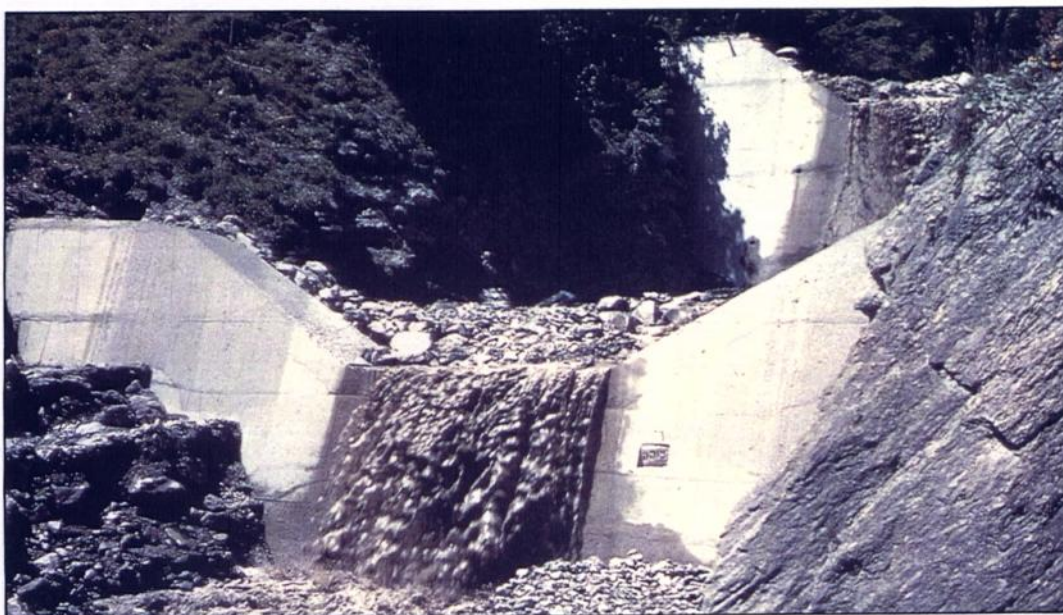


ETUDES

Montagne

n° 1



Éléments d'hydraulique torrentielle

Maurice MEUNIER



CEMAGREF

ERRATA

- * Page 34, fin de page : formule (2.17), lire :

$$cx = 0.4 \quad W = \sqrt{\frac{10g \, d_{50}}{3} \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \quad (2.17)$$

↙ 3 au lieu de ν

- * Page 110, § 7.6.1, 1^{ère} ligne, lire :

"La notion de concentration linéaire, notée $\underline{\lambda}$, joue un grand rôle ..."

- * Page 115, 2^{ème} §, dernière ligne : supprimer la parenthèse après "écoulement".

- * Page 207, § 12.7.2, 2^{ème} ligne : "équilibre" au lieu de "équilibre".

- * Page 211 : 2^{ème} cas :

. 2^{ème} ligne, lire : "La relation (12.12) est donc non vérifiée ..." au lieu de :
"La relation (12.10) est donc non vérifiée ..."

. 5^{ème} ligne, lire : $[C^* a (\rho_s - \rho) + (a + h_0) \underline{\rho}] g \cdot \sin \Theta$

. 12^{ème} ligne, lire : "... et on a donné à 1/k des valeurs supérieures à 1 ..."

. 14^{ème} ligne : formule (12.15), lire :

$$\operatorname{tg} \Theta > \frac{C^* (\rho_s - \rho)}{C^* (\rho_s - \rho) + (1 + \underline{1/k}) \underline{\rho}} \operatorname{tg} \varphi \quad (12.15)$$

- * Page 242, 1^{er} §, dernière ligne, dernier mot : lire croît au lieu de décroît :
... lisse (le transport solide décroît quand la concentration d'argile croît).

- * Page 246 :

. ajouter à la formule (13.31) la barre de fraction : $\frac{hm}{he}$

. ajouter à la formule (13.32) la barre de fraction : $\frac{hs}{he}$

ÉLÉMENTS D'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

M. Meunier



CEMAGREF

**CENTRE NATIONAL
DU MACHINISME AGRICOLE
DU GÉNIE RURAL
DES EAUX ET DES FORÊTS**

GROUPEMENT DE GRENOBLE
2, rue de la Papeterie BP 76
38402 St-Martin-d'Hères Cedex
Tél. : 76 76 27 27 - Téléc. : 980 679 F
Télécopie : 76 51 38 03

Les *ÉTUDES* du CEMAGREF

Série : Ressources en eau

N° 1 - Potentiel d'électrode de platine en épuration biologique - 1990, 164 pages - 200 F

N° 2 - Le phosphore et l'azote dans les sédiments du fleuve Charente : variations saisonnières et mobilité potentielle - 1990, 228 pages - 250 F

N° 3 - Typologie aquacole des marais salants de la côte atlantique - 1991, 232 pages - 200 F

N° 4 - Pêche, biologie, écologie des aloses dans le système Gironde-Garonne-Dordogne - 1991, 392 pages - 350 F

Série : Hydraulique agricole

N° 1 - Etude de la qualité des eaux de drainage. Diagnostic de risque de lessivage d'azote en fin de campagne culturale. La tranchée de drainage. Une nouvelle expression de la hauteur équivalente. A propos des coefficients de forme de la nappe libre drainée - 1986, 21 x 29,7 - 182 pages - 200 F

N° 2 - Hydraulique au voisinage du drain. Méthodologie et premiers résultats. Application au diagnostic du colmatage minéral des drains - 1987, 21 x 29,7 - 220 pages - 200 F

N° 3 - Secteurs de références drainage. Recueil des expérimentations - 1988, classeur 20 x 26 - 92 fiches - 150 F

N° 4 - Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés : débits de pointe et modèle SIDRA - 1989, 334 pages - 250 F

N° 5 - Transferts hydriques en sols drainés par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointe et essai de typologie des schémas d'écoulement - 1989, 322 pages - 250 F

N° 6 - Réseaux collectifs d'irrigation ramifiés sous pression. Calcul et fonctionnement - 1989, 140 pages - 150 F

N° 7 - Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions - 1990, 144 pages - 200 F

N° 8 - Estimation de l'évapotranspiration par télédétection. Application au contrôle de l'irrigation - 1990, 248 pages - 250 F

N° 9 - Hydraulique à l'interface sol/drain - 1991, 336 pages - 250 F

N° 10 - Le fonctionnement du drainage : approche pédo-hydraulique - 1991, 248 pages - 200 F

N° 11 - Mise en valeur des sols difficiles. Drainage et après-drainage des argiles vertes - 1991, 140 pages - 150 F

N° 12 - Colmatage des drains et enrobages - 1991, 152 pages - 200 F

Série : Equipement des IAA

N° 1 - Carbonisateur à pailles et herbes pour les pays en développement - 1990, 56 pages - 100 F

Série : Forêt

N° 1 - Annales 1988. 1989, 126 pages - 150 F

N° 2 - Le Massif Central Cristallin. Analyse du milieu - Choix des essences - 1989, 104 pages - 150 F

N° 3 - Les stations forestières du pays d'Othe - 1990, 174 pages - 150 F

N° 4 - Culture d'arbres à bois précieux en prairies pâturées en moyenne montagne humide - 1990, 120 pages - 150 F

N° 5 - Annales 1989 - 1991, 196 pages - 150 F

N° 6 - Annales 1990 - 1991, 268 pages - 200 F

N° 7 - Les stations forestières du plateau nivernal - 1991 - 150 F

N° 8 - Les types de stations forestières de Lannemezan, Ger et Moyen Adour - 1991 - 250 F

Série : Production et économie agricoles

N° 1 - GEDE Logiciel d'aide à la décision stratégique pour l'exploitation agricole - 1991, 244 pages - 200 F

Série : Gestion des services publics

N° 1 - Économie et organisation à l'échelle départementale du financement du renouvellement des réseaux d'eau potable - 1991, 76 pages - 150 F

Série : Montagne

N° 1 - Éléments d'hydraulique torrentielle - 1991, 280 pages - 300 F

A commander au CEMAGREF - DICOVA, BP 22, 92162 ANTONY CEDEX - Tél. : (1) 40.96.61.32
joindre votre paiement à la commande

Le CEMAGREF est un organisme de recherches dans les domaines de l'eau, de l'équipement pour l'agriculture et l'agro-alimentaire, de l'aménagement et de la mise en valeur du milieu rural et des ressources naturelles.

En contact permanent avec les agents économiques et les collectivités, il cherche à constituer des outils mieux adaptés dans différents secteurs d'activités :

- eau, hydrologie, hydraulique agricole, qualité des eaux
- risques naturels et technologiques
- montagne et zones défavorisées
- forêts
- machinisme et équipement agricoles
- équipement des industries agro-alimentaires
- production et économie agricoles.

Le CEMAGREF est un Etablissement Public à caractère Scientifique et Technologique sous la tutelle des ministères de la Recherche et de la Technologie, de l'Agriculture et de la Forêt.

Il emploie 970 agents dont 420 scientifiques répartis en 10 groupements : Aix-en-Provence, Antony, Bordeaux, Clermont-Ferrand, Grenoble, Lyon, La Martinique, Montpellier, Nogent-sur-Vernisson, Rennes.

AVERTISSEMENT

Cette note a été écrite dans un but d'éclaircissement des concepts de base en hydraulique torrentielle et de rassemblement des travaux faits autour de ces concepts ; l'hydraulique torrentielle se trouve à un stade de développement relativement balbutiant et ne possède pas encore de "corpus" théorique autorisant des développements compliqués, pour décrire ou pour quantifier les phénomènes torrentiels.

Elle ne part pas tout à fait de rien malgré tout et utilise, au moins en partie, des concepts usuels en hydraulique fluviale, parfois d'ailleurs pour s'en éloigner.

En conséquence, tout lecteur ayant reçu une formation scientifique raisonnable en hydraulique classique doit pouvoir lire ce document.

En conséquence également, de nombreux lecteurs, plus spécialisés, pourront le trouver sommaire et le critiquer ; qu'ils veuillent bien me faire bénéficier de leurs remarques et de leurs réflexions.

M. MEUNIER

Octobre 1991

SOMMAIRE GENERAL

<u>1^{ère} PARTIE</u> :	<u>GENERALITES ET RAPPELS</u>	11
CHAPITRE 1 :	SPECIFICITES DU FONCTIONNEMENT DES TORRENTS PAR RAPPORT AUX RIVIERES ET AUX FLEUVES	15
CHAPITRE 2 :	QUELQUES CONCEPTS DE BASE DE L'HYDRAULIQUE FLUVIALE	23
<u>2^{ème} PARTIE</u> :	<u>INTRODUCTION AUX SPECIFICITES DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE</u>	39
CHAPITRE 3 :	QUELQUES DIFFERENCES A PRIORI ENTRE L'HYDRAU- LIQUE FLUVIALE ET L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE ..	45
CHAPITRE 4 :	CLARIFICATION DU DOMAINE D'ETUDES DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE	55
CHAPITRE 5 :	UN EXEMPLE DE TORRENT A LAVES : LE POUSSET	69
<u>3^{ème} PARTIE</u> :	<u>DES CONCEPTS TRES UTILISES EN HYDRAULIQUE TORRENTIELLE ... ET SUSPECTS</u>	83
CHAPITRE 6 :	QUELQUES ELEMENTS EN RHEOLOGIE ET LEUR UTILISATION EN HYDRAULIQUE TORRENTIELLE	87
CHAPITRE 7 :	NOTIONS DE CONCENTRATION	103

<u>4^{ème} PARTIE</u> :	<u>DES RECHERCHES SUR LES LOIS DE COMPORTEMENT</u> <u>ET LES LOIS D'ECOULEMENT QUI EN RESULTENT</u>	115
CHAPITRE 8 :	MODIFICATIONS DU COMPORTEMENT D'UN FLUIDE PAR ADJONCTION DE MATERIAU SOLIDE	121
CHAPITRE 9 :	HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE DES ECOULEMENTS DE BINGHAM EN REGIME LAMINAIRE	137
CHAPITRE 10 :	HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE DES FLUIDES DILATANTS	153
CHAPITRE 11 :	HYDRAULIQUE TORRENTIELLE : AUTRES APPROCHES - AUTRES RECHERCHES	161
 <u>5^{ème} PARTIE</u> :	 <u>QU'Y A T-IL D'UTILISABLE POUR L'INGENIEUR ?</u>	 189
CHAPITRE 12 :	LES LAVES TORRENTIELLES POUR L'INGENIEUR	195
CHAPITRE 13 :	LES ECOULEMENTS HYPERCONCENTRES	225
CHAPITRE 14 :	L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE ET LES ETUDES DE BASSIN VERSANT TORRENTIEL	251

SIGNIFICATION DES SYMBOLES

Q1 (ou Q)	M3/S	Débit liquide (Q s'il n'y a pas d'ambiguïté).
Qs	M3/s	Débit solide (souvent exprimé aussi en kg/s).
Φ		Débit solide adimensionnel.
S	m ²	Surface occupée par l'écoulement.
hl	m	Hauteur fictive d'écoulement due au débit liquide.
hs	m	Hauteur fictive d'écoulement due au débit solide.
h	m	Tirant d'eau ou de mélange (hauteur totale de l'écoulement $h_m = h_s + h_l$).
P	m	Périmètre mouillé.
R	m	Rayon hydraulique ($R = \frac{S}{P}$)
y	m	Ordonnée d'un point de l'écoulement perpendiculairement au profil en long.
$\bar{U}$	m/s	Vitesse moyenne de l'écoulement ($\bar{U} = \frac{Q}{S}$)
Usa	m/s	Vitesse à la surface de l'écoulement
Us		Vitesse du sédiment solide.
u(y)	m/s	Vitesse de l'écoulement à la hauteur y
u*	m/s	Vitesse de frottement ($u_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$)
I	m/m	Pente du profil en long.
Ks	mm	Hauteur de la rugosité du lit (rugosité de peau).
g	m/s ²	Accélération de la pesanteur.
ρ 1 (ou ρ)	kg/m ³	Masse volumique de l'eau (ρ quand il n'y a pas d'ambiguïté).
ρ_s	kg/m ³	Masse volumique du matériau solide.
ρ_m	kg/m ³	Masse volumique du mélange eau + solide
p	Pa	Pression du fluide.
$\tau(y)$	Pa(N/m ²)	Contrainte de cisaillement à la hauteur y.
τ^*		Contrainte de cisaillement adimensionnelle.
τ_o	Pa	Contrainte de cisaillement au fond.
τ_c	Pa	1/ Seuil critique de la contrainte de cisaillement autorisant l'arrachement d'un grain. 2/ Rigidité initiale de la loi de Bingham ou de Casson.

l(y)	m	Longueur de mélange (théorie de la turbulence).
k	-	Dépend du contexte : 1/ Constante de Von Karman $l(y) = k.y$ 2/ Consistance de la loi d'Ostwald.
n	-	Indice d'écoulement de la loi d'Ostwald.
μ	poiseuille (N.S/m ²)	Viscosité dynamique.
ν	m ² /s	Viscosité cinématique.
$\frac{\mu_B}{\mu_a}$	poiseuille	Viscosité de Bingham ou viscosité plastique.
R	poiseuille	Viscosité apparente.
Re	-	Nombre de Reynolds ($Re = \frac{\rho \bar{u} h}{\mu}$ pour un fluide newtonien).
Re^*	*	Nombre de Reynolds universel.
Rw	-	Nombre de Reynolds de la rugosité.
X, Y, Z, W	-	Nombre de Reynolds de chute en eau calme.
d	m	Nombres adimensionnels utilisés en transport solide fluvial (voir § 2.5).
d30, d50, d90	m	Diamètre représentatif du matériau solide.
Cx	-	Diamètre du matériau solide tel que 30 %, 50 % ou 90 % en poids du matériau solide soit de taille inférieure.
C*	-	Coefficient de traînée.
C	-	Compacité.
		$\frac{Q_s}{Q_l}$
Cv	-	Concentration (Rapport —)
		$\frac{Q_s}{Q_s + Q_l}$
Cp	-	Concentration volumique de flux (—)
i	-	Concentration massique.
λ	-	Indice des vides.
θ	-	Concentration linéaire.
C_{MES}	-	Teneur en eau.
N et G ²	kg/m ³	Concentration des matières en suspension.
ai	-	Nombres adimensionnels de Bagnold.
φ	-	Paramètre de calage de la loi de Bagnold.
α	-	Angle de frottement interne statique.
		Angle de frottement interne dynamique ou
		Rapport $\frac{\tau_c}{\tau_0}$ dans l'utilisation de la loi de Bingham.

PREMIERE PARTIE

GENERALITES ET RAPPELS

Pour se constituer en discipline scientifique spécifique, l'hydraulique torrentielle doit s'opposer à sa soeur aînée, c'est-à-dire à l'hydraulique fluviale. Le but de cette première partie est donc double :

- d'une part, indiquer dans le premier chapitre les raisons simples, au premier degré, pour lesquelles n'importe quel ingénieur hydraulicien a des réticences à appliquer les outils de l'hydraulique fluviale à un écoulement torrentiel ;
- d'autre part, rappeler dans le deuxième chapitre quels sont les concepts et les hypothèses de bases usuels de l'hydraulique fluviale, car c'est à partir d'eux que les chapitres ultérieurs seront développés.

Il va de soi que ces deux chapitres, qui plantent le décor, sont de peu d'intérêt pour l'hydraulicien praticien et qu'ils peuvent être sautés sans difficultés.

SOMMAIRE DE LA 1^{ère} PARTIE

CHAPITRE 1 :

1 - SPECIFICITES DU FONCTIONNEMENT DES TORRENTS PAR RAPPORT AUX RIVIERES ET FLEUVES	15
1.1 - Morphologie et régime hydrologique	17
1.2 - Fourniture de matériaux solides	18
1.3 - Les écoulements torrentiels	19
Bibliographie	21

CHAPITRE 2 :

2 - QUELQUES CONCEPTS DE BASE DE L'HYDRAULIQUE FLUVIALE	23
2.1 - Le concept de contrainte de cisaillement	25
2.2 - Le concept de loi de comportement	26
2.3 - Les concepts de régime permanent et de régime uniforme	29
2.4 - Le type d'écoulement et le profil des vitesses	29
2.5 - Dynamique du transport solide de charriage	32
2.6 - La suspension en hydraulique fluviale	34
2.7 - Utilisation de l'hydraulique fluviale en ingénierie .	35
Bibliographie	37

CHAPITRE 1

SPECIFICITES DU FONCTIONNEMENT DES TORRENTS PAR RAPPORT AUX RIVIERES ET FLEUVES

Le but de ce chapitre n'est pas de décrire ce qu'est un torrent (voir à ce sujet réf. 1.1 ou réf. 1.2), mais de voir les différences qui l'opposent à une rivière, (même à une rivière torrentielle), ou un fleuve ; notre objectif étant d'apprécier la validité des concepts usuels en hydraulique à surface libre et de décrire le contexte intellectuel dans lequel on est placé lors de l'étude d'un bassin versant torrentiel.

Rappelons tout d'abord la délimitation entre torrents, rivières torrentielles et rivières, tirées de (réf. 1.1), concrétisée par une valeur de pente :

rivières : pente inférieure à 1.5 %

rivières torrentielles : pente inférieure à 6 %

torrents : pente supérieure à 6 %

Ces valeurs devant être prises bien sûr seulement comme des ordres de grandeur.

1.1 - MORPHOLOGIE ET REGIME HYDROLOGIQUE

Ce paragraphe pourrait être omis tellement les différences avec une rivière sont évidentes et connues ; nous rappellerons donc brièvement que :

- du point de vue morphologie, le torrent a, par rapport aux rivières, une pente plus forte, un lit de nature et de profil plus irrégulier, des berges plus rapidement variables, des biefs de longueur plus courte ;
- du point de vue régime hydrologique, le torrent a, par rapport aux rivières, un débit plus rapidement variable lors de la crue comme lors de la décrue, des écoulements plus rapides, plus turbulents, plus chargés en matériaux divers (arbres, graviers, blocs), des types d'écoulement différents (charriage torrentiel, transport en masse, lave torrentielle), un fonctionnement marqué par la rareté mais l'importance des épisodes exceptionnels (qui sont souvent alors catastrophiques), par la soudaineté de transformation de la morphologie (déstabilisation du pavage notamment).

Quelques conclusions :

- a/ A cause de ces caractéristiques, le torrent est mal connu, et surtout difficile à connaître de manière quantitative ; l'essentiel de ce qu'on en sait, provient de descriptions de phénomènes exceptionnels (provenant souvent de témoins peu

habitué à donner des chiffres), qu'il faut confronter à un examen des versants et du lit qui puisse en donner une explication plausible.

- b/ Les concepts habituels à l'hydraulique à surface libre (hauteur d'eau, débit, rugosité, etc...) restent valables en tant que concepts de raisonnement ; leur donner une signification opératoire (pourtant nécessaire au praticien) est déjà une extrapolation : que veut dire "une hauteur d'eau de 3 m " pour un écoulement fortement turbulent et emulsionné transportant des arbres et autant de cailloux que d'eau, s'écoulant dans un lit où la rugosité est déterminée par des blocs de 2,5 m et dont la largeur passe en 1 mètre de 3 mètres à 6 mètres et vice-versa.

Toutes ces notions doivent donc être prises comme des repères conceptuels valables pour le raisonnement et pour l'utilisation des équations, mais elles ne constituent pas obligatoirement des outils de dimensionnement immédiatement utilisables ; il y a aussi en hydraulique fluviale un écart entre la réalité d'un cours d'eau et le modèle hydraulique utilisé pour la décrire et la transformer, mais il se traduit seulement par une certaine incertitude sur le résultat des calculs et par conséquent par la prise en compte d'un coefficient de sécurité pour le dimensionnement des ouvrages ; en hydraulique torrentielle, c'est le mode d'utilisation (des concepts et non leur imprécision) qui est en question.

1.2 - FOURNITURE DES MATERIAUX SOLIDES

En hydraulique fluviale, quand on doit traiter des problèmes de transport solide, on s'intéresse en général à de grandes portions de rivières ; en conséquence, les processus les plus importants concernent les liaisons entre écoulement liquide et transport solide, et les échanges entre le matériau du lit et le matériau transporté ; les matériaux solides proviennent donc soit de l'amont (entrée du système, valeur fixée à partir de mesures) pour les matières en suspension, soit du lit de la rivière pour le charriage ; les concepts de base de l'hydraulique fluviale sont issus de ce schéma (voir chapitre 2) ; limités spatialement, les apports d'autres origines (affouillements de berges, apports des affluents) sont alors traités comme des points singuliers du système.

En hydraulique torrentielle, les distances sont nettement plus courtes et les points singuliers d'apport sont suffisamment rapprochés pour qu'ils puissent constituer le phénomène essentiel ; par ailleurs il existe des écoulements d'eau claire, des écoulements chargés de matériau solide sans modification du lit du torrent et enfin des écoulements chargés avec modification du lit. Le schéma d'interprétation est basé sur le fait que l'érosion est un phénomène à seuils ; simplifions en admettant un seuil unique pour l'érosion des versants et un autre unique également pour l'érosion du lit (en

général supérieur au premier) : tant que la crue est inférieure aux deux seuils, l'eau reste claire ; si elle dépasse le premier seuil, l'érosion des versants intervient et fournira un matériau solide qui sera transporté ou non ; si elle dépasse le deuxième seuil, intervient en plus l'érosion du lit, qui procède de façon régressive et devient évidemment très dangereuse pour la stabilité du torrent.

Quelques conséquences :

- a/ Le matériau solide transporté par une crue peut avoir une origine triple : érosion des versants pendant la crue, érosion des versants lors de crues antérieures, déposés dans le lit et repris, érosion du lit enfin.
- b/ Les aménagements importants qui sont réalisés dans les torrents ont une fonction de protection ; à ce titre, l'estimation de la quantité de matériau solide est aussi importante que celle du débit liquide ; l'étude hydraulique d'un torrent s'élargit donc forcément à l'étude d'ensemble d'un bassin versant torrentiel où les compétences du géologue et du géomorphologue sont requises ; de façon complémentaire, les aménagements de protection ont deux volets, des ouvrages dans le lit (souvent du génie civil) et des ouvrages sur les versants (souvent du génie biologique et du petit génie civil).
- c/ L'étude hydraulique proprement dite a pour but de quantifier les volumes solides transportés, déposés ou repris, mais également et dans un premier temps de situer la crue liquide de projet par rapport aux seuils d'érosion ; et c'est ici que les concepts de l'hydraulique gardent une efficacité opératoire qu'on leur a contestée ci-dessus comme outils de dimensionnement : une hauteur d'eau de trois mètres est peut-être inutilisable pour faire un calcul de débit mais elle peut nous indiquer sans ambiguïté si le seuil d'érosion du lit (le seuil de dépavage) est atteint ou non.
- d/ Le phénomène du pavage ou cuirassage, qui consiste en la constitution d'une couche superficielle protectrice des galets les plus gros, imbriqués, (augmentant ainsi leur résistance au cisaillement) devient très important puisque c'est lui qui conditionne le deuxième seuil d'érosion.

1.3 - LES ECOULEMENTS TORRENTIELS

En hydraulique fluviale, les écoulements sont très classiquement biphasiques, avec comme support l'eau, et comme élément dérivé le transport solide ; ces deux éléments peuvent être disjoints dans une large mesure : on peut faire des calculs dans une première étape

avec le débit liquide seul, puis en utiliser les résultats pour calculer ce qui concerne le débit solide sans que celui-ci n'interfère sur les premiers calculs ; la validité de ce mode de raisonnement vient de ce que le débit solide représente une fraction volumique très faible de l'écoulement. Enfin, les supports conceptuels sur lesquels l'hydraulique fluviale est solidement installée, sont la loi de comportement newtonienne pour le fluide et les forces hydrodynamiques et de turbulence pour le transport du matériau solide.

En hydraulique torrentielle, les écoulements de faible importance peuvent être décrits à partir des mêmes hypothèses ; mais à partir d'un certain seuil de transport solide et suivant la nature du matériau solide, de nombreux postulats sont modifiés :

- les écoulements peuvent être monophasiques (ou d'apparence monophasique) bien qu'il y ait deux constituants ;
- les transports solides et liquides ne peuvent plus être traités indépendamment l'un de l'autre, mais interviennent simultanément dans la hauteur d'eau ;
- le fluide n'a plus un comportement newtonien, qu'il soit monophasique ou qu'il reste biphasique ;
- des forces internes nouvelles apparaissent, qui viennent s'ajouter à la turbulence ou la concurrencer : des forces électrochimiques (notamment si la teneur en argile est suffisante), des effets de collisions (en écoulement biphasique si les galets sont en nombre suffisant), des modifications de trajectoires des particules fluides par les mouvements des particules solides (notamment les gros blocs).

Quelques conséquences :

- a/ En hydraulique torrentielle, le premier problème est un problème de reconnaissance du type de fluide en cause ; le second est celui de la loi de comportement qu'il faut utiliser pour le décrire correctement ; les problèmes suivants concernent l'élaboration d'une hydraulique basée sur la connaissance de la nature du fluide et de sa loi de comportement (c'est-à-dire les lois de régime permanent et de régime transitoire).
- b/ Si des progrès peuvent être réalisés pour construire ces différentes théories d'hydraulique torrentielle, la grosse difficulté (et elle est peut-être irréductible) consistera toujours à déterminer laquelle est adaptée au torrent étudié, pour un épisode pluvieux donné ; le même torrent peut en effet produire des crues d'eau claire, des crues chargées biphasiques et des crues chargées monophasiques.

c/ Le même problème de reconnaissance du type d'écoulement se pose aussi a posteriori, pour analyser le déroulement d'un épisode catastrophique (et tenter de le quantifier). On procède alors à l'examen des traces de crue, on écoute les témoignages, pour arriver à choisir entre les différentes hypothèses possibles : il faut pour cela savoir reconnaître les différences dans le comportement macroscopique de l'écoulement et en déduire les lois de comportement qui les provoquent.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 1 -

- (1.1) Cours de Restauration des Montagnes (1925) - BERNARD - Ecole Nationale des Eaux et Forêts Nancy.
- (1.2) Restauration des Montagnes - Correction des torrents - Reboisement (1914) - THIERY - Encyclopédie des Travaux Publics - Librairie Polytechnique BERANGER Paris.

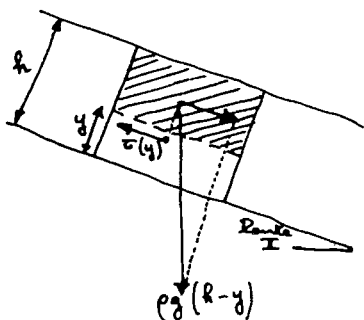
CHAPITRE 2

QUELQUES CONCEPTS DE BASE DE L'HYDRAULIQUE FLUVIALE

Nous allons dans ce chapitre reprendre les concepts de base utilisés en hydraulique fluviale, pour différencier dans le chapitre 3 ceux qui resteront valables en hydraulique torrentielle et ceux qu'il nous faudra modifier. Nous insisterons sur l'enchaînement des étapes qui sont faites à partir de ces notions de base, pour aboutir aux formules et méthodes bien connues de l'hydraulique fluviale (réf. 2.1 et 2.2).

2.1 - LE CONCEPT DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

On va la définir sur un écoulement permanent et uniforme de hauteur h , de pente I , (fig. 2.1) ; à la hauteur y , s'exerce sur un élément de largeur unité une contrainte de cisaillement qui équilibre le poids e.g. $(h - y)$ du volume de fluide hachuré (ρ = masse volumique de l'eau).



En projection sur l'axe de l'écoulement on a donc :

$$\tau(y) = \rho g (h - y) I \quad (2.1)$$

Figure 2.1

La contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement au fond est désignée par τ_0 .

$$\tau_0 = \rho g h I \quad (2.2)$$

Par ailleurs, τ_0 est souvent exprimée sous la forme de la vitesse de cisaillement u_*

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (2.3)$$

Ordres de grandeurs des valeurs numériques

	Pente	Hauteur (m)	τ_0 (Pascal)	u^* (m/s)
Fleuve	0.0001	4	4	0.063
Rivière	0.001	2	20	0.14
Rivière torrentielle	0.02	1	200	0.44
Torrent	0.1	1	1 000	1.0

Tableau 2.1 : Contraintes et vitesses de cisaillement

2.2 - LE CONCEPT DE LOI DE COMPORTEMENT

Cette contrainte de cisaillement rend compte au niveau du fond, du frottement sur la paroi ainsi que de la poussée hydrodynamique qui s'exerce sur les matériaux solides d'un lit mobile. A l'intérieur du fluide, elle provoque les mouvements des particules fluides entre elles, qui s'organisent selon deux modalités, suivant que la viscosité est suffisante ou non pour supporter l'effet de la contrainte ; si la viscosité est suffisante le régime de l'écoulement est laminaire, si elle ne l'est pas s'ajoute alors un effet de turbulence pour compenser le supplément de contrainte.

Avec un fluide qui a un comportement newtonien, la part de contrainte supportée par la viscosité est proportionnelle au

gradient de vitesse du fluide ($\mu \frac{du}{dy}$ où μ est la viscosité

dynamique et u la vitesse). La part de contrainte supportée par la turbulence est beaucoup plus complexe à connaître : la turbulence est encore en effet un phénomène relativement incompris et de très nombreuses équipes de recherches continuent à l'étudier : pour un écoulement turbulent à deux dimensions, la vitesse horizontale U et la vitesse verticale V , fluctuent en permanence autour de valeurs moyennes ; on note u' et v' les écarts à ces valeurs moyennes. La part de contrainte supportée par la turbulence s'exprime par $\rho u' v'$. Bien que des modèles explicatifs bien plus élaborés soient utilisés, la théorie de la longueur de mélange (PRANDTL, 1925) est toujours d'actualité (réf. 2.6) : elle conduit à exprimer la dissipation d'énergie turbulente (viscosité turbulente)

par $\rho \cdot l^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2$ où l est la "longueur de mélange". La longueur

de mélange a été ensuite exprimée par Von Karman sous la forme $l(y) = k \cdot y$ et la constante k est appelée constante de Von Karman.

On obtient finalement :

$$\tau = \underbrace{\mu \left(\frac{du}{dy} \right)}_{\text{Partie viscosité}} + \underbrace{\rho l^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2}_{\text{Partie turbulence}} \quad (2.4)$$

Indiquons que ces deux caractéristiques du comportement newtonien du fluide ne se manifestent pas à la même échelle d'espace : la viscosité est due aux forces d'attraction moléculaires et traduit la capacité des molécules d'eau de se déplacer les unes par rapport aux autres tout en restant liées ; la turbulence se produit à une échelle d'espace bien supérieure par déplacements de tourbillons, eux-mêmes pris dans d'autres tourbillons de plus grande échelle, etc... En toute rigueur, le comportement newtonien signifie exclusivement qu'il y a proportionnalité entre la contrainte et le gradient de vitesse, mais comme dans la pratique de l'hydraulique fluviale, la viscosité ne peut jamais rendre compte de la totalité de la contrainte, on utilise immédiatement l'équation (2.4), et en omettant d'ailleurs la partie viscosité, négligeable dans les cas courants comme le montre le tableau 2.2.

Ordre de grandeur des valeurs numériques

Nous allons vérifier l'adéquation de la formule (2.4) à une ordonnée

$y = \frac{h}{10}$ (fig. 2.1) où la relation de Von Karman est bien vérifiée.

Pour cela il nous faut estimer $\frac{du}{dy}$; on lit sur la figure 2.2

qu'on a $\frac{du}{dy} \left(\frac{h}{10} \right) \simeq 2.1 \frac{U_{sa}}{h}$ où U_{sa} est la vitesse de surface, et comme $\bar{U} \simeq 0.8 \cdot U_{sa}$, nous prendrons $\frac{du}{dy} \left(\frac{h}{10} \right) = 2.6 \frac{\bar{U}}{h}$;

en fait le profil des vitesses se redresse pour les écoulements turbulents nous prendrons $\frac{du}{dy} \left(\frac{h}{10} \right) = 2.2 \frac{\bar{U}}{h}$ pour les torrents.

Nous calculerons $\bar{U}$ par la formule de Manning Strickler et la contrainte par l'équation (2.1).

Le tableau 2.2 montre les résultats ; on voit que :

- la part de contrainte supportée par la viscosité est négligeable dans tous les cas de figure, y compris pour un fleuve à 10^{-4} de pente et que dans les cas usuels de l'hydraulique fluviale, il est légitime de ne prendre en compte que la turbulence ;

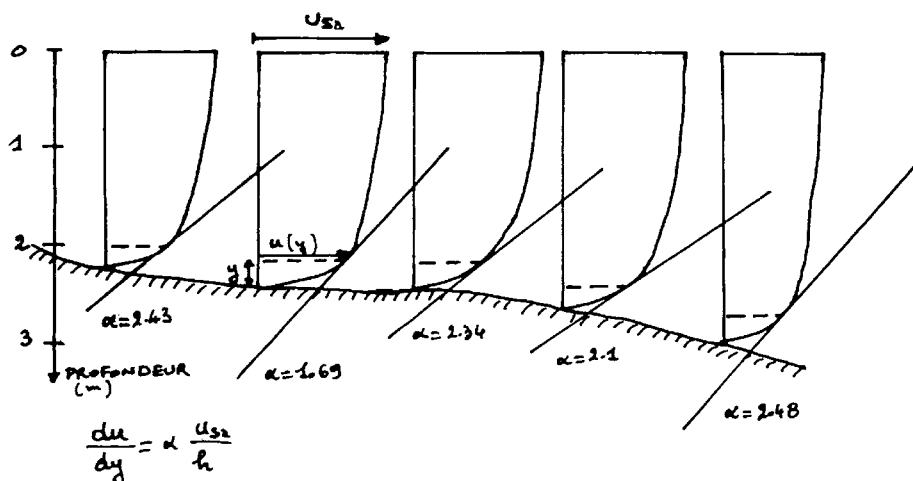


Figure 2.2 : Profils de vitesse de l'Isère à St-Gervais
le 7/1/87 (BOIS. ENSHG)

	Pente	Hauteur	Coefficient de rugosité	U m/s	$\frac{du}{dy}$ s-1	Contribution de la		Total (Pascal)	Contrainte (Pascal)
						viscosité (Pascal)	turbulence (Pascal)		
Fleuve	0.0001	4	40	1	0.65	0.00065	10.8	10.8	3.6
Rivière	0.001	2	35	1.75	2.28	0.00228	33	33	18
Rivière torrentielle	0.02	1	30	4.2	11	0.011	193	193	180
Torrent	0.1	1	20	6.3	13.9	0.0139	309	309	900

Tableau 2.2 : Comparaison de la contrainte de cisaillement, ,
de la viscosité et de la turbulence

- la comparaison entre la viscosité et la turbulence montre bien que la seconde dissipe beaucoup plus d'énergie que la première. Le tableau montre également que la contrainte de cisaillement est inférieure à la turbulence sauf dans le cas du torrent, ce

qui montre qu'un autre support s'impose ; on sait (réf. 2.3) qu'on est situé en dehors du cadre d'application de la formule de Manning Strickler et qu'il y a une cause de dissipation d'énergie autre que la turbulence qui vient s'y ajouter ou s'y substituer.

2.3 - LES CONCEPTS DE REGIME PERMANENT ET DE REGIME UNIFORME

Ces deux concepts sont fondamentaux car ils constituent les deux bases sur lesquelles sont installées la plupart des formules simples utilisées en hydraulique fluviale ; le régime permanent est obtenu lorsque l'écoulement ne varie pas dans le temps et le régime uniforme lorsque le canal d'écoulement ne varie pas dans l'espace (pente et forme constantes).

Le niveau élémentaire d'utilisation de l'hydraulique fluviale est donc celui du régime permanent et uniforme car les équations y sont évidemment bien simplifiées ; en pratique ce régime se rencontre malgré tout assez souvent : les canaux artificiels bien sûr, mais même sur les rivières et fleuves on trouve des biefs assez longs où le concept de régime permanent et uniforme est opérationnel. Par contre, lorsque le canal d'écoulement varie (coudes, élargissement, rupture de pente, piliers de pont, etc...), le régime n'est plus uniforme mais varié ; et lorsque le débit varie (crues, ondes de ruptures de barrage, lâchures, etc...), le régime n'est plus permanent mais transitoire ; dans ces deux cas, les lois de l'hydraulique doivent être utilisées dans leur généralité et ne peuvent plus être traitées "à la main".

2.4 - LE TYPE D'ECOULEMENT ET LE PROFIL DES VITESSES

Le profil des vitesses est obtenu en égalant les équations (2.1) et (2.4).

1er cas : bien que ce cas ne se produise pas en hydraulique fluviale, signalons le cas où la viscosité toute seule équilibre la contrainte ; on a alors

$$\rho g (h - y) I = \mu \frac{du}{dy} \quad (2.5)$$

qui s'intègre sans problème pour donner un profil parabolique de vitesses. Dans ce type d'écoulement, les filets liquides sont parallèles entre eux et glissent les uns à côté des autres sans turbulence ; on a donc donné à ce type d'écoulement le nom de

laminaire ; il se produit pour des nombres de Reynolds $R = \frac{\rho \bar{u} h}{\mu}$

inférieurs à 1 000 ou 2 000 (par extension des expériences de Nikuradse sur des écoulements en conduite). Indiquons enfin que, pour les écoulements en conduite pour lesquels le régime laminaire peut exister, le coefficient de perte de charge λ est inversement proportionnel au nombre de Reynolds ($\lambda = \frac{64}{Re}$) avec $\Delta h = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{U^2}{2g}$

où Δh est la perte de charge sur une longueur L , d'un écoulement dans une conduite de diamètre D ayant la vitesse U .

2ème cas : on a déjà indiqué (tableau 2.2) que c'est la turbulence qui supporte la contrainte de cisaillement dans notre cas (les nombres de Reynolds sont largement supérieurs à 2 000). L'écoulement porte naturellement le nom d'écoulement turbulent ; il se compose alors de deux zones :

- une zone centrale, où l'écoulement est indépendant des parois et de la viscosité ; le profil des vitesses est donné par :

$$\rho g (h-y) \tau = \rho l^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (2.6)$$

qui s'intègre en donnant un profil logarithmique de vitesses, moyennant quelques approximations ;

- une couche pariétale, (proche de la paroi) qui supporte l'essentiel de la dissipation d'énergie par frottement. La nature de cette couche dépend de l'importance de la rugosité (K_s) par rapport aux forces de viscosité ; on la détermine par un nombre de Reynolds de la rugosité :

$$Re^* = \frac{u_* K_s}{\nu} \quad (2.7)$$

$Re^* < 5$: la couche pariétale est laminaire ; son épaisseur δ est donnée par l'équation :

$$\frac{u_* \cdot \delta}{\nu} = 11.5 \quad (2.8)$$

$Re^* > 70$: la couche pariétale est turbulente et indépendante de la viscosité ; le profil logarithmique des vitesses de la zone centrale commence très près de la paroi ; son expression est la suivante :

$$\frac{u(y)}{u_*} = 2.5 \ln \frac{y}{K_s} + 8.5 \quad (2.9)$$

$5 < Re^* < 70$: on est entre les deux types de comportement de la courbe pariétale ; il dépend à la fois de la rugosité et de la viscosité.

*
* *

Dans les cas courants de l'hydraulique fluviale, Φ^* est supérieur à 70 ; on peut intégrer (2.9) pour obtenir la vitesse moyenne, mais il faut se donner la distance y_0 où la vitesse

$u(y_0)$ est nulle ; on a proposé $y_0 = \frac{K_s}{33}$ (réf. 2.4)

On obtient alors :

$$\bar{U} = 19.5 \sqrt{h \cdot I} \ln \left(\frac{h}{K_s} \right)$$

En remplaçant $19.5 \ln \left(\frac{h}{K_s} \right)$ par $26 \left(\frac{h}{K_s} \right)^{1/6}$ qui en est une bonne approximation, puis K_s par d_{90} (diamètre du matériau du lit tel que 90 % en poids du matériau lui soit inférieur en taille), on obtient la célèbre formule :

$$\bar{U} = \frac{26}{(d_{90})^{1/6}} h^{2/3} I^{1/3} \quad (2.10)$$

En fait il est évident que ce sont les mesures in situ des valeurs globales qui ont avalisé l'expression 2.10 plutôt que le développement théorique ci-dessus. L'expression 2.10 est d'ailleurs plus connue sous la forme (dite de Gauckler Manning Strickler).

$$\bar{U} = K R^{2/3} I^{1/2} \quad (2.11)$$

où K est un coefficient de rugosité empirique et R le rayon hydraulique. Le coefficient de perte de charge est ici indépendant du nombre de Reynolds.

Remarque :

Les recherches dont on parlait en 2.2, relatives à la turbulence, ont affiné la connaissance de ce qui se passe dans la couche pariétale lorsqu'elle est turbulente (réf. 6.2) : la couche pariétale est divisée en trois zones selon la prédominance du phénomène dissipateur de l'énergie : la sous-couche visqueuse où la turbulence est négligeable, une sous-couche tampon où viscosité et turbulence ont des ordres de grandeur similaires et une sous-couche inertielle où la turbulence seule importe.

Dans la partie centrale, au-delà de $\frac{y u_*}{\nu} = 30$, on retrouve la loi logarithmique, exprimée cette fois en fonction de $\frac{y u_*}{\nu}$

$$\frac{u(y)}{u_*} = \frac{1}{K} \ln \frac{y u_*}{\nu} + A$$

Les expériences montrent qu'on a $A \simeq 5$ et que le paramètre de Von Karman, K , est égal à 0,4.

2.5 - DYNAMIQUE DU TRANSPORT SOLIDE DE CHARRIAGE

En effectuant (réf. 2.1 et 2.2) une analyse des forces qui interviennent dans le mouvement d'un grain solide isolé (inertie, poids, forces hydrodynamiques) dans son mouvement, en sélectionnant des variables adimensionnelles, en simplifiant notablement, notamment en supposant que la pente n'intervient que dans la force motrice, que l'écoulement est à faible nombre de Froude etc..., on arrive à formuler le problème du transport solide de façon satisfaisante en fonction de quatre variables adimensionnelles.

$$X = \frac{\rho u_*^2 d_{50}}{\mu} \quad Y = \frac{\rho u_*^2}{\Delta(\rho_s - \rho) d_{50}} \quad Z = \frac{h}{d_{50}} \quad W = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (2.12)$$

où ρ_s est la masse volumique du sédiment et d_{50} le diamètre médian des grains.

X représente le nombre de Reynolds du grain, Y le rapport des forces hydrodynamiques agissant sur le grain à son poids immergé, Z représente la hauteur d'eau et W l'inertie du grain.

Le débit solide sous une forme adimensionnelle doit s'exprimer en fonction de ces quatre variables. De même on arrive à formuler le problème du seuil de charriage en fonction de X et Y .

Ainsi la célèbre courbe de Shields délimite dans un plan X, Y ,

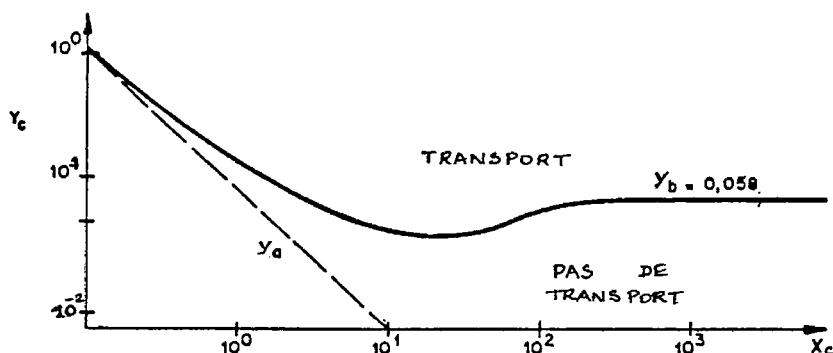


Figure 2.3 : Courbe de Shields donnant le seuil de charriage (tiré de la réf. 2.1)

la zone avec transport de la zone sans transport (fig. 2.3). On voit que pour $X > 100$ (régime turbulent totalement développé) on a $Y = 0.058$. Signalons que pour le domaine suivant :

$$0.01 \leq h \leq 1.2 \text{ m}$$

$$4.10^{-4} \leq I \leq 2.10^{-2}$$

$$0.4 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 30 \text{ mm}$$

$$0.25.10^4 \leq g (\rho_s - \rho) \leq 3.2.10^4$$

Meyer-Peter a trouvé $Y = 0.047$ (souvent pris égal à 0.05).

Arrêtons nous à la signification physique de ce résultat : Y peut aussi s'exprimer sous la forme

$$Y = \frac{\tau_0}{g (\rho_s - \rho) d_{50}} \quad (2.13)$$

Si la contrainte de cisaillement τ_0 dépasse un seuil critique τ_c égal à $\tau_c = 0.05 g (\rho_s - \rho) d_{50}$, le grain est détaché du fond. Cette résistance du grain au transport est donc reliée au poids immergé du grain de taille médiane ; les schématisations par rapport à la réalité sont nombreuses :

- l'étendue de la courbe granulométrique est occultée (tous les grains dans la réalité n'ont pas le même diamètre) ;
- les irrégularités de la surface du lit ne sont pas prises en compte, aussi bien les configurations de forme (rides, dunes, etc...) que la "protection" des petits grains par les gros qui les cachent ;
- l'armature du pavage qui rend les grains solidaires les uns des autres est négligée ;
- on néglige le côté aléatoire de la turbulence qui rend la contrainte de cisaillement τ_0 variable au cours du temps.

Toutes ces approximations ont fait l'objet d'études ultérieures plus ou moins sophistiquées dont nous ne parlerons pas, sauf pour dire qu'une théorie complète du démarrage du transport solide serait beaucoup plus complexe que ce qui est exposé ici.

En conservant ce souci de simplification, on peut présenter la loi du charriage la plus simple, celle de Meyer-Peter :

$$Q_s = \frac{g}{g(\rho_s - \rho)} \frac{1}{\sqrt{\rho}} (\tau - \tau_c)^{3/2} \quad (2.14)$$

D'autres approches ont permis de déterminer d'autres formules, soit empiriquement, soit par des approches probabilistes (EINSTEIN) vérifiées sur des expérimentations (au laboratoire ou in situ). Le gros problème vient de ce qu'elles sont très tributaires du domaine de calage des paramètres et qu'on ne peut les utiliser brutalement sans risquer des erreurs importantes. Terminons par une remarque qui sera également fondamentale pour l'hydraulique torrentielle : l'hypothèse, non formulée et pourtant très importante, sur laquelle se basent les travaux qui élaborent des formules de transport solide, comme la formule (2.14), est l'existence d'une liaison biunivoque entre débit liquide et débit solide ; cette biunivocité est largement remise en cause à l'heure actuelle.

2.6 - LA SUSPENSION EN HYDRAULIQUE FLUVIALE

Si le transport solide par charriage est le plus immédiatement visible à cause des transformations qui en résultent pour les cours d'eau à chaque crue, il en existe un autre, le transport solide en suspension, qui est en fait beaucoup plus important (réf. 2.1) par le volume transporté qu'il représente, ainsi que par les conséquences économiques : c'est lui en effet qui comble plus ou moins rapidement les retenues et l'on sait que ce phénomène de sédimentation (relativement maîtrisé en France sauf quelques cas dans le bassin de la Durance (réf. 2.5)) réduit dans certains pays à érosion importante, la durée d'utilisation des retenues à quelques dizaines d'années seulement.

Dans le contexte de l'hydraulique fluviale, les concentrations volumiques des suspensions sont inférieures à/ou de l'ordre du millième ; les grains en suspensions sont très éloignés les uns des autres et on est alors habilité à se référer à la vitesse de chute en eau calme, notée W . Celle-ci s'exprime différemment selon la valeur du nombre de Reynolds de chute :

$$R_w = \frac{W d_{50}}{\nu} \quad (2.15)$$

Le coefficient de traînée C_x qui traduit la résistance du fluide au mouvement s'exprime différemment suivant que le mouvement autour du grain est laminaire ou turbulent :

Régime laminaire : $R_w < 1$.

$$C_x = \frac{24}{R_w} \quad W = \frac{g d_{50}^2}{18 \nu} \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad (\text{formule de Stokes}) \quad (2.16)$$

Régime turbulent : $R_w > 1\,000$.

$$C_x = 0.4 \quad W = \sqrt{\frac{10 g d_{50}}{\nu} \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \quad (2.17)$$

Les problèmes concrets posés par l'existence de la suspension sont divers et suivant les cas on sera amené à s'intéresser à la quantité de matériaux transportés (diverses formules sont proposées) au seuil critique d'érosion qui donne naissance au transport par suspension, ou au contraire au dépôt dans les retenues avec éventuellement des problèmes complexes de courants de densité et de rhéologie des vases qui s'y posent.

Signalons enfin que dans certains pays (la Chine en est l'exemple le plus connu) le transport en suspension est tel que le cadre théorique classique utilisé dans le contexte français (réf. 2.1) ne peut plus être utilisé.

2.7 - UTILISATION DE L'HYDRAULIQUE FLUVIALE EN INGENIERIE

Au niveau sommaire (et même un peu caricatural) où nous la présentons, l'hydraulique fluviale donne l'aspect d'une discipline complètement maîtrisée puisque le praticien possède les trois outils de dimensionnement nécessaires à tout problème d'aménagement :

- une formule de calcul de débit liquide en régime permanent, la formule de Manning Strickler (2.11) ;
- des formules de démarrage du transport solide, comme celle de Shields (fig. 2.3) ;
- des formules reliant le débit liquide et le débit solide, comme celle de Meyer Peter (2.14).

En pratique, les choses sont loin d'être aussi simples, car le débit solide en un point ne dépend pas que du débit liquide en ce point : comme il provient de l'amont, il dépend aussi des phénomènes d'arrachement, dépôts et reprise dans tout le cours d'eau à l'amont du point de mesures ; ceux-ci dépendent des conditions hydrauliques au moment de la crue (vitesse, hauteur, forme de la section), mais également de la nature et de l'état des dépôts antérieurs, qui constituent le lit actuel et où interviennent la courbe granulométrique, la nature des matériaux, le degré de cimentation des dépôts, etc ... Certains vont jusqu'à dire que c'est toute l'histoire antérieure du cours d'eau qui conditionne la valeur du débit solide à un moment donné. Vu sous cet aspect, la tâche de l'ingénieur de terrain devient particulièrement redoutable.

Insistons pour terminer, sur une hypothèse essentielle délimitant le champ d'application des outils présentés ci-dessus : ils ne sont utilisables qu'en régime permanent uniforme. Pour en mesurer l'importance, il suffit d'indiquer que leur utilisation lors d'une simulation mathématique avec des conditions hors du domaine de validité peut conduire à des aberrations (réf. 2.8) comme d'élever la hauteur d'une bosse au lieu de la raboter.

Cet exemple montre bien l'écart qui existe entre la "théorie" et la pratique, qui explique d'une part que les cas difficiles d'aménagements ponctuels continuent à être traités par une modélisation physique et que des modèles mathématiques complexes aient remplacé depuis longtemps les formules très simples indiquées ci-dessus, et d'autre part que dans le monde entier, les recherches continuent en ce domaine. Comme on l'a dit, la résolution des problèmes est loin d'être aussi avancée en hydraulique torrentielle. On en restera donc la plupart du temps à ce niveau simple conceptuellement, celui du régime permanent et uniforme (cf. § 3.4).

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 2 -

- (2.1) Le système fluvial et le transport solide (Tome 1) - La suspension (Tome 2), (1987) NICOLLET. Module hydraulique fluviale et aménagement de l'ENPC et de l'ENGREF.
- (2.2) Cours d'hydraulique générale. Ecoulements à surface libre (1979) POCHAT - ENGREF.
- (2.3) Strickler Formula, a Swiss contribution to hydraulics (1987) VISCHER. Wasser, energie, luft 79.
- (2.4) Etude sédimentologique de la Durance. J. CACAS - cours de l'ENITRIS.
- (2.5) Retenues EDF (1988). GUICHON - Journées techniques de la SHF sur le Transport Solide. Paris.
- (2.6) La turbulence racontée aux enfants des Grandes Ecoles. G. BINDER. Cours de 2^{ème} année. ENSHMG - INPG, 1989-1990.
- (2.7) Transport solide dans le lit des cours d'eau. Dynamique fluviale. P. LEFORT. SOGREAH - ENSHMG - INPG. 1991.
- (2.8) Modélisation du transport par charriage de matériaux solides en écoulements non permanents. LEE Sung-HO, mémoire de DEA, MMGE . UJF Grenoble, 1990.

DEUXIEME PARTIE

INTRODUCTION AUX SPECIFICITES DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

C'est ici qu'on commence à introduire l'hydraulique torrentielle, d'abord en reprenant (chapitre 3) les concepts de l'hydraulique fluviale et en regardant les problèmes nouveaux qu'ils posent, puis en décrivant globalement (chapitre 4) le champ de l'hydraulique torrentielle et en lui donnant sa place intermédiaire entre l'hydraulique fluviale classique et la mécanique des sols et des roches (mouvements de terrain), enfin en sensibilisant le lecteur à ce phénomène particulier qu'est la lave torrentielle (chapitre 5) grâce à une description qualitative qui a été faite d'un torrent à laves célèbre et de son fonctionnement.

SOMMAIRE DE LA 2^{ème} PARTIE

CHAPITRE 3 :

3 - QUELQUES DIFFERENCES A PRIORI ENTRE L'HYDRAULIQUE FLUVIALE ET L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE	45
3.1 - Contrainte de cisaillement	47
3.2 - Hydrostaticité	48
3.3 - Lois de comportement interne	49
3.4 - Régime permanent et uniforme	50
3.5 - La résistance à la contrainte de cisaillement. Le pavage	51
3.6 - L'effet des parois	52
3.7 - Conclusion	53
Bibliographie	53

CHAPITRE 4 :

4 - CLARIFICATION DU DOMAINE D'ETUDES DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE	55
4.1 - Délimitation quantitative de l'hydraulique torren- tielle par rapport à l'hydraulique fluviale	57
4.1.1 - La pente	57
4.1.2 - Le transport solide	57
4.2 - Le champ de l'hydraulique torrentielle	58
4.2.1 - Domaine où la notion de régime permanent n'a pas de sens physique : les laves torrentielles.	58
4.2.2 - Domaine où la notion de régime permanent a un sens	59
4.3 - Représentation du champ de l'hydraulique torrentielle	59
4.4 - Quelques conséquences	63
4.4.1 - Il n'y a pas "une" hydraulique torrentielle ...	63
4.4.2 - Quelques risques potentiels de confusion	65
4.5 - Un peu de terminologie	65
Bibliographie	67

CHAPITRE 5 :

5 - UN EXEMPLE DE TORRENT A LAVES : LE POUSSET.....	69
5.1 - Formation des laves	72
5.1.1 - Préparation des terrains	72
5.1.2 - Formation du mélange	73
5.2 - Déclenchement	74
5.3 - Ecoulement	75
5.4 - Dépôt	77
5.5 - Reprise	78
Bibliographie	81

CHAPITRE 3

QUELQUES DIFFERENCES A PRIORI ENTRE L'HYDRAULIQUE FLUVIALE ET L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

Nous reprenons ici la philosophie du chapitre 1, mais en spécifiant les différences entre l'hydraulique des torrents et celle des rivières par rapport au raisonnement théorique qui a été exposé au chapitre 2. Cela devrait nous permettre d'asseoir les théorisations de l'hydraulique torrentielle sur des bases sûres.

Comme on l'a dit le transport solide dans les torrents peut atteindre jusqu'à 50 % du volume total de l'écoulement ; il ne peut plus être négligé dans la formulation des équations de l'écoulement liquide.

3.1 - CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

On rencontre dans la littérature (réf. 3.1) l'utilisation du même concept de contrainte de cisaillement mais on remplace la masse volumique ρ de l'eau par celle du mélange ρ_m . On obtient alors :

$$\tau(y) = \rho_m g (h - y) I \quad (3.1)$$

$$\tau_0 = \rho_m g h I \quad (3.2)$$

On peut toutefois se poser la question de la validité de cette extension des formules (2.1) et (2.2) ; si cela semble réaliste pour un fluide assez visqueux en régime laminaire pour lequel c'est une matrice fine visqueuse qui supporte le poids des éléments les plus gros, pour un écoulement biphasique où le poids des éléments grossiers est supporté par leurs collisions réciproques, la réponse n'apparaît pas évidente ; elle se pose d'ailleurs également pour les écoulements fluviaux turbulents, du moins au niveau de la contrainte de cisaillement critique (réf. 3.4).

En fait, la question posée ci-dessus est légitime sur un petit pas d'espace à cause des effets non stationnaires inévitables à cette échelle d'espace (par exemple 10 cm) ; par contre si on se place à une échelle d'espace plus grande, où les notions de valeurs moyennes (du tirant d'eau, de la vitesse du fluide et des particules solides), sont valables (par exemple sur quelques mètres), l'expression 3.1 résultant de l'équilibre des forces appliquées au volume $\Delta l \cdot h$ (fig. 3.1), le concept de contrainte de cisaillement conserve sa signification physique ; mais celle-ci n'est valable qu'"en moyenne".

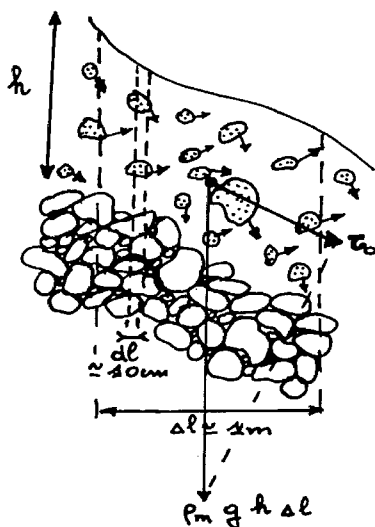


Figure 3.1 :

La contrainte de cisaillement
en écoulement torrentiel

3.2 - HYDROSTATICITE

Si p désigne la pression du fluide, on connaît la relation fondamentale de l'hydrostatique $p = \rho g h$, qui fait correspondre pression et hauteur d'eau. La même question se pose que pour la contrainte de cisaillement au paragraphe précédent, faut-il remplacer la masse volumique de l'eau par celle du mélange et écrire :

$$p = \rho_m g h \quad (3.3)$$

Cette question est fondamentale pour interpréter de façon cohérente les mesures des limnigraphes lorsque ceux-ci mesurent une pression, comme l'illustre la figure 3.2 d'une crue sur un site des Bassins Versants Expérimentaux de Draix pour laquelle les concentrations ont varié entre 200 g/l et 330 g/l ; pour une concentration en MES de 400 g/l, la densité du mélange est en effet de 1.25. La réponse n'est pas évidente car on ne sait pas si le poids des éléments solides dans leur mouvement est supporté intégralement par le fluide ; la réponse doit être variable selon la nature des matériaux solides et la loi de comportement du mélange. En tout cas, cette question est toujours une question "ouverte".

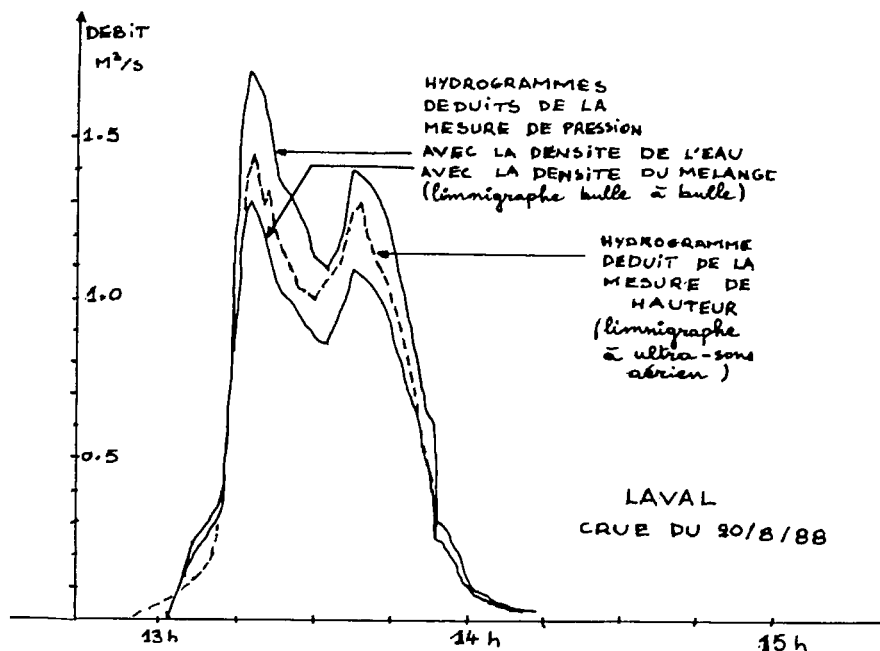


Figure 3.2 :

Effet de la concentration sur la mesure des débits

3.3 - LOIS DE COMPORTEMENT INTERNE

En hydraulique fluviale, le support de l'écoulement est un fluide, et la présence d'un faible pourcentage volumique de matériau solide ne change pas sa nature, ni par conséquent sa loi de comportement interne, et donc le mode de dissipation de l'énergie qui s'effectue par les frottements au fond et la turbulence (et non la viscosité). On a déjà vu (tableau 2.2) que la turbulence ne suffit plus en hydraulique torrentielle à supporter la contrainte de cisaillement.

Il y a donc d'autres forces qui interviennent, qui correspondent en fait à des hypothèses sur la nature du matériau qui s'écoule (fluide visqueux à seuil, mélange d'un fluide et de particules solides, matériau solide déformable). A chacun de ces cas, doit correspondre un jeu de dissipations d'énergie différent, parmi les différentes contraintes résistantes possibles :

- la viscosité peut devenir beaucoup plus importante ;
- les mouvements vers le bas des gros éléments créent des mouvements ascendants du fluide qui contribuent à l'ascension des particules voisines ;

- si les particules sont nombreuses, un effet de limitation de l'espace intervient ; les particules entrent en collision.

A ces trois possibilités de contraintes résistantes qui jouent au niveau particulaire ou même moléculaire, peut ou non s'ajouter la turbulence qui joue à un niveau macroscopique par rapport aux trois autres.

Comme on le voit, le gros problème qu'on rencontre en hydraulique torrentielle est celui de savoir comment s'effectue la dissipation d'énergie pour poser les équations théoriques de base qui lui correspondent. En découle l'existence de plusieurs domaines de l'hydraulique torrentielle correspondant aux différents cas possibles. On en reparlera au chapitre suivant de manière globale et quelques-uns de ces domaines seront explorés dans la quatrième partie.

3.4 - REGIME PERMANENT ET UNIFORME

En hydraulique fluviale, le concept de régime permanent uniforme est très utile et l'équation qui permet de l'approcher est l'équation (2.11).

Il faut dire à ce propos pour l'hydraulique torrentielle que cette notion apparaît un peu théorique : les biefs sont très courts, les sections en travers très rapidement variables, les pentes aussi, soit naturellement, soit artificiellement ; on a des chances malgré tout de rencontrer des sections de torrents où ce concept peut s'appliquer, notamment sur les cônes de déjection où les sections sont assez rectilignes et souvent endiguées, ainsi que dans les sections artificialisées par des seuils en travers ; encore faut-il que l'écoulement ait un minimum de caractère permanent, ce qui est très discutable avec des laves torrentielles dont une des caractéristiques est un fonctionnement transitoire par "bouffées".

Nous serons malgré tout obligés de "faire comme si" ce concept était directement opérationnel ; de toute façon, c'est ce qu'on obtient avec des essais sur modèle réduit ; mais il faut alors souligner que l'importance du transport solide est telle qu'il intervient dans la définition de la hauteur de l'écoulement, comme le montre le graphique (3.3), et comme cela est logique puisqu'il intervient dans le type de loi de comportement à utiliser pour caractériser l'écoulement.

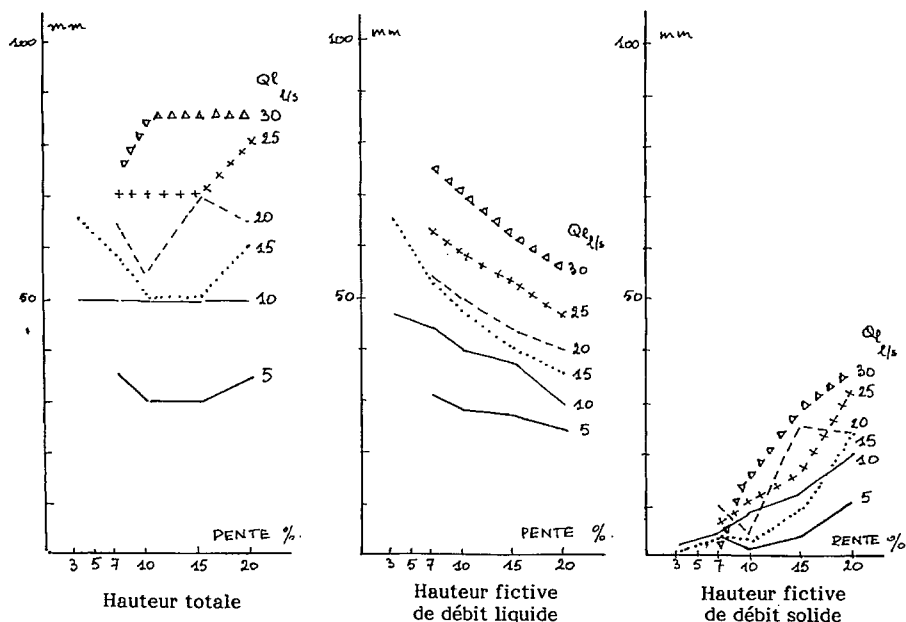


Figure 3.3 :

*Augmentation de la hauteur de l'écoulement
à débit liquide constant à cause du transport solide
(SMART et JAEGGI, 1983, réf. 3.3)*

Insistons pour terminer sur le fait que si on utilise pour calculer des débits les hauteurs de crue constatées, en se basant sur le concept de régime permanent et uniforme, tant la non uniformité du bief que la présence du transport solide conduisent à surévaluer le débit réel écoulé, donc ne nous placent pas du côté de la sécurité.

3.5 - LA RESISTANCE A LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT. LE PAVAGE

Faute de mieux, on a longtemps utilisé les lois de démarrage du transport solide telles qu'elles ont été calées en hydraulique fluviale ; deux facteurs au moins devraient nous rendre circonspects :

- l'effet de pente, supposé nul dans la définition du seuil de démarrage du charriage, peut jouer un rôle important et qui doit être élucidé ; la composition des forces agissant sur un grain (fig. 3.4) montre que la pente a pour effet de diminuer l'angle existant entre la force hydrodynamique et le poids et par conséquent d'augmenter la résultante agissant sur un grain ;

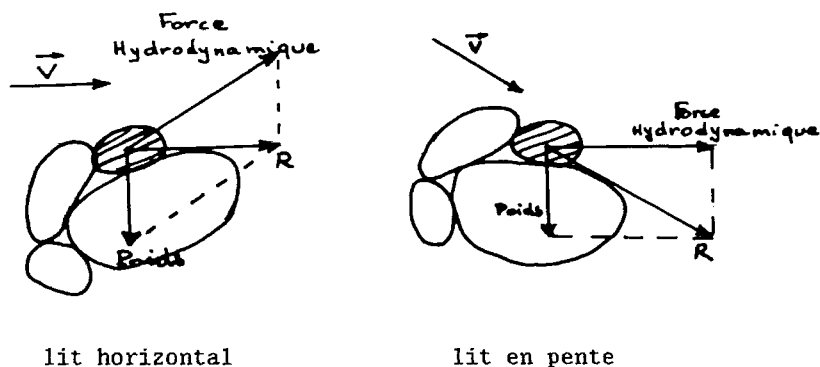


Figure 3.4

Composition des forces agissant sur un grain

- le pavage, cette armure superficielle que constitue naturellement le torrent à partir des gros blocs en les imbriquant les uns dans les autres, est un élément fondamental à prendre en compte ; on a déjà dit qu'il y a des crues d'eau claire, ce qui signifie que le lit du cours d'eau n'est pas détruit, il y a aussi des crues chargées dont le transport solide ne provient pas (ou peu) du lit du cours d'eau ; la responsabilité de cette résistance est classiquement attribuée au pavage ; il importe donc de savoir distinguer la granulométrie du pavage de celle des matériaux solides déposés en surface, qui participeront à la prochaine crue mais dont le départ n'affectera pas la stabilité du torrent. Cette distinction n'est pas facile à réaliser sur le terrain et la quantifier semble encore plus difficile.

3.6 - L'EFFET DES PAROIS

En hydraulique fluviale, les parois jouent un rôle surtout vis-à-vis du frottement, dans la couche pariétale dont on a vu qu'elle est de faible épaisseur ; cet effet se traduit en pratique par la prise en compte du rayon hydraulique à la place de la hauteur d'eau dans le calcul de la perte de charge (passage de (2.10) à (2.11)).

Les fluides très chargés qu'on rencontre en hydraulique torrentielle viennent compliquer ce schéma, notamment lorsque les fluides sont très visqueux ou très chargés en matériau solide ; la grande viscosité dans le premier cas, spécialement quand la loi de comportement est une loi à seuil critique, le manque de place dans le second cas, qui oblige les particules solides à rester côte à

côte, font peut-être jouer aux parois un rôle spécifique ; nous en tiendrons compte notamment quand nous étudierons les fluides visqueux.

3.7 - CONCLUSION

La conclusion semble s'imposer si on accepte d'évaluer l'adéquation des concepts de l'hydraulique fluviale aux conditions de l'hydraulique torrentielle : beaucoup de présupposés, à peine rappelés dans les traités d'hydraulique fluviale, doivent être revus et par conséquent c'est en amont de l'hydraulique, donc à partir de la mécanique des fluides qu'il faut formuler les fondements de l'hydraulique torrentielle.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 3 -

- (3.1) High velocity in erodible channel. (1987) TAKAHASHI. AIRH. 22ème congrès Lausanne.
- (3.2) Compte rendu de recherche n° 1 en érosion et hydraulique torrentielle. BVRE de Draix - CEMAGREF - RTM - ONF (1987).
- (3.3) Sediment transport on steep slopes (1983) SMART et JAEGGI - Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie - Zurich Suisse.
- (3.4) Do critical stresses for incipient motion and erosion really exist ? (1987) LAVELLE et MOFJELD - Journal of Hydraulic Engineering - Vol. 113. N° 3.

CHAPITRE 4

CLARIFICATION DU DOMAINE D'ETUDES DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

4.1 - DELIMITATION QUANTITATIVE DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE PAR RAPPORT A L'HYDRAULIQUE FLUVIALE

Deux paramètres, d'ailleurs corrélés entre eux, interviennent dans l'idée qu'on se fait qualitativement des écoulements torrentiels : la pente qui est forte, le transport solide qui est important.

4.1.1 - La pente

On a vu au chapitre 1 que BERNARD (réf. 2.1) plaçait à 6 % la séparation entre rivière torrentielle et torrent ; on a vu qu'avec une pente de 2 % (tableau 2.2) déjà, la turbulence peut devenir insuffisante à compenser la contrainte de cisaillement ; du point de vue hydraulique, le domaine à explorer doit commencer au dessous de 6 %, vers 2 à 3 %. Vers les bornes supérieures, il n'y a pas de limite précise ; des pentes de 20 % à 25 % jusqu'à 40 à 50 % s'observent dans la nature, dans les chenaux d'écoulement ; les parties de torrent les plus importantes pour la sécurité, sont évidemment les cones de déjection pour lesquels les pentes varient de 4 à 12 % à peu près. C'est pour eux que les aménagements sont prévus et c'est pour cette zone qu'une théorie a le plus de chance de pouvoir être utilisée. Notons d'ailleurs que les essais systématiques sur modèle réduit balaient une plage de pentes allant de 3 à 20 %, mais lorsqu'on s'intéresse au problème du déclenchement d'une lave torrentielle, les pentes sont bien supérieures.

4.1.2 - Le transport solide

Les choses se compliquent ici par rapport à l'hydraulique fluviale, comme on l'a déjà indiqué, car la nature du matériau doit intervenir, en plus de sa courbe granulométrique. En effet, à forte concentration, les matériaux fins cohésifs possèdent des particularités spécifiques (forces électrochimiques, floculation) qui n'interviennent pas en transport fluvial mais qui sont par contre primordiales lorsqu'on étudie la sédimentation dans les barrages ou les estuaires.

De plus, en hydraulique torrentielle, l'importance du transport solide n'a rien de comparable avec les ordres de grandeurs connus en hydraulique fluviale : au lieu de travailler en millièmes ou en mg/l, on travaille en % et dizaines de % ou bien en centaines de g/l.

Enfin, du point de vue phénoménologique, le transport solide, lorsqu'il est très important, engendre des écoulements aux particularités spécifiques, appelées laves torrentielles, ce qui rend le domaine de l'hydraulique torrentielle complexe à appréhender.

4.2 - LE CHAMP DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

Compte tenu d'une caractéristique particulière des laves torrentielles, on peut séparer en deux domaines le champ de l'hydraulique torrentielle suivant que la notion de régime permanent a ou non une signification physique.

4.2.1 - Domaine où la notion de régime permanent n'a pas de sens physique : les laves torrentielles

Les caractéristiques des laves torrentielles intéressantes du point de vue de la mécanique des fluides sont les suivantes :

- écoulement transitoire par bouffées : ce phénomène peut être, suivant les cas de figure, provoqué soit par des causes externes (écroulements successifs de berges, embâcles et débâcles) soit par des causes internes (processus encore mal expliqué, voir paragraphe 11.2.2) ;

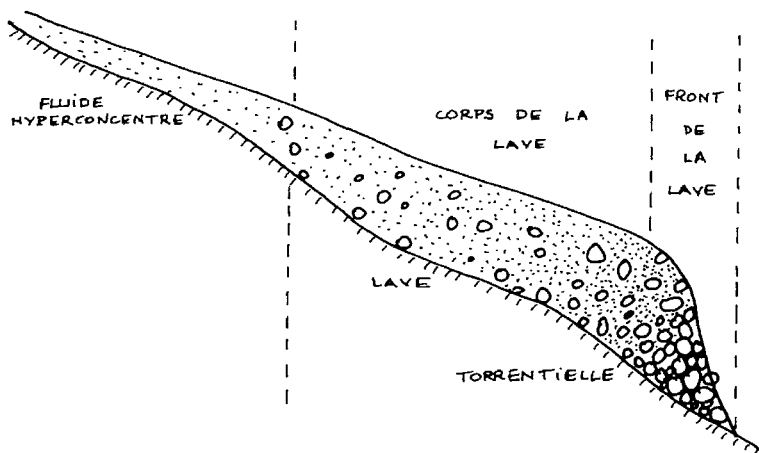


Figure 4.1 : Bouffée de lave torrentielle

- absence de tri granulométrique du matériau solide dans la déposition ; la conséquence est que l'écoulement ne s'adapte pas à une diminution de pente en déposant ses matériaux les plus gros, mais en ralentissant globalement, puis en s'arrêtant dans sa totalité à une pente non nulle ;

- absence d'étalement lors des débordements mais formation de bourrelets latéraux ressemblant aux moraines latérales de glaciers ;
- comportement intermédiaire entre les solides et les liquides. En découle une certaine autonomie de la lave torrentielle qui en général prend naissance à forte pente (supérieure à 25 ou 30 %) mais peut se propager jusqu'à des pentes plus faibles (moins de 5 %) ;
- transport de gros blocs en surface et sur le front des bouffées ; c'est le grano-classement inverse des morphologues.

Comme on le voit, ces caractéristiques des laves torrentielles, ne peuvent être expliquées dans le cadre classique de l'hydraulique fluviale ; comme de plus elles se produisent rarement (une fois tous les dix ou trente ans dans les Alpes pour un torrent donné) et qu'en conséquence elles sont rarement observées, elles constituent un phénomène encore très mystérieux.

4.2.2 - Domaine où la notion de régime permanent a un sens

Il existe vraisemblablement un seuil de concentration au delà duquel se produisent les caractéristiques typiques des laves torrentielles ; ce seuil dépend certainement de la nature des sédiments cohésifs, de la proportion de sédiments cohésifs par rapport aux sédiments granulaires, etc... En-deçà de ce seuil, on retrouve des écoulements "normaux", mais avec simplement une grande quantité de matériaux solides en plus de l'eau ; la loi de comportement du fluide n'y est pas forcément newtonienne, mais au moins la notion de régime permanent et uniforme y a un sens, comme on l'a vérifié sur modèle réduit (réf. 3.3) jusqu'à 20 % de pente et 30 % de concentration volumique. Ce domaine est sécurisant pour l'ingénieur de terrain par rapport aux laves torrentielles car lors de l'étude hydrologique, on peut admettre qu'il existe une relation entre le volume de la crue de projet et le débit de pointe alors qu'il n'y en a a priori aucune pour les laves torrentielles.

4.3 - REPRESENTATION DU CHAMP DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

On peut maintenant situer le domaine de l'hydraulique torrentielle de façon intermédiaire entre l'hydraulique fluviale (beaucoup d'eau, peu de matériau) et ce qui est communément appelé "mouvements de terrain" (beaucoup de matériau, peu d'eau).

On peut démarrer cette représentation (fig. 4.2) en opposant deux pôles (l'eau, le matériau solide) et en séparant deux axes suivant que le matériau solide est constitué par des matériaux fins ou des matériaux grossiers. On peut s'éloigner de chaque pôle en augmentant soit la concentration en matériau solide (notion usuelle en hydraulique), soit la teneur en eau (notion usuelle en glissements de terrain) car elle conditionne la pression interstitielle.

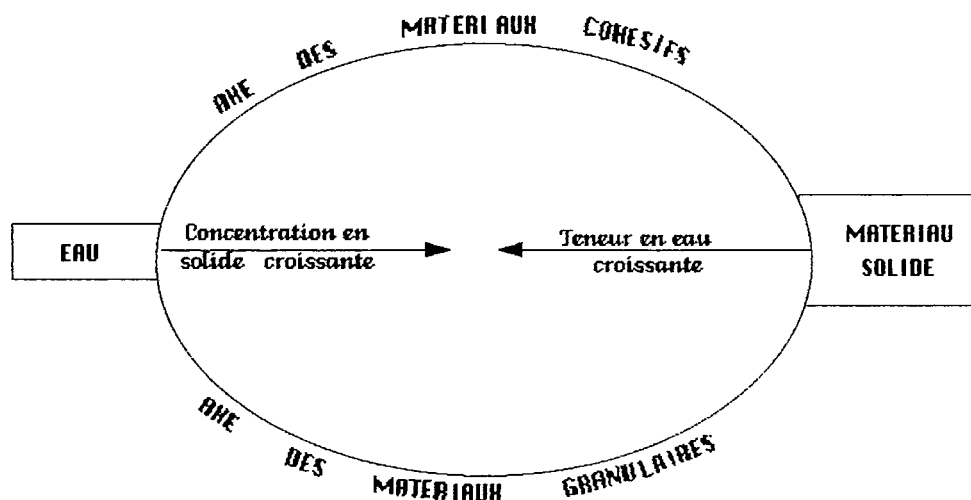


Figure 4.2 : Schématisation du domaine de l'hydraulique et des mouvements de terrain

En partant du pôle "eau", et en augmentant la concentration en matériau solide (donc la pente qui permet cette augmentation de transport solide), on se trouve au départ dans le domaine de l'hydraulique classique où la présence du matériau solide ne modifie pas la loi de comportement et n'influe pas sur la hauteur de l'écoulement. Tous les problèmes sont alors traités avec les équations de l'eau, et on y ajoute ensuite le traitement du transport sans interaction des deux phases. L'eau conditionne seule tout l'écoulement.

A partir d'une certaine limite (fig. 4.3) (relativement inconnue et dépendant de plusieurs facteurs), la façon de procéder "classique" n'est plus possible, soit parce que le comportement n'est plus newtonien, soit parce que la hauteur de l'écoulement n'est plus assimilable à la hauteur d'eau, soit parce que le solide interagit avec le liquide, soit pour plusieurs de ces raisons à la fois. C'est le domaine des écoulements hyperconcentrés, où la notion de régime permanent garde un sens physique. Ces écoulements peuvent se rencontrer avec des matériaux fins (en particulier en Chine, sur les affluents du Fleuve Jaune), notamment lorsque le taux de matériaux en est contrecarré. Mais les écoulements hyperconcentrés existent aussi avec du matériau granulaire comme on l'a vu avec les expériences de SMART et JAEGGI (fig. 3.3), c'est le charriage hyperconcentré.

Au-delà d'une certaine limite (tout aussi inconnue que la précédente, les écoulements hyperconcentrés font place à un autre phénomène ayant le comportement en bouffées décrit précédemment (§ 4.2.2).

Ce sont les laves torrentielles, qui peuvent aussi être à dominante argileuse ou à dominante granulaire ; les premières, les plus fréquemment rencontrées en France, ont une apparence d'écoulement monophasique. Les secondes sont beaucoup plus rares en France et sont le sujet principal d'études au Japon. On les appellera "laves torrentielles biphasiques", car les deux phases, solide et liquide, sont alors beaucoup plus dissociées que pour les laves torrentielles à dominante argileuse.

Si l'on part maintenant du pôle "matériau solide", on voit que les phénomènes sont totalement différents, puisqu'on part de l'immobile et on étudie à partir de quelle teneur en eau débute un mouvement. Les problématiques scientifiques sont donc très différentes et fort logiquement, l'étude de la rupture (en écroulements) et de la stabilité (en glissements de terrain) occupe beaucoup les spécialistes. Dès lors que le mouvement a démarré, ces deux classes de phénomènes (glissements du côté de l'axe des matériaux fins, et écroulements rocheux) se distinguent : en effet l'écroulement passe brutalement de la stabilité à un mouvement rapide, alors que le glissement présente une phase dite à cinétique lente. L'accélération de ce mouvement lent conduit à un changement d'état : la structure se désagrège, les vitesses ne se mesurent plus en mm/jour mais en m/s, et on obtient une lave torrentielle. Les choses sont moins simples du côté de la dynamique des écroulements rocheux et on ne sait pas encore s'ils se distinguent des laves torrentielles biphasiques et comment. Les mêmes supports conceptuels leur sont en tout cas applicables (interaction entre blocs, pression dispersive).

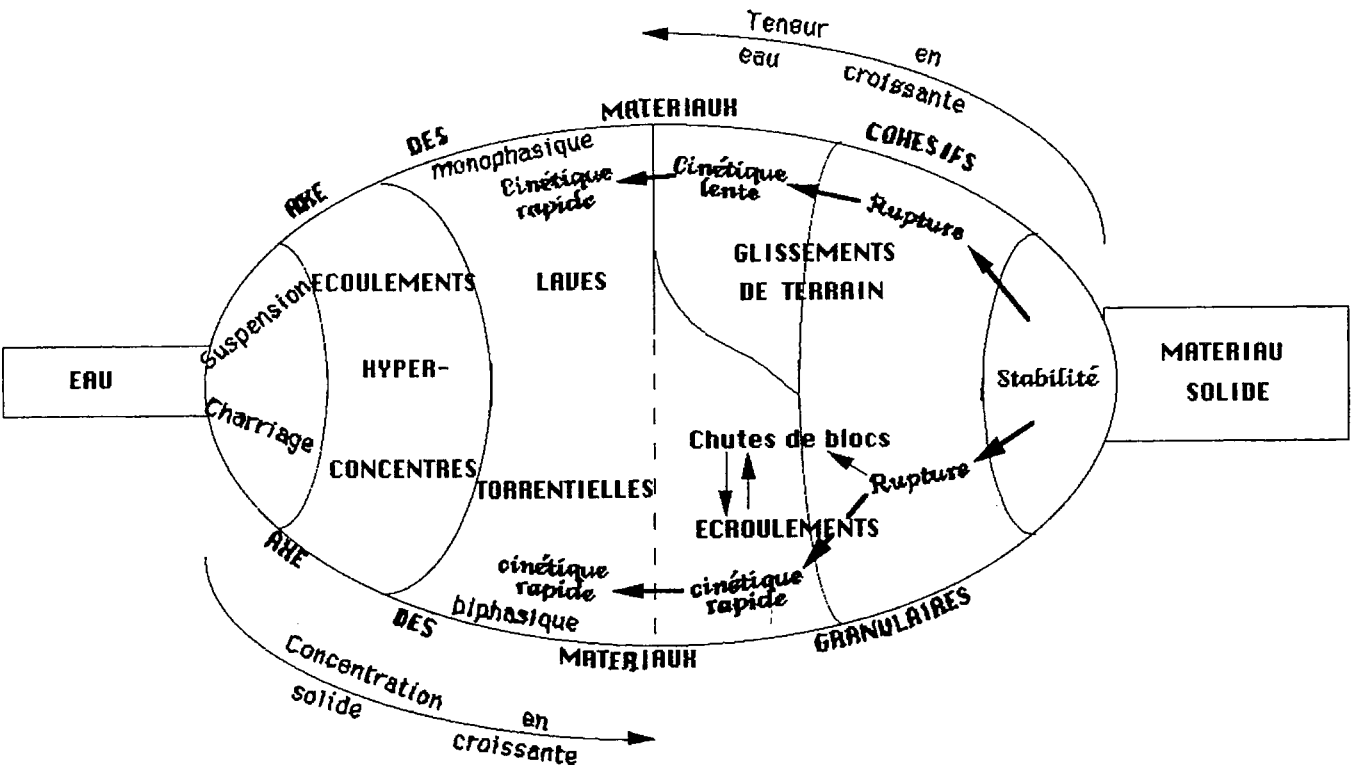


Figure 4.3 : Phénomènes lents et rapides en hydraulique et mouvements de terrain

On peut maintenant (fig. 4.4) préciser les disciplines scientifiques qui ont pour objet d'étude les différents phénomènes que nous venons de décrire. L'hydraulique fluviale et l'hydraulique torrentielle se distinguent de l'étude des glissements des terrains et des écroulements par le fait que les lois de base sont les équations de continuité et de conservation de la quantité de mouvement. On y utilise donc la liaison entre le tenseur des contraintes et le tenseur des vitesses de déformation (et non le tenseur des déformations). Et enfin, comme on l'a dit, l'hydraulique fluviale et l'hydraulique torrentielle se distinguent par le fait que dans le deuxième cas, il faut prendre en compte la phase solide pour résoudre les équations gouvernant la phase liquide.

4.4 - QUELQUES CONSEQUENCES

4.4.1 - Il n'y a pas "une" hydraulique torrentielle

Il faut vraisemblablement ne pas compter décrire l'hydraulique torrentielle à partir d'une seule théorie unificatrice ; il faut plutôt trouver le moyen de reconnaître dans quel domaine (quelle loi de comportement) on se situe ; de manière plus précise, le travail de recherche devrait permettre de trouver des critères de séparation entre ces domaines, analogues au nombre de Reynolds qui sépare le régime laminaire du régime turbulent. Tant que cette possibilité n'existera pas, on courra le risque de se tromper de domaine, et d'interpréter un phénomène selon un schéma erroné.

Le travail de recherche doit ensuite, pour chacun de ces domaines, fournir les outils permettant de franchir les trois étapes suivantes :

- connaissant la pente du chenal, la composition et les caractéristiques du fluide, quel modèle de comportement du fluide doit on adopter ?
- connaissant le modèle de comportement adéquat, quelles sont les équations de l'écoulement qui en dérivent ?
- et enfin, cette traduction au niveau macroscopique est-elle bien vérifiée par des mesures et des observations des écoulements naturels ?

A l'heure actuelle, la plupart des travaux de recherche se situent sur l'un ou l'autre des axes représentant les matériaux, alors que bien évidemment, les écoulements naturels se situent entre les deux.

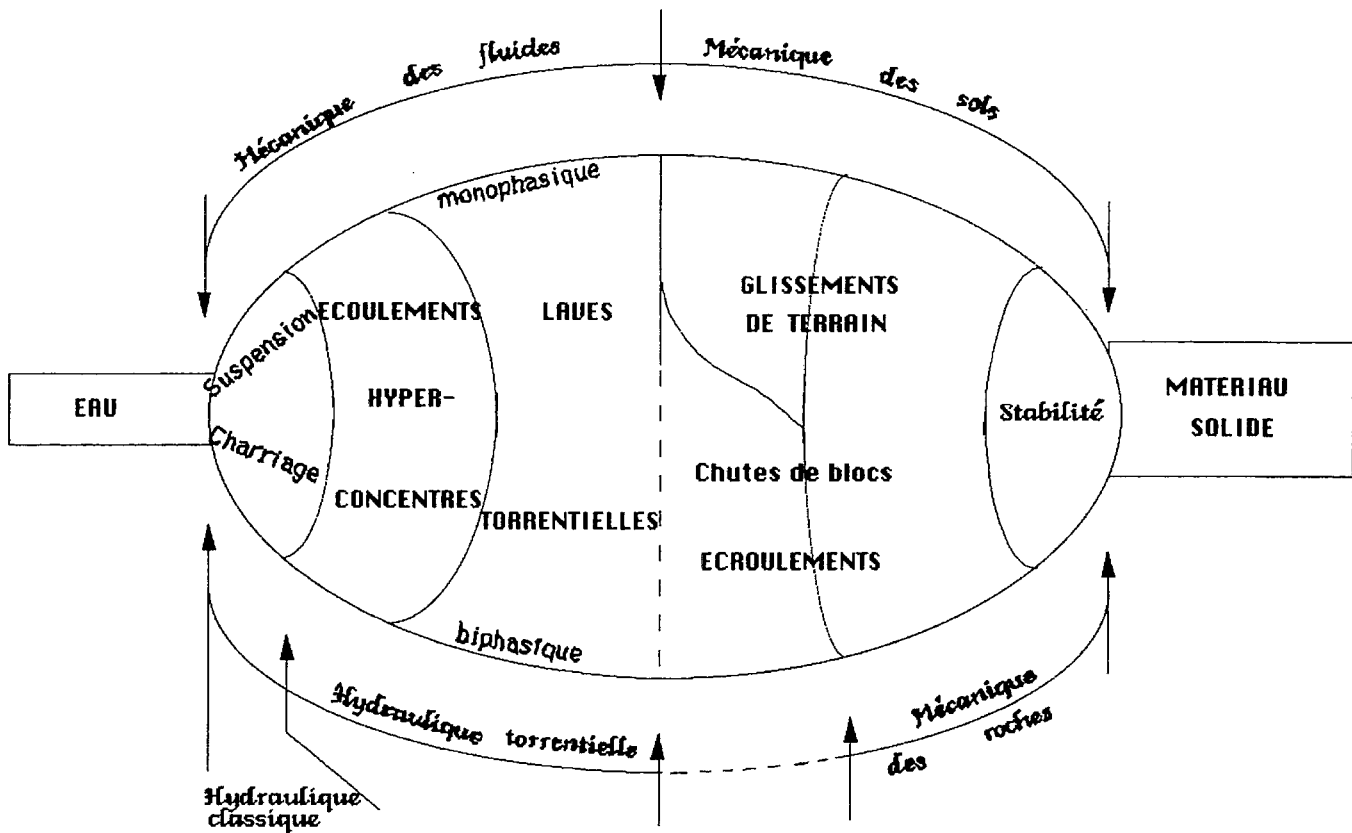


Figure 4.4 : Les phénomènes et leurs disciplines scientifiques

4.4.2 - Quelques risques potentiels de confusion

Le premier a déjà été cité en 4.4.1 : adopter un schéma explicatif qui n'est pas adapté au phénomène ; la tentation est grande notamment d'utiliser les rares modèles théoriques existants pour faire des calculs, et cela est d'autant plus facile qu'on ne sait pas reconnaître sur le terrain si le modèle est valable ou non ; on peut citer à titre d'exemple, l'utilisation peut-être abusive, de la théorie de JONHSON (chapitre 9) qui a modélisé les laves torrentielles en leur donnant une loi de comportement du type loi de Bingham : connaissant rigidité et viscosité du fluide, on peut calculer l'écoulement (vitesse, hauteur, etc...) ; le calcul en sens inverse est également possible mais donne aux grandeurs microscopiques des valeurs bien supérieures à celles qu'on obtient par des mesures (réf. 4.2 et 4.5). Le modèle est-il adéquat ?

Le deuxième risque consiste à se situer en dehors de ces nécessaires séparations et d'interpréter tous les phénomènes comme si un seul schéma explicatif existait ; on débouche alors sur la constatation d'une très grande variabilité des paramètres qui peuvent être observés ; cette variabilité ressort nettement dans l'excellente synthèse bibliographique de SAURET (réf. 4.1) qui, en rassemblant beaucoup d'observations, montre que la lave torrentielle "type" n'existe pas, car la densité peut varier de 1.4 à 2.2, elle peut se déplacer en silence ou en faisant un bruit de tonnerre, sa vitesse peut être petite (1 m/s) ou grande (15 m/s), etc... Cette présentation confirme bien qu'on ne pourra faire l'économie de la mise au point de modèles hydrauliques de comportement qui permettront de relier toutes les caractéristiques des écoulements, et qu'on ne pourra faire non plus celle de caractériser les domaines de validité de ces différents modèles.

4.5 - UN PEU DE TERMINOLOGIE

Si tous les concepts de l'hydraulique fluviale sont normalement utilisés en hydraulique torrentielle, des notions supplémentaires s'introduisent, qui nécessitent d'être explicitées. Le concept de concentration le sera au chapitre 7, les notions issues de la rhéologie au chapitre 6.

D'autres termes et d'autres notions existent, qui ne seront guère utilisés dans cette note :

- la notion de compétence, issue de la géomorphologie, bien connue dans le milieu de la Restauration des Terrains en Montagne, veut traduire à la fois la capacité d'érosion et de transport en gros blocs des écoulements torrentiels ; comme elle n'est pas issue d'un modèle mécanique, on ne peut que la traduire analogiquement, par "la taille du plus gros élément transporté" (réf. 4.3) ; l'utilité de cette notion n'est donc pour l'instant que descriptive ;

- de nombreux termes existent dans la littérature anglo-saxonne : hyperconcentrated flow, debris flow, mudflow, valley confined flow, granular flow, quasi debris flow, etc... en plus des célèbres lahars, qu'on peut tenter de reprendre plus ou moins en français (réf. 4.3). Certains (réf. 4.4) tentent de les classer selon le critère de la concentration. Comme on l'a dit en 4.3, on ne fera de classification opérationnelle que lorsqu'on saura reconnaître la loi de comportement caractérisant le fluide torrentiel en question ; or celle-ci dépend de la concentration mais aussi de la nature du matériau et également de la pente. Il semble que les classifications basées sur un seul critère ne peuvent avoir qu'un intérêt descriptif, le plus opérationnel étant vraisemblablement celui de la concentration volumique en matériau solide.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 4 -

- (4.1) Synthèse bibliographique sur les laves torrentielles (1986) SAURET - CETE.LCPC.

- (4.2) The main features of the mudflow in Jiang-Jia Ravine (1983) - LI JIAN, YUAN JIANMO, BI CHENG, LUO DEFU - Zeitschrift für geomorphologie n° 273.

- (4.3) Coulées boueuses - Laves torrentielles - Coulées de débris canalisées - Compte rendu bibliographique. SAURET.Bull. Labo. P. et Ch. 150-151 Juil. Août Sept. Oct. 87.

- (4.4) The effects of high sediment concentration on transport processes and flow phenomena - BRADLEY et Mc CUCHEON - International Symposium on Erosion Debris flow and disaster prevention - Tsukuba - Japon (1985).

- (4.5) Les modèles rhéologiques et la résistance hydraulique en torrents (1987) - RENDON VALENCIA.CEMAGREF.IMFS (DEA).

CHAPITRE 5

UN EXEMPLE DE TORRENT A LAVES :

LE POUSSET

Dans le chapitre 4, nous avons tenté de clarifier le contenu du champ d'études de l'hydraulique torrentielle en raisonnant de manière déductive ; mais c'est une discipline beaucoup trop balbutiante pour qu'on puisse progresser très loin de cette manière ; le raisonnement inductif à partir d'exemples sera encore longtemps nécessaire pour nous orienter vers tel domaine de l'hydraulique torrentielle plutôt que vers tel autre, dans l'étude d'un cas particulier donné. Il a donc semblé utile de présenter l'analyse du fonctionnement d'un type de torrent à laves, le Pousset (Maurienne), où il s'en produit assez souvent (fig. 5.1). Cette description est tirée d'une étude de SOGREAH (réf. 5.1) que nous allons citer in extenso.

Les caractéristiques du torrent sont les suivantes : petit affluent de rive droite de l'Arc, il est situé entre 830 et 2909 m d'altitude, il a une superficie de 4,39 km², une longueur d'écoulement de 3 km avec une pente moyenne de 40 %. Le substratum rocheux est constitué de grès et de schistes anthracifères qui se décomposent en donnant une granulométrie très étendue ; il y a enfin quelques placages glaciaires composés de blocs de toute nature enrobés dans une gangue limoneuse.

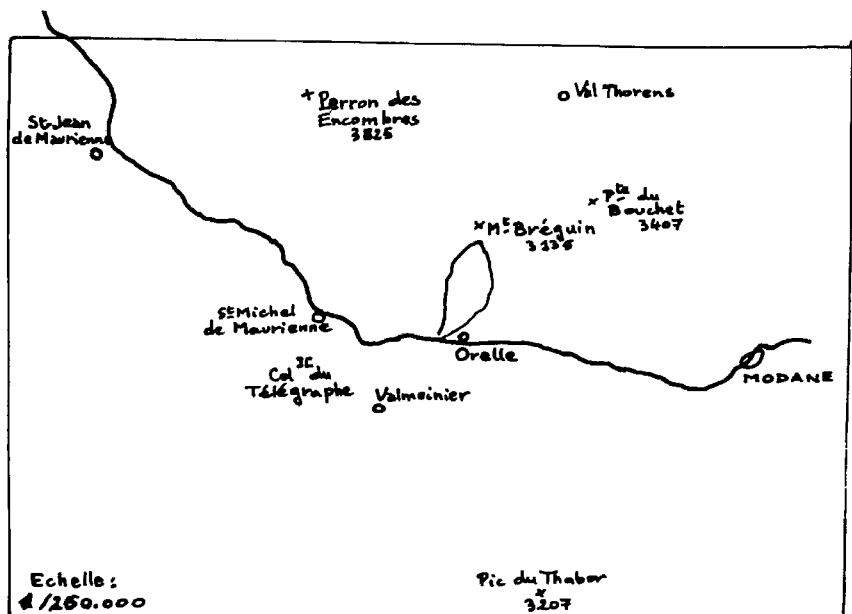


Figure 5.1 : Plan de situation du Pousset

Les principales caractéristiques du phénomène des laves torrentielles du Pousset sont les suivantes :

5.1 - FORMATION DES LAVES

Les laves torrentielles se définissent comme un fluide à une seule phase visqueuse, ce qui les différencie fondamentalement du charriage classique à deux phases solide + liquide mélangées (lois d'écoulement différentes : fluide Binghamien fluide Newtonien). Elles sont caractérisées par la mise en présence d'une matrice boueuse dont la composition granulométrique et la teneur en eau sont comprises à l'intérieur d'une fourchette assez étroite (il suffit souvent de changer peu de chose dans la composition pour retrouver un charriage à deux phases), et d'une quantité au contraire très variable de matériaux transportés, de granulométrie élevée (cailloux et blocs).

La genèse des laves implique donc plusieurs actions : la préparation des terrains en place, la présence d'eau en quantité adéquate, et le mélange des composants avec la charge des blocs.

5.1.1 - Préparation des terrains

La préparation des terrains en place est l'ensemble des processus par lesquels le matériau, soit d'origine glaciaire (placages morainiques), soit d'origine primaire (schistes et grès schisteux du système permocarbonifère) est divisé et imbibé d'eau.

Il s'agit donc, d'une part, des transformations mécaniques (fissuration, fracturation, broyage résultant de mouvements anciens ou actifs ; effets directs de l'érosion, gel et dégel, etc...), d'autre part, de l'altération physico-chimique superficielle (à l'air) ou profonde (sous l'effet des circulations d'eau) qui provoque une désagrégation en éléments fins et très fins (argiles), et enfin de l'imprégnation d'eau qui agit à la fois directement et comme agent de transport interstitiel (migration des éléments très fins provoquée par les circulations hypodermiques et entraînant des colmatages accompagnés éventuellement de mise en charge).

L'ensemble de ces phénomènes est aggravé par toute destabilisation des sols, arrachement de l'humus superficiel et de l'ossature végétale, actions d'érosion de pied qui déséquilibre les versants, etc...

L'aboutissement de ce processus est la création, en place, en surface ou en profondeur ("poches"), de la matrice visqueuse qui se met en mouvement au fur et à mesure de sa formation, soit lentement (fluage), soit brutalement (rupture d'équilibre de poches colmatées et en charge).

On constate très nettement sur le terrain les zones de génération de la lave, à tous les degrés de fluidité.

5.1.2 - Formation du mélange

Une fois la lave préparée dans les terrains en place, elle est donc entraînée, en général par volumes réduits (de quelques mètres cubes) et parcourt peu de chemin : elle est bloquée, soit sur le versant par un changement de pente ou un obstacle, soit lorsqu'elle atteint le fond d'un talweg. C'est là qu'intervient généralement une phase de brassage du mélange et d'enrobage de la charge en blocs.

Le processus classique consiste en l'accumulation d'une quantité croissante de lave derrière le barrage constitué par quelques blocs plus gros, un dépôt de débris végétaux, ou seulement une variation de la pente du talweg.

Une fois la limite de résistance du barrage atteinte, la masse fluide, dont le volume continue à croître, bascule et entraîne les éléments constituant le barrage.

La "coulée élémentaire" ainsi constituée saute successivement par embâcles consécutives en augmentant rapidement de volume, par des coulées affluentes et l'érosion qu'elle peut déclencher sur son passage.

De plus, le brassage ainsi produit avec un apport d'eau dans le fond du thalweg achève la formation du mélange homogène et lui confère la viscosité optimale pour son écoulement.

Il arrive aussi qu'un surcroît d'eau largement supérieur à la quantité nécessaire (fourchette étroite) parvienne à provoquer la ségrégation du mélange et l'entraînement des particules fines en suspension. La boue torrentielle est alors "lavée" et perd sa viscosité : on retrouve un mélange à deux phases. Ce processus est heureusement fréquent, de même que l'inverse, c'est-à-dire l'essorage sur place de cette "coulée élémentaire", si elle n'est plus alimentée et si elle reste immobilisée derrière son barrage. Une fois "figée" sur place, la reprise de viscosité est, en général, très difficile car l'eau a beaucoup de peine à pénétrer la masse très compacte de la lave devenue cohésive. Il faut alors soit une phase de désagrégation complète, puis un nouveau mélange des éléments, soit la reprise mécaniquement de l'ensemble de la coulée (par exemple par le passage d'une autre coulée beaucoup plus importante) et son brassage avec un apport d'eau simultané.

5.2 - DECLenchement

On a vu que l'ensemble de plusieurs "coulées élémentaires" se conjuguaient peu à peu par embâcles successives pour former une masse fluide de plus en plus importante qui acquiert de plus en plus de force pour surmonter les obstacles. Cette croissance peut être très rapide par la conjugaison de nombreuses coulées, et par "l'auto-engraissement" de la coulée principale.

En effet, contenue en général dans un thalweg profond dont il ne peut être question de sortir, la coulée finit toujours par entraîner l'obstacle qui l'arrête en emportant parfois avec elle une partie des versants. Une fois atteinte une certaine masse critique, la ségrégation et le lavage ne peuvent plus se produire et la masse de la coulée conserve son état visqueux.

On peut admettre que le phénomène devient irréversible à partir d'un volume mis en mouvement qui pourrait être de l'ordre de quelques milliers de mètres cubes.

Cette préparation peut être longue, voire même ininterrompue (toutes les reconnaissances effectuées dans le bassin versant depuis 1974 et à toutes les époques : six ou sept fois au moins, ont permis de constater la présence de telles coulées élémentaires - même sous la neige - qui n'ont pas cependant produit toutes des coulées importantes parvenant jusqu'au lit de l'Arc.

Un autre processus de déclenchement peut cependant aussi se produire, plus brutal, et qui peut prendre toutes les formes intermédiaires entre la coulée et le glissement de terrain.

Il s'agit de la mise en déséquilibre soit par l'érosion progressive du pied, soit par la diminution de la cohésion interne, de masses beaucoup plus importantes de terrains, dont une partie au moins peut déjà avoir subi la préparation évoquée plus haut.

Une telle masse, qui peut représenter des volumes de plusieurs dizaines de milliers de mètres cubes, est capable, dans ces conditions, de déclencher une coulée importante qui parviendra jusqu'à la vallée.

Plusieurs exemples de tels glissements en masse ont été observés : c'est notamment le cas en 1944, en 1952 et plus récemment (glissements nouveaux sous la Lozière).

5.3 - ÉCOULEMENT

L'écoulement des laves est essentiellement caractérisé par la non-permanence du phénomène ; bien plus encore que pour une onde de crue qui peut avoir, en régime torrentiel, une durée très courte et une forme dissymétrique pointue, la lave torrentielle s'écoule sous forme de "bouffées" d'autant plus brèves que la lave est plus visqueuse, ce qui est justement le cas des laves du Pousset.

Ce caractère est expliqué par le phénomène d'embâcles et débâcles successives qui sont inévitables dans un lit naturel et qui imposent une progression par bonds.

Non seulement l'acheminement de la coulée de lave vers l'aval est discontinu mais, de plus, sa composition est également variable pour chaque bouffée.

On trouve, en effet, systématiquement, un bourrelet frontal en tête de la coulée constitué uniquement de gros blocs, éventuellement d'arbres ou débris divers (éléments de construction, tabliers de ponts, etc...) et sans matrice boueuse. Ce bourrelet possède un front très raide (fruit de l'ordre de 1/1 : les témoins parlent toujours d'un "mur" de plusieurs mètres de haut) qui peut parfois, suivant les caprices du lit, se détacher complètement de la coulée ou, au contraire, y être partiellement englouti. Poussé par le corps de la coulée, ou dévalant par gravité dans les passages plus raides du lit, ce front de blocs constitue tantôt un frein, tantôt une force motrice complémentaire.

Presque toujours à sec (des témoignages nombreux, et notamment des habitants du hameau des "Sordières", situé sur le versant en face du torrent du Pousset, font état de traînées d'étincelles comparables à une descente au flambeau (à ski) lorsque les coulées ont lieu la nuit), ce bourrelet, qui subsiste une fois la coulée parvenue sur le cône, lui donne justement un relief général caractéristique qui constitue le premier signe par lequel on distingue un torrent à laves d'un torrent à charriage solide classique.

Il est associé de façon dégressive à des bourrelets latéraux qui ont les mêmes caractères, mais qui sont souvent déposés au fur et à mesure de la progression de la coulée et qui jalonnent ainsi son passage. Ces bourrelets latéraux alimentés par le bourrelet frontal, qui est repoussé sur les côtés en même temps qu'il s'engraisse de tous les obstacles rencontrés sur le chemin de la coulée, sont très nettement visibles dans le lit inférieur du Pousset, en dessous de l'emplacement des anciens barrages, de 900 à 1000 m d'altitude : on constate, en effet, au-delà de l'auge du lit actuel, la présence de ces bourrelets (surtout en rive gauche) qui permettent d'ailleurs d'avoir une idée précise du niveau atteint par la coulée lors de son passage.

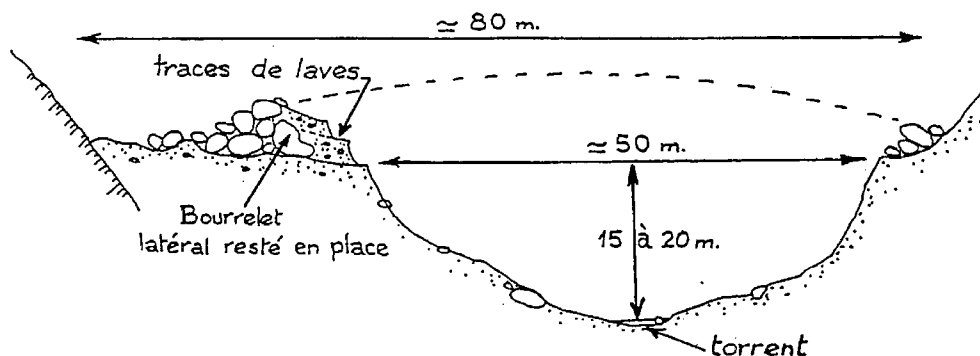


Figure 5.2 : Profil en travers du lit inférieur

A l'amont immédiat du bourrelet frontal, se situe le corps de la coulée, constituée de la lave visqueuse précédemment décrite, dans laquelle sont noyés des blocs de toutes dimensions. En général, les très gros blocs (plus de 50 m³) sont plus souvent charriés au sein de la coulée plutôt que poussés devant le bourrelet. Il faut préciser que la lave constitue un fluide de densité élevée (comprise entre 1,8 et 2), thixotropique, dans lequel les blocs sont fortement allégés et peuvent donner, en rebondissant sur le fond, les parois ou d'autres blocs charriés ensemble, l'impression évidemment erronée de "flotter" dans la lave.

Enfin la consistance de la lave est, en général, variable dans la coulée : plus épaisse en tête de coulée, elle devient de plus en plus fluide pour s'achever généralement par un débit d'eau très chargée.

Il faut enfin remarquer que la puissance d'érosion de l'écoulement de lave est très différente de celle d'un courant d'eau : extrêmement active s'il s'agit d'arracher un obstacle qui gêne la progression de la coulée, elle peut aussi bien être nulle, voire même inverse (comblement des creux et dépôt d'une couche continue qui tapisse le lit dans les zones non rétrécies de capacité confortable). Il s'agit plutôt d'un "rabotage" général du lit au gabarit de passage de la coulée, peu variable.

5.4 - DEPOT

Si l'immobilisation de la coulée de lave torrentielle peut exceptionnellement se produire à une rupture de pente suivie d'un palier du lit dans le bassin versant, elle a surtout lieu sur le cône de déjections. Sur le Pousset, la pente des différents lits du bassin versant reste constamment très élevée et il n'y a aucune autre zone de dépôt que le cône de déjections et la partie du lit amont où les dépôts peuvent régresser.

Le phénomène de la sédimentation sur le cône de déjections se produit, à des variantes de tracé près, toujours de la même façon :

- la première coulée qui descend dans le lit du torrent est bloquée par l'immobilisation de son bourrelet frontal au niveau de la première rupture de pente rencontrée, ou contre un obstacle formé par des gros blocs présents dans le lit avant, ou même par un ouvrage (culées de pont, digues, etc...). Si la poussée de la coulée est suffisante, elle peut repartir suivant le processus décrit plus haut, mais la pente étant nettement plus faible sur le cône que dans le lit, elle est généralement impuissante à atteindre le pied du cône. Il n'y a pas d'exemple connu de lave du Pousset qui, dès la première coulée, ait atteint le lit de l'Arc ;
- après l'immobilisation du bourrelet frontal, la coulée gonfle à l'arrière, alimentée par le corps de la lave. Elle atteint généralement rapidement la capacité maximale du lit et s'épanche latéralement en créant un nouveau lit sur le cône : plus fluide puisée délestée de son bourrelet frontal et de la tête de coulée plus épaisse qui transporte les blocs les plus lourds, la nouvelle coulée descend plus loin et peut atteindre directement l'Arc ou à la rigueur, si le premier bouchon s'est formé très à l'amont, avoir le temps de reconstituer un bourrelet frontal et de s'immobiliser de nouveau avant le pied du cône ;
- les coulées suivantes qui parviennent sur le cône suivent, en général, le chemin ouvert par la première et peuvent souvent atteindre directement l'Arc, car le lit une fois raboté par la première coulée n'oppose plus d'obstacles à leur passage ;
- lorsque les coulées sont suffisamment limitées en volume (ce qui est heureusement le cas général : 10 000 à 25 000 m³), elles ont seulement pour effet de changer le lit du torrent et atteignent à peine le lit de l'Arc. Par contre, le nouveau lit, soumis à une érosion hydraulique intense (à cause des changements de pente), va rapidement restituer dans l'Arc les matériaux provenant de son creusement ;

- si par contre, les volumes sont plus importants (en moyenne au-delà de 20 000 m³), les coulées remplissent rapidement le lit de l'Arc en s'étalant par couches successives suivant des génératrices de pente de plus en plus faible ;
- il faut remarquer que les volumes nécessaires pour boucher le lit de l'Arc sont très variables suivant la zone de débouché des laves ;
- si les coulées débouchent dans l'Arc dans la moitié amont du cône, il faut un volume minimal d'environ 20 000 m³ pour obstruer l'Arc jusqu'à la Route Nationale. Si, par contre, les coulées débouchent dans la moitié aval, il faut au moins le double de volume de laves pour obstruer complètement le lit de l'Arc (sans compter le volume accumulé sur le cône sensiblement identique dans les deux cas.

5.5 - REPRISE

La remise en mouvement de la lave après son dépôt sur le cône de déjections ou dans le lit de l'Arc est tout à fait impossible. Les pentes disponibles (le lit de l'Arc a une pente moyenne de 4 % dans la zone du confluent) sont évidemment bien inférieures à celles qui sont nécessaires pour permettre le mouvement de la lave, même si une nouvelle coulée arrive derrière, et surtout, une fois immobilisée, la lave se "fige" rapidement (par essorage, et parce que les efforts statiques nécessaires pour la mettre en mouvement sont bien supérieurs aux efforts dynamiques nécessaires pour prolonger son mouvement).

Le seul processus de reprise naturelle de la lave est donc l'érosion par l'eau chargée ou non et provenant soit de l'Arc, soit du torrent du Pousset. Cette reprise est d'autant plus efficace qu'elle intervient plus vite après l'immobilisation de la lave, mais elle ne joue que sur la surface de contact entre l'écoulement et la lave, au niveau de laquelle la séparation des éléments fins entraînés par suspension, des éléments moyens entraînés par charriage et des éléments plus gros laissés sur place, se produit.

Une fois complètement solidifiée (un à quelques jours), l'érosion de la lave déposée est plus difficile que celle d'un terrain alluvial de même granulométrie : en effet, la compacité de la matrice essorée dépasse très largement celle d'un terrain naturel, même consolidé.

La reprise de la lave est, par contre, différente et peut être beaucoup plus efficace si l'écoulement parvient à se mélanger à la lave (donc avant son immobilisation).

En effet, ce mélange se traduit alors par un changement de la teneur en eau avec un excès important d'eau, qui modifie radicalement les propriétés de la lave et qui la transforme en un écoulement biphasique classique où l'entraînement par suspension et charriage retrouve ses propriétés.

La décomposition de la lave est donc beaucoup plus rapide dans ce cas ; le problème n'est pas nécessairement résolu pour autant car le dépôt une fois décomposé est en général trop important pour être entraîné aussi vite par l'écoulement et ce dépôt doit être repris au fur et à mesure par une érosion classique. La différence essentielle avec le cas précédent est que cette érosion classique agit sur un matériau complètement déconsolidé et auquel le "lavage" a déjà enlevé la majorité des éléments fins, au lieu d'agir sur un matériau compact et étanche.

Enfin, la reprise artificielle au moyen d'une action mécanique doit subir les caractères suivants :

- trop rapide, avant la solidification de la lave, elle est difficile car le matériau "coule" et n'est déplacé ou transporté qu'avec un rendement médiocre ;
- trop tardive, après solidification, elle doit agir sur un matériau dur et compact ;
- son efficacité est donc meilleure lorsque la consolidation du dépôt de lave n'est pas encore complète, mais déjà amorcée.

En fait, l'efficacité est optimale si les deux moyens : mécanique et par entraînement d'eau sont associés, l'effet mécanique servant à la déconsolidation et à la décomposition de la lave plus facilement emportée par l'écoulement.

FIN DE CITATION

Cette analyse du fonctionnement d'un torrent particulier montre bien, de façon qualitative, une certaine logique du fonctionnement des laves torrentielles sur ce torrent, où chaque phase dépend des caractéristiques de la lave, la viscosité au premier chef ici ; celle-ci, elle même conséquence de la capacité des schistes à fournir des sédiments fins de type argileux, est responsable de "l'accumulation de lave derrière un barrage" (§ 5.1.2), de l'écoulement en bouffées "d'autant plus brèves que la lave est plus visqueuse" (§ 5.3), de la densité élevée (1,8 à 2) et de la thixotropie (§ 5.3), de l'arrêt des premières laves avant l'arrivée à l'Arc (§ 5.4), et de la pente élevée du cône de déjection (20 %).

Même si ce n'est pas étayé par un raisonnement chiffré, on conçoit, à lire cette description, qu'une lave avec une viscosité plus faible aura un comportement différent, qu'une lave avec une teneur en matériaux grossiers plus importante deviendra plus facilement diphasique etc... On conçoit aussi à quel point un phénomène aussi complexe sera difficilement traduit par un jeu d'équations ; on se rend compte en revanche qu'un examen attentif comme celui-ci permet d'assez bien délimiter les domaines de l'hydraulique torrentielle qui sont pertinents dans ce cas particulier : celui des laves torrentielles monophasiques fortement transitoires, à forte viscosité car à forte concentration de matériau argileux, pour le front de lave, celui des fluides hyperconcentrés pour la queue de la coulée.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 5 -

- (5.1) Etude hydraulique de la protection de la R.N.6 (route de Fréjus - Lyon - Turin) au confluent de l'Arc et du torrent du Pousset (1979) - LEFEBVRE - SOGREAH - DDE Savoie.

TROISIEME PARTIE

DES CONCEPTS TRES UTILISES EN HYDRAULIQUE TORRENTIELLE ... ET SUSPECTS

Comme l'hydraulique torrentielle est encore balbutiante, les concepts qu'on y utilise sont souvent compris et quantifiés par rapport au même concept de l'hydraulique fluviale, et ceci peut engendrer des incompréhensions : il est par exemple parfois difficile de faire admettre à un spécialiste des transports solides de fleuves, qui a beaucoup de mal à mesurer et déterminer des concentrations de matière en suspension de quelques mg/l, que nous travaillons à plusieurs centaines de g/l et qu'en-dessous de 10 g/l cela ne nous intéresse pas, alors que c'est un maximum qu'il n'atteindra jamais !

Au-delà de cette incompréhension, réelle mais grossière, il y a les glissements de sens qu'affectent certains concepts lorsqu'on passe de l'hydraulique fluviale à l'hydraulique torrentielle. Deux d'entre eux s'y prêtent particulièrement : la viscosité et la concentration, qui ne sont pas ambiguës en hydraulique fluviale mais sont beaucoup plus complexes à utiliser en hydraulique torrentielle. Les chapitres 6 et 7 sont destinés à clarifier leurs différents sens possibles.

SOMMAIRE DE LA 3^{ème} PARTIE

CHAPITRE 6 :

6 - QUELQUES ELEMENTS DE RHEOLOGIE	87
6.1 - Hypothèse newtonienne	89
6.2 - Liaison non linéaire	91
6.3 - Fluides à seuils	92
6.4 - Fluides à loi de comportement dépendant du temps	93
6.5 - Obtention des rhéogrammes	94
6.5.1 - Problèmes d'appareillages	94
6.5.2 - Problèmes d'interprétation	95
6.6 - Différentes optiques d'utilisation de la rhéologie ..	96
6.6.1 - L'optique empirique	96
6.6.2 - L'optique scientifique	96
6.6.3 - Quelle optique en hydraulique torrentielle ?.	97
6.7 - Clarifications préliminaires à l'utilisation de la rhéologie en hydraulique torrentielle	97
6.7.1 - La viscosité des laves torrentielles	97
6.7.2 - Gradients de vitesse usuels en hydraulique torrentielle	98
6.7.3 - Conclusion	98
Bibliographie	101

CHAPITRE 7 :

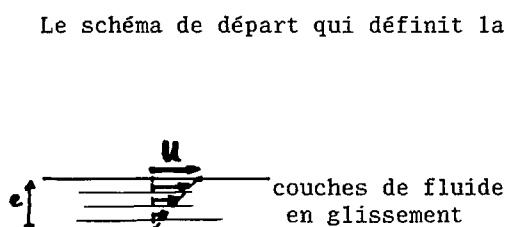
7 - NOTIONS DE CONCENTRATION	103
7.1 - Critères de définition	103
7.2 - Les notions les plus courantes	103
7.3 - Relations de passage	104
7.3.1 - Concentration en masse et en volume (critère a)	104
7.3.2 - Concentration (rapport des débits) et concentration en volume (critère b)	105
7.3.3 - Cas où les vitesses du fluide et du solide sont différentes (critère c)	105
7.4 - Utilité des concentrations de flux et des concentra- tions spatiales	105
7.5 - Concentration en volume et compacité	107
7.6 - Autres notions liées à la concentration	108
7.6.1 - Concentration linéaire	108
7.6.2 - Teneur en eau	108
7.6.3 - Masse volumique	109
7.6.4 - Concentration des matières en suspension	109
Bibliographie	111

CHAPITRE 6

QUELQUES ELEMENTS DE RHEOLOGIE ET LEUR UTILISATION EN HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

On a vu en 3.3, qu'on était conduit en hydraulique torrentielle, à penser que la turbulence ne pouvait suffire à supporter la contrainte de cisaillement ; des lois autres que la loi de Newton seront donc utiles et le texte cité dans le chapitre 5 indique nommément la loi de Bingham ; nous allons donc ici rappeler quelques éléments de rhéologie pour faire le tour des lois de comportement, différentes de celle de Newton, qui pourront être envisagées en hydraulique torrentielle (réf. 6.1, 6.2, 6.3).

Comme on peut le voir dans les références citées, les développements de mécanique des fluides deviennent extrêmement complexes dès qu'on sort de l'hypothèse newtonienne. Le but de cette note n'est évidemment pas d'entrer dans ces développements, sauf si cela devient nécessaire. Nous allons notamment dans ce chapitre expliciter ces notions de rhéologie en adoptant une présentation unidimensionnelle, mais c'est une simplification, car la théorie existe sous forme tensorielle en trois dimensions.



Le schéma de départ qui définit la viscosité est celui des plaques séparées par une couche de fluide d'épaisseur e . En exerçant sur la plaque supérieure une force F , on la déplace à une vitesse U ; si les couches de fluide glissent les unes sur les autres de manière homogène le gradient de vitesse est linéaire et on définit la viscosité dynamique par

Figure 6.1 :

Définition de la viscosité et du cisaillement

$$F = \mu S \frac{U}{e} \quad (6.1)$$

où S est la surface des plaques. En toute rigueur, on devrait préciser "coefficient de viscosité de cisaillement".

Le principe d'études de la rhéologie est contenu dans cette expérience : il s'agit de savoir comment une contrainte de cisaillement est reliée au gradient de vitesse créé.

6.1 - HYPOTHESE NEWTONIENNE

C'est le cas simple de la linéarité entre la contrainte τ et $\frac{du}{dy}$

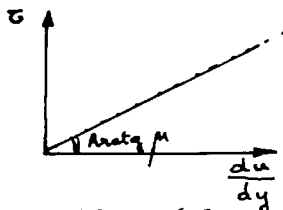


Figure 6.2 :

Rhéogramme newtonien

(en reprenant la notation de l'hydraulique unidimensionnelle où l'axe des y est perpendiculaire à l'écoulement).

Il faut souligner que dans ce cas, la viscosité dynamique est une caractéristique absolue du fluide, indépendante de la contrainte appliquée et du temps.

A partir de μ , on définit aussi $\nu = \frac{\mu}{\rho}$, viscosité cinématique qui intervient dans le nombre de Reynolds notamment.

Unités :

	Dimension	Système International	CGS	Correspondance
Taux de déformation : $\frac{du}{dy}$	$\frac{L}{T}$	$\frac{1}{s}$	$\frac{1}{s}$	
Contrainte	$\frac{ML}{T^2}$	$\frac{N}{m^2}$ ou Pascal	dyne/cm ²	1 Pascal = 10 dyne/cm ²
Viscosité dynamique	$\frac{ML}{T}$	poiseuille = $\frac{1N.s}{m^2}$ ou Pa.s	poise = dyne.s/cm ²	1 Pa.s = 10 poise
Viscosité cinématique	$\frac{L^2}{T}$	m ² /s	stokes	1 m ² /s = 10 ⁴ St

En hydraulique, on n'a évidemment guère à sortir de l'hypothèse newtonienne (voir § 2.2) puisque l'eau a ce comportement.

Caractéristiques de l'eau (à 20°C) :

$$\mu = 10^{-3} \text{ poiseuille} = 1 \text{ centipoise}$$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} = 1 \text{ centistokes.}$$

6.2 - LIAISON NON LINEAIRE

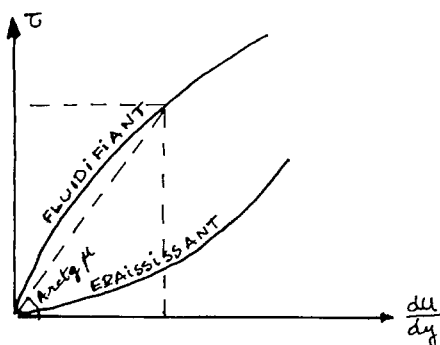


Figure 6.3 :

Rhéogrammes non linéaires

Lorsque la liaison entre contrainte et taux de déformation n'est pas linéaire, on arrive à la traduire la plupart du temps par une fonction puissance. On obtient la loi d'Ostwald de Waele

$$\tau = k \left(\frac{du}{dy} \right)^n \quad (6.2)$$

On a alors une loi à deux paramètres souvent appelés consistance (k) et indice d'écoulement (n). Suivant que n est supérieur ou inférieur à 1, on a un fluide rhéoépaississant (ou rhéofluidifiant).

On voit immédiatement que, pour un point $\left(\tau, \frac{du}{dy} \right)$ on peut calculer une grandeur $\tau / \left(\frac{du}{dy} \right)$ analogue à la viscosité dynamique du cas newtonien ; mais cette grandeur est une grandeur locale qui dépend de la position du point $\left(\tau, \frac{du}{dy} \right)$ où elle est calculée.

Elle ne peut donc jouer le rôle de la viscosité dynamique du cas newtonien ; on l'appelle d'ailleurs viscosité apparente et on la note μ_a .

Dilatance : c'est la propriété qu'ont certains corps d'augmenter de volume sous l'action d'un cisaillement simple. Dans le cas des écoulements torrentiels, comme les sables et graviers présentent cette propriété, les écoulements granulaires (mélange biphasique eau-sable ou eau-gravier) ont un comportement analogue aux fluides épaississants ; mais c'est une propriété liée à la fraction solide du mélange et non au fluide interstitiel.

6.3 - Fluides à seuil

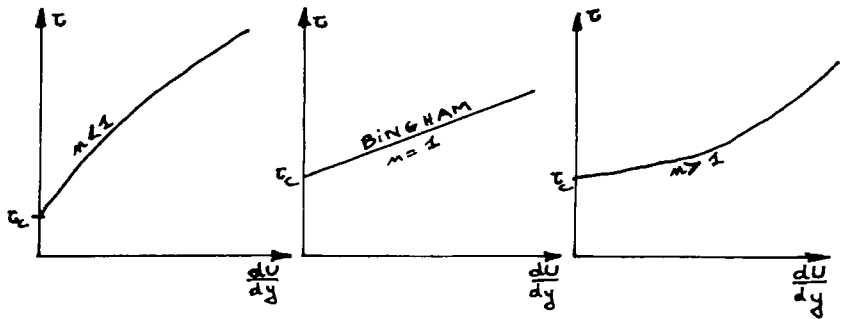


Figure 6.4 : Rhéogramme avec rigidité initiale

Il s'agit des fluides qui présentent une résistance au déplacement, qui nécessitent donc que la contrainte de cisaillement appliquée soit supérieure à un seuil critique τ_c , appelée rigidité initiale ; elle représente un troisième paramètre qui vient s'ajouter aux deux autres déjà exprimés en 6.2. La forme générale est en effet :

$$\tau = \tau_c + k \left(\frac{du}{dy} \right)^n \quad \text{si } \tau > \tau_c \quad (6.3)$$

$$\frac{du}{dy} = 0 \quad \text{si } \tau < \tau_c$$

La viscosité reste une grandeur locale non comparable par conséquent à la viscosité dynamique du cas newtonien.

Quelques cas particuliers de ce type de loi méritent d'être soulignés, notamment ceux pour lesquels la valeur de n est égale à 1 ou 2 :

- $n = 1$ Loi de Bingham : loi linéaire au-delà du seuil ; cette loi est évidemment plus simple à manipuler que les autres lois à seuil et en pratique on s'y ramène souvent. La consistance est alors appelée viscosité plastique ou de Bingham et est notée μ_p . C'est une grandeur absolue ;
- $n = 2$ Loi de Hershel Buckley pour les fluides à seuil du type fluide dilatant ;
- une autre loi à seuil qui ne suit pas la forme général de l'équation (6.3) peut être indiquée également : la loi de Casson :

$$\tau^{1/2} = \tau_c^{1/2} + k \left(\frac{du}{dy} \right)^{1/2}$$

6.4 - Fluides à loi de comportement dépendant du temps

La non linéarité du tenseur des contraintes et de celui des taux de déformation s'explique généralement (réf. 6.1) par une modification de la structure interne du fluide. On s'est placé dans les paragraphes précédents dans le cas où cette modification intervient de façon rapide ; si ce n'est pas le cas, on a affaire à des fluides thixotropes quand il y a désorganisation de structure sous l'effet d'un cisaillement, et des fluides rhéopectiques quand il y a organisation de structure au contraire, par effet de cisaillement.

La thixotropie est observée assez couramment ; on le constate au laboratoire par un effet d'hystérésis sur un rhéogramme quand on

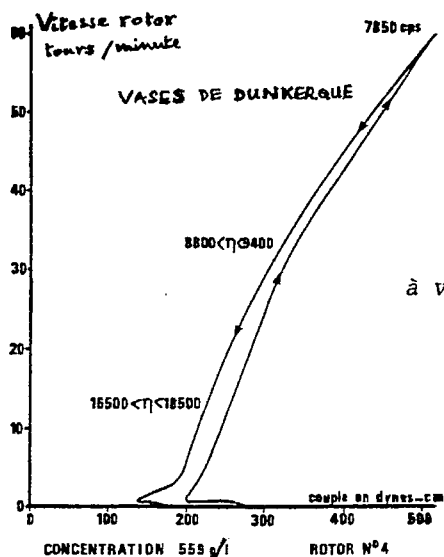


Figure 6.5 (réf. 6.5) :

*Rhéogramme de vases de Dunkerque
à vitesse croissante puis décroissante
du rotor du viscosimètre*

augmente puis diminue le cisaillement (fig. 6.5). Elle existe pour les fluides naturels qui nous intéressent, à un degré variable suivant le type d'argile en cause.

La rhéopexie par contre semble plus rare, et plus complexe à comprendre par ailleurs ; ce phénomène a été relativement peu étudié et seulement de façon qualitative. Selon la réf. 6.1, une solution aqueuse de gypse à 42 % se resolidifie en 40 minutes au repos après agitation, mais en 20 secondes seulement sous l'effet d'un cisaillement modéré ; mais si le cisaillement est trop fort il y a, à nouveau, destruction. Cet élément d'information est intéressant pour nous puisqu'on sait qu'il y a des torrents à gypse produisant des laves torrentielles (réf. 6.6).

En pratique (réf. 6.1), pour étudier un écoulement permanent on néglige dans un premier temps le caractère thixotrope ou rhéopectique du fluide ; si ceci est vrai pour les fluides industriels ou de laboratoire, cela l'est encore plus pour nous qui nous intéressons à des fluides naturels beaucoup plus difficiles à caractériser.

6.5 - OBTENTION DES RHEOGRAMMES

6.5.1 - Problèmes d'appareillages

Il faut insister sur le fait que l'obtention d'un rhéogramme au laboratoire est une opération délicate, minutieuse, dont le résultat peut dépendre de plus du type de rhéomètre utilisé, et des conditions de manipulations (voir réf. 6.1 et 6.2). Les deux grands

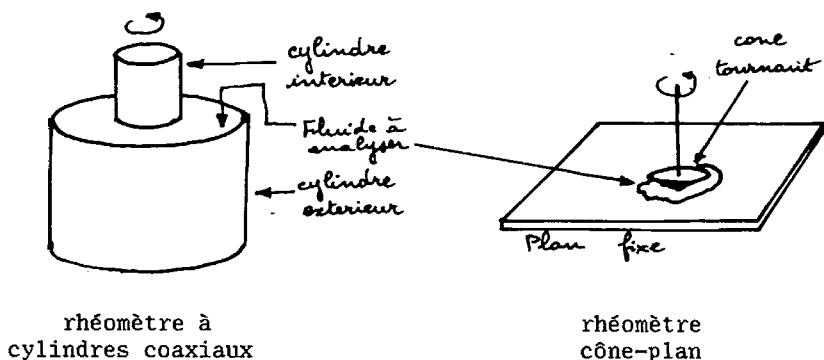


Figure 6.6 :

Schéma de principe de rhéomètres courants

types de rhéomètres commercialisés sont du type cylindres coaxiaux et plan-cône (ou plan-plan également). Ce sont des appareils de précision, relativement fragiles, qui ne peuvent mesurer les caractéristiques des fluides disparates rencontrés dans les torrents : il faut en effet retenir les particules au-dessus de quelques dizaines de microns, les volumes contenant le fluide à cisailer sont en effet très petits, ce qui permet d'obtenir les gradients de vitesse uniforme.

Ceci pose donc d'emblée un problème pour connaître la rhéologie des fluides torrentiels, parfois résolu en mettant au point un appareil spécifique (réf. 6.7). Ainsi MAJOR et PIERSON (réf. 6.12) d'une part, PHILIPPS (réf. 11.10) d'autre part, ont construit des rhéomètres de grande taille, les premiers sur le principe des

cylindres coaxiaux, le second sur le principe de la géométrie cône-plan. Le travail de PHILIPPS est décrit ultérieurement avec l'ensemble de ses travaux ; MAJOR et PIERSON, de leur côté, se sont limités à une granulométrie inférieure à 2 mm d'un matériau issu de laves torrentielles réelles. Ces travaux, intéressants (voir fig. 8.4) doivent malgré tout être complétés par une analyse de matériaux plus proches du matériau réel.

6.5.2 - Problèmes d'interprétation

L'interprétation d'un rhéogramme est l'opération par laquelle on "reconnait" comment se comporte le fluide cisailé pour chaque partie du rhéogramme ; pour les fluides complexes, cette opération est souvent difficile ou même impossible, étant donné qu'on ne voit pas ce comportement du fluide pendant l'expérience de cisaillement.

Pour les fluides simples, ce comportement est supposé connu, et l'interprétation se borne à rechercher une loi mathématique qui traduit le rhéogramme obtenu. Ceci ne se fait pas forcément sans problèmes. Pour les lois à seuil notamment, la forme théorique s'adapte avec quelques difficultés au rhéogramme expérimental, comme on peut le voir sur la fig. 6.7 ; il arrive en pratique qu'on distingue les deux seuils, le seuil théorique τ_e obtenu comme ordonnée à l'origine de la droite asymptote, et le seuil réel τ'_e à partir duquel la rigidité initiale est effectivement vaincue.

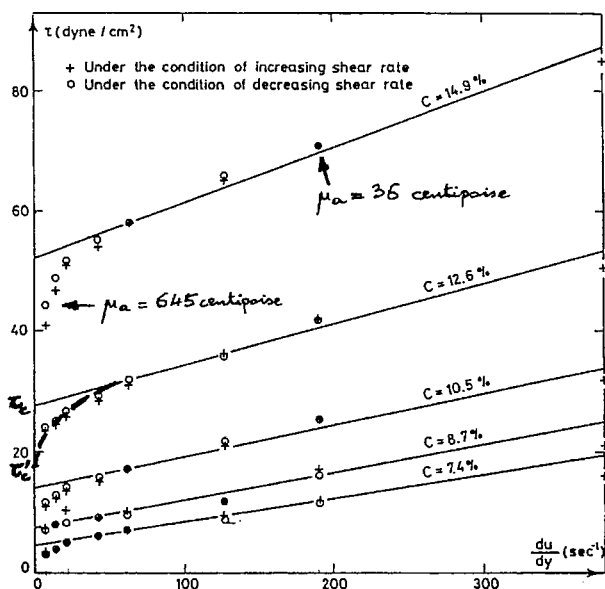


Figure 6.7 : Rhéogrammes de suspension de kaolin à concentration croissante (réf. 6.4)

6.6 - DIFFERENTES OPTIQUES D'UTILISATION DE LA RHEOLOGIE

Il faut ici distinguer deux optiques, que, pour simplifier, nous appellerons l'optique empirique et l'optique scientifique.

6.6.1 - L'optique empirique

Elle consiste à utiliser les résultats de mesures rhéologiques comme des indices caractérisant les matériaux par comparaison entre eux, ne traduisant pas nécessairement avec exactitude des grandeurs physiques ; ces indices peuvent être utilisés dans des "modèles" empiriques les reliant à des grandeurs macroscopiques, mais en principe pas dans un système d'équations théoriques.

Un bon exemple de cette optique empirique est trouvé dans le domaine de l'ingénierie des vases estuariennes (réf. 6.5) pour lesquelles on a fait un très grand nombre de mesures rhéologiques permettant de comparer entre elles différents types de vases : la rigidité initiale théorique τ_e par exemple y est un paramètre fondamental, elle est utilisée sans difficulté comme un indice, sans que l'écart avec la grandeur réelle τ'_e (voir § 6.5) ne pose de problème, puisque les liaisons utilisées avec les grandeurs macroscopiques sont empiriques ; ainsi par exemple, la liaison entre la rigidité initiale des vases et la vitesse de cisaillement de début d'érosion (réf. 6.9 et 6.8). Dans le même état d'esprit, l'obtention d'un vrai rhéogramme (en fonction du gradient de vitesse et non en fonction de la vitesse du rotor, cf. fig. 6.5) n'est pas primordiale puisque les résultats ne sont pas intégrés dans un système d'équations traduisant le comportement physique d'un système (comme l'équation de conservation de la quantité de mouvement par exemple).

6.6.2 - L'optique scientifique

Dans cette optique, les relations rhéologiques obtenues pour caractériser le comportement du fluide, sont utilisées dans un jeu d'équations (lois de la mécanique) destiné à bâtir un modèle le plus complet et le plus exact possible du système physique considéré et de son évolution. L'intérêt d'un tel modèle est qu'il permet d'étudier par simulation des phénomènes inaccessibles à l'observation. Sa contrainte est que les grandeurs physiques utilisées doivent avoir une signification physique réelle : dans cet esprit par exemple, on peut utiliser le modèle de Bingham avec τ_e (fig. 6.7) au-delà d'un gradient de vitesse de 100 sec^{-1} par exemple, mais certainement pas en dessous de 50 sec^{-1} , l'écart entre le modèle et les points expérimentaux devenant trop grand.

Dans le domaine des fluides industriels (réf. 6.1, 6.2 et 6.3), l'optique empirique est encore largement utilisée, surtout en contrôle des processus ; mais il y a de nombreux efforts de recherche dans l'optique (dite scientifique) de trouver des modèles, ne serait ce que pour connaître les lois d'écoulement des fluides en question et notamment les pertes de charge permettant de dimensionner les installations de génie chimique. Ces travaux de recherche satisfont aussi un objectif de recherche fondamentale.

6.6.3 - Quelle optique en hydraulique torrentielle ?

L'optique empirique est d'autant plus rapidement fructueuse que les mesures in situ sont nombreuses et faciles à faire ; ceci n'est pas le cas en hydraulique torrentielle, et c'est d'ailleurs la raison pour laquelle l'ingénieur de terrain se sent aussi démuni pour dimensionner ses aménagements ; on est donc en partie condamné à mieux connaître la réalité physique en cause en hydraulique torrentielle, que ce soit au niveau des écoulements (observations éventuelles in situ, mais plutôt sur modèle réduit), ou au niveau du comportement du fluide (c'est-à-dire de la rhéologie), malgré la difficulté des problèmes.

6.7 - CLARIFICATIONS PRELIMINAIRES A L'UTILISATION DE LA RHEOLOGIE EN HYDRAULIQUE EN HYDRAULIQUE TORRENTIELLE

6.7.1 - La viscosité des laves torrentielles

On trouve assez couramment dans la littérature spécialisée des valeurs de viscosité de laves torrentielles ; elles sont en général comparées à celles de l'eau et sont 50 000 à 100 000 fois plus élevées. Ces valeurs ne sont pas des valeurs mesurées en laboratoire, mais dérivent de mesures macroscopiques in situ (vitesse, hauteur du front de lave) par l'intermédiaire d'hypothèses sur la loi de comportement du fluide (Newtonien ou Binghamien la plupart du temps) et sur le régime de l'écoulement (toujours supposé laminaire) ; or, ces hypothèses n'ont pas été vérifiées, et il est vraisemblable que, quand on pourra le faire, on sera obligé d'admettre qu'elles sont bien trop simplistes pour pouvoir rendre compte de la complexité du phénomène "lave torrentielle". Les valeurs de viscosité ainsi obtenues n'ont donc qu'une signification analogique.

Comme d'ailleurs les laves torrentielles n'ont vraisemblablement pas un comportement newtonien, il faut insister sur le fait que la viscosité (qu'on doit appeler viscosité apparente) n'est alors qu'une grandeur locale : on voit par exemple sur le graphique 6.7, qu'une suspension de kaolin avec une concentration volumique de 14,9 % peut avoir une viscosité apparente de 36 ou 645 centipoise suivant les points considérés (soit un écart de 1 à 20).

6.7.2 - Gradients de vitesse usuels en hydraulique torrentielle

En nous basant sur l'hypothèse d'un profil de vitesse semblable à ceux obtenus sur des rivières torrentielles, nous avons calculé un gradient de vitesse de l'ordre de 15 pour les torrents (tableau 2.2). Cette valeur est bien sûr contestable ; et elle l'est certainement pour certaines laves torrentielles où peut se produire, à très fort cisaillement, un glissement important entre filets fluides adjacents. Hormis ce cas particulier, il est à peu près admis (réf. 6.7) que les ordres de grandeur usuels de gradient de vitesse en hydraulique torrentielle sont faibles (inférieurs à 30 ou 50 sec^{-1}). Il est donc nécessaire d'explorer le comportement des fluides torrentiels dans cette plage des faibles gradients de vitesse ; or c'est précisément là que ce comportement est le plus difficile à traduire d'une part, et que les viscosités apparentes sont les plus élevées d'autre part. On voit par exemple sur la figure 6.8 le rhéogramme d'une concentration à 500 g/l de boue de Draix. Il montre qu'il est bien difficile de le représenter par une "loi" qui soit fidèle sur toute la plage de variation du rhéogramme ; notamment aux très petits gradients de vitesse (cas d), on voit que la contrainte commence par décroître. Certains proposent (réf. 6.10) de traduire le rhéogramme différemment suivant les plages d'utilisation, mais ceci n'est bien évidemment qu'un artefact et le problème est d'abord de comprendre ce qui se passe physiquement lorsqu'un tel fluide est mis en mouvement. On rejoint là une conclusion déjà exprimée ailleurs (réf. 10.6).

6.7.3 - Conclusion

On voit donc, d'une part que l'étude des écoulements torrentiels conduit à des études rhéologiques fondamentales, à faible gradient de vitesse, d'autre part que suivant la nature, la minéralogie, la concentration volumique du matériau solide constitutif de l'écoulement, mais aussi en fonction des caractéristiques de l'écoulement (pente, vitesse, gradient de vitesse), les modèles rhéologiques adaptés seront différents.

On retrouve une conclusion développée au § 4.4.1 à partir d'une analyse globale du champ de l'hydraulique torrentielle : il n'y a pas "une" hydraulique torrentielle.

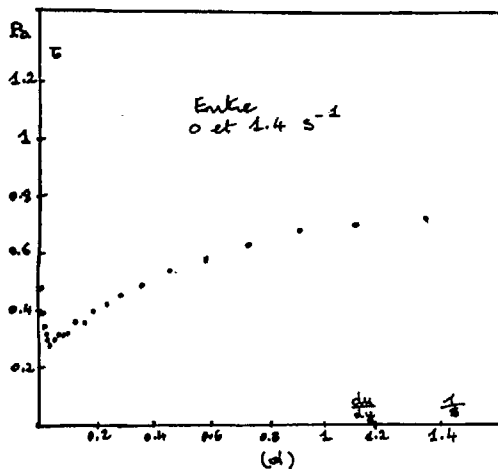
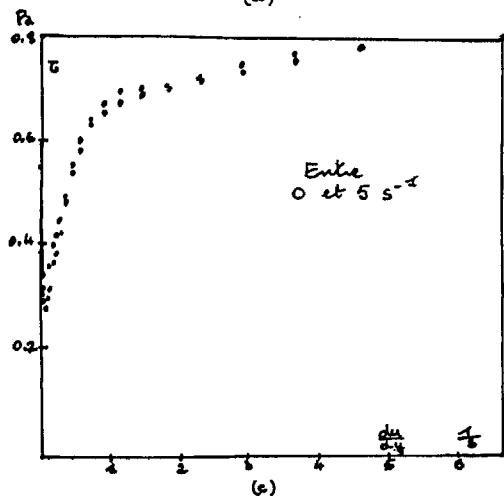
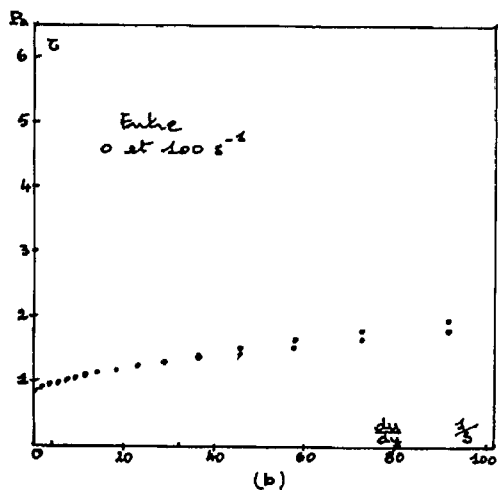
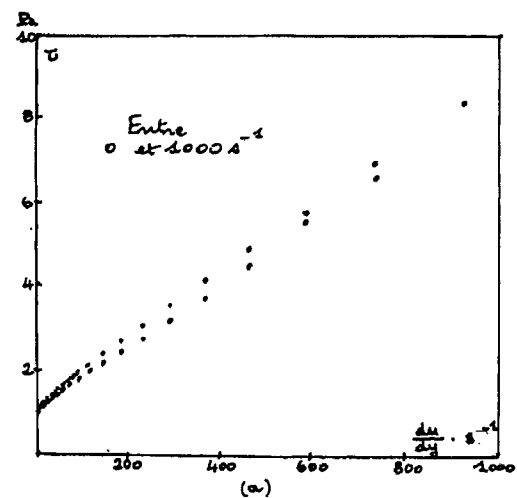


Figure 6.8 :

Rhéogramme d'une boue de Draix à 500 g/l
présenté à différentes échelles de gradients de vitesse

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 6 -

- (6.1) Mécanique et rhéologie des fluides en génie chimique - MIDOUX (1985) - Technique et Documentation - Lavoisier Paris.
- (6.2) Initiation à la rhéologie - COUARRAZE et GROSSIORD (1983) - Technique et Documentation - Lavoisier Paris.
- (6.3) Fluides non newtoniens - J.M. PIAU - Techniques de l'Ingénieur - A.710 et 711.
- (6.4) Bed material movement in hyperconcentrated flow - Wan ZAOHUI (1982) - Institute of Hydrodynamics and hydraulic Engineering - Technical University of Denmark - Series paper n° 31.
- (6.5) Synthèse des connaissances sur le tassement et la rhéologie des vases (1987) - Service Technique Central de la Direction des Ponts et des Voies Navigables - LCHF.
- (6.6) Etude hydraulique du franchissement du torrent de la Griez par la voie express Le Fayet - Les Houches (1985) - SOGREAH - DDE Haute-Savoie.
- (6.7) Laboratory analysis of mud flow properties (1988) - O'BRIEN et JULIEN - ASCE Journal of Hydraulic Engineering - Vol. 114 - n° 8.
- (6.8) Etude des possibilités d'érosion des vases des retenues de l'Escale et Saint-Lazare sur la Durance : méthodologie, propriété des vases et simulation numérique de l'érosion - BOUCHARD, CORDELLE, LORIN - SHF Comité Technique - Session n° 137 - Novembre 1988.
- (6.9) Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques - C. MIGNIOT - Houille Blanche n°7/1968.
- (6.10) A critical review of the research on the hyperconcentrated flow in China - DIAN NING et WAN ZHAOHUI - IRTCES 1986.
- (6.11) Dictionnaire de rhéologie - GROUPE FRANCAIS DE RHEOLOGIE - IMFT, 1988.
- (6.12) Rheological analysis of fine grained natural debris flow materiel. J.J. MAJOR - T.C. PIERSON - Hydraulic/Hydrology of Arid Lands - Symposium ASCE San Diego. July-August 1990.

CHAPITRE 7

NOTIONS DE CONCENTRATION

Dès lors que dans un fluide, il y a deux phases, l'utilisation de la notion de concentration devient obligatoire car elle permet d'exprimer la part relative de chaque phase dans le mélange. Mais cette notion a une définition variable selon les domaines d'utilisation ; de plus les notions anglo-saxonnes correspondantes sont souvent peu explicitées et on risque quelques erreurs si on n'est pas vigilant sur leur signification. Enfin du type d'appareil de mesures dépend le type de concentration obtenue ; il est donc nécessaire de rendre l'utilisation qui est faite de la concentration cohérente avec la nature de la mesure effectuée.

7.1 - CRITERES DE DEFINITION

Toute définition de concentration fait intervenir trois critères :

- a on utilise les volumes ou les masses (ou les poids).
- b on rapporte une phase soit à l'autre phase, soit à la somme des deux phases.
- c on utilise les flux ou les grandeurs spatiales.

Par exemple, en hydraulique fluviale (réf. 5.1), on utilise la concentration pour caractériser les matières en suspension C_{mes} ; elle est souvent mesurée en g/l (ou mg/l) : on a des masses (critère a), qu'on rapporte au volume total (critère b) et on a une grandeur statique (critère c) ; il faut alors multiplier par la vitesse pour obtenir le débit solide.

En hydraulique torrentielle, l'importance du transport solide rend les choses complexes et il est nécessaire de bien savoir quelle concentration on utilise puisque on peut être amené à raisonner sur des concepts de concentration dont on ne se sert pas en hydraulique fluviale.

7.2 - LES NOTIONS LES PLUS COURANTES

Les deux notions les plus souvent rencontrées sont d'une part le rapport des débits solides et liquides appelé concentration.

$$\text{Concentration :} \quad C = \frac{Q_s}{Q_l} \quad (7.1)$$

d'autre part le rapport du volume occupé par la phase solide au volume occupé par les deux phases ; on l'appellera Concentration en volume.

$$\text{Concentration en volume : } C_v = \frac{V_s}{V_s + V_e} \quad (7.2)$$

On voit que ces deux notions diffèrent selon les critères b et c . Le critère c n'introduit pas de différence lorsque la vitesse du matériau solide et celle du fluide sont égales : ceci se produit bien sûr dans les dépôts (vitesse nulle) mais aussi vraisemblablement dans les fluides très chargés en sédiments (réf. 7.4) et dans les laves torrentielles ; mais cette hypothèse est controversée, notamment pour les fluides chargés (cf. mesures de SMART et JAEGGI (réf. 3.3) ; dans les cas où on peut la considérer comme valable, la concentration en volume devient alors :

$$\text{Concentration en volume : } C_v = \frac{Q_s}{Q_s + Q_e} \quad (7.3)$$

La mesure des concentrations pour des laves torrentielles passe évidemment souvent par la mesure des poids des échantillons prélevés ; on rencontre donc très souvent également la notion de concentration en poids (ou en masse) que l'on notera ici C_p :

$$\text{Concentration en masse : } C_p = \frac{\text{Poids de sédiment}}{\text{Poids total de l'échantillon}} \quad (7.4)$$

7.3 - RELATIONS DE PASSAGE

Les plus utilisées sont celles qui relient les concentrations en volume et en masse (critère a), et celles qui relient la concentration (7.1) à la concentration en volume (7.3) (critère b). Les masses volumiques du matériau solide et du fluide sont indicées par s et l.

7.3.1 - Concentration en masse et en volume (critère a)

$$C_p = \frac{\rho_s C_v}{\rho_s C_v + \rho_l (1 - C_v)} \quad (7.5)$$

$$C_v = \frac{\rho_l C_p}{\rho_l C_p + \rho_s (1 - C_p)} \quad (7.6)$$

7.3.2 - Concentration (rapport des débits) et concentration en volume (critère b)

$$C_v = \frac{C}{1 + C} \quad (7.7)$$

$$C = \frac{C_v}{1 - C_v} \quad (7.8)$$

Rappelons toutefois que ces deux relations ne sont exactes que si les vitesses du matériau solide et du fluide sont égales (cf. paragraphe précédent).

7.3.3 - Cas où les vitesses du fluide et du solide sont différentes (critère c)

Dans ce cas, les notions définies par les formules (7.2) et (7.3) sont différentes, et, si les vitesses respectives du solide et du fluide sont notées U_s et U_f , on obtient comme relations de passage, en lieu et place des relations (7.7) et (7.8) :

$$C_v = \frac{C}{\frac{U_s}{U_f} + C} \quad (7.9)$$

$$C = \frac{U_s}{U_f} \cdot \frac{C_v}{1 - C_v} \quad (7.10)$$

7.4 - UTILITE DES CONCENTRATIONS DE FLUX ET DES CONCENTRATIONS SPATIALES

La concentration de flux C (formule 7.1) est directement accessible lors des expérimentations sur modèle physique puisqu'on mesure séparément les débits solides et liquides. Elle est aussi particulièrement utile dans les projets de correction torrentielle pour passer de l'estimation du débit liquide donnée par l'étude hydrologique à celle du débit solide ; cette notion est donc primordiale pour le dimensionnement des plages de dépôts.

Les mesures in situ par contre conduisent naturellement à utiliser la concentration en volume C_v puisqu'on est amenée à prélever des échantillons et à mesurer le volume (ou le poids) de la phase solide et à le rapporter à celui des deux phases réunies. Du point de vue du projet de correction, cette notion est également primordiale puisqu'elle représente l'occupation par la phase solide de la section en travers de l'écoulement ; elle traduit donc l'augmentation du tirant d'eau dont est responsable le volume de sédiment transporté.

On peut d'ailleurs aller plus loin dans l'utilisation de cette notion dans le cadre des projets en remarquant que, lorsque le fluide est très concentré en matériau solide, on peut considérer que la totalité du volume de l'écoulement est utilisée tant par le fluide que par le matériau solide (fig. 7.1).

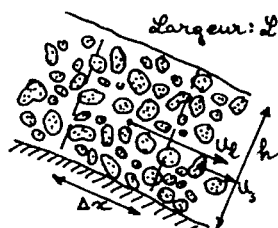


Figure 7.1 :

Ecoulement très concentré

On peut alors définir des hauteurs fictives de débit solide h_s et de débit liquide h_l .

$$h_l = \frac{V_e}{\Delta x \cdot L} \quad \text{et} \quad h_s = \frac{V_s}{\Delta x \cdot L}$$

Les notions de concentration définies ci-dessus s'écrivent alors sous la forme suivante :

$$C = \frac{u_s}{u_e} \cdot \frac{h_s}{h_l} \quad (7.11)$$

$$C_v = \frac{h_s}{h_s + h_l} \quad (7.12)$$

Si la hauteur fictive de débit liquide h_l est connue, le supplément de tirant d'eau créé par la présence du solide peut être estimé par l'une ou l'autre des formules :

$$\frac{h_s}{h_l} = \frac{u_e}{u_s} \cdot C \quad (7.13)$$

$$\frac{h_s}{h_l} = \frac{C_v}{1 - C_v} \quad (7.14)$$

7.5 - CONCENTRATION EN VOLUME ET COMPACITE

Nous avons défini la concentration en volume comme le taux d'occupation spatial de la phase solide ; pour des sédiments au repos, elle équivaut à la compacité, complément à l'unité de la porosité, qui est notée C^* dans la littérature anglo-saxonne.

En général, pour des sédiments au repos, la valeur de la compacité est de l'ordre de 2/3 mais elle varie selon la forme et la dimension des grains. Selon le Laboratoire Central d'Hydraulique de France (réf. 7.2), cette concentration, varie de 52 % à 74 % pour des sphères d'égale dimension suivant la façon dont les sphères sont empilées les unes sur les autres. On tire aussi de ce document les valeurs suivantes de la compacité :

- | | |
|------------------------------------|-------------|
| - sables : | 65 % à 79 % |
| - graviers : | 64 % |
| - argiles moyennement plastiques : | 35 % à 55 % |
| - argiles très plastiques : | 10 % à 25 % |

Bien que la compacité soit notre concentration selon les volumes, où l'air occupe les pores entre les particules solides à la place de l'eau, ces notions ne doivent pas être assimilées, en particulier parce que le mélange eau + sédiment que l'on étudie en hydraulique torrentielle est un mélange en mouvement, mais également parce que ce mélange ne se comporte pas forcément, même en statique, comme le mélange sédiment + air, ce qui est particulièrement vrai des argiles gonflantes. C'est pour les matériaux pulvérulents que le rapprochement peut se faire de la façon la plus satisfaisante, la concentration en volume ayant alors la compacité comme borne supérieure.

Il faut noter la dépendance entre la compacité et la forme de la courbe granulométrique : un ensemble monodisperse (granulométrie uniforme) de sphères a une compacité maximum égale à 74 % ; mais, si la granulométrie est adéquate, des sphères plus petites peuvent s'installer dans les pores sans perturber l'agencement des sphères les plus grosses ; la valeur de la compacité augmente alors notablement.

Citons enfin deux autres concepts qu'on rencontre en mécanique des sols : la porosité (complément à l'unité de la compacité) et l'indice des vides i ; cet indice est le rapport du volume des vides au volume de la phase solide. On a donc :

$$C^* = \frac{V_{\text{solides}}}{V_{\text{vides}} + V_{\text{solides}}} \qquad i = \frac{V_{\text{vides}}}{V_{\text{solides}}}$$

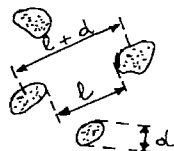
On en tire :

$$C^* = \frac{1}{1 + i}$$

7.6 - AUTRES NOTIONS LIEES A LA CONCENTRATION

7.6.1 - Concentration linéaire

La notion de concentration linéaire, notée λ , joue un grand rôle dans une théorie importante pour l'hydraulique torrentielle basée sur les expériences de BAGNOLD (réf. 7.3). Cette concentration linéaire est le rapport du diamètre moyen des grains solides à la distance moyenne qui sépare les deux grains voisins.



$$\lambda = \frac{d}{l}$$

la distance moyenne qui sépare les centres de gravité de deux grains dans le fluide biphasique en mouvement est donc :

$$l + d = d \left(1 + \frac{1}{\lambda} \right)$$

Lorsque tout est au repos, et que les grains sont jointifs, on obtient la concentration maximum, c'est-à-dire la compacité C^* , avec une distance l nulle et $\lambda = \infty$. Quand les grains sont disjoints, la concentration en volume C_v est donnée par :

$$C_v = \frac{C^*}{\left(\frac{l+d}{d} \right)^3} = \frac{C^*}{\left(1 + \frac{1}{\lambda} \right)^3} \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{1}{\left(\frac{C^*}{C_v} \right)^{1/3} - 1} \quad (7.15)$$

Cette concentration linéaire est donc reliée aux concepts déjà établis par la relation inverse ; elle est importante à connaître car elle intervient dans la loi de comportement des fluides "dilatants" sur lesquels nous aurons à revenir (chapitre 8).

7.6.2 - Teneur en eau

On rencontre une autre variable dans la littérature traitant d'hydraulique torrentielle, en particulier lorsqu'il s'agit de laves torrentielles ; c'est la teneur en eau qui est le rapport du débit massique de solide au débit massique de liquide. Si θ est cette teneur en eau, on a :

$$\theta = \frac{\rho_s}{\rho_l} \cdot \frac{1}{C} \quad (7.16)$$

7.6.3 - Masse volumique

La masse volumique du mélange est également une notion souvent rencontrée : si on la note ρ_m on obtient :

$$\rho_m = \frac{\rho_e Q_e + \rho_s Q_s}{Q_e + Q_s}$$

En explicitant on obtient : (7.17)

$$\rho_m = \rho_e + (\rho_s - \rho_e) C_v$$

7.6.4 - Concentration des matières en suspension

Très utilisée par les pédologues, les agronomes et les hydrauliciens, cette notion présente par rapport aux autres définitions de concentration rencontrées précédemment, la très grosse différence de ne pas être adimensionnelle puisqu'elle donne le poids de matières en suspension (MES) par unité de volume : on obtient donc soit des tonnes/m³ soit des grammes ou milligrammes/l. La distinction qui a été faite auparavant entre concentration de flux et concentration spatiale pourrait intervenir selon qu'on mesure la concentration de vase dans un estuaire ou le taux de MES dans une rivière ou un fleuve, mais comme dans ce dernier cas, on peut admettre l'égalité des vitesses du fluide et des MES, la distinction n'est plus nécessaire.

Une possibilité d'incompréhension existe toutefois, due à la nature dimensionnelle de cette concentration : si les agronomes et les pédologues ont dans l'esprit des ordres de grandeur qui s'expriment en mg/l, les taux de MES mesurés en hydraulique torrentielle s'expriment généralement en g/l. Il faut donc bien préciser l'unité avec laquelle on présente des résultats de taux de MES.

Si on appelle C_{MES} , ce taux, on a :

$$C_{MES} = \frac{\rho_s Q_s}{Q_s + Q_e}$$

soit :

$$C_{MES} = \rho_s C_v \quad (7.18)$$

Avec cette relation, on peut relier le taux de MES à toutes les autres notions décrites précédemment. Par exemple, comme les préleveurs d'échantillons permettent notamment d'obtenir la masse volumique du mélange et le taux de MES en rapprochant les relations (7.17) et (7.18) nous obtenons facilement la densité sèche des matières en suspension :

$$\rho_s = \frac{\rho_e}{1 - \frac{\rho_m - \rho_e}{c_{MES}}} \quad (7.19)$$

On a ainsi la possibilité de contrôler la qualité des mesures des préleveurs d'échantillons, puisque la densité sèche des MES est à peu près constante si la géologie du bassin est homogène.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 7 -

- (7.1) La suspension - Cours de NICOLLET (1987) ENPC et ENGREF.
- (7.2) Transport des sédiments. Etude bibliographique et théorique de la capacité de transport par les fleuves et les rivières - Rapport général - Secrétariat d'Etat aux Affaires Etrangères. Sept. 71.
- (7.3) The flow of cohesionless grains in fluids (1956) - BAGNOLD Philosophical Transactions of the Royal Society of London - Series A. Mathematical and Physical Sciences.
- (7.4) Transport de matériaux solides en conduite (1988) - REITZER SCRIVENER - Journées Techniques de la SHF - Nov. 88 Paris.

QUATRIEME PARTIE

DES RECHERCHES SUR LES LOIS DE COMPORTEMENT ET LES LOIS D'ÉCOULEMENT QUI EN RESULTENT

On a déjà vu à plusieurs reprises qu'il ne sera vraisemblablement pas possible de construire une théorie unique pour tous les écoulements torrentiels ; en conséquence, les théories nouvelles proposées par les chercheurs devront être utilisées à l'intérieur de leurs domaines de validité, et surtout devront ne pas être extrapolées à d'autres types de matériau, d'autres fourchettes de pentes et de concentrations pour lesquelles elles ont été établies.

Dans cette partie, on va présenter quelques travaux de recherche de type "mécanique des fluides", c'est-à-dire qui abordent le problème du modèle à appliquer à tel ou tel écoulement torrentiel de manière complète, en partant de la connaissance de la loi de comportement (rhéologie) pour aller jusqu'à celle de la loi d'écoulement).

SOMMAIRE DE LA 4^{ème} PARTIE

CHAPITRE 8 :

8 - MODIFICATIONS DU COMPORTEMENT D'UN FLUIDE PAR ADJONCTION DE MATERIAU SOLIDE	121
8.1 - Deux approches possibles	123
8.2 - Préliminaires	123
8.3 - Axe des matériaux cohésifs	125
8.3.1 - Quelques éléments sur la transition entre fluides newtoniens et fluides binghamiens ...	125
8.3.2 - Variation des paramètres de la loi de Bingham en fonction de la concentration	127
8.3.3 - Autres problèmes	128
8.4 - Axe des matériaux granulaires	129
8.4.1 - Approche de Bagnold. Théorie	129
8.4.2 - Approche de Bagnold. Vérification	130
8.4.3 - Commentaires	131
8.5 - Deux phénomènes concurrents : forces électro-chimiques - occupation de l'espace	132
8.6 - Concentration volumique limite : comportement solide-liquide	134
Bibliographie	135

CHAPITRE 9 :

9 - HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE DES ECOULEMENTS DE BINGHAM EN REGIME LAMINAIRE	137
9.1 - Hypothèse de départ et conséquences	139
9.2 - Régime permanent d'un écoulement laminaire à surface libre pour un fluide de Bingham pour un plan infini et un demi-cercle	140
9.2.1 - Plan infini	141
9.2.2 - Demi-cercle	142
9.3 - Une explication possible du comportement par bouffées des laves torrentielles. La ravine de JIANJIA	142
9.4 - Détermination des paramètres de la loi de Bingham par des mesures in situ	145
9.4.1 - Détermination de la rigidité initiale	146
9.4.2 - Détermination de la rigidité initiale et de la viscosité plastique	146
9.5 - Confrontation des mesures in situ et des mesures de laboratoire	148
9.6 - Conclusion	149
Bibliographie	151

CHAPITRE 10 :

10 - HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE DES FLUIDES DILATANTS	153
10.1 - Préliminaires	155
10.2 - Profil des vitesses en régime permanent	155
10.3 - Vitesse moyenne	156
10.4 - Nombre de Reynolds des fluides dilatants	157
10.5 - Conclusion	158
Bibliographie	159

CHAPITRE 11 :

11 - HYDRAULIQUE TORRENTIELLE :	
AUTRES APPROCHES - AUTRES RECHERCHES	161
11.1 - Travaux des théoriciens	163
11.1.1 - CHENG-LUNG CHEN	163
11.1.2 - Les fluides granulaires	164
11.1.3 - O'BRIEN et JULIEN	166
11.2 - Approches des expérimentateurs	167
11.2.1 - PHILLIPS	167
11.2.2 - DAVIES	170
11.2.3 - COUSSOT	177
11.3 - Approches par les modèles	179
11.3.1 - SOGREAH	179
11.3.2 - DELEON et JEPPSON	181
11.3.3 - Les modèles mathématiques	182
11.4 - Les observations in situ	184
11.5 - Conclusion	185
Bibliographie	186

CHAPITRE 8

MODIFICATIONS DU COMPORTEMENT D'UN FLUIDE PAR ADJONCTION DE MATERIAU SOLIDE

On a déjà indiqué que la présence d'une quantité importante de matériau solide modifiait aussi bien le comportement du fluide (paragraphe 3.3) que celui de l'écoulement (paragraphe 3.4). Nous allons dans ce chapitre tenter de faire le point des connaissances relatives aux comportements des fluides chargés en matériaux solides.

8.1 - DEUX APPROCHES POSSIBLES

Deux optiques sont possibles pour cela, que PFEIFF (réf. 8.1) appelle l'approche microrhéologique et l'approche phénoménologique : dans la première, on étudie les caractéristiques du mélange à partir de celles de chacune des phases en traduisant leur interaction ; cette approche permet de traduire le comportement du mélange au degré de finesse que l'on souhaite ; elle est donc bien adaptée au cas torrentiel où on doit distinguer les matériaux fins des matériaux granulaires, où la concentration peut ne pas être constante sur une verticale, etc... ; cette approche est quasiment obligatoire lorsque la physique du phénomène étudié est complexe, mais elle est elle-même complexe.

La deuxième approche (dite phénoménologique) étudie les propriétés et le comportement du mélange en considérant qu'il s'agit d'un tout homogène ; qu'on peut relier aux caractéristiques globales de chaque phase (concentration volumique par exemple, d_{50} pour la phase solide) mais non à leur mode d'interaction. Cette approche est évidemment plus simple lorsqu'elle est utilisable ; c'est donc celle que les chercheurs tentent d'utiliser en premier, d'abord pour caractériser les mélanges et leur comportement, ensuite pour en étudier la dynamique. Il ne faudra donc pas oublier les hypothèses de base qui conditionnent la validité de cette approche : notamment l'uniformité de la répartition du matériau solide au sein du mélange.

Cette optique, dite phénoménologique est celle qui sera adoptée dans les développements ci-après (cf. 8.3 et 8.4).

8.2 - PRELIMINAIRES

"La présence de particules solides au sein d'un liquide en mouvement augmente le taux de déformation à leur voisinage ; l'énergie mécanique dissipée en chaleur par unité de volume du liquide et par unité de temps est donc plus grande dans un liquide avec particules que dans un liquide sans particule". Ainsi, il est expliqué dans (réf. 8.1) pourquoi la viscosité apparente d'un mélange est supérieure à la viscosité absolue du fluide porteur.

A partir de là, de nombreux travaux ont calculé la part d'énergie dissipée dans le fluide (approche microrhéologique) et en ont tiré des expressions de la viscosité apparente des mélanges. Citons simplement le premier résultat de ce type dû à EINSTEIN (1906) :

$$\mu_a = (1 + 2.5 C_v) \mu_o \quad (8.1)$$

où μ_a est la viscosité apparente du mélange, μ_o celle du fluide porteur, et C_v la concentration volumique de la phase solide dans le mélange.

Cette formule est établie pour des particules sphériques et n'est valable que pour des concentrations C_v inférieures à 2 %. On trouvera quelques travaux similaires (théoriques et expérimentaux) dans (réf. 8.1). La dispersion des résultats est grande (fig. 8.1).

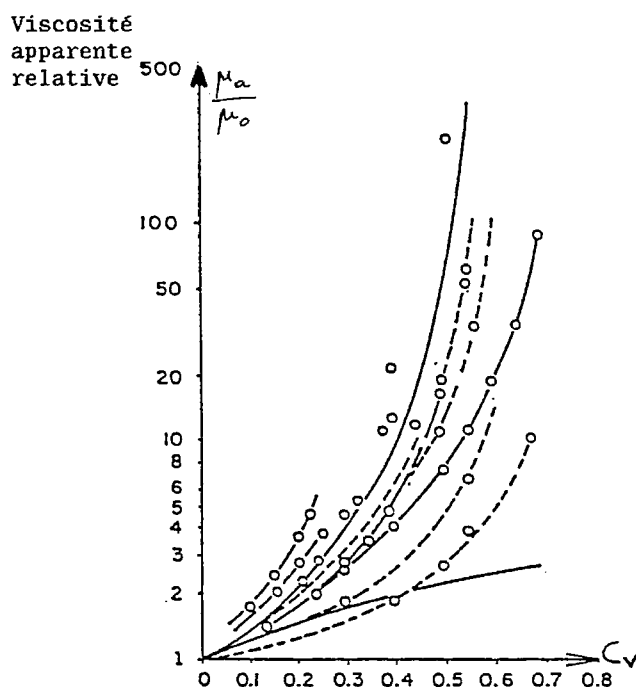


Figure 8.1 :

Synthèse de résultats expérimentaux montrant l'influence de la concentration volumique sur la viscosité apparente pour des mélanges de divers matériaux (selon PFEIFF (réf. 8.1))

En fait, il s'avère que quand la concentration en matériau solide croît, à partir d'un certain seuil, le comportement cesse d'être newtonien ; la viscosité apparente n'est plus une caractéristique absolue du mélange (voir chapitre 6) et le modèle rhéologique adéquat est forcément un modèle à deux paramètres ou plus. On sait de plus que le modèle pertinent n'est pas le même suivant que les matériaux sont cohésifs ou granulaires, car les phénomènes physiques qui interviennent alors ne sont pas les mêmes (forces électrochimiques et floculation pour les matériaux cohésifs, dilatançe pour les matériaux granulaires).

Nous allons donc étudier séparément chacun de ces axes.

8.3 - AXE DES MATERIAUX COHESIFS

Lorsqu'on rajoute dans de l'eau des matériaux fins (de taille par exemple inférieure à 10 (réf. 6.10)) on constate qu'à partir d'un certain seuil de concentration, le fluide cesse d'être newtonien : apparaît une contrainte structurale du fluide due (selon (réf. 6.10)) à la floculation qui nécessite que le cisaillement dépasse un certain seuil pour que le fluide soit effectivement cisailé ; c'est la rigidité initiale (voir § 6.3 et § 6.5). On a vu (§ 6.5) qu'elle n'est pas forcément évidente à obtenir et que sa valeur risque de différer selon l'interprétation qu'on fait des rhéogrammes, suivant notamment qu'on est placé dans l'optique empirique ou l'optique scientifique (§ 6.6).

Nous allons résumer dans ce qui suit les connaissances existant sur cet axe des éléments cohésifs en précisant que tous les chercheurs ont adopté l'approche phénoménologique, c'est-à-dire qu'ils ont tous considéré le mélange comme un fluide homogène qui pouvait être caractérisé globalement, sans entrer dans le détail de l'interaction fluide-solide.

8.3.1 - Quelques éléments sur la transition entre fluides newtoniens et fluides binghamiens

Bien que nous n'ayons pas en notre possession d'étude précise sur cette transition, nous pouvons nous en faire une idée à partir des quelques éléments suivants :

- les études rhéologiques des vases (réf. 6.8) ont montré que lorsqu'on en enlève les éléments grossiers, la rigidité initiale peut être exprimée sans problème en fonction de la concentration, qui est donc celle des éléments fins ;

- inversement, on a montré (réf. 6.7 et 6.4) que des concentrations d'argile gardent leurs caractéristiques rhéologiques lorsqu'on y ajoute du sable tant que la concentration en volume de sable reste inférieure à 20 % (réf. 6.7) ou que la concentration en volume totale (réf. 6.4) reste inférieure à 30 %. Quand ce seuil est atteint, les caractéristiques rhéologiques du mélange changent alors très rapidement (fig. 8.2).

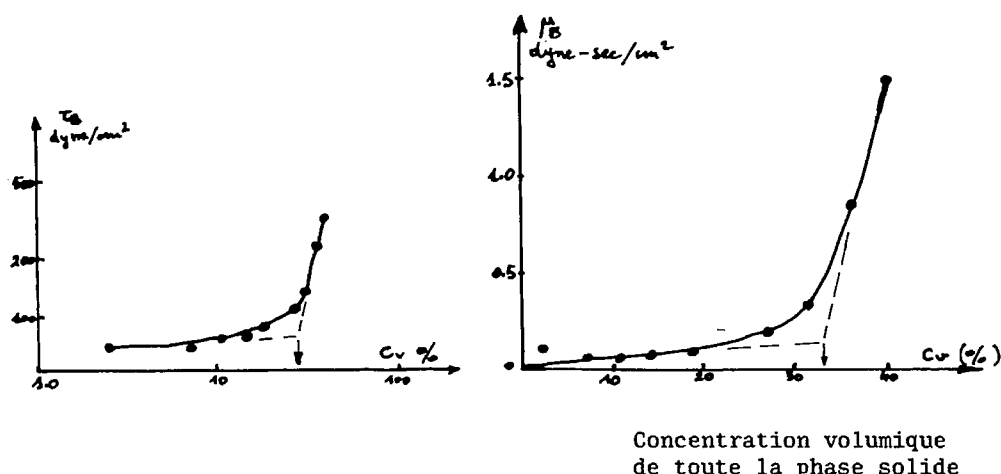


Figure 8.2 :

Effet de l'addition de sable à une suspension de bentonite dont la concentration reste constante (2,49 %) (réf. 6.4)

Les conclusions sont donc que le taux d'éléments fins joue le rôle principal tant que la concentration totale reste inférieure à une certaine valeur. Autrement dit le taux critique de matériaux fins qui change le comportement du fluide dépend de la concentration totale en matériaux solides.

Ces conclusions sont parfaitement représentées sur le graphique de FEI (réf. 6.10) qui sépare fluides newtonien et binghamien (fig. 8.3) : la séparation étant donnée par l'existence d'une rigidité initiale supérieure à $5 \cdot 10^{-4}$ pascal.

Il faut préciser toutefois que le domaine d'où l'on a tiré les résultats ci-dessus est celui des écoulements hyper-concentrés en sédiments fins à faible pente (réf. 6.10) et des vases (réf. 6.8) ; or les laves torrentielles ont des granulométries d'éléments beaucoup plus étendues : si les conclusions dégagées ci-dessus doivent rester valables, les valeurs des paramètres seraient à déterminer.

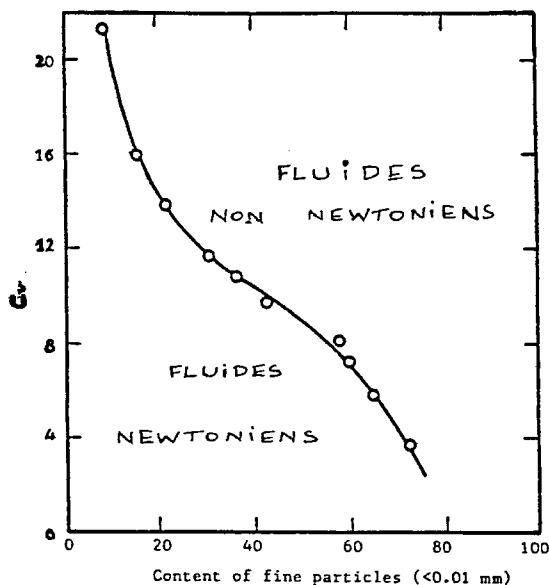


Figure 8.3 :
Critère de séparation entre
fluides newtoniens et
non newtoniens
(selon FEI Réf. 6.10)

8.3.2 - Variation des paramètres de la loi de Bingham en fonction de la concentration

De nombreuses études déjà mentionnées ont été faites pour déterminer les paramètres rhéologiques des suspensions d'éléments fins. Toutes indiquent une forte croissance tant de la rigidité initiale que de la viscosité de Bingham P (ou consistance) ; selon les auteurs, cette croissance sera exprimée selon une loi exponentielle ou des lois plus compliquées. Une autre caractéristique de tous ces résultats est la grande dispersion des résultats selon le type d'argile impliquée dans le mélange, et selon que les analyses portent sur des mixtures d'argiles individualisées (bentonite, kaolinite, etc...) ou de sols argileux naturels.

On peut représenter globalement ces résultats ainsi que leur variabilité sur un graphique unique tracé à partir des résultats expérimentaux de O'BRIEN et al. (réf. 6.7) et d'autres trouvés dans la littérature.

On voit que les écarts sont grands et si on veut se servir de ces résultats pour les cas naturels, on a intérêt à utiliser des ordres de grandeur plutôt que des valeurs précises. On remarque aussi que les expériences utilisées ne vont guère au-delà des concentrations de l'ordre de 40 % volumique ; or on sait que les laves torrentielles notamment peuvent avoir des concentrations volumiques supérieures ; ceci semble indiquer que vers les fortes concentrations, il se passe "autre chose" et que le modèle de Bingham est peut-être alors hypothétique à ces concentrations (cf. 8.3.3).

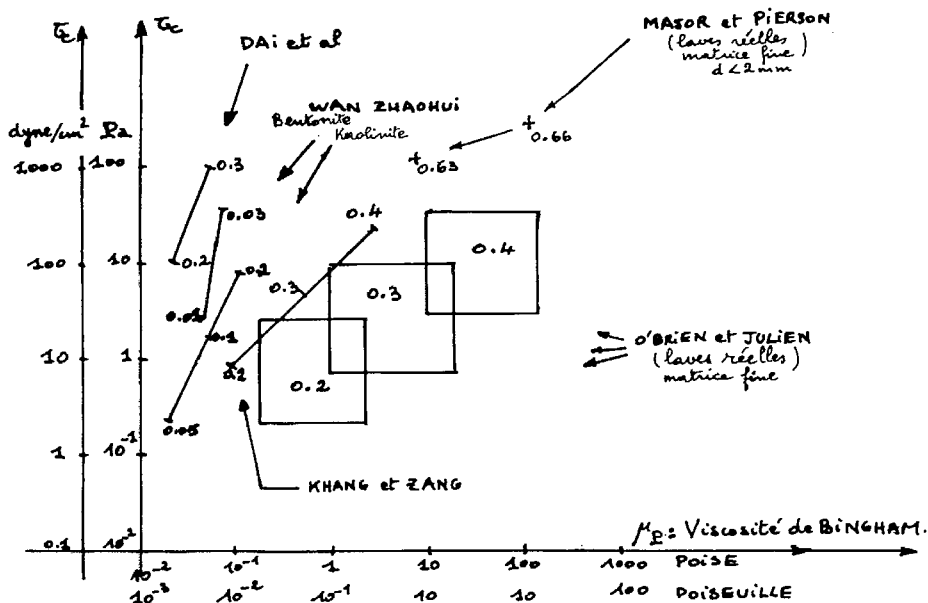


Figure 8.4 :

Variation des paramètres de la loi de Bingham
en fonction de la concentration volumique de la phase solide

On voit aussi sur le graphique 8.4 combien la bentonite semble être un cas particulier parmi toutes les suspensions argileuses qui ont été testées puisque avec des concentrations en bentonite de quelques centièmes on obtient les mêmes paramètres de la loi de Bingham qu'avec les autres types d'argile pour des concentrations dix fois plus élevées.

8.3.3 - Autres problèmes

Bien que peu de résultats expérimentaux existent, on peut dire que, vers les très fortes concentrations (de l'ordre de 60 % en volume) des phénomènes spécifiques sont visibles sur le rhéomètre, comme des fracturations, des glissements ou des fonctionnements pulsés ; il va de soi que l'interprétation des rhéogrammes devient alors particulièrement délicate. De même, à ces valeurs de concentration, une très faible variation de la teneur en eau modifie énormément les caractéristiques de la loi de comportement obtenue au rhéomètre ; on trouve là le correspondant de la constatation souvent faite sur le terrain que les laves torrentielles ne se produisent que dans une fourchette étroite de teneur en eau.

Pour certains types d'argiles (la rhéogramme présente au démarrage

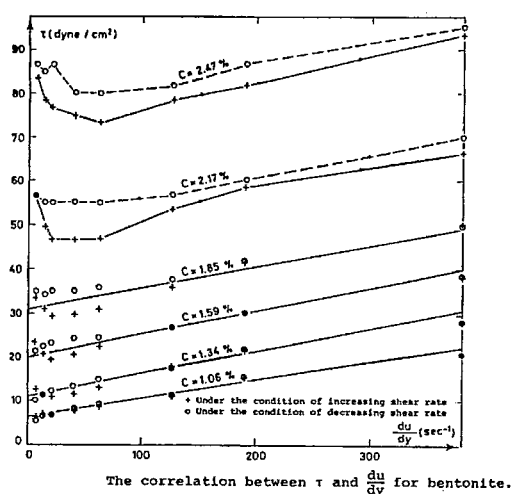


Figure 8.5 :

Rhéogrammes de la bentonite pour plusieurs concentrations (réf. 6.4)

Généralement, les courbes de montée et de descente sont voisines, et dans le cas contraire (fig. 6.5), on constate plutôt la thixotropie ; toutefois on trouve, cité dans la littérature le cas inverse, c'est-à-dire celui de la rhéopexie (réf. 6.10).

8.4 - AXE DES MATERIAUX GRANULAIRES

8.4.1 - Approche de BAGNOLD. Théorie

BAGNOLD (réf. 8.2 et 8.3) a étudié l'évolution de la loi de comportement d'un fluide auquel on ajoute des sphères de petit diamètre et de même densité. Il a supposé les grains élastiques et a étudié comment peut se dissiper l'énergie reçue par une particule lors d'un choc, en différenciant les cas extrêmes suivants :

- domaine macro visqueux : les particules sont suffisamment espacées (ou le fluide suffisamment visqueux) pour que la quantité de mouvement reçue au moment du choc soit dissipée par frottement avec le fluide interstitiel avant un autre choc ; l'analyse théorique de BAGNOLD l'amène à une loi newtonienne mais avec une viscosité accrue et fonction de la concentration linéaire (cf. § 7.6.1), donc de la concentration en sédiment solide ;

- domaine inertiel : les particules sont suffisamment rapprochées pour que l'essentiel de l'énergie récupérée lors d'un choc soit transmise lors d'un autre choc ; par une analyse théorique, il est conduit à exprimer la contrainte de cisaillement comme résultante du nombre de collisions et de l'importance de l'énergie transmise par les chocs ; ces deux paramètres étant proportionnels au gradient de vitesse, la loi de comportement

devient une loi dilatante $\tau = k \left(\frac{du}{dy} \right)^2$. Par la même

analyse, il obtient, avec des hypothèses simplificatrices il est vrai, l'expression de la consistance k en fonction de la concentration linéaire et de la viscosité du fluide interstitiel.

8.4.2 - Approche de BAGNOLD. Vérification

Elle a été faite avec un viscomètre composé de cylindres concentriques, avec des billes sphériques de même densité que le fluide. Il lui semble possible de séparer le domaine étudié selon le schéma suivant, en fonction de la valeur de la concentration linéaire λ (on prend la compacité égale à 0.74) :

Valeur de λ	14	22	Infini
Type de mouvement	Comportement liquide sans rigidité initiale	Comportement pateux avec rigidité initiale	Pas de mouvement
Valeur de C_v (avec $C^* = 0.74$)	0.60	0.64	0.74

Tableau 8.1 : Séparation des domaines d'écoulement
selon BAGNOLD (réf. 8.3)

Dans le domaine des écoulements liquides ($\lambda < 14$) et jusqu'à des concentrations de 13 % ($\lambda = 1.3$), BAGNOLD vérifie et cale les relations théoriques obtenues auparavant ; il délimite trois domaines séparés par les valeurs de deux nombres sans dimensions.

$$N = \frac{\rho_s d_{50}^2 \sqrt{\lambda}}{\mu} \frac{du}{dy} \qquad G^2 = \frac{\rho_s d_{50}^2}{\mu^2} \frac{1}{\lambda} \tau \qquad (8.2)$$

Ces deux nombres adimensionnels caractérisent le rapport de l'inertie des grains à la viscosité ; ils jouent le même rôle que le nombre de Reynolds mais par rapport au gradient de vitesse (ou à la contrainte de cisaillement) et non par rapport à la vitesse elle-même.

Les expressions obtenues sont les suivantes :

Domaine	Valeur de N	Valeur de G^2	Expression de la loi de comportement	
Macro visqueux	< 40	$G^2 < 100$	$\tau = 2.2 \cdot \lambda^{3/2} \cdot \mu \cdot \frac{du}{dy}$	(8.3)
Transition	$40 < N < 450$	$100 < G^2 < 3000$	Inconnue	
Inertiel	$N > 450$	$G^2 > 3000$	$\tau = 0.043 \cdot \sin \alpha \cdot \rho_s (\lambda \cdot d_{50})^2 \left[\frac{du}{dy} \right]^2$	(8.4)

Tableau 8.2 :

Les lois de comportement de BAGNOLD pour $0.13 < Cv < 0.6$

De plus, comme il mesurait la contrainte normale lors de ses expérimentations, BAGNOLD en a déduit les valeurs de l'angle de frottement dynamique (qui intervient dans la loi dilatante (8.4)). Il trouve $\alpha = 36^\circ$ pour le domaine macro-visqueux, et $\alpha = 17^\circ$ pour le domaine inertiel ; cet angle décroissant progressivement entre les deux valeurs dans le domaine de transition.

8.4.3 - Commentaires

- Quelques chercheurs ont cherché à compléter les expériences de BAGNOLD. Citons SAVAGE et Mc KEOWN (réf. 8.7) et SAVAGE et SAYED (réf. 8.8), qui ont exploré selon PFEIFF (réf. 8.1) le domaine des suspensions pour les premiers, celui des écoulements granulaires secs pour les seconds. Ces auteurs confirmeraient "en gros" les résultats de BAGNOLD en régime inertiel en indiquant que les choses sont peut être plus complexes : influence de la granulométrie supérieure à d_{50}^2 à fortes concentrations, risque de glissement des particules solides aux parois, exposant de la relation entre contraintes et taux de déformations inférieur à 2 pour les fortes concentrations en écoulements granulaires secs.

- Il semble donc que des points supplémentaires mériteraient d'être explorés ; citons en deux qui semblent très importants : que se passe-t-il avec une suspension qui n'est pas monodisperse, et avec un fluide porteur nettement plus visqueux que l'eau, comme l'est le fluide interstitiel des laves torrentielles naturelles.
- Le tableau 8.2 montre que les nombres adimensionnels de BAGNOLD séparent le domaine newtonien du domaine non newtonien : la courbe $N = 40$ (ou $G^2 = 100$) est donc l'équivalent de la courbe donnée par FEI (graph. 8.2), alors que la courbe $N = 450$ marque l'entrée dans le domaine des fluides dilatants avec une loi en $\left[\frac{du}{dy} \right]^2$.

Comme on le voit cette séparation entre le domaine newtonien et le domaine non newtonien, est plus complexe, selon ces résultats, que pour les matériaux fins puisque le gradient de vitesse intervient dans le critère de séparation.

8.5 - DEUX PHENOMENES CONCURRENTS : FORCES ELECTROCHIMIQUES - OCCUPATION DE L'ESPACE

On a vu (fig. 8.3) que les mesures au viscosimètre de laboratoire faites sur des échantillons réels d'écoulements torrentiels (MAJOR et PIERSON (réf. 6.12) et O'BRIEN et al. (réf. 6.7)) n'allaient pas au-delà d'une concentration en volume limite ; on a vu aussi que l'addition de matériaux grossiers dans une suspension d'argile, fait croître vertigineusement la rigidité initiale (fig. 8.1) mais seulement au-delà d'un certain seuil de concentration volumique. Tout se passe comme si, à partir d'un certain seuil de concentration en volume, un autre phénomène se produisait interdisant la poursuite des mesures avec le même dispositif. Cela doit correspondre à la transition entre les comportements liquides et pâteux, que BAGNOLD a caractérisé pour les écoulements granulaires (tableau 8.1). MAJOR et PIERSON (réf. 6.12) arrêtent par exemple leurs expériences lorsqu'ils ne peuvent plus mouvoir le mélange avec le bras : leur concentration volumique est alors égale à 0.66.

Si un domaine nouveau de comportement démarre vers cet ordre de grandeur de concentration, il reste à explorer de façon rigoureuse ; remarquons toutefois qu'à ces concentrations les particules sont très rapprochées les unes des autres (à $C_v = 0.4$ on a $\lambda = 8$ pour $C^* = 0.65$ et des billes uniformes). La mobilité des grains devient très limitée et se pose donc un problème d'occupation de l'espace pour lesquels les grains interviennent selon leur volume ; à l'inverse lorsque le phénomène principal est celui d'attraction électrochimique et de floculation, les grains interviennent selon leur surface extérieure. Or on sait d'une part qu'à concentration

égale, les grains fins ont une surface plus importante que les grains grossiers et d'autre part, que les grains grossiers ne sont pas le support de forces électrochimiques comme l'argile : il est donc logique que les grains grossiers ne jouent pas de rôle particulier dans les caractéristiques rhéologiques d'un mélange tant qu'il n'y a pas de limitation de l'espace disponible ; par contre, dès que cette limitation intervient, les grains grossiers prennent une grande importance puisque cet effet est fonction du volume des grains.

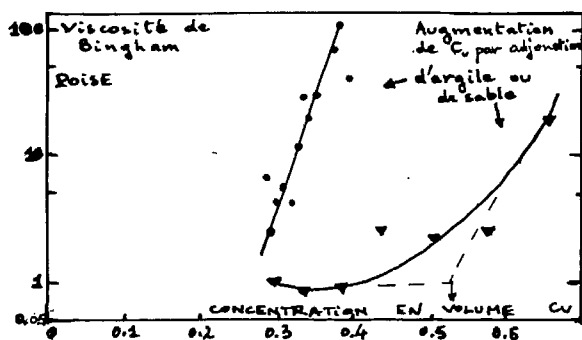


Figure 8.6 :

Variation de la viscosité de Bingham
à partir d'un même mélange argileux en augmentant
la concentration soit en argile soit en sable (réf. 6.7)

En reprenant les mesures de O'BRIEN et al., on peut illustrer ces deux comportements par la fig. 8.6 qui représente la variation de la viscosité en fonction de la concentration suivant que celle-ci augmente avec des matériaux fins ou avec des matériaux grossiers, à partir d'une concentration en matériaux fins donnée. On voit que la viscosité de Bingham croît "normalement" lorsqu'on rajoute du matériau argileux, alors qu'elle ne le fait après adjonction de sable qu'à partir d'un seuil, difficile à estimer mais qui serait de l'ordre de 50 %.

Il va de soi que la concentration frontière entre ces deux domaines de comportement dépend d'un grand nombre de paramètres et que tout ceci est un problème à explorer.

8.6 - CONCENTRATION VOLUMIQUE LIMITE : COMPORTEMENT SOLIDE-LIQUIDE

On a vu (tableau 8.1) qu'une suspension de billes de verre n'a pas un comportement liquide au delà d'une concentration en volume de l'ordre de 60 %, mais un comportement de pâte avec rigidité initiale qui augmente jusqu'à l'infini et fait donc cesser tout mouvement au-delà de 64 %, alors que la compacité maximale pour des sphères d'égale dimension est de 74 %. De plus, deux éléments viennent modifier ces chiffres pour des mélanges solide-liquide naturels : le fait que la granulométrie ne soit pas uniforme, et la non sphéricité des particules. Dans le cas général, ces deux facteurs vont réduire la concentration limite : par exemple (réf. 8.4) les expériences faites pour tester la possibilité de transporter du charbon "liquide" (suspension de particules solides de charbon dans de l'eau ou du fuel) ont fait apparaître que cette concentration limite n'est que de 44 % avec ce type de matériau ; pour améliorer cette valeur, et rendre le charbon liquide compétitif, il a fallu à la fois améliorer la qualité de la répartition granulométrique pour diminuer nettement la porosité et ajouter un tensio-actif adéquat pour augmenter la mouillabilité du solide.

Dans le cas des écoulements torrentiels, il est évident que la répartition granulométrique est une donnée et en conséquence la concentration limite également ; on peut penser a priori que celle-ci sera élevée avec les courbes granulométriques étalées avec beaucoup de fines permettant une meilleure imbrication des grains solides ; PIERSON par exemple, a échantillonné à plusieurs reprises des laves du Mont St-Helens (réf. 8.5) : il obtient des concentrations volumiques allant jusqu'à 70 % alors qu'il fixe la séparation entre laves torrentielles et fluides hyper concentrés à une concentration volumique frontière de 50 %. Sur l'axe des matériaux granulaires, TAKAHASHI (réf. 8.6) est conduit par ses expériences sur modèle réduit à fixer la limite supérieure des concentrations de laves torrentielles (debris flow) qu'il expérimente à des valeurs de l'ordre de 80 à 90 % de la compacité ; celle-ci pouvant aller jusqu'à 0.8, TAKAHASHI obtient des valeurs de l'ordre de 0.7 comme limite supérieure de concentration volumique des laves torrentielles biphasiques.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 8 -

- (8.1) Dépendance de la trainée d'obstacles cylindriques, de la rhéologie de suspensions aqueuses concentrées (1986) - PFEIFF - Thèse USMG IMG.
- (8.2) Experiments on a gravity-free dispersion of large spheres in a Newtonian fluid under shear (1954) - BAGNOLD - Philosophical transactions of the Royal Society of London - Series A. Vol. 225.
- (8.3) The flow of cohesionless grains in fluids (1956) - BAGNOLD - Philosophical transactions of the Royal Society of London - Series A. Vol. 249.
- (8.4) Le charbon liquide (1988) - FRANCOIS et ANTONINI - La Recherche - n° 202. Sept. 88.
- (8.5) Flow behavior of channelized Flows. Mount St Helens (1986) - PIERSON in ABRAHAMS. A.D. ed. Hillslope Process : Boston, Allen & Unwin.
- (8.6) Mechanical characteristics of debris flow (1978) - TAKAHASHI - ASCE - Vol. 104 n° HY8.
- (8.7) Shear stresses developed during rapid shear of concentrated suspensions of large spherical particles between concentric cylinders (1983) - SAVAGE et Mc KEOWN. J. Fluid Mech. 127. 453-472.
- (8.8) Stresses developed by cohesionless granular materials sheared in an annular shear cell. (1984) - SAVAGE et SAYED J. Fluid Mech. 142. 391-430.

CHAPITRE 9

HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE DES ECOULEMENTS DE BINGHAM EN REGIME LAMINAIRE

Plusieurs éléments militent pour élaborer une telle hydraulique :

- les laves torrentielles, du moins quand le taux d'argile est suffisant, sont des écoulements monophasiques, qui ont souvent un écoulement d'apparence fort bien canalisée, où les déplacements différentiels des grosses particules sont faibles et relativement lents.

L'impression qui domine quand on regarde ces écoulements est effectivement qu'ils peuvent être laminaires ;

- les constituants des laves torrentielles, du moins ceux qui composent la matrice fine qui enrobe et lie les éléments grossiers, ont souvent un comportement binghamien (voir chapitre 8) ;
- la loi de Bingham est relativement facile à utiliser puisqu'elle ne fait qu'ajouter une rigidité initiale à la loi newtonienne.

De nombreux chercheurs l'ont donc utilisée pour leurs travaux, notamment en Chine pour les écoulements hyperconcentrés qu'on rencontre dans les affluents du Fleuve Jaune, aux Etats-Unis pour les laves torrentielles et également au Japon. C'est JOHNSON et RODINE (réf. 9.1 et 9.2) qui sont allés le plus loin dans la modélisation mathématique avec cette loi de comportement, et de plus, ils ont poussé aussi très loin, l'utilisation sur le terrain de leurs résultats ; il sera fait souvent référence à leurs travaux dans ce chapitre.

9.1 - HYPOTHESES DE DEPART ET CONSEQUENCES

La première hypothèse est bien évidemment que la loi de comportement du fluide est une loi de Bingham (fig. 6.4), qui est donnée par l'équation 9.1 (τ_c = rigidité initiale. μ_p = viscosité plastique).

$$\left. \begin{array}{l} \tau = \tau_c + \mu_p \frac{du}{dy} \quad \text{si } \tau > \tau_c \\ \frac{du}{dy} = 0 \quad \text{si } \tau < \tau_c \end{array} \right\} \quad (9.1)$$

La forme même de cette équation indique que, pour toutes les parties de l'écoulement où la contrainte $\tau(y)$ est inférieure à la rigidité initiale τ_c il n'y a pas de gradient de vitesse ; nous l'appellerons, partie d'écoulement sans cisaillement ; pour les écoulements en pression, un terme souvent utilisé est "l'écoulement piston".

L'hypothèse d'une bonne représentation du fluide par une loi de Bingham est souvent valable pour les écoulements hyperconcentrés en matériau fin, ou les écoulements visqueux. Cet accroissement de la viscosité augmente l'effet que peuvent jouer les parois sur les filets liquides ; nous développerons donc en parallèle l'utilisation de la loi de Bingham pour les deux hypothèses théoriques d'un chenal circulaire et d'un chenal infini.

Nous allons travailler d'abord sur des sections en travers théoriques, donc plus ou moins proches de la réalité ; mais il faut rappeler aussi que par rapport aux lois de comportement réelles des fluides naturels, la loi de Bingham n'est qu'une approximation théorique (voir à ce sujet le rhéogramme de la fig. 6.5) et qu'il faudra s'interroger dans un deuxième temps sur les conséquences de cette approximation.

La deuxième hypothèse de base qui sera faite dans ce chapitre est celle de l'écoulement laminaire, c'est-à-dire que la totalité de la contrainte de cisaillement est encaissée par la seule viscosité. Cette hypothèse est apparemment implicite dans tous les travaux déjà faits sur ce sujet. Il est bon de l'indiquer dès le départ dans la mesure où cette hypothèse peut éventuellement être infirmée par les conséquences de l'utilisation de cette théorie (cf. § 9.5 ci-après).

9.2 - REGIME PERMANENT D'UN ECOULEMENT LAMINAIRE A SURFACE LIBRE POUR UN FLUIDE DE BINGHAM POUR UN PLAN INFINI ET UN DEMI - CERCLE

L'obtention du profil de vitesse se fait comme indiqué au chapitre 2 en égalant la contrainte motrice (Eq. 2.1).

$$\tau(y) = \rho_m g (h - y) I$$

et la contrainte résistante qui est ici donnée par la viscosité plastique de Bingham (Eq. 9.1). L'intégration se fait sans problème : en appelant α le rapport entre la rigidité initiale du fluide τ_c et la contrainte de cisaillement au fond ($\tau_o = \rho_m g h I$).

$$\alpha = \frac{\tau_c}{\tau_o} = \frac{\tau_c}{\rho_m g h I} \quad (9.2)$$

9.2.1 - Plan infini

On obtient un profil de vitesse parabolique dans la partie de l'écoulement avec cisaillement et une vitesse constante dans la partie sans cisaillement.

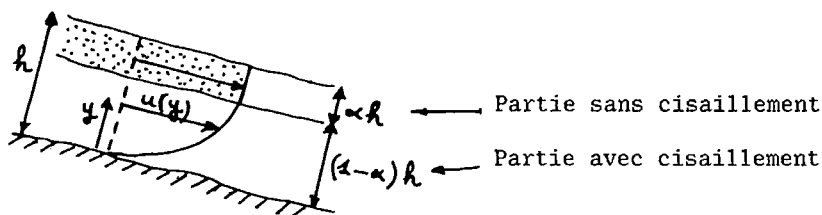


Figure 9.1 :

*Ecoulement laminaire de Bingham
sur un plan infini*

Profil de vitesse

$$\left. \begin{array}{ll} y < h(1-\alpha) & u(y) = \frac{\tau_0}{\mu_p} \left[(1-\alpha)y - \frac{1}{2h}y^2 \right] \\ y > h(1-\alpha) & u(y) = \frac{\tau_0}{\mu_p} (1-\alpha)^2 \frac{h}{2} \end{array} \right\} \quad (9.3)$$

L'intégration pour obtenir la vitesse moyenne (au sens de vitesse débitante, c'est-à-dire en comprenant les deux parties de l'écoulement, avec et sans cisaillement), donne

$$\bar{u} = \frac{\tau_0 h}{\mu_p} \left(\frac{1}{3} - \frac{\alpha}{2} + \frac{\alpha^3}{6} \right) \quad (9.4)$$

et la vitesse de surface, qui est celle de l'écoulement sans cisaillement, est donnée par l'équation (9.3) pour $y > h(1-\alpha)$. L'épaisseur de cet écoulement sans cisaillement est égal à αh .

9.2.2 - Demi-cercle

Comme on l'a dit, il peut être commode, pour tenir compte de l'importance que jouent les parois dans des écoulements avec fluides à seuils, de représenter le chenal d'écoulement sous la forme d'un demi-cercle où la section d'écoulement est pleine.

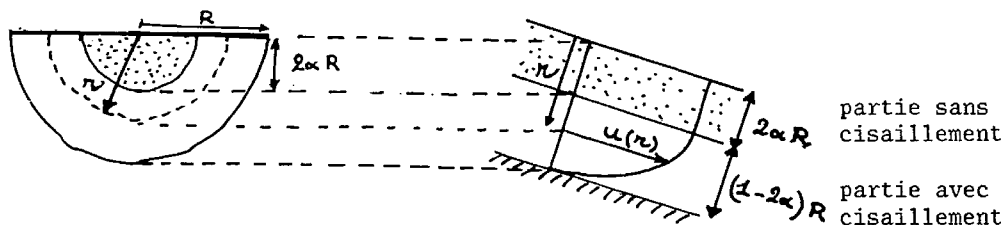


Figure 9.2 : Ecoulement laminaire de Bingham dans un demi-cercle

Profil de vitesses

$$\left. \begin{array}{ll} r > 2\alpha R & u(r) = \frac{\tau_0}{\mu_B} \left[\left(\frac{R^2 - r^2}{4R} \right) r - \alpha(R - r) \right] \\ r < 2\alpha R & u(r) = \frac{\tau_0}{\mu_B} (1 - 2\alpha)^2 \frac{R}{4} = u_c \end{array} \right\} \quad (9.5)$$

On obtient comme précédemment la vitesse moyenne

$$\bar{u} = \frac{\tau_0 R}{\mu_B} \left(\frac{1}{8} - \frac{\alpha}{3} + \frac{2}{3} \alpha^4 \right) \quad (9.6)$$

9.3 - UNE EXPLICATION POSSIBLE DU COMPORTEMENT PAR BOUFFEES DES LAVES TORRENTIELLES. LA RAVINE JIANJIA

Si on reprend les formules donnant l'épaisseur de l'écoulement sans cisaillement (figures 9.1 et 9.2), et si on remplace le paramètre α

par sa valeur $\frac{\tau_c}{\rho_m g h I}$, on obtient :

$$\text{Plan infini :} \quad \alpha h = \frac{\tau_c}{\rho_m g I} \quad (a) \quad (9.7)$$

$$\text{Demi-cercle :} \quad 2\alpha R = \frac{2 \tau_c}{\rho_m g I} \quad (b)$$

On constate que l'épaisseur de cet écoulement piston ne dépend que des caractéristiques du fluide (τ_c , ρ_m), et du chenal d'écoulement (forme et pente), mais pas du débit. Lorsque celui-ci décroît, c'est donc l'écoulement avec cisaillement qui diminue d'épaisseur jusqu'à s'annuler alors que l'écoulement piston conserve son épaisseur : on a donc un arrêt d'écoulement à hauteur non nulle avec ce type de fluide à seuil d'écoulement.

C'est l'hypothèse avancée par plusieurs chercheurs (réf. 4.2, 9.1 et 9.2, 9.4) et explicitée au laboratoire avec une suspension de bentonite (réf. 9.3), pour expliquer les écoulements par bouffées rencontrés en Chine sur les affluents du fleuve Jaune (fig. 9.3 et 9.4) : la présence du seuil d'écoulement dans la loi de comportement provoque donc un arrêt de l'écoulement pour une hauteur correspondant à l'épaisseur de l'écoulement piston, et, réciproquement, l'écoulement ne peut commencer que lorsque la hauteur est supérieure à cette valeur limite. Lorsqu'il y a arrêt de l'écoulement, il faut donc attendre que les apports provenant de l'amont regonflent l'épaisseur des sédiments en attente pour que ceux-ci puissent à nouveau s'écouler.

Les figures 9.3 et 9.4 montrent que le phénomène n'est pas parfaitement périodique ni parfaitement régulier, ceci pouvant s'expliquer par les différences de viscosité et de densité des bouffées successives. Une fois initiée, la bouffée se comporte comme un phénomène indépendant (réf. 4.2) comme un "gigantesque serpent avec une grande tête et une petite queue". Sur la ravine Jianjia, en Chine, la bouffée peut avoir de 20 m à 100 m de long (fig. 9.5) et on a constaté jusqu'à 310 bouffées successives. Les hauteurs vont de 2.3 m dans les sections larges jusqu'à 5.7 m dans les sections étroites. Le débit maximum mesuré est de 2 430 m³/sec., ce qui, pour un bassin versant de 47,1 km² donne un débit spécifique de l'ordre de 50 m³/sec. km², soit 20 fois plus que la crue liquide maximum constatée. Lorsqu'elle rencontre un obstacle, la bouffée jaillit jusqu'à une hauteur de 5 à 8 m ; la force d'impact est de 10 à 15 tonnes/m². La première bouffée d'une série a un comportement spécifique ; elle s'appauvrit progressivement en déposant un matelas de sédiment qui facilitera l'écoulement des bouffées successives, puis s'arrête avec une épaisseur de 10 à 20 cm. La capacité érosive de ces bouffées est impressionnante : on constate couramment sur la ravine Jianjia des incisions de 5 à 8 mètres, qui aussi bien, seront comblées par le dépôt d'une bouffée ultérieure.

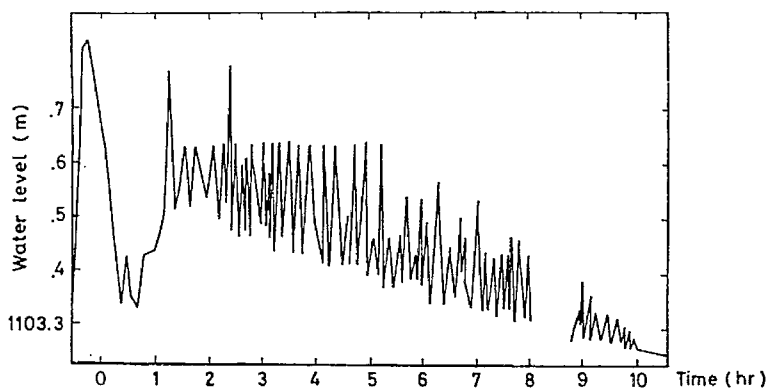


Figure 9.3

*Variations du niveau d'un affluent du fleuve Jaune
lors d'un écoulement par bouffées (réf. 9.3)*

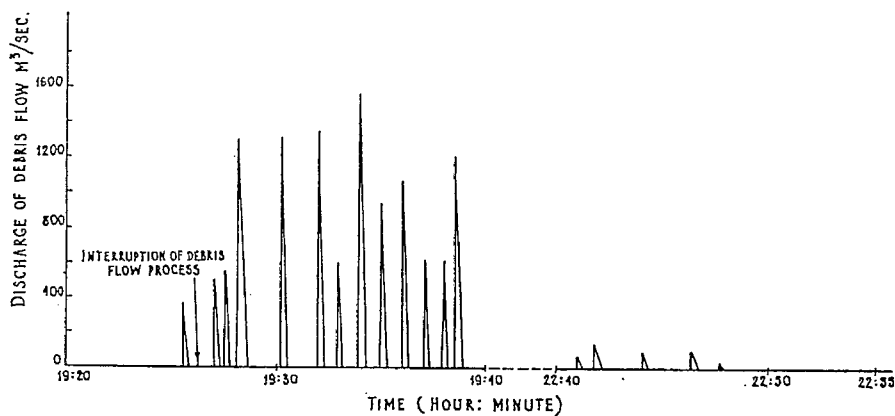


Figure 9.4

*Hydrogramme de l'écoulement intermittent d'une lave
torrentielle sur la ravine Jianjia (réf. 9.4)*

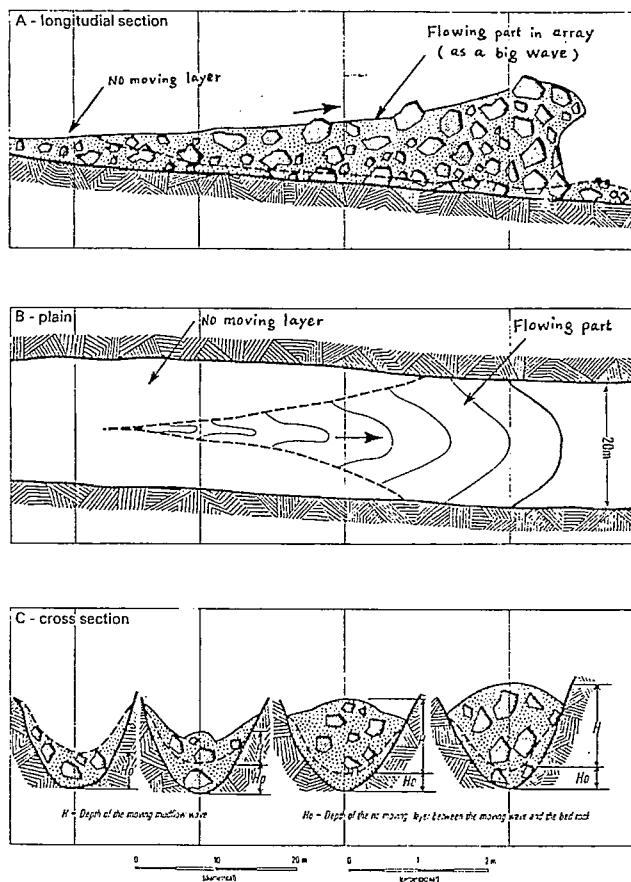


Figure 9.5 : Bouffée d'une coulée boueuse (réf. 4.2)

9.4 - DETERMINATION DES PARAMETRES DE LA LOI DE BINGHAM PAR DES MESURES IN SITU

Si l'explication physique du comportement par bouffées des laves torrentielles à partir de la théorie développée ci-dessus est valable, on peut retrouver les paramètres de la loi de Bingham qui sert de support au raisonnement, à partir de paramètres simples mesurés sur le terrain. JOHNSON a été le premier à se servir de ce modèle de comportement (réf. 9.1 et 9.2) et ce sont ses méthodes de terrain qui sont décrites ici.

9.4.1 - Détermination de la rigidité initiale

Deux possibilités sont indiquées par JOHNSON pour effectuer facilement des mesures in situ :

- l'épaisseur des dépôts latéraux lorsqu'ils se sont produits sans intervention d'un obstacle, et lorsque toute la lave s'est étalée : on peut admettre que ce dépôt s'est produit lorsque tout l'écoulement avec cisaillement a disparu ; l'épaisseur du dépôt ($h_{\text{dépôt}}$) donne alors la rigidité initiale (formule 9.7 (a)) si l'on a mesuré la pente et la densité ρ_m

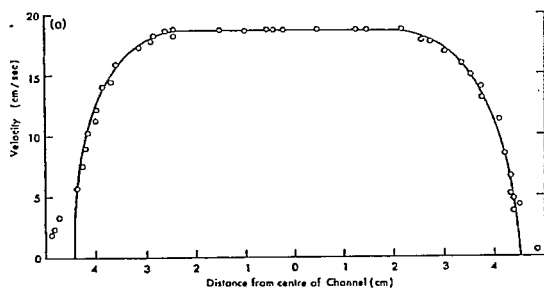
$$\tau_c = \rho_m \cdot g \cdot h_{\text{dépôt}} \cdot I \quad (\text{pour un plan infini}) \quad (9.8)$$

- les dimensions de sections particulières où l'examen attentif des traces de l'écoulement permet de penser que cette section est proche de celle de l'écoulement sans cisaillement : ce sont les sections plus étroites où l'effet de "rabot" de la lave est particulièrement évident. La formule 9.7 (b) valable pour la section circulaire permet également de calculer τ_c

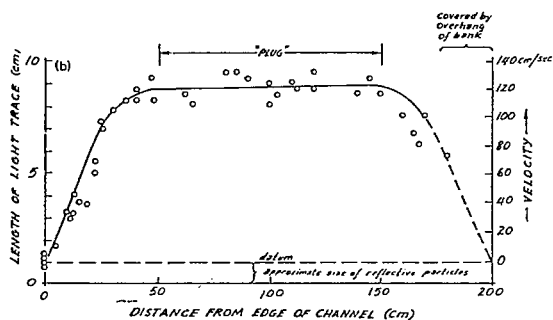
$$\tau_c = \frac{1}{2} \rho_m g R_c I \quad (\text{pour un chenal circulaire}) \quad (9.9)$$

9.4.2 - Détermination de la rigidité initiale et de la viscosité plastique

Le calcul de ces deux paramètres nécessite la connaissance de deux variables de l'écoulement : JOHNSON se place pour cela dans des sections à écoulement normal, dans un bief assez long pour avoir une certaine uniformité de l'écoulement et mesure la largeur et la vitesse de l'écoulement sans cisaillement ; il photographie pendant un certain laps de temps l'écoulement qu'il a saupoudré de particules réfléchissantes ; la longueur des raies de lumière lui donne la vitesse, et la distribution transversale de la vitesse donne la largeur de l'écoulement sans cisaillement (fig. 9.6).



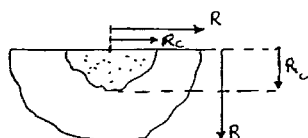
(a) Velocity distribution for flow of kaolin slurry in semicircular channel nearly filled with slurry. Constant velocity in central half of channel represents 'plug' flow. Variable velocities on either side of 'plug' have nearly parabolic distributions



(b) Velocity distribution of one of the debris flows at Wrightwood, California, on 20 May 1969. Photograph from which velocities were measured is shown in Johnson (1970, Figure 14.8).

Figure 9.6 : Distribution transversale de la vitesse d'une lave torrentielle

Si la section en travers est assimilable à un demi-cercle, l'épaisseur ($R_c = 2 \alpha R$) et la vitesse U_c (formule 9.5) de l'écoulement sans cisaillement donnent τ_c et μ_p (figure 9.7).



$$\left. \begin{aligned} \tau_c &= \frac{1}{2} \rho_m g R_c I \\ \mu_p &= \frac{\tau_c}{4 U_c} R \left(1 - \frac{R_c}{R}\right)^2 \\ \text{ou} \\ \mu_p &= \frac{\tau_c}{4 U_c} R_c \left(\frac{R}{R_c} - 1\right)^2 \end{aligned} \right\} (9.10)$$

Figure 9.7 : Ecoulement de Bingham en section circulaire

9.5 - CONFRONTATION DES MESURES IN SITU ET DES MESURES DE LABORATOIRE

Un certain nombre de mesures d'écoulement in situ ou de relevés de dépôts de laves ont été faits notamment par JOHNSON (réf. 9.2) et PIERSON (réf. 8.5). La comparaison entre les valeurs des paramètres des lois de Bingham déduites de ces mesures et les valeurs de ces mêmes paramètres obtenues au laboratoire est dès lors intéressante (réf. 4.5 et 9.5). Nous la présentons ici (fig. 9.8) en complétant la synthèse des valeurs de laboratoire déjà décrite (fig. 8.4).

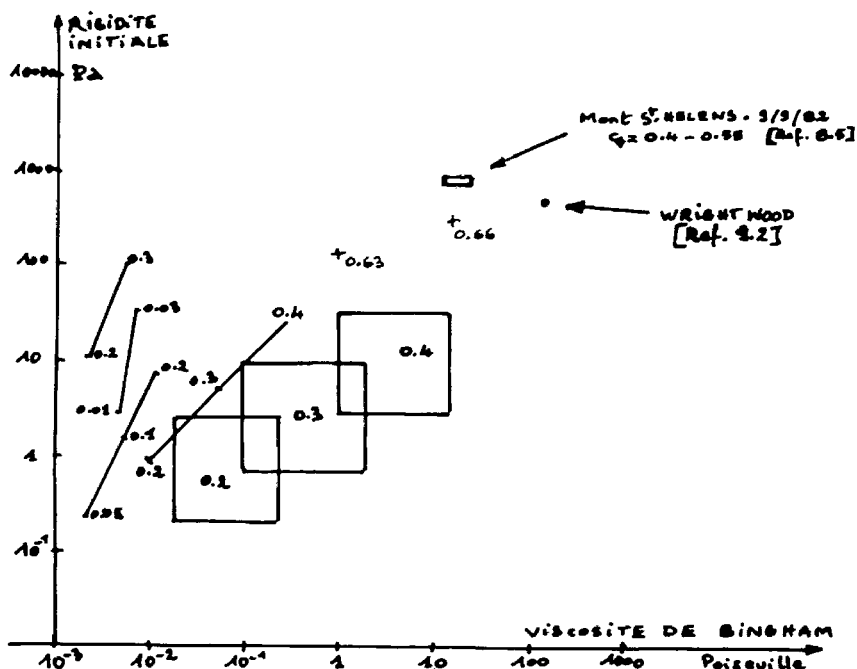


Figure 9.8 : Confrontation des mesures obtenues au laboratoire et à partir des formules d'écoulement pour les paramètres de la loi de Bingham

Comme on le voit, il y a un écart entre ces valeurs qui peut s'expliquer par tout ou partie des raisons suivantes :

- le modèle de Bingham est peut-être trop simple ; on a déjà indiqué en 6.7 la difficulté d'utiliser sans nuance ce modèle de comportement aux laves torrentielles ;
- le régime est supposé laminaire ; or on a constaté sur des écoulements hyperconcentrés (réf. 9.6) l'existence d'une couche turbulente dans un écoulement présentant également une partie sans cisaillement ; l'apparence laminaire de l'écoulement de surface est peut-être compatible avec une dissipation turbulente en dessous ;
- la concentration des laves torrentielles est plus élevée en général que celle des matériaux mesurés au laboratoire avec des viscosimètres qui supposent, rappelons le, que le comportement du fluide mesuré reste laminaire ; on a vu (§ 8.6 et 8.7) que d'autres phénomènes peuvent se produire aux concentrations plus élevées ;
- la composition et la granulométrie des laves torrentielles sont bien plus complexes que celles des fluides expérimentés en laboratoire.

9.6 - CONCLUSION

Bien que séduisante et permettant d'utiliser des mesures éventuellement faites in situ, l'hydraulique à surface libre des fluides de Bingham en régime laminaire nécessite d'être encore vérifiée avant qu'on puisse l'utiliser sans problèmes dans le domaine de l'ingénierie des torrents. Lorsqu'on essaie de l'utiliser pour reconstituer des vitesses de lave torrentielle réelle, on obtient des vitesses très élevées si on prend les valeurs de paramètres mesurées au laboratoire. Pour rester réaliste, il faut utiliser des valeurs beaucoup plus élevées (cf. fig. 9.8) qui sont des résultats de calage et non des résultats de mesure.

La possibilité que donne cette hydraulique (comme d'ailleurs toute autre issue d'une loi de comportement avec seuil) d'utiliser le seuil d'écoulement pour interpréter le phénomène des bouffées est malgré tout très intéressante et il est vraisemblable que les recherches en cours (voir chapitre 11) apporteront des progrès importants dans la compréhension du fonctionnement des laves torrentielles.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 9 -

- (9.1) Physical Process in geology (1970) JOHNSON - Freeman - Cooper et Company San Francisco.
- (9.2) Debris flow. JOHNSON with RODINE. In Slope Instability - BRUNSDEN et PRIOR (1984) John Wiley et Sons.
- (9.3) Instability of hyperconcentrated flows (1984) ENGELUND et WAN ZHAOHUI - Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 110. n° 3.
- (9.4) The continuons and intermittent viscous debris flow (1983) HUA GUOXIANG, ZHANG SCHUCHENG et KANG ZHICHENG - Congrès AIRH. Moscou.
- (9.5) Essai de synthèse des connaissances en érosion et hydraulique torrentielle (1989) MEUNIER. La Houille Blanche n°5.
- (9.6) On the structure and movement mechanism of flow with hyperconcentration of sediment (1986) WANG MING FU. DUAN WENZHONG, TAN GUANG MING et ZHAN YIRHENG. International Workshop on flow at hyperconcentration of sediment. Sept. 86. Beijing. China.

CHAPITRE 10

HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE DES FLUIDES DILATANTS

10.1 - PRELIMINAIRES

Sur l'axe des matériaux granulaires, on a vu avec les expériences de BAGNOLD (cf. § 8.4) que trois types de comportement existent, à l'intérieur de la plage de concentrations volumiques allant de 13 % à 60 %.

Lorsque l'inertie du mouvement des grains est supérieure à la viscosité du fluide porteur, le comportement du fluide est dit inertiel et on doit alors avoir (formule 8.2 et tableau 8.2) :

$$N = \frac{\rho_s d_{50}^2 \sqrt{\lambda}}{\mu} \frac{du}{dy} > 450 \quad (10.1)$$

Un écoulement fortement concentré de gravier ($d_{50} \simeq 1$ cm) dans de l'eau se trouve sans trop de problème dans ce domaine ; la loi de comportement y est alors une loi en $\left(\frac{du}{dy}\right)^2$, une loi "dilatante".

C'est sur cette base que de nombreux chercheurs japonais se sont appuyés pour développer une théorie assez complète des laves torrentielles qu'ils ont vérifiée sur modèle réduit physique en se plaçant dans le cadre indiqué ci-dessus (écoulement en masse d'un tas de gravier humecté par de l'eau). Ce sont essentiellement les travaux de TAKAHASHI qui seront utilisés ci-après (réf. 8.6, 10.1 à 10.4).

10.2 - PROFIL DES VITESSES EN REGIME PERMANENT

On l'obtient sans problème en égalant la contrainte de cisaillement motrice et la résistance due à la collision des grains trouvée par Bagnold, soit :

$$(h-y) \left[c_v (\rho_s - \rho_l) + \rho_l \right] g I = a_i \sin \alpha \rho_s (\lambda d_{50})^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (10.2)$$

$$(h-y) \frac{\rho_m}{\rho_s} \frac{g I}{a_i \sin \alpha} \frac{1}{(\lambda d_{50})^2} = \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (10.3)$$

L'intégration donne :

$$u(y) = \frac{2}{3} \frac{1}{\lambda d_{50}} \left[\frac{\rho_m}{\rho_s} \cdot \frac{g I}{a_i \sin \alpha} \right]^{1/2} \left[h^{3/2} - (h-y)^{3/2} \right] \quad (10.4)$$

Le seul paramètre de calage de cette formule est a_1 qui vaut 0.043 selon BAGNOLD (voir tableau 8.2). On peut le recalculer sur des écoulements dont on connaît le profil des vitesses. Ainsi, TAKAHASHI (réf. 10.1) a constaté qu'il n'était pas constant et que notamment

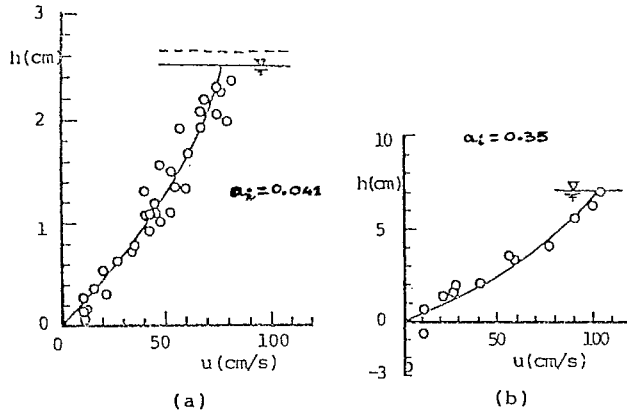


Figure 10.1 :

Comparaison du profil des vitesses des fluides dilatants à des mesures (réf. 10.1)

pour les lits mobiles des valeurs bien supérieures de a_1 doivent être adaptées. Cet écart provient vraisemblablement du fait que les expérimentations ne sont pas les mêmes : BAGNOLD a utilisé un rhéomètre, et TAKAHASHI des écoulements sur modèle réduit en présupposant que le fluide de son modèle suivait la loi de Bagnold en régime inertiel.

10.3 - VITESSE MOYENNE

L'intégration de la formule (10.4) donne sans problème la valeur de la vitesse moyenne pour un plan infini :

$$\bar{u} = \frac{2}{5} \frac{1}{\lambda d_{50}} \left(\frac{\rho_m}{\rho_s} \cdot \frac{g}{a_i \sin \alpha} \right)^{1/2} I^{1/2} h^{3/2} \quad (10.5)$$

Les mêmes calculs avec un demi-cercle donnent :

$$\bar{u} = \frac{2}{7} \frac{1}{\lambda d_{50}} \left(\frac{\rho_m}{\rho_s} \cdot \frac{g}{a_i \sin \alpha} \right)^{1/2} I^{1/2} R^{3/2} \quad (10.6)$$

L'utilisation des formules (10.5) ou (10.6) en pratique n'est pas évidente car on ne connaît en général pas la composition de la lave torrentielle : ρ_m , et d_{50} notamment doivent être "inventés" ; quand on se risque à ce genre de calcul, on obtient en règle générale des valeurs de vitesse bien supérieures à la réalité, ce qui peut conduire à augmenter la valeur des paramètres a_1 comme l'a fait TAKAHASHI pour les essais avec lit mobile (fig. 10.1). On retrouve là une difficulté identique à celle qu'on a déjà constatée avec les fluides de Bingham (§ 9.5).

10.4 - NOMBRE DE REYNOLDS DES FLUIDES DILATANTS

La loi de comportement des fluides dilatants n'est qu'un cas particulier des lois de comportement des fluides d'Ostwald de Velde (formule 6.2) ; on a un indice d'écoulement n égal à 2 et la consistance k est donnée par :

$$k = a_1 \sin \alpha \cdot \rho_m (\lambda \cdot d_{50})^2 \quad (10.7)$$

Le nombre de Reynolds généralisé des fluides non newtoniens (réf. 6.1 p. 191) est donné pour des conduites circulaires (diamètre D , vitesse débitante $\bar{U}$), par

$$Re = \frac{\rho_m \bar{U} D}{\mu'} \quad (10.8)$$

où $\mu' = k' \cdot \left(\frac{8 \bar{U}}{D} \right)^{n'-1}$; pour un fluide d'Ostwald, $\left(\tau = k \left(\frac{du}{dy} \right)^n \right)$, la consistance équivalente k' et l'indice d'écoulement équivalent n' sont donnés par :

$$n' = n \quad \text{et} \quad k' = k \left(\frac{3n+1}{4n} \right)^n \quad (10.9)$$

On en déduit l'expression du nombre de Reynolds des fluides dilatants ($n = 2$)

$$Re = \frac{\rho_m \bar{U} D}{k \left(\frac{7}{8} \right)^2 \left(\frac{8 \bar{U}}{D} \right)} = \frac{8}{49} \frac{\rho_m D^2}{k} \quad (10.10)$$

Selon MIDOUX (réf. 6.1), ce nombre de Reynolds généralisé donne la transition entre le régime laminaire et turbulent pour des valeurs identiques à celles qu'on obtient pour un fluide newtonien (Si $R > 2\,000$ le régime est turbulent).

En acceptant l'hypothèse que la forme de l'expression (10.10) reste valable pour des écoulements à surface libre et en remplaçant k par son expression (10.7) on obtient :

$$\mathcal{R}_e = \frac{8}{49} \frac{\rho_m}{\rho_s} \frac{1}{a_i \sin \alpha} \frac{1}{(\lambda d_{50})^2} h^2 \quad (10.11)$$

En se donnant quelques valeurs numériques ($\rho_m = 2\,000$, $a_i = 0.04$, $\lambda = 10$, $d_{50} = 1$ cm, $h = 1,5$ m) on constate que le régime turbulent est assez facilement atteint ($\mathcal{R}_e = 2\,370$). On débouche donc sur la difficulté déjà indiquée en 10.2. La loi dilatante de Bagnold en régime inertiel ne suffit pas à supporter la contrainte de cisaillement motrice ; il faut donc soit augmenter sa valeur (la valeur de a_i est multipliée par un ordre de grandeur), soit ajouter d'autres forces dissipatrices d'énergie (viscosité du fluide interstitiel ou turbulence par exemple). Par contre, pour une granulométrie plus grossière ($d_{50} = 5$ cm) le régime devient vite laminaire ($\mathcal{R}_e = 95$) tout en restant inertiel.

10.5 - CONCLUSION

Les expériences de BAGNOLD sont célèbres car elles ont été le point de départ de nombreuses recherches ; mais l'utilisation des résultats obtenus dans le domaine inertiel semble problématique car la dissipation d'énergie par chocs entre particules (du moins, telle qu'elle est exprimée par Bagnold) n'est pas suffisante ; ainsi Takahashi (réf. 10.5) l'utilise en complément de la turbulence pour les fluides très chargés. On constate donc la même difficulté qu'avec les fluides de Bingham en ce qui concerne le passage des valeurs expérimentales aux valeurs utilisables sur le terrain.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 10 -

- (10.1) Debris flow and debris flow deposition (1983) TAKAHASHI.-
Advances in the mechanics and the flow of granular materials.
Volume II.
- (10.2) Debris flow : its mechanics and hazard mitigation (1985).
T. TAKAHASHI ; ROC - JAPAN Joint Seminar on multiple hazard
mitigation - TAIPEI - TAIWAN.
- (10.3) Debris flow (1981) TAKAHASHI. Ann. Rev. Fluid Mech. (1981)
13.57-77
- (10.4) Debris flow on prismatic open channel (1980) TAKAHASHI. ASCE.
Journal of the Hydraulics Division. Mars 80.
- (10.5) The Karman constant of the flow laden with high sediment
(1986) ARAI et TAKAHASHI. 3ème Symposium International on
River Sedimentation. Mississippi.
- (10.6) The physics of debris flows - A conceptual assessment. (1987)
IVERSON et DENLINGER. Erosion and sedimentation in the
Pacific Rim. AIHS. n° 165. Corvallis Symposium.

CHAPITRE 11

HYDRAULIQUE TORRENTIELLE :

AUTRES APPROCHES –

AUTRES RECHERCHES

Les chapitres 9 et 10 relatent deux voies historiquement très importantes, puisque les pionniers de ces démarches, YANO et DAIDO au Japon, et JOHNSON aux Etats-Unis pour la première, BAGNOLD en Grande-Bretagne puis TAKAHASHI au Japon, pour la deuxième, ont franchi le pas de considérer les écoulements torrentiels comme non-newtoniens. Ces deux démarches, forcément réductrices, appelaient de nouveaux travaux de recherche.

Nous allons dans ce chapitre, faire un tour d'horizon, ni exhaustif, ni très approfondi des travaux de recherche ultérieurs, que l'on peut ranger dans trois grandes classes :

- les travaux faits pour traduire par une loi, une équation ou un système d'équations, le comportement des fluides torrentiels ; les expérimentations sont ici le moyen de vérifier le bien-fondé des hypothèses simplificatrices faites pour élaborer le modèle théorique.
- les travaux faits pour comprendre les phénomènes physiques, sans prétention, du moins au départ, de traduire cette compréhension par des relations mathématiques chiffrées.
- les travaux faits à partir de l'utilisation de modèles, qu'ils soient mathématiques ou physiques ; souvent ces travaux sont faits pour résoudre le mieux possible les problèmes d'ingénierie posés par les laves torrentielles ; ils sont d'une nature différente des précédents et ne se basent pas sur une compréhension fine du comportement des laves.

11.1 - TRAVAUX DES THEORICIENS

11.1.1 CHENG-LUNG CHEN

Ayant connaissance des travaux chinois relatifs aux écoulements hyperconcentrés et aux laves torrentielles (réf. 11.1), et des travaux japonais similaires, il s'interroge sur le bien-fondé de l'un ou l'autre des modèles utilisés (réf. 11.2) et tente de les unifier (réf. 11.3) en bâtissant un modèle viscoplastique généralisé, qu'il applique (réf. 11.4) à l'écoulement des laves torrentielles.

Le modèle de CHEN est intéressant parce qu'il tient compte de l'existence d'une contrainte normale et considère que les modèles de Bingham, et de Bagnold en sont des sous modèles ; il écrit :

$$\tau = C \cdot \cos \phi + p \cdot \sin \phi + \mu_1 \left(\frac{du}{dy} \right)^n \quad (11.1)$$

$$N = -p + \mu_2 \left(\frac{du}{dy} \right)^n \quad (11.2)$$

C est la cohésion, ϕ est l'angle de frottement interne, p est la pression interstitielle, μ_1 et μ_2 sont la consistance et la consistance "croisée", et n est l'indice d'écoulement ; selon les valeurs données à ces trois derniers paramètres, on retrouve le modèle de Bingham (sous une forme intégrant le critère de Coulomb), et le modèle de Bagnold.

Utilisant ensuite une relation du type de la formule d'Einstein (8.1) pour traduire l'évolution de la viscosité en fonction de la concentration, il établit les équations d'un écoulement monodimensionnel, à concentration constante et les vérifie tant bien que mal sur des enregistrements de profils de vitesses. Sa conclusion est évidemment que ce modèle, plus général que les autres, est plus intéressant ; mais surtout, CHEN insiste sur le fait que les paramètres caractérisant le fluide, au nombre de 3, (concentration, indice d'écoulement et consistance), sont interdépendants et que leur donner des valeurs cohérentes pour traiter un cas particulier est encore extrêmement compliqué.

11.1.2 - Les fluides granulaires

Il existe un grand nombre de chercheurs qui tentent de mettre les écoulements des fluides granulaires (écoulements de grains secs) en équations ; citons GOODMAN, COWIN, LUN, JEFFREY, JENKINS, et quelques autres ; SAVAGE (qu'on a déjà vu au paragraphe 8.4.3) est peut-être le plus connu de tous ces chercheurs ; on reproduira simplement ici les conclusions d'une synthèse rapide de leurs travaux effectuée par COUSSOT (réf. 11.5) qui distingue une approche micro-structurale, dérivée de la cinétique des gaz, et une approche globale basée sur les principes de la mécanique des milieux continus :

- approche micro-structurale : avec la première approche, on comptabilise les facteurs les plus importants de dissipation d'énergie : chocs entre particules (contacts courts), dissipation d'énergie élastique lors des chocs, les frictions

et frottements (contacts longs), les dissipations visqueuses dans le fluide, et on tente de les traduire dans la relation qui relie le tenseur des contraintes à celui des déformations ou celui des vitesses de déformations ; mais la complexité est telle qu'on est obligé de les réduire en nombre pour ne conserver que ceux qui apparaissent comme étant les plus importants ; et on n'a pas en fait les critères qui permettraient de savoir quand il faut abandonner telle force au profit de telle autre. Comme on l'a déjà fait remarquer à propos des nombres de Bagnold, ces hypothèses simplificatrices ne portent pas que sur la nature ou la granulométrie du matériau solide, mais également sur le type d'écoulement ; la conclusion de COUSSOT est de plus que les modèles développés après ces simplifications, doivent en fait s'appliquer à des plages réduites des écoulements des fluides granulaires.

Citons enfin pour en terminer avec cette approche microstructurale, la séparation des écoulements granulaires en trois types, proposée par SAVAGE :

- ♦ régime macro-visqueux : la viscosité et les interactions fluide-grains sont prédominantes. Pour les laves, ce cas correspond à un écoulement assez lent d'une lave avec fluide porteur d'assez grande viscosité ;
- ♦ régime quasi-statique : les frottements secs entre particules sont prédominants ; on pense là, pour les laves torrentielles, au cas du front de laves où de gros blocs sont poussés en avant sans que le moindre fluide ne lubrifie le mouvement, les mouvements y sont lents et la concentration en particules importante ;
- ♦ régime inertiel : les transferts entre particules, soit entre couches, soit de grains à grains, sont prédominants. Les laves à fluide interstitiel de faible viscosité (donc l'eau avec peu d'argile) peuvent se trouver dans ce cas là ; la concentration en matériau solide n'est pas suffisante pour qu'on se trouve dans le régime quasi-statique, et les mouvements sont rapides.

Comme on le voit, SAVAGE reste cohérent avec les régimes proposés auparavant par BAGNOLD ; il ajoute simplement un régime qui est sûrement non décelable avec des fluides diphasiques. Enfin, la correspondance que nous avons faite ci-dessus entre les régimes d'écoulement proposés par SAVAGE et certaines possibilités d'écoulements de laves torrentielles, montre que l'utilisation des modèles micro-structuraux pour simuler des laves est peut-être intéressante ; tout le problème est de savoir quand on est dans un cas ou dans un autre.

- approche globale : ici, on ne part pas des relations qui décrivent les interférences de chaque particule solide avec les autres ou avec un éventuel fluide interstitiel ; on décrit l'ensemble du milieu, mais on ajoute une variable (qui sera une distribution volumique des grains) pour traduire globalement la nature granulaire de cet écoulement. Selon COUSSOT (réf. 11.5), cette démarche rend compte des équilibres, mais non des transitions équilibre-mouvement ; il est douteux par ailleurs qu'elle permette de traduire les discontinuités internes aux écoulements et les stratifications qui existeraient par exemple dans les écoulements hyperconcentrés. Elle semble donc peu prometteuse, au moins dans l'état actuel des recherches.

11.1.3 - O'BRIEN et JULIEN

Dans le chapitre 9, on a vu que le modèle de Bingham est souvent utilisé pour rendre compte du comportement de suspensions très concentrées en matériaux fins ou de laves torrentielles à forte composante argileuse. Dans le chapitre 10, c'est au contraire les matériaux granulaires qui sont traduits par une loi dilatante. Dans la réalité, la courbe granulométrique contient la plupart du temps les deux types de matériaux. O'BRIEN et JULIEN (réf. 11.18) proposent de combiner toutes les possibilités en adoptant un modèle quadratique à trois paramètres.

$$\tau = \tau_c + \mu_p \frac{du}{dy} + k \left[\frac{du}{dy} \right]^2 \quad (11.3)$$

où τ_c représente comme avant la rigidité initiale, $\mu_p \left[\frac{du}{dy} \right]$ l'interaction fluide-particules, et $k \left[\frac{du}{dy} \right]^2$ représente la somme de deux effets, la turbulence et les chocs entre particules (pression dispersive).

JULIEN et LAN testent ensuite (réf. 11.19) ce modèle quadratique sur des expérimentations rhéologiques variées, portant sur des mélanges d'eau et de matériaux simples comme sur des matrices de laves torrentielles. Ce modèle quadratique est ajusté aux données expérimentales et les valeurs des paramètres sont étudiées : les trois paramètres du modèle croissent tous avec la concentration et diffèrent notablement à concentration constante selon la nature et la taille du matériau.

Le modèle est alors (réf. 11.19) adimensionnalisé par référence au modèle de Bingham, ce qui permet aux auteurs de rendre concordantes trois séries expérimentales différentes, mais ne portant pas sur des laves réelles. Un résultat intéressant est la valeur du seuil du

rapport $\left(\frac{\rho_s \lambda^2 d_{50}^2}{\mu_x} \cdot \frac{du}{dy} \right)$ entre la contrainte dispersive et la

contrainte visqueuse en-dessous duquel le modèle de Bingham est suffisant : ce seuil est de l'ordre de 30. Au-delà, il devient nécessaire d'introduire une partie quadratique au modèle rhéologique, donc de prendre le modèle (11.3) complet.

11.2 - APPROCHES DES EXPERIMENTATEURS

Les travaux qui vont être décrits maintenant sont d'une inspiration assez différente : ils ne cherchent pas d'abord à représenter la réalité par un ensemble de relations ou d'équations, mais à comprendre les phénomènes physiques qui se produisent et à délimiter les domaines où soit les comportements des fluides, soit les écoulements peuvent être considérés comme étant de la même nature.

11.2.1- PHILLIPS

Après une analyse des travaux antérieurs relatifs à la rhéologie des laves torrentielles, puis des problèmes posés par l'instrumentation rhéométrique sur un matériau aussi difficile que celui des laves torrentielles (réf. 11.10), PHILLIPS en déduit que des progrès ne peuvent être réalisés dans ce domaine que si on se dote d'outils adaptés au matériau ; il choisit en conséquence de construire un rhéomètre du type cone-plan (mais inversé par rapport au schéma de principe de la figure 6.7) ; il le choisit de grande taille (2 m de diamètre et 30 degrés d'ouverture), de façon à pouvoir accepter des particules jusqu'à 10 cm. Il le construit enfin capable de tourner à de faibles taux de cisaillement, conformément à l'analyse développée ci-dessus (cf. § 6.7.2) qu'il illustre en reportant sur le même graphique un grand nombre de données de vitesses de laves en regard de la hauteur de l'écoulement (fig. 11.1) ; il constate que le rapport vitesse/hauteur d'écoulement est compris entre 1 et 10 sec⁻¹.

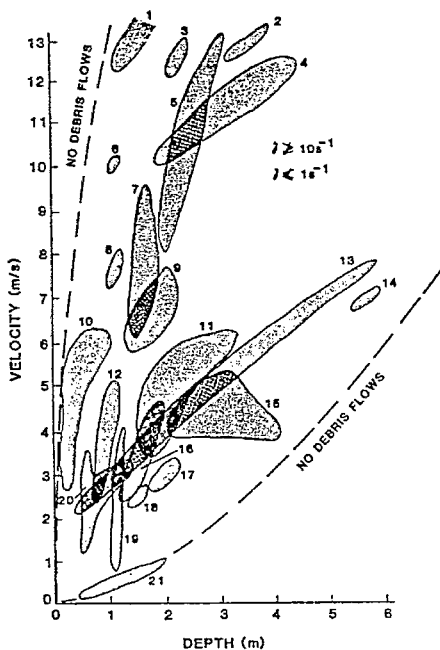


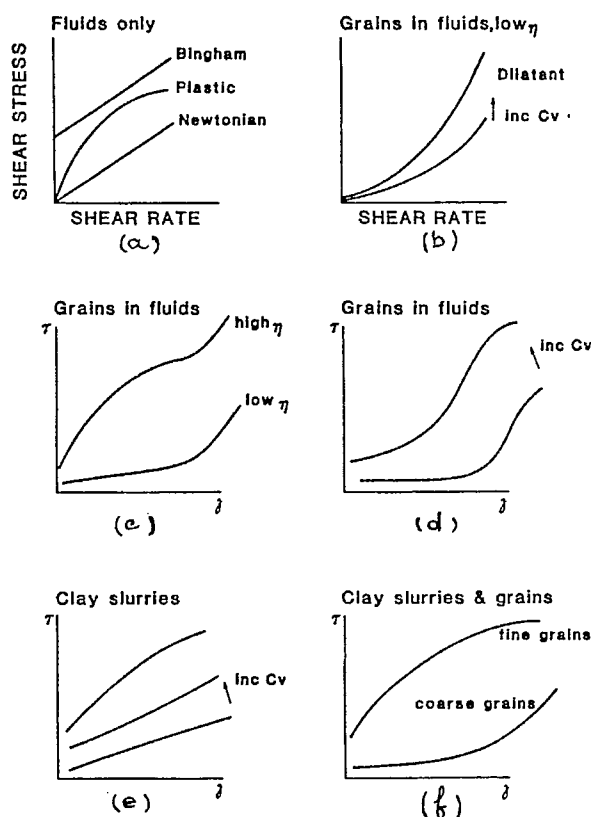
Figure 11.1 :

Vitesses/hauteurs de laves
observées selon PHILIPPS
(réf. 11.10)

- 1 Jiangjia Ravine, China - Li et al. (1983)
- 2 Jiangjia Ravine, China - Zhang et al. (1985)
- 3 Nojiri River, Japan - Watanabe and Ikeya (1981)
- 4 Hunshui Gully, China - Li and Luo (1981) and Zhang et al. (1985)
- 5 Mt. Sakurajima, Japan - Watanabe and Hiroshi (1981)
- 6 Pine Creek, U.S.A. - Pierson (1985)
- 7 Kamikamihori Fan, Japan - Mizuyama and Uehara (1980)
- 8 Noziri River, Japan - Mizuyama and Uehara (1980)
- 9 Nameri River, Japan - Mizuyama and Uehara (1980)
- 10 Noziri River, Japan - Mizuyama and Uehara (1980)
- 11 Rio Reventado, Colombia - Waldron (1967)
- 12 Bullock Creek, New Zealand - Pierson (1980)
- 13 Toutle River, U.S.A. - Pierson and Scott (1985)
- 14 Dragon Creek, U.S.A. - Cooley et al. (1977)
- 15 Almatinka River, U.S.S.R. - Niyazov and Degovets (1975)
- 16 Rudd Canyon, U.S.A. - Pierson (1985)
- 17 Hindu Kush, Pakistan - Wasson (1978)
- 18 Mayflower Gulch, U.S.A. - Curry (1966)
- 19 Wrightwood Canyon, U.S.A. - Sharp and Nobles (1953)
- 20 Mt. Yakedake, Japan - Mizuyama and Uehara (1980)
- 21 Matunuska Glacier, U.S.A. - Lavson (1982)

Muni de cet outil, il étudie assez systématiquement les propriétés rhéologiques de divers fluides "simples", et regarde l'évolution de ces propriétés quand varie une seule composante du fluide : la teneur en argile, la concentration en particules non cohérentes, la viscosité du fluide interstitiel des mélanges biphasiques, la taille des particules dans le mélange. Ses conclusions sont les suivantes :

- les résultats expérimentaux obtenus sont cohérents avec ceux des autres chercheurs ;
- la variabilité des résultats est très grande (par exemple pour l'argile, la minéralogie joue un grand rôle) ; mais on peut regrouper les comportements des fluides étudiés par grandes familles qui sont représentées sur la figure 11.2.



ALL Y axes are: SHEAR STRESS
ALL X axes are: SHEAR RATE

Figure 11.2 :

*Rhéogrammes types pour différents mélanges
de fluides et de particules solides (réf. 11.10)*

Comme on le voit, PHILIPPS s'est donné trois classes de viscosité pour les fluides étudiés ; leurs viscosités apparentes sont respectivement de quelques dixièmes, quelques unités et quelques dizaines de pascal-seconde (poiseuille), soit, par rapport à l'eau, de 100 à 500 fois plus pour la première classe, de 1 000 à 5 000 pour la deuxième, et de 10 000 à 30 000 pour la plus visqueuse.

Comme le montrent les graphiques, la présence de grains dans le fluide crée ou augmente la dilatance (graphique b), parfois à partir d'un seuil de vitesse de cisaillement (graphique d), alors que la présence d'argile crée une rigidité initiale et rend le mélange plutôt plastique ou binghamien (graphique e) ; un mélange de particules solides dans une boue argileuse verra donc les deux tendances (plasticité et dilatance) s'opposer et le résultat pourra être de l'un ou l'autre type ; les grains grossiers l'emporteront (graphique f), bien sûr à partir d'une certaine concentration, et donneront une courbe dilatante, alors qu'ils n'y suffiront pas s'ils sont trop fins (graphique f). Ceci est particulièrement important à noter puisque les laves torrentielles peuvent être à granulométrie unimodale ou bimodale. Si la granulométrie est unimodale vers les matériaux fins, le rhéogramme sera du type plastique, si c'est vers les matériaux grossiers, le rhéogramme sera du type dilatant ; et si la granulométrie est bimodale, ce sera l'une ou l'autre des lois suivant l'importance respective des concentrations en matériaux fins et grossiers.

En ce qui concerne les échantillons de laves torrentielles qu'il a pu étudier, dont les granulométries sont à peu près linéaires, PHILIPPS trouve des rhéogrammes peut-être à seuils, plutôt rhéofluidifiant, et avec peut-être une décroissance au démarrage après que la rigidité initiale ait été vaincue, comme nous l'avons constaté sur une boue de Draix à 500 g/l (voir fig. 6.8 d). Toutes ces conclusions sont un peu hypothétiques, vu la grande variation au cours du temps des résultats de mesures des contraintes de cisaillement, à taux de cisaillement constant ; peut-être d'ailleurs faudrait-il s'interroger sur les causes de cette variabilité ; n'y a-t-il pas un phénomène parasite non décelé ou déjà connu (courant secondaire, glissement et chocs des grains aux parois, fracturations ?) qui rend ces résultats aussi rapidement variables dans le temps ? Enfin, PHILIPPS constate la très grande sensibilité des paramètres rhéologiques d'une lave à la teneur en eau.

11.2.2 - DAVIES

Ce chercheur s'est intéressé aux phénomènes spécifiques aux laves torrentielles, qui les rendent différentes des autres manifestations hydrauliques qu'on rencontre dans la nature (réf. 11.11) : le transport des gros blocs en amont et en surface, l'homogénéité du transport solide sur une verticale de l'écoulement et le comportement transitoire par bouffées.

Selon DAVIES, le transport de gros blocs en surface ne peut être expliqué par la plupart des différentes raisons invoquées parfois (forces cohésives de la matrice argileuse, poussée d'Archimède, supplément de pression interstitielle), mais seulement par l'existence d'une force dispersive due aux contacts entre particules qui conduit les gros blocs à se déplacer vers les zones à faible cisaillement, c'est-à-dire vers la surface ; ce processus se produit lorsque prédomine le régime inertiel. Comme on le voit, DAVIES suit la voie ouverte par BAGNOLD et explorée par TAKAHASHI (voir chapitre 10).

Mais, contrairement à ce dernier, DAVIES envisage aussi les cas où le fluide porteur n'est pas de l'eau ; il admet que c'est le fluide résiduel qu'on trouve entre deux bouffées d'une lave ; ce fluide est souvent assez fortement chargé en particules fines et sa viscosité apparente peut être 100 ou 1 000 fois celle de l'eau ; ceci suffit à faire basculer la dissipation d'énergie des chocs vers le domaine macro-visqueux (§ 8.4.1 et 8.4.2) ; notons d'ailleurs que cette hypothèse de DAVIES est bien vérifiée par les expérimentations de PHILIPPS (réf. 11.10).

DAVIES fait alors remarquer que, pour ce régime, BAGNOLD a montré que la concentration était homogène sur une verticale (réf. 8.3) ; ceci permettrait donc d'expliquer la deuxième bizarrerie des laves torrentielles, le profil constant de la concentration ; en ce qui concerne la première singularité, la flottaison des gros blocs, qui ne s'explique par la pression dispersive qu'en régime inertiel, DAVIES l'explique alors par le "tri dynamique" (kinetic sieving), phénomène par lequel, pendant le déplacement d'un ensemble de particules de granulométrie hétérogène, les plus fines se glissent entre et sous les plus grosses et empêchent ensuite celles-ci de redescendre.

Reste la troisième singularité des laves torrentielles, c'est-à-dire leur comportement pulsé ; DAVIES ne nie pas la possibilité que ce comportement transitoire puisse provenir dans certains cas de causes extérieures à la nature du fluide, succession d'effondrements de berges, de glissements de terrain ou d'embâcles et débâcles dans l'écoulement. Mais toutes ces raisons ne peuvent être invoquées dans d'autres cas, comme par exemple les laves pulsées des affluents du Fleuve Jaune. Reprenant les explications déjà avancées (voir § 9.3), et notamment les expérimentations en laboratoire de ce phénomène (réf. 9.3) où l'on constate significativement un fonctionnement pulsé avec de la bentonite où le seuil est une réalité physique nette et son absence avec de la kaolinite où le seuil est beaucoup moins évident à mettre en évidence (fig. 11.3), DAVIES explique que les fluides granulaires sont eux aussi des fluides à seuils, et que le seuil une fois vaincu il y a sur le rhéogramme une décroissance de la contrainte de cisaillement : il faut en effet moins d'énergie pour entretenir le mouvement une fois créé que pour le déclencher.

DAVIES propose donc de compléter les rhéogrammes obtenus à grand gradient de vitesse par un départ du type de celui obtenu avec la bentonite (fig. 8.4 ou 6.8.d) ; il propose le schéma de principe suivant (fig. 11.4).

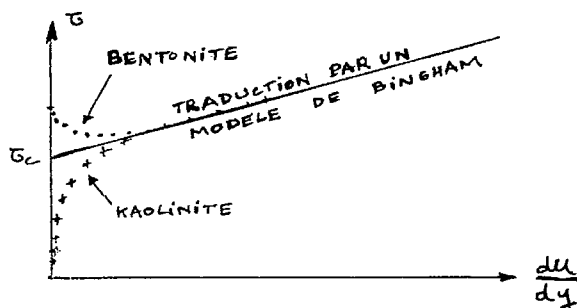


Figure 11.3 : Forme des rhéogrammes de la bentonite et de la kaolinite (réf. 9.3)

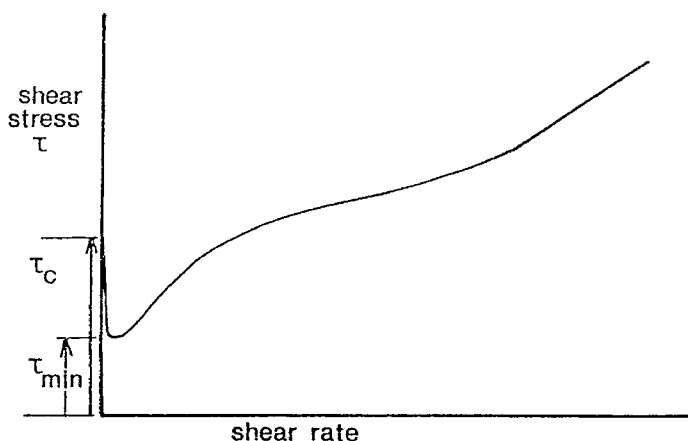
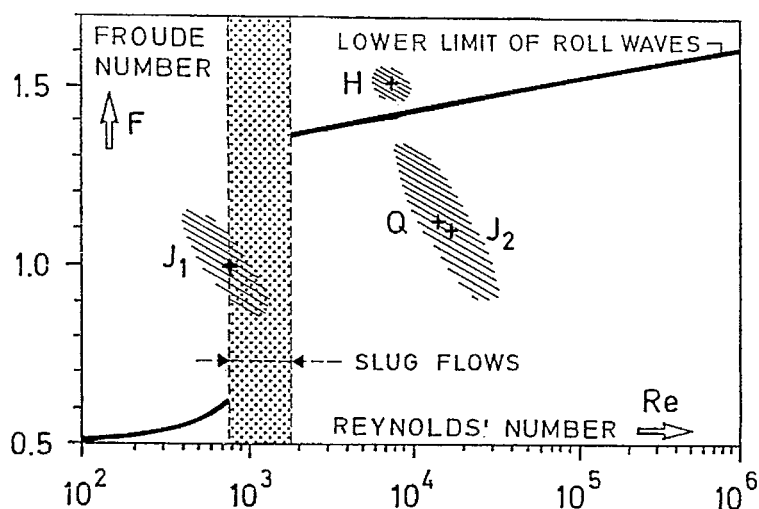


Figure 11.4 : Rhéogramme d'un fluide à écoulement pulsé, selon DAVIES (réf. 11.12)

Un autre problème étudié ensuite par DAVIES est celui de l'atténuation ou de l'amplification de la bouffée une fois qu'elle a démarré. Il étudie alors les conditions pour lesquelles se forme un écoulement en rouleaux (roll-waves) ; on sait que cela se produit en eau claire pour un nombre de Froude de l'ordre de 2. En fait, une telle transformation de l'écoulement dépend d'un plus grand nombre de facteurs (réf. 11.13), et notamment du nombre de Reynolds ; DAVIES montre, à partir de travaux antérieurs, qu'en écoulement laminaire, les instabilités peuvent s'entretenir à des nombres de Froude très inférieurs à 2 ; il dresse le graphique 11.5 sur lequel il a porté quelques exemples de laves torrentielles pulsées ou non, puisées dans les documents chinois.



H HUNSHUI (INCIPIENT PULSING) J_2 = JIANGJIA (NO PULSING)
 J_1 JIANGJIA (INCIPIENT PULSING) Q = QUINSHUI (NO PULSING)

Figure 11.5 :

*Limite théorique entre écoulements pulsés
 et non pulsés (réf. 11.12)*

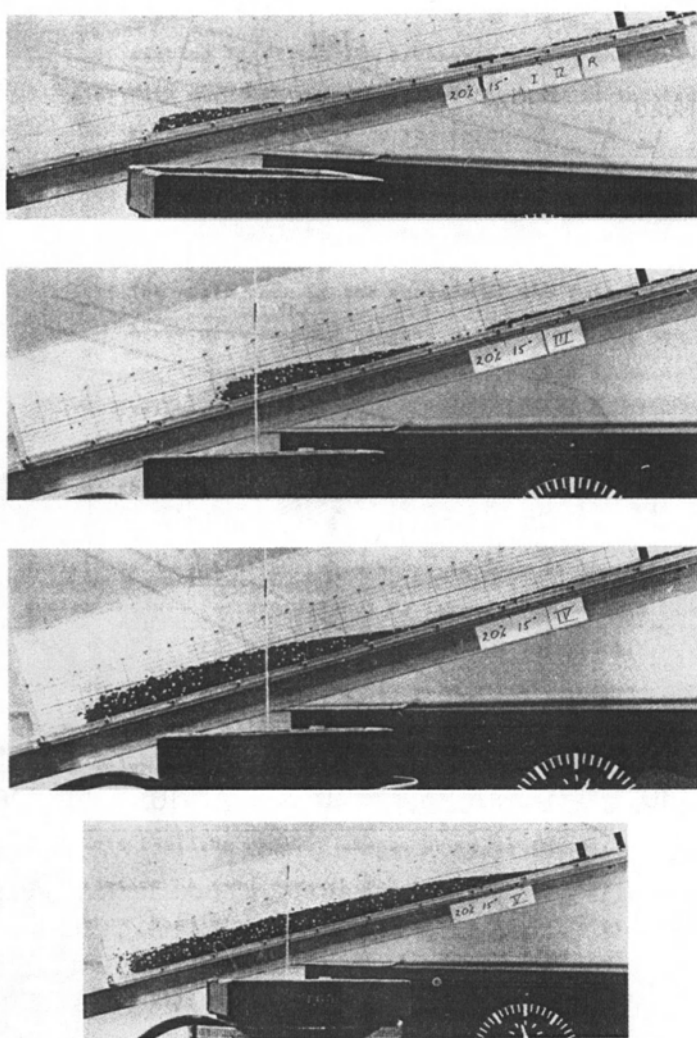


Figure 11.6 :
 Formation des intumescences avec un volume solide croissant
 (réf. 11.12)

Après cette analyse de résultats hydrauliques établis par ailleurs, DAVIES se demande si ce fonctionnement pulsé se produit en présence d'une grande concentration de sédiments ; comme on le sait, la densité des bouffées est supérieure à celle du fluide inter-bouffées ; un rassemblement des matériaux grossiers à l'intérieur des bouffées est-il possible ? C'est ce fonctionnement que DAVIES vérifie expérimentalement, montrant que la présence de sédiments dans l'eau amplifie ces instabilités, que les particules solides ont en effet tendance à se rassembler jusqu'à ce que leur concentration soit suffisante pour changer le comportement du fluide (réf. 11.12) : en-dessous de cette concentration, les grains sont isolés dans l'eau et sont gouvernés dans leurs déplacements par leur interaction avec le fluide ; au-delà de cette concentration ce sont les amas de particules qui se déplacent avec un fluide qui sert de lubrifiant et même des zones sans eau. Le film tiré de ces expériences montre clairement le mouvement de ces particules qui, transportées par l'eau à faible concentration, interfèrent entre elles, se rassemblent et forment des amas indépendants dont les caractéristiques font effectivement penser aux laves torrentielles et qui vont moins vite que le reste du courant plus fluide.

Au-delà des résultats fructueux obtenus par DAVIES sur le fonctionnement interne de ces intumescences, il y a aussi des indications qui, si elles étaient confirmées, pourraient devenir très intéressantes pour les praticiens ; par exemple, à vitesse et pente données, l'adjonction de sédiments ne conduit pas à une augmentation de la hauteur de l'intumescence, mais à un accroissement du corps de la bouffée, à hauteur constante (fig. 11.6).

A volume constant, par contre, hauteurs et vitesses sont reliées linéairement (fig. 11.7).

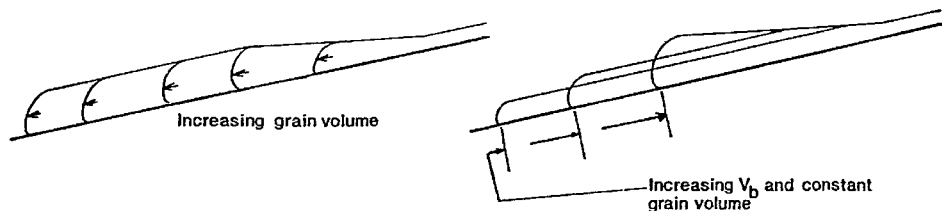


Figure 11.7 :

Variation des caractéristiques géométriques de la bouffée en fonction de la vitesse et de la concentration (réf. 11.12)

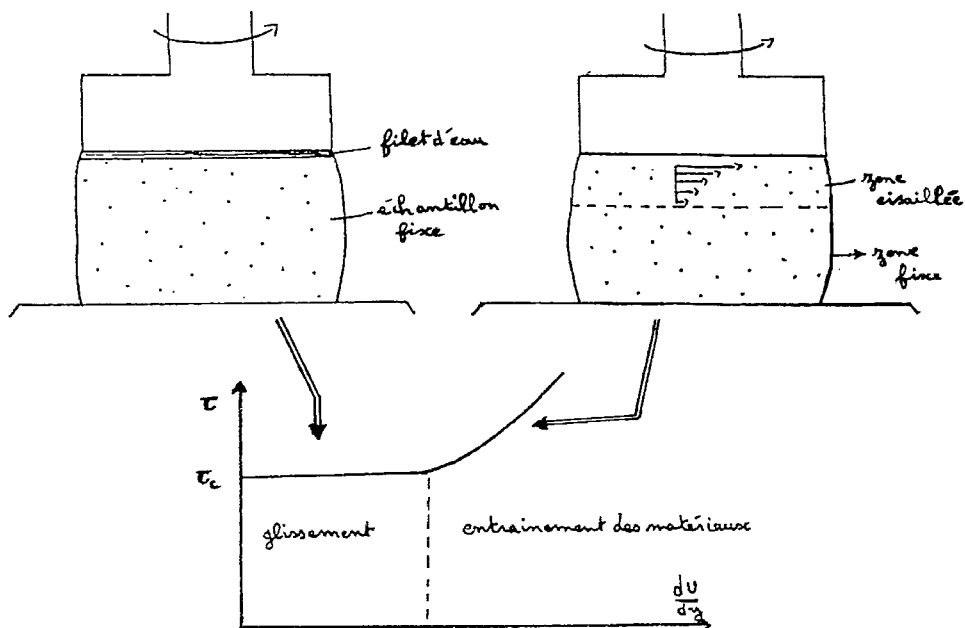


Figure 11.8 :

Le phénomène du glissement (réf. 11.5)

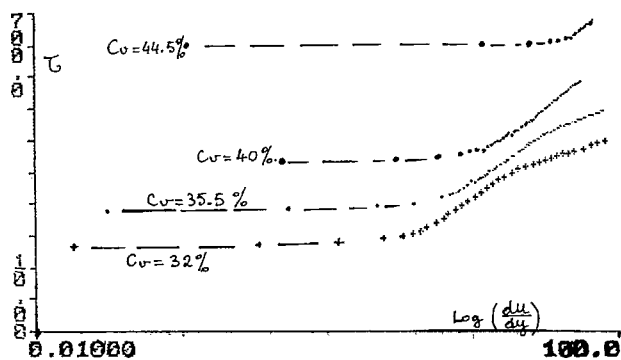


Figure 11.9 :

Rhéogrammes avec glissement du torrent
du Pousset (réf. 11.5)

Par ailleurs, l'analyse des vitesses différentielles à l'intérieur des fronts de laves, montre que les forts cisaillements se produisent très près du fond ; cette épaisseur cisailée semble être de l'ordre de une à trois fois l'épaisseur des matériaux solides ; au-dessus, le reste des sédiments semble se propager sans beaucoup de mouvements relatifs entre grains adjacents ; ceci peut s'interpréter à partir des théories de fluides à seuils, mais on peut dire aussi qu'on a affaire à un écoulement "glissant" sur une ou plusieurs couches de matériaux comme sur un roulement à billes. Cette dernière interprétation peut sembler cohérente avec les analyses de COUSSOT (voir ci-après).

11.2.3 - COUSSOT

Le travail de COUSSOT (réf. 11.5) s'apparente en première approche à celui de PHILIPPS, car il porte d'abord sur la compréhension du comportement rhéologique des matériaux qui composent les laves torrentielles. On a vu que PHILIPPS s'intéresse aux faibles taux de cisaillement (inférieurs à 20 s^{-1}) ; COUSSOT s'inscrit dans cette tendance, mais de plus, il examine les phénomènes qui se produisent au déclenchement. Notons qu'il n'a pu le faire qu'avec des rhéomètres de laboratoire (du type plan-plan), ce qui suppose une troncature de la courbe granulométrique des matériaux naturels pour tout ce qui est au delà de 40 microns. Notons aussi que ce ne sont pas les valeurs numériques des paramètres rhéologiques qui l'ont intéressé, mais les phénomènes eux-mêmes qu'il a observés avec microscope et caméra.

Les concentrations étudiées sont comprises entre deux limites ; une limite inférieure en-dessous de laquelle il y a trop d'eau pour qu'elle soit toute intégrée aux matériaux solides, et une limite supérieure au delà de laquelle tous les grains solides ne peuvent pas être humectés. Ces deux limites sont de l'ordre de 32 % et 45 % en concentration volumique pour le torrent du Pousset (voir chapitre 5). COUSSOT constate bien un seuil de contrainte au démarrage, croissant avec la concentration ; mais surtout, le premier phénomène clairement observé est celui d'un glissement à la paroi supérieure par formation d'un film d'eau qui supporte tout le cisaillement pendant un certain palier.

Il est vrai que le type de rhéomètre utilisé favorise ce phénomène, en permettant une ségrégation par gravité ; il faut toutefois se demander s'il peut se produire dans la nature : ce point doit faire l'objet de recherches complémentaires, mais on peut penser que les parois des torrents sont en général suffisamment rugueuses pour que ceci ne se produise pas trop ; il doit par contre exister dans le cas de transport de matériau solide en conduite où on doit au contraire chercher à le favoriser.

Quoiqu'il en soit, la conséquence pour les expérimentations a été la transformation des parois du rhéomètre pour les rendre rugueuses et éviter ce phénomène ; on voit la comparaison sur le graphique 11.10.

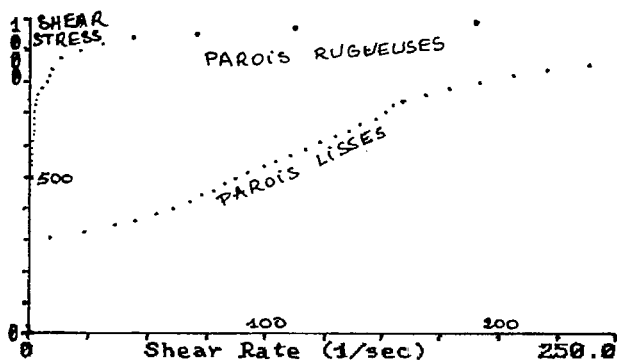


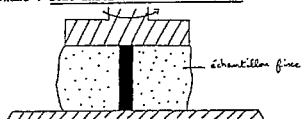
Figure 11.10 :

*Influence de la nature des parois sur le
rhéogramme (torrent du Pousset) (réf. 11.5)*

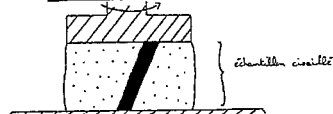
Ayant éliminé ce premier phénomène, COUSSOT s'intéresse ensuite à un deuxième, qui est en fait un glissement, mais à l'intérieur de l'échantillon cisailé, que COUSSOT appelle fracturation. On peut suivre sur la figure 11.11 comment se déroule une expérience de cisaillement : pendant la première phase, le seuil de contrainte initiale n'est pas dépassé, il n'y a pas de mouvement ; une fois ce seuil dépassé, (deuxième phase), un mouvement de cisaillement simple se produit sur tout l'échantillon ; et, à partir d'une contrainte caractéristique, la fracturation se produit, entraînant la partie supérieure, (avec cisaillement à peu près uniforme au départ, difficilement observable ensuite), alors que la partie inférieure reste immobile, du moins au départ. On peut suivre cela sur les rhéogrammes obtenus, (fig. 11.12), pour les matériaux (les fines seulement) de deux torrents à laves.

On voit que la fracturation se produit pour des gradients de vitesse très faibles, 0.1 et 0.15 s^{-1} . Ceci signifie que les écoulements naturels, qui ont des gradients de vitesse pourtant faibles, (entre 1 et 10 s^{-1}), ont de bonnes chances de se produire avec des surfaces de discontinuité il reste à voir ce qui se produit avec des matériaux réels, non tronqués au dessus de 40 Microns.

Première phase : Etat initial avant déformation



Deuxième phase : Faibles vitesses de rotation



Troisième phase : Moyennes et grandes vitesses

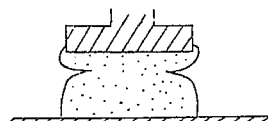
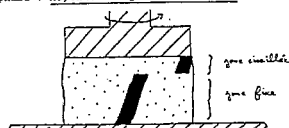


Figure 11.11 :

Phénomène de fracturation sur un
rhéomètre cone-plan (réf. 11.5)

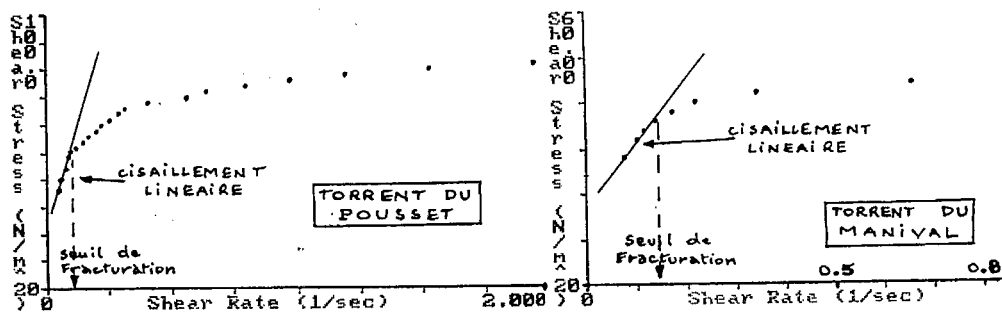


Figure 11.12 :

Rhéogrammes avec fracturation

Les expériences de COUSSOT montrent également que le niveau de la zone de fracturation ne reste pas constante, mais descend quand la contrainte croît ; de plus, la partie inférieure de l'échantillon

ne reste pas immobile mais devient l'objet de mouvements par couches non régulières, de langues qui glissent les unes sur les autres. Enfin, il faut indiquer que, si avant la fracturation, la loi rhéologique semble être une loi de Bingham, ses paramètres n'ont rien à voir avec ce qu'une lecture aveugle du rhéogramme vers les fortes valeurs de gradients de vitesses donnerait (tableau 11.1).

Origine de l'échantillon	Paramètres de la loi de Bingham			
	avant fracturation		après fracturation	
	τ_c	μ_p	τ_c	μ_p
Pousset	30	250	125	.38
Manival	20	135	78	.20
Bentonite	50	4000	120	.18
Argile d'Eybens	60	1000	170	.38

Tableau 11.1 :

Caractéristiques des lois de Bingham traduisant des rhéogrammes au démarrage et aux forts gradients de vitesse

11.3 - APPROCHES PAR LES MODELES

11.3.1 - SOGREAH

Ce n'est pas avec un objectif de recherches que les ingénieurs de Sogreah se sont confrontés aux problèmes posés par les laves torrentielles, mais pour proposer des aménagements compatibles avec l'existence de ces phénomènes rares (réf. 6.6).

La technique utilisée pour cela est la modélisation physique ; mais un problème de base est pour l'instant non résolu, celui des lois de similitude permettant de passer de la réalité au modèle ; si celles-ci sont connues et largement utilisées pour des fluides diphasiques avec matériau grossier mais restant newtoniens, des problèmes commencent à se poser pour reproduire en similitude les matériaux fins d'une part, et d'autre part on est loin de connaître suffisamment les forces qui gouvernent le comportement des laves torrentielles pour être capable d'en construire un fluide "modèle".

Les techniciens de SOGREAH ont donc été contraints de fabriquer un fluide "modèle" au juger, en cherchant par essais et erreurs la composition en sable, craie, argile, et adjuvants tensio-actifs qui donne l'apparence la plus plausible d'une lave torrentielle ; la modélisation physique n'a donc pu être réglée au niveau du fluide ; elle l'a par contre été, et de façon d'autant plus impérative, au niveau global, par reproduction des événements catastrophiques du passé et comparaison avec les témoignages des archives. Une fois ce calage réalisé, l'étape suivante a consisté, comme pour les autres modèles, à regarder quels aménagements permettent d'encaisser la lave torrentielle sans dommage.

Cette possibilité de reproduction du comportement macroscopique des laves peut être utilisée dans un but plus "scientifique" de connaissance a priori, pour étudier les lois d'écoulement et caler des modèles mathématiques, mais cette voie sera d'autant plus fructueuse que l'on aura progressé dans la connaissance de la rhéologie des différents fluides torrentiels, même si l'on aura vraisemblablement du mal à en élaborer les lois de similitude.

11.3.2 - DELEON et JEPSON

Ces deux chercheurs ont un objectif similaire à celui des ingénieurs de SOGREAH, qui est de posséder un outil de résolution des problèmes posés par les aménagements de protection contre les laves torrentielles ; possédant un modèle mathématique résolvant les équations de Saint-Venant, ils ont cherché comment l'adapter à la représentation des laves torrentielles (réf. 11.6).

Ils ont admis que la loi de perte de charge de Chézy restait valable pour les laves torrentielles, que celles-ci étaient newtoniennes, et qu'elles s'écoulaient en régime laminaire ; avec ces hypothèses, ils ont calé deux relations empiriquement : la première entre le coefficient de Chézy C et le nombre de Reynolds Re , la deuxième entre densité, viscosité et rayon hydraulique traduit une sorte d'équation d'état du fluide. Ils obtiennent :

$$C = 1.02 Re^{0.52} \quad (11.4)$$

$$\frac{\rho}{\eta} = \frac{10}{R} \quad (11.5)$$

La difficulté a été bien sûr de caler ces relations sur des valeurs expérimentales ; en fait, ils n'ont utilisé que deux laves torrentielles en tout et pour tout, le reste des données provenant soit des essais sur modèle de TAKAHASHI, soit de mesures d'écoulement de boues dans des tuyaux.

En conséquence, la représentativité des équations ci-dessus doit être questionnée dans un contexte plus large et devrait faire l'objet de travaux complémentaires comme par exemple de confronter le modèle de Saint-Venant ainsi obtenu à une propagation de lave réelle (comme celles du Mont Saint-Helens par exemple où les données de terrain doivent commencer à être nombreuses), mais ceci a peut-être été fait depuis. De plus, il faut noter que dans leur note, DELEON et JEPPSON traitaient seulement le problème du régime permanent varié et non celui de la propagation du front de lave ; et si les laves ont un comportement transitoire autogénéré, il est évident que leur modèle ne le traduit pas.

Quoi qu'il en soit, outre la possibilité de calculer des courbes de remous pour des laves torrentielles, on obtient également une formule de régime permanent uniforme très simple :

$$V = 11.4 * R * I \quad (11.6)$$

Si on compare cette formule à une des formules donnant le régime permanent uniforme en eau claire (par exemple la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de rugosité de 15), on obtient, à rayon hydraulique et pente identiques, des vitesses de 2,5 à 6 fois plus faibles pour le régime permanent des laves torrentielles, pour des rayons hydrauliques (1 à 5 mètres) et des pentes (.05 à .2) usuels de laves torrentielles.

11.3.3 - Les modèles mathématiques

La voie décrite avec DELEON et JEPPSON est bien sûr tentante : dès lors qu'on possède un modèle de propagation, comment le modifier pour qu'il soit à même de simuler des laves torrentielles ?

Des travaux existent, plus ou moins complexes, sur ce thème : aux Etats-Unis, on peut citer Mac ARTHUR et SCHAMBER (réf. 11.7) ou LANG et DENT (réf. 11.8) ; de même TAKAHASHI et al. au Japon ont utilisé un tel modèle (réf. 11.9) pour représenter l'évolution des lahars qui ont causé la mort de 20 000 personnes à Armero en Colombie. Le gros problème que rencontrent les usagers de ces modèles est celui de savoir quelles lois rhéologiques y entrer, quelles valeurs des paramètres internes adopter (densité, viscosité, concentration, rigidité initiale, etc..), et enfin comment caler le modèle à défaut de pouvoir le valider.

Le point commun à tous ces modèles est malgré tout de travailler en mono ou à la rigueur (réf. 11.7) en bidimensionnel : la répartition des paramètres sur une verticale n'est pas prise en compte ; cette démarche est en fait risquée, du moins tant que les questions posées par DAVIES et COUSSOT notamment ne sont pas résolues : un modèle résolvant les équations de Saint-Venant peut-il rendre compte du comportement transitoire auto-généré des laves ? peut-il traduire l'écoulement d'un fluide à fracturation surtout si on ne connaît pas la position des surfaces de discontinuité ?

Néanmoins, étant donné que ce genre d'outil (le modèle, qu'il soit physique ou mathématique), est le seul dont on puisse disposer pour l'instant, il faut poursuivre la voie du modèle mathématique à caler globalement ; mais ces modèles ne peuvent se contenter du régime permanent varié comme l'ont utilisé DELEON et JEPPSON ; il faut pouvoir simuler des fronts de laves (avec un modèle d'onde de rupture de barrage par exemple), simuler un arrêt de lave à pente non nulle (avec une dissipation d'énergie du genre frottement solide ou rigidité initiale par exemple) et peut-être lui donner une loi de variation des paramètres internes reliant viscosité, densité et concentration (comme celle de DELEON et JEPPSON).

De plus, il faudra bien que ces modèles soient calés sur des données observées et le plus sûr est évidemment de disposer de véritables observations sur des laves torrentielles naturelles. C'est ce que le CEMAGREF compte réaliser en poursuivant le travail de thèse de MARTINET (réf. 11.17) qui a utilisé un modèle de St-Venant avec deux lois de pertes de charge : la loi de Chezy qui traduit la dissipation d'énergie turbulente usuelle et la loi de Bingham, en n'utilisant que la rigidité initiale, traduisant ainsi le frottement à la paroi. La lave torrentielle du 24/7/88 sur le Verdarel de St-Chaffrey a laissé comme traces : des indications de hauteur maximum pour une bouffée, et le volume et la distance d'arrêt pour une autre. L'utilisation du modèle a permis de reproduire la réalité observée avec des paramètres des lois de perte de charge qui

semblent vraisemblables ($K \simeq 12$ à 15 , $\frac{\tau_c}{\rho} \simeq 0.35$ à 0.5) et de reconstituer le volume de la première bouffée.

Bien que nécessitant encore de nombreuses confrontations à des laves torrentielles, on peut penser que le modèle mathématique pourra devenir un outil intéressant en ingénierie, mais également pourra conforter les résultats sur les laves obtenues à partir d'autres recherches.

11.4 - LES OBSERVATIONS IN SITU

Il sera primordial d'observer ce qui se passe réellement dans la propagation des laves torrentielles dans la nature, car toutes les théories, tous les modèles, toutes les expériences de laboratoire dont on a parlé ci-dessus doivent être contrôlés à l'épreuve de la manifestation naturelle.

Pour cela, il faut des sites où se produisent suffisamment de laves torrentielles pour que l'investissement très important d'installation des appareillages de mesures et d'observations y soit rentable ; et il faut également une volonté de recherche sans faille pour que l'effort soit maintenu suffisamment longtemps ; deux sites au moins existent dans le monde : le premier au Mont Yakedake au Japon, qui est sans doute le plus ancien ; le deuxième au Mont Saint-Helens aux USA, où les laves peuvent provenir soit de fonte de glacier consécutif à une éruption, soit de pluies violentes. D'autres sites existent peut-être ailleurs, sans doute en Chine (Ravine Jianjia notamment), mais peut-être en Nouvelle-Zélande, en Colombie, ou en Indonésie. D'autres Bassins versants expérimentaux pourraient éventuellement donner lieu à des observations de laves torrentielles ou à quelques mesures, mais comme les laves y sont plus rares, on risque fort d'y rater ces événements exceptionnels ; il faut citer ici le bassin de l'Alptall en Suisse, celui de Draix en France, du Rio Cordon en Italie (réf.11.16).

Il faut en effet insister sur le fait qu'observer et mesurer des laves torrentielles est un projet difficile, hasardeux qu'il ne faut pas confondre avec celui qui consiste à mesurer les écoulements et même les crues normales d'un bassin de montagne ; ce projet est lui-même sans commune mesure avec l'installation d'un bassin versant expérimental de plaine. On trouvera des indications sur l'instrumentation, dans les travaux de PIERSON pour le Mont Saint-Helens (réf. 8.5 et 11.14), et dans les travaux de OKUDA pour le Mont Yakedake (réf. 11.15).

11.5 - CONCLUSION

Pour rendre compte de l'état d'avancement des recherches sur les laves torrentielles, nous avons distingué trois approches, celles des théoriciens, celle des expérimentateurs, et celle des "modélisateurs" ; en fait, elles sont tout à fait complémentaires. Les expérimentateurs par exemple sont attachés à la compréhension fine des phénomènes physiques et ils ont raison de se méfier des modèles théoriques qui pourraient ne pas représenter la réalité "vraie" ; mais d'un autre côté, il semble peu vraisemblable qu'on puisse avant longtemps, rendre compte de cette réalité sans la simplifier et la schématiser ; la démarche des théoriciens consiste justement à compliquer les modèles rhéologiques actuels trop schématiques pour leur faire représenter de manière acceptable la réalité, en la simplifiant ; les démarches sont donc complémentaires et se rencontreront au moment où un ensemble de modèles rhéologiques simplificateurs donneront aux expérimentateurs l'impression de représenter de façon suffisamment juste la réalité.

Les "modélisateurs" enfin, confrontés à des problèmes d'ingénierie, sont avides des progrès qu'apportent les autres démarches car, les modèles mathématiques ne pouvant être calés que globalement pour l'instant, une plus grande sécurité sera apportée dans leur utilisation quand on saura aussi les caler sur le comportement des fluides à un niveau rhéologique adéquat. Etant les seuls à traiter des problèmes en vraie grandeur, les modélisateurs apporteront aux autres chercheurs la confirmation que leurs expériences sur la réalité à un niveau fin, et les modèles rhéologiques qui en sont issus, sont bien cohérents avec la réalité prise à un autre niveau, celui de l'ingénierie.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 11 -

- (11.1) Chinese concepts of modeling hyperconcentrated streamflow and debris flow. (1986). CHENG-LUNG CHEN. 3ème Symposium international sur la sédimentation des cours d'eau. Avril 86.
- (11.2) Bingham plastic or Bagnold's dilatant fluid as a rheological model of debris flow ? (1986). CHENG-LUNG CHEN. 3ème Symposium international sur la sédimentation des cours d'eau. Avril 86.
- (11.3) Generalized viscoplastic modeling of debris flow. (1988). CHENG-LUNG CHEN. ASCE Hydraulic Engineering. Vol.114. N° 3.88
- (11.4) General solutions for viscoplastic debris flow. (1988). CHENG-LUNG CHEN. ASCE Hydraulic Engineering. Vol.114. N° 3.88
- (11.5) Rhéologie des laves torrentielles. (1989). COUSSOT. Mémoire de DEA. IMG. CEMAGREF.
- (11.6) Hydraulics and numerical solutions of steady-state but spatially varied debris flow. DELEON et JEPPSON. Utah water research laboratory. July 1982.
- (11.7) Numerical method for simulating mudflows (1986). Mac ARTHUR et SCHAMBER. 3ème Symposium International sur la Sédimentation des Rivières. Avril 1986.
- (11.8) Kinematic properties of mudflows on Mont St-Helens.(1987). LANG et DENT. ASCE Hydraulics engineering. Vol.113. N° 5. May 87.
- (11.9) Estimation of debris flow hydrograph on varied slope bed. (1987). TAKAHASHI, NAKAGAWA, KUANG. Corvallis Symposium. AIHS.

- (11.10) Rheological investigations of debris flow materials.(1988).
PHILLIPS. Thèse University de Canterbury. New Zealand.
- (11.11) Large debris flow : A macro-viscous phenomenon. (1986).
DAVIES Acta Mechanica 63, 161-178.
- (11.12) Debris flow surges- A laboratory investigation. (1988).
DAVIES. Mitteilugen der Versuchsanstalt fur wasserbau,
hydrologie und glaziologie. N° 96. Zurich.
- (11.13) Periodic surges and sediment mobilization.(1986). HEGGEN.
Congrès AIHS Albuquerque. Août 86. Document N° 159.
- (11.14) Field techniques for measuring debris-flow dynamics (1985).
PIERSON. International Symposium on Erosion, debris flow,
and disaster prevention. Tsukuba. Japan.
- (11.15) Observation on the notion of debris flow and its geom
orphological effects (1978). OKUDA. International
geographical Union Commission on field experiments in
geomorphology. Paris. Octobre 78.
- (11.16) An experimental station for the automatic recording of the
water and sediment discharge in a small alpine watershed
(1988). FATTORELLI. LENZI. MARCHI. KELLER. Journal des
Sciences Hydrologiques 33, 6, 12/1988.
- (11.17) Utilisation du modèle numérique LAVE 2D pour la simulation
de la lave torrentielle de St-Chaffrey du 24/7/88 (1992).
G. MARTINET. Congrès Interpraevent. Berne.
- (11.18) Physical properties and mechanics of hyperconcentrated
sediments flows J.S. O'BRIEN et P.Y. JULIEN (1985). Proc. of
the specialty Conference on delineation of landslides, flash
floods and debris flow hazards in UTAH (cité in réf. 11.19).
- (11.19) Rheology of hyperconcentrations (1991). P.Y. JULIEN et
Yongquiang LAN. ASCE. Hydraulic Engineering. Vol. 117. N° 3.

CINQUIEME PARTIE

QU'Y A-T-IL D'UTILISABLE POUR L'INGENIEUR ?

Si ce document a été écrit jusqu'ici avec le seul objectif de synthétiser les diverses connaissances existant en hydraulique torrentielle, nous allons dans cette cinquième partie, nous assigner un objectif complémentaire ; on l'a dit en effet à plusieurs reprises dans les parties précédentes, les outils qui sont élaborés par les chercheurs dans les diverses voies de recherche possibles, sont encore loin de pouvoir être utilisés directement dans les problèmes d'ingénierie, hormis bien sûr les modèles réduits physiques.

Aussi, nous allons maintenant aborder les mêmes phénomènes qu'auparavant, sans la volonté d'être le plus explicatif possible, mais plutôt avec celle de dégager des méthodes utilisables pour les gens de terrain ; on en restera donc à un niveau plus global : on ne parlera plus par exemple de loi de comportement et de profil de vitesses, mais seulement de vitesses moyennes. Ce changement de niveau de notre approche nous permettra d'ailleurs d'utiliser les rares mesures de terrain existantes puisque jusqu'ici, elles ne concernent que les paramètres globaux des écoulements torrentiels.

Mais notre souci de synthèse persistera et nous utiliserons en tant que de besoin les recherches ponctuelles poussées lorsqu'elles nous permettront de conforter un point de vue et de dégager une méthode raisonnablement utilisable pour l'ingénieur.

SOMMAIRE DE LA 5^{ème} PARTIE

CHAPITRE 12 :

12 - LES LAVES TORRENTIELLES POUR L'INGENIEUR	195
12.1 - Introduction	197
12.2 - Quel est le problème ?	197
12.3 - Ordre de grandeur des valeurs de la concentration en sédiment solide	198
12.4 - Les méthodes indirectes de la vitesse in situ	199
12.4.1 - Remontée d'un versant opposé	200
12.4.2 - Surélévation dans une combe	200
12.5 - Ordre de grandeur des vitesses de laves torrentielles	201
12.5.1 - La voie théorique	202
12.5.2 - Les formules empiriques	202
12.5.3 - Mesures directes ou indirectes	203
12.5.4 - Conclusion	205
12.6 - Conséquences de l'existence des pulsations	205
12.7 - Le mode de formation des laves torrentielles	206
12.7.1 - Les laves à génèse hydrologique	206
12.7.2 - Les laves à génèse "glissement de terrain"	207
12.7.3 - Autres modes de formation	208
12.8 - Ordre de grandeur des débits des laves de type hydrologique	208
12.9 - Ordre de grandeur des débits des laves de type "glissement de terrain"	209
12.9.1 - Conditions d'occurrence	210
12.9.2 - Ordre de grandeur des laves de type "glissement de terrain"	212
12.9.3 - Condition d'érosion et de régime permanent	213

12.10 - Expérimentations	215
12.10.1 - Les expérimentations soviétiques	215
12.10.2 - Commentaires	217
12.11 - Synthèse	218
12.11.1 - Comparaison entre les calculs théoriques approximatifs et les expérimentations soviétiques ..	218
12.11.2 - Les débits des laves vus d'un point de vue d'hydrologue	220
12.11.3 - Précautions pour l'utilisation de ces résultats	221
Bibliographie	222

CHAPITRE 13 :

13 - LES ECOULEMENTS HYPERCONCENTRES	225
13.1 - La délimitation du domaine des écoulements hyperconcentrés	227
13.2 - Retour sur la notion de concentration	230
13.3 - Contrainte critique de cisaillement. Débit critique de début de transport. Déstabilisation du lit des torrents	230
13.3.1 - Prise en compte de l'effet de la pente	231
13.3.2 - Prise en compte de l'effet des matériaux fins ..	233
13.3.3 - Conclusion	234
13.4 - Transport solide	234
13.4.1 - Concept de capacité maximale de transport	235
13.4.2 - Considérations sur le transport solide à forte pente	236
13.4.3 - Ordre de grandeur du débit solide à la capacité maximale de transport	237
13.4.4 - Formules plus complexes donnant la capacité maximale de transport (le fluide est de l'eau) .	238
13.4.4.1 - Synthèse (TAKAHASHI)	239
13.4.4.2 - Formule SOGREAH	240
13.4.5 - Prise en compte de l'effet des matériaux fins ..	241
13.4.6 - Conclusion	243
13.5 - Lois de perte de charge	244
13.6 - Synthèse et conclusion	247
Bibliographie	248

CHAPITRE 14 :

14 - L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE ET LES ETUDES DE BASSIN VERSANT TORRENTIEL	250
14.1 - Introduction	253
14.2 - Les études de bassin versant torrentiel	253
14.2.1 - Le contexte	253
14.2.2 - Les trois phases d'une étude de bassin versant torrentiel	254
14.2.2.1 - 1ère phase : l'analyse des processus érosifs et l'étude des protections	254
14.2.2.2 - 2ème phase : l'évaluation des enjeux concernés	262
14.2.2.3 - 3ème phase : la confrontation entre les enjeux concernés et les risques ...	262
14.2.3 - Le choix d'une stratégie de protection et la programmation	265
14.3 - Importance stratégique de l'hydraulique torrentielle dans les études de bassin versant torrentiel	266
14.3.1 - Existence de laves torrentielles	266
14.3.2 - Les enjeux à protéger sont éloignés des zones génératrices de transport solide	267
14.3.3 - Une partie d'un bassin versant torrentiel est urbanisée	267
14.3.4 - Zones montagneuses et cycloniques	267
Bibliographie	269

CHAPITRE 12

LES LAVES TORRENTIELLES POUR L'INGENIEUR

12.1 - INTRODUCTION

On va aborder ici les problèmes posés par les laves torrentielles dans le domaine de l'ingénierie courante. Lorsqu'un problème difficile se pose qui justifie une étude spécifique, on peut pour l'instant utiliser la technique du modèle réduit, malgré ses incertitudes (cf. § 11.3.1) ; mais on ne peut alors traiter que des parties limitées du torrent. Il n'est pas impossible que d'ici quelque temps, on puisse utiliser des modèles mathématiques, avec les mêmes incertitudes quant au calage que pour le modèle physique et avec un intérêt sans doute complémentaire, car il sera alors préférable de représenter un linéaire important de torrent plutôt qu'une partie réduite.

Il existe par contre de nombreux cas où le praticien aimerait avoir quelques idées sur l'effet des laves torrentielles et sur leur importance, du moins en ordre de grandeur. Il faut préciser ici tout de suite que les connaissances théoriques ne remplaceront pas les connaissances qu'il aura acquises lui-même en regardant des laves torrentielles, en prélevant des échantillons et en mesurant la teneur en eau et la granulométrie, en mesurant les hauteurs atteintes dans des biefs adéquats, puis en utilisant les résultats de ces mesures pour approcher les valeurs des écoulements observés.

C'est dans l'optique de favoriser le passage des observations de terrain aux valeurs quantitatives que ce chapitre a été écrit, en synthétisant, pour chaque paramètre en jeu dans un écoulement de lave, les méthodes simples permettant d'accéder à la quantification. Les ordres de grandeur des résultats obtenus sont également synthétisés, puis comparés à des valeurs obtenues par expérimentations in situ.

12.2 - QUEL EST LE PROBLEME ?

Le problème qui se pose à l'ingénieur est celui de savoir comment tenir compte de l'existence des laves torrentielles dans un torrent donné lorsqu'il conçoit un aménagement de protection ; n'ayant que peu de données quantitatives sur les laves du torrent considéré (pour ne pas dire aucune), on se raccroche la plupart du temps à des calculs hydrologiques classiques, et on cherche à les modifier pour tenir compte de la possibilité de l'occurrence de laves torrentielles. La connaissance de l'importance et de la périodicité des événements importants du passé est alors primordiale : souvent, les torrents ont façonné des chenaux sur les cones alluviaux qui donnent des dimensions repères pour les projets.

Pour un projet, deux grandeurs sont importantes, le débit (et en particulier le débit maximum) et le volume total (en particulier, le volume de sédiments transportés) :

- en ce qui concerne le volume total, il faut ajouter au volume liquide la quantité de sédiments solides dont on peut connaître la concentration à partir de prélèvements ;
- en ce qui concerne les débits, les choses sont plus complexes ; car trois éléments interviennent : la présence de sédiments solides comme pour le volume total, la vitesse qui n'est pas celle de l'eau claire, et l'existence éventuelle de bouffées. Pour les débits, il va donc être plus difficile a priori de donner un ordre de grandeur d'un coefficient multiplicateur à affecter à un débit d'eau claire pour obtenir le débit correspondant de la lave torrentielle qu'il aurait générée.

12.3 - ORDRE DE GRANDEUR DES VALEURS DE LA CONCENTRATION EN SEDIMENT SOLIDE

D'assez nombreux prélèvements ont été faits sur des laves réelles ou sur leurs dépôts pour qu'on puisse avoir une fourchette des concentrations volumiques de sédiments solides des laves torrentielles : elles varient entre 35 % et 80 % ; ces concentrations concernent la plupart du temps les fronts de laves ; si on les utilise pour les volumes totaux (eau + sédiments), on obtient des coefficients multiplicateurs de l'ordre de 1.5 à 5, qui permettent de passer des volumes liquides aux volumes totaux.

La fourchette est large ; mais il faut noter que cette concentration dépend de la granulométrie : elle est d'autant plus élevée que la granulométrie est grossière (voir fig. 12.1 tirée de la réf. 8.5) ; en fait, il faut rappeler que la granulométrie est mal représentée par le d50 puisqu'elle est parfois bimodale.

On peut dire néanmoins que les laves ayant une concentration volumique de 80 % présentent peu de matériaux argileux, et ont une granulométrie étalée de matériaux grossiers et de matériaux fins pulvérulents qui comblent les vides laissés par les matériaux plus gros. Si la proportion de matériau fin augmente, l'apparition d'une lave se fait à une plus faible concentration et l'on se rapproche de la valeur inférieure de la fourchette. Des concentrations de l'ordre de 35 à 40 % sont obtenues au laboratoire avec des matériaux naturels argileux dont on a enlevé les éléments grossiers.

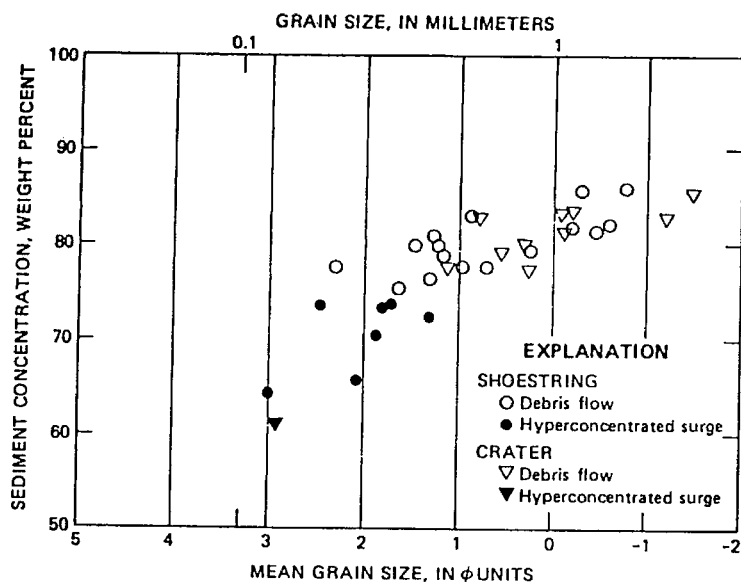


Figure 12.1 :

*Relation entre la concentration (en poids)
et la granulométrie (Mont St-Helens réf.8.5)*

Conclusion :

On peut estimer que les valeurs usuelles de concentrations volumiques rencontrées dans la nature sont de l'ordre de 50 à 75 % (densité de 1.8 à 2.25) ; ce qui donne des coefficients multiplicateurs allant de 2 à 4 pour passer d'un volume liquide à un volume total de lave, de 1 à 3 pour obtenir le volume de sédiments solides correspondant.

12.4 - LES METHODES INDIRECTES DE LA VITESSE IN SITU

On ne peut la mesurer directement avec des appareils que sur des sites équipés pour cela. Nous allons donc voir comment l'estimer par des mesures indirectes, puis nous analyserons les mesures existantes et les résultats obtenus (essentiellement sur des sites équipés).

En hydraulique classique, lorsqu'on veut obtenir une estimation de débit ou de vitesse sur le terrain, on cherche un bief où un régime permanent uniforme a pu s'établir et à partir d'une mesure de hauteur d'eau (ou de rayon hydraulique), on calcule vitesse puis débit à l'aide d'une formule connue en se donnant un coefficient de rugosité.

On ne possède pas de formule identique pour l'écoulement des laves torrentielles (ou plutôt on en possède un grand nombre dont le domaine de validité est mal connu) ; la mesure d'une seule grandeur (le tirant d'eau) dans un bief supposé uniforme, est donc insuffisante ; et il nous faut au contraire rechercher les biefs particuliers où se produisent des échanges entre l'énergie cinétique et l'énergie potentielle, de façon à pouvoir faire deux mesures pour deux régimes différents et en déduire une estimation du débit à partir des lois de l'hydraulique (équation de Bernouilli). Nous allons donc voir dans quel cas de figure nous pouvons opérer ainsi.

12.4.1 - Remontée d'un versant opposé

Il peut arriver qu'une lave sorte de son lit et monte le long d'un versant (fig. 12.2). En négligeant les frottements la formule de BERNOULLI donne :

$$U = (2gh)^{0.5} \quad (12.1)$$

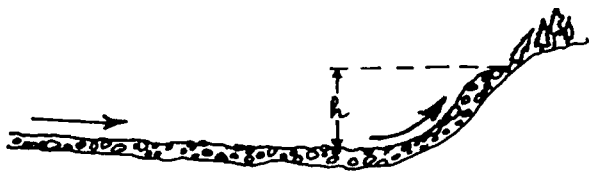


Figure 12.2 :

Remontée d'une lave sur un versant (réf. 12.2)

12.4.2 - Surélévation dans une courbe

Les torrents à laves sont souvent tortueux, et les virages impriment à l'écoulement une surélévation qui peut parfois être mesurée facilement (fig. 12.3). Il faut en outre mesurer le rayon de courbure R_c et la largeur du chenal l .

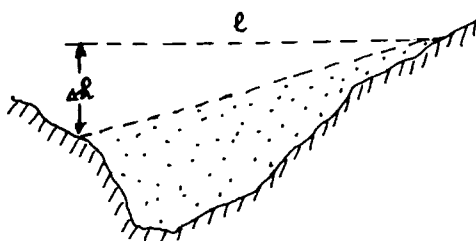


Figure 12.3 :

Surélévation dans une courbe (réf. 12.2)

Pour un écoulement newtonien subcritique à filets liquides parallèles, la hauteur de la surélévation se calcule facilement et, en inversant, on obtient :

$$\bar{U} = (g \cdot \Delta h \cdot R_c / l)^{0.5} \quad (12.2)$$

COUSSOT (réf. 12.8) a vérifié que cette formule pouvait être utilisée également pour les fluides non newtoniens et a précisé la méthode pratique.

Comme on le voit sur la figure 12.2, il y a des cas où l'incertitude sur les mesures est grande ; on préférera donc les sites où les berges sont le plus raides possible et les courbures des deux berges le plus concentriques possible.

De plus, cette situation est souvent difficile à interpréter lorsque l'écoulement se produit par bouffées, car on peut avoir du mal à reconnaître les traces des bouffées successives ; une reconnaissance préalable de l'évènement est donc nécessaire.

12.5 - ORDRE DE GRANDEUR DES VITESSES DE LAVES TORRENTIELLES

On va tenter ci-après de rassembler les bribes de résultats pour obtenir quelques indications sur le coefficient qui permettrait de passer de la vitesse d'un débit d'eau claire à la vitesse du débit de lave torrentielle ayant même hauteur ; ceux-ci proviennent de diverses origines que nous allons inventorier.

12.5.1 - La voie théorique

On a vu que la loi de Bingham est utilisée par certains comme loi de comportement explicative des laves torrentielles ; la détermination des paramètres de cette loi à partir de mesures in situ de vitesse superficielle et de largeur de l'écoulement sans cisaillement a été faite (voir § 9.4.2 et 9.5) sur des hauteurs d'écoulement faibles, inférieures au mètre. L'utilisation de ces valeurs au delà du domaine de calage est hautement problématique et donne des valeurs de vitesses très rapidement croissantes (en h^2 et non en $\sqrt{h}$) ; il semble donc bien qu'on ne puisse utiliser la loi de Bingham et les paramètres qui y sont associés en dehors du domaine de calage des paramètres, ce qui équivaut à se servir des valeurs mesurées elles-mêmes, ce que nous ferons plus loin.

Le même problème se pose à partir de la loi dilatante, avec la difficulté supplémentaire que peu de mesures réelles ont servi à la caler et que par conséquent son domaine de validité est surtout représenté par des essais sur modèle réduit.

On a vu par ailleurs (§ 11.3.2) que DELEON et JEPPSON ont déduit, à partir de très rares mesures et à travers un modèle de comportement du fluide, l'expression de la vitesse du régime permanent uniforme des laves torrentielles et que cela donnait des vitesses 4 à 10 fois plus faibles que celles qu'on aurait pour un même rayon hydraulique et une même pente ; on a vu aussi que cette théorie est assez problématique ; constatons tout de même que les auteurs obtiennent comme résultat une vitesse nettement plus faible pour les laves torrentielles que pour de l'eau claire, à même hauteur d'écoulement et même pente.

12.5.2 - Les formules empiriques

On trouve dans la littérature des formules empiriques non vérifiables, mais qu'il est utile de citer. La plus ancienne est vraisemblablement due à un Français, THIERRY (réf. 1.2) qui a proposé de réduire le coefficient de rugosité des formules classiques des formules de vitesse d'écoulement par un facteur torrentiel k .

$$k = \frac{1}{1 + C_v \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)} \quad (12.3)$$

Dans le même ordre d'idée, en URSS, SHRIBNY (cité par TAKAHASHI, réf. 10.3 et par O'BRIEN, réf. 12.13) a proposé la formule :

$$\bar{U} = 6.5 \ R^{2/3} \cdot I^{1/4} \cdot \frac{1}{\left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s + \rho} \frac{C_v}{1 - C_v} + 1 \right]^{1/2}} \quad (12.4)$$

Ces deux formules ont pour conséquence de diminuer nettement la vitesse de la lave, à hauteur d'écoulement constante.

12.5.3 - Mesures directes ou indirectes

Quand une vitesse de lave torrentielle est mesurée, il semble très facile d'appliquer une formule de régime permanent (Manning-Strickler) pour calculer la vitesse d'un débit d'eau claire ayant même pente et même rayon hydraulique ; ce calcul est en fait hasardeux, car les pentes sont en général trop fortes pour qu'on soit dans le domaine de validité de la loi de Manning-Strickler ; de plus, à de telles pentes, le débit d'eau claire serait vraisemblablement pulsé, et cette formule n'est alors plus valable. Acceptons la malgré tout, et calculons la vitesse d'un débit d'eau claire de même profondeur moyenne et même pente que les laves mesurées directement ou indirectement.

a/ Mont St-Helens

PIERSON y a fait des mesures dans deux cas de figure :

- dans un article (réf. 8.5), il relate le comportement de petites laves canalisées dues à une fonte du glacier de Shoestring et s'écoulant dans la "Muddy river" ; les hauteurs de laves y sont métriques, les débits vont de 1 à 50 m³/s, les concentrations volumiques du front de lave vont de 55 à 70 % et les vitesses, mesurées à partir d'appareillages (caméra, limnigraphes à ultra sons, etc ...) vont de 1 à 6 m/s. Les vitesses obtenues pour de l'eau (avec k = 15) sont de 1.5 à 2.5 fois plus élevées que les vitesses mesurées sur les laves.

D'ailleurs, PIERSON propose, à partir de ses mesures, deux formules de vitesse, pour la vitesse moyenne (12.5) et

$$\bar{U} = 8.7 * (R^{**}.6667) * (I^{**}.5) \quad (12.5)$$

$$\bar{U} = 1.5 + 6 * H * I \quad (12.6)$$

pour le front de lave (12.6) qui permettent de retrouver les ratios indiqués ci-dessus (pour H*I < .5).

- dans un autre article (réf. 12.2), PIERSON décrit un phénomène assez différent au moins par la taille : il s'agit des lahars provoqués par l'explosion volcanique de 1980 du Mont St-Helens, où un mélange de liquides, gaz et solides s'est écoulé depuis le cratère en quantités énormes (14 millions de m³ au total) ; les débits vont jusqu'à 200 000 m³/s au départ sur des largeurs qui se comptent en

kilomètres, avec des vitesses de 30 à 40 m/s et des hauteurs de 10 à 20 m ; toutes ces grandeurs décroissent rapidement en s'éloignant du cratère.

Il va de soi que toutes ces grandeurs ont été reconstituées par des mesures indirectes (formules 12.1 et 12.2) ; elles ont donc moins de fiabilité que dans le cas précédent. PIERSON conserve les données les plus sûres et en tire une relation :

$$U = 20.15 * ((R^{.6667}) * (I^{.5}))^{.73} \quad (12.7)$$

valable pour : $0.1 < (R^{.6667}) * (I^{.5}) < 2.$

Pour de telles largeurs et de tels tirants d'eau (même loin du cratère, on reste à plusieurs mètres de hauteur de laves sur des centaines de mètres de large), le coefficient de rugosité de la formule de Manning-Strickler serait bien de l'ordre de 30, et on obtient là encore des vitesses supérieures pour l'eau dans un rapport de 1 à 1.8, mais cette comparaison n'a pas grande signification évidemment : les vitesses calculées pour l'eau claire sont énormes avec les grands tirants d'eau (de l'ordre de 60 m/s) d'une part ; et il est probable que les mélanges triphasiques ont des comportements assez différents de ce qui nous intéresse ici, d'autre part.

b/ Le Verdarel à Saint-Chaffrey

Le 25 aout 1988, une pluie de faible importance (pas de pluie à Briançon) mais peut-être de forte intensité (comment le savoir ?) a provoqué une lave torrentielle sur le Verdarel de Saint-Chaffrey ; une bouffée a submergé la cuvette du barrage RTM situé à la cote 1550 m, a franchi sans trop s'arrêter la plage de dépôts située à l'amont du village et a saturé le pont de l'ancienne route nationale. La première bouffée de lave a été très forte, et il y en a eu au moins une autre qui s'est arrêtée au milieu du chenal à biefs affouillables situé en aval de la plage de dépôts.

Un site de mesures a été trouvé dans une courbe à l'amont de la plage de dépôts et des traces bien visibles ont été relevées dans le chenal à biefs affouillables : l'application de la méthode exposée en 12.4.1.2 donne un débit de 250 m³/s dans le coude. La connaissance de la hauteur de l'écoulement dans le chenal à biefs affouillables permet de caler le modèle mathématique (cf. § 11.3.2) et donne un débit de l'ordre de 150 m³/s. On a donc une réduction de presque moitié (250 à 150 m³/s) du débit en 400 m d'écoulement seulement, mais avec la traversée d'une zone avec dents freineuses au milieu, il est vrai.

Le calage de la formule de Manning-Strickler dans le bief rectiligne donne un coefficient de rugosité égal à 13 alors qu'on adopterait largement le double pour un tel chenal en hydraulique classique. On retrouve donc les résultats indiqués précédemment d'une vitesse de lave 2 à 3 fois plus faible que celle d'une crue d'eau claire à même hauteur d'écoulement.

12.5.4 - Conclusion

Si l'on choisit les résultats de mesures plutôt que les valeurs théoriques pour se donner un ordre de grandeur du coefficient multiplicateur qui fait passer de la vitesse en eau claire à la vitesse d'une lave ayant même hauteur, on obtient un coefficient qui varie entre 0.33 et 0.66. A débit constant, si la lave est canalisée dans un chenal à berges à peu près verticales, cette diminution de vitesse doit être compensée par une augmentation de hauteur et on obtient des coefficients majorateurs qui vont de 1.5 à 3.

12.6 - CONSEQUENCES DE L'EXISTENCE DES PULSATIONS

Comme on l'a vu précédemment, le caractère transitoire des laves torrentielles ne sera sans doute pas explicable à partir d'une seule origine et on aura peut-être du mal à déterminer, pour une lave donnée, si son comportement transitoire est auto-généré, ou si des causes extérieures en sont responsables ; il faudrait faire une synthèse de tout ce qui a déjà été étudié sur ce sujet ; on peut malgré tout penser que, la génération des intumescences faisant intervenir le rapport entre les forces de gravité et le frottement, les cas de figure doivent être différents suivant qu'on est dans un chenal étroit ou au contraire très large.

Quoi qu'il en soit, ce phénomène conduit à augmenter le tirant d'eau à prendre en compte pour les projets et il n'est pas inutile de connaître un ordre de grandeur de cette augmentation. Heggen par exemple (réf. 11.13) donne des ordres de grandeur du rapport entre la hauteur de l'intumescence et la hauteur moyenne qui varient entre 1.25 et 1.5 pour des ondulations qui ne déferlent pas. Le US Bureau of Reclamation propose de prendre un rapport maximum de 2 pour éviter le débordement dans les coursiers d'évacuateurs de crue.

Ces ordres de grandeur sont confirmés par des essais de TAKAHASHI (réf. 10.1) qui donnent les résultats de la figure 12.4 ; ces expérimentations ont été faites sur modèles réduits et avec des matériaux granulaires. On voit que le rapport des hauteurs d'eau est compris entre 1 et 2 pour les expériences faites avec le matériau le plus grossier ; les valeurs du nombre de Froude pour ces expériences confirme bien le résultat qualitatif de DAVIES indiquant que des rouleaux peuvent se produire à des nombres de Froude inférieurs à 2.

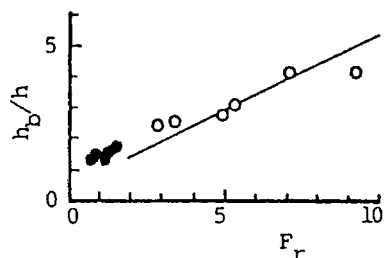


Figure 12.4 :

*Rapport de la hauteur maximum des intumescences
à celle de la hauteur normale (réf.10.1)*

Par contre les résultats obtenus par TAKAHASHI avec le matériau le plus fin (nombre de Froude allant jusqu'à 10), qui donnent des coefficients multiplicateurs très supérieurs, devraient être analysés de plus près car les nombres de Froude y sont bien supérieurs à ce qu'on rencontre dans la nature.

Conclusion :

on peut admettre que l'existence de pulsations peut conduire à majorer la hauteur d'écoulement par rapport à la hauteur de l'écoulement permanent et uniforme correspondant, dans un rapport allant de 1 à 2.

12.7 - LE MODE DE FORMATION DES LAVES TORRENTIELLES

On ne s'est jusqu'ici préoccupé que de la dynamique des laves torrentielles et non de la façon dont elles se sont formées. Nous nous y intéressons maintenant en distinguant deux types de formation :

12.7.1 - Les laves à génèse hydrologique

Pour cette catégorie de laves, une pluie provoque un débit ruisselé qui se charge de matériau solide, soit sur les versants, soit en traversant une zone de stockage de matériau érodable, soit par effondrement de berges, etc ... et se rassemble avec son matériau

solide dans le réseau hydrographique, à une concentration adéquate pour que l'écoulement soit une lave torrentielle. L'origine spatiale de la lave torrentielle est alors diffuse, et on peut s'en assurer en inventoriant tout le bassin, car les écoulements précurseurs dans les affluents laissent en effet des traces identifiables.

Pour ce type de laves torrentielles, on doit pouvoir admettre, dans une certaine mesure, une correspondance entre le volume total de la lave et celui du ruissellement en eau claire. Cette correspondance (que nous allons examiner au paragraphe 12.8) est sûrement d'autant plus valable que le volume de ruissellement est faible et est provoqué par un épisode pluvieux simple. Pour les épisodes paroxysmaux d'origine hydrologique comme les cyclones en Nouvelle-Calédonie, ou la Réunion, ou l'aiguat del 40 dans le Vallespir, où la durée de la pluie est supérieure à la journée, les transports solides torrentiels peuvent bien sûr provenir de phénomènes alternés dans le temps, tantôt du type lave, tantôt du type écoulement hyper concentré, et les interprétations sur ce qui s'est passé deviennent alors très difficiles.

Le gros intérêt des laves torrentielles de type hydrologique pour lesquelles on peut faire l'hypothèse d'une correspondance entre le volume du ruissellement et celui de la lave torrentielle qu'il génère, provient de ce qu'on peut alors poursuivre la logique de l'étude hydrologique classique, c'est-à-dire faire de la prédétermination de laves torrentielles, et attribuer des durées de retour, ce qui est impossible avec les laves du type glissement de terrain.

12.7.2 - Les laves à genèse "glissement de terrain"

Pour ce type de lave, le déclenchement provient d'un phénomène de rupture d'une masse de terrain en équilibre instable, en mouvement parfois lent (vitesse comptée en cm/jour ou cm/an) qui, sous l'effet d'un facteur déclenchant (rupture du pied du glissement, surcharge, augmentation de la pression interstitielle), s'accélère et se met à couler (vitesse comptée alors en m/s). Ce phénomène est bien connu des spécialistes de mouvements de terrain qui distinguent souvent les coulées boueuses (qui se produisent plutôt sur des versants) des laves torrentielles (qui s'écoulent dans un chenal). Il n'y a pas de différence à faire, de notre point de vue, entre ces deux phénomènes, qui ont des lois de comportement et d'écoulement identiques. La coulée boueuse sera simplement traitée en bidimensionnel alors que la lave l'est en monodimensionnel. On peut se reporter au graphique 4.3 pour lire la continuité entre glissement de terrain et lave torrentielle et voir qu'on passe alors de la mécanique des sols à la mécanique des fluides.

On conçoit que la prévision du volume d'une lave de type "glissement de terrain" soit extrêmement difficile, sauf cas particulier de glissement menaçant des enjeux importants et par conséquent connu et surveillé ; dans la plupart des cas, si les zones en glissement sont connues et inventoriées dans les bassins torrentiels français, on ne peut déterminer à l'avance quelle partie du glissement peut se réactiver, ni à partir de quel seuil de pluie ; le mode de rupture intervient également : on peut être proche d'un écroulement -exemple du Mont Ontake au Japon où 30,16^e m³ se sont écroulés [comme à la Valtellina (1987) ou à Zermatt (1991)] mais se sont ensuite écoulés dans la vallée en une énorme lave torrentielle de 40 m de haut ; mais si la surface de rupture est plus vaste, répartie sur une large surface, on a alors un glissement de terrain souvent lent qui peut, à une rupture de pente du profil en long, par exemple, générer une lave torrentielle d'une partie seulement de la masse en mouvement (cas des glissements de Lavalette, de Boulc ou de St-Martin-la-Porte).

Il faut maintenant indiquer un mode particulier de génération de laves torrentielles de type "glissement de terrain" car il a donné lieu à de nombreuses études au laboratoire (cf. § 12.9) : c'est le cas d'un massif de terre ou de gravier, bien individualisé, dont la stabilité est autonome par rapport au reste du bassin versant, et dont on peut par conséquent étudier les conditions de rupture par saturation. Tout le problème pour le praticien est évidemment celui de savoir si le cas concret auquel il est confronté peut être schématisé de cette façon. C'est ce qui a été fait par exemple pour les Conques de Vernet-les-Bains (réf. 12.10 et 12.11).

12.7.3 - Autres modes de formation

On a détaillé ci-dessus les modes d'occurrence de laves torrentielles que l'on rencontre en France et auxquels le praticien français est confronté. Il y a d'autres possibilités comme les lahars dus à la fonte de quantités importantes de neige ou de glace par une éruption volcanique ; certains exemples sont célèbres : Mont St-Helens (1981) ou Nevado del Ruiz (1985), et ont été particulièrement étudiés.

12.8 - ORDRE DE GRANDEUR DES DEBITS DES LAVES DE TYPE HYDROLOGIQUE

En raisonnant très grossièrement, nous pouvons tenter de trouver un ordre de grandeur permettant de passer du débit d'eau claire générant la lave (ou de sa hauteur) au débit correspondant de lave (ou à sa hauteur), en utilisant les ratios déterminés aux paragraphes 12.3 à 12.6. Nous nous plaçons dans l'hypothèse où la lave s'écoule dans un chenal canalisé où la section $S(h)$ croît comme $h^{1.6}$, ce qui nous permet de calculer les variations de hauteur connaissant les variations de section et vice-versa. Nous utiliserons la formule de Manning-Strickler :

$$V = K h^{2/3} I^{1/2} \quad \text{et} \quad Q = V \cdot S(h)$$

Passons en revue les différents phénomènes qui interviennent :

- la présence de sédiment (cf. § 12.3) augmente le volume d'un rapport k_1 (de l'ordre de 2 à 4). Admettons que celui-ci se reporte sur la section. On en déduit :

$$H_{lave.1} = k_1^{1/1.6} \cdot h_{eau} \quad (12.8)$$

- le coefficient de rugosité de la formule de vitesse est réduit d'un rapport k_2 (de l'ordre de 1.5 à 3), (cf. § 12.5.3). Pour que le débit s'évacue, il faut donc que $[h^{2/3} \cdot S(h)]$ soit multiplié par k_2 . On en déduit :

$$H_{lave.2} = k_2^{1/2.26} \cdot H_{lave.1} \quad (12.9)$$

- enfin, deuxième effet dynamique, les pulsations augmentent la hauteur d'un facteur k_3 (qui varie entre 1 et 2). On a donc :

$$H_{lave.3} = k_3 \cdot H_{lave.2} \quad (12.10)$$

Conclusion : on obtient finalement :

$$H_{lave} = k_1^{1/1.6} \cdot k_2^{1/2.26} \cdot k_3 \cdot h_{eau} \quad (12.11)$$

ce qui nous donne un rapport multiplicateur variant entre 1.8 et 7.7. Le débit des pulsations par rapport au débit de régime uniforme ne nous est pas connu ; on ne va calculer le rapport multiplicatif qu'en l'absence de pulsations, à partir de :

$$Q_{eau} = S(h_{eau}) \cdot K h_{eau}^{2/3} I^{1/2}$$

et

$$Q_{lave} = S(h_{lave}) \cdot \frac{K}{k_2} \cdot h_{lave}^{2/3} I^{1/2}$$

On obtient $Q_{lave} = k_1^{1.41} Q_{eau}$, ce qui donne un rapport compris entre 2.65 et 7.

12.9 - ORDRE DE GRANDEUR DES DEBITS DES LAVES DE TYPE "GLISSEMENT DE TERRAIN"

Rappelons tout d'abord qu'on ne traite ici que le cas schématique décrit à la fin du paragraphe 12.7.2 d'un massif de gravier autonome, qui est vraisemblablement loin de pouvoir représenter tous les cas possibles de génération de lave torrentielle à partir d'un phénomène de rupture de type glissement de terrain ou écoulement.

De plus, la plupart des études ont considéré un massif de matériau sans cohésion et à granulométrie uniforme. TAKAHASHI a été un des pilotes de l'exploration de ce mode d'étude et nous allons ici nous inspirer largement de ses travaux (réf. 8.6).

12.9.1 - Conditions d'occurrence

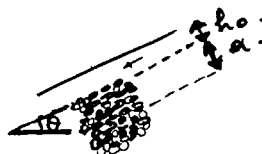


Figure 12.5 :

*Etude de la rupture d'une lave
de type "glissement de terrain"*

Le matériau, sans cohésion, est caractérisé par son angle de frottement interne statique φ , sa compacité C^* et sa masse volumique ρ_s . Il s'agit de savoir à partir de quel niveau d'eau la stabilité n'est plus assurée, en-dessous du niveau du sol, ou au-dessus ($h_o > 0$), et, lorsque la rupture survient, à quelle profondeur a ($> d_{50}$) elle se produit. La force motrice est donnée par la composante dans le sens de l'écoulement du poids total (eau + matériau solide) et la force résistante se déduit par l'angle de frottement interne de la composante normale au sens de l'écoulement, du poids des seuls matériaux immergés.

1er cas :

La rupture se produit sans ruissellement superficiel.

On a donc $h_o = 0$. On est typiquement dans la problématique des mécaniciens des sols qui étudient la rupture d'un massif de terre ; on a :

Force motrice = Poids total . $\sin \theta = [C^* a (\rho_s - \rho) + a \rho] g . \sin \theta$

Poids des grains seuls : $C^* a (\rho_s - \rho) g$

Composante normale du poids : $C^* a (\rho_s - \rho) g \cos \theta$

Force résistante : $C^* a (\rho_s - \rho) g \cos \theta \tan \varphi$

On voit que la condition de rupture est indépendante de a et s'exprime par :

$$\tan \theta > \frac{c^* (\rho_s - \rho)}{c^* (\rho_s - \rho) + \rho} \tan \varphi \quad (12.12)$$

On est donc assez éloigné des cas étudiés dans la problématique "rupture" de glissements de terrain, pour lesquels il faut trouver le niveau de la zone de rupture avec une nappe phréatique non affleurante. Il est assez logique, dans le cas des laves, d'admettre qu'il y a ruissellement, donc qu'on a $h_0 > 0$ et que la relation (12.12) n'est pas vérifiée.

2ème cas :

La rupture se produit avec une lame d'eau h_0 .

La relation (12.10) est donc non vérifiée et on a :

$$\tan \theta < \frac{c^* (\rho_s - \rho)}{c^* (\rho_s - \rho) + \rho} \tan \varphi \quad (12.13)$$

Seule la force motrice est modifiée ; elle devient :

$$[C^* a (\rho_s - \rho) + (a + h_0)] g \cdot \sin \theta$$

et la condition de rupture, qui ne peut se produire que pour $a \geq d_{50}$, s'écrit :

$$\tan \theta > \frac{c^* (\rho_s - \rho)}{c^* (\rho_s - \rho) + \left(1 + \frac{h_0}{d_{50}}\right) \rho} \tan \varphi \quad (12.14)$$

En pratique, cette relation n'a pas été réellement vérifiée ; la condition $a = d_{50}$, notamment est trop irréaliste. Une autre formulation a été ensuite donnée où a a été exprimée en fonction de h_0 ($a = k \cdot h_0$) et on a donné à k des valeurs supérieures à 1 (1.3 à 1.5). La condition de rupture devient donc alors :

$$\tan \theta > \frac{c^* (\rho_s - \rho)}{c^* (\rho_s - \rho) + (1+k) \rho} \tan \varphi \quad (12.15)$$

Si elle a pu être utilisée dans des applications d'ingénierie pour approcher des valeurs de la pente $\tan \theta$ à partir de laquelle peuvent se produire des départs de lave torrentielle de type glissement de terrain, elle ne l'a guère été en sens inverse, c'est-à-dire pour déterminer la valeur h_0 de l'écoulement à partir de laquelle se produit la rupture (Eq. 12.12).

12.9.2 - Ordre de grandeur des laves de type "glissement de terrain"

On peut supposer que, lorsque le seuil de débit Q_0 qui déclenche la lave se produit, le sédiment en place est saturé. On suppose (réf. 12.3) qu'une tranche d'épaisseur (a) (fig. 12.6) de sédiment

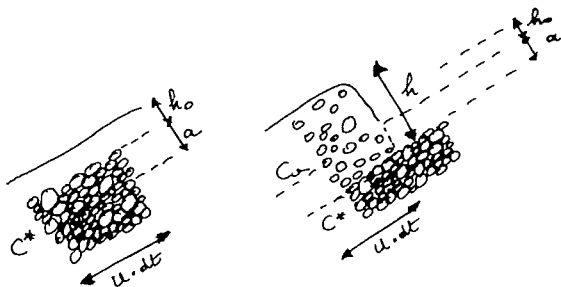


Figure 12.6 :

Déclenchement d'une lave de type
"glissement de terrain"

(concentration C^*) crée une lave (concentration volumique C_v) de hauteur h et on applique l'équation de continuité à la fois à l'eau et au sédiment ; on obtient :

$$\text{solide} \quad 1 \cdot (U \cdot dt) \cdot a \cdot C^* = L \cdot (U \cdot dt) \cdot h \cdot C_v$$

$$\text{eau} \quad Q_0 \cdot dt + L \cdot (U \cdot dt) \cdot a \cdot (1 - C^*) = L \cdot (U \cdot dt) \cdot h \cdot (1 - C_v)$$

Avec un débit de lave Q_L égal à $(L \cdot h \cdot U)$, on obtient en développant :

$$Q_L = (C^* / (C^* - C_v)) \cdot Q_0 \quad (12.16)$$

Il est évident que les valeurs des concentrations, statiques (C^*), et dynamiques (C_v) sont reliées entre elles ; TAKAHASHI se fixe comme valeur supérieure de C_v , 90% de C^* . Si on se donne comme valeur inférieure une concentration de l'ordre de 75% de C_v , on obtient pour le rapport (Q_L/Q_0) une fourchette qui varie entre 4 et 10.

Conclusion :

Selon cette analyse, les débits des laves du type "glissement de terrain" seraient de 4 à 10 fois plus élevés que les débits d'eau qui les ont provoqués.

HIRANO et al (réf. 12.4) ont calculé ce rapport avec un simulateur de pluie et non à partir d'un débit amont et proposent $Q_{lave} = 18.Q_0$ (fig. 12.7) ; cette figure montre d'ailleurs que

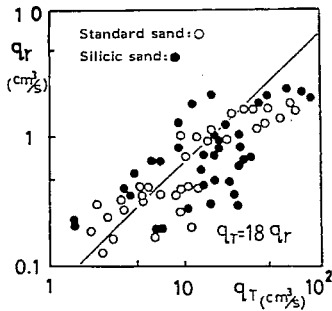


Figure 12.7 :

Relation entre le débit de lave (qT)
et le débit de pluie (qr)
qui la déclenche
selon HIRANO et al. (réf. 12.4)

la fourchette des valeurs expérimentales est très large : le rapport Q_L/Q_0 (qT/qr des auteurs) varie entre 7 et 70 ou 80. Il est vrai que voulant simuler des laves torrentielles de cendre volcanique ils avaient pris du matériau à fort indice des vides (0.7 à 0.8) ce qui correspond à une compacité de 0.56 à 0.59.

12.9.3 - Condition d'érosion et de régime permanent

Au paragraphe précédent, on a utilisé l'équation de continuité pour relier le débit d'eau avant la rupture au débit de lave après la rupture. Dans celui-ci, on va reprendre le mode de raisonnement du paragraphe 12.9.1, mais en l'appliquant non à l'état statique avant le déclenchement, mais à l'écoulement constitué (fig. 12.8) d'une lave (hauteur h , concentration volumique C_v) s'écoulant sur un massif de gravier de compacité C^* . Le problème est de savoir si une épaisseur supplémentaire a du lit torrentiel va être érodée.

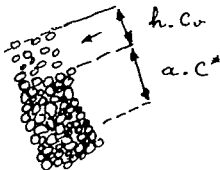


Figure 12.8 :

Écoulement d'une lave
de concentration volumique C_v
sur un lit torrentiel de compacité C^*

On est bien dans une problématique de type "rupture", mais elle est appliquée "en statique", c'est-à-dire en négligeant les forces hydrodynamiques qui s'exercent entre l'écoulement et la zone immobile, et qui n'existaient pas dans le cas étudié au paragraphe 12.9.1.

La force motrice s'écrit :

$$[(h C_v + a C^*) \cdot (\rho_s - \rho) + (a + h) \cdot \rho] g \cdot \sin \theta$$

La force résistante s'écrit :

$$(h C_v + a C^*) (\rho_s - \rho) g \cdot \cos \theta \cdot \tan \varphi$$

Indiquons une approximation qui est faite ici dans l'expression de la force résistante : on applique le même coefficient de frottement interne φ à la partie dynamique de l'écoulement $h C_v$ qu'à la partie statique $a C^*$.

En égalant forces résistante et motrice, on obtient l'épaisseur a d'érosion de sédiment :

$$a = \frac{\rho \tan \theta - C_v (\rho_s - \rho) (\tan \varphi - \tan \theta)}{-\rho \tan \theta + C^* (\rho_s - \rho) (\tan \varphi - \tan \theta)} \quad (12.17)$$

Comme il y a eu rupture avec une hauteur d'eau h_0 non nulle (qui est devenue h hauteur de l'écoulement), on sait que la relation (12.11) est vérifiée, donc le dénominateur de l'expression (12.15) est positif. Il y aura donc érosion, si $a > 0$, donc si son numérateur est positif. On obtient donc :

Condition d'érosion :

$$C_v < \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho) (\tan \varphi - \tan \theta)} \quad (12.18)$$

La condition de régime permanent s'obtient lorsque a est nul, mais la force résistante ne s'exprimant maintenant qu'avec le matériau en mouvement, il faut utiliser l'angle de frottement dynamique à la place de l'angle de frottement statique. On obtient :

Condition de régime permanent :

$$C_v = \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho) (\tan \alpha - \tan \theta)} \quad (12.19)$$

Rappelons qu'avec ce régime, TAKAHASHI, utilisant la loi de comportement de BAGNOLD, se donne en plus l'expression de la vitesse (équations 10.5 et 10.6).

Les développements ci-dessus sont très séduisants en théorie, parce que très complets. En pratique, il est nécessaire de les "vérifier" un peu en les confrontant à des valeurs de terrain. L'expression 12.17 par exemple, qui ne fait pas intervenir la nature et la granulométrie du matériau solide, semble devoir être utilisée avec beaucoup de précautions. Rappelons aussi, pour inciter à la prudence, que le système de raisonnement adopté dans ce paragraphe néglige les forces hydrodynamiques et simplifie donc énormément la complexité du problème.

12.10 - EXPERIMENTATIONS

12.10.1 - Les expérimentations soviétiques

Comme la question naturelle que se posent les ingénieurs est celle de savoir de combien s'augmente un débit lorsqu'il se charge en sédiment au point de devenir une lave torrentielle, les expériences réalisées en URSS sont particulièrement intéressantes. Leur description très abrégée se trouve en anglais dans l'ouvrage collectif écrit pour l'UNESCO et le PNUE (réf. 12.1) ; comme elle est un peu vague et que les chiffres ne concordent pas toujours, je donne la traduction intégrale de l'extrait correspondant :

DEBUT DE CITATION

"Plus récemment, une seconde approche a été utilisée, consistant à produire des laves torrentielles (mudflows) artificielles à une échelle proche des laves naturelles. La première expérience de ce type en URSS eut lieu en 1972. Elle fut réalisée à une douzaine de kilomètres de la ville de Alma-Ata dans le bassin à laves torrentielles de la rivière Chemolgan, par les chercheurs de l'Institut Scientifique d'Hydrométéorologie du Kazakhstan (KazNIGMI) sous la direction de Vinogradov. Les objectifs de l'expérience étaient de tester de nouveaux appareils automatiques de mesure des caractéristiques des laves comme la vitesse, le poids unitaire, et l'effet de choc et d'étudier la dynamique des laves locales et les méthodes utilisées pour les calculer.

La partie supérieure du chenal de la rivière Chemolgan choisie comme site expérimental, consiste en un énorme chenal érodé avec formation de laves, dans un ancien dépôt morainique de matériau fragmenté et grossier. Le chenal a 930 m de long, 45 m de profondeur, et a une largeur en crête moyenne de 95 m, constituant ainsi un site idéal pour la génération des laves. Un réservoir artificiel de 42 000 m³ était construit à l'amont du site, dans les biefs supérieurs du cours d'eau. Il était rempli avec de l'eau de fonte de glacier et équipé d'une vanne spéciale qui rendait possible la lachûre rapide d'un débit. Les volumes, durée et débit maximum furent, respectivement, 12 m³, 18.5 min, et 16 m³/s (VINOGRADOV, 1976).

Le torrent d'eau en provenance du réservoir fut transformé en une lave torrentielle en quelques secondes après sa lachûre. A une distance de seulement 1 à 2 km en aval de la vanne du réservoir, l'écoulement présentait déjà toute l'apparence d'une lave naturelle tout à fait conséquente, sa hauteur dépassait 2 à 2.5 m et sa vitesse était de l'ordre de 4 à 5 m/s. La lave était constituée de boue et de cailloux, et transportait des rocs de 3 m de diamètre. Le volume de matériau arraché au site et à son aval comprenait 32 000 m³ de dépôts grossiers et fragmentés ; le volume de la lave était égal à 42 000 m³ (incluant les 4 000 m³ d'eau contenue dans les rocs) ; le poids moyen unitaire était de 2 070 kg/m³ et le débit maximum de lave était 110-120 m³/s.

L'expérience a été recommencée l'année suivante. Le volume d'eau dans le réservoir avait atteint à ce moment 39 000 m³ à peu près. Quatre lachûres furent effectuées à 3 minutes d'intervalles. Le volume résultant de dépôts fragmentés et grossiers fournis par le chenal générateur de laves de la partie supérieure de la rivière Chemolgan était de 102 000 m³. Il est intéressant de noter que le poids unitaire maximum mesuré fut 2 300 kg/m³.

Caractéristiques des lachûres et des laves résultantes
(d'après VINOGRADOV, 1976).

Durée en minutes	Lachûres		Laves		
	Volumes 1000xm ³	Débit max. m ³ /s	Débit max. m ³ /s	Volumes 1000xm ³	Poids unit. kg/m ³
2	2	18	100		
10	8	15	90	63	2 120
9	6	12	70		
222	25	2	18	73	1 970
-	41	-	-	136	2 040

FIN DE CITATION

12.10.2 - Commentaires

Après avoir cité le texte complet, nous pouvons faire quelques commentaires :

♦ on voit tout d'abord que les chiffres présentés dans le texte et le tableau ne sont concordants qu'en gros : la lachûre la plus importante d'après le texte ne se retrouve pas dans le tableau ; le cumul des volumes dans le tableau est celui des 4 lachûres (41 000 m³) et de 2 laves seulement (136 000 m³) ; il est possible que le volume attribué à la deuxième lave (63 000 m³) concerne en fait les trois premières (on ne connaît pas en effet le temps qui a séparé ces lachûres et comment on a mesuré les volumes des laves) ; . auquel cas, le volume total des laves serait concordant avec celui des lachûres, car il concernerait bien les 4 évènements ;

♦ en mélangeant toutes les données (donc celles relatives à une lachûre individualisée et à leur cumul), on obtient les rapports suivants entre les laves et les lachûres :

- à partir du tableau :

- pour les débits : 5.56, 6.00, 5.83 , 9.00
- pour les volumes : - , 7.88, - , 2.92, 3.32

- à partir du texte :

- pour les volumes : 3.50, 2.62

Un seul chiffre se distingue nettement, celui du rapport des volumes de la 2ème lave à la 2ème lachûre ; s'il devient celui des trois premiers évènements, on obtient 3.94 ce qui est tout à fait cohérent avec les autres données ;

♦ les données de masse volumique (fourchette allant de 1 970 à 2 300) permet aussi (en se donnant une masse volumique du matériau sec égale à 2 650 kg/m³) d'en déduire les concentrations volumiques de sédiment dans la lave (relation 7.17), soit 59 % à 79 % ; on en déduit ensuite le rapport des volumes de lave (sédiment + eau) aux volumes d'eau, soit 2.43 à 4.71. Ces chiffres confirment les rapports obtenus directement ci-dessus ;

- ♦ si l'on reprend les volumes écoulés indiqués dans le tableau et si on les compare aux volumes fictifs qui auraient été obtenus en conservant le débit maximum pendant toute la durée de la lachûre, on obtient :

	Volumes des lachûres		Volumes des laves	
	fictif	réel	fictif	réel
1er épisode	2 160	2 000	12 000	
2ème épisode	9 000	8 000	54 000	63 000
3ème épisode	6 480	6 000	37 000	
3 premiers épisodes	17 640	16 000	103 800	63 000
4ème épisode	26 640	25 000	239 760	73 000

Ce résultat montre que les volumes fictifs des lachûres sont assez peu supérieurs aux volumes réels ; en conséquence, le débit relâché a toujours été proche du débit maximum (10 % inférieur en moyenne à peu près). Or, le volume fictif de la 2ème lave est inférieur au volume réel correspondant ; ceci confirme que ce volume réel (63 000 m3) doit correspondre aux trois premiers épisodes ; le volume fictif correspondant est en effet alors supérieur au volume réel (dans un rapport 1.6), alors que pour le 4ème épisode, ce rapport est de 3.3. Il semble bien que la bonne permanence du débit des lachûres ne soit pas conservée pour le débit des laves ; on pense évidemment à la possibilité d'un régime pulsé, confirmé par le rapport des débits maximum bien supérieur pour la 4ème lave (9) que pour les autres (6 en moyenne) ; si cette explication est bonne, on en déduirait même que le comportement transitoire pulsé introduit une augmentation de débit de l'ordre de 1.5 à 1.6 ; mais il serait évidemment judicieux de bénéficier de plus d'informations sur ces expérimentations.

12.11 - SYNTHESE

12.11.1 - Comparaison entre les calculs théoriques approximatifs et les expérimentations soviétiques

Bien que la fourniture en sédiment solide y soit concentrée et non diffuse, nous pouvons penser que les expérimentations soviétiques sont plutôt du type "hydrologique" que du type "glissement de terrain".

Les comparaisons entre les calculs et leurs mesures peuvent être rassemblées dans le tableau 12.1 ci-dessous.

	Calculs théoriques	Expérimentations soviétiques
Rapport des volumes de laves aux volumes d'eau	2 à 4	2.62 à 3.94
Rapport de la hauteur de lave à la hauteur du débit d'eau contenue dans une lave de type hydrologique :		
- sans pulsations	2 à 4	-
- avec pulsations	2 à 8	-
Rapport du débit d'une lave de type hydrologique au débit d'eau contenu dans la lave :		
- sans pulsations	2.6 à 7	5.56 à 6
- avec pulsations	-	9
Rapport du débit d'une lave de type glissement de terrain au débit d'eau qui la déclenche	4 à 10	-

Tableau 12.1 :

*Rapports entre volumes, débits et hauteurs de laves
et les volumes, débits et hauteurs d'eau correspondants*

Conclusion :

Compte tenu de la difficulté d'obtention des mesures sur des laves, nous pouvons nous estimer assez satisfaits de la bonne adéquation qui existe entre tous les résultats qui ont été confrontés ; il n'en reste pas moins que les fourchettes obtenues sont très larges et que les difficultés d'utilisation sur le terrain sont mal résolues. Il semble malgré tout que ces ordres de grandeur peuvent être considérés comme valables et que ceci est une amélioration certaine par rapport à notre connaissance antérieure.

12.11.2 - Les débits des laves vus d'un point de vue d'hydrologue

Les valeurs obtenues pour les débits des laves sont certes incertaines ; si l'on regarde malgré tout les valeurs obtenues pour les laves déclenchées à partir de pluies, et non par suite de fonte de neige ou de glacier ou comme conséquence d'un glissement de terrain, on peut les rapporter à la superficie du bassin versant et comparer les débits spécifiques aux normes hydrologiques usuelles en ce domaine :

- l'analyse théorique approximative faite ci-dessus (§ 12.8 et 12.9.2) comme les expérimentations soviétiques à Alma-Ata montrent que les débits spécifiques des laves sont 3 à 10 fois supérieurs aux valeurs correspondantes des crues normales ;
- les résultats obtenus pour la lave du Verdarel le 24 juillet 1988 donnent un débit de 150 m³/sec. pour un bassin versant de 1.8 km² (en fait la surface contributrice doit être inférieure à cela). Le débit spécifique est donc de l'ordre de 80 m³/sec. km² ;
- la lave torrentielle du Saint-Antoine de Modane du 24 août 1987 a empli le chenal à la traversée du cône de déjection avant de boucher le pont de la nationale 6. A partir de la formule de Manning Strickler ($L = 6$ m, $h = 4$ m, $f = 0.7$, $K = 7$) on obtient un débit de 170 m³/sec. pour un bassin versant de 5.2 km². Ceci nous donne un débit spécifique de 33 m³/sec. km². Précisons que le débit centennal "normal" n'est que (!) de 22 m³/sec. (réf. 12.5), soit 4 m³/sec. km² ;
- il en est de même pour les laves torrentielles observées en Chine (cf. § 9.3), mais un ordre de grandeur au dessus pour les superficies : LI JIAN et al. (réf. 4.2) mesurent des débits de laves allant jusqu'à 2 430 m³/sec. pour la ravine Jian Jia de 47,1 km². Impressionnantes par la taille, ces laves torrentielles ont les mêmes débits spécifiques (51 m³/sec. km²) que celles qui se produisent dans les torrents français des Alpes.

Conclusion :

Du point de vue hydrologique, il est donc primordial de savoir si un torrent est susceptible de générer des laves torrentielles ; si tel est le cas, les débits qu'il doit faire transiter peuvent être de 5 à 10 fois plus grand que le débit centennal obtenu par une étude hydrologique basée sur des crues "normales". On rejoint alors les très grandes valeurs de débit spécifique observées sur les régions à très fortes intensités de pluie et de crue [crues d'octobre 1940 dans les Pyrénées-Orientales (réf. 12.6) ou crues cycloniques de la Réunion ou des Antilles, ou de la Nouvelle-Calédonie (réf. 12.7 et 12.12)].

12.11.3 - Précautions pour l'utilisation de ces résultats

Il est important de terminer ce chapitre sur les laves torrentielles en précisant que les ordres de grandeur obtenus au paragraphe précédent ne peuvent pas être utilisés de façon aveugle ; il serait par exemple très regrettable que la tentative de clarification qui a été faite dans ce chapitre soit utilisée pour valider le raisonnement sommaire qui consisterait à multiplier automatiquement par 6 ou 10, le débit centennal "normal" de tout torrent dès lors qu'un risque de lave a été détecté, et à lui affecter ensuite une durée de retour de 1 à 30 ans puisque c'est grosso modo la fourchette d'occurrence des laves pour les torrents alpins.

Ce scénario n'est pas improbable pour un torrent actif non corrigé (l'exemple du Verdarel de St-Chaffrey en témoigne) ; mais l'application automatique d'un tel ratio peut conduire à de nombreuses absurdités, et dans l'état actuel de nos connaissances, il reste indispensable de faire une étude poussée du torrent à laves contre lequel on veut se protéger et de s'inspirer d'abord des observations de terrain (cf. chapitre 14) ; c'est en synthétisant dans une telle étude la compréhension physique des processus érosifs (réf. 12.9), l'historique des poussées de fièvre du torrent, le diagnostic du système de défense existant, et en les confrontant à des raisonnements hydrauliques comme ceux qui ont été exposés ci-dessus, qu'on peut arriver à l'"intime conviction" d'un volume et d'un débit de lave, spécifiques au cas envisagé.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 12 -

- (12.1) Landslides and mudflows. (1988). Ouvrage collectif. UNESCO et UNEP.

- (12.2) Initiation and flow behaviour of the 1980 Pine Creek and Muddy River lahars, Mount St-Helens. (1985). PIERSON. Geological Society of America Bulletin Août 85.

- (12.3) Estimation of potential debris flows and their hazardous zones ; soft countermeasures for a disaster. (1981). TAKAHASHI. Journal of natural disaster Science. Volume 3. No 1 .

- (12.4) A modeling of debris flow in the active volcanic area. (1986). HIRANO. MORIYAMA. HIKIDA. IWAMOTO. Symposium on erosion, debris flow and disaster prevention. TSUKUBA. Japon.

- (12.5) Etude de bassin du Saint Antoine. (1986). MEUNIER. MATHYS. Région Rhône-Alpes. Service RTM - CEMAGREF.

- (12.6) Averses et crues fantastiques dans le Roussillon en octobre 1940. (1941). PARDE. Météorologie. Janvier - juin 1941.

- (12.7) Protection contre les risques naturels et lutte contre l'érosion en Nouvelle-Calédonie. (1989). DINGER et TACKER. Compte rendu de mission - CEMAGREF-RTM Grenoble.

- (12.8) Calcul de la vitesse d'une lave torrentielle à la fin d'un coude de canal, à partir de l'observation des dépôts latéraux (1990). P. COUSSOT, CEMAGREF. Note d'information RTM-ONF.

- (12.9) Les études de bassin versant torrentiel. (1987). M. MEUNIER.
Informations Techniques - CEMAGREF - N° 65.1.
- (12.10) Etude des risques d'érosion aux Conques de Vernet-les-Bains.
1988). C. AZIMI, P. DESVARREUX. ONF-RTM 66 - ADRGT.
- (12.11) Etude des risques d'érosion aux Conques de Vernet-les-Bains.
Rapport complémentaire. 1988. C. AZIMI, P. DESVARREUX -
ONF-RTM 66 - ADRGT.
- (12.12) Etude des transports solides torrentiels. (1990).
M. MEUNIER. Commission de Réhabilitation de la Région de
Thio. CEMAGREF.
- (12.13) Hydrologic properties of mud and debris flows. (1982).
J.S. O'BRIEN. American Geophysical Union. Front Range
Branch.

CHAPITRE 13

LES ECOULEMENTS HYPERCONCENTRES

Les laves torrentielles constituent le phénomène le plus spectaculaire et le plus dommageable qui se produit dans le torrent ; mais l'ingénieur de terrain, en France, est le plus clair de son temps confronté à des phénomènes de moins grande ampleur, qui nous rapprochent de l'hydraulique des crues classiques, avec cette différence que le transport solide, quand il y en a, peut devenir très important (de 1 % à 20 ou 40 % en volume). Une meilleure connaissance de cette hydraulique est donc très importante, notamment sur les problèmes concrets que sont les seuils de début de transport et de dépavage, et la détermination du régime permanent uniforme (en débit liquide et en débit solide).

13.1 - LA DELIMITATION DU DOMAINE DES ECOULEMENTS HYPERCONCENTRES

Il n'y a pas de problème particulier pour le délimiter du côté des fortes concentrations : le critère phénoménologique adopté est clair : les laves torrentielles se produisent en bouffées et les écoulements concentrés non. Le délimiter du côté des faibles pentes est plus difficile. On a justifié la nécessité (cf. § 4.2.2) de traiter les écoulements hyperconcentrés différemment des écoulements d'hydraulique fluviale par le fait qu'il existe un régime d'écoulement où le transport solide est suffisamment conséquent pour qu'on soit obligé d'en tenir compte dans le calcul de la hauteur d'écoulement.

Ceci peut se produire de différentes manières suivant le cas :

- avec des matériaux fins, la loi de comportement est modifiée, donc la vitesse moyenne de l'écoulement, donc sa hauteur ;
- avec des matériaux granulaires, le volume des matériaux solides n'est plus négligeable, que ces matériaux occupent la totalité de l'écoulement ou seulement qu'ils roulent sur le fond en formant une couche mobile au-dessus d'une autre couche immobile (cet écoulement est parfois appelé "immature debris flow". TAKAHASHI (réf. 13.6)).

Dans le cadre de ce chapitre 13, on se place dans le deuxième cas, celui des matériaux granulaires ; on peut lire le résultat de l'interaction entre solide et liquide directement sur le graphique des hauteurs d'écoulement (fig. 3.3) ; lorsqu'on en déduit des formules d'écoulement (réf. 9.5) en calculant la vitesse moyenne à partir de la section totale, et non à partir de la hauteur fictive d'écoulement due au débit liquide, la pente ne joue plus son rôle en $I^{0.5}$ comme le veut la théorie classique mais en $I^{0.3}$ ou même moins ($I^{0.12}$ selon les mesures de JARRET, réf. 13.13).

Ce critère de séparation dit d'écoulement, entre charriage classique et charriage hyperconcentré peut être traduit quantitativement, bien que de manière très empirique : concentration Q_s/Q_l supérieure à 5 %, pente supérieure à 7 ou 10 %, épaisseur de la couche "mobile" de matériaux solides sur le fond de l'ordre de 5 % de la hauteur d'écoulement. En-deçà de ces seuils, l'interaction entre l'eau et les sédiments existe tout autant, mais elle introduit un écart entre la hauteur d'eau fictive et la hauteur totale de l'écoulement qui est de l'ordre de grandeur de l'incertitude des résultats donnés par les méthodes de quantification.

Mais, il y a aussi un critère phénoménologique qui permet de séparer l'hydraulique fluviale classique et le charriage hyperconcentré : avec ce dernier, le transport solide se produit par paquets, qui s'arrêtent puis repartent, déplaçant en permanence l'écoulement latéralement, dans un méandrage à petite échelle très rapide et continuels au cours de la crue. Les concepts de largeur moyenne et de hauteur moyenne de l'écoulement sont alors très difficiles à quantifier, avec un tel comportement du transport solide. Ce critère permet de ranger le fort transport solide des rivières torrentielles dans le domaine des écoulements hyperconcentrés, qui débute alors à des pentes de 2 à 6 % (cf. fig. 13.1).

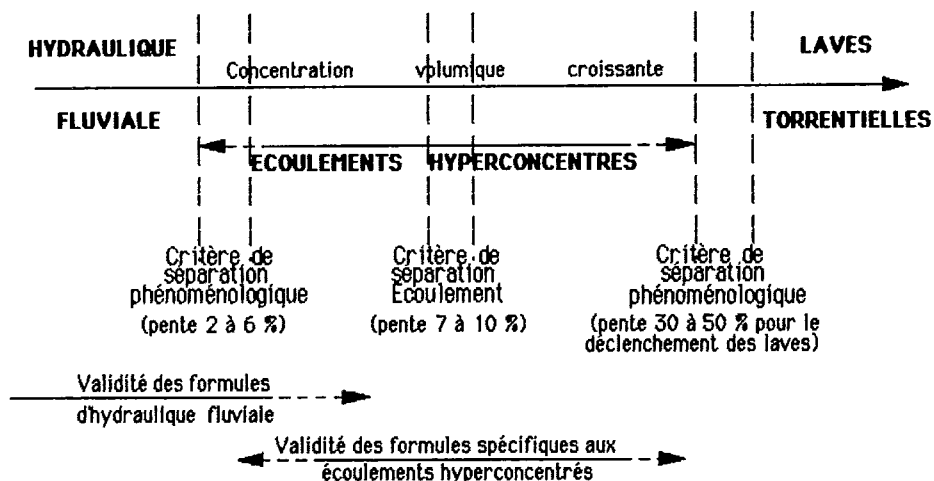


Figure 13.1 :

Délimitation du domaine des écoulements hyperconcentrés (avec des matériaux granulaires)

Le problème de savoir où faire démarrer le domaine des écoulements hyperconcentrés n'est pas un débat académique. Il semble bon d'adopter la définition "phénoménologique" de ce domaine, car une conséquence importante pour les gens de terrain est que ce sont l'évolution des transports solides qui conditionnent la ligne d'eau et que l'utilisation des formules d'écoulement liquide classiques et des modèles mathématiques peut donner des résultats aberrants si on ne fait pas en parallèle une analyse des déplacements du fond du lit et des profils en travers.

*

* *

Nous allons maintenant nous intéresser aux méthodes qui permettent de quantifier les écoulements hyperconcentrés, en restant dans le charriage hyperconcentré, celui où le matériau granulaire (sable, gravier, cailloux) semble jouer un rôle primordial même si les matériaux fins n'en sont pas absents. Comme on l'a indiqué sur la fig. 13.1, certaines formules, issues de l'hydraulique fluviale, peuvent être étendues à une partie seulement du domaine des écoulements hyperconcentrés (la formule de MANNING-STRICKLER en est un bon exemple). Nous allons nous intéresser surtout à celles qui représentent le domaine dans son entier, qui sont donc spécifiques du charriage hyperconcentré et qui, pour certaines, ne peuvent pas être utilisées en hydraulique fluviale classique.

Comme en hydraulique fluviale, chapitre 2, il va être question ici de dégager, à la fois à partir de considérations théoriques, et de mesures au laboratoire ou in situ, les meilleures méthodes qui permettent de calculer les caractéristiques d'un écoulement torrentiel, en condition de régime permanent uniforme. On cherche donc un équivalent de la formule de MANNING-STRICKLER (formule 2.11) pour le débit liquide, de la formule de MEYER PETER (formule 2.14) pour le débit solide, de la méthode de SHIELDS (fig. 2.3) pour le début du transport.

Des synthèses sont faites périodiquement, compilant tout ou partie des travaux existants, chacune apportant sa pierre à l'édifice ; on trouve ainsi TAKAHASHI (réf. 13.7), MEUNIER (réf. 9.5), RICKENMANN (réf. 13.1) ; de grandes convergences se dessinent sur lesquelles nous allons nous appuyer pour présenter les résultats les plus utilisables pour l'ingénieur, en insistant sur le fait que les travaux de recherches donnent des résultats qui varient assez sensiblement, certainement à cause de la variabilité naturelle du phénomène, mais peut-être aussi à cause des protocoles expérimentaux eux-mêmes. Toutes les formules présentées ci-après devront donc être utilisées en tenant compte de cette variabilité.

13.2 - RETOUR SUR LA NOTION DE CONCENTRATION

En hydraulique fluviale classique, le débit solide est la plupart du temps compté en m³/s pour le charriage, en mg/l pour la suspension, parfois en ppm (partie par million). Pour les laves torrentielles, on a utilisé, on l'a vu, la concentration volumique C_v (qui varie entre 0.4 et 0.7).

La gamme de variation de la concentration volumique du charriage hyperconcentré (de 0.01 à 0.3), le mode de liaison entre le débit solide et le débit liquide, conduisent naturellement à privilégier l'utilisation du rapport du débit solide au débit liquide, notée C (formule 7.1) et appelée concentration. Il est donc important de ne pas confondre les deux termes C et C_v qui sont reliés par les relations 7.7 et 7.8.

On a là une indication assez claire du bien fondé de la notion d'écoulement hyperconcentré puisqu'en étudiant ces écoulements, on dégage naturellement des concepts spécifiques qui leur sont propres.

13.3 - CONTRAINTE CRITIQUE DE CISAILLEMENT. DEBIT CRITIQUE DE DEBUT DE TRANSPORT. DESTABILISATION DU LIT DES TORRENTS

En hydraulique fluviale classique, les problèmes d'érosion du lit et de début de transport sont assez logiquement confondus puisque le charriage notamment provient essentiellement de l'érosion du lit et non des apports de matériaux des versants à l'amont. En torrent, et en rivière torrentielle aux confluent des torrents surtout, les apports de matériaux des versants sont la plupart du temps conséquents. Ils constituent la seule fourniture de matériaux solides lorsque le lit du torrent n'est pas déstabilisé.

On devrait donc normalement distinguer un seuil (contrainte critique ou débit critique) de transport des matériaux (sous-entendu : provenant des versants ou des dépôts de crues antérieures non consolidés), et un autre seuil (contrainte ou débit) à partir duquel s'effectue l'érosion du lit ; ceci est particulièrement net lorsque le torrent a modelé sa morphologie pour résister aux forts débits d'eau claire les plus courants (fonte des neiges notamment) en formant une structure pavée (pavage de surface et/ou profil en long en marches d'escalier).

En pratique, on se trouve bien démuni pour aller au bout du raisonnement ci-dessus, pour les raisons suivantes :

- La caractérisation et la compréhension du lit d'un torrent n'est pas facile : s'il est possible de quantifier de façon économique les caractéristiques d'une morphologie torrentielle donnée (les fiches de torrents rédigées en France par les Services ad-hoc en sont une bonne approche), il est plus difficile de leur donner une interprétation en termes de dynamique torrentielle, et de quantifier par une méthode simple, d'une part les matériaux

solides qui participent à la structure, à l'ossature du lit (dont le départ pourrait donc engendrer une déstabilisation catastrophique), et d'autre part des matériaux solides qui n'y participent pas, et qui sont donc transportables sans problème.

- Les méthodes qui sont à notre disposition pour évaluer les seuils (de début de transport, ou d'érosion du lit) ont toutes été obtenues à partir d'essais sur modèles réduits et réduisent donc fortement la complexité du milieu naturel en cause, et les confrontations entre les résultats des méthodes issues des modèles et les phénomènes naturels sont forcément très rares, puisque ces derniers sont mal connus et donc non quantifiés.

Les méthodes qui vont être présentées maintenant doivent donc toutes être utilisées dans le contexte qui vient d'être décrit. Elles ont été recensées par RICKENMANN (réf. 13.1) dont on va beaucoup s'inspirer ci-après.

Le problème du démarrage du transport peut être formulé soit en utilisant le concept de la contrainte critique de cisaillement comme on l'a fait en 2.5, soit en calculant un débit critique de début de transport ; on passe d'une méthode à l'autre par l'intermédiaire d'une formule d'écoulement.

13.3.1 - Prise en compte de l'effet de la pente

Les méthodes usuelles en hydraulique fluviale (cf. § 2.5) sont valables en eau claire, matériau granulaire et faible pente. De nombreux auteurs ont étudié ce qui se passe à forte pente, toutes choses égales par ailleurs.

ASHIDA et BAYAZIT (réf. 13.3 cités in réf. 13.1) et MIZUYAMA (réf. 13.2) ont obtenu un coefficient correcteur de la contrainte de cisaillement critique, qui la fait augmenter avec la pente :

$$\tau_{c,i}^* = \frac{\tau_c^*}{\cos \theta \cdot \lg \varphi - \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho} \sin \theta} \quad (13.1)$$

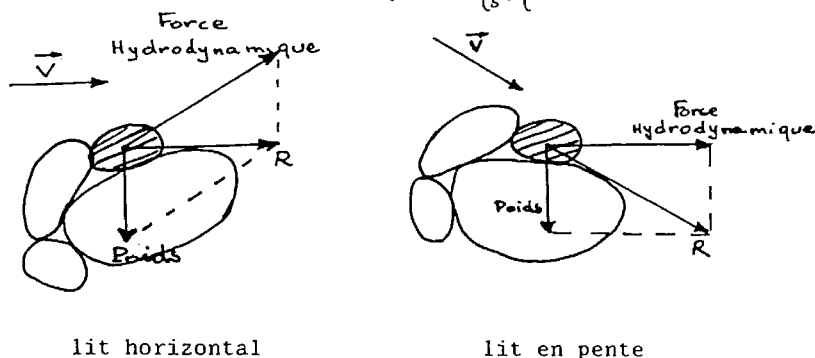


Figure 13.2 : Composition des forces agissant sur un grain

τ_c^* est la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle, $\tau_c^*.I$ est la même mais corrigée par l'effet de la pente $\tan \theta$, et ϕ est l'angle de frottement interne. L'expression 13.1 résulte d'une analyse de l'équilibre des forces qui agissent sur un grain, avec de nombreuses simplifications. Il n'est donc pas étonnant que des variantes aient été proposées, qu'on trouvera dans la réf. 13.1.

C'est en fait l'adéquation à des valeurs expérimentales qui commande. MIZUYAMA a proposé en définitive (réf. 13.2) :

$$\tau_c^* = 0.04 \cdot e^{4I} \quad (13.2)$$

alors que GRAF et SUSZKA (cité in réf. 13.9) ont proposé :

$$\tau_c^* = 0.042 \cdot e^{5.98.I} \quad (13.3)$$

où I est la pente ($\tan \theta$) en m/m, qui montre une augmentation de τ_c avec la pente alors qu'avec d'autres formules c'est une décroissance qu'on obtient (réf. 13.1). En fait, deux effets peuvent se contrarier : d'une part l'effet du poids augmente avec la pente, d'autre part la hauteur d'eau se réduisant et la rugosité relative augmentant, la force hydrodynamique peut être réduite, notamment aux faibles hauteurs relatives.

Comme pente et rugosité relative (d_{50}/h), à débit constant, sont liées, on ne s'étonnera pas que d'autres auteurs aient privilégié une autre présentation : ainsi ASHIDA et al (réf. 13.5) cité dans la réf. 13.6) ont proposé :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{d_{50}} \geq 4.5 \quad \tau_{c.I}^* &= \frac{\tau_c^*}{\cos \theta \tan \phi - \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho} \sin \theta} = 0.034 \cdot e^{0.97 \frac{d_{50}}{h}} \\ \frac{h}{d_{50}} < 4.5 \quad \tau_{c.I}^* &= 0.04 \end{aligned} \right\} \quad (13.4)$$

Une présentation synthétique faisant apparaître l'effet des deux paramètres est présentée par GRAF (réf. 13.9) sous la forme :

$$\tau_c^* = 0.6 \cdot I \cdot \frac{h}{d_{50}} \quad 1 < \frac{h}{d_{50}} < 16 \quad (13.5)$$

Comme on le voit, le problème du début du transport dans les cours d'eau à forte pente, présenté sous la forme de la contrainte critique de cisaillement, a été bien étudié. Voyons maintenant l'autre mode de présentation qui consiste à chercher le débit unitaire critique de début d'entraînement. Utilisant une formulation

due à SCHOKLITSCH, BATHURST et al. (réf. 13.4) ont proposé une formule très simple (qc est en m³/s.m).

$$\frac{q_c}{g^{1/2} \cdot d_{50}^{3/2}} = 0.15 I^{-1.12} \quad (13.6)$$

Cette formule, établie sur du matériau uniforme et un régime permanent, a été établie pour des pentes allant de 0.25 à 25 %. TAKAHASHI (réf. 13.6) a montré que les deux formules 13.6 et 13.4 donnent des résultats cohérents entre eux.

RICKENMANN (réf. 13.1) reformule l'équation 13.6 sous la forme suivante :

$$\frac{q_c}{g^{1/2} \cdot d_{50}^{3/2}} = 0.065 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^{1.67} I^{-1.12} \quad (13.7)$$

Il introduit ainsi le facteur lié à la densité du matériau adopté par SCHOKLITSCH, et cela lui permet de la comparer avec une formule de même nature, établie par WITTAKER et JAEGGI (réf. 13.5) traduisant le début de la destruction d'une rampe de blocs de taille à peu près uniforme (la pente varie entre 5 et 25 %).

$$\frac{q_c}{g^{1/2} \cdot d_{65}^{3/2}} = 0.143 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^{1.67} I^{-1.167} \quad (13.8)$$

Le rôle de la pente est un peu plus grand, la granulométrie est traduite par le d₆₅ et non par le d₅₀ ; on en conclut malgré tout qu'une rampe de blocs uniformes bien calés les uns sur les autres nécessite pour être détruit, un débit double du débit critique de début de transport sur un lit mobile non pavé.

13.3.2 - Prise en compte de l'effet des matériaux fins

RICKENMANN (réf. 13.1) cite WAN (réf. 6.4) et DAIDO (réf. 13.7) qui ont étudié la contrainte de cisaillement avec des fluides de BINGHAM. En régime laminaire, les deux auteurs concluent à l'augmentation de la contrainte critique de début d'érosion. WAN

propose de l'augmenter de la quantité $\frac{0.44 \tau_E}{g (\rho_s - \rho) d_{50}}$ où τ_E

est la rigidité initiale du fluide porteur. Cette augmentation doit provenir de l'absence de turbulence (on est en régime laminaire).

Indiquons enfin que l'effet des matériaux fins sur la contrainte critique d'arrachement des matériaux, tel qu'il est appréhendé ici, ne doit pas être confondu avec la capacité d'érosion d'une lave torrentielle dont l'effet de comportement solide est primordial ; il s'apparente plus à un effet de "rabet" qu'à l'extraction d'un grain solide individualisé.

13.3.3 - Conclusion

Pour l'utilisation pratique, on voit donc qu'un certain nombre de travaux ont été faits au laboratoire qui pourraient nous permettre de penser que le problème de la détermination du seuil critique d'érosion est résolu, d'autant que les résultats sont assez concordants. On doit pouvoir utiliser l'une ou l'autre des formules 13.2 ou 3, 13.5 ou 13.6 et obtenir des résultats de même ordre. Pour tenir compte de l'effet d'armature du lit, on peut utiliser 13.7 ; une pratique courante consiste aussi à utiliser les formules usuelles mais en remplaçant le d_{50} par le d_{90} de la courbe granulométrique du matériau du lit (pratique héritée de l'hydraulique fluviale). On peut même dans une certaine mesure, tenir compte de la diminution de la capacité érosive de l'écoulement due à la présence d'éléments fins dans le fluide porteur.

En fait, les essais faits au laboratoire ne rendent pas exactement compte du comportement du lit réel d'un torrent, notamment sa variabilité, son histoire (consolidation du matériau fin interstitiel), sa structure (de nombreux travaux sur le pavage existent, et une synthèse sur ce sujet serait à faire), l'influence des berges (non lisses, non verticales), etc ... Il est important toutefois de savoir qu'on est vraisemblablement du côté de la sécurité en utilisant ces formules, ainsi que l'a montré RICKENMANN à partir d'un exemple de crue observée (réf. 13.10) pour laquelle, en utilisant la formule (13.7), il a été conduit à remplacer le d_{50} par le d_{90} dans la formule, ce qui quadruple presque le débit de début de transport.

En conclusion, des formules existent qui permettent d'approcher le problème du début du transport solide et celui du début de déstabilisation des lits de torrents mais elles sont basées sur des résultats d'essais qui simplifient la réalité et doivent donc être utilisées et interprétées en fonction de cet écart.

13.4 - TRANSPORT SOLIDE

Commençons par préciser les variables dont nous allons nous servir, en plus de la notion de concentration que nous avons vu en 13.2. Comme la plupart des mesures se font sur modèles réduits, il est usuel d'en présenter les résultats par mètre de largeur ; ceci pose

un problème bien sûr dans la mesure où la définition de la largeur n'est pas évidente dans un écoulement hyperconcentré sur un lit alluvial à berges non fixées.

On a donc pour le transport solide :

$$q_s = \frac{Q_s}{1} \quad \begin{matrix} \text{m}^3/\text{s} \\ \text{m} \end{matrix} \quad (13.9)$$

et la même notation pour le débit liquide.

De plus, les formules sont présentées sous forme adimensionnelle et les variables réduites sont les suivantes :

$$\Phi = \frac{q_s}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot g \cdot d_{50}^3}} \quad (13.10)$$

$$\tau^* = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho) d_{50}} \quad (13.11)$$

L'indice c est ajouté pour indiquer la valeur de la variable à un seuil "critique" (début de transport pour τ).

Définissons enfin le coefficient de perte de charge de DARCY WEISSBACH $\sqrt{8/f}$ qui est utilisé en concurrence de celui de MANNING STRICKLER (formule 2.12)

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{\bar{U}}{u_*} = \frac{\bar{U}}{\sqrt{g R I}} \quad (13.12)$$

13.4.1 - Concept de capacité maximale de transport

On l'a dit au début de ce chapitre, en hydraulique torrentielle, il faut distinguer un seuil de début de transport (qui jouerait seulement sur les matériaux déposés immédiatement mobilisables) et un seuil d'érosion du lit (qui est plus élevé que le premier). Cela a bien sûr une conséquence immédiate sur la quantité de matériau solide transporté (cf. figure 13.3).

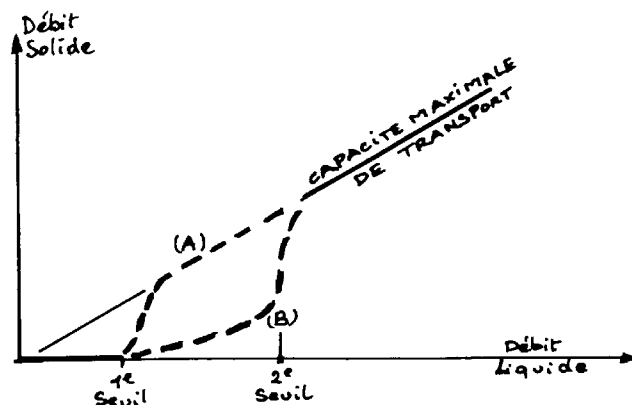


Figure 13.3 : Schéma conceptuel de la liaison entre débit liquide et solide

Si le débit liquide n'est pas suffisant, il n'y a pas de transport. Lorsque le premier seuil est franchi, le débit solide dépend du volume disponible en dehors du matériau du lit pavé : il s'agit donc seulement du matériau venant des versants et du matériau déposé et facilement mobilisable. Si le volume de ce matériau est important (courbe A), ou au contraire très faible (courbe B), le débit solide sera important ou non. Si le débit liquide franchit le deuxième seuil, un deuxième réservoir de matériau devient disponible, et on peut la plupart du temps admettre qu'il est suffisant pour que le maximum de matériau solide soit transporté : on est alors à la capacité maximale de transport.

Il est important de préciser que les formules dont nous allons parler maintenant ont toutes été obtenues dans les conditions de la capacité maximale de transport et qu'il est donc préférable de les utiliser dans ces conditions.

13.4.2 - Considérations sur le transport solide à forte pente

Des résultats des études sur modèle et de l'utilisation de ces résultats, on peut tirer un certain nombre de considérations :

- la pente joue le rôle principal dans le transport solide ; son effet sur la concentration se traduit par une fonction puissance, avec un exposant qui varie entre 1,5 et 2 ;

- le transport solide adimensionnalisé ($\bar{\Phi}$) dépend de la contrainte de cisaillement ; cette dépendance s'exprime selon une relation $\bar{\Phi} \sim \tau^{*1.5}$ à forte contrainte de cisaillement, mais pour de très forts transports solides, elle pourrait devenir $\bar{\Phi} \sim \tau^{*2.5}$ (RICKENMANN, réf. 13.1) ;
- le seuil critique de début du transport est souvent très faible par rapport à l'importance des crues (notamment pour les crues théoriques de projet) ;
- la largeur du chenal (pour un cours d'eau à berges mobiles) et la forme de la courbe granulométrique, jouent un rôle moins important que le débit liquide ;
- débit liquide et débit solide restent proportionnels si le matériau disponible est suffisant.

13.4.3 - Ordre de grandeur du débit solide à la capacité maximale de transport

On déduit des considérations précédentes, que dans le cadre d'une étude sommaire du point de vue hydraulique (par exemple dans une étude de risques sur l'ensemble d'un bassin versant torrentiel), qui s'intéresse surtout aux fortes crues, il est justifié de ne considérer que la variable principale qui joue sur le transport solide, c'est-à-dire la pente ; on pourra donc utiliser des formules très simples reliant uniquement la concentration à la pente. MEUNIER (réf. 9.5) en a synthétisé un certain nombre, issues ou obtenues à partir des travaux de MIZUYAMA (réf. 13.2), BATHURST et al (réf. 13.4), SMART et JAECCI (réf. 3.3) qui sont rassemblées dans le graphique (13.4).

$$\text{Réf. (9.5) } \quad C = 6.3 \quad , \quad I^2 \quad (13.13)$$

$$\text{Réf. (13.2) } \quad C = 5.5 \quad , \quad I^2 \quad (13.14)$$

$$\text{Réf. (3.3) } \quad C = 2.5 \quad , \quad I^{1.6} \quad (13.15)$$

$$\text{Réf. (13.11) } \quad C = 2.5 \frac{\rho_s}{\rho} \cdot I^{1.5} \quad (13.16)$$

avec leurs plages de validité en fonction de la pente. Deux courbes encadrantes sont également indiquées $C = 3$ et $10 I^2$; l'écart de 1 à 3 entre la fourchette basse et la fourchette haute traduit bien la variabilité indiquée précédemment. Le graphique 13.4 traduit bien aussi la borne "basse" d'utilisation de ces formules simplifiées, qui est située à une pente de l'ordre de 3 à 5 %.

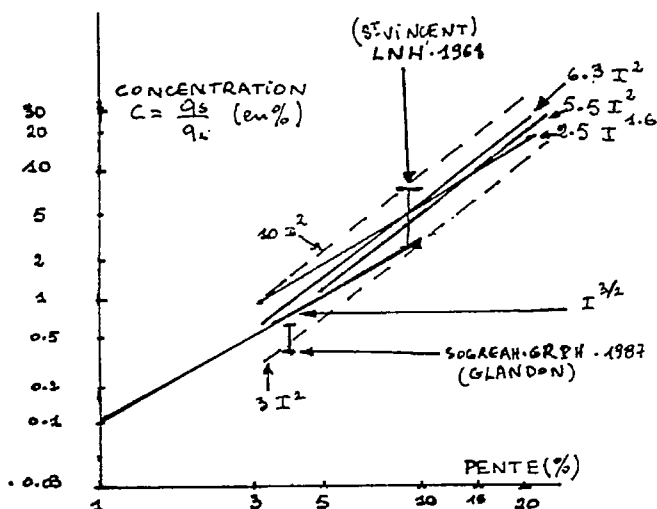


Figure 13.4 : Formules simplifiées donnant la concentration à la capacité maximale de transport

Il y a de nombreux cas de projets de correction torrentielle où l'utilisation d'une formule simplifiée est suffisante et où une formule plus complexe donnerait des chiffres illusoirement précis. Il ne faut toutefois pas oublier que ces formules (comme les formules plus complexes) donnent la concentration à la capacité maximale de transport ; elles sont d'autant plus valables que le matériau solide est suffisamment disponible sur une grande distance, qu'il est remanié, etc ... Sauf événement catastrophique (crue d'octobre 40 sur le Tech), il est rare que toutes les conditions soient réunies pour cela ; en règle générale, les formules de transport solide le surdimensionnent.

13.4.4 - Formules plus complexes donnant la capacité maximale de transport (le fluide est de l'eau)

Nous nous plaçons maintenant dans une optique plus "fine" que dans le paragraphe précédent, celle où on ne peut plus négliger par exemple l'effet du seuil de transport, celui de l'étendue de la courbe granulométrique, et où il faut se souvenir aussi de la différence qui existe, à fort débit solide, entre la hauteur de l'écoulement et la hauteur d'eau (sans débit solide).

13.4.4.1 - Synthèse (TAKAHASHI, réf. 13.6)

Des travaux de synthèse existent, bien que les mesures restent peu abondantes. De nombreux chercheurs essaient de comprendre pourquoi telle formule convient mieux que telle autre. La difficulté de comparaison des formules entre elles est grande ; en effet certaines sont exprimées en fonction du débit unitaire de début de transport, d'autres en fonction de la contrainte critique de cisaillement, et il faut passer de l'une à l'autre par l'intermédiaire d'une formule d'écoulement. Or, le choix d'une formule d'écoulement du charriage hyperconcentré n'est pas évident, comme on le verra au paragraphe 13.5. De plus, se pose à forte pente, le problème du choix entre la hauteur fictive h_l d'écoulement liquide et la hauteur totale h_m , et les auteurs sont rarement clairs sur ce choix.

Citons une synthèse faite en 1987 par TAKAHASHI (réf. 13.6) qui compare la formule proposée par SMART et JAEGGI (réf. 3.3), une autre proposée par BATHURST et al. (13.14) et la sienne.

$$\text{SMART et JAEGGI : } \Phi = 4.2 \cdot I^{0.6} \cdot \sqrt{\frac{8}{f}} \cdot \sqrt{\tau_*} \cdot (\tau_* - \tau_{*c}) \quad (13.17)$$

$$\text{BATHURST et al. : } q_s = \frac{2.5}{\beta/\rho} I^{3/2} \cdot (q_l - q_{l,c}) \quad (13.18)$$

$$\text{TAKAHASHI : } \Phi = \frac{1+5 \tau_{q\theta}}{\cos \theta} \cdot \sqrt{\frac{8}{f}} \cdot \tau_*^{3/2} \cdot \left[1 - \alpha \frac{2 \tau_{*c}}{\tau_*} \right] \left[1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right] \quad (13.19)$$

Dans la formule 13.19, α est une fonction un peu complexe qui varie en fonction de la pente et $\theta = \text{Arctg } I$. On retrouve à partir de la formule 13.18, la formule 13.16 en négligeant le seuil de début de transport.

La comparaison entre les résultats de mesures et l'application des formules se trouve sur la figure 13.5.

TAKAHASHI en déduit notamment que la formule de BATHURST (Eq. 17 du graphique) n'est pas adaptée au-delà de 10 % de pente. Il est vrai qu'elle avait été calée jusqu'à des pentes de 9 %.

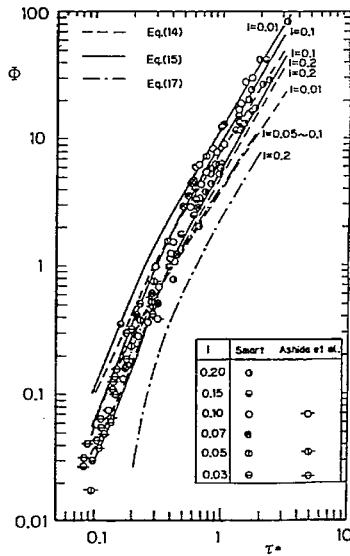


Figure 13.5 :

Formules de transport solide à forte pente
(TAKAHASHI, réf. 13.6)

13.4.4.2 - Formule SOGREAH (Réf. 2.7)

Utilisant de nombreux résultats d'essais sur modèle réduit et en y ajoutant les résultats de SMART et JAEGGI, LEFORT (réf. 2.7) a voulu caler lui aussi une formule de transport solide à forte pente ; mais il l'a fait en utilisant les considérations développées au § 13.4.2 relatives à la primauté de la liaison entre débit solide et liquide d'une part, de l'influence de la pente par rapport à la largeur d'autre part.

Il a donc utilisé le débit solide total Q_s en fonction du débit liquide total Q_l . Pour cela, il lui a fallu choisir une loi d'écoulement, il a adopté la formule de MANNING-STRICKLER ; il lui a fallu aussi se donner une relation entre largeur du chenal et hauteur d'écoulement et il a adopté celle qu'a proposé RAMETTE (réf. 13.15) : au transport solide maximum sur un lit alluvial, le rapport entre largeur et hauteur d'écoulement est de l'ordre de 18. La formule obtenue est la suivante :

$$\frac{Q_s}{Q_e} = 4.45 \left(\frac{d_{90}}{d_{50}} \right)^{0.2} \cdot \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \cdot I^{1.5} \cdot \left[1 - \left(\frac{Q_{l,e}}{Q_e} \right)^{0.375} \right] \quad (13.20)$$

$$Q_{l,e} = 0.12 \sqrt[5]{q \cdot d_{50}} \cdot I^{-13/6} (1 - 1.2 I)^{2/3} \quad (13.21)$$

La figure 13.6 donne en coordonnées logarithmiques l'adéquation des valeurs mesurées aux valeurs calculées : il montre que 90 % des valeurs mesurées se trouvent entre le double et la moitié des valeurs calculées.

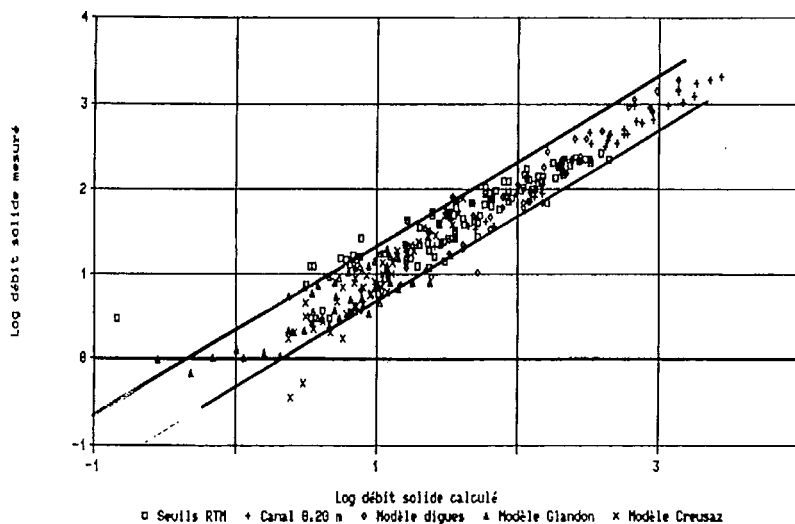


Figure 13.6 :

Valeurs mesurées et calculées avec la méthode SOGREAH

Malgré les hypothèses faites dans l'établissement de cette formule qu'il faudrait vérifier, elle est intéressante car elle rassemble des conditions expérimentales assez diverses : recyclage du sédiment ou circuit ouvert, berges fixes et berges mobiles, pente de 2,5/1 000 à 20 %, et comme on l'a dit, le principe d'utiliser le débit total est prometteur.

13.4.5 - Prise en compte de l'effet des matériaux fins (RICKENMANN, réf. 13.1)

Fidèle à son histoire (la formule de MEYER PETER y a été établie), le laboratoire de Zurich continue dans le domaine des transports solides des travaux très intéressants. Après les études de SMART et JAEggi dont on a beaucoup parlé depuis le début de ce document, celle de DAVIES dont on a parlé au chapitre 11, nous pouvons terminer ce paragraphe sur les écoulements hyperconcentrés par le travail de RICKENMANN qui a étudié et quantifié l'effet de la présence de sédiments fins sur le transport solide. De plus, dans son étude (réf. 13.1), il a rassemblé l'état de la connaissance en

matière d'hydraulique torrentielle de manière très complète et le lecteur pourra s'y reporter pour nombre d'aspects non repris dans ce document.

L'effet des matériaux fins, (en l'occurrence une argile appelée opalite, pour les essais de RICKENMANN) est différent suivant que le régime hydraulique est turbulent complètement développé (le transport solide croît beaucoup) ou au contraire turbulent lisse (le transport solide décroît quand la concentration d'argile décroît.

Il faut donc d'abord déterminer la viscosité apparente du fluide porteur

$$\mu_a = \mu_p + \tau_p \frac{h}{2U} \quad (13.22)$$

où τ_p et μ_p sont la rigidité initiale et la viscosité plastique du modèle de BINGHAM qui traduit la loi de comportement du fluide porteur. On en déduit un nombre de Reynolds effectif du grain :

$$Re^* = \frac{u_* d_{50} \rho_f}{\mu_a} \quad (13.23)$$

où ρ_f est la masse volumique du fluide porteur. RICKENMANN montre que la limite entre les régimes est de l'ordre de 10 ce qui, pour les essais de RICKENMANN, correspond à une concentration volumique de l'ordre de 15 à 20 %. En-deçà d'un Reynolds de 10, donc au-delà de ces valeurs de concentration, le transport solide décroît. On est dans le cas où la sous couche visqueuse est plus épaisse que la taille d'un grain. Au-delà d'un Reynolds de 10, les effets de la viscosité ne jouent pas sur le transport solide et l'augmentation du transport est due essentiellement à la diminution du poids immergé des sédiments comme le montre la figure 13.7. Le transport solide peut être doublé et même triplé aux très fortes pentes.

Bien sûr, RICKENMANN utilise ses données (et celles de SMART-JAEGGI et MEYER-PETER également) pour déterminer plusieurs formules de transport. Nous retiendrons la suivante :

$$\frac{q_s}{q_e} = 12.6 \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \left(\frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f} \right)^{1.6} I^2 \left(1 - \frac{q_{e,c}}{q_e} \right) \quad (13.24)$$

où le débit critique de début de transport est donné par l'équation 13.7 que nous avons citée précédemment. RICKENMANN donne comme conditions d'application de ses résultats : pente comprise entre 5 et 20 %, débit liquide supérieur à 5 fois le débit critique,

hauteur relative $\frac{h_m}{d_{90}}$ inférieure à 20.

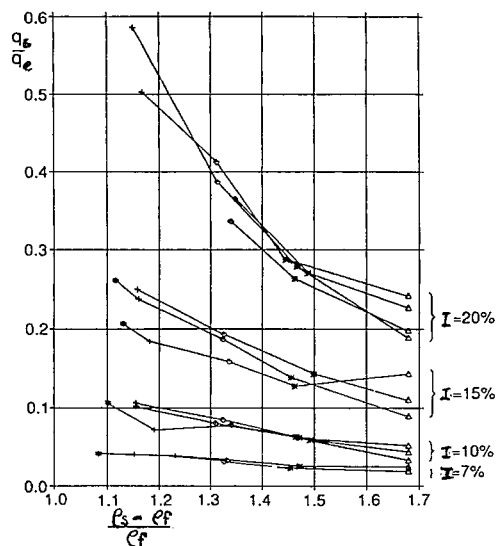


Figure 13.7 :

Variation du transport solide en fonction
de la densité immergée du matériau solide

13.4.6 - Conclusion

On a présenté un certain nombre de méthodes qui permettent d'approcher la valeur du transport solide dans les cours d'eau à forte pente. La richesse de ces résultats ne doit pas toutefois faire illusion. L'écart avec la réalité est grand, et sans qu'on puisse valider ces chiffres, on peut penser que les formules surdimensionnent le transport solide dans un rapport de l'ordre de 2 à 10. Le gros responsable de l'écart est bien sûr le bassin versant torrentiel lui-même et le lit du torrent. Le premier n'est que rarement entièrement dégradé, et le matériau du second n'est pratiquement jamais suffisamment remanié et les berges suffisamment affouillables pour qu'on puisse admettre que l'écoulement se fait à la capacité maximale de transport.

C'est par son expérience de la vie des torrents, par la confrontation de données quantitatives de volumes solides transportés par des crues, que le praticien pourra décider du coefficient réducteur à appliquer éventuellement aux formules indiquées dans ce chapitre.

13.5 - LOIS DE PERTE DE CHARGE

Le coefficient de rugosité peut être exprimé de deux façons, provenant de deux formules donnant la vitesse moyenne, la formule de MANNING-STRICKLER, déjà vue (formule 2.11) et celle de DARCY-WEISSBACH.

$$\text{MANNING-STRICKLER : } K = \frac{\bar{U}}{R^{2/3} I^{1/2}} \quad (2.11)$$

$$\text{DARCY-WEISSBACH : } \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{\bar{U}}{u_*} = \frac{\bar{U}}{\sqrt{g R I}} \quad (13.12)$$

Bien évidemment, K et $\sqrt{8/f}$ sont reliés (si on assimile le rayon hydraulique et la hauteur d'écoulement) par une relation évidente. La relation 13.12 est souvent utilisée par les chercheurs, car la vitesse de frottement u_* (définition au § 2.1) est obtenue à partir d'un profil de vitesses mesurées (formule 2.9) et comme la vitesse moyenne $\bar{U}$ est également obtenue par les mêmes mesures, le coefficient $\sqrt{8/f}$ s'en déduit facilement.

Le coefficient K est donné en hydraulique fluviale par la formule de MANNING (2.10)

$$K = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad (2.10)$$

Il est donc important de savoir jusqu'où on peut l'extrapoler vers les fortes pentes. De plus, plusieurs façons de faire intervenir la hauteur d'écoulement sont possibles, car on peut utiliser soit la hauteur fictive de l'écoulement liquide h_l soit la hauteur d'écoulement h_m .

Première possibilité : on utilise la hauteur totale de l'écoulement h_m . Cette voie est logique car la hauteur de l'écoulement est directement accessible à l'observation. Mais les coefficients de

perte de charge varient en fonction de la hauteur relative $\left(\frac{h_m}{d_{90}} \right)$

et/ou de la pente, et/ou du transport solide notamment aux fortes pentes. Leur expression peut devenir particulièrement complexe (réf. 13.6).

CARION (réf. 13.12) a confronté plusieurs formules présentées par différents chercheurs à partir de données in situ et de données de laboratoire. Il a retenu comme étant la meilleure sur l'ensemble des jeux de données, celle de BATHURST et al. (réf. 13.14) :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.63 \log \left(\frac{D}{d_{84}} \right) + 4 \quad (13.25)$$

où D est la profondeur moyenne de l'écoulement (rapport de la section et de la largeur au miroir).

Par régression directe des données de BATHURST (réf. 13.11), MEUNIER (réf. 9.5) a obtenu une formule du type puissance qui, modifiée par RICKENMANN (réf. 13.1) donne :

$$\sqrt{\frac{g}{f}} = 1.25 \left(\frac{h}{d_{90}} \right)^{0.5} \cdot \frac{1}{I^{0.24}} \quad (13.26)$$

Cette formule montre que l'effet de la pente sur la vitesse ne se traduit pas par la puissance 0,5 comme en hydraulique classique, mais par la puissance 0,3. Les données de BATHURST sont des données de cours d'eau réels (pente allant de 1 % à 3,7 %), sans transport solide et en écoulement fluvial (nombre de Froude inférieur à 1). On trouve la même conclusion avec les travaux de JARRETT (réf. 13.13) qui obtient la puissance 0,12 comme traduction de l'effet de la pente sur les vitesses.

Les données de SMART et JAEGGI (réf. 3.3) ont fait l'objet de nombreux travaux. Eux mêmes ont proposé la formule suivante :

$$\sqrt{\frac{g}{f}} = 2.5 \left[1 - e^{-\frac{0.5}{\sqrt{h}} \cdot \frac{h_m}{d_{90}}} \right] \cdot \ln \left(2.2 \frac{h_m}{d_{90}} \right) \quad (13.27)$$

où on retrouve un effet de la pente et de la hauteur relative. Pour comparer aux formules usuelles, MEUNIER (réf. 9.5) a obtenu, à partir de leurs données :

$$\sqrt{\frac{g}{f}} = 2.23 \left(\frac{h_m}{d_{90}} \right)^{0.35} \cdot \frac{1}{I^{0.2}} \quad (13.28)$$

Dans ses travaux récents, RICKENMANN (réf. 13.1) propose, à partir de ses propres mesures :

$$\sqrt{\frac{g}{f}} = 1.5 \left(\frac{h_m}{d_{90}} \right)^{0.5} \cdot \frac{1}{I^{0.29}} \quad (13.29)$$

Même si l'écart entre toutes ces formules est grand (écart de l'ordre de 20 %), la convergence est évidente et très encourageante si on considère le fait qu'elles proviennent de données et de conditions de mesures très différentes : avec ou sans transport solide, in situ et laboratoire, critique et subcritique.

Deuxième possibilité : on utilise la hauteur fictive de l'écoulement liquide, composante de l'écoulement total, donnée par le rapport entre le débit liquide et la vitesse moyenne. Utilisant cette voie de recherche, à partir des données de SMART et JAEGGI (réfs. 3.3 et 9.5), MEUNIER a obtenu des formules où l'effet de la pente redevient semblable à celui qu'on a en hydraulique classique :

$$\frac{\bar{u}_e}{\sqrt{g d_{50}}} = 5.18 I^{0.5447} \left(\frac{h_e}{d_{50}} \right)^{0.7299} \quad R^2 = 0.88$$

$$\frac{\bar{u}_e}{\sqrt{g d_{90}}} = 5.677 I^{0.613} \left(\frac{h_e}{d_{90}} \right)^{0.84} \quad R^2 = 0.86$$

Constatant la valeur des exposants, on en déduit donc qu'on peut utiliser la formule de MANNING-STRICKLER, mais avec la hauteur fictive de débit liquide, et avec un coefficient de rugosité donné par les formules :

$$K = \frac{14}{(d_{50})^{0.23}} \quad \text{ou} \quad K = \frac{15}{(d_{90})^{0.29}} \quad (13.30)$$

Mais pour que cette approche soit productive, il faut pouvoir passer de la hauteur fictive de débit liquide, à la hauteur totale de l'écoulement. Des coefficients de passage ont été calculés ; ainsi SMART et JAEGGI proposent, à partir de leurs données :

$$\frac{h_m}{h_e} = \frac{1}{1 - 1.64 I^{0.42} \left(\frac{q_s}{q_e} \right)^{0.63}} \quad (13.31)$$

et MEUNIER (réf. 9.5) :

$$\frac{h_s}{h_e} = 3.65 \cdot I^{1.7} \quad \text{et} \quad h_m = h_e + h_s \quad (13.32)$$

où h_s est la hauteur fictive de débit solide. La hauteur de l'écoulement est la somme des hauteurs fictives de débit liquide et de débit solide. Ces deux formules donnent des résultats valables à $\pm 10 \%$ sur h_m pour la première et à $\pm 40 \%$ sur h_s pour la seconde sur les propres données de calage. Leur utilisation en dehors de ce domaine est donc encore plus incertaine.

Troisième possibilité : on utilise une liaison directe entre débit et vitesse ; utilisée par TAKAHASHI pour les laves torrentielles granulaires, cette possibilité est reprise par RICKENMANN qui propose, à partir de ses essais :

$$\bar{u} = \frac{1.3 I^{0.2} q_e^{0.6} q_s^{0.2}}{d_{90}^{0.44}} \quad (13.33)$$

En fait, l'utilisation du débit unitaire comme paramètre explicatif rend cette formule utilisable surtout dans le cas d'un aménagement où le débit de projet est connu.

Conclusion : de nombreuses formules existent donc, qui permettent d'estimer la vitesse de l'écoulement torrentiel. On choisira celle qui sera le plus adaptée au cas traité, reconstitution de débits après une crue, ou au contraire calcul de hauteur d'écoulement pour une crue de projet. La convergence des résultats est bonne si on

exclut la formule de MANNING-STRICKLER (formule 2.10) sous sa forme classique de l'hydraulique fluviale. En règle générale, les formules issues d'essais avec transport solide donnent des vitesses supérieures aux vitesses constatées sans transport solide, sans qu'on puisse être sûr que l'écart ne provienne pas de la différence entre les protocoles de mesure. Un complément de recherches avec notamment plus de mesures de terrain serait bien entendu souhaitable.

13.6 - SYNTHESE ET CONCLUSION

Les travaux de recherche effectués depuis ces dernières décennies ont permis de donner aux praticiens un ensemble de formules qui devaient se substituer petit à petit, pour l'ingénierie des torrents, aux formules traditionnelles usuelles. Les précautions d'utilisation faites au § 13.3 doivent être rappelées car la plupart des formules dérivent de mesures faites sur régime permanent uniforme obtenu sur modèle réduit.

L'application aux torrents et cours d'eau torrentiel n'est pas évidente ; et, si un premier progrès semble réalisé avec cet ensemble de méthodes pour approcher le régime permanent uniforme, il va falloir qu'un second le soit aussi, celui qui permettra de relier la dynamique de l'écoulement à la morphologie torrentielle, puisque aussi bien, un torrent se présente plus comme une succession de singularités que comme un bief de pente régulière et de sections en travers identiques.

La première tâche du praticien est donc bien de comprendre le fonctionnement d'un torrent à partir d'observations nombreuses, pendant et après les crues, de façon à utiliser les méthodes explicitées ci-dessus avec la conscience la plus précise possible de leurs incertitudes. Il peut (et il doit) utiliser les observations et les mesures qu'il fait sur le terrain pour quantifier l'hydrologie des torrents qu'il observe. Qu'il n'oublie pas alors que selon les formules qu'il utilisera, il se placera (ou non) du côté de la sécurité. La formule (2.10) si couramment utilisée, surestime notablement les débits écoulés lors d'une crue, à forte pente, et conduit ainsi une fausse sécurité lorsqu'on s'en sert pour évaluer le débit écoulé par une crue réelle. Il a donc tout intérêt à utiliser l'une ou l'autre des autres formules indiquées ici.

Citons enfin une autre difficulté qu'éprouvera le praticien, celle de se donner des valeurs correctes de la courbe granulométrique. Des méthodes existent (réf. 13.16) pour calculer valablement une courbe granulométrique en un endroit déterminé. La difficulté vient de ce qu'il faut choisir cet endroit, de manière à ce qu'il soit représentatif et qu'on a beaucoup de mal à déterminer quel endroit est représentatif et de quoi il l'est. Il s'agit donc ici d'établir les relations entre la dynamique et la morphologie torrentielles, problèmes à résoudre maintenant dans la communauté des chercheurs travaillant en hydraulique torrentielle.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 13 -

- (13.1) Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes (1990). D. RICKENMANN. Versuchsanstalt für Wasserbau, hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen, Zurich.
- (13.2) Bed load transport in steep channels (1977). T. MIZUYAMA. Thesis Doctor of Agriculture. Kyoto University. Japon.
- (13.3) Initiation of motion and roughness of flows in steep channels (1973). K. ASHIDA et M. BAYAZIT. 15th AIRH Congrès. Istanbul. (Cité in réf. 13.1).
- (13.4) Initiation of sediment transport in steep channels with coarse bed material (1985). J.C. BATHURST, W.H. GRAF et H.H. CAO. Proc. Euromech 156.
- (13.5) Study of the initiation of motion of sand mixtures in a steep slope channel (1977). K. ASHIDA, T. TAKAHASHI, T. MIZUYAMA. SUIN-SABO. Vol 29, n° 4. En japonais. Cité dans réf. 13.6.
- (13.6) High Velocity flow in steep erodible channels (1987). T. TAKAHASHI. XXII Congrès AIRH. Lausanne.
- (13.7) On the occurrence of mud debris flow (1971). A. DAIDO. Bull. Disasters Prevention Research Institute. Kyoto University. Vol. 21. Part. 2. Cité in réf. 13.1.
- (13.8) Bed-load transport in steep channels (1989). T. TSUJIMOTO. International workshop on fluvial hydraulics of mountain regions. Trent, Italie.

- (13.9) Flow resistance over a gravel bed ; its consequence on initial sediment movement (1989). W.H. GRAF. International workshop on fluvial hydraulics of mountain regions. Trent, Italie.

- (13.10) Debris flows 1987 in Switzerland : modelling and fluvial sediment transport (1990). D. RICKENMANN. Symposium in Hydrology in mountainous regions. AIHS Publication. N° 194. Vol. 2.

- (13.11) Flow resistance estimation in mountain rivers (1989). BATHURST. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 111. N° 4. Avril 1985.

- (13.12) Pertes de charge et granulométrie en torrents (1986). C. CARION. Mémoire de fin d'études. ENITRIS - CEMAGREF.

- (13.13) Hydraulics of high gradient streams (1984). JARRETT. Journal of hydraulics Engineering. Vol. 110. N° 11.

- (13.14) Bed load Discharge equations for steep mountains rivers (1985). BATHURST, GRAF, HUU HAI CAO. International Workshop on problems of sediment transport in Gravel Bed Rivers. Pingree Park Colorado. USA.

- (13.15) Guide d'hydraulique fluviale (1981). RAMETTE. EDF. Direction des Etudes et Recherches.

- (13.16) Etude méthodologique de la détermination des courbes granulométriques des lits de cours d'eau (1987). M. MEUNIER, C. CARION. CEMAGREF, groupement de Grenoble.

CHAPITRE 14

L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE ET LES ETUDES DE BASSIN VERSANT TORRENTIEL

14.1 - INTRODUCTION

Les éléments d'hydraulique torrentielle qui font l'objet de la synthèse entreprise dans ce document doivent évidemment être utilisés en ingénierie des aménagements de protection contre les risques torrentiels. Il n'est donc pas inutile de situer dans ce dernier chapitre ce qu'est une étude de bassin versant torrentiel, comment l'étude hydraulique s'y insère et quelle est sa place.

14.2 - LES ETUDES DE BASSIN VERSANT TORRENTIEL

14.2.1 - Le contexte

La grande aventure de la Restauration des Terrains en Montagne (RTM) a démarré au milieu du 19ème siècle avec un objectif très explicitement désigné : la Restauration. Les évolutions multiples du contexte montagnard ont profondément modifié le contexte d'intervention sur les torrents, pour lesquels l'objectif principal immédiat est plutôt essentiellement la Protection contre les Risques Torrentiels.

Les outils des aménageurs se sont transformés en conséquence : la protection active (maîtrise complète du fonctionnement paroxysmal du torrent par aménagements de génie civil et de génie biologique de grande envergure) qui conduisait à des travaux s'étalant sur le long terme, est souvent remplacée par la protection passive (zonage, digues, barrage de rétention de sédiments, plage de dépôts) plus immédiatement efficace que les reboisements, mais qui nécessite la connaissance quantifiée des phénomènes torrentiels. Le contexte de la décision a également changé : l'importance des aménagements de protection à réaliser est forcément proportionnée à l'importance des processus érosifs facteurs de risque, et à celle des enjeux menacés.

Tout ceci rend les études de bassin versant torrentiel faites en vue de déterminer une stratégie de protection, nécessairement globales et complètes, où l'hydraulique torrentielle joue un rôle, mais au même titre que d'autres disciplines scientifiques.

14.2.2 - Les trois phases d'une étude de bassin versant torrentiel

On peut décomposer l'étude d'un bassin versant torrentiel en trois phases :

- la première phase analyse les processus érosifs et les moyens de lutte, indépendamment des enjeux en cause ;
- la deuxième phase analyse les enjeux concernés ; il est souhaitable, dans un premier temps, de considérer ces deux analyses comme indépendantes, ce qui permet d'aller le plus loin possible dans l'étude, et notamment de ne pas se limiter à l'analyse de l'existant. On peut donc traiter ces deux phases dans un ordre chronologique quelconque ;
- la troisième phase a pour but de confronter les résultats des deux premières et d'en déduire une stratégie de protection.

14.2.2.1 - 1ère phase : l'analyse des processus érosifs et l'étude des protections

Cette phase doit permettre au concepteur d'avoir une vue d'ensemble des processus érosifs, de leur importance relative, et de leur opposer un ensemble de moyens de protection, cohérents entre eux et hiérarchisés selon l'importance des processus érosifs qu'ils doivent maîtriser. Cette phase peut se décomposer en trois étapes : l'analyse qualitative du fonctionnement du bassin, l'analyse quantitative, puis la conception et le dimensionnement des protections.

1ère étape :

Il s'agit de l'analyse qualitative du bassin versant torrentiel, des phénomènes naturels qui s'y produisent et, notamment, des processus érosifs. Cette analyse doit bien sûr inclure l'état et l'efficacité du dispositif de protection existant. Une fois que le chargé d'études a ainsi "compris" le fonctionnement du bassin versant, il doit le restituer dans une note descriptive.

Le premier objectif, la compréhension du fonctionnement du bassin, est atteint en parcourant le terrain, en l'analysant, zone par zone, et pour chacune d'elles, en évaluant les risques d'érosion, puis en évaluant les interactions des processus érosifs entre eux et entre zones différentes.

Un aller-retour entre le terrain et les documents est nécessaire : les photos aériennes sont ici d'un grand intérêt, surtout si l'on peut en obtenir de dates différentes permettant d'analyser l'évolution du bassin, mais aussi cartes géologiques,

géomorphologiques, de végétation, etc. Après avoir engrangé toutes ces données, après avoir tenté de répondre à un grand nombre de questions (d'où vient l'eau de cette source, est-ce que cette niche d'arrachement est récente, est-ce que cet éboulis est calé en son pied, est-ce que la protection végétale de ce sous-bassin est durable ? etc...), se dégage, au bout d'un certain temps, une vue synthétique du bassin qui permet d'imaginer le fonctionnement habituel du bassin versant, puis dans un deuxième temps, les scénarios catastrophes les plus plausibles, ou même les plus probables, y compris en ce qui concerne l'efficacité des protections existantes.

Cette compréhension du fonctionnement du bassin versant est grandement aidée et corroborée par l'historique du bassin que l'on retrouve dans les archives (départementales, communales, services de l'Etat et notamment Services RTM) : dates des crues, types d'épisodes pluvieux dangereux, processus érosifs ayant provoqué des catastrophes, types de protection, fonctionnement du bassin avant et après la mise en place des aménagements de protection. Un coup d'oeil aux archives des Services RTM permet aussi de voir ce qui se passe sur des bassins similaires et peut conforter des intuitions ou des scénarios sur lesquels on a des doutes.

Lors de cette première étape, on est conduit à adopter une échelle des documents cartographiques adaptée à la taille du bassin en cause ; pour les "grands bassins" (plusieurs dizaines de km²), on rencontre d'ailleurs une difficulté particulière : on doit à la fois voir les phénomènes "de haut", de façon globale, mais il faut avoir aussi une connaissance fine des "détails" pertinents, susceptibles d'engendrer des catastrophes. On peut, dans cette voie, ne jamais être assez satisfait de la connaissance que l'on a du bassin et craindre d'avoir raté l'indice d'instabilité le plus important mais difficile à déceler car localisé sur une zone réduite et difficilement accessible.

Il faut, dans un deuxième temps, expliciter sur le papier la vue synthétique ainsi acquise et il est bien évident que le support visuel offert par les cartes, plans, coupes, profils en long est irremplaçable.

Ainsi, la figure (14.1) qui confronte une carte structurale et une carte géologique du bassin du Charmaix, a pour but d'explicitier l'intuition perçue sur photo aérienne, sur la façon dont la morphologie du bassin a été conditionnée par la géologie : les falaises et dorsales rocheuses, bien visibles sur le terrain, sont en effet constituées de bandes lithologiques homogènes qui séparent les schistes houillers du domaine briançonnais à l'ouest, des schistes lustrés du domaine piémontais à l'est. Ce résultat est également illustré par le bloc diagramme de la figure 14.2.

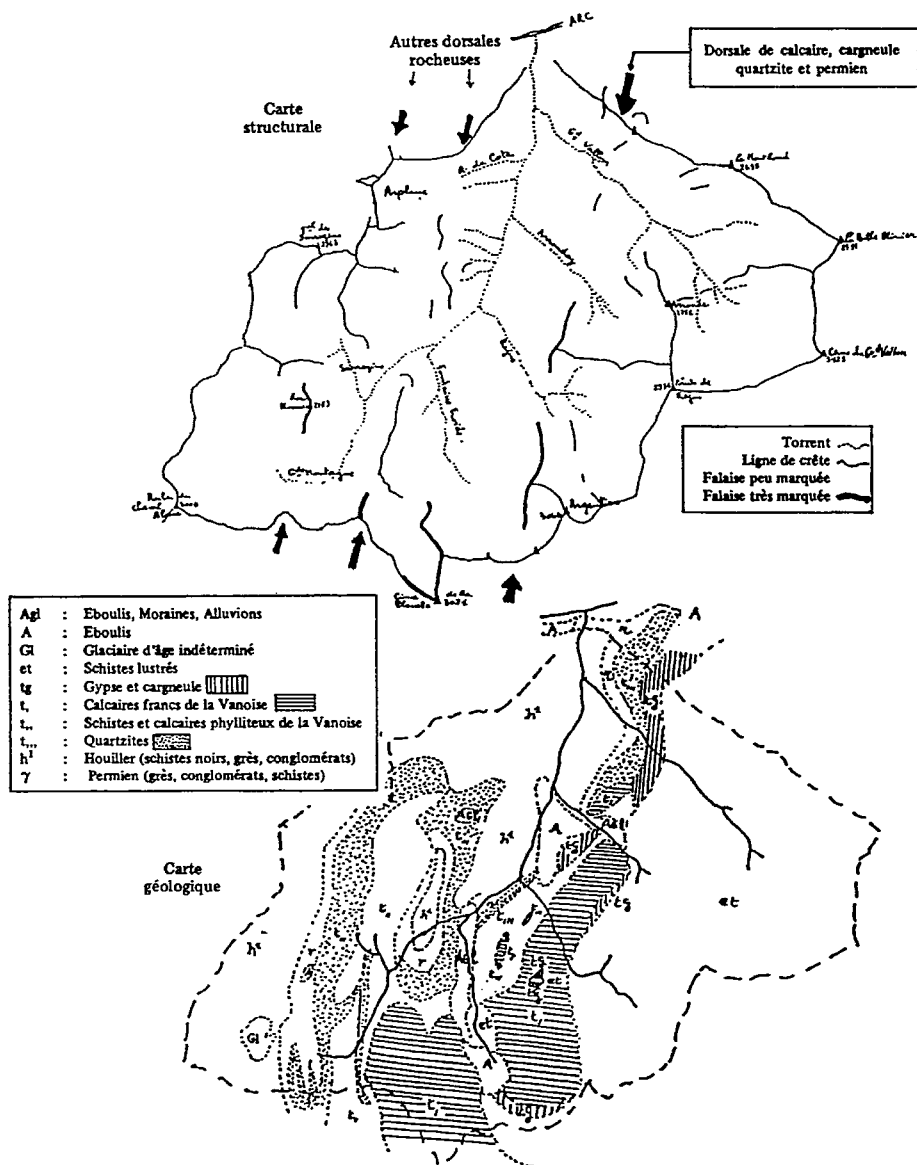


Figure 14.1 : Cartes structurale et géologique

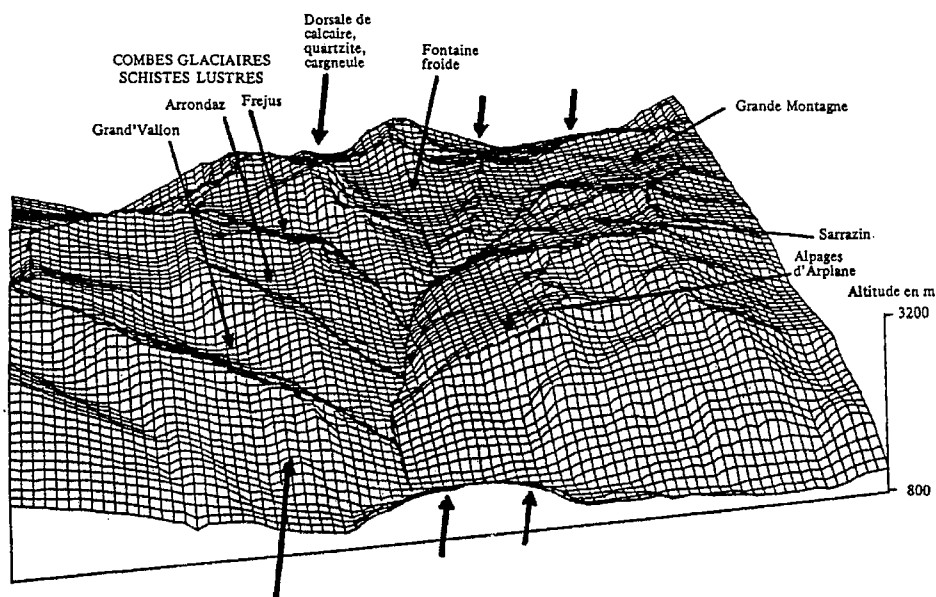


Figure 14.2 :

Bloc-diagramme du bassin du Charmaix

La confrontation entre les processus érosifs et la protection assurée par les aménagements existants peut être représentée par un schéma tel que celui de la figure 14.3 pour le torrent du Saint-Antoine où chaque processus érosif est représenté par un symbole (cf. légende), mais les processus érosifs ne sont pas indépendants et un schéma fonctionnel peut être utile pour expliciter leurs interactions (cf. schéma de la figure 14.4).

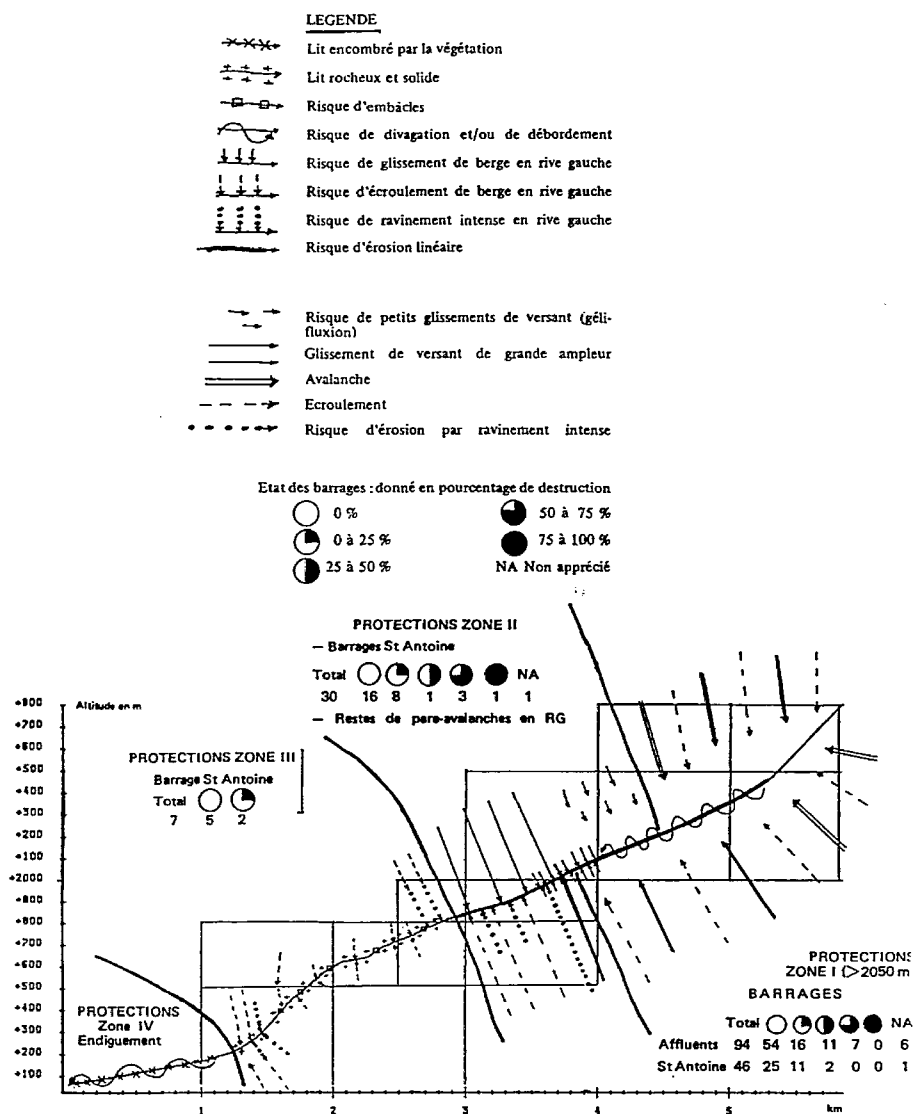


Figure 14.3 : Confrontation "Processus érosifs-protection"

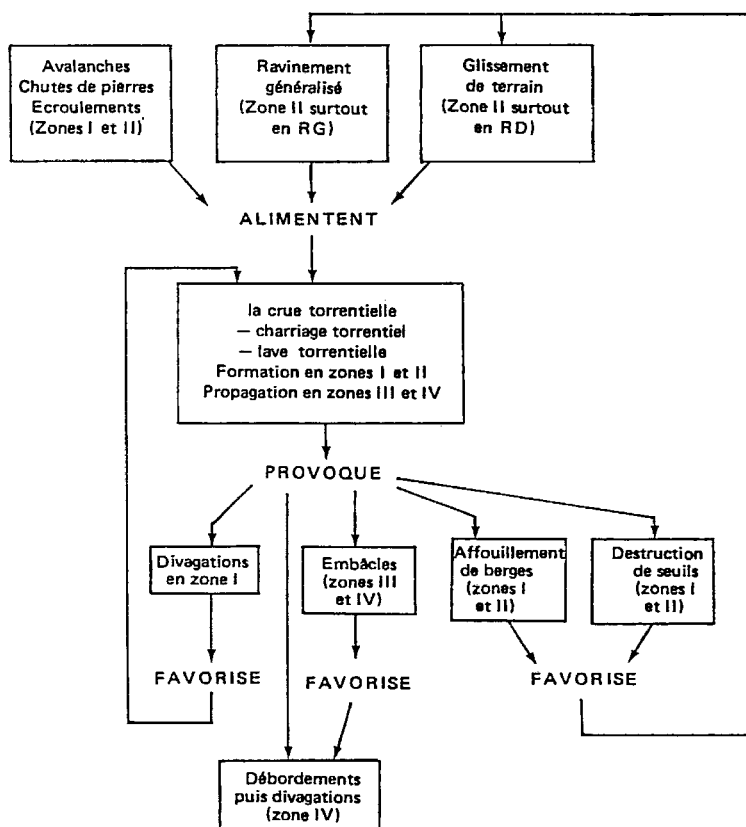


Figure 14.4 :

*Schéma fonctionnel des processus érosifs
pour le torrent du St-Antoine*

2ème étape :

C'est la quantification des processus érosifs, pour laquelle l'absence d'outils est presque la règle : les processus érosifs intervenant en effet en matière de risques naturels sont par définition mal connus : aléatoires pour certains (crues, avalanches), à effets de seuils pour la plupart (éboulement, glissement de terrain, laves torrentielles), très rarement observés pendant qu'ils se produisent et par conséquent encore moins mesurés in situ. On en est réduit, la plupart du temps, à observer les conséquences du phénomène et à en expliciter les causes et l'ampleur a posteriori.

Toutefois, les tentatives existent d'observations des phénomènes réels en matière de glissements de terrain (pose de repères de déplacement, suivi photogrammétrique), d'avalanches (par déclenchements artificiels, films et mesure de certains paramètres physiques), de crues torrentielles (bassins versants expérimentaux de Draix). Les études sur modèles réduits peuvent aussi améliorer la connaissance (simulation en bassin d'avalanches de neige poudreuse) : Division Nivologie du CEMAGREF, plateforme de modélisation physique de laves torrentielles de SOGREAH et du CEMAGREF, et malgré la précarité de nos connaissances théoriques, les modèles mathématiques peuvent également aider le concepteur notamment par des études de sensibilité (modèle mathématique de lave torrentielle de la Division Protection contre les Erosions du CEMAGREF (réf. 11.17), ou d'avalanche de neige dense de la Division Nivologie du CEMAGREF).

Il existe cependant peu de techniques sûres permettant de quantifier a priori les processus érosifs ; c'est l'expérience et la compétence de l'expert qui priment, plutôt que la finesse ou la complexité de méthodes ou de modèles tels que les connaissent classiquement les ingénieurs.

Cette étape de quantification fait intervenir trois champs scientifiques : *l'hydrologie torrentielle*, *l'érosion torrentielle* et *l'hydraulique torrentielle* (figure 14.5).

On voit que l'hydraulique torrentielle intervient seulement pour une part dans le processus de quantification des phénomènes torrentiels.

En règle générale, l'étude d'hydrologie torrentielle est la moins problématique même si le manque de données spécifiques aux zones de montagne est flagrant. L'étude d'érosion torrentielle est souvent la plus évasive et l'autorité de l'expert y joue un grand rôle. On y est la plupart du temps totalement démunie de mesures chiffrées de l'érosion. Il y a toutefois des exceptions, notamment lorsque l'érosion est importante et a été particulièrement étudiée (cas du Vallespir, réf. 14.1). L'hydraulique torrentielle enfin fait appel aux méthodes et raisonnements explicités dans les chapitres précédents.

Bien entendu, ces trois disciplines scientifiques doivent être utilisées de manière cohérente entre elles, au niveau d'une étude d'ingénierie. Dans certains cas favorables, on peut même utiliser cette cohérence pour valider des outils d'une discipline à partir des mesures issues d'une autre : ainsi, les estimations de transport solide de la crue d'octobre 1940, dans le Vallespir, ont pu être utilisées pour valider les estimations d'érosion faites pour l'étude d'érosion torrentielle (réf. 14.2).

Caractéristiques et lieu d'application Type de débit	Versants torrentiels. Formation des débits	Evolution des débits dans le réseau hydrographique	Ensemble du bassin versant considéré comme un système et pris dans sa totalité
Débit liquide	HYDROLOGIE TORRENTIELLE	HYDRAULIQUE TORRENTIELLE	DYNAMIQUE
Débit solide	EROSION TORRENTIELLE		TORRENTIELLE

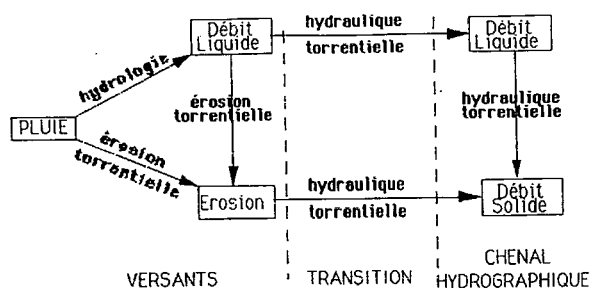


Figure 14.5 : Tableau représentatif et schéma fonctionnel des disciplines scientifiques intervenant dans une étude de bassin versant torrentiel

3ème étape :

La conception et le dimensionnement des protections peuvent être entrepris lorsqu'on a une vue synthétique des processus érosifs et des réactions du bassin (1ère étape) et une idée de leur importance (2ème étape). On pourrait penser que la conception pourrait se faire à la fin de la première étape, mais en pratique, comme les phénomènes en cause fonctionnent par seuils, regrouper dans cette étape la conception et le dimensionnement semble préférable. Il faut en principe, pendant cette étape, ne pas penser aux incidences financières des aménagements, de façon à faire réellement le tour de toutes les solutions techniques envisageables et d'en étudier complètement les avantages pour le devenir du bassin versant torrentiel. La difficulté particulière à cette étape provient de l'interaction entre les phénomènes érosifs : en effet, un ouvrage de protection peut être efficace, et à des degrés différents, vis-à-vis de plusieurs phénomènes érosifs : de même, plusieurs ouvrages peuvent être soit complémentaires, soit concurrents vis-à-vis d'un processus érosif. La phase de conception est donc très importante pour assurer la cohérence d'ensemble du dispositif ; le résultat obtenu à cette étape est une liste de propositions d'aménagements cohérents, avec une idée de leur efficacité vis-à-vis des processus érosifs dangereux et une hiérarchisation de leur intérêt respectif.

On peut terminer cette troisième étape par l'évaluation d'un ordre de grandeur du coût des aménagements ainsi inventoriés.

14.2.2.2 - 2ème phase : l'évaluation des enjeux concernés

Cette phase peut être indépendante de la première. Il s'agit de la description des enjeux concernés, éclairée par des chiffres permettant de situer l'importance des catastrophes susceptibles de se produire ; il est souhaitable de dégager une vue prospective, par exemple de l'évolution de l'enjeu lui-même, ou de ce qui se passerait en cas de destruction des aménagements existants.

Dans l'étude de planification des actions RTM au niveau de la région Maurienne, sept enjeux avaient été retenus :

- 1/ sauvegarde des personnes et des biens,
- 2/ enjeu économique au niveau national,
- 3/ enjeu économique au niveau régional,
- 4/ enjeu économique au niveau local,
- 5/ enjeu touristique,
- 6/ sauvegarde de l'économie agricole,
- 7/ et enfin sauvegarde de l'environnement d'ensemble.

La même répartition peut être utilisée sans problème dans le cas d'un bassin torrentiel. Indiquons pour terminer cette phase que le chargé d'études n'a pas à hiérarchiser les enjeux entre eux, car cette tâche incombe aux décideurs.

14.2.2.3 - 3ème phase : la confrontation entre les enjeux concernés et les risques

Ultime phase de l'étude, elle permet de caractériser, pour chaque enjeu en cause, l'efficacité de chaque action de protection envisagée lors de la première phase, et donc de présenter, en un simple tableau à double entrée, les niveaux de priorité de chaque protection pour chaque enjeu concerné.

On a souvent intérêt à scinder ce tableau à double entrée en deux parties, l'une pour les actions à entreprendre pour maintenir le niveau existant de la protection, s'il est jugé satisfaisant, l'autre pour l'améliorer ou pallier une aggravation dangereuse des processus érosifs (cf. tableau 14.1 concernant le torrent du Saint-Antoine).

Enjeu A : sauvegarde des personnes et des biens
Enjeu B : protection de l'environnement

	Enjeu A		Enjeu B		
	A l'heure actuelle	Ultérieurement si aggravation	Secteur concerné	A l'heure actuelle	Ultérieurement si aggravation
1) Maintien du niveau actuel de protection					
Surveillance :					
Lit du torrent	1		Lit	1	
Secteur (b) et (c)	2		b.c	1	
Secteur (e)	3		e	1	
Reste des versants	3		—	—	
Actions d'entretien et de maintien du niveau actuel :					
Zonage des risques dans le secteur (a)	1		—	—	
Entretien des ouvrages du lit du torrent	1		Lit	1	
Maîtrise des eaux de la station de ski	2		b.c	1	
Respect des règles de prudence pour la sylviculture	2		b	1	
Entretien des ouvrages du secteur (e)	3		e	1	
Débiter les arbres morts pour éviter les embâcles	4		—	—	
2) Amélioration du niveau de protection actuel					
Construction d'une plage de dépôts	2		—	—	
Recalibrage, concentration des eaux et curage des ouvrages du St-Antoine (2175 à 2300 m)	4		c	2	
Réhabilitation secteur (d)	5		d	1	
Réseau de drainage secteur (b)		1 ou 5	b		1
Réhabilitation secteurs (e) et (c)		5	e.c		1

Tableau 14.1 :

Priorité des actions de protection pour chaque enjeu

Une difficulté particulière peut se rencontrer pour présenter les résultats de l'étude, car on doit faire la synthèse entre des enjeux qui sont concrétisés par des secteurs géographiques déterminés, et des actions de protection qui sont également localisées en des lieux déterminés ; ces dernières peuvent être, ou peuvent ne pas être les mêmes que les secteurs géographiques où sont localisés les enjeux menacés. La figure 14.6 montre, par exemple, cette répartition des zones géographiques concernées dans le bassin du Charmaix.

14.2.3 - Le choix d'une stratégie de protection et la programmation

A partir du tableau à double entrée donnant les priorités des actions de protection par rapport aux enjeux par confrontation de leurs efficacités et de leurs coûts, il faut fixer la liste des actions retenues, pour un niveau de protection donnée, et selon une hiérarchie donnée des enjeux menacés. Cette étape incombe en définitive aux décideurs. Elle est facile à conduire lorsqu'un enjeu est nettement prédominant par rapport aux autres car, dans ce cas, c'est son ordre de priorité qui permet d'établir la liste des actions de protection à retenir, en fonction des enveloppes financières disponibles et du niveau de protection choisi. Le tableau 14.2 donne un exemple de ce cas, et montre clairement comment une programmation des aménagements de protection peut se déduire des résultats d'une étude de bassin torrentiel.

Enjeu A : sauvegarde des personnes et des biens
Enjeu B : sauvegarde de l'environnement

Intitulé de l'action	Coût en KF		Priorité par rapport à l'enjeu B, tous secteurs confondus
	Total sur 10 ans	La 1ère année	
Actions de priorité 1 pour l'enjeu A			
Surveillance du lit du torrent	—	—	1
Zonage des risques en zone I (secteur (a))	50	50	—
Entretien des ouvrages du lit du torrent	2.260	1.130	1
Total :	3.310	1.180	
Actions de priorité 2 pour l'enjeu A			
Surveillance des secteurs (b) et (c)	—	—	1
Surveillance spéciale du secteur (b) (le cas échéant)	(300)	(50)	1
Maîtrise des eaux de la station de ski (sous réserve d'étude)	(200)	(200)	1
Respect des règles de prudence pour la sylviculture	—	—	1
Construction d'une plage de dépôts	1.080	1.080	—
Total :	1.080 ou 1.580	1.080 ou 1.330	
Actions de priorité 3 pour l'enjeu A			
Surveillance du secteur (e) et du reste des versants	—	—	1
Entretien des ouvrages du secteur (e)	1.300	1.300	1
Total :	1.300	1.300	
Actions de priorité 4 pour l'enjeu A			
Débiter les arbres morts	25	25	—
Recalibrage et concentration des eaux entre 2175 et 2300 m	60	60	2
Total :	85	85	
Actions de priorité 5 pour l'enjeu A			
Réhabilitation du secteur (d)	10.000	10.000	1
Total :	10.000	10.000	

Tableau 14.2

Les actions de protection hiérarchisées en fonction d'un enjeu prioritaire (cas du Saint-Antoine)

Lorsqu'il n'y a pas d'enjeu prioritaire, et ceci arrive souvent, notamment lorsque de nombreux décideurs ayant des fonctions différentes sont concernés par la stratégie de protection à adopter, la problématique de la décision devient plus complexe. Il est quand même possible de clarifier les choix possibles en adoptant les démarches de la Rationnalisation des choix Budgétaires (RCB). Il faut pour cela traduire toutes les priorités par des échelles quantifiées : ceci concerne aussi bien le chargé d'études qui doit traduire la priorité des actions de protection, que le(ou les) décideurs qui doit(ou doivent) quantifier la hiérarchie des enjeux à protéger par des facteurs de pondération. (Voir exemple du Vallespir, réf. 14.1).

14.3 - IMPORTANCE STRATEGIQUE DE L'HYDRAULIQUE TORRENTIELLE DANS LES ETUDES DE BASSIN VERSANT TORRENTIEL

On a dit que l'hydraulique torrentielle est une des trois disciplines scientifiques utilisées dans une étude de bassin versant torrentiel. Elles sont toutes trois indispensables et chacune d'elle peut présenter un aspect stratégique dans l'étude d'ensemble : la connaissance des pluies courtes et intenses en hydrologie peut devenir le point primordial lorsqu'on étudie les risques engendrés par une zone urbanisée de montagne ; mais dans un autre cas, c'est la quantité de matériaux érodables disponibles qui constituera le facteur critique à étudier tout spécialement.

Nous terminerons donc ce chapitre en présentant quelques cas où la contrainte principale se trouve dans le domaine de l'hydraulique torrentielle.

14.3.1 - Existence de laves torrentielles

S'il y a possibilité de laves torrentielles (qu'elles soient de type hydrologique ou conséquences de glissements de terrain), la nature du problème scientifique change ainsi que l'ampleur du risque torrentiel. Le fait qu'elles soient la plupart du temps assez rares en France, sur le même torrent, vient compliquer le problème, car il faut alors savoir si on décide ou non de se protéger contre ce risque.

14.3.2 - Les enjeux à protéger sont éloignés des zones génératrices de transport solide

Dans ce cas, le processus hydraulique du transport solide torrentiel devient le facteur limitant, sauf bien sûr si le volume de matériau solide fourni est inférieur à la capacité maximale de transport. Dans le cas contraire, des dépôts se produisent dans le bief pendant le parcours, et seuls les matériaux solides effectivement véhiculés peuvent menacer les installations à protéger. L'hydraulique torrentielle conditionne alors tous les raisonnements, et les résultats sont tributaires de l'imprécision des méthodes développées dans cet ouvrage.

14.3.3 - Une partie d'un bassin versant torrentiel est urbanisé

La connaissance de l'hydrologie devient ici primordiale puisqu'on a pu montrer (réf. 14.3) qu'il suffit que 10 % d'un bassin naturel normalement végétalisé, soit urbanisé pour que les crues en provenance de la zone urbaine (donc provoquées par des pluies courtes et intenses) deviennent plus importantes que les crues générées par le ruissellement des zones végétalisées.

Mais les conséquences d'une telle modification du bassin versant peuvent être dangereuses, voire catastrophiques, si le réseau d'assainissement pluvial se déverse dans une petite rigole incapable de supporter un tel accroissement de débit. C'est le seuil de déstabilisation d'un lit torrentiel qu'il faut alors connaître et on a vu au chapitre 13 combien il est difficile à connaître dans les cas réels.

13.4.4 - Zones montagneuses et cycloniques

Certains Départements et Territoires d'Outre-Mer ou des Départements du Sud de la France ont des sols en pente, naturellement fragiles ou fragilisés par les activités humaines. De plus, ils sont visités, plus ou moins périodiquement, par des cyclones qui inondent les parties basses et génèrent dans les zones amont des écoulements torrentiels importants. Dans ces circonstances, les raisonnements classiques d'hydraulique fluviale, plutôt basés sur le transport liquide, peuvent devenir inopérants car c'est du transport solide, et de ses alternances de dépôts et de reprise qu'il faut se méfier (réf. 12.12). Les ouvrages de franchissement routier notamment sont particulièrement vulnérables, car la solution classique du pont, dimensionné pour le débit liquide et avec une marge de sécurité pour le transport solide, peut être inefficace si l'amont du pont devient naturellement l'espace préférentiel du dépôt des matériaux solides, ou si le pont doit se boucher avec des corps flottants de grande taille. Raisonner les phénomènes en terme de dynamique torrentielle et non en terme de dynamique fluviale devient ici primordial.

- BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 14 -

- (14.1) Définition et prévention des crues torrentielles en Haut-Vallespir (Haut-Tech et affluents), (1990). S. BROCHOT. CEMAGREF - RTM.
- (14.2) Présentation des crues torrentielles en Haut-Vallespir : validation des hypothèses de travail à partir de l'aiguat d'octobre 1940. (1990). S. BROCHOT, P. LEFRANC. Colloque : Les inondations d'octobre 1940 en Catalogne : 50 ans passés. Vernet-les-Bains.
- (14.4) Etude comparative sommaire des débits de crue des zones urbanisées et des bassins versants naturels en montagne. (1989). M. MEUNIER ET N. MATHYS. CEMAGREF

BIBLIOGRAPHIE GENERALE

- (1.1) Cours de Restauration des Montagnes (1925) - BERNARD - Ecole Nationale des Eaux et Forêts Nancy.
- (1.2) Restauration des Montagnes - Correction des torrents - Reboisement (1914) - THIERY - Encyclopédie des Travaux Publics - Librairie Polytechnique BERANGER Paris.
- (2.1) Le système fluvial et le transport solide (Tome 1) - La suspension (Tome 2), (1987) NICOLLET. Module hydraulique fluviale et aménagement de l'ENPC et de l'ENGREF.
- (2.2) Cours d'hydraulique générale. Ecoulements à surface libre (1979) POCHAT - ENGREF.
- (2.3) Strickler Formula, a Swis contribution to hydraulics (1987) VISCHER. Wasser, energie, luft 79.
- (2.4) Etude sédimentologique de la Durance. J. CACAS - cours de l'ENITRTS.
- (2.5) Retenues EDF (1988). GUICHON - Journées techniques de la SHF sur le Transport Solide. Paris.
- (2.6) La turbulence racontée aux enfants des Grandes Ecoles. G. BINDER. Cours de 2^{ème} année. ENSHMG - INPG, 1989-1990.
- (2.7) Transport solide dans le lit des cours d'eau. Dynamique fluviale. P. LEFORT. SOGREAH - ENSHMG - INPG. 1991.
- (2.8) Modélisation du transport par charriage de matériaux solides en écoulements non permanents. LEE Sung-HO, mémoire de DEA, MMGE . UJF Grenoble, 1990.
- (3.1) High velocity in erodible channel. (1987) TAKAHASHI. AIRH. 22ème congrès Lausanne.
- (3.2) Compte rendu de recherche n° 1 en érosion et hydraulique torrentielle. BVRE de Draix - CEMAGREF - RTM - ONF (1987).
- (3.3) Sediment transport on steep slopes (1983) SMART et JAEGGI - Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie - Zurich Suisse.
- (3.4) Do critical stresses for incipient motion and erosion really exist ? (1987) LAVELLE et MOFJELD - Journal of Hydraulic Engineering - Vol. 113. N° 3.
- (4.1) Synthèse bibliographique sur les laves torrentielles (1986) SAURET - CETE.LCPC.

- (4.2) The main features of the mudflow in Jiang-Jia Ravine (1983) - LI JIAN, YUAN JIANMO, BI CHENG, LUO DEFU - Zeitschrift für geomorphologie n° 273.
- (4.3) Coulées boueuses - Laves torrentielles - Coulées de débris canalisées - Compte rendu bibliographique. SAURET. Bull. Labo. P. et Ch. 150-151 Juil. Août Sept. Oct. 87.
- (4.4) The effects of high sediment concentration on transport processes and flow phenomena - BRADLEY et Mc CUCHEON - International Symposium on Erosion Debris flow and disaster prevention - Tsukuba - Japon (1985).
- (4.5) Les modèles rhéologiques et la résistance hydraulique en torrents (1987) - RENDON VALENCIA.CEMAGREF.IMFS (DEA).
- (5.1) Etude hydraulique de la protection de la R.N.6 (route de Fréjus - Lyon - Turin) au confluent de l'Arc et du torrent du Pousset (1979) - LEFEBVRE - SOGREAH - DDE Savoie.
- (6.1) Mécanique et rhéologie des fluides en génie chimique - MIDOUX (1985) - Technique et Documentation - Lavoisier Paris.
- (6.2) Initiation à la rhéologie - COUARRAZE et GROSSIORD (1983) - Technique et Documentation - Lavoisier Paris.
- (6.3) Fluides non newtoniens - J.M. PIAU - Techniques de l'Ingénieur - A.710 et 711.
- (6.4) Bed material movement in hyperconcentrated flow - Wan ZAOHUI (1982) - Institute of Hydrodynamics and hydraulic Engineering - Technical University of Denmark - Series paper n° 31.
- (6.5) Synthèse des connaissances sur le tassement et la rhéologie des vases (1987) - Service Technique Central de la Direction des Ponts et des Voies Navigables - LCHF.
- (6.6) Etude hydraulique du franchissement du torrent de la Griaz par la voie express Le Fayet - Les Houches (1985) - SOGREAH - DDE Haute-Savoie.
- (6.7) Laboratory analysis of mud flow properties (1988) - O'BRIEN et JULIEN - ASCE Journal of Hydraulic Engineering - Vol. 114 - n° 8.
- (6.8) Etude des possibilités d'érosion des vases des retenues de l'Escale et Saint-Lazare sur la Durance : méthodologie, propriété des vases et simulation numérique de l'érosion - BOUCHARD, CORDELLE, LORIN - SHF Comité Technique - Session n° 137 - Novembre 1988.

- (6.9) Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques - C. MIGNIOT - Houille Blanche n°7/1968.
- (6.10) A critical review of the research on the hyperconcentrated flow in China - DIAN NING et WAN ZHAOHUI - IRTCES 1986.
- (6.11) Dictionnaire de rhéologie - GROUPE FRANCAIS DE RHEOLOGIE - IMFT, 1988.
- (6.12) Rheological analysis of fine grained natural debris flow materiel. J.J. MAJOR - T.C. PIERSON - Hydraulic/Hydrology of Arid Lands - Symposium ASCE San Diego. July-August 1990.
- (7.1) La suspension - Cours de NICOLLET (1987) ENPC et ENGREF.
- (7.2) Transport des sédiments. Etude bibliographique et théorique de la capacité de transport par les fleuves et les rivières - Rapport général - Secrétariat d'Etat aux Affaires Etrangères. Sept. 71.
- (7.3) The flow of cohesionless grains in fluids (1956) - BAGNOLD Philosophical Transactions of the Royal Society of London - Series A. Mathematical and Physical Sciences.
- (7.4) Transport de matériaux solides en conduite (1988) - REITZER SCRIVENER - Journées Techniques de la SHF - Nov. 88 Paris.
- (8.1) Dépendance de la traînée d'obstacles cylindriques, de la rhéologie de suspensions aqueuses concentrées (1986) - PFEIFF - Thèse USMG IMG.
- (8.2) Experiments on a gravity-free dispersion of large spheres in a Newtonian fluid under shear (1954) - BAGNOLD - Philosophical transactions of the Royal Society of London - Series A. Vol. 225.
- (8.3) The flow of cohesionless grains in fluids (1956 - BAGNOLD - Philosophical transactions of the Royal Society of London - Series A. Vol. 249.
- (8.4) Le charbon liquide (1988) - FRANCOIS et ANTONINI - La Recherche - n° 202. Sept. 88.
- (8.5) Flow behavior of channelized Flows. Mount St Helens (1986) - PIERSON in ABRAHAMS. A.D. ed. Hillslope Process : Boston, Allen & Unwin.
- (8.6) Mechanical characteristics of debris flow (1978) - TAKAHASHI - ASCE - Vol. 104 n° HY8.

- (8.7) Shear stresses developed during rapid shear of concentrated suspensions of large spherical particles between concentric cylinders (1983) - SAVAGE et Mc KEOWN. J. Fluid Mech. 127. 453-472.
- (8.8) Stresses developed by cohesionless granular materials sheared in an annular shear cell. (1984) - SAVAGE et SAYED J. FLuid Mech. 142. 391-430.
- (9.1) Physical Process in geology (1970) JOHNSON - Freeman - Cooper et Company San Francisco.
- (9.2) Debris flow. JOHNSON with RODINE. In Slope Instability - BRUNSDEN et PRIOR (1984) John Wiley et Sons.
- (9.3) Instability of hyperconcentrated flows (1984) ENGELUND et WAN ZHAOHUI - Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 110. n° 3.
- (9.4) The continuons and intermittent viscous debris flow (1983) HUA GUOXIANG, ZHANG SCHUCHENG et KANG ZHICHENG - Congrès AIRH. Mascou.
- (9.5) Essai de synthèse des connaissances en érosion et hydraulique torrentielle (1989) MEUNIER. La Houille Blanche n°5.
- (9.6) On the structure and movement mechanism of flow with hyperconcentration of sediment (1986) WANG MING FU. DUAN WENZHONG, TAN GUANG MING et ZHAN YIRHENG. International Workshop on flow at hyperconcentration of sediment. Sept. 86. Beijing. China.
- (10.1) Debris flow and debris flow deposition (1983) TAKAHASHI - Advances in the mechanics and the flow of granular materiels. Volume II.
- (10.2) Debris flow : its mechanics and hazard mitigation (1985). T. TAKAHASHI ; ROC - JAPAN Joint Seminar on multiple hazard mitigation - TAIPEI - TAIWAN.
- (10.3) Debris flow (1981) TAKAHASHI. Ann Rev. Fluid Mech. (1981) 13.57-77.
- (10.4) Debris flow on prismatic open channel (1980) TAKAHASHI. ASCE. Journal of the Hydraulics Division. Mars 80.
- (10.5) The Karman constant of the flow laden with high sediment (1986) ARAI et TAKAHASHI. 3ème Symposium International on River Sedimentation. Mississipi.
- (10.6) The physics of debris flows - A conceptual assessment. (1987) IVERSON et DENLINGER. Erosion and sedimentation in the Pacific Rim. AIHS. n° 165. Corvallis Symposium.

- (11.1) Chinese concepts of modeling hyperconcentrated streamflow and debris flow. (1986). CHENG-LUNG CHEN. 3ème Symposium international sur la sédimentation des cours d'eau. Avril 86.
- (11.2) Bingham plastic or Bagnold's dilatant fluid as a rheological model of debris flow ? (1986). CHENG-LUNG CHEN. 3ème Symposium international sur la sédimentation des cours d'eau. Avril 86.
- (11.3) Generalized viscoplastic modeling of debris flow. (1988). CHENG-LUNG CHEN. ASCE Hydraulic Engineering. Vol.114. N° 3.88.
- (11.4) General solutions for viscoplastic debris flow. (1988). CHENG-LUNG CHEN. ASCE Hydraulic Engineering. Vol.114. N° 3.88.
- (11.5) Rhéologie des laves torrentielles. (1989). COUSSOT. Mémoire de DEA. IMG. CEMAGREF.
- (11.6) Hydraulics and numerical solutions of steady-state but spatially varied debris flow. DELEON et JEPPSON. Utah water research laboratory. July 1982.
- (11.7) Numerical method for simulating mudflows (1986). Mac ARTHUR et SCHAMBER. 3ème Symposium International sur la Sédimentation des Rivières. Avril 1986.
- (11.8) Kinematic properties of mudflows on Mont St-Helens.(1987). LANG et DENT. ASCE Hydraulics engineering. Vol.113. N° 5. May 87.
- (11.9) Estimation of debris flow hydrograph on varied slope bed. (1987). TAKAHASHI, NAKAGAWA, KUANG. Corvallis Symposium. AIHS.
- (11.10) Rheological investigations of debris flow materials.(1988). PHILLIPS. Thèse University de Canterbury. New Zealand.
- (11.11) Large debris flow : A macro-viscous phenomenon. (1986). DAVIES Acta Mechanica 63, 161-178.
- (11.12) Debris flow surges- A laboratory investigation. (1988). DAVIES. Mitteilugen der Versuchsanstalt fur wasserbau, hydrologie und glaziologie. N° 96. Zurich.
- (11.13) Periodic surges and sediment mobilization.(1986). HEGGEN. Congrès AIHS Albuquerque. Août 86. Document N° 159.
- (11.14) Field techniques for measuring debris-flow dynamics (1985). PIERSON. International Symposium on Erosion, debris flow, and disaster prevention. Tsukuba. Japan.

- (11.15) Observation on the notion of debris flow and its geomorphological effects (1978). OKUDA. International geographical Union Commission on field experiments in geomorphology. Paris. Octobre 78.
- (11.16) An experimental station for the automatic recording of the water and sediment discharge in a small alpine watershed (1988). FATTORELLI. LENZI. MARCHI. KELLER. Journal des Sciences Hydrologiques 33, 6, 12/1988.
- (11.17) Utilisation du modèle numérique LAVE 2D pour la simulation de la lave torrentielle de St-Chaffrey du 24/7/88 (1992). G. MARTINET. Congrès Interpraevent. Berne.
- (11.18) Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediments flows J.S. O'BRIEN et P.Y. JULIEN (1985). Proc. of the specialty Conference on delineation of landslides, flash floods and debris flow hazards in UTAH (cité in réf. 11.19).
- (11.19) Rheology of hyperconcentrations (1991). P.Y. JULIEN et Yougquiang LAN. ASCE. Hydraulic Engineering. Vol. 117. N° 3.
- (12.1) Landslides and mudflows. (1988). Ouvrage collectif. UNESCO et UNEP.
- (12.2) Initiation and flow behaviour of the 1980 Pine Creek and Muddy River lahars, Mount St.Helens. (1985). PIERSON. Geological Society of America Bulletin Août 85.
- (12.3) Estimation of potential debris flows and their hazardous zones ; soft countermeasures for a disaster. (1981). TAKAHASHI. Journal of natural disaster Science. Volume 3. No 1 .
- (12.4) A modeling of debris flow in the active volcanic area. (1986). HIRANO. MORIYAMA. HIKIDA. IWAMOTO. Symposium on erosion, debris flow and disaster prevention. TSUKUBA. Japon.
- (12.5) Etude de bassin du Saint Antoine. (1986). MEUNIER. MATHYS. Région Rhône-Alpes. Service RTM - CEMAGREF.
- (12.6) Averses et crues fantastiques dans le Roussillon en octobre 1940. (1941). PARDE. Météorologie. Janvier - juin 1941.
- (12.7) Protection contre les risques naturels et lutte contre l'érosion en Nouvelle Calédonie. (1989). DINGER et TACKER. Compte rendu de mission -CEMAGREF-RTM Grenoble.

- (12.8) Calcul de la vitesse d'une lave torrentielle à la fin d'un coude de canal, à partir de l'observation des dépôts latéraux (1990). P. COUSSOT, CEMAGREF. Note d'information RTM-ONF.
- (12.9) Les études de bassin versant torrentiel. (1987). M. MEUNIER. Informations Techniques - CEMAGREF - N° 65.1.
- (12.10) Etude des risques d'érosion aux Conques de Vernet-les-Bains. 1988). C. AZIMI, P. DESVARREUX. ONF-RTM 66 - ADRGT.
- (12.11) Etude des risques d'érosion aux Conques de Vernet-les-Bains. Rapport complémentaire. 1988. C. AZIMI, P. DESVARREUX - ONF-RTM 66 - ADRGT.
- (12.12) Etude des transports solides torrentiels. (1990). M. MEUNIER. Commission de Réhabilitation de la Région de Thio. CEMAGREF.
- (12.13) Hydrologic properties of mud and debris flows. (1982). J.S. O'BRIEN. American Geophysical Union. Front Range Branch.
- (13.1) Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes (1990). D. RICKENMANN. Versuchsanstalt für Wasserbau, hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen, Zurich.
- (13.2) Bed load transport in steep channels (1977). T. MIZUYAMA. Thesis Doctor of Agriculture. Kyoto University. Japon.
- (13.3) Initiation of motion and roughness of flows in steep channels (1973). K. ASHIDA et M. BAYAZIT. 15th AIRH Congrès. Istanbul. (Citée in réf. 13.1).
- (13.4) Initiation of sediment transport in steep channels with coarse bed material (1985). J.C. BATHURST, W.H. GRAF et H.H. CAO. Proc. Euromech 156.
- (13.5) Study of the initiation of motion of sand mixtures in a steep slope channel (1977). K. ASHIDA, T. TAKAHASHI, T. MIZUYAMA. SUIN-SABO. Vol 29, n° 4. En japonais. Citée dans réf. 13.6.
- (13.6) High Velocity flow in steep erodible channels (1987). T. TAKAHASHI. XXII Congrès AIRH. Lausanne.
- (13.7) On the occurrence of mud debris flow (1971). A. DAIDO. Bull. Disasters Prevention Research Institute. Kyoto University. Vol. 21. Part. 2. Citée in réf. 13.1.
- (13.8) Bed-load transport in steep channels (1989). T. TSUJIMOTO. International workshop on fluvial hydraulics of mountain regions. Trent, Italie.

- (13.9) Flow resistance over a gravel bed ; its consequence on initial sediment movement (1989). W.H. GRAF. International workshop on fluvial hydraulics of mountain regions. Trent, Italie.
- (13.10) Debris flows 1987 in Switzerland : modelling and fluvial sediment transport (1990). D. RICKENMANN. Symposium in Hydrology in mountainous regions. AIHS Publication. N° 194. Vol. 2.
- (13.11) Flow resistance estimation in mountain rivers (1989). BATHURST. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 111. N° 4. Avril 1985.
- (13.12) Pertes de charge et granulométrie en torrents (1986). C. CARION. Mémoire de fin d'études. ENITRTS - CEMAGREF.
- (13.13) Hydraulics of high gradient streams (1984). JARRETT. Journal of hydraulics Engineering. Vol. 110. N° 11.
- (13.14) Bed load Discharge equations for steep mountains rivers (1985). BATHURST, GRAF, HUU HAI CAO. Internaitonal Workshop on problems of sediment transport in Gravel Bed Rivers. Pingree Park Colorado. USA.
- (13.15) Guide d'hydraulique fluviale (1981). RAMETTE. EDF. Direction des Etudes et Recherches.
- (13.16) Etude méthodologique de la détermination des courbes granulométriques des lits de cours d'eau (1987). M. MEUNIER, C. CARION. CEMAGREF, groupement de Grenoble.
- (14.1) Définition et prévention des crues torrentielles en Haut-Vallespir (Haut-Tech et affluents), (1990). S. BROCHOT. CEMAGREF - RTM.
- (14.2) Présentation des crues torretiennes en Haut-Vallespir : validation des hypothèses de travail à partir de l'aiguat d'octobre 1940. (1990). S. BROCHOT, P. LEFRANC. Colloque : Les inondations d'octobre 1940 en Catalogne : 50 ans passés. Vernet-les-Bains.
- (14.4) Etude comparative sommaire des débits de crue des zones urbanisées et des bassins versants naturels en montagne. (1989). M. MEUNIER ET N. MATHYS. CEMAGREF

L O U I S - J E A N
avenue d'Embrun, 05003 GAP cedex
Tél. : 92.53.17.00
Dépôt légal : 24 — Janvier 1992
Imprimé en France

"Etudes" du CEMAGREF, série Montagne n° 1, **Eléments d'hydraulique torrentielle** - 1991 - **Maurice Meunier**, 1^{re} édition, ISBN 2-85362-263-0. Dépôt légal 4^e trimestre 1991 - Coordonnateur de la série : Philippe Huet, chef de département. Photo de couverture : M. Meunier - Impression et façonnage : Imprimerie Louis Jean, BP 87, 05003 Gap - Edition et diffusion : CEMAGREF-DICOVA, BP 22, 92162 Antony Cedex, tél. : (1) 40 96 61 32 et CEMAGREF Grenoble, BP 76, 38402 Saint-Martin-D'Hères. Diffusion aux libraires : Tec et Doc, 14 rue de Provigny, 94236 Cachan Cedex, tél. : (1) 47 40 67 00.- Prix : 300 F TTC