sur des distances proportionnelles à leur taille. En faisant l'hypothèse que l'épaisseur de la couche charriée était deux fois la taille des grains, et en utilisant une loi donnant la vitesse de chute d'une particule dans un écoulement, il a développé une fonction de probabilité pour les contacts avec le lit. Le calcul du transport avec cette méthode nécessite cependant plusieurs abaques et n'est pas aisée. Sur la base de ces résultats [Brown, 1950] a proposé une équation de charriage.

Formule	Calculs intermédiaires	Données nécessaires	Conditions expérimentales et domaine de validité
[Bagnold, 1980]	ω, ω_c	q, H, S, D_m, L	Laboratoire, $D=1.1$ mm
[Yang, 1984]	u^*, U_{cr}	Q, U, S, D_{50}, L	Données de laboratoire, $2 < D < 7$ mm
[Brown, 1950; Einstein, 1950]	θ	R, D_{50}, S	Laboratoire, sables et graviers $0.3 < D < 29$ mm

Tableau 7 : Formules de transport utilisant la puissance de l'écoulement ou probabilistes

Toutes ces formules posent le même problème que les formules utilisant la contrainte puisqu'une connaissance préalable des paramètres hydrauliques est nécessaire (U, H). La procédure utilisée est la même que celle présentée plus haut.

4 TEST DES FORMULES DE TRANSPORT

Pour tester les formules de transport on calcule le pourcentage de ratio $r = [\text{Débit solide calculé}] / [\text{Débit solide mesuré}]$ compris dans un intervalle donné. Par exemple un score de 40% affiché pour l'intervalle [0.1-10] signifie que 40% des prédictions sont correctes à plus ou moins un ordre de grandeur, ce qui est un intervalle raisonnable étant considéré les fluctuations naturelles du charriage (Figure 4).

4.1 Prédiction du transport de matériaux uniformes

Les données ont préalablement été préparées selon la procédure proposée par [Vanoni et Brooks, 1957] pour tenir compte des effets des parois lisses sur l'écoulement (calcul du rayon hydraulique associé au lit seul). Les résultats des tests ont été concluants dans l'ensemble (Tableau 8 et Figure 10) car la plupart des formules ont un score supérieur à 80% lorsque le ratio r est testé dans l'intervalle [0.1-10]. Un bon score (jusqu'à 70%) est également obtenu par certaines formules dans la fourchette $0.2 < r < 5$. Cependant ce résultat n'a rien de surprenant puisque toutes ces formules ont été construites à partir d'une partie ou de la totalité de ce jeu de données.

Formule	$0.5 < r < 2$	$0.2 < r < 5$	$0.1 < r < 10$
Ackers-White	20	52	65
Bagnold	48	73	79
Einstein-Brown	51	72	82
Engelund et Hansen	38	66	78
Lefort	60	77	86
Meyer-Peter et Müller	33	60	75
Mizuyama	38	68	78
Parker	50	74	80
Recking et al	59	79	86
Rickenmann	43	68	71
Schoklitsch	21	50	52
Smart et Jaeggi	35	60	65
Sogreah	30	42	45
Van Rijn	25	69	75
Yang	33	56	67

Tableau 8 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire, dans les intervalles de r considérés

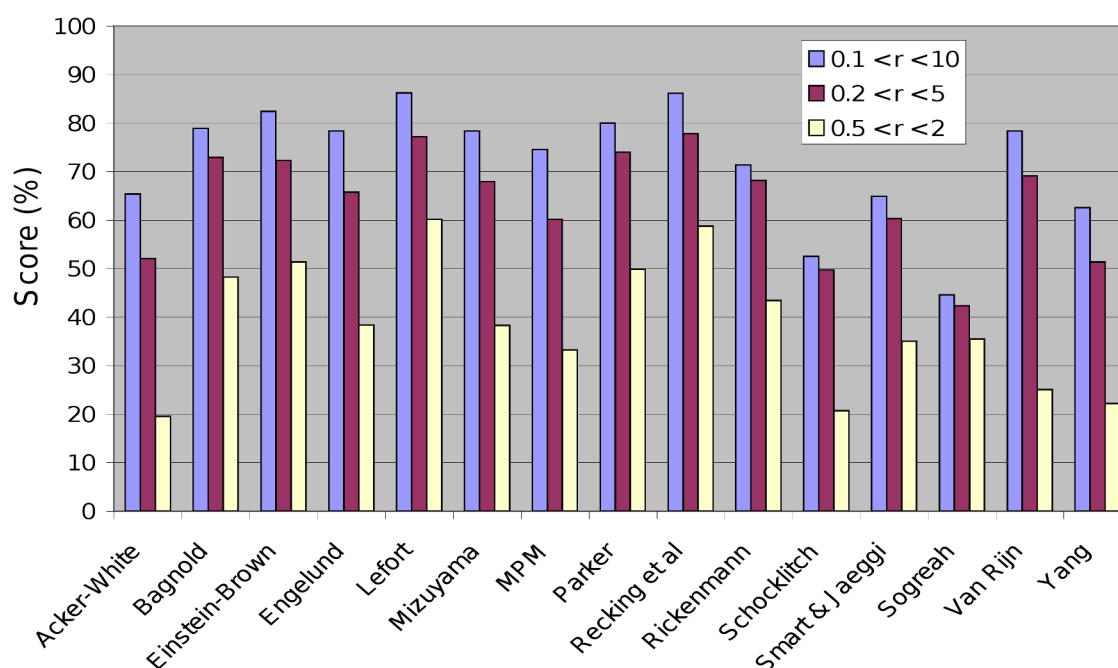


Figure 10 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire, dans les intervalles de r considérés

Ces résultats n'appellent pas spécialement de commentaires sinon qu'ils illustrent bien le fait que même lorsque les données ont été produites avec des matériaux « simplifiés » (uniformes), dans des conditions hydrauliques et des géométries parfaitement contrôlées, la prédiction des formules ne devient acceptable que lorsque l'on considère un intervalle de deux ordres de grandeur ($0.1 < r < 10$). Cela s'explique par le caractère très discontinu et parfois aléatoire du transport, tout particulièrement aux transports faibles.

4.2 Prédiction des mesures instantanées de terrain

La prédiction des mesures instantanées de terrain est beaucoup plus mauvaise (**Tableau 9**, Figure 11) quel que soit le modèle considéré avec des scores en général inférieurs à 20% pour l'intervalle $0.1 < r < 10$.

Formule	$0.5 < r < 2$	$0.2 < r < 5$	$0.1 < r < 10$
Ackers-White	8	16	20
Bagnold	7	13	16
Einstein-Brown	13	31	42
Engelund et Hansen	7	18	31
Lefort	9	19	25
Meyer-Peter et Müller	5	9	11
Mizuyama	5	11	18
Parker	7	17	25
Recking et al	5	13	20
Rickenmann	6	11	14
Schoklitsch	5	9	11
Smart et Jaeggi	6	12	16
Sogreah	7	12	14
Van Rijn	3	7	11
Yang	5	12	15

Tableau 9 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de terrain, dans les intervalles de r considérés

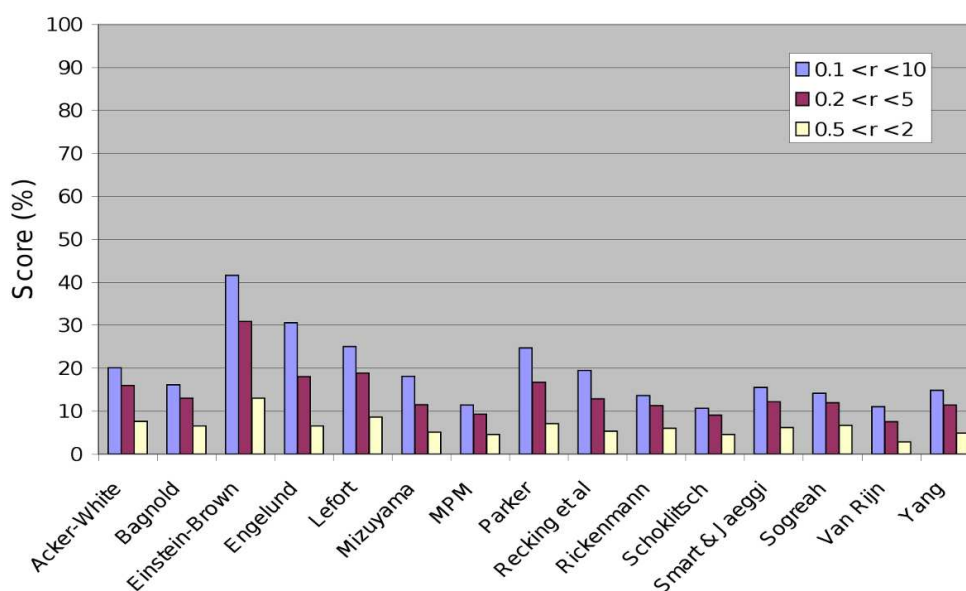


Figure 11 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de terrain, dans les intervalles de r considérés

Une analyse détaillée de ce résultat montre que l'efficacité des modèles baisse rapidement lorsque :

- la pente est supérieure à 1% (Figure 12)
- le D_{50} est supérieur à 20 mm (Figure 13)
- le ratio θ/θ_c est inférieur à 2 (Figure 14)

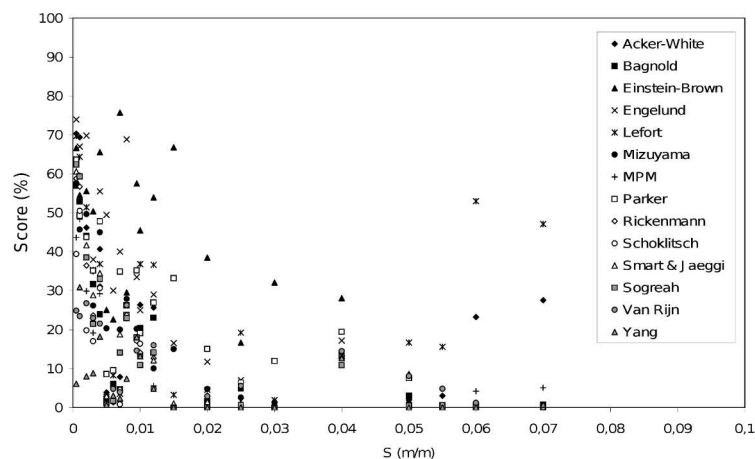


Figure 12 : Efficacité des modèles (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction de la pente

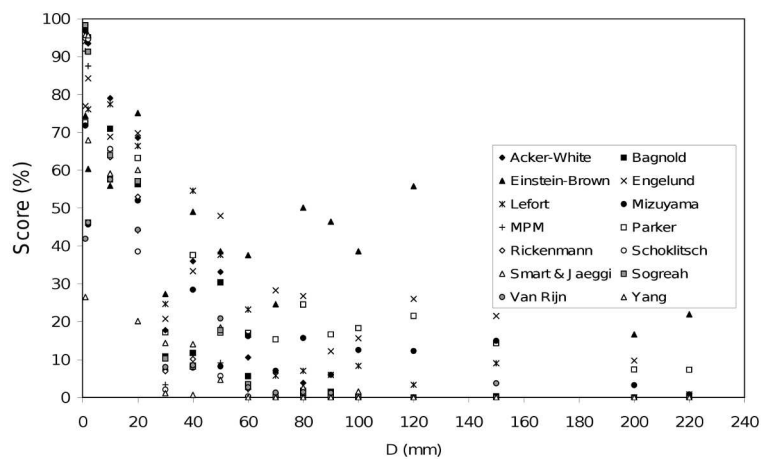


Figure 13 : Efficacité des modèles (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction du D_{50}

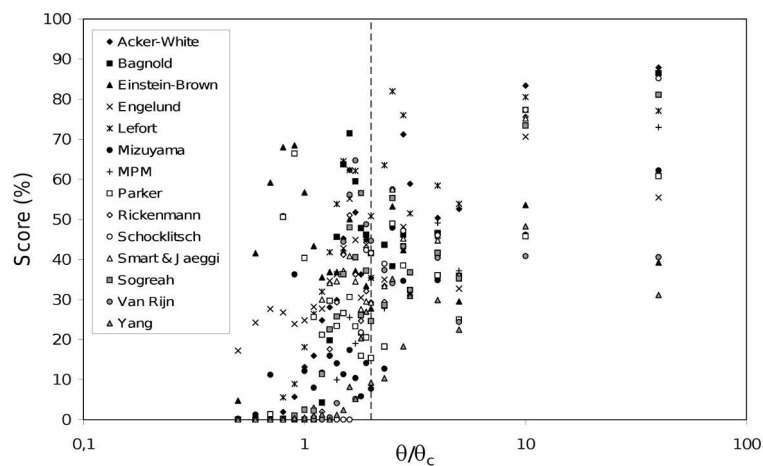


Figure 14 : Efficacité des modèles (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction de la contrainte

2

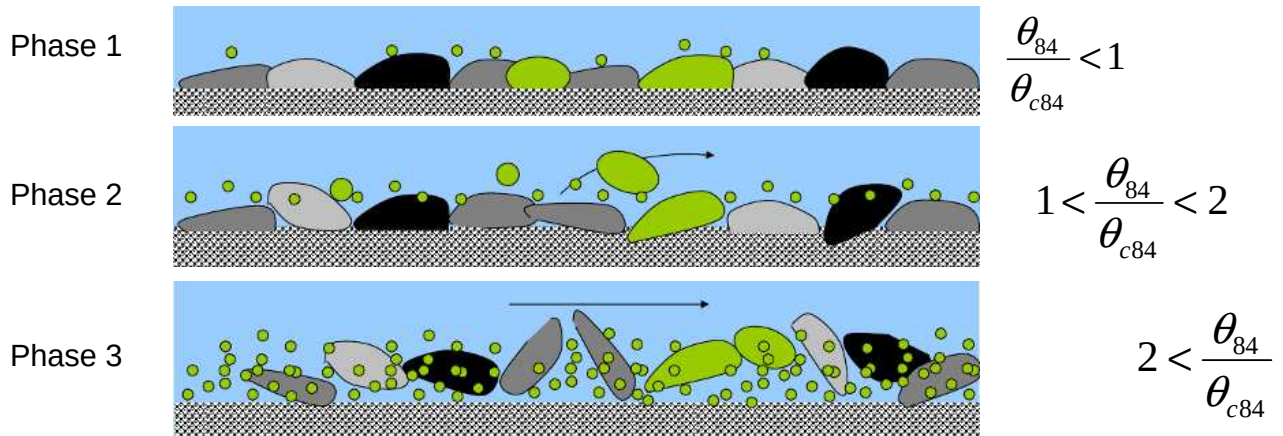


Figure 15 : Représentation schématique des différentes phases de transport

L'effet de la contrainte peut en partie s'expliquer par l'existence de trois phases de transport [Ashworth et Ferguson, 1989; Bathurst, 2007; Jackson et Beschta, 1982; Ryan, et al., 2002] mal prise en compte par les modèles:

- phase 1 : la couche grossière de surface est en place et immobile et le transport est constitué de sédiments fins provenant de l'amont ou de zones interstitielles ($\theta_c < \theta$);
- phase 2 : les sédiments grossiers de surface sont déstabilisés, participent partiellement au transport et contribuent à libérer des sédiments fins de la sous-couche ($\theta_c < \theta < 2\theta_c$);
- phase 3 : les sédiments grossiers de surface sont parfaitement mobile ($2\theta_c < \theta$).

Dans cette approche θ et θ_c sont calculés pour un diamètre assez large de la surface du lit (D_{84}) et la couche de surface est considérée parfaitement mobile lorsque $\theta > 2\theta_c$ [Recking, et al., 2009].

4.3 Prédiction des mesures intégrées à l'échelle évènementielle

Les modèles ont été testés sur les volumes cumulés à l'échelle évènementielle sur la Barnavette et l'Esconavette. Les résultats sont présentés au **Tableau 10** et au **Tableau 11**.

On peut en déduire que:

- (1) tous les modèles, bien qu'ayant une efficacité relative plus ou moins bonne, présentent globalement un même comportement.
- (2) la prédiction est globalement bonne pour la Barnavette et les volumes sont surestimés pour l'Esconavette.

Les résultats obtenus pour la Barnavette sont plutôt bons si on les compare aux résultats des tests effectués sur les mesures instantanées.

Il est difficile de conclure, sur la base de ce résultat, que l'intégration des données à l'échelle de l'évènement permet d'améliorer la précision des modèles.

Evènement	1	2	3	4	5	6	7	8	Total
Acker & White	0,4	0,0	0,3	0,7	3,5	0,3	0,3	0,2	0,3
Bagnold	3,1	0,4	2,6	2,3	10,6	1,1	0,9	0,8	1,4
Einstein-Brown	26,0	3,4	23,6	16,3	71,5	8,0	6,6	5,9	10,4
Engelund	3,1	0,4	2,9	2,1	9,4	1,0	0,9	0,7	1,3
Lefort	1,6	0,2	1,0	3,1	11,4	1,3	1,1	1,1	1,3
Mizuyama	71,3	10,3	69,5	38,5	146,2	18,0	16,1	14,3	26,6
MPM	70,0	9,6	66,7	38,4	150,3	17,8	15,6	14,0	25,9
Parker	52,2	7,0	48,5	31,6	132,7	15,1	13,0	11,5	20,5
Recking et al	25,6	3,2	22,4	16,4	73,1	8,1	6,6	6,0	10,3
Rickenmann	8,8	1,1	6,9	7,9	40,5	4,2	3,2	2,8	4,4
Schoklitsch	1,7	0,1	1,1	2,9	16,7	1,7	1,2	1,0	1,4
Smart & Jaeggi	30,9	4,3	29,4	17,5	70,1	8,2	7,2	6,4	11,7
Sogreah	38,5	6,2	35,4	23,3	71,2	9,4	8,7	8,6	14,4
Van Rijn	2,1	0,3	1,8	1,8	9,3	0,9	0,8	0,6	1,0
Yang	0,0	0,0	0,1	0,3	2,2	0,1	0,2	0,1	0,1

Tableau 10 : Ratios entre les volumes calculés et mesurés pour l'Esconavette

Evènement	1	2	3	4	5	6	7	Total
Acker & White	0,2	0,3	0,2	1,2	1,4	0,0	0,3	0,3
Bagnold	0,4	1,1	0,3	2,2	2,5	0,1	0,9	0,4
Einstein-Brown	1,6	3,3	1,2	7,7	8,4	0,3	2,8	1,5
Engelund	0,4	1,0	0,3	1,9	2,2	0,1	0,8	0,4
Lefort	0,7	1,0	0,7	3,8	3,9	0,1	1,2	0,8
Mizuyama	4,4	12,8	2,7	21,5	23,4	1,1	10,3	3,9
MPM	4,2	11,3	2,6	20,4	22,1	0,9	9,3	3,7
Parker	3,2	7,4	2,2	15,3	17,0	0,7	6,1	2,9
Recking et al	1,4	3,2	0,9	6,6	7,2	0,3	2,7	1,2
Rickenmann	2,0	4,4	1,3	8,9	9,5	0,4	3,6	1,7
Schoklitsch	0,7	0,4	0,5	2,6	2,7	0,1	0,1	0,6
Smart & Jaeggi	1,9	5,2	1,2	9,2	10,0	0,4	4,2	1,7
Sogreah	2,7	9,1	2,0	15,3	15,9	0,7	7,9	2,8
Van Rijn	0,1	0,0	0,1	0,6	0,8	0,0	0,1	0,1
Yang	0,2	0,0	0,2	1,0	1,1	0,0	0,0	0,2

Tableau 11 : Ratios entre les volumes calculés et mesurés pour la Barnavette

4.4 Prédiction des mesures intégrées à l'échelle interannuelle

Les résultats obtenus pour les simulations des volumes transportés par la Galaure sur la période 1983-2005 sont présentés dans le **Tableau 12**. Les résultats sont bons dans l'ensemble (similaires à ceux obtenus pour la Barnavette) compte tenu des imprécisions quant au volume réellement charrié (« estimé » à 20% du total transporté par la CNR)

Période	1	2	3	4	5	6	7	Total
Acker & White	0,3	0,2	0,2	0,3	0,5	0,3	0,8	0,3
Bagnold	0,2	0,1	0,1	0,2	0,3	0,2	0,5	0,2
Einstein-Brown	1,5	1,3	1,2	1,6	2,6	1,6	4,6	1,9
Engelund	2,0	1,2	1,1	1,9	2,8	1,4	3,1	1,7
Lefort	0,2	0,3	0,2	0,2	0,4	0,2	1,1	0,3
Mizuyama	6,1	4,3	4,1	6,9	10,0	6,2	13,9	6,6
MPM	1,2	1,2	1,1	1,2	2,2	1,4	4,6	1,7
Parker	3,3	2,6	2,5	3,5	5,6	3,5	9,4	3,9
Recking et al	3,3	2,2	2,1	3,6	5,3	3,2	7,1	3,4
Rickenmann	0,5	0,6	0,5	0,6	1,0	0,6	2,3	0,8
Schoklitsch	0,2	0,2	0,2	0,1	0,3	0,1	0,9	0,3
Smart & Jaeggi	1,4	1,0	1,0	1,5	2,4	1,6	3,6	1,6
Sogreah	0,4	0,5	0,4	0,4	0,8	0,4	2,1	0,7
Van Rijn	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,3	0,1
Yang	0,5	0,4	0,4	0,5	0,8	0,6	1,4	0,6

Tableau 12 : Ratios entre les volumes calculés et mesurés pour la Galaure

5 ANALYSE

5.1 Bilan sur les limites d'utilisation des formules de transport

Les différents tests réalisés n'ont pas fait apparaître une influence de l'échelle temporelle de l'échantillonnage sur l'efficacité des formules. Au lieu de cela, on a identifié (sur la base des mesures instantanées de terrain) des limites d'utilisation des formules, à savoir :

- pente est inférieure à 1%
- D_{50} inférieur à 20 mm
- ratio θ/θ_c supérieur à 2

Ces limites sont-elles vérifiées pour les volumes cumulés sur les trois cours d'eau étudiés ?

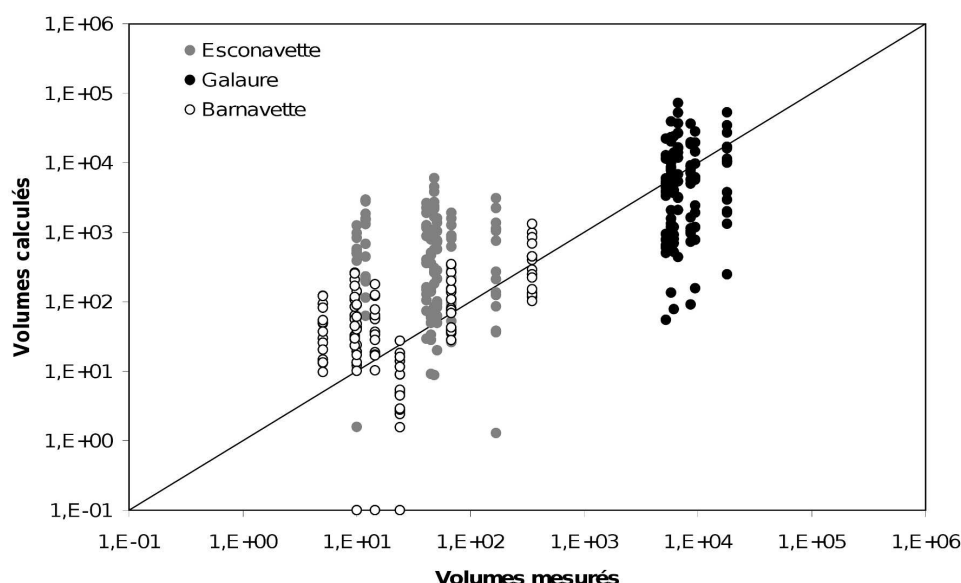


Figure 16 : Comparaison des volumes mesurés et calculés sur la Galaure, l'Esconavette et la Barnavette. Pour un volume mesuré en abscisse, les différents points en Y correspondent aux différents modèles

La **Figure 16** présente une comparaison des volumes mesurés et calculés pour l'Esconavette, la Barnavette et la Galaure. Le but de cette étude n'étant pas de classer les modèles entre eux, mais plutôt d'essayer d'identifier globalement leur aptitude à reproduire des volumes transportés, seuls des nuages de points ont été tracés (pour un volume mesuré en abscisse, les différents points en Y correspondent aux différents modèles).

Les caractéristiques des trois cours d'eau étudiés sont rappelées dans le tableau suivant :

	Esconavette	Barnavette	Galaure
Pente (m/m)	0.024	0.012	0.0046
D ₅₀ (mm)	24	15	25
% du transport assuré par $\theta > 2\theta_c$	99	91	80

Tableau 13 : Facteurs limitant à l'utilisation des formules de transport

Pour ces trois cours d'eau, très encaissés, pratiquement la totalité des volumes transportés l'ont été pour des contraintes fortes, supérieures à 2 fois la contrainte critique de mise en mouvement des matériaux, ce qui est plutôt favorable. Par contre, l'Esconavette présente des conditions de pente et de diamètre défavorables à l'utilisation des formules.

Ces résultats, même s'ils ne permettent pas de conclure définitivement, sont très cohérents entre eux, et permettent de mieux cerner les conditions d'utilisation des formules de transport.

5.2 Proposition d'une nouvelle formule

Une nouvelle formule a été recherchée pour essayer de pallier aux trois limitations que sont la pente, le diamètre et le ratio de contrainte. Le développement de cette formule a fait l'objet d'un article publié dans Water Resource Research [Recking, 2010] et disponible sur le site du projet.

La plupart des formules réalisées à partir d'observations de laboratoire ont mis en relation la contrainte exercée par le fluide et le taux de transport. Cependant, cette relation n'est pas ambiguë lorsqu'un seul diamètre est considéré (matériaux uniformes): il y a transport ou non. En granulométrie étendue les choses sont plus complexes puisque le transport existe même lorsque les éléments grossiers de surface sont toujours en place. Ce sont les phases 1 et 2 de la Figure 15.

Etant donné le pavage de surface résultant du tri granulométrique vertical et le contrôle des sédiments fins (enfouis) par les éléments grossiers de surface, la formule proposée ici a cherché à relier directement les faibles taux de transport à la mobilité du diamètre D_{84} de surface.

Lorsque D_{84} est inconnu on pourra, pour les équations qui suivent, utiliser l'approximation $D_{84}=2.1D_{50}$.

Le modèle a par ailleurs intégré des résultats acquis sur l'étude du Shields critique [Recking, 2009] impliquant une variation de ce paramètre avec la pente:

$$\theta_{ci} = (1.32S + 0.037) \left(\frac{D_i}{D_{50}} \right)^{-0.93} \quad (6)$$

Où i désigne la classe granulométrique telle que $i\%$ des sédiments ont un diamètre inférieur à D_i . Cette équation est utilisée ici pour calculer θ_{c84} associé au diamètre D_{84} .

La nouvelle formule s'écrit :

$$q_s [kg / s / m] = 0.0005 \rho_s \sqrt{g(s-1)D_{84}^3} \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} \right)^{-18\sqrt{S}} \left(\frac{\theta_{84}}{\theta_{c84}} \right)^{6.5} \quad \text{pour } \theta_{84} < L \quad (7)$$

$$q_s [kg / s / m] = 14 \rho_s \sqrt{g(s-1)D_{84}^3} \theta_{84}^{2.45} \quad \text{pour } \theta_{84} > L$$

Avec $\rho_s \approx 2650 \text{ kg/m}^3$ pour les matériaux naturels. La limite L est donnée par:

$$L = 12.53 \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} \right)^{4.445\sqrt{S}} \theta_{c84}^{1.605} \quad (8)$$

Le rayon hydraulique R utilisé dans θ (Eq.1) doit être calculé itérativement à partir de l'équation de [Hey, 1979] (avec hypothèse d'une section d'écoulement rectangulaire), connaissant le débit Q , la pente S , la largeur d'écoulement W et le diamètre D_{84} :

$$\frac{Q(W-2R)}{RW^2\sqrt{gRS}} = 6.25 + 5.75 \log \left(\frac{R}{3.5D_{84}} \right) \quad (9)$$

Cette équation nécessite malheureusement une approche itérative. Cependant, en faisant l'hypothèse que $H \approx R$, elle peut être approximée par:

$$R = \left[\frac{qD_{84}^{0.52}}{3.2\sqrt{gS}} \right]^{0.5} \quad \text{si } R/D_{84} < 5 \quad (10)$$

$$R = \left[\frac{qD_{84}^{0.27}}{4.7\sqrt{gS}} \right]^{0.57} \quad \text{si } R/D_{84} > 5$$

Le modèle de transport a été calibré à partir des données de l'Idaho [King, et al., 2004] et validé à partir du reste des données. Les résultats des tests sont présentés sur les Figure 17 à Figure 20.

➔ Le test sur les mesures de laboratoire avec matériaux uniformes a été réalisé en posant :

(1) $D_{84}/D_{50}=1$

(2) $\theta_c = 0.15S^{0.275}$ [Recking, et al., 2008b]

Les résultats obtenus sont assez similaires à ceux obtenus avec les autres modèles (Figure 17).

➔ L'amélioration sur la prédiction des mesures instantanées de terrain est incontestable (Figure 18). En particulier, les limitations liées à la pente, au diamètre et à la contrainte n'apparaissent plus (Figure 19)

➔ En ce qui concerne les mesures intégrées à l'échelle événementielle ou interannuelle, les ratios des volumes totaux calculés et mesurés obtenus avec cette nouvelle équation, pour la Barnavette, l'Esconavette et la Galaure sont, respectivement, 0.7, 0.8 et 0.7. Le nouveau modèle a été comparé avec un des modèles construits pour les matériaux uniformes [Recking, et al., 2008b] sur la Figure 20. Les résultats sont assez similaires en ce qui concerne la Barnavette et la Galaure, par contre on observe une très nette amélioration des prédictions de volume pour l'Esconavette.

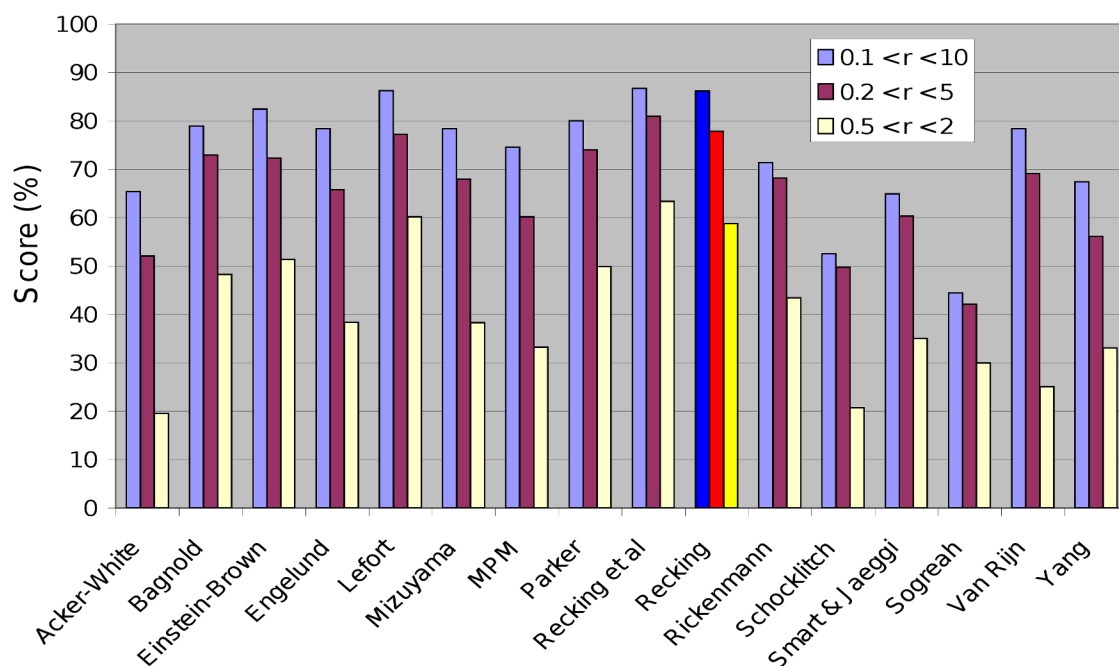


Figure 17 : Test de la nouvelle formule de transport sur les mesures de laboratoire

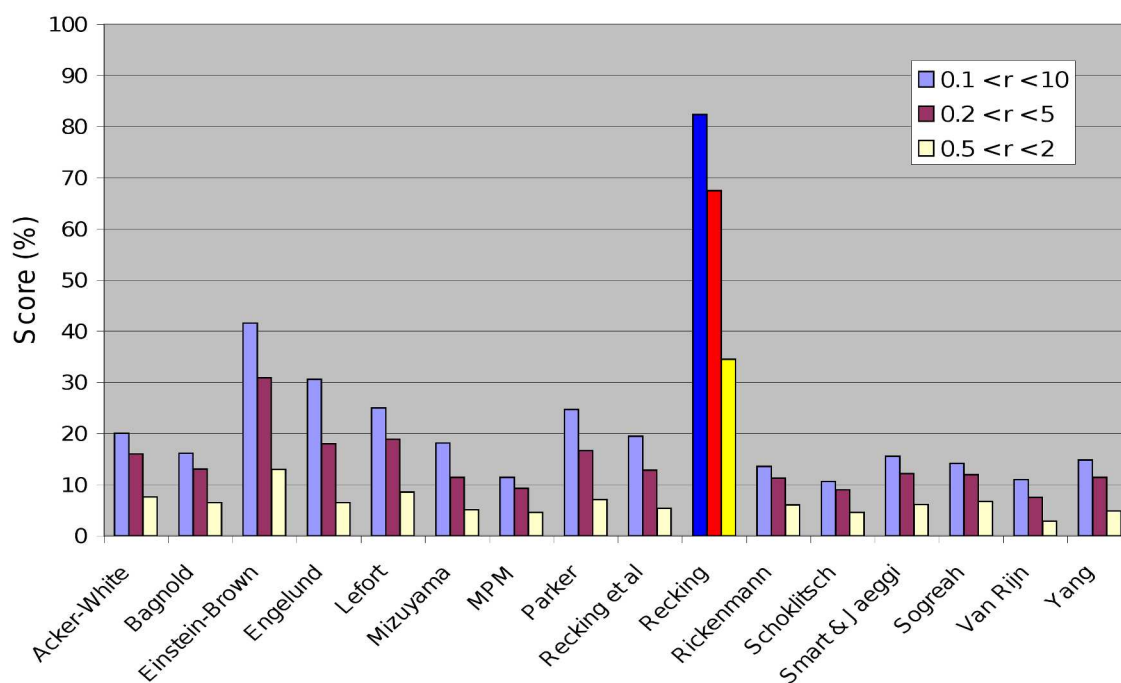


Figure 18 : Test de la nouvelle formule de transport sur les mesures instantanées de terrain

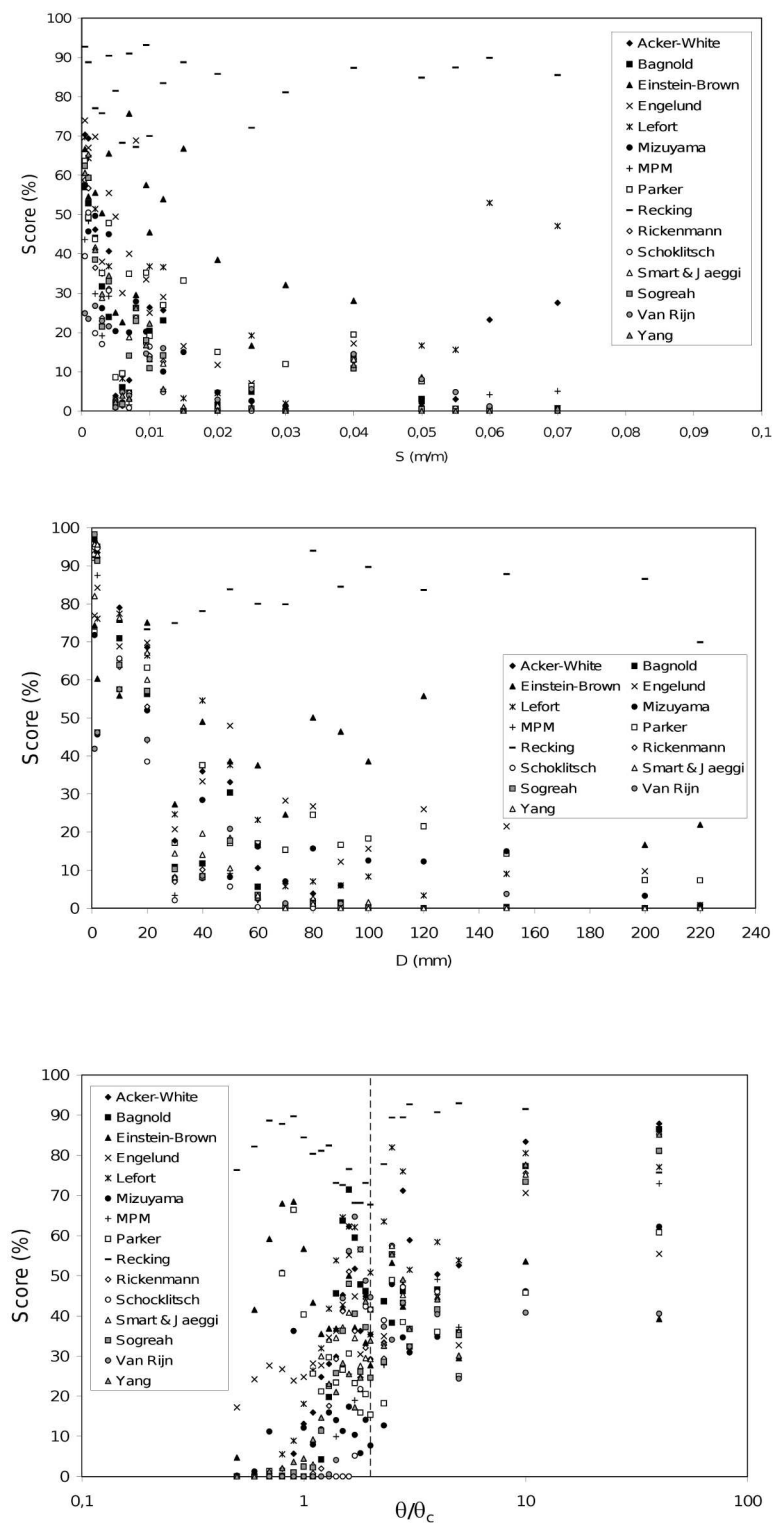


Figure 19 : Efficacité du nouveau modèle (testés dans l'intervalle $0.1 < r < 10$) en fonction de la pente, du diamètre et de la contrainte

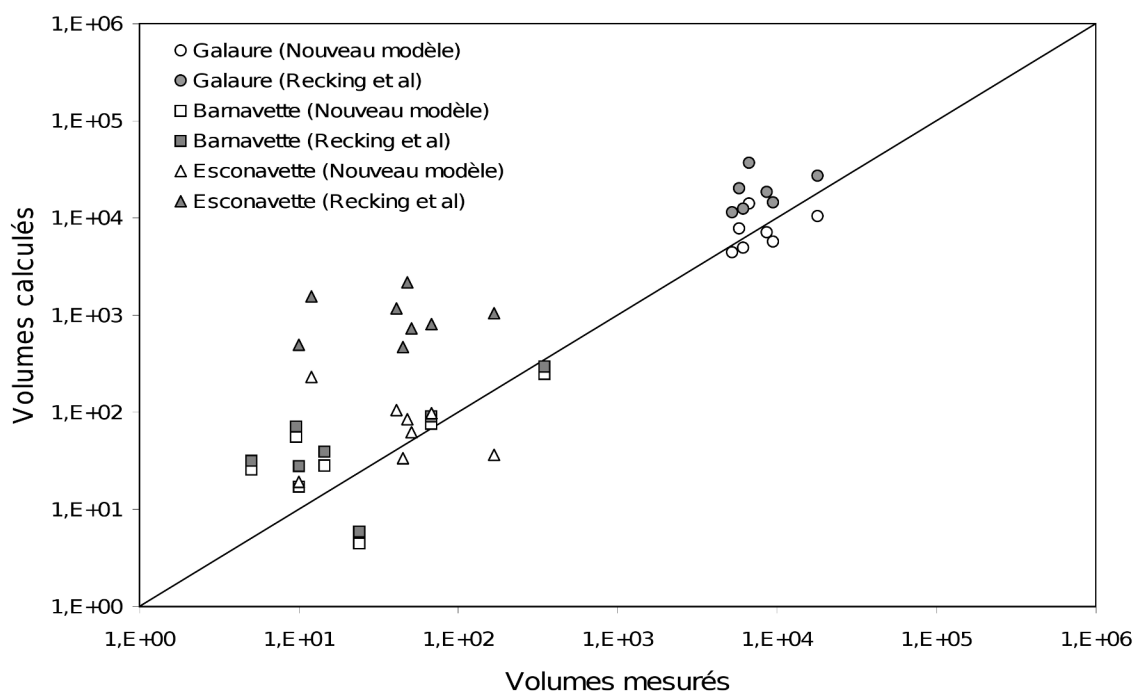


Figure 20 : Test de la nouvelle formule de transport sur les mesures intégrées à l'échelle de l'évènement et à l'échelle interannuelle

6 CONCLUSION

Les principales formules de transport solide utilisées en ingénierie ont été testées sur différents jeux de données correspondant à des mesures intégrées sur différentes échelles de temps. L'analyse n'a pas vraiment fait apparaître une influence temporelle de l'échantillonnage, mais a démontré l'existence de trois limitations principales à l'utilisation de la majorité des formules testées :

- (1) pentes inférieures à 1%
- (2) diamètre médian D_{50} inférieur à 20 mm
- (3) transport assuré par des contraintes supérieures à 2 fois la contrainte critique de mise en mouvement des sédiments.

Ce dernier aspect est très important car si les cours d'eau étudiés dans le cadre de cette étude étaient tous des cours d'eau de piémont, encaissés, et permettant des contraintes fortes, ce n'est pas le cas pour la plupart des cours d'eau où les événements « transportant » ne dépassent que rarement le débit critique de début de transport de plus de 20% [Andrews, 1983 ; Mueller, et al., 2005 ; Parker, 1978 ; Parker, et al., 2007; Ryan, et al., 2002].

C'est pourquoi une nouvelle formule de transport a été recherchée. Les tests réalisés sur les données disponibles semblent confirmer une nette amélioration de la prédiction du transport avec ce nouveau modèle.

ANNEXES 1 : Les formules de transport

Ackers et White [1973]:

Transport solide total

$$q_{st} [m^3 / s / m] = 0.025 \frac{qD_{35}}{H} \left[\frac{F_{gr}}{0.17} - 1 \right]^{1.5}$$

$$\text{Avec } F_{gr} = \frac{1}{\sqrt{g(s-1)D_{35}}} \left[\frac{U}{\sqrt{32} \log \left(\frac{10H}{D_{35}} \right)} \right]$$

Cette s'applique pour des nombre de Froude $Fr < 0.8$, c'est à dire plutôt pour des rivières de plaine [Bathurst, et al., 1987].

Bagnold [1980] :

$$q_s [m^3 / s / m] = \frac{q_b^*}{\rho_s - \rho} \left[\frac{\omega - \omega_c}{(\omega - \omega_c)^*} \right]^{3/2} \left(\frac{H}{H^*} \right)^{-2/3} \left(\frac{D_m}{D^*} \right)^{-0.5}$$

avec H la hauteur d'eau, ω et ω_c respectivement la puissance hydraulique et la puissance hydraulique critique du flux :

$$\omega = \rho R S U \approx \rho q S$$

Le terme de gravité q a été exclu de cette définition par Bagnold. La puissance critique est donnée par la relation :

$$\omega_c = 290 D^{3/2} \log \left(12 \frac{H}{D} \right)$$

Le signe * désigne les valeurs numériques standards issues de l'expérimentation et utilisées pour rendre adimensionnels les termes de l'équation. Les valeurs proposées par Bagnold sont : $q_s^* = 0.1 \text{ kg.m}^{-1}\text{s}^{-1}$, $(\omega - \omega_c)^* = 0.5 \text{ kg.m}^{-1}\text{s}^{-1}$, $H^* = 0.1 \text{ m}$ et $D^* = 0.0011 \text{ m}$.

Einstein Brown [1950] :

Proposé par Brown (1950) à partir d'un lissage de l'abaque d'Einstein (1950)

$$q_v [m^3 / s / m] = \sqrt{g(s-1)D^3} \left[\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g(s-1)D^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g(s-1)D^3}} \right] f(\theta)$$

$$f(\theta) = 2.15e^{-0.391/\theta} \quad \text{si } \theta < 0.18$$

$$f(\theta) = 40\theta^3 \quad \text{si } \theta > 0.18$$

ν est la viscosité cinématique du fluide ($10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C)

Engelund et Hansen [1967] :

Equation déduite du concept de puissance de l'écoulement de Bagnold [1966] et du principe de similarité :

$$q_v [m^3 / s / m] = \frac{0.1}{f} \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \theta^{5/2}$$

Le facteur de rugosité f étant défini par $f = 2gRS/U^2$

Lefort [2007] :

Soit les spécifications du matériau tel que :

$$D_m = \sum \frac{D_i P_i}{P} = \frac{1}{P} [D_{50} P_{50} + D_{75} P_{75}]$$

$$D_m^* = D_m \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3}$$

Soit les coefficients de rugosité respectivement du lit (Strickler k_s) et du grain (k_r) :

$$k_s = \frac{U}{S^{1/2} R_H^{2/3}}$$

$$k_r = \frac{21.1}{D_m^{1/6}}$$

Si k_s inconnu, $k_s/k_r=0.83$

↓ L, S, U, H (ou R_H), D₃₀, D₅₀, D₇₅, D₉₀, ρ, ρ_s

$$\frac{Q_c}{\sqrt{gD_m^5}} = C(D_m^*)(s-1)^{5/3} \left(\frac{L}{D_m} \right)^{2/3} \left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{-0.42} S^{-n}$$

$$C(D_m^*) = 0.0269 + \frac{0.532}{1.1 + D_m^*} - 0.0589e^{(-D_m^*/60)} \quad \text{avec } C(D_m^*)=0.0269 \text{ si } D_m < 8\text{mm}$$

$$n = 1.725 + 0.09 \log(S)$$

↓ $\xrightarrow{Q < Q_c} G_s = 0, \text{ Fin}$
 $Q > Q_c$

$$Q_{sv} [\text{tonnes/jour}] = 0.0864 C_p Q$$

$$C_p = 3.176 \cdot 10^6 \operatorname{cor} \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.21} \frac{s}{(s-1)^{1.38}} S^M [G(Q^*)]^Z$$

[C_p]=ppm (g/m³)

$$Q^* = \frac{Q}{Q_c}$$

$$\text{Si } Q^* > 2.5 \quad G(Q^*) = 3.88 \left[1 - \left(\frac{0.75}{Q^*} \right)^{0.25} \right]^{5/3}$$

$$\text{Si } Q^* < 2.5 \quad G(Q^*) = 0.4 \left(\frac{Q^*}{2.5} \right)^{6.25(1-0.37Q^*)}$$

$$M = 1.887 + 0.09 \log(S)$$

$$Z = 0.78 + \frac{1.53 \operatorname{Re}^{0.14}}{D_m^{*0.78}}$$

$$\text{Si } k_s/k_r < 0.6 \text{ alors } \operatorname{cor} = 1 - 0.9e^{(-0.08(k_s/k_r)^{0.24} Q^*)} \quad \text{sinon } \operatorname{cor} = 1$$

Meyer-Peter et Mueller [1948]:

$$q_v[m^3 / s / m] = 8\sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \left(\left(\frac{K}{K'} \right)^{3/2} \theta - 0.047 \right)^{3/2} \quad (11)$$

avec $\rho_s=2650 \text{ kg.m}^{-3}$, $\rho=1000 \text{ kg.m}^{-3}$ et $s=2.65$. Le ratio K/K' est le ratio entre le coefficient de Strickler de l'écoulement K et le Strickler du grain K' , et permet de corriger la contrainte totale pour ne tenir compte que de la contrainte appliquée au grain. Le terme K est donné par $K=U/S^{1/2}R^{2/3}$ et le terme K' est calculé avec l'équation de *Strickler* [1923]: $K'=26/D_{90}^{1/6}$.

Mizuyama [1977]:

$$q_v[m^3 / s / m] = \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \left[\frac{12-24\sqrt{S}}{\cos(\text{atan}(S))} \theta^{(1.5-\sqrt{S})} \left(1 - \alpha^2 \frac{\theta_c}{\theta} \right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\theta_c}{\theta}} \right) \right]$$

avec :

$$\alpha = \sqrt{\frac{0.85 - 3.25S}{1 - 1.625S}}$$

$$\theta_c = 0.04 \times 10^{1.72S}$$

$$\theta = \frac{R}{D_{50}} \frac{S}{(s-1)}$$

Parker [1979]:

$$q_s[m^3 / s / m] = 11.2\sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \frac{(\theta - 0.03)^{4.5}}{\theta^3}$$

Rickenmann [1990]:

$$q_v[m^3 / s / m] = 1.5(q - q_c)S^{1.5} \text{ pour } 0.0004 < S < 0.2$$

$$q_v[m^3 / s / m] = \frac{12.6}{(s-1)^{1.6}} \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} (q - q_c)S^2 \text{ pour } 0.03 < S < 0.2 \text{ (spécifique fortes pentes)}$$

$$\text{Avec } q_c = 0.065(s-1)^{1.67} g^{0.5} D_{50}^{1.5} S^{-1.12}$$

L'auteur propose $(D_{90}/D_{30})^{0.2}$ égale 1.05 si inconnu.

Recking et al. [2008] :

$$q_v[m^3 / s / m] = 15.6 \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} (\theta - \theta_c)^2 \quad \text{si } \theta < 0.65S^{0.41}$$

$$q_v[m^3 / s / m] = 14 \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \theta^{2.45} \quad \text{si } \theta > 0.65S^{0.41}$$

Avec

$$\theta_c = 0.15S^{0.275}$$

$$\theta = \frac{R}{D_{50}} \frac{S}{(s-1)}$$

R étant calculé par itération avec :

$$\frac{Q(W-2R)}{RW^2 \sqrt{gRS}} = 6.25 + 5.75 \log \left(\frac{R}{\alpha_{RL} \alpha_{BR} D_{84}} \right)$$

$$\text{où } \alpha_{RL} = 4 \left(\frac{R}{D_{84}} \right)^{-0.43} \quad \text{avec } 1 \leq \alpha_{RL} \leq 3.5$$

$$\alpha_{BR} = 7S^{0.85} \frac{R}{D_{84}} \quad \text{avec } 1 < \alpha_{BR} \leq 2.6$$

Schoklitsch [1962]:

$$q_v[m^3 / s / m] = \frac{2.5}{\rho_s / \rho} S^{3/2} (q - q_c)$$

$$\text{Avec } q_c = 0.26(s-1)^{5/3} \frac{D_{40}^{3/2}}{S^{7/6}}$$

Généralement utilisé avec D50 de la surface du lit alors que la formule aurait été établie pour le D₄₀ de la sous-couche d'après Bathurst [2007]

Smart et Jaeggi [1983]:

$$q_v [m^3 / s / m] = 4 \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} (d_{90} / d_{30})^{0.2} S^{0.6} \frac{U}{u_*} \theta^{0.5} (\theta - \theta_c)$$

Avec

$$\frac{U}{u_*} = 2.5 \left[1 - \exp(-0.05 Z_{90} / S^{0.5}) \right]^{0.5} \ln(8.2 Z_{90}) \quad \text{avec } Z_{90} = R/d_{90}$$

$$\theta_c(S) = 0,05 \cos(\arctg(S) (1 - \frac{S}{\tan \varphi}))$$

$$\varphi = 35^\circ \text{ soit } 35 * 2\pi / 360 = 0.61 \text{ rd}$$

Yang [1984] :

Equation adimensionnel pour les graviers. La concentration C (en g/m³) est donnée par :

$$\begin{aligned} \log C_{tg} = & 6.681 - 0.633 \log \left(\frac{w D_{50}}{\nu} \right) - 4.816 \log \left(\frac{u_*}{w} \right) \\ & + \left[2.784 - 0.305 \log \left(\frac{w D_{50}}{\nu} \right) - 0.282 \log \left(\frac{u_*}{w} \right) \right] \log \left(\frac{US}{w} - \frac{U_{cr} S}{w} \right) \end{aligned}$$

Avec respectivement w la vitesse de chute et u* la vitesse de frottement :

$$w = \sqrt{g(s-1)D_{50}}$$

$$u_* = \tau / \rho = \sqrt{gRS}$$

Par ailleurs les critères de début de mouvement définit par Yang (1973) sont tel que :

$$\frac{U_{cr}}{w} = \frac{2.5}{\log \left(\frac{u_* D_{50}}{\nu} \right) - 0.06} + 0.66 \text{ pour } 1.2 < \frac{u_* D_{50}}{\nu} < 70$$

$$\frac{U_{cr}}{w} = 2.05 \text{ pour } 70 \leq \frac{u_* D_{50}}{\nu}$$

Lefort-Sogreah [1991] :

Formule simplifiée permettant un calcul du débit solide apparent (tenant compte des vides) total à partir du débit total Q en considérant un ratio largeur du lit sur hauteur d'eau constant : $B/H=18$.

$$Q_{v\text{ apparent}} [m^3/s] = Q 4.45 \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \frac{S^{1.5}}{s-1} \left[1 - \left(\frac{Q_c}{Q} \right)^{0.375} \right]$$

Avec :

$$Q_{cr} = 0.0776 \sqrt{g D_m^5} \frac{(s-1)^{8/3}}{S_0^{13/6}} (1-1.2S)^{8/3}$$

Van Rijn[1984]:

Développement semi-empirique, pour le charriage de matériaux vérifiant $D < 2\text{mm}$

$$qv [m^3/s/m] = 0.053 \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}}$$

Avec:

$$D_* = D_{50} \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}$$

$$T = \frac{u_*'^2 - u_{c*}'^2}{u_{c*}'^2}$$

$$u_*' = \sqrt{g} \frac{U}{18 \log \left(\frac{4R}{D_{90}} \right)}$$

$$u_{c*}'^2 = g(s-1)D_{50} [\alpha D_*^\beta]$$

Avec les coefficients α et β déduits de la courbe de Shields :

D_*	A	β
$D_* < 4$	0.24	-1
$4 < D_* < 10$	0.14	-0.64
$10 < D_* < 20$	0.04	-0.10
$20 < D_* < 150$	0.013	0.29
$150 < D_*$	0.055	0

ANNEXE 2 : Présentation Feuille Excel de calcul

Une feuille de calcul Excel a été proposée pour calculer le transport solide à partir des formules de Rickenmann, Schoklitsch, Lefort-Sogréah, Meyer-Peter et Muller. Cette feuille est plutôt à but pédagogique. En particulier elle permet de visualiser rapidement la sensibilité des formules aux paramètres d'entrée par une visualisation graphique des résultats. Les formules utilisées peuvent également être comparées aux données de validation de laboratoire.

FEUILLE DE CALCUL DU TRANSPORT SOLIDE PAR CHARRIAGE

Cette feuille permet le calcul du transport solide par charriage à partir d'une sélection de différentes formules usuelles. Elle a été conçue dans un but pédagogique et permet de tester la sensibilité des formules aux différents paramètres et de comparer les résultats à une compilation de 1285 données expérimentales obtenues pour des écoulements avec charriage. Cette feuille peut être utilisée comme une aide au choix des formules mais ne permet pas de faire un bilan sédimentaire associé au passage d'un hydrogramme (pour cela utiliser ETC). Ces formules, établies pour la condition d'équilibre, donnent la capacité maximale de transport qui peut-être atteinte si aucune limitation, due aux apports amont ou à la fourniture de sédiments par le lit, n'intervient.

Les résultats sont présentés graphiquement pour plus de convivialité, ce qui a nécessité d'adimensionnaliser les grandeurs.

Le débit solide volumique unitaire q_{sv} , est adimensionnalisé à partir du diamètre des grains D :

$$q_{sv}^* = \frac{q_{sv}}{\sqrt{g \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) D^3}}$$

Le débit liquide unitaire q est adimensionnalisé par le débit de début d'entraînement q_c proposé pour chaque modèle $q^* = q/q_c$.



Alain Recking, 2009

INSTRUCTIONS:

L'utilisateur n'a accès qu'aux **11 cellules jaunes** de la page **'saisie de données'**. Il peut ainsi tester la sensibilité des différentes formules aux paramètres suivants: débit, pente, largeur, diamètre, étendue granulométrique (D90/D30) et Strickler (pour la formule de Meyer-Peter). Le graphique de rendu fait apparaître:

- les différents modèles $q_{sv}^* = f(q/q_c)$ pour la pente et le sédiment considérés (lignes continues avec un code couleur pour chaque auteur)
- le résultat du calcul pour le débit spécifié (représenté par un point sur les courbes)
- les valeurs du débit solide volumique apparent Q_{sv_app} pour chaque modèle
- les noms des modèles utilisés hors de leur domaine de validité sont rayés d'une croix

Pour chaque pente testée, l'utilisateur a la possibilité de vérifier le domaine de validité du modèle en le comparant avec le jeu de données expérimentales sur la page **'Validation'**.

Saisie des données

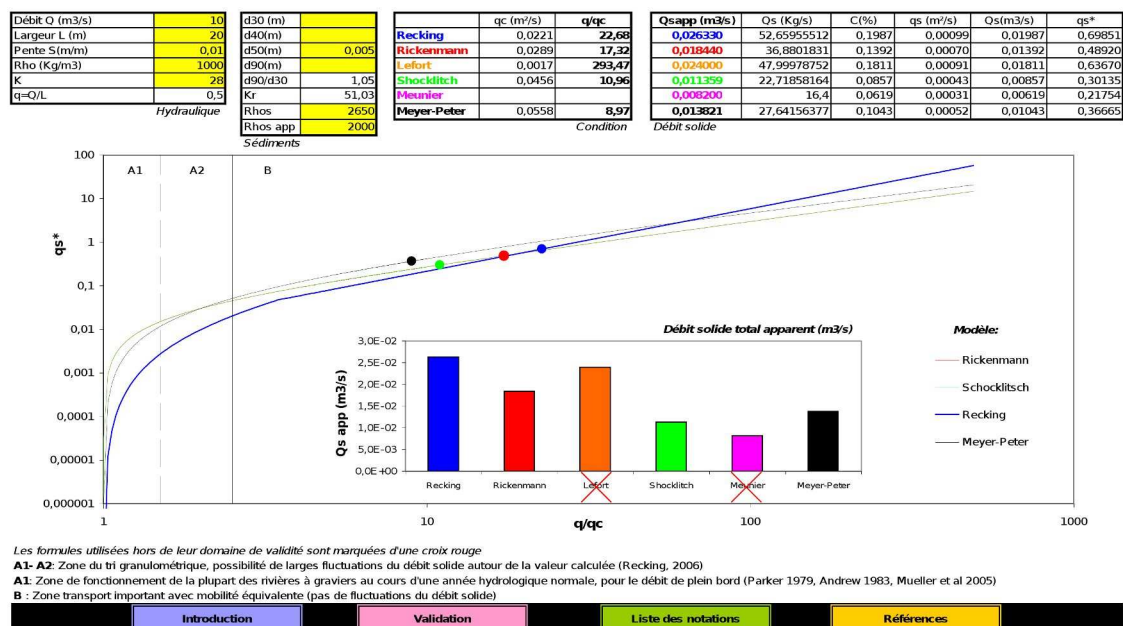
Validation

Liste des notations

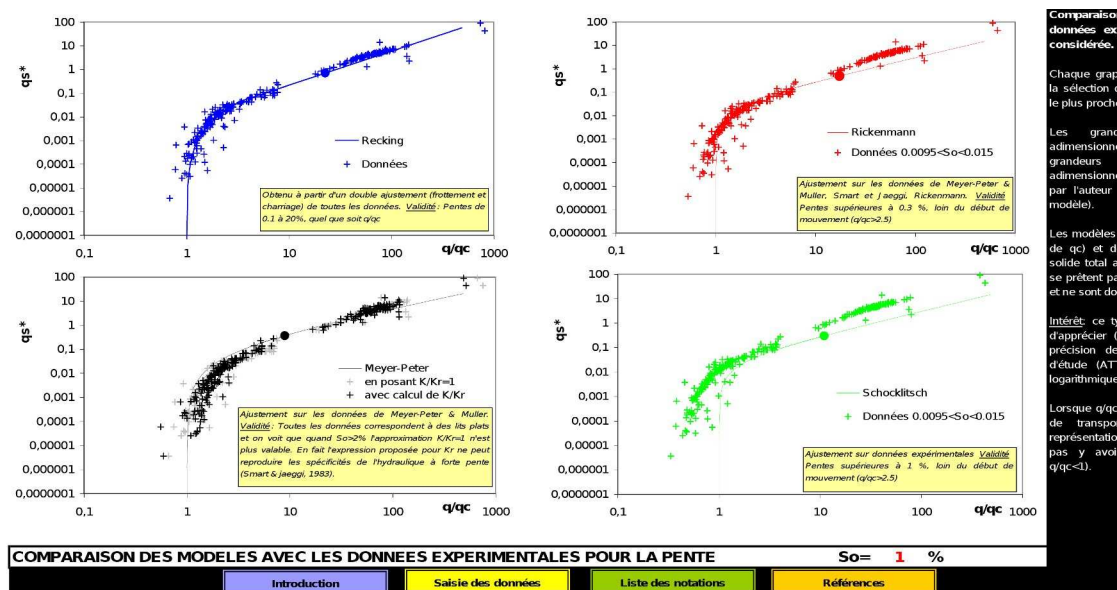
Références

REFERENCE	FORMULE	CARACTERISTIQUES
Rickenmann (1991)	$\begin{cases} q_{sv} = \frac{12.6}{(s-1)^{1.6}} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} (q - q_c) S_0^2 & \text{si } S_0 > 3\% \\ q_{sv} = \frac{3.1}{(s-1)^{1.5}} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} (q - q_c) S_0^{1.5} & \text{si } S_0 < 3\% \\ q_c = 0.065 (s-1)^{1.67} g^{0.5} d_{90}^{3/2} S_0^{-1.12} & (\text{Bathurst, 1985}) \end{cases}$	Formule établie expérimentalement pour tenir compte des effets de la masse volumique de l'eau sur le transport solide par charriage. <u>Validité</u> : Pente comprises entre 0.3 et 20 % Conditions hydrauliques fortes
Schoklitsch (1962)	$\begin{cases} q_{sv} = \frac{2.5}{\rho_s / \rho} S_0^{3/2} (q - q_c) \\ q_c = 0.26 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^{5/3} \frac{d_{90}^{3/2}}{S_0^{7/6}} \end{cases}$	<u>Validité</u> : Fortes pentes (>1%), crues fortes (d'après Bathurst et al 1987)
Lefort (1991)	$\frac{Q_{sv_app}}{Q_c} = 4.45 \left(\frac{d_{90}}{d} \right)^{0.2} \frac{S_0^{1.5}}{s-1} \left[1 - \left(\frac{Q_c}{Q} \right)^{0.375} \right]$	Formule donnant le débit solide apparent total à partir du débit liquide total, établie à partir de la formule de Smart & jaeggi avec l'hypothèse d'un ratio largeur d'écoulement sur hauteur

Classeur 1 : Menu général, présentation des formules



Classeur 2 : Masque de saisie des données et résultats des calculs



Classeur 3 : vérification de l'adéquation entre formules et données de laboratoire pour les conditions testées (domaine de validité)

ANNEXE 2: REFERENCES

- Ackers, P., and W. R. White (1973), Sediment transport; new approach and analysis, *Journal of the Hydraulics Division*, 99, 2041-2060.
- Almedeij, J. H. (2002), Bedload Transport in gravel-bed streams under a wide range of Shields stresses, 111 pp, PhD thesis, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.
- Andrews, E. D. (1983), Entrainment of gravel from naturally sorted riverbed material, *Geological Society of America Bulletin*, 94, 1225-1231.
- Andrews, E. D. (1994), Marginal bed load transport in a gravel bed stream, Sagehen Creek, California, *Water Resources Research*, 30, 2241-2250.
- Andrews, E. D. (2000), Bed material transport in the Virgin River, Utah, *Water Resources Research*, 36, 585.
- Ashworth, P. J., and R. Ferguson (1989), Size-selective entrainment of bed load in gravel bed streams, *Water Resources Research*, 25, 627-634.
- Bagnold, R. A. (1980), An empirical correlation of bedload transport rates in flumes and natural rivers, *Proc. R. Soc. Lond.*, A372, 453-473.
- Batalla, R. J. (1997), Evaluating bed material transport equations using field measurements in a sandy gravel-bed stream, Arbucies, NE Spain, *Earth Surface Processes and Landforms*, 22, 121-130.
- Bathurst, J. C. (2007), Effect of coarse surface layer on bed-load transport, *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 133, 1192-1205.
- Bathurst, J. C., et al. (1987), Bed load discharge equations for steep mountain rivers, in *Sediment Transport in Gravel Bed Rivers*, edited by C.R.Thorne, et al., pp. 453-491, John Wiley & Sons Ltd.
- Bogardi, J., and C. H. Yen (1939), Tractation of Pebbles by Flowing Water, 66 pp, PhD dissertation, State Univeristy of Iowa, Iowa city.
- Brown, C. B. (1950), Sediment transportation., in *Engineering Hydraulics*, edited, pp. 769-857, H.Rouse, New York, Wiley.
- Brownlie, W. R. (1981), Computation of alluvial channel data: Laboratory and Field, 213 pp, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Cao, H. H. (1985), Resistance hydraulique d'un lit à gravier mobile à pente raide; étude expérimentale, PhD thesis thesis, 285 pp, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne.
- Casey, H. J. (1935), Über Geschiebebewegung, *Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin*, 19, 86 pp.
- Einstein, H. A. (1937), Bed load transport as a probability problem, PhD thesis, Federal Institute of Technology, Zurich.
- Einstein, H. A. (1950), The bed-load function for sediment transportation in open channel flows, 71 pp, United States Department of Agriculture - Soil Conservation Service, Washington.
- Einstein, H. A., and N. L. Barbarossa (1952), River Channel Roughness, *American Society of Civil Engineers, Paper N°2528*, 1121-1146.
- Einstein, H. A., and N. Chien (1953), Transport of sediment mixtures with large ranges of grain sizes, 49 pp, MRD Sediment Series No.2, U.S. Army Engineer Division, Missouri River, Corps of Engineers, Omaha, Neb.
- Emmett, W. W., et al. (1980), Field data describing the movement and storage of sediment in the East Fork River, Wyoming. part 1: River Hydraulics and Sediment Transport, 1979, Denver, Colorado, 43 pp, USGS Report N°80-1189.
- Emmett, W. W., and H. R. Seitz (1974), Suspended - and bedload- sediment transport in the Snake and Clearwater rivers in the vicinity of Lewiston, Idaho (July 1973 through July 1974), Boise, Idaho, 76 pp, USGS Report (Second annual basic Data report).
- Engelund, F., and E. Hansen (1967), A monograph on sediment transport in alluvial streams, 62 pp, Technical University of Denmark.
- Gilbert, G. K. (1914), The Transportation of Debris by Running Water, 263 pp, US Geological Survey, Washington Government Printing Office.

- Gomez, B. (1983), Temporal variations in bedload transport rates: the effects of progressive bed armouring, *Earth Surface Processes and Landforms*, 8, 41-54.
- Gomez, B. (1988), Two data sets describing channel-wide temporal variations in bedload-transport rates, Denver, Colorado, 26 pp, USGS Report N° 88-88.
- Graf, W. H., and L. Suszka (1987), Sediment transport in steep channels, *Journal of Hydrosociences and Hydraulic Engineering*, 5, 11-26.
- Hey, R. D. (1979), Flow resistance in gravel bed rivers, *Journal of the Hydraulics Division (ASCE)*, 105, 365-379.
- Hoey, T. B., and A. J. Sutherland (1991), Channel morphology and bedload pulses in braided rivers: a laboratory study, *Earth Surface Processes and Landforms*, 16, 447-462.
- Hollingshead, A. B. (1971), Sediment transport measurement in gravel river, *Journal of the Hydraulics Division (ASCE)*, HY11, 1817-1834.
- Jackson, W. L., and R. L. Beschta (1982), A model of two-phase bedload transport in an Oregon coast range stream, *Earth Surface Processes and Landforms*, 7, 517-527.
- Jones, M. L., and H. R. Seitz (1980), Sediment transport in the Snake and Clearwater rivers in the vicinity of Lewiston, Idaho, 179 pp, USGS report 80-690.
- Julien, P. Y. (1995), *Erosion and sedimentation*, 280 pp., Cambridge University Press.
- Julien, P. Y., and Y. Raslan (1998), Upper-regime plane bed, *Journal of Hydraulic Engineering*, 124, 1086-1096.
- Kennedy, J. F. (1961), Further laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams, Final report to USDA N°KH-R-3, Pasadena.
- King, J. G., et al. (2004), Sediment transport data and related information for selected coarse-bed streams and rivers in Idaho, (<http://www.fs.fed.us/rm/boise/research/watershed/BAT/>).
- Kuhnle, R. A. (1992), Fractional transport rates of bedload on Goodwin Creek, in *Dynamics of gravel bed rivers*, edited by P. Billi, et al., pp. 141-155, John Wiley & Sons.
- Lefort, P. (1991), Transport solide dans les lits des cours d'eau (Cours ENSHG), 170 pp.
- Lefort, P. (2007), Une formule semi-empirique pour le transport solide des rivières et des torrents, paper presented at Transport solide et gestion des sédiments en milieu naturel et urbain, SHF143-149, Lyon.
- Leopold, L. B., and W. W. Emmett (1976), Bedload measurements, East Fork River, Wyoming, *Proc. Nat. Acad. Sci. USA*, 73, 1000-1004.
- Leopold, L. B., and W. W. Emmett (1977), 1976 Bedload measurements, East Fork River, Wyoming, *Proc. Nat. Acad. Sci. USA*, 73, 2644 - 2648.
- Leopold, L. B., and W. W. Emmett (1997), Bedload and River Hydraulics - Inferences from the East Fork River, Wyoming, USGS Professional Paper 1583, 52 pp.
- Liébault, F. (2003), Les rivières torrentielles des montagnes drômoises : évolution contemporaine et fonctionnement géomorphologique actuel (massifs du Diois et des Baronnies).
- Liebault, F., and J. B. Laronne (2008), Evaluation of bedload yield in gravel-bed rivers using scour chains and painted tracers: the case of the Esconavette Torrent (Southern French Prealps), *Geodinamica Acta*, 21, 23-34.
- Lisle, T. E. (1986), Stabilization of a gravel channel by large streamside obstruction and bedrock bends, Jacoby Creek, Northwestern California, *Geological Society of America Bulletin*, 97, 999-1011.
- Lisle, T. E. (1989), Sediment transport and resulting deposition in Spawning Gravels, North Coastal California, *Water Resources Research*, 25, 1303-1319.
- Mavis, F. T., et al. (1937), The Transportation of Detritus by Flowing Water-- II, 28 pp.
- Meyer-Peter, E., and R. Mueller (1948), Formulas for Bed-Load Transport, paper presented at Proceedings 2d Meeting IAHR, Stockholm.
- Milhouse, R. T. (1973), Sediment transport in a gravel-bottomed stream, 232 pp, PhD thesis, Oregon State University, Corvallis.
- Mizuyama, T. (1977), Bedload transport in steep channels, 118 pp, PhD thesis Dissertation, Kyoto University, Kyoto.
- Mueller, E. R., et al. (2005), Variation in the reference Shields stress for bed load transport in gravel-bed streams and rivers, *Water Resources Research*, 41, W04006 (04001-04010).

- Paintal, A. S. (1971), Concept of Critical Shear Stress in Loose Boundary Open Channels, *Journal of Hydraulic Research*, 1, 90-113.
- Pang-Yung, H. (1939), Abhängigkeit der Geschiebebewegung von der Kornform und der Temperatur, 43 pp. pp.
- Parker, G. (1978), Self-formed straight rivers with equilibrium bank and mobile bed. Part 2 : the gravel river, *Journal of Fluid mechanics*, 89, 127-146.
- Parker, G. (1979), Hydraulic geometry of active gravel rivers, *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 105, 1185-1201.
- Parker, G., et al. (1982), Bedload and size distribution in paved gravel-bed streams, *Journal of the Hydraulics Division (ASCE)*, 108, 544-571.
- Parker, G., et al. (2007), Physical basis for quasi-universal relations describing bankfull Hydraulic geometry of single thread gravel-bed rivers, *Journal of Geophysical Research Earth Surface*, *subm.*
- Recking, A. (2009), Theoretical development on the effects of changing flow hydraulics on incipient bedload motion, *Water Resources Research*, 45, W04401, 16.
- Recking, A. (2010), A comparison between flume and field bedload transport data and consequences for surface based bedload transport prediction, *Water Resources Research*.
- Recking, A., et al. (2009), An experimental investigation of mechanisms responsible for bedload sheet production and migration, *J. Geophys. Res.*, 114, F03010,.
- Recking, A., et al. (2008a), Bedload transport flume experiments on steep slopes, *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1302-1310.
- Recking, A., et al. (2008b), Feedback between bed load and flow resistance in gravel and cobble bed rivers, *Water Resources Research*, 44, 21.
- Reid, I., and T. Dunne (1996), *Rapid evaluation of sediment budgets*, 164 pp., Dan H. Yaalon & S.M. Berkowicz Editors, Catena.
- Reid, I., et al. (1995), The Nahal Yatir Bedload database: sediment dynamics in a gravel-bed ephemeral stream, *Earth Surface Processes and Landforms*, 20, 845-857.
- Rickenmann, D. (1990), Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes, 249 pp, Der Versuchsanstalt fuer Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich.
- Rickenmann, D. (1991), Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes, *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 117, 1419-1439.
- Ryan, S. E., et al. (2002), Defining phases of bedload transport using piecewise regression, *Earth Surface Processes and Landforms*, 27, 971-990.
- Schoklitsch, A. (1962), *Handbuch des Wasserbaus (in German)*, Springer Verlag (3rd edition), Wien.
- Seitz, H. R. (1976), Suspended - and bedload- sediment transport in the Snake and Clearwater rivers in the vicinity of Lewiston, Idaho (August 1975 through July 1976), Boise, Idaho.
- Shields, A. (1936), Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebebewegung, Technische Hochschule, Berlin.
- Smalley, M. L., et al. (1994), Annual replenishment of bed material by sediment transport in the Wind River near Riverton, Wyoming, Cheyenne, 23 pp, USGS, Water-Resources Investigations Report 94-4007.
- Smart, G. M., and M. N. R. Jaeggi (1983), *Sediment transport on steep slopes*, 89-191 pp., Mitteilungen n°64, Der Versuchsanstalt fuer Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidg. Techn. Hochschule Zuerich, Zurich.
- Sogreah (1991), Etude générale sur les seuils de correction torrentielle et les plages de dépôts (Couvert, B. Lefebvre, B. Lefort, Ph. Morin, E.), *Houille Blanche*, 6, 449-456.
- Strickler, K. (1923), Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ström, Kanäle und geschlossene Leitungen, paper presented at Eidgenössisches Amt für Wasserwirtschaft, N°16, Bern, Switzerland.
- Sumer, B. M., et al. (1996), Velocity and Concentration Profiles in Sheet-Flow Layer of Movable Bed, *Journal of Hydraulic Engineering*, 122, 549-558.
- Van Rijn, L. C. (1984), Sediment transport, Part I: Bedload transport, *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 1431-1457.

- Vanoni, V. A., and N. H. Brooks (1957), Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams, Report N°E-68, 120 pp, Sedimentation Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Vericat, D., et al. (2006), Bedload bias: comparison of measurements obtained using two (76 and 152 mm) helley-Smith samplers in a gravel bed river, *Water Resour. Res.*, 42, 1-13.
- Whitaker, A. C., and D. F. Potts (2007a), Analysis of flow competence in an alluvial gravel bed stream, Dupuyer Creek, Montana, *Water Resources Research*, 43, 1-16.
- Whitaker, A. C., and D. F. Potts (2007b), Analysis of flow competence in an alluvial gravel bed stream, Dupuyer Creek, Montana, *Water Resources Research*, 43.
- Wilcock, P. R., and J. C. Crowe (2003), Surface-based transport model for mixed-size sediment, *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 129, 120-128.
- Wilcock, P. R., and S. T. Kenworthy (2002), A two-fraction model for the transport of sand/gravel mixtures, *Water Resources Research*, 38.
- Williams, G. P., and D. L. Rosgen (1989), Measured total sediment loads (suspended loads and bedloads) for 93 United States streams, USGS Open-File Report 89-67, 128 pp.
- Yang, C. T. (1972), Unit stream power and sediment transport, *Journal of the Hydraulics Division*, 98, 1805-1826.
- Yang, C. T. (1984), Unit stream power equation for gravel, *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 1783-1797.