

**Institut Français de la Recherche Scientifique pour le Développement en Coopération
(Orstom)**

**EROSION MECANIQUE, TRANSPORT SOLIDE, SEDIMENTATION
DANS LE CYCLE DE L'EAU**

J.F. NOUVELOT

Février 1992

Centre Orstom de Montpellier
B.P. 5045
34032 Montpellier Cedex 1 - France
Tél. : 67.61.74.00 ; fax. : 67.41.18.06 ; télex : ORST MPL 485 507 F

AVANT-PROPOS

Ce texte, rédigé par Jean-François Nouvelot, Directeur de Recherches à l'Orstom, s'appuie en partie sur un cours préparé par Pierre Chevallier, principalement pour la description d'exemples.

Sept parties sont abordées :

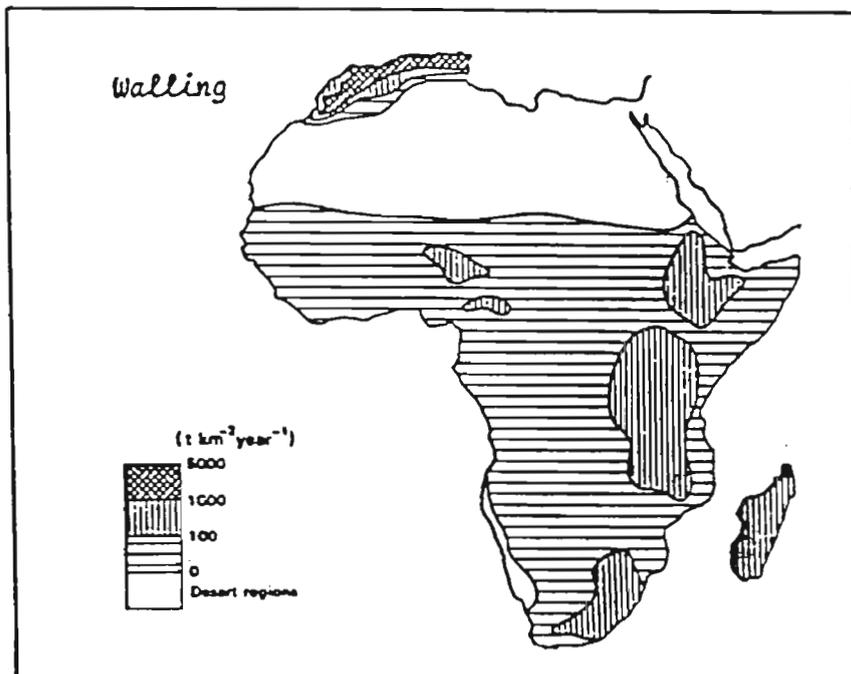
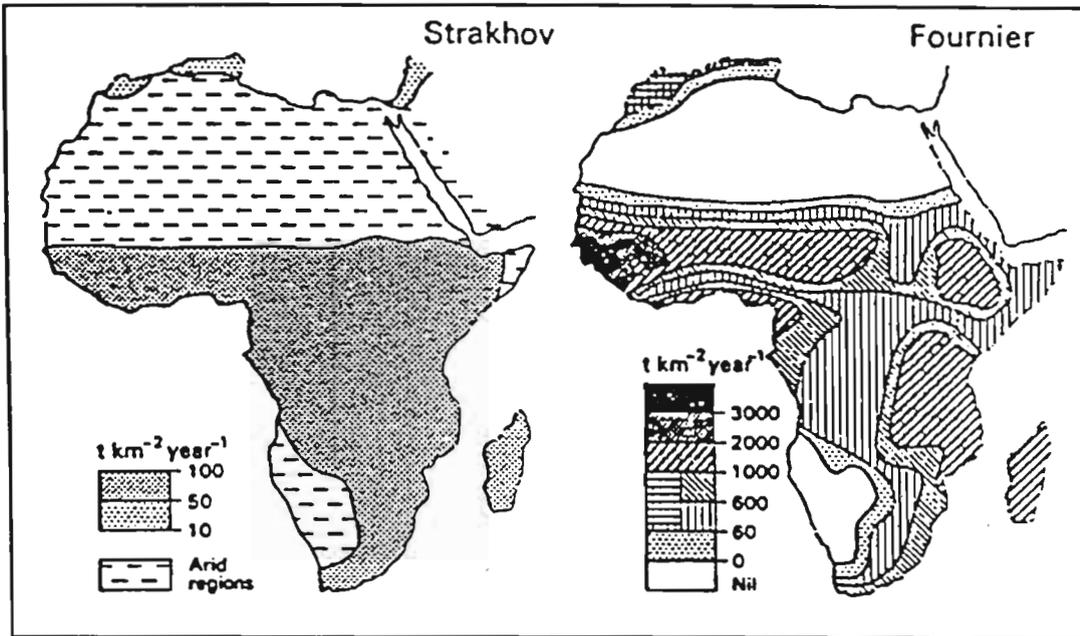
- Les différentes manifestations de l'érosion hydrique.
- Quelques définitions.
- Rappel sommaire d'hydraulique.
- Modes de transport solide.
- Méthodes d'évaluation des transports solides
- Mesures des transports solides
- Résultats et bilan

INTRODUCTION

Les précipitations et leur ruissellement sur le sol constituent la cause fondamentale de l'érosion mécanique, les autres facteurs (pente, nature du sol, couverture végétale, actions anthropiques) n'intervenant que pour limiter ou accélérer le processus. Néanmoins, d'autres phénomènes peuvent parfois avoir un impact non négligeable. C'est le cas de l'érosion éolienne observée dans les zones arides caractérisées par des sols dénudés riches en humus et des précipitations annuelles inférieures à 600 mm, suffisamment concentrées dans le temps pour que la saison sèche s'étende sur plus de cinq mois. Le gel, les éruptions volcaniques, les tremblements de terre, etc... interviennent également.

Le transport des matières solides par l'eau est multiforme. Il résulte d'une action mécanique directe des précipitations, aussi bien que d'actions indirectes. La pluie en tombant fait éclater les agrégats du sol et déplace les particules, c'est l'érosion de rejaillissement ou de splash. Lorsque le ruissellement apparaît, il intervient à la fois par sa force tractrice et par son action sur la cohésion des particules. Le transport des éléments ainsi arrachés se fait de différentes façons : suspension, saltation et charriage. Toutefois, l'écoulement superficiel présentant des caractéristiques différentes de l'amont vers l'aval, il en est de même de l'érosion induite. Malgré les nombreuses recherches, on ne sait pas encore passer de l'érosion sur l'amont des bassins versants aux transports solides à l'aval, d'où une grande incertitude quant aux ordres de grandeur des phénomènes dans beaucoup de régions ou pays. On peut constater par exemple, sur les trois cartes de la figure 1, des différences importantes dans l'estimation des pertes en sol en Afrique. Beaucoup reste à faire pour améliorer nos connaissances dans ce domaine.

Fig- 1 - Cartes d'érosion en Afrique



1. LES DIFFERENTES MANIFESTATIONS DE L'EROSION HYDRIQUE

1.1. Erosion aréolaire

Le ruissellement diffus (sheet flood des auteurs américains) entraîne une érosion en nappe ou aréolaire. Après le passage d'une pluie, les signes observés ne sont pas très spectaculaires : accumulation de terre derrière les touffes d'herbe, apparition d'éléments grossiers à la surface du sol, accumulation d'éléments fins en bas des pentes (photo 1).

1.2. Erosion en rigoles et en griffes

L'érosion aréolaire s'observe rarement seule. L'existence d'une pente, même parfois très faible, et d'une certaine hétérogénéité du terrain (nature du sol, micro-accidents) font que les eaux de ruissellement se concentrent et creusent de petits chenaux qui se rassemblent en rigoles. Le terrain peut alors apparaître comme "griffé".

1.3. Erosion en ravines

Au-delà des griffes, se manifeste l'érosion en ravines qui incise les couches plus profondes du sol, parfois jusqu'à la roche mère (photo 2).

La taille des ravines, tant en profondeur qu'en largeur, peut varier de 50 cm à plusieurs dizaines de mètres. Les agronomes considèrent qu'un travail mécanique peut facilement gommer un réseau de rigoles, mais que ça n'est plus possible pour un réseau de ravines.

Un ravinement généralisé aboutit à la formation de *badlands*. En milieu tropical, on peut citer la forme très spectaculaire de l'érosion en *lavaka*, répandue sur les Hauts plateaux malgaches.

1.4. Erosion linéaire au fond des cours d'eau et sur les berges

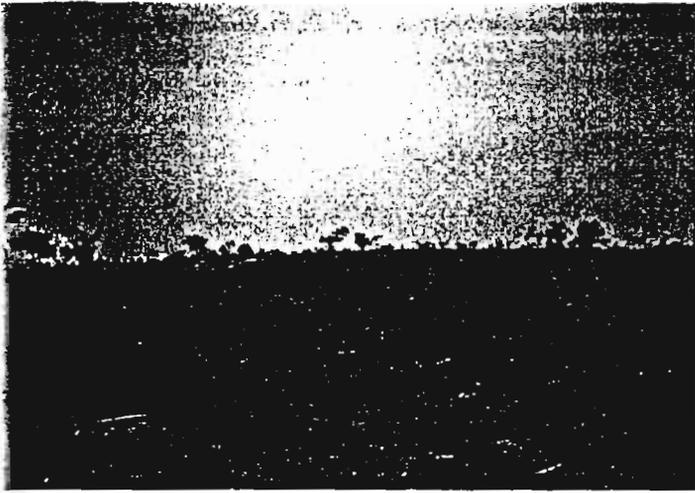
Plusieurs thalwegs se rejoignant forment un ruisseau qui avec d'autres ruisseaux forment une rivière, etc... L'ensemble de ces cours d'eau qui constitue un réseau hydrographique hiérarchisé transporte les sédiments, ou pour le moins une partie de ceux-ci, provenant des zones situées plus à l'amont. La charge solide ainsi déplacée dépend de la vitesse du courant, donc de l'énergie du cours d'eau. Si les apports de sédiments venant de l'amont sont faibles, l'énergie alors disponible permet l'érosion des berges et du fond du lit. C'est ainsi qu'est définie la *capacité de transport* d'un cours d'eau qui varie tout au long de son parcours. Par exemple, l'érosion dans un torrent, souvent très spectaculaire, se fait toujours de l'aval vers l'amont (érosion régressive) tant que le profil d'équilibre n'est pas atteint. Dans des zones plus planes, un faciès de méandres peut se développer sous l'action d'une érosion dite "verticale", car elle ronge les berges et provoque leur recul par des chutes successives de masses de terre.

Le transport des sédiments par les cours d'eau se fait, comme sur les versants, de différentes façons, ce qui permet de distinguer :

- La *charge en suspension*, constituée de matériaux dont la taille et la densité leurs permettent, dans des conditions d'écoulement déterminées, de se déplacer sans toucher le fond du lit. C'est souvent la seule fraction du débit solide qui puisse être mesurée sans trop de difficultés. Fort heureusement, dans la très grande majorité des cas, elle représente quantitativement un pourcentage très important du transport global.
- La *charge de fond*, formée de matériaux trop gros pour être mis en suspension compte tenu de leur densité et de la vitesse du courant. Ils roulent sur le fond ou se déplacent par translation.

Entre le transport par charriage sur le fond et le transport par suspension, on définit parfois le transport par *saltation* qui correspond à un déplacement des matériaux par bonds successifs.

PHOTO - 1



Érosion aréolaire - Bidi - (Burkina-Faso)

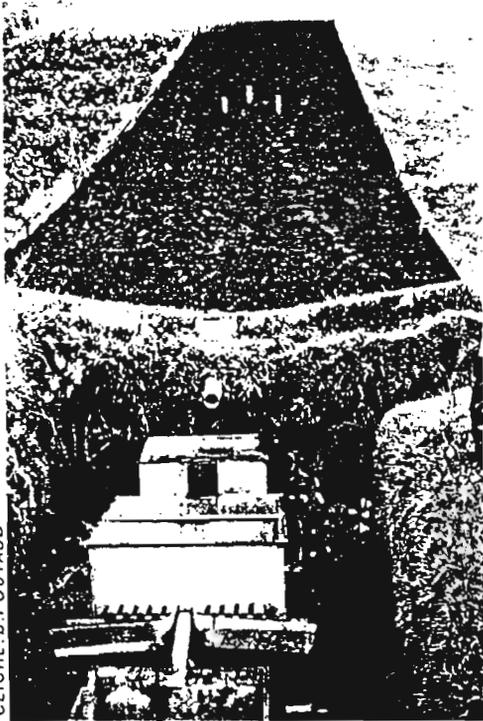
PHOTO - 2



CLICHÉ: B. THÉBÉ

Érosion en ravines - Mouda - (Cameroun)

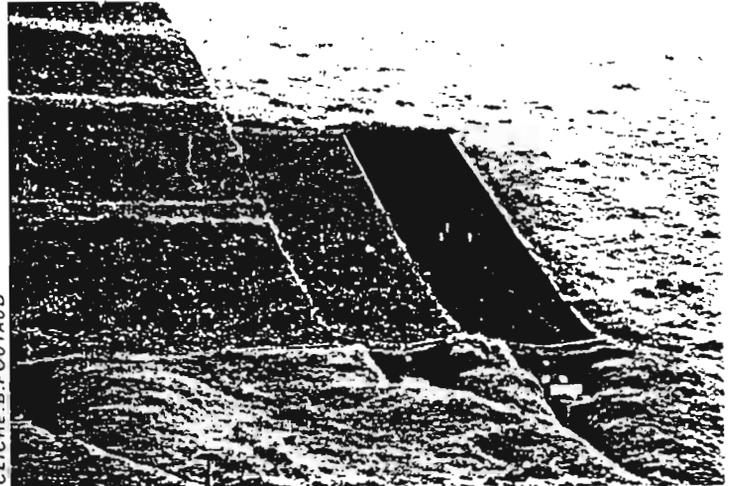
PHOTO - 3



CLICHÉ: B. POUYAUD

Partiteur de débit - (Équateur)

PHOTO - 4



CLICHÉ: B. POUYAUD

Dispositif expérimental de mesure de l'érosion sur parcelle

PHOTO - 6



CLICHÉ: J.F. NOUVELOT

Fosse à sédiments - Bidi - (Burkina-Faso)

PHOTO - 5



Délimitation d'un micro bassin - Bidi - (Burkina-Faso)

1.5. Autres formes d'érosion hydrique

Mouvements de masse

L'eau agit non seulement par décapage plus ou moins rapide des couches pédologiques, mais aussi sur toute la profondeur du sol. En provoquant une augmentation de son poids et l'humectation d'un plan de glissement, elle favorise la formation d'écoulements boueux ou de glissements de terrain.

Dépôts de sédiments

Terme du cycle de l'érosion, les dépôts de sédiments présentent très souvent un caractère temporaire. Autant que les autres phénomènes, ils interviennent dans le façonnement des paysages.

Une particule déplacée par une quelconque des forces d'érosion décrites précédemment peut se déposer après un cheminement plus ou moins long, puis être remise en mouvement dès la pluie suivante ou, au contraire, rester au même endroit des milliers d'années. De cette manière, toutes les particules arrachées aux versants n'atteignent pas les cours d'eau : les bas de pentes à l'extrémité d'un champ ou à l'aval d'une ravine sont des lieux privilégiés de dépôt, comme le sont, dans les réseaux hydrographiques, les vallées de montagne, les plaines à l'aval des lits pentus, les cônes de déjection, les plaines d'inondations ou les deltas à l'amont des lacs et des retenues artificielles.

2. QUELQUES DEFINITIONS

Certaines de ces définitions sont empruntées au Dictionnaire Français d'Hydrologie de Surface de M. Roche (1986), d'autres à J. Colombani.

2.1. Particules solides

Les solides particuliers transportés par les cours d'eau ont des tailles extrêmement variables, depuis les solides à l'état colloïdal (argiles) jusqu'à des blocs pouvant atteindre plusieurs dm^3 , voire plusieurs m^3 .

Plusieurs classifications de ces matériaux, présentant des différences non négligeables, ont été proposées. La figure 2 en présente certaines parmi les plus utilisées.

Les paramètres d'usage courant servant à définir la taille des particules sont les suivants :

Diamètre au tamis : taille minimum de la maille de tamis à travers laquelle la particule peut passer.

Diamètre équivalent (ou *diamètre de sédimentation*) : diamètre d'une sphère de même densité que la particule et qui aurait la même vitesse de chute dans un fluide donné et à la même température.

Diamètre nominal : c'est le diamètre d'une sphère de même volume que la particule.

Dimensions triaxiales : ce sont les dimensions selon un repère orthonormé à trois dimensions comprenant les dimensions minimum et maximum de la particule.

Le *diamètre au tamis* est généralement utilisé pour des diamètres compris entre 0,1 et 75 mm. Le *diamètre nominal* et les *dimensions triaxiales* sont utilisés pour des diamètres supérieurs à 75 mm. Le *diamètre équivalent* sert pour les particules plus petites que 0,1 mm.

Les particules transportées ne sont jamais, dans la nature, de taille homogène. On caractérise donc la charge solide par une analyse granulométrique qui permet d'obtenir la courbe des fréquences cumulées des particules selon leurs classes de dimension. La figure 3 montre un exemple d'une telle courbe.

Ces paramètres ne suffisent pas toujours pour caractériser des particules dont la forme est parfois très variable, et qui peut avoir une incidence sur leur comportement dans un fluide. Il va de soit qu'une particule de forme aplatie et allongée, posée à plat sur le fond, sera moins sensible à l'entraînement par le courant qu'une particule sphérique placée dans les mêmes conditions. A densité égale et pour un même poids, elles auront aussi des vitesses de chute différentes.

Deux paramètres permettent de caractériser les formes :

Le rapport surface/volume : rapport entre la surface d'une particule et la surface d'une sphère de même volume ; ce rapport est égal à 1 pour une particule sphérique.

La sphéricité : racine cubique du rapport du volume de la particule au volume de la sphère circonscrite ; elle est égale à 1 pour une particule sphérique.

Le *poids volumique* des matériaux transportés (γ_s) joue également un rôle important dans le transport en le rendant sélectif. Il intervient dans la plupart des formules de calcul du transport solide.

2.2. Débit solide

C'est le poids total de matériaux transportés par un écoulement à travers une section dans l'unité de temps. On l'exprime généralement en kg/s.

Lorsque c'est possible, on distingue le *débit solide en suspension* et le *débit solide de charriage*.

Fig- 2 - Classification des tailles de particules

		Echelle AGU*		Echelle URSS	
Grandes dimensions	Nom de la classe	mm		Nom de la classe	mm
		Rochers : Très grands	4000 - 2000		Rochers : Grands
		2000 - 1000			Moyens 500 - 200
		1000 - 500			Petits 200 - 100
		500 - 250		Calets : Gros	100 - 50
Calets : Gros		250 - 130			Moyens 50 - 20
		130 - 64			Petits 20 - 10
Graviers : Très grossiers		64 - 32		Graviers : Grossiers	10 - 5
		32 - 16			Moyens 5 - 2
		16 - 8			Petits 2 - 1
		8 - 4			
	Très fins	4 - 2			
Petites dimensions	Nom de la classe	mm		Nom de la classe	mm
	Sable : Très grossier	2.000-1.000		Sable : Grossier	1 - 0.5
	Grossier	1.000-0.500			Moyen 0.5 - 0.2
	Moyen	0.500-0.250			Fin 0.2 - 0.1
	Fin	0.250-0.125		Limons : Très grossiers	0.1 - 0.05
	Très fin	0.125-0.062			Moyens 0.05 - 0.01
Limon : Grossier	0.062-0.031				Petits 0.01 - 0.005
	Moyen	0.031-0.016		Limon : Normal	0.01 - 0.005
	Fin	0.016-0.008			Fin 0.005 - 0.001
	Très fin	0.008-0.004		Argile	< 0.001
	Argile : Grossière	0.004-0.0020			
	Moyenne	0.0020-0.0010			
	Fine	0.0010-0.0005			
	Très fine	0.0005-0.00024			

*AGU : American Geophysical Union

0.0002	0.0004	0.002	0.004	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	40	200	400	2000 mm
ECH. USA. AGU														
Clay		Silt			Sand			Gravel			Cobbles		Boulders	
ECH. URSS														
Clay	Fine silt		Coarse silt		Sand		Gravel		Pebbles		Boulders			
ECH. Française														
Argile	Limon		Sable fin		Gros sable		Gravier		Cailloux		Blocs			
ECH. Britannique (British Std)														
Clay		Silt			Sand			Gravel			Cobbles		Boulders	
ECH. Allemande (DIN)														
Ton		Schluff			Sand			Kies			Steine		Blöcke	
0.0002	0.0004	0.002	0.004	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	40	200	400	2000 mm

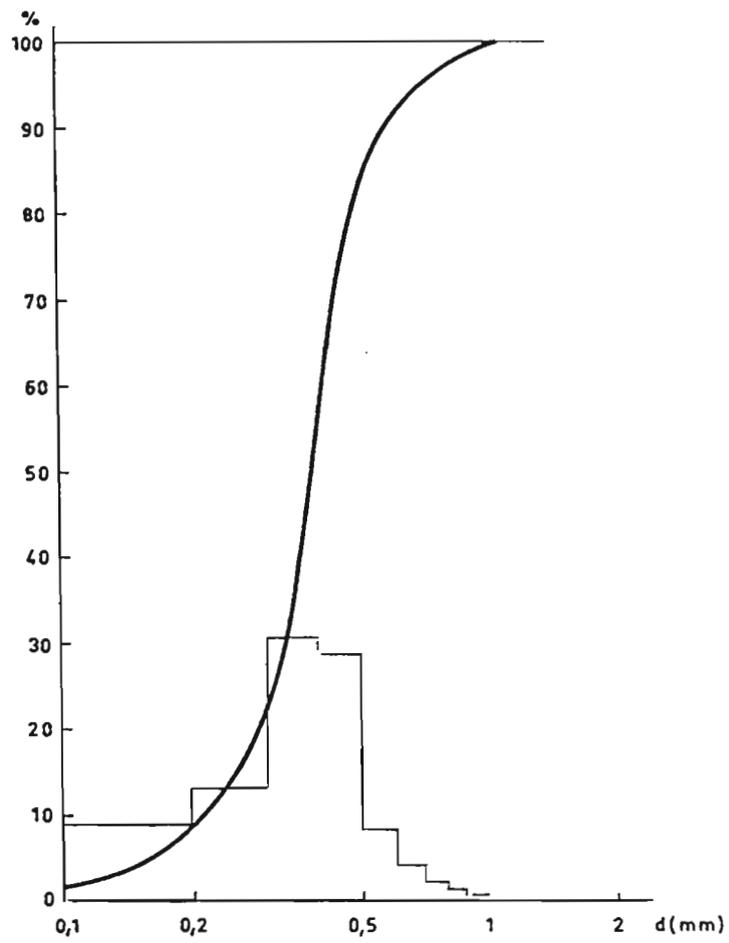


Fig- 3 - Courbes granulométriques

2.3. Charge solide

La charge solide représente l'ensemble des matières de toute nature et de toute origine intéressant le transport solide d'un écoulement. On distingue également *la charge en suspension* et *la charge de fond* (matériaux de charriage).

2.4. Sédimentation

La *sédimentation* est le processus suivant lequel les matériaux en suspension dans l'eau se déposent. Le matériau déposé est constitué par les *sédiments*. En français parler de sédiments en suspension est un contre-sens qui n'existe pas en anglais où le terme *sediment* a un sens plus large.

2.5. Alluvionnement

L'*alluvionnement* est le processus qui provoque le remplissage ou l'exhaussement du fond du lit d'un cours d'eau, d'un lac ou d'une retenue artificielle par dépôt de matériaux (*alluvions*) transportés par l'eau en suspension ou en charriage. L'*atterrissement* et le *remblaiement* sont des cas particuliers de l'*alluvionnement*.

L'*atterrissement* est la formation de terrasses à partir des matériaux charriés par l'eau. C'est en particulier la formation de terrasses dans le lit même des cours d'eau par comblement des cuvettes formées par les digues ou murettes érigées en travers, soit pour corriger les effets d'un régime torrentiel, soit pour faciliter l'infiltration et l'alimentation des nappes d'inféro-flux.

Le *remblaiement* est l'exhaussement local ou généralisé du fond d'une rivière par dépôt de matériaux. Au cours d'une crue violente d'un cours d'eau à fond meuble et à forte pente, un *déblaiement* de plusieurs mètres peut se produire durant la phase de montée des eaux, suivi d'un *remblaiement* par dépôt de matériaux à la décrue pouvant conduire à un retour à l'état initial.

3. RAPPEL SOMMAIRE D'HYDRAULIQUE

3.1. Notion de perte de charge

3.1.1. Ecoulement uniforme

Le frottement de l'eau sur le sol, ou d'une rivière sur son lit, se traduit par une certaine force qui tend à entraîner vers l'aval les matériaux superficiels. Inversement le sol, ou le lit d'une rivière, tend à retenir l'eau qui ruisselle ou qui s'écoule.

Ainsi, dans un chenal, pour vaincre cette résistance, l'eau doit dépenser une certaine énergie qui fait qu'elle s'écoule avec une certaine pente I (on parle alors de *perte de charge*), tout en gardant une vitesse uniforme. L'énergie potentielle ainsi perdue sert uniquement à vaincre le frottement, et non pas à accélérer le mouvement de l'eau. On pressent que :

- pour une vitesse donnée de l'eau, le frottement et la perte de charge seront d'autant plus importants que la paroi sera plus rugueuse ;
- pour une rugosité donnée de la paroi, la perte de charge sera d'autant plus grande que la vitesse de l'eau sera plus élevée.

Pour calculer la perte de charge, on a recourt généralement à des formules empiriques. Les relations type *Strickler* sont les expressions les plus connues et les plus usitées. Elles s'écrivent :

$$U = K \cdot Rh^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (1)$$

ou
$$I = U^2 / (K^2 \cdot Rh^{4/3}) \quad (1')$$

U vitesse moyenne de l'écoulement (débit divisé par la section S du chenal), en m/s.

Rh rayon hydraulique de l'écoulement (section S divisée par le périmètre mouillé P), en mètres.

Pour un chenal large, notamment dans une rivière (et compte tenu de la précision toujours assez médiocre qu'on peut attendre de tels calculs), on peut assimiler le rayon hydraulique Rh à la profondeur moyenne de l'écoulement h .

K coefficient empirique, dit de rugosité, qui correspond à un type de paroi (il diminue quand la rugosité augmente).

Pour une paroi constituée de matériaux homogènes de diamètre d , on peut utiliser la relation empirique :

$$K = 26 / d^{1/6}$$

d diamètre des matériaux, exprimé en mètres.

Lorsque les matériaux ne sont pas homogènes, on peut prendre le diamètre médian d_{50} et pour tenir compte du fait que les matériaux fins peuvent se loger dans l'intervalle des gros, la valeur de la constante peut être diminuée : $K = 21 / (d_{50})^{1/6}$. Il est possible aussi de conserver la constante 26, en augmentant le diamètre caractéristique.

La *perte de charge* peut également être déterminée à partir de formules types "*formules universelles*" qui s'écrivent :

$$I = \lambda \cdot U^2 / 2g / 4Rh \quad (1'')$$

Avec les mêmes notation que précédemment.

λ est un coefficient sans dimension, de l'ordre de 1/100, qui caractérise aussi la rugosité de la paroi, et g est l'accélération de la pesanteur, en m/s^2 .

Si on identifie les deux formules, on trouve qu'elles donnent le même résultat pour :

$$\lambda = 8g / (K^2 \cdot Rh^{1/3})$$

soit encore, en fonction du diamètre des matériaux :

$$\lambda = 8g \cdot d^{1/3} / (26^2 \cdot Rh^{1/3})$$

3.1.2. Frottement dans un canal à écoulement libre

Si on considère un prisme d'eau en équilibre de largeur l et de hauteur h , contenu entre deux sections droites distantes de L , et placé sur un fond plat, incliné suivant une pente I (figure 4), les pressions à l'amont et à l'aval correspondent à des efforts qui s'annulent.

En assimilant la tangente au sinus, on peut écrire :

$$\gamma \cdot L \cdot l \cdot h \cdot I = \tau_0 \cdot L \cdot l$$

τ_0 est la force de frottement par unité de surface (homogène à une pression) ;
 γ est le poids volumique de l'eau.

soit
$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot I \quad (2)$$

Ceci revient à écrire que la composante du poids du prisme d'eau dans le sens de l'écoulement est équilibrée par le frottement sur les parois : la résultante des efforts est nulle puisque le mouvement est uniforme. On démontre que cette formule reste valable pour un écoulement graduellement varié, à condition d'introduire pour I la pente d'énergie.

Cette force :

- tend à entraîner la paroi si on considère l'action de l'eau sur la paroi ;
- tend à retenir le fluide si on considère l'action de la paroi sur l'eau.

La formule (1') donnant la perte de charge permet, en assimilant Rh à h , de calculer cette force tractrice en fonction de la hauteur d'eau :

$$\tau_0 = \gamma \cdot q^2 / (K^2 \cdot h^{7/3})$$

q étant le débit par mètre de large, soit $U \cdot h$.

Ainsi, τ_0 est :

- plus grand si q est plus grand ;
- plus petit si la rugosité diminue (K augmente dans ce cas) ;
- plus grand si h diminue. A rugosité et à débit donnés, la vitesse augmente quand h diminue et par suite le frottement en paroi également.

3.2. Turbulence de l'écoulement

Dans tous les cours d'eau, la vitesse en un point n'est pas constante, elle comprend (figure 5) :

- une composante "en moyenne" permanente ;
- une composante "aléatoire" en grandeur et direction.

Le module de cette dernière, qui varie très rapidement à l'échelle du 1/10ème de seconde ou sur des distances de l'ordre du millimètre, est seulement de l'ordre du 1/20ème de la composante permanente.

3.2.1. Vitesse moyenne permanente

La vitesse "en moyenne" permanente U_y varie en fonction de l'ordonnée y au dessus du fond. Elle est en principe maximum (U_m) en surface (pour $y = h$) et elle est nulle au fond (figure 6).

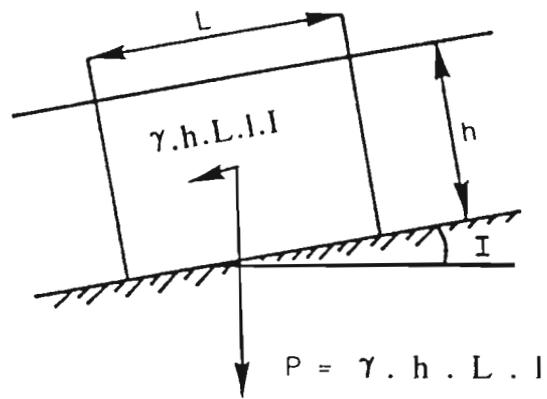


Fig- 4 - Frottement de l'eau sur le fond

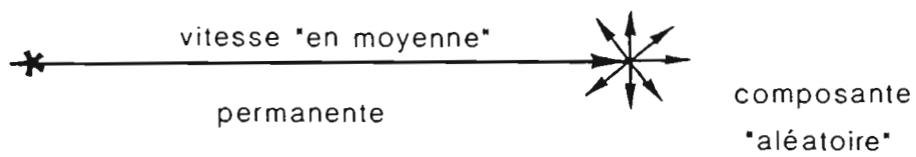


Fig- 5 - Composante en moyenne permanente et composante aléatoire de la vitesse du courant

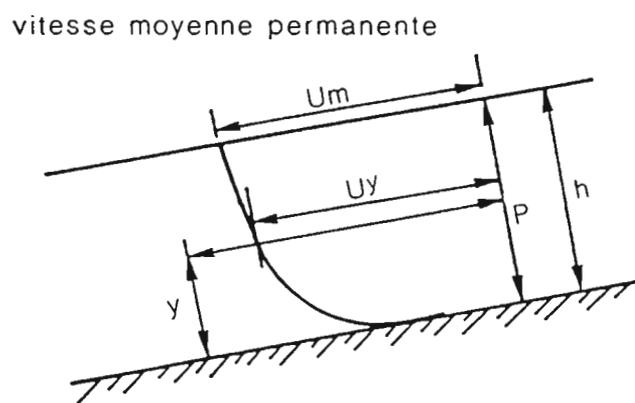


Fig- 6 - Distribution de la vitesse du courant en fonction de la profondeur

Entre 0 et h, cette vitesse varie suivant l'expression suivante :

$$(U_m - U_y) / U = 5,75 \cdot (\lambda / 8)^{1/2} \cdot \log(h / y)$$

Avec les mêmes notations que précédemment et entre autres : $U = q / h$.

3.2.2. Composante turbulente de la vitesse

La composante turbulente est par définition en moyenne nulle, suivant une direction quelconque. Sa valeur quadratique moyenne en un point varie du fond, où elle est maximum, en surface, où elle est minimum.

Ainsi, au fond :

$$[(\bar{u}')^2]^{1/2} = u_* = U \cdot (\lambda / 8)^{1/2}$$

u_* est la vitesse étoilée.

Si on l'exprime en fonction du coefficient de rugosité K, on obtient :

$$u_* = U \cdot g^{1/2} / (K \cdot Rh^{1/6})$$

En introduisant : $Rh = h$, $K = 26 / d^{1/6}$ et $g = 10 \text{ m/s}^2$:

$$u_* = 0,12 \cdot U \cdot (d / h)^{1/6}$$

On observe que pour une hauteur h de l'écoulement donnée, la composante turbulente au fond est d'autant plus grande que le diamètre des matériaux d est plus grand.

4. MODES DE TRANSPORT

Comme il a été dit précédemment, le transport de matières solides par un écoulement quelconque, et notamment dans un cours d'eau, s'effectue suivant deux processus relativement distincts.

D'une part le *charriage* qui correspond aux matériaux qui restent sur le fond et sont entraînés par le frottement que, comme il a été expliqué, tout écoulement exerce sur la paroi qui le limite.

D'autre part la *suspension* qui concerne les matériaux relativement fins que la composante turbulente de l'écoulement soulève au-dessus du fond et que la vitesse "en moyenne permanente" transporte plus loin.

4.1. Suspension

En eau calme, une particule solide de dimension donnée est soumise à deux forces antagonistes : son poids, force dirigée vers le bas, et la résistance à l'avancement, dirigée vers le haut.

Les particules atteignent en général rapidement une vitesse limite w que l'on peut calculer sous certaines conditions par la loi de *Stokes* : particules sphériques (sinon des termes correctifs doivent être ajoutés), faible valeur (inférieure à 1) du nombre de *Reynolds* Re rapporté aux particules ($Re = w \cdot d / \nu$, où ν le coefficient de viscosité cinématique peut être pris égal, pour l'eau, à $1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$). Ainsi, les particules de trop grande taille et à vitesse de chute élevée ne suivent plus cette loi.

Elle s'exprime sous la forme :

$$w = (1/18) \cdot [(\gamma_s / \gamma) - 1] \cdot g \cdot d^2 / \nu$$

où γ_s est la masse volumique de la particule et γ la masse volumique du fluide, tous les autres paramètres ayant été définis antérieurement.

Une formule empirique d'application moins restrictive a été proposée par *Rubey* (1933) :

$$w = F1 \cdot [((\gamma_s / \gamma) - 1) \cdot g \cdot d]^{1/2}$$

où $F1$ est le paramètre d'*Einstein* défini par la relation :

$$F1 = (2/3 + F2)^{1/2} - (F2)^{1/2} \quad (3)$$

avec
$$F2 = 36 \cdot \nu^2 / [g \cdot d^3 \cdot ((\gamma_s / \gamma) - 1)]$$

Par exemple pour des grains de sable nous aurons :

diamètre d mm	vitesse de chute w cm/s
1	10
0,5	6
0,3	3,5

Si ces particules sont placées dans un écoulement où la vitesse étoilée u_* , qui représente les fluctuations turbulentes au fond où elles sont maximum, est supérieure à w , le caractère aléatoire du mouvement turbulent fera qu'à certains moments la vitesse turbulente au fond sera dirigée vers le haut.

Ainsi, les particules situées dans les couches inférieures de l'écoulement seront soumises à une vitesse dirigée vers le haut si $u_* > w$.

Dans le cas contraire, si $u_* < w$, la tendance des particules solides à tomber l'emportera, et elles ne pourront être mises en suspension.

La condition fondamentale pour qu'il y ait suspension s'écrit donc :

$$u_* = U \cdot (\lambda / 8)^{1/2} > w$$

Si le mouvement turbulent est, comme il a été expliqué, symétrique, et par conséquent ne débite pas, le débit en particules est par contre dissymétrique. On conçoit, en effet, que les concentrations en particules solides en suspension dans un écoulement soient croissantes vers le bas. Les particules de fluide qui seront soumises à un mouvement turbulent ascendant transporteront alors plus de particules solides que celles qui sont soumises à un mouvement turbulent descendant. En contrepartie, les particules transportées vers le haut auront tendance à retomber sous l'effet de la gravité.

Si l'écoulement porteur est homogène et à paramètres constants, on comprend que la juxtaposition de ces deux tendances conduise à une concentration de régime permanent.

Dans ces conditions, si y est la hauteur d'un point au-dessus du fond et c la concentration en particules solides :

- le débit de matériaux vers le bas est donné par $q_1 = c \cdot w$;
 - le débit en matériaux de la turbulence, dirigé vers le haut, s'exprime par $q_2 = E \cdot dc / dy$ (relation introduite par *O'Brien*).
- Où, E est un coefficient de mélange traduisant la turbulence.

La concentration de régime permanent dans un écoulement porteur est atteinte quand les deux quantités sont égales :

$$c \cdot w = E \cdot dc / dy$$

En supposant E constant et en intégrant sur la verticale on obtient :

$$c / c_a = e^{-[(w/E) \cdot (y-a)]}$$

c_a étant la concentration à la hauteur a au-dessus du fond.

En admettant que la turbulence est créée par la seule résistance du fond et que E est fonction de la vitesse de fond u_* , on aboutit à la formule dite de *Schmidt-Rouse* :

$$c / c_a = [((h - y) / y) \cdot (a / (h - a))]^Z$$

le paramètre Z représente le nombre de *Schmidt-Rouse*, égal à $w / (0,4 \cdot u_*)$.

Cette loi de répartition des concentrations est assez théorique. En particulier, elle ne tient compte ni de l'influence des berges, ni du degré de turbulence de l'écoulement et elle suppose E constant, ce qui est rarement vérifié. Il serait donc dangereux de l'appliquer à un cours d'eau pour déterminer les concentrations aux différentes profondeurs à partir de la seule mesure de c_a effectuée en un point de la verticale. Cependant, l'examen de la formule nous permet de dégager deux tendances assez logiques qui sont fréquemment confirmées par les observations :

- la concentration croît avec la profondeur,
- la proportion d'éléments grossiers est plus forte au voisinage du fond qu'en surface.

Remarque

La capacité maximum de transport en suspension d'un écoulement n'a pas encore fait l'objet de théorie satisfaisante. On sait simplement que la présence de particules tendrait à réduire la turbulence, d'autant plus que la concentration est plus élevée. Lorsque les matériaux deviennent très fins, ils tendent à suivre sans glissement le mouvement turbulent de l'eau. Le mélange fluide-particules aurait tendance à se comporter comme un fluide homogène et la teneur limite en matériaux deviendrait très élevée. Il ne semble donc pas exclu que la teneur en suspension puisse atteindre plusieurs centaines de grammes par litres pour des matériaux argileux (Fleuve Jaune en Chine).

De toute façon, le débit solide en suspension est souvent très supérieur au débit solide en charriage, jusqu'à atteindre des rapports égaux à 10 ou même 100.

4.2. Charriage

Les matériaux qui constituent le fond du lit d'un cours d'eau sont soumis, de la part de l'écoulement, à une tension tangentielle τ_0 dont l'expression a été donnée antérieurement (formule 2). Cette tension tend à entraîner les matières solides vers l'aval. Ces matériaux toutefois résistent à l'entraînement par frottement et par cohésion.

Si on se place dans les conditions très schématiques d'un galet isolé de poids P, placé sur un plan horizontal rugueux, sa résistance à l'entraînement peut être définie par $P \cdot f$, où f représente le coefficient de frottement.

Dans la nature, les matériaux des lits des cours d'eau, ne serait ce que par leur imbrication, sont éloignés du schéma proposé, mais l'existence d'une capacité de résistance par frottement, donc d'origine purement mécanique, représentée par τ_c , appelée *tension critique de frottement*, ne peut être remise en cause.

- Si $\tau_0 > \tau_c$, il y a entraînement, donc débit solide en matériaux de fond ;
- Si $\tau_0 < \tau_c$, les matériaux restent au repos et il n'y pas débit solide par charriage.

Les tableaux ci-dessous donnent quelques valeurs de la vitesse limite et de la force tractrice limite d'arrachement calculées par Fleming pour certains matériaux.

Vitesses limites d'arrachement

Gravier grossier	21,5 cm/s
Gravier arrondi	19,0 cm/s
Galets ronds de plus de 25 mm	65,0 cm/s
Galets plats 50-75 mm de diamètre	120,0 cm/s

Forces tractrices limites d'arrachement

Sable 0,2-0,4 mm	0,18-0,20 kg/m ²
Sable 0,4-1,0 mm	0,25-0,30 kg/m ²
Sable 1,0-2,0 mm	0,40 kg/m ²
Gravier arrondi 0,5-1,5 cm	1,25 kg/m ²
Gravier grossier 4-5 cm	4,80 kg/m ²
Gravier aplati 1-2 cm d'épaisseur, 4-6 cm de long	5,60 kg/m ²

Des considérations de similitude et l'expérience conduisent à admettre que τ_c est représentée correctement par l'expression :

$$\tau_c = C \cdot \gamma d \cdot d \quad (4)$$

où, C représente une constante empirique et γd le poids volumique "déjaugé" des matériaux, c'est à dire déduction faite de la poussée d'Archimède ($\gamma d = \gamma_s - \gamma$).

C'est en effet le poids apparent et non le poids réel des matériaux qui contribue à les fixer.

Par exemple, si on définit les poids volumiques en t/m³ et le diamètre des matériaux en mètres, une des expressions les plus simples permettant de calculer τ_c est donnée par :

$$\tau_c = 0,047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d \quad (\text{en t/m}^2) \quad (4')$$

Les phénomènes sont bien entendu trop complexes pour qu'une analyse théorique permette d'aboutir à une expression même approchée de la loi du débit solide. On pressent simplement que plus τ_0 est prépondérant par rapport à τ_c , plus le débit solide sera important. On peut donc supputer a priori que :

$$q_s = f(\tau_0 - \tau_c)$$

q_s étant le débit solide par unité de largeur (le mètre par exemple) ;
 f étant une fonction croissante.

Compte tenu de l'approximation avec laquelle on peut connaître le débit solide, on peut admettre d'une manière simple une formule du type :

$$q_s = A \cdot (\tau_0 - \tau_c)^n \quad (5)$$

A et n étant des constantes.

Des considérations de similitude, en particulier le respect du rapport des débits solides et des débits liquides, pour deux modèles en similitude hydraulique avec des matériaux de fond à l'échelle géométrique, conduisent à admettre que $n = 3/2$. Par contre, la constante A reste totalement empirique. Dans le même système d'unités que celui utilisé précédemment (formule 4'), elle est égale à 24. Ainsi,

$$q_s = 24 \cdot (\tau_0 - \tau_c)^{3/2}$$

En utilisant les formules (2) et (4') qui permettent de calculer τ_0 et τ_c , on peut écrire :

$$(q_s / 24)^{2/3} = (\gamma \cdot h \cdot I) - [0,047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d]$$

C'est la formule de *Meyer-Peter* simplifiée.

Dans les cours d'eau dont le lit est formé de matériaux plus ou moins grossiers, le transit par charriage est fréquemment composé de trois couches (figure 7) :

- Une *coulée de fond* qui se déplace en masse sur le substratum immobile avec une concentration proche de la saturation. Son épaisseur est de l'ordre du diamètre des plus gros matériaux. Elle forme donc un courant de densité capable d'entraîner des blocs de gros diamètre.
- Une *couche limite*, interface entre la coulée et l'eau qui la surmonte. Le diamètre des matériaux varie avec la vitesse du courant, les plus petits d'entre eux se déplaçant par saltation, les plus gros par glissement.
- Une *couche supérieure* qui correspond à la partie inférieure de la tranche d'eau qui surmonte la couche limite. Elle ne participe pas au charriage, car les particules sont en suspension, mais elle charge et décharge la couche limite.

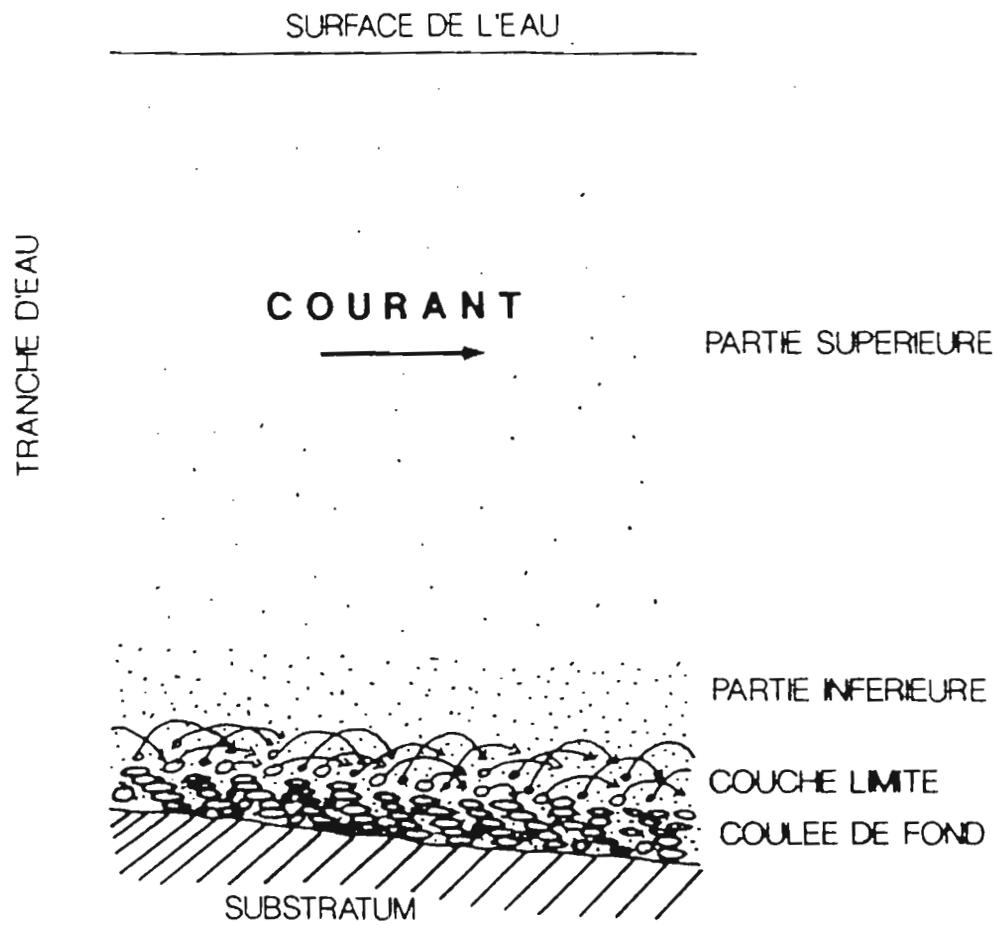


Fig- 7 - Transport en charriage

5. METHODES D'EVALUATION DES TRANSPORTS SOLIDES

Les méthodes d'évaluation des transports solides sont de trois types différents : empiriques, par le calcul, par la modélisation. Un de leurs principaux intérêts est de permettre de prévoir les modifications dues à l'activité humaine sur les régimes hydro-sédimentologiques.

5.1. Méthodes empiriques

Phénomènes discontinus, dans le temps comme dans l'espace, l'érosion et le transport solide peuvent être étudiés en considérant des échelles très différentes : de l'agrégat au bassin versant, de l'averse, ou du phénomène météorologique exceptionnel, aux bilans mensuels ou annuels. L'échelle de mesure et, par conséquent, les méthodes seront donc très liées aux objectifs poursuivis : échelle de l'agrégat ou du profil pour la pédologie, échelle du champ ou du petit bassin versant pour les problèmes agricoles, échelle du bassin versant moyen ou grand pour les études d'aménagement du territoire et d'infrastructures (ponts et chaussées, chemins de fer, hydro-électricité, etc.).

On peut différencier :

- la mesure du détachement des éléments mobilisables ;
- la mesure de l'ablation subie par les sols sur les interfluves : parcelles, micro-bassins versants ;
- la mesure des transports solides dans les cours d'eau : collecte d'échantillons à une station hydro-sédimentologique, levés topographiques de lacs ou de retenues artificielles.

Bien évidemment, ces différents domaines ne sont séparés que par commodité, ils ne sont pas indépendants puisque liés par des relations amont-aval. Ainsi, pour étudier la charge solide dans les cours d'eau, et plus particulièrement sa provenance, toutes les données concernant des modifications ou perturbations de l'occupation des sols sur les interfluves des bassins versants, ou des écoulements dans le réseau hydrographique, doivent être analysées. La figure 8 présente une courbe de double cumul entre les apports solides et liquides à la station de Grand Canyon sur le Colorado en Arizona, entre 1926 et 1972. Ce graphique met clairement en évidence la construction du barrage de Glen Canyon entre 1959 et 1963.

Les apports solides obtenus à l'aide de prélèvements aux stations de jaugeages et par relevés bathymétriques ou topographiques des retenues peuvent entre autres servir à établir des cartes de production des sédiments à l'échelle d'un bassin (figure 9), d'une région, d'un pays ou même d'un continent.

A partir de ces observations et expérimentations, il est possible d'élaborer un tableau permettant d'estimer les apports de matériaux solides, selon une échelle très approximative, à partir de données géologiques, pédologiques, topographiques et d'observations des témoins apparents d'érosion et de dépôts (tableau ci-contre).

5.2. Méthodes de calcul

Le volume de matériaux solides que transporte un cours d'eau durant une certaine période est entièrement déterminé par ses seuls paramètres hydrauliques. Si le lit reste stable, c'est que le débit solide transporté est exactement compensé par un apport de matériaux équivalent. En effet, si sur un tronçon la capacité de transport est supérieure à la quantité de matériaux qui arrive de l'amont, le cours d'eau prendra sur son lit la différence, et le fond s'abaissera. Inversement si la capacité de transport est inférieure à la quantité de matériaux arrachés à l'amont, des dépôts se feront, et le fond s'exhaussera.

Comme il a été vu au paragraphe 3, le transport solide d'un cours d'eau dépend de ses caractéristiques hydrauliques et physiques :

$$G_s = F (Q, L, I, \dots)$$

$$Q \text{ (débit liquide)} = q \cdot L$$

L (largeur) et I (pente) stabilisées à court terme.

Tableau - ESTIMATION des APPORTS de SEDIMENTS

Apports de sédiments	Roche de surface	Pédologie	Zones à l'amont du site	Erosion et dépôts
	(10)	(10)	(20)	(20)
Fort	a. Roches sédimentaires non cohérentes. b. Roches de tous types bien altérées. c. Matériaux volcaniques non-cohérents, glissement de terrain, etc...	a. Sols non cohérents avec une granulométrie uniforme b. Sols non cohérents à grains fins.	a. Fortes pentes. b. Surfaces imperméables. c. Faible couvert végétal. d. Le ruissellement venu de l'amont rencontre peu d'obstacles.	a. Plus de 40% de la surface présente des rigoles. b. Cônes de déjection remarquables au pied de la plupart des pentes. c. Chenaux de drainage encombrés de sédiments. d. Zones de végétation encombrées de sédiments à la bordure supérieure des pentes.
Moyen	(5)	(5)	(10)	(10)
	a. Roches de tous types moyennement consolidées. b. Roches moyennement altérées. c. Sédiments très denses et très argileux. d. Alternance de couches de matériaux érodibles et non érodibles.	a. Sols argileux gravillonnaires. b. Sols moyennement colmatés. c. Sols moyennement cohérents. d. Sols de granulométrie moyenne.	a. Pentés modérées. b. Capacité d'infiltration moyenne. c. Couverture végétale de densité moyenne. d. Ruissellement venant de l'amont limité.	a. Environ 20% de la surface présente des rigoles. b. Cônes de déjection au pied des pentes de 30%. c. Certains chenaux de drainage sont encombrés de sédiments. d. Quelques dépôts de sédiments sur le bord des zones de végétation.
Faibles	(0)	(0)	(0)	(0)
	a. Roches massives, cohérentes et dures. b. Sédiments bien consolidés et durs.	a. Sols argileux cohérents. b. Sols gravillonnaires argileux denses. c. Sols gravillonnaires très perméables.	a. Pentés douces b. Capacité d'infiltration élevée. c. Couvert végétal dense. d. Pas de ruissellement en provenance de l'amont.	a. Pas d'érosion en rigoles apparentes. b. Peu de dépôts apparents au pied des pentes en bordure de zones de végétation, des ruptures de pente, etc...

1. Les nombres donnent la valeur approximative à donner aux observations.
2. Les lettres indiquent des caractéristiques indépendantes auxquelles on peut attribuer les valeurs totales.
3. Des enquêteurs expérimentés peuvent procéder à une interpolation entre les niveaux d'apports de sédiments.

Fig- 8 - Diagramme en double masse des apports solides en suspension et des apports liquides, Colorado à Grand Canyon, Arizona, E.U., 1926-1972 (Bureau of Reclamation)

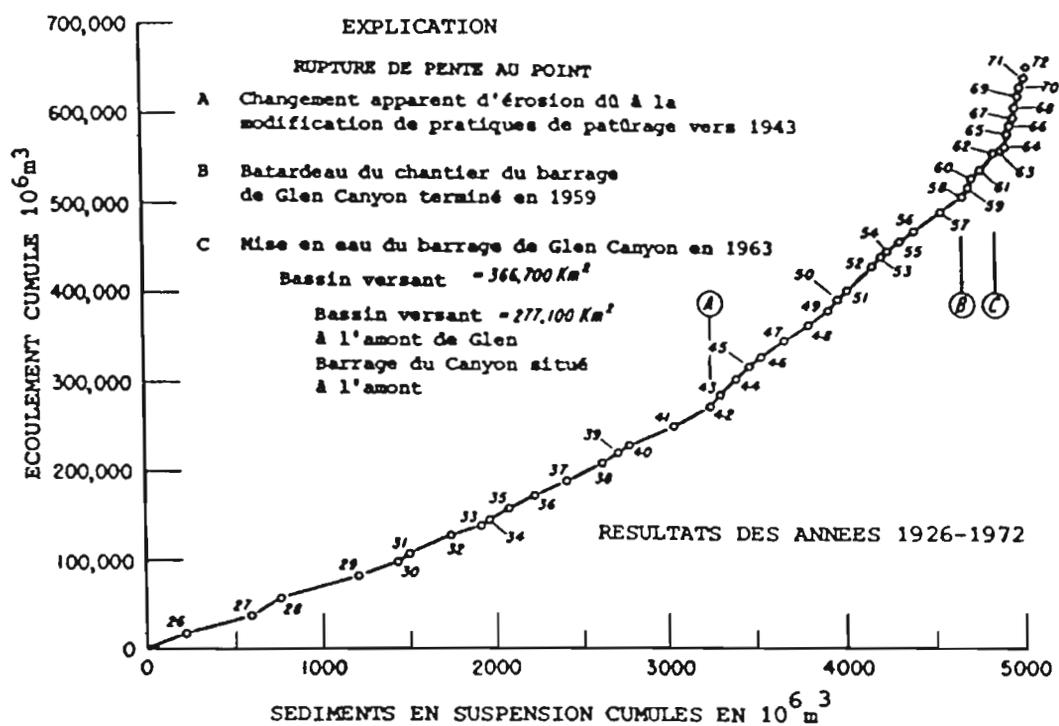
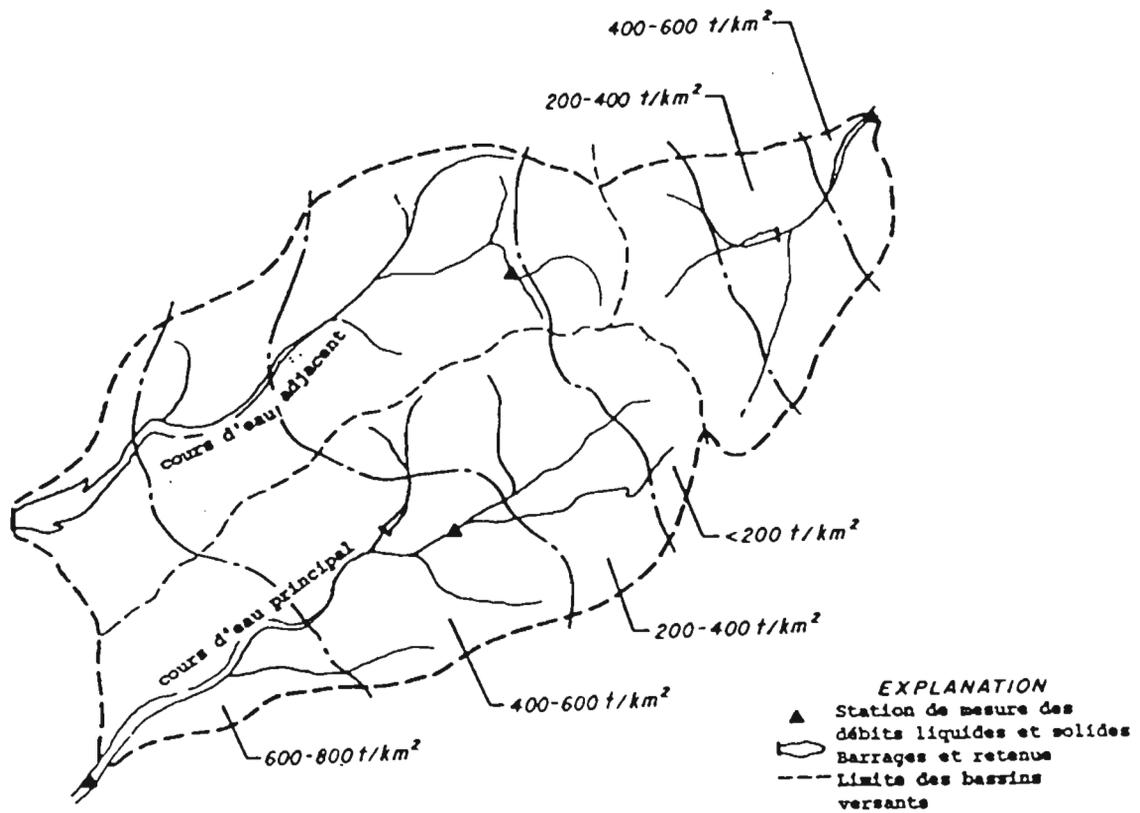


Fig- 9 - Carte de production de sédiments pour trois bassins versants théoriques (Bureau of Reclation, USA)



On comprend aisément que, si par suite d'aménagement artificiel notamment, les paramètres L ou/et I sont changés, il y a rupture d'équilibre. C'est à dire que si l'apport en matériaux en provenance de l'amont reste inchangé, le cours d'eau tend à se modifier pour atteindre un nouvel équilibre.

Les causes de rupture d'équilibre sont nombreuses :

Construction d'un barrage

Dans ce cas la capacité de transport du cours d'eau est très diminuée (elle est nulle pour le charriage). A l'amont de la retenue le *remous liquide* s'accompagne d'un *remous solide*. On constate effectivement que les lits, loin à l'amont des réservoirs, présentent une tendance constante à s'exhausser. En contre partie, si l'eau de la retenue, après passage à travers les vannes ou les turbines, est restituée telle quelle à l'aval du barrage, elle se chargera en matériaux aux dépens de son lit qui s'abaissera.

Dérivation

A l'aval d'un ouvrage de dérivation, les caractéristiques physiques du lit n'ayant pas changé (notamment la largeur et la pente), la capacité de transport est fortement réduite : la hauteur d'eau à l'aval est plus faible que la hauteur d'eau à l'amont. Comme la pente n'a pas changé, la force tractrice diminue sensiblement, permettant la formation de dépôts à l'aval immédiat de l'ouvrage.

Endiguement

A l'amont de la zone endiguée, le débit solide en charriage reste le même. Par contre, la capacité de transport se trouve augmentée par la réduction de largeur. Cet excès de capacité provoquera un creusement du lit.

Ouvrages en série

Dans de telles conditions, le transit des matériaux est évidemment très perturbé. On constate, sur le tronçon de cours d'eau équipé, une tendance à l'exhaussement par réduction de la capacité de transport, alors qu'à l'aval le lit tend à s'abaisser, l'eau qui sort des dernières dérivations étant insuffisamment chargée.

Extraction de matériaux

L'extraction de matériaux dans le lit d'une rivière diminue la quantité de matières solides transportables, sans modifier la capacité de transport de l'écoulement. Le cours d'eau prend alors sur son lit un volume de matériaux de l'ordre de grandeur de celui prélevé.

En annexe est donné, tiré de la notice d'utilisation d'un logiciel développé par l'Orstom, un certain nombre de formules qui permettent de calculer, soit le débit solide transporté par charriage et saltation, soit le débit de matières en suspension, soit enfin le transport solide total.

La plupart de ces formules, bien qu'en apparence relativement simples, font intervenir des quantités fort délicates à déterminer, telle par exemple la tension critique de frottement τ_c . Il est donc important de garder à l'esprit les conditions dans lesquelles elles ont été élaborées :

- Elles sont déduites d'essais sur canaux en modèle réduit dans lesquels le régime est permanent et uniforme. Un régime fluvial établi ou en transition lente peut être assimilé à ces conditions.
- Les matériaux de fond sont de poids volumique constant et de granulométrie uniforme ou peu différenciée, conditions très rarement rencontrées dans la nature.
- Les matériaux transportés proviennent directement du lit qui est supposé indéfiniment affouillable.

Appliquées à des cours d'eau, ces formules fournissent donc la *capacité maximale de matériaux* qui puisse être véhiculée, c'est à dire la capacité potentielle de transport du cours d'eau (*la compétence*). Le débit de charriage calculé peut être très différent de celui réellement observé.

La figure 10 reproduit une comparaison de quelques formules avec des mesures effectuées in situ. On notera que les résultats des calculs sont bien loin de la réalité.

Les auteurs des différentes formules ont tenté de tenir compte des conditions réelles de transport en introduisant un certain nombre de termes correctifs. Il importe, par ailleurs, que les différents paramètres pris en compte soient quantifiables à partir des données recueillies sur le terrain.

Pour donner un aperçu de la complexité d'une telle approche, et pour mettre en évidence les difficultés rencontrées quand il s'agit d'évaluer certains de ces paramètres, nous prendrons comme exemple la formule de *Meyer-Peter* dont la forme simplifiée peut s'écrire : $q_s = A \cdot (\tau_0 - \tau_c)^{3/2}$ (paragraphe 4.2.).

Elle s'applique au transport en charriage et a plutôt bonne réputation pour les cours d'eau à lits de graviers. Il n'est pas exagéré de dire qu'elle est la seule à avoir donné des résultats pas trop mauvais pour les lits de galets en régime semi-torrentiel.

Tout d'abord il a été considéré que la valeur de la constante A dépendait du poids volumique des matériaux :

$$A = 1 / [0,125 \cdot (\gamma / g)^{1/2} \cdot (\gamma_d / \gamma_s)]$$

(Tous les paramètres ont été définis précédemment).

A peut donc être évalué à partir de prélèvements de matériaux de fond.

Par ailleurs, la force tractrice τ_0 définie antérieurement par $\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot I$ (formule 2) correspond à une force maximale. Il est nécessaire de tenir compte de l'énergie employée à lutter contre la rugosité du lit et des berges, et contre la résistance due aux *rides*, aux *dunes* ou *antidunes* de fond qui se forment fréquemment (figure 11). Il faut donc admettre qu'une partie seulement de τ_0 est utilisée pour charrier les matériaux. La force tractrice effective est donnée d'après *Meyer-Peter* par :

$$\tau = a \cdot \tau_0$$

$$\text{avec} \quad a = (q_l / q_a) \cdot (K_s / K_r)^{3/2}$$

où :

q_l est le débit liquide observé dans le canal d'essai,

q_a est le débit liquide qu'on observerait dans l'hypothèse de parois identiques au lit du cours d'eau,

K_s est le coefficient de *Strickler* (coefficient de rugosité global du lit)

K_r est le coefficient de rugosité des matériaux de fond.

I et h (ou le rayon hydraulique R_h si le cours d'eau n'est pas suffisamment large eu égard à sa profondeur) sont déterminés par des observations et des relevés topographiques classiques.

En pratique, q_a / q_l est estimé (de l'ordre de 0,8).

K_s peut être évalué par la formule de Strickler (1) : $U = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$, ou éventuellement la formule $Q_l = U \cdot S$ (Q_l étant le débit liquide passant par la section mouillée de surface S), à partir des relevés utilisés pour la détermination de I et de R_h (ou h) et des mesures de vitesses du courant, ou même de la courbe de tarage de la section.

K_r peut être obtenu par : $K_r = 26 / (d_{90})^{1/6}$.

d_{90} étant la limite du diamètre des particules au-dessous de laquelle se situent (en poids) 90% des matériaux constituant le fond du lit.

Fréquemment K_s / K_r est évalué à 0,8. Ce qui donne : $(q_a / q_l) \cdot (K_s / K_r)^{3/2} = a = 0,57$.

La principale difficulté réside dans la détermination de la tension critique de frottement τ_c .

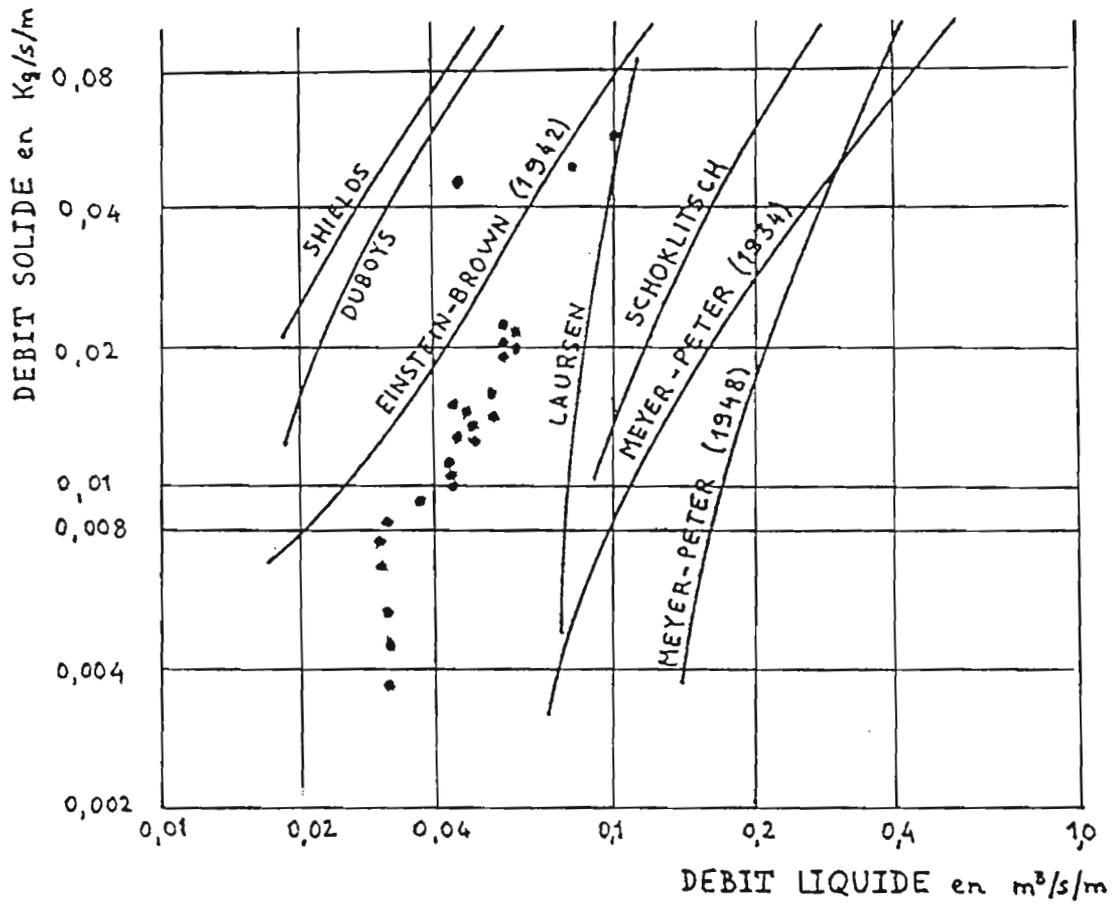


Fig- 10 - Transport de fond valeurs observées et valeurs calculées

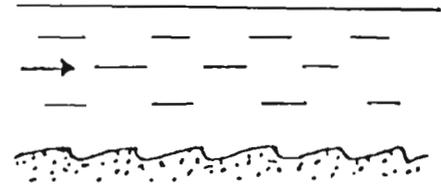
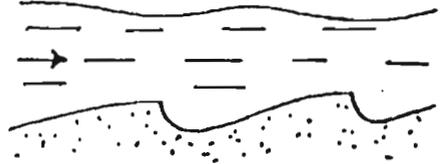
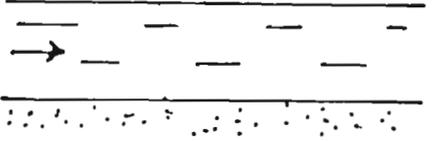
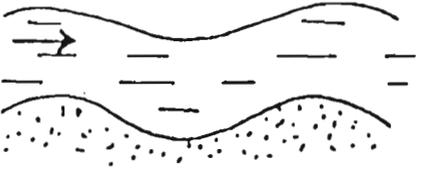
RIDES	<p>Longueur inférieure à 30 cm, hauteur inférieure à 3 cm. Forme triangulaire, amont en pente douce, pente aval correspondant à l'angle de repos des matériaux. Migration vers l'aval, à vitesse beaucoup plus faible que celle de l'écoulement. N'existent en général pas si les grains sont plus gros que 0,6 mm. En général de forme tridimensionnelle.</p>	
DUNES	<p>Même forme que les rides mais dimensions plus importantes à l'échelle de l'écoulement. Longueur : de quelques mètres à la centaine de mètres. La face amont peut être couverte de rides. Souvent tridimensionnelles en écoulements naturels.</p>	
TRANSITION	<p>Coexistence de différentes formes du lit.</p>	
LIT PLAT		
ANTIDUNES	<p>Forme approximativement sinusoïdale. Fortement liées aux ondes de surface avec lesquelles elles sont en phase. Restent immobiles ou migrent vers l'aval ou se déplacent vers l'amont.</p>	

Fig- 11 - Evolution des formes du lit

(le régime de l'écoulement augmente des rides aux antidunes il dépend du nombre de Froude étoilé)

En effet, le charriage n'affecte pas indifféremment la masse des matériaux de fond à partir d'un certain débit liquide, mais une partie seulement d'entre eux est mis en mouvement, les particules n'étant pas forcément charriées selon leur diamètre. La figure 12, qui correspond à des mesures effectuées sur modèle réduit, met nettement en évidence ce caractère. Cependant, dans la pratique, faute d'une meilleure connaissance du phénomène, on est amené à admettre que le diamètre des matériaux est l'unique facteur de différenciation. La solution logique serait de calculer la tension critique pour différents diamètres, puis d'appliquer les formules pour chacun d'entre eux, et d'en déduire le débit solide total par addition des débits élémentaires ainsi obtenus. Ce serait alors ignorer l'interaction des matériaux de fond, la mise en mouvement des sédiments fins étant fortement modifiée par la présence de gros éléments (phénomène de *pavage*).

La solution la plus couramment employée est d'introduire un diamètre caractéristique, mais, sauf pour les lits à granulométries peu différenciées, le choix de ce diamètre reste arbitraire. Nous avons vu (formule 4) qu'une méthode consistait à évaluer τ_c par le produit : $C \cdot \gamma d \cdot d$; C dépendant du diamètre "moyen" d des matériaux charriés.

A partir de prélèvements de fond, on peut calculer un diamètre caractéristique. Si on choisit le diamètre médian d_{50} par exemple, on peut surestimer l'importance des matériaux les plus gros qui ne seront mis en mouvement que pour les débits les plus importants. On est donc amené à choisir parfois un diamètre caractéristique inférieur ; d_{35} étant parfois conseillé. Pour une utilisation plus rigoureuse des formules, il faudrait introduire le diamètre moyen des matériaux réellement charriés, et non un diamètre caractéristique choisi arbitrairement à partir des éléments constitutifs du lit. De telles connaissances ne peuvent être approchées que par des mesures nécessitant des appareillages et des techniques souvent lourdes à mettre en place (voir paragraphe 6.4.1.2.).

Pour ne pas limiter l'analyse des méthodes de calcul du transport par charriage à un seul exemple, nous donnons ci-après les principaux éléments d'application de la formule de *H. A. Einstein* qui est le premier à avoir pris en compte les fluctuations turbulentes de la vitesse du liquide porteur.

Einstein est parvenu à la conclusion qu'il doit exister une relation numérique entre un paramètre sans dimensions φ qui représente le débit solide et un autre paramètre, également sans dimensions, Ψ qui représente les caractéristiques de l'écoulement :

$$\varphi = q_s / [F1 \cdot \gamma_s \cdot [((\gamma_s / \gamma) - 1) \cdot g \cdot d^3]^{1/2}]$$

$$\Psi = [(\gamma_s - \gamma) \cdot d] / \tau_0$$

$F1$ est le paramètre d'*Einstein* qui correspond à la formule (3) de la page 19.

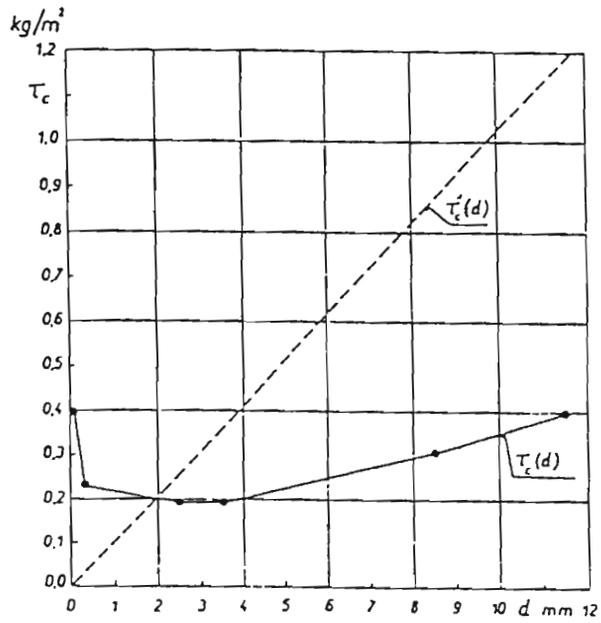
Ψ représente l'inverse de la tension de frottement étoilée τ_* .

L'analyse des essais de laboratoire de *Gilbert* et *Murphy*, et de *Meyer-Peter* et ses collaborateurs, a permis à *Einstein* de confirmer les prévisions de ses calculs pour le transport de granulats quartzeux de 0,315 à 28,6 mm de diamètre par charriage et saltation. Le diagramme donnant la relation entre φ et Ψ correspond à l'expression $\varphi = 40 \cdot \Psi^{-3}$ pour les valeurs de Ψ inférieures à 12, $\varphi = 10^{3,11} \cdot \Psi^{-4,43}$ pour $12 < \Psi < 20$, et $\varphi = 10^{10,3} \cdot \Psi^{-10}$ pour $\Psi > 20$.

5.3. Méthodes de modélisation

Ces méthodes sont essentiellement de deux types :

- La mise en oeuvre de *modèles réduits* expérimentaux ;
- La recherche et l'élaboration de *modèles mathématiques* utilisant la puissance des moyens informatiques.



Force tractrice critique fonction du diamètre

— pour un mélange hétérogène : $\tau_c(d)$

— pour des grains uniformes : $\tau'_c(d)$

Fig- 12 - Entrainement des particules en fonction de leur diamètre

5.3.1. Modèles réduits

C'est grâce à la construction de véritables rivières en miniature que les théories permettant d'expliquer le transport solide ont pu être un peu précisées.

Dans le cas d'un modèle réduit à fond fixe, on démontre que les écoulements à surface libre sont également semblables quand les nombres de *Froude* ($U / [g \cdot h]^{1/2}$) des écoulements sont semblables. Si e représente l'échelle des longueurs (identique pour les longueurs, largeurs et hauteurs), l'échelle de vitesse respectant ces conditions devrait être $e^{1/2}$. L'échelle des débits (vitesse * section) devrait donc être $e^{5/2}$.

On démontre alors que, si on représente sur un modèle les matériaux de fond du cours d'eau naturel par des matériaux de même poids volumique dont les dimensions ont été réduites dans le rapport des longueurs e , les débits solides du modèle sont dans le même rapport que celui des débits liquides, soit $e^{5/2}$.

On démontre également que l'échelle des temps est $e^{1/2}$. Pour reproduire de long épisodes de l'histoire d'un cours d'eau, on serait donc amené à procéder à de très longs essais (5 ans pour simuler 25 ans). On peut alors utiliser des modèles dits *distordus*, dans lesquels les matériaux n'ont pas le même poids volumique que dans la nature. La solution qui consisterait à diminuer suffisamment la taille des matériaux trouve ses limites dans la formation de dunes lorsque les particules sont trop fines (limite pour d de l'ordre de 0,5 mm).

5.3.2. Modèles mathématiques

On a vu dans quelles conditions il était possible d'établir une formule d'entraînement des matériaux par charriage à partir de la considération de la force tractrice. Cette formule et toutes les variantes proposées impliquent, bien entendu, un certain nombre d'hypothèses simplificatrices. Une fois ces hypothèses admises, rien ne s'oppose à ce qu'on traduise ces calculs sous la forme de programmes conduits sur ordinateur.

Les modèles mathématiques présentent de nombreux avantages :

- ils sont économiques et peuvent faire l'objet de nombreuses répétitions ;
- après ajustement des paramètres sur des cas concrets, ils permettent d'étendre plus ou moins, si les extrapolations sont raisonnables, les solutions trouvées à d'autres cas ;
- ils permettent de prendre en considération plusieurs catégories de phénomènes ; tenir compte par exemple de l'usure des matériaux charriés.

6. MESURES DES TRANSPORTS SOLIDES

Le plan suivi pour traiter des mesures du transport solide correspond au cheminement théorique suivi par une particule soumise aux "agressions" mécaniques de l'eau dans la nature.

6.1. Effet du splash

Le *splash* est le rejaillissement consécutif à l'impact des gouttes de pluie sur le sol. Les éclaboussures qu'il provoque sont constituées d'eau et de particules solides.

Les chercheurs ont, dans ce domaine, orienté leurs travaux essentiellement vers des mesures en laboratoire (test de stabilité structurale de *Hénin*, travaux de *Ellison*). Des mesures de terrain peuvent, cependant, pour certains types de sols (entre autres les sols limoneux), présenter un intérêt non négligeable puisque les fines particules résultant de la destruction des agrégats sont facilement emportées par le ruissellement et contribuent à la formation d'un glaçage qui à son tour favorise le ruissellement, et donc l'érosion.

Une méthode de mesure simple a été, dès le début des années 60, préconisée par *F. Fournier*. Elle consiste à placer, dans des trous creusés dans le sol à l'aide d'une tarière, des entonnoirs en verre, de telle façon que le bord supérieur du cône affleure et que la queue plonge dans une bouteille (fig. 13). L'eau de précipitation, l'eau et la terre du splash sont ainsi recueillies, en prenant garde de ne pas collecter l'eau de ruissellement.

Le mélange terre-eau est ensuite séché à 105°, puis pesé. Le poids est exprimé en tonnes par hectare (T/ha), en prenant comme base de calcul la surface captante de l'entonnoir. Pour être significatif, le résultat doit représenter la moyenne de plusieurs mesures (5 au minimum). Cette méthode ne donne qu'une estimation globale du *splash*. Pour étudier également les distances de déplacement des particules, il est possible d'entourer chaque entonnoir de cylindres en tôle de 40 cm de hauteur (pour éviter l'action du vent) et de diamètres croissants, un entonnoir non protégé servant de témoin.

Pour éviter le débordement des bouteilles et l'obturation des queues d'entonnoirs par des débris végétaux ou de petits animaux, *A. Bollinne* suggère d'utiliser un entonnoir de 5,2 cm de diamètre dans la queue duquel est placé un filtre imputrescible en verre fritté, de 3 cm de diamètre. L'ensemble du dispositif est placé dans un trou cylindrique, suffisamment profond pour permettre l'évacuation de l'eau. L'appareil est pesé avant d'être installé, puis après chaque relevé, nettoyage des parties externes du dispositif et passage à l'étuve. Le poids de matériaux recueillis sur le filtre s'obtient simplement par différence.

6.2. Ablation subie par les sols

La complexité des phénomènes a amené les chercheurs à effectuer dans des canaux, avec ou sans pluies simulées, des tests de résistance des matières solides au ruissellement (force de cisaillement). Néanmoins, les premières mesures au champ ont été réalisées sous pluies naturelles et sur parcelles.

6.2.1. Parcelles et micro-bassins versants

Parcelles et micro-bassins ont pour finalité de permettre, en de multiples conditions naturelles ou anthropiques :

- de mesurer le ruissellement et la perte en terre résultant de l'attaque du sol par l'eau,
- d'étudier les divers facteurs explicatifs de ces deux phénomènes,
- de mesurer l'efficacité conservatrice du couvert végétal, de techniques ou de systèmes culturaux.

De taille petite à moyenne (quelques dizaines à quelques milliers de m²), placées dans une portion d'espace représentative (un versant) et délimitées artificiellement, les parcelles, contrairement aux bassins versants (même de petite superficie), présentent l'avantage de pouvoir constituer des milieux globalement homogènes.

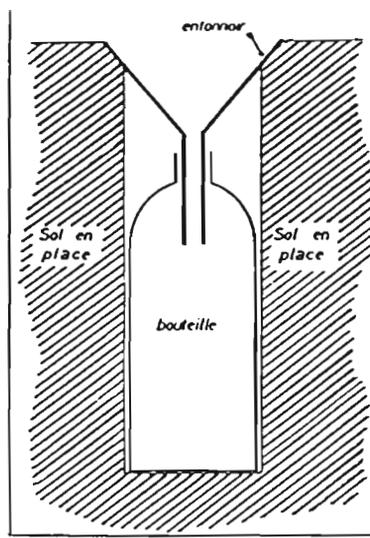


Fig- 13 - DISPOSITIF POUR LA MESURE DU SPLASH (D'APRES A.BOLLINNE)

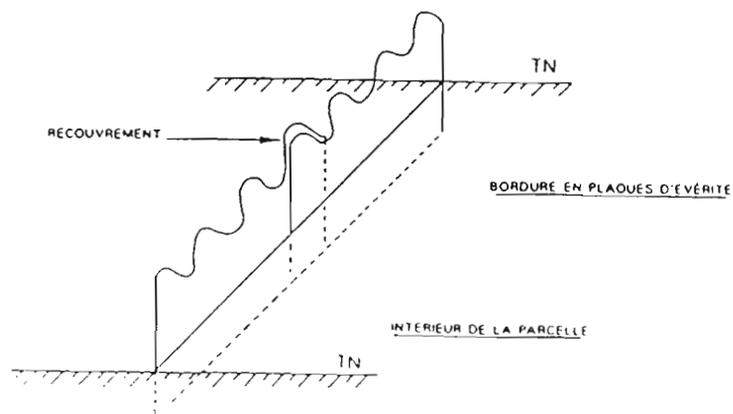
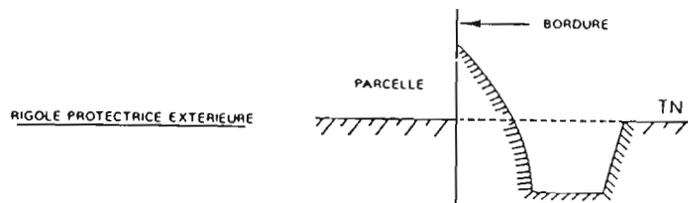
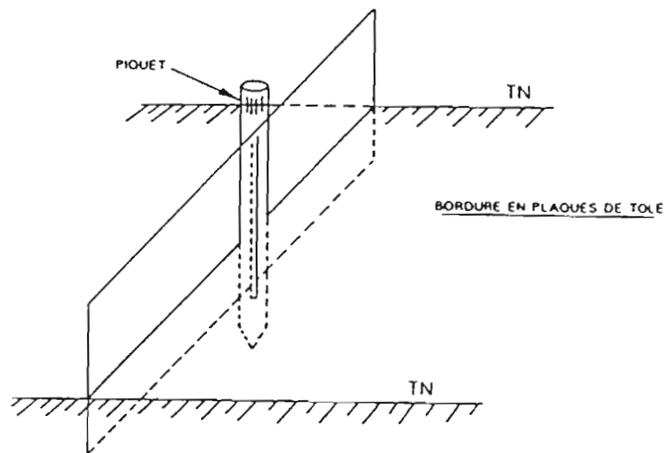


Fig- 14 - DELIMITATION DES PARCELLES DE MESURE DE L'ÉROSION (D'APRES J.M.MASSON)

Elles permettent ainsi de cerner le rôle des différents facteurs explicatifs du ruissellement et de l'érosion, en comparant les réponses de différentes parcelles à une pluie donnée ou, au contraire, de la même parcelle à différentes pluies.

Fermées artificiellement à l'amont et de faible superficie, elles ne peuvent donner qu'une idée relative des phénomènes mesurés. Les résultats obtenus présentent donc, essentiellement, un intérêt comparatif dans l'analyse de situations différentes. Pour que les comparaisons soient significatives, il faut malgré tout que les méthodes utilisées soient suffisamment homogènes, avec, entre autres, une standardisation des superficies étudiées.

6.2.1.1. Parcelles type "Wischmeier"

Pour l'étude de l'érosion en nappe et rigoles, E. Roose, s'appuyant sur les études menées aux USA par Wischmeier et Smith, propose un dispositif et un protocole de mesures qui permettent une évaluation correcte de la pluie, du ruissellement, de la charge en suspension fine, du transport des matériaux grossiers et de l'érosion totale.

1. La parcelle

Représentative du sol étudié, elle doit se situer sur une pente homogène (ni concave, ni convexe), un planage pouvant parfois être nécessaire. Elle présente les caractéristiques suivantes (photo 3) :

- Longueur : 20 à 25 mètres, l'optimum étant de 22,2 mètres.
- Largeur : 4 à 5 mètres suivant l'hétérogénéité des sols.
- Bordure : haute de 10 cm, faite à l'aide de plaques de tôle ou de plastique, ou de planches fichées dans le sol sur une profondeur d'au moins 10 cm (fig. 14) ; une simple levée de terre est à proscrire, car elle peut augmenter artificiellement la charge solide.
- Grand axe généralement perpendiculaire aux courbes de niveau.
- Protection par un fossé contre le ruissellement venant de l'amont.

2. Dispositifs de mesures

Les précipitations sont mesurées à l'aide d'un pluviographe dont la précision permet d'apprécier les intensités sur des pas de temps minimums voisins de 5 minutes. Si la connaissance exacte des pluies tombant sur le sol est nécessaire, un système du type "Snowdon" (pluviomètre enterré, figure 15) peut être installé. Lorsque le dispositif comporte plusieurs parcelles, le pluviographe est implanté en son centre. Un système de plusieurs pluviomètres et pluviographes peut être envisagé si l'aire d'étude, ou l'hétérogénéité des précipitations, le justifie.

Le système collecteur est constitué d'un canal de réception en béton coulé sur place, d'un piège pour les sédiments lourds et de cuves de stockage. L'ensemble est couvert par des tôles (figure 16).

Les cuves de stockage doivent être de dimensions suffisantes pour permettre la mesure du ruissellement et des matières fines transportées lors d'averses importantes, ou même de séquences d'averses.

L'estimation des capacités nécessaires peut être faite en prenant pour référence l'averse de fréquence décennale, à laquelle on appliquera un coefficient de ruissellement estimé à partir de la connaissance que l'on peut avoir du milieu. Par exemple, pour une pluie de 100 mm ruisselant à 80 % sur une parcelle de 100 m², les cuves devront avoir une capacité totale de : $0,100 \times 0,80 \times 100 = 8 \text{ m}^3$.

Suivant la précision recherchée, le pas de temps des mesures, ou la capacité de stockage nécessaire, différents dispositifs peuvent être utilisés :

- L'ensemble de l'eau et des particules solides est recueilli dans une cuve en béton (ou métallique) qui pourra être, si nécessaire, de dimensions importantes.
On se contente souvent de mesurer le volume d'eau total ruisselé, mais la cuve peut être équipée d'un limnigraphe qui permet de connaître les variations de hauteur d'eau (donc de débit) en fonction du temps.

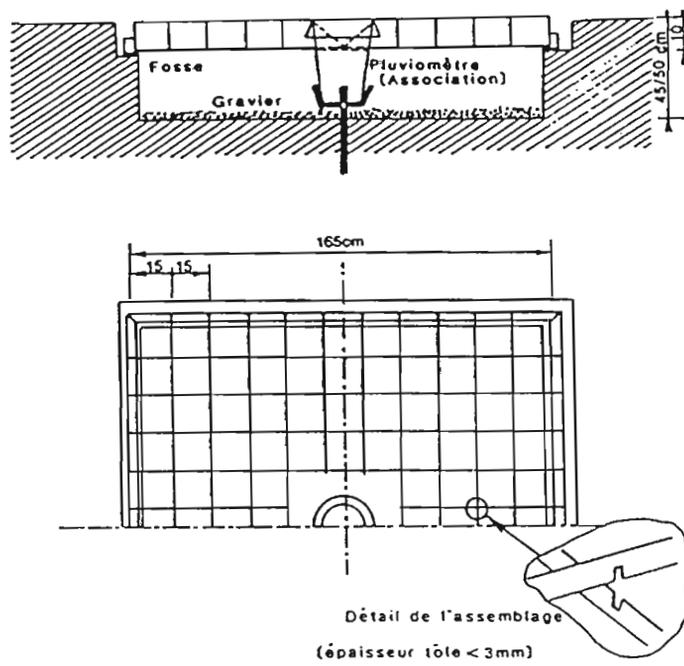


Fig- 15 - PLUVIOMETRE AU SOL UTILISE PAR L'ORSTOM EN AFRIQUE DE L'OUEST

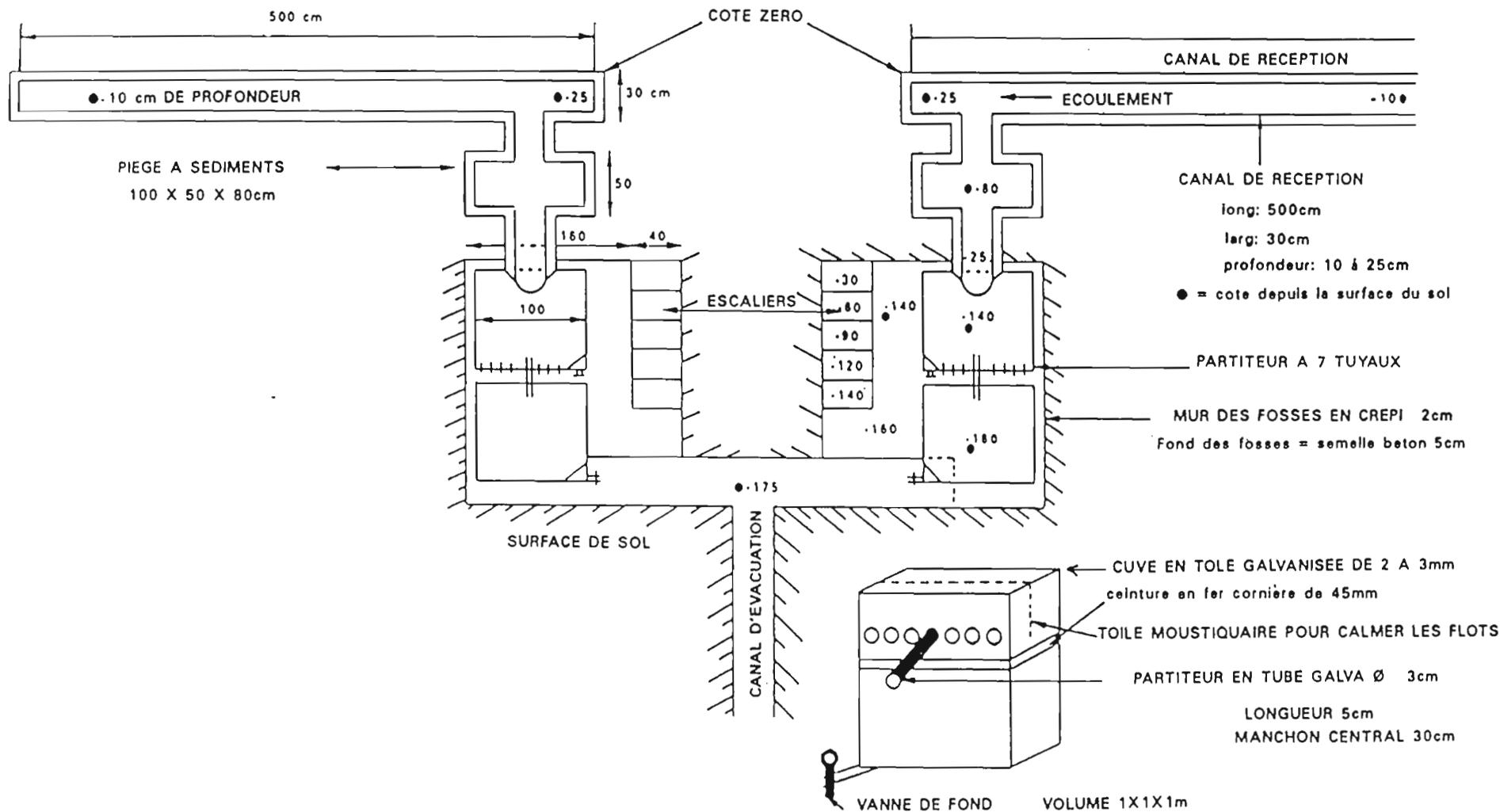


Fig- 16 - PLAN D'UN COUPLE DE PARCELLES D'EROSION REALISEES AU CENTRE ORSTOM D'ADIPODOUME
L'ENSEMBLE A ETE RECOUVERT D'UN TOIT DE TOLES (ROOSE - 1970)

Ce dispositif, de par sa dimension, risque de ne pas être parfaitement étanche ; de plus, il est long à vidanger et l'estimation de la charge solide est peu pratique (problème d'échantillonnage).

- Deux cuves métalliques (tôle d'acier de 2 mm d'épaisseur) de 0,5 à 2 m³ de capacité sont séparées par un partiteur qui permet de ne mesurer qu'une fraction connue du débit et des matières solides transportées (figure 17 et photo 3).

Pour les averses faibles et moyennes ne remplissant que la première cuve de stockage, la mesure du volume ruisselé et du poids total des matières solides est relativement aisée. Pour les plus fortes averses, la précision dépend du soin avec lequel le partiteur a été construit. Il en existe de différents types, plus ou moins sophistiqués, parmi lesquels on peut citer les partiteurs à fentes dont la réalisation reste assez délicate.

Un système peu coûteux et relativement fiable peut être réalisé à l'aide de fûts à essence de 220 litres reliés par des partiteurs formés de 11 à 21 tuyaux (suivant les volumes à mesurer) de 2 cm de diamètre et de 2 cm de long, soudés sur une horizontale à un niveau précis. On sélectionne sur le terrain, une fois le dispositif installé, les tuyaux qui fonctionnent parfaitement, les autres étant rebouchés.

Pour tous les types de partiteur adoptés, un tarage précis, après installation, est toujours nécessaire. Il est possible de suivre les variations de débit en installant un limnigraphe dans la deuxième cuve.

- Pour éviter l'emploi d'un partiteur, la cuve de stockage peut être équipée d'un petit déversoir triangulaire qui permet, avec l'aide d'un limnigraphe, de connaître les volumes déversés. Ce système impose également un étalonnage précis sur le terrain. Un tel dispositif, plutôt utilisé pour des parcelles de grande superficie sur lesquelles les volumes ruisselés peuvent être importants, impose de prélever en période de crue, à la sortie du déversoir, des échantillons de la charge solide. Des procédés manuels ou automatiques pourront être utilisés (paragraphe 6.2.1.2.).

3. Protocole de mesures et calcul de la charge solide

Les mesures se font de préférence à l'échelle de l'averse, ce qui impose des moyens en matériel et en personnel souvent importants.

- Les précipitations

Les hauteurs précipitées et les intensités sont calculées à partir des enregistrements pluviographiques. Si le dispositif de mesure compte plusieurs appareils, le résultat correspond à une moyenne pondérée des hauteurs mesurées.

- Volumes ruisselés

- . En l'absence de débordements, il suffit de mesurer la hauteur d'eau h dans la (ou les) cuve(s) de stockage :

$$V_r = h \cdot s \text{ (s étant la section de la cuve)}$$

- . Si le système est équipé d'un partiteur, le volume dans la cuve aval V doit être multiplié par le nombre de trous ou de fentes ou, plus précisément, par un coefficient de correction n mesuré sur le terrain après tarage. Si le dispositif de mesure n'est pas couvert il faudra soustraire, du volume total, le volume d'eau précipitée V_p , et éventuellement le volume de terre sédimentée V_s . Il faudra enfin tenir compte du volume d'eau V_c stocké dans la (ou les) cuves placées à l'amont du partiteur.

$$V_r = nV + V_c - V_p - V_s$$

- . Pour les systèmes équipés d'un limnigraphe et d'un déversoir, le volume déversé V_d se calcule par intégration de la courbe de variation du débit en fonction du temps, définie à partir du limnigraphe et de la courbe de tarage du déversoir. Il faut ajouter le volume d'eau stockée dans les cuves V_c , et soustraire le volume de sédiments déposés V_s . Si le dispositif n'est pas couvert, il faudra tenir compte également des volumes précipités V_p .

$$V_r = V_d + V_c - V_p - V_s$$

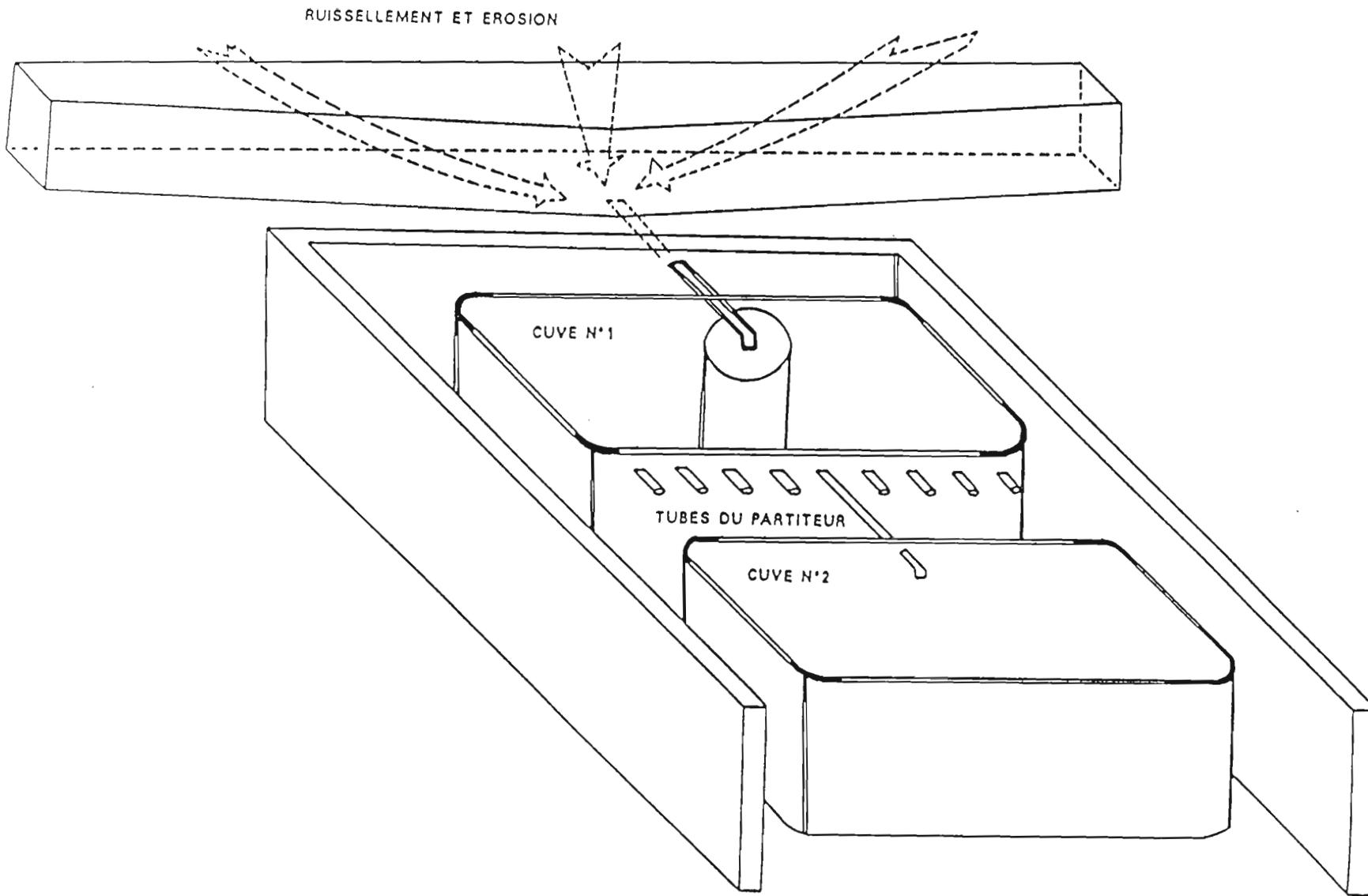


Fig- 17 - SYSTEME DE COLLECTE DU RUISSELLEMENT ET DE L'EROSION SUR PARCELLE (SUME-BRESIL)

La lame ruisselée L_r est égale au rapport du volume ruisselé V_r par la superficie de la parcelle S :

$$L_r = V_r / S$$

L_r en mm, V_r en litres et S en m^2 .

Le coefficient de ruissellement est donné par la relation :

$$K_r \% = L_r / P \cdot 100$$

P étant la hauteur de pluie, en mm.

- Poids de sédiments grossiers

Les sédiments lourds transportés par saltation ou roulement se retrouvent dans le canal de réception et dans le piège à sédiments lourds ou, en son absence, dans la première cuve de stockage. Une fois cette cuve, ou ce piège, vidangé de son eau (à l'aide de vannes, d'une pompe ou simplement au seau), la partie boueuse restant au fond est recueillie à l'aide d'un récipient taré (seau de 5 ou 10 litres de capacité, par exemple). Chaque fois que le récipient est plein, il est pesé avant qu'un échantillon moyen standard soit prélevé (une petite sonde tubulaire peut être utilisée à ce effet), puis stocké dans un sac en plastique étanche. Ces différents échantillons sont regroupés et homogénéisés en laboratoire pour extraire, à partir d'une dizaine de prises, un échantillon réduit pesant de 100 à 200 g. Ce dernier est pesé d'abord humide (poids Ph), puis séché jusqu'à poids constant dans une étuve ventilée (soit durant 2 jours, environ). Il est ensuite pesé, après passage (10 minutes environ) dans un dessiccateur (poids Ps).

Si le poids total de sédiments humides extrait du piège et du canal est P , le poids total de terre sèche est donné par la relation :

$$P_t = P \cdot Ps / Ph$$

Lorsque les quantités de terre recueillies sont conséquentes, elles sont retirées dans leur totalité, puis stockées, un à deux jours à l'ombre, dans un grand récipient qui permet d'assurer un bon drainage. Après pesage de l'ensemble, quelques échantillons sont prélevés pour être pesés humides, puis séchés en laboratoire afin de pouvoir calculer, de la même manière que précédemment, le poids de terre sèche.

- Poids de terre érodée en suspension fine

Les matières en suspension fine se déposent peu dans le piège à sédiments et se retrouvent dans les cuves de stockage. Avant d'être vidangé à l'aide d'une vanne de fond, d'une pompe, d'un siphon ou simplement d'un seau, leur contenu est agité énergiquement.

Durant la vidange, chaque fois que le niveau baisse d'une certaine hauteur (5 cm par exemple), un échantillon d'un demi litre est prélevé. Les différents échantillons ainsi obtenus, représentatifs d'un volume total d'eau VT , sont mélangés dans un jerrican en plastique. Si ce mélange ne représente pas un volume trop important, il est ramené dans sa totalité au laboratoire. Dans le cas contraire, un ou plusieurs échantillons moyens en sont extraits pour faciliter le transport.

Le traitement des échantillons au laboratoire consiste ensuite à faire flocculer les matières solides, en ajoutant 1 cm^3 d'acide chlorhydrique ou mieux 1 cm^3 d'une solution de sulfate d'alumine à 50 g/l pour 1 litre de suspension (l'acide chlorhydrique présente en effet l'inconvénient de dissoudre certaines particules). Après un repos de un à trois jours, l'eau surmontant le dépôt est siphonnée à l'aide d'un petit tuyau en plastique souple, au bout duquel est placé un siphon en verre ou en métal. Le culot est versé ensuite dans un becher de 250 à 1 000 cm^3 de capacité. Après une attente de 24 heures, un nouveau siphonnage est effectué. Le dépôt restant est séché à 105° , dans une étuve ventilée, jusqu'à poids constant PC_1 .

Une autre solution consiste à filtrer le premier culot, puis, après passage à l'étuve et séchage dans un dessiccateur, à peser l'ensemble : terre + filtre, PT .

Pour déterminer le poids de terre sèche PC_2 , il est indispensable d'avoir pesé au préalable le filtre seul après passage à l'étuve et au dessiccateur, soit un poids Pf :

$$PC_2 = PT - Pf$$

En principe PC_1 doit être peu différent de PC_2 :

$$PC \approx PC_1 \approx PC_2$$

Si PC correspond à un échantillon de V litres, le poids total de terre est donné par la relation :

$$PS = PC \cdot VT / V$$

Lorsque les concentrations en suspension fine sont faibles, la méthode par dessiccation peut entraîner une surestimation des résultats par précipitation de composés dissous. Dans ce cas la méthode par filtration sera préférée.

4. Dispositif d'ensemble

Un dispositif de quatre à six parcelles doit permettre de tester à la fois l'érosivité en milieu naturel (sol-climat), les risques d'érosion sous cultures traditionnelles et l'efficacité de deux ou trois méthodes de protection (photo 4). Suivant les objectifs poursuivis, ce dispositif pourra évidemment être plus ou moins complet.

Si le but des recherches consiste essentiellement à étudier l'impact des mises en cultures (leur type et les pratiques culturales utilisées) ou d'aménagements anti-érosifs, *E. Roose* suggère d'adopter un protocole de mesures proche de celui préconisé par *Wischmeier et Smith*, en adjoignant au dispositif une parcelle nue standard. Cette parcelle a pour but de permettre l'estimation de l'érodibilité du sol étudié, c'est-à-dire de sa susceptibilité à l'érosion. Ses caractéristiques ont été définies d'une manière très précise : 72,6 pieds de long, 9% de pente, traitée comme une jachère nue, sans aucun apport de matière organique depuis trois ans, travaillée superficiellement chaque fois qu'il se forme une croûte limitant la détachabilité du sol. Pour l'Afrique, *E. Roose* juge préférable de choisir des pentes caractéristiques du type de sol et du paysage.

L'équation de *Wischmeier et Smith*, dite *équation universelle*, ne s'applique qu'à l'érosion en nappe. Elle se limite à certains types de sols (sols bruns lessivés tempérés, ferrallitiques et ferrugineux tropicaux), et à certaines conditions géomorphologiques : pénéplaines et collines (pentes de 1 à 20%) ; il faut de plus que l'énergie cinétique des pluies soit fonction de leur intensité. Il s'agit d'un modèle statistique (élaboré à partir d'une dizaine de milliers de résultats), essentiellement pratique, non valable à l'échelle de l'averse (même si les calculs se font en différenciant les événements pluvieux) et qui ne peut prétendre se substituer aux études scientifiques visant à une meilleure connaissance des processus élémentaires de l'érosion.

Elle s'énonce par l'équation : $E = R \cdot K \cdot C \cdot SL \cdot P$

E : perte en terre consécutive à un événement pluvieux (mesurée sur parcelle ou à prévoir), exprimée en tonnes par acre, ou après transformation en tonnes/hectare (facteur de passage : 2,5) ;

R : agressivité du climat (*érosivité potentielle*) qui renseigne sur l'interaction de l'énergie cinétique de la pluie E_g , et de l'intensité maximale en 30 minutes, Im :

$$R = E_g \cdot Im / 100$$

E_g , en pieds/tonne/acre
 Im , en pouces/heure.

Si l'on passe en unités métriques avec : E_g , en $m/t/km^2$ et Im , en mm/h , il est nécessaire de diviser par 1 735,6 pour avoir la même valeur de R.

E_g est calculée à partir des enregistrements pluviographiques, dans des tranches d'intensité homogènes. *Wischmeier* propose de calculer l'énergie cinétique correspondante par la formule :

$$Eu = 1\,214 + 890 \cdot \log Ih$$

Eu , énergie cinétique, en $t/km^2/mm$ de pluie.

I_h , l'intensité, en mm/h, de la tranche considérée.

Pour avoir l'énergie cinétique de la tranche correspondante, il suffit de multiplier par le nombre p de mm de pluie.

On ne traite généralement que la pluie supérieure à un certain seuil.

L'énergie totale E_g est la somme des énergies de chaque tranche : $E_g = \sum (p \cdot E_u)$.

K : indice de résistance du sol à l'érosion hydrique (*érodibilité*). Il se mesure sur la parcelle standard de référence pour laquelle les trois derniers termes de l'équation sont par définition égaux à 1. (En Afrique, d'après E. Roose : $0,01 < K < 0,3$).

C : facteur biologique exprimant la nature des cultures et les pratiques agricoles en cours :

$$0,001 < C < 1$$

SL : facteur topographique comprenant la pente (S en %) et L la longueur de cette pente.

Wischmeier et *Smith* ont proposé de calculer SL par la formule :

$$SL = [(L)^{1/2} / 100] \cdot (0,76 + 0,53 \cdot S + 0,0765 \cdot S^2)$$

avec, L en pieds et S en %.

($SL = 1$ si la pente est égale à 9 % et la longueur à 72,6 pieds).

P : facteur tenant compte de l'efficacité des aménagements anti-érosifs ($0,1 < P < 1$).

Le produit $K \cdot C \cdot SL \cdot P$ traduit l'*érodabilité* du milieu.

Pour une application précise de la méthode de *Wischmeier* en Afrique de l'Ouest, on consultera avec profit la thèse de *E. Roose*.

6.2.1.2. Parcelles moyennes et grandes, micro-bassins

Bien que les études sur parcelles présentent un intérêt essentiellement comparatif, la prise en compte du facteur "d'échelle" peut être abordée en considérant des parcelles de superficies supérieures à 100 m². De plus, il n'est pas raisonnable de tester, sur de trop petites parcelles, l'efficacité de certains aménagements : billonnage en courbes de niveau, fossés, banquettes en terrasses, etc. Il faut néanmoins savoir qu'au-delà d'une certaine dimension l'homogénéité pédologique, topographique, voire pluviométrique de la parcelle ne peut plus être assurée.

Des études sur versants pourront être menées en choisissant des parcelles de plusieurs centaines ou plusieurs milliers de m². Lorsque la surface atteint quelques hectares, il est possible, suivant le modelé, de définir, à l'aide d'un relevé topographique précis, les contours du bassin versant naturel. Dans les zones relativement plates situées à l'aval de certains de ces micro-bassins, la ligne de partage des eaux peut être matérialisée artificiellement par la construction d'une petite diguette (figure 18 et photo 5).

Les dispositifs de mesure de l'érosion sont parfois les mêmes que ceux décrits antérieurement (paragraphe 6.2.1.1.). Si les volumes ruisselés et les pertes en terre sont importants, l'installation d'une fosse à sédiments, équipée d'un limnigraphe et d'un déversoir, s'avère alors nécessaire (figure 19 et photo 6). Il s'agit d'un système similaire à celui utilisé pour des bassins de plusieurs centaines d'hectares ou de quelques km². Toutefois, sur ces bassins, à l'érosion en nappe et en rigoles des interfluves, s'ajoutent l'érosion en ravines et l'érosion linéaire. Le protocole de mesures reste sensiblement le même que celui décrit au paragraphe 6.2.1.1. [3], la fosse devant être, de préférence, vidangée après chaque crue.

Si le dispositif n'est pas équipé d'un système d'échantillonnage automatique, des prélèvements devront être effectués à la sortie du déversoir (au seau, par exemple) tout au long de la crue (montée, pic et décrue).

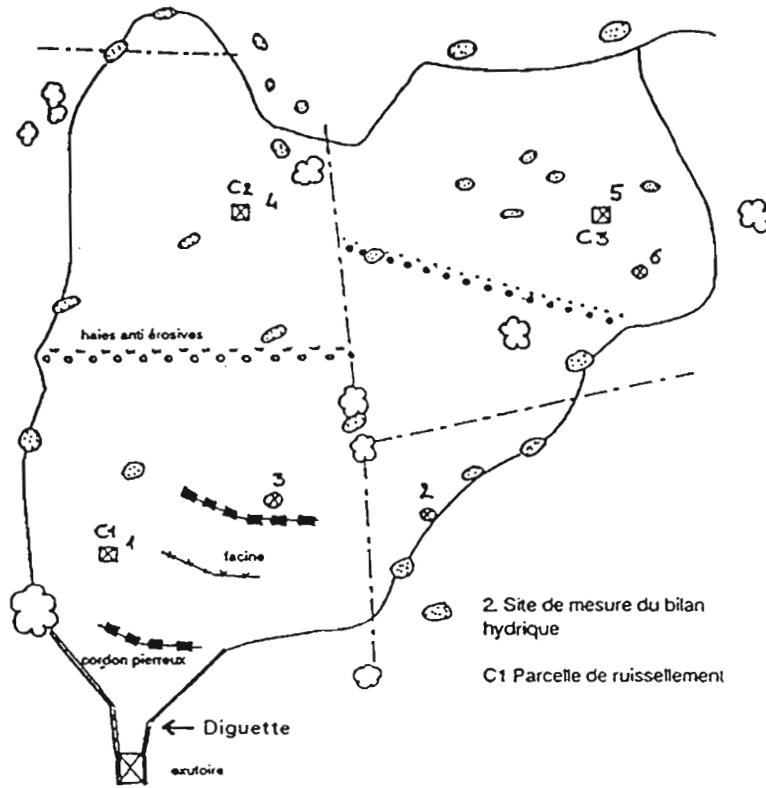


Fig- 18 - BASSIN VERSANT DE YARANE (2,4ha) THYSSE KAYMOR
 DELIMITATION D'UN PETIT BASSIN PLAT

(D'APRES J.ALBORGEL)

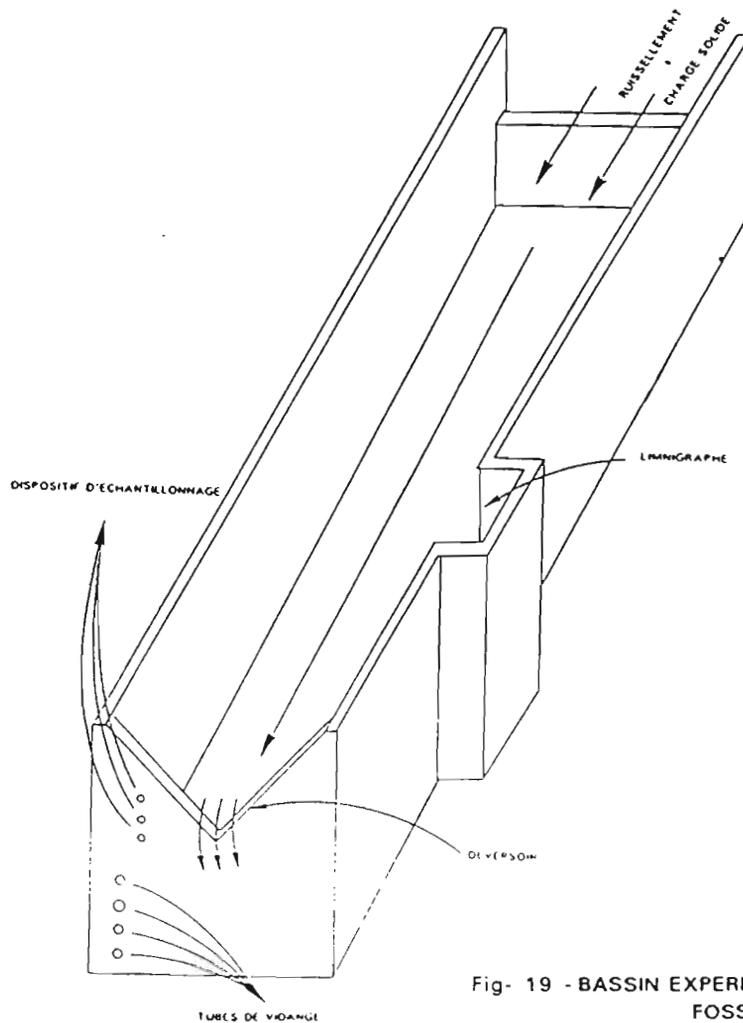


Fig- 19 - BASSIN EXPERIMENTAL DE SUME (BRESIL)
 FOSSE A SEDIMENTS

Le nombre de prélèvements dépendra de l'importance du ruissellement, mais ne devrait pas être inférieur à 5 (2 à la montée, 1 au maximum, 2 à la descente). Généralement, à débit égal, les concentrations sont sensiblement plus élevées lors de la montée de la crue qu'à la descente.

L'unique prélèvement, fait à un instant t , est supposé être représentatif de l'ensemble de la section qui reste il est vrai, dans tous les cas, de dimensions modestes.

Les manipulations de terrain, comme celles de laboratoire, identiques à celles exposées antérieurement (paragraphe 6.2.1.1.), permettent de calculer, pour chaque échantillon, la concentration de matières solides en suspension C , exprimée en g/l.

Le débit instantané Q , à l'instant t , est calculé à partir de l'enregistrement limnigraphique et de la courbe de tarage du déversoir.

Le débit solide instantané est donné par la relation :

$$Q_s(t) = C(t) \cdot Q(t)$$

Q en l/s, C en g/l et Q_s en g/s.

Les différents prélèvements permettent de tracer le "solidogramme" qui donne les variations du débit solide en fonction du temps. Le poids de matières en suspension transitant durant la crue est calculé en intégrant la courbe de débit solide sur toute la durée de l'événement :

$$P_s = \int_{t_d}^{t_f} Q_s(t) \cdot dt$$

Dans la pratique, il suffit de calculer l'aire définie par le solidogramme et l'axe du temps (figure 20).

Pour s'affranchir du tracé du solidogramme, on peut d'une manière moins précise estimer la concentration moyenne durant la crue :

$$C_m = \sum(C_n \cdot Q_n) / \sum Q_n$$

et calculer le poids de matière en suspension par l'expression :

$$P_s = C_m \cdot \int_{t_d}^{t_f} Q(t) \cdot dt$$

Cette procédure très contraignante peut être évitée par l'emploi de systèmes de prélèvements automatiques. Le plus simple d'entre eux consiste à implanter à des hauteurs différentes, contre la lame du déversoir au-dessus de la cote de débit nul, de petits tubes qui permettent d'effectuer des prélèvements par gravité. Ce dispositif n'échantillonne, malheureusement, que la montée de la crue.

Des systèmes plus sophistiqués permettent d'extraire, sur une période quelconque, un échantillon moyen pondéré par le débit écoulé (J.M. Fritsch - paragraphe 6.4.1.1.).

6.2.1.3. Mesure de l'érosion sous pluie simulée

Ces techniques ne sont citées que pour mémoire, car elles demandent généralement des moyens financiers, humains et techniques très importants.

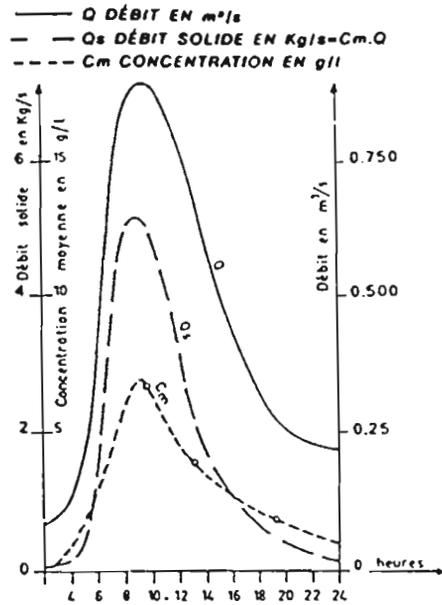


Fig- 20 - SOLIDOGRAMME (Q_s) HYDROGRAMME (Q) ET CONCENTRATION MOYENNE (C_m)

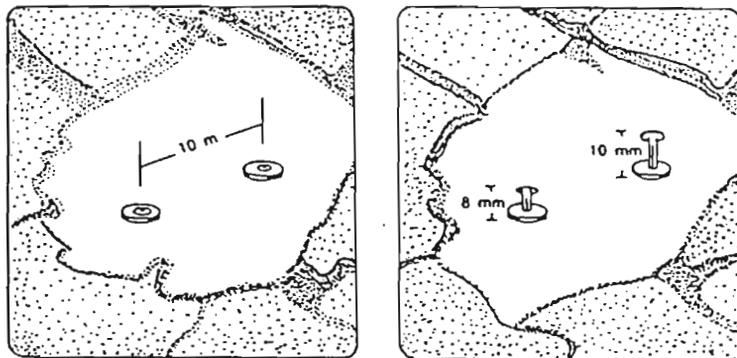


Fig- 21 - DETERMINATION DES PERTES EN TERRE PAR LA METHODE DES PIQUETS ET RONDELLES

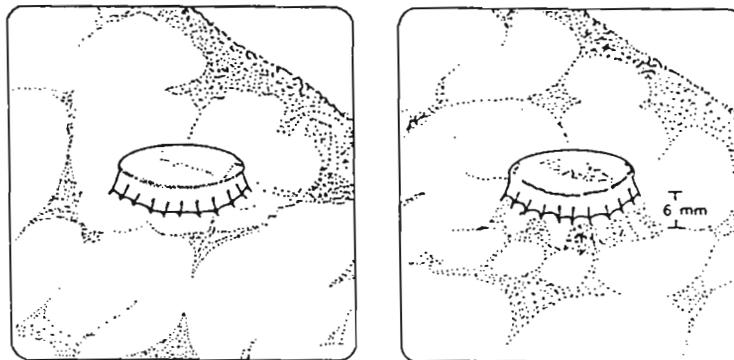


Fig- 22 - DETERMINATION DE LA PERTE EN TERRE A L'AIDE D'UNE CAPSULE (D'APRES MANUAL DE CONSERVACION DEL SUELO Y DEL AGUA-MEXIQUE)

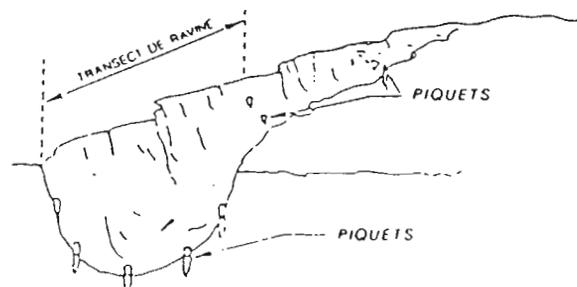


Fig- 23 - QUANTIFICATION DE LA PERTE EN TERRE DANS UNE RAVINE

On pourra consulter les résultats des travaux menés de 1975 à 1980 par A. Lafforgue (et al.), en Côte d'Ivoire, au Burkina-Faso et au Niger, sur des parcelles de 50 m² (photo 7), à l'aide d'un appareil dérivé du simulateur de pluie de type "Swanson".

Les mesures effectuées ultérieurement par différents chercheurs de l'Orstom, à la fin des années 70 et durant les années 80, en utilisant la simulation de pluie sur mini-parcelles de 1 m², avaient pour but d'étudier les phénomènes de ruissellement et d'infiltration, l'érosion mesurée ne permettant qu'une estimation de la résistance des sols à la *battance* des pluies.

6.2.2. Méthode des repères

Les mesures d'érosion aux exutoires des parcelles, ou de très petits bassins, ne donnent que des estimations globales concernant l'ensemble de la surface drainée. Elles ne permettent pas de mesurer la formation et les modifications des rigoles sur les interfluves, ou les variations spatiales et temporelles de l'érosion en nappe (zones érodées ou zones de sédimentation). La dynamique des ravines du réseau hydrographique ne peut être, non plus, appréhendée.

Sur les versants, la technique la plus simple consiste à utiliser des repères bien stabilisés qui peuvent être des repères naturels (affleurements rocheux, arbustes, etc.) ou de simples piquets (rayons de bicyclette, clous, fers à béton - photo 8). Les variations du niveau du sol sont mesurées à partir d'un point de référence (tête du piquet, peinture indélébile). Hors des zones de sédimentation, le niveau du sol peut être suivi à l'aide de rondelles (figure 21). De petits obstacles artificiels, qui jouent vis-à-vis du ruissellement le même rôle qu'une pierre ou une racine, peuvent également être installés (figure 22).

Tous ces procédés présentent l'inconvénient de modifier, dans des proportions plus ou moins importantes, les conditions de ruissellement. Il est donc préférable d'installer des repères horizontaux (fil rigide ou de préférence règle métallique) posés sur deux tiges en métal solidement fixées dans le sol et distantes de un à plusieurs mètres. La mesure du micro-relief se fait, à intervalles réguliers (tous les 5 cm par exemple), à l'aide d'aiguilles coulissant dans des trous. Des systèmes plus modernes, mais sensiblement plus coûteux, utilisent les ultrasons ou le laser.

Différents sites de mesures devront être répartis sur l'ensemble de la zone d'étude (généralement un versant complet), afin que les résultats ponctuels puissent être intégrés spatialement.

Suivant l'agressivité du phénomène et la précision des mesures, les observations pourront être faites à l'échelle de l'averse, du mois, de la saison ou de l'année.

L'étude morpho-dynamique des ravines peut aussi faire appel à la technique des repères fixes implantés dans différentes sections transversales (figure 23). Des relevés topographiques périodiques, effectués en des sections parfaitement localisées, permettent d'éviter l'implantation de nombreux repères permanents (photo 9).

Certains auteurs (*O. Planchon*) préconisent l'installation de dispositifs composés de petits pièges à sédiments, complétés, dans les ravines, d'échelles à maxima formées de cornières métalliques sur lesquelles sont soudés, à intervalles de 5 cm, des godets remplis de gasoil. *E. Roose* suggère d'utiliser des cailloux de différents calibres pour apprécier la vitesse maximale de ruissellement. L'ensemble de ces dispositifs ne permet pas de quantifier, en terme de surface, la perte en terre et le ruissellement, il représente par contre un excellent moyen d'analyse (photo 10).

Toutes les mesures de terrain pourront être complétées d'enquêtes historiques, pour lesquelles la photo-interprétation représente un outil précieux, si toutefois des jeux de photographies aériennes, pris à des dates différentes, sont disponibles.

6.3. Erosion en masse

L'érosion en masse, que favorise un plan de glissement, est souvent localisée et sporadique. Elle est, par là-même, difficilement quantifiable.

PHOTO 7



Simulateur de pluie type "Swanson" pour mesure de l'érosion - (Côte d'Ivoire)

CLICHÉ: B. POUYAUD

PHOTO 8



Piquet pour contrôle de l'érosion - Thyse-Kaymor - (Sénégal)

CLICHÉ: J. NOUVELOT

PHOTO 9



Étude d'une ravine - Mouda - (Cameroun)

CLICHÉ: B. THÉM

PHOTO 10



Piège à sédiments type "Planchon" (Équateur)

CLICHÉ: B. POUYAUD

Elle peut être mesurée à l'aide de repères disposés en lignes horizontales et fichés dans le sol à intervalles réguliers. Leur déplacement est évalué à partir de références fixes, situées hors de la zone concernée. Pour suivre le mouvement du sol en profondeur, on utilise des repères souples (bandes d'aluminium ou de caoutchouc), enfoncés à l'aide d'un cylindre creux ou, simplement, en creusant un trou de faible diamètre à la tarière. L'étude détaillée du profil vertical nécessite le creusement de fosses.

6.4. Transports solides dans les cours d'eau

Toutes les particules solides arrachées aux versants ne parviennent pas au réseau hydrographique qui peut subir lui-même des modifications : érosion des berges et du fond du lit ou, au contraire, alluvionnement plus ou moins localisé dans certains biefs (paragraphe 1.4.). Les mesures sur parcelles peuvent donc difficilement être extrapolées à l'ensemble d'un bassin versant, de la même manière que les mesures réalisées en rivière ne permettent pas d'évaluer l'ablation des sols à l'échelle du versant ou du champ. L'interprétation des résultats doit donc être menée avec discernement, chaque technique ayant nécessairement des applications bien ciblées.

Comme il a déjà été souligné, la quantité de matériaux, ou charge totale, transportée par un cours d'eau est composée de la charge en suspension et du transport de fond (glissement ou roulement sur le fond et saltation).

Deux méthodes de mesure sont possibles :

- collecte d'échantillons à hauteur d'une section de mesure pour suivre les variations dans le temps du transport solide ;
- levés topographiques et bathymétriques de lacs ou de retenues artificielles pour évaluer l'apport global de sédiments durant une période déterminée.

6.4.1. Mesures en station

Les mesures effectuées aux exutoires de petits bassins versants sont identiques à celles décrites au paragraphe 6.2.1.2. Sur les bassins plus importants, afin de bénéficier de l'information hydrométrique et des infra-structures disponibles (limnigraphe, passerelle, téléphérique, bateau, éclairage, etc.), les mesures de transport solide sont de préférence réalisées à hauteur ou à proximité des stations limnimétriques ou limnigraphiques.

6.4.1.1. Transports en suspension

1. Méthodes de mesure

La répartition des concentrations dans une section droite d'un cours d'eau étant liée à de nombreux facteurs : turbulence des eaux, granulométrie des éléments transportés, érodibilité des berges, influence de la saltation au voisinage du fond, il s'agit simplement de donner ici quelques règles pratiques.

- Choix des verticales de mesure

Sachant qu'on ne peut en général pas effectuer un très grand nombre de mesures, les choix suivants sont possibles :

- une seule verticale au milieu du cours d'eau ;
- une seule verticale au point le plus profond de la section ;
- des verticales au quart, à la moitié et aux trois quarts de la largeur ;
- des verticales au sixième, à la moitié et aux cinq sixièmes de la largeur ;
- quatre verticales ou davantage au milieu de secteurs d'égale largeur de la section ;
- des verticales passant par le barycentre de secteurs d'égale débit de la section ;
- des verticales choisies de façon irrégulière, le choix dépendant de la connaissance que l'on peut avoir du cours d'eau.

Le *US Geological Survey* utilise un abaque (figure 24), proposé par *Colby*, pour déterminer le nombre de verticales nécessaires pour obtenir un résultat d'une précision minimum choisie. Le choix dépend de la composition granulométrique des matériaux, c'est à dire de la proportion de sables présents, ainsi que d'un coefficient hydraulique *K* défini par la formule suivante :

$$K = (v^2 / d)_{\max} / (V^2 / D)_{\text{moy}}$$

avec v vitesse moyenne sur une verticale
 V vitesse moyenne dans la section
 d profondeur d'une verticale
 D profondeur moyenne de la section
 $(v^2 / d)_{\max}$ valeur maximum obtenue avec les différentes verticales

Si on s'intéresse surtout au transport de sable, on opérera comme si le pourcentage de sables atteignait 100 %.

- *Nombre de points par verticale*

Nous avons déjà précisé l'importance du type d'écoulement et de la granulométrie des matériaux transportés dans la répartition verticale des concentrations.

Les points pourront être choisis de la manière suivante :

- un seul point, soit en surface, soit à une profondeur conventionnelle, par exemple aux 6/10^{ème} de la profondeur ;
- deux points, l'un près de la surface, aux 2/10^{ème} de la profondeur, l'autre à proximité du fond, au 8/10^{ème} de la profondeur ;
- trois points : près de la surface, à mi-profondeur et près du fond ;
- quatre à cinq points minimum par verticale.

Il s'agit de points à hauteur desquels seront faites également des mesures de la vitesse du courant.

(on rappelle que dans tous les cas les prélèvements ne devront jamais être faits trop près du fond)

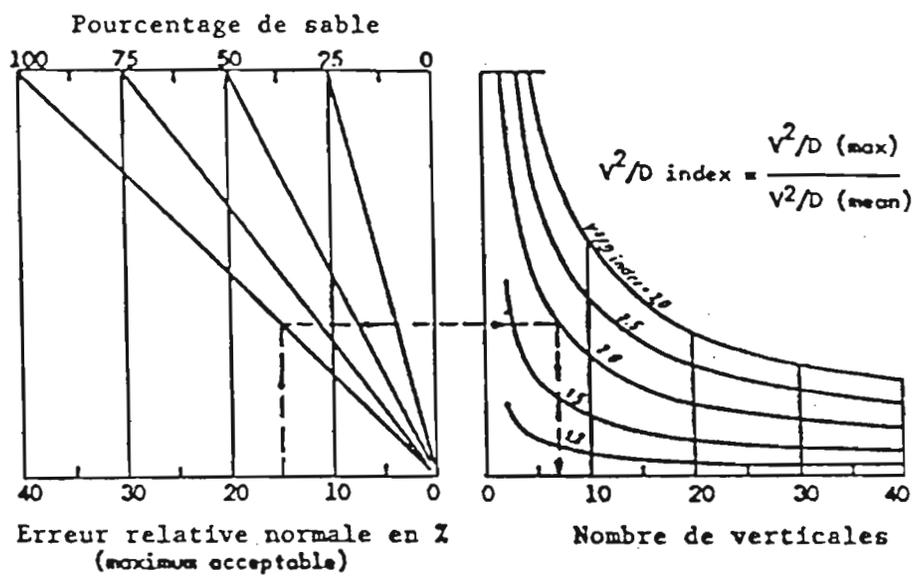
On pourra également réaliser sur chaque verticale choisie une mesure par intégration fournissant une concentration moyenne pondérée par le débit.

2. Matériel de prélèvement

Le matériel de prélèvement doit être adapté aux caractéristiques de la section de mesure (gamme de concentrations des matières en suspension, vitesses du courant). De plus, l'appareil utilisé ne doit pas modifier l'écoulement, au point d'aboutir à une sélection des sédiments qui pourrait changer leur composition granulométrique et leur concentration. Lorsque les quantités de matières en suspension sont faibles, il est préférable de prélever des échantillons de volume important (5 à 10 litres). L'Organisation Météorologique Mondiale recommande les volumes de prélèvements suivants :

Concentration probable, en g/m ³	Volume des échantillon, en litres
> 500	1
100 - 500	5
< 100	10

Fig- 24 - Abaque pour déterminer le nombre de verticales de prélèvement



Les préleveurs peuvent être classés en trois catégories principales :

- Préleveurs instantanés

Les préleveurs instantanés sont constitués d'un récipient largement ouvert qui peut être refermé, de façon quasi instantanée, au moyen d'une commande appropriée.

Le système le plus simple se compose d'un flacon lesté à large ouverture, qui peut être descendu à profondeur voulue. Des appareils plus sophistiqués, formés d'un cylindre horizontal ouvert aux deux extrémités en position d'attente, s'orientent automatiquement dans le sens du courant et se referment sur commande (sonde de Collet - figure 25).

Les prélèvements effectués à l'aide d'un seau depuis la berge d'un cours d'eau, d'une passerelle ou d'un pont entrent dans cette catégorie d'appareils.

- Préleveurs à pompe

Un embout formé d'un tube métallique faiblement coudé, fixé sur un lest ou une perche, permet d'effectuer, à l'aide d'un tuyau flexible et d'une pompe, des prélèvements en divers points de la section de mesures. La pompe utilisée peut être une pompe à main de type Japy (procédé rustique, très utilisé dans les années 60-70 par les chercheurs de l'Orstom, figure 26), une pompe péristaltique ou toute autre pompe facilement mobilisable sur le terrain.

Le pompage introduit toujours une forte perturbation hydraulique au point de prélèvement. Il reste toutefois sans grandes conséquences, lorsque les sédiments sont de faible granulométrie (diamètre inférieur à 0,06 mm).

Un autre procédé, d'emploi plus complexe, consiste à utiliser un récipient dans lequel le vide a été fait au moyen d'une pompe. Les prélèvements se font par aspiration à l'aide d'une vanne qui permet de mettre le récipient en communication avec l'eau. Des systèmes automatiques pilotés par un dispositif d'asservissement à un limnigraphe, donc installés seulement en certains points fixes, obéissent au même principe.

- Préleveurs par intégration

Les appareils fonctionnant par intégration présentent l'avantage de prélever des échantillons durant un intervalle de temps suffisamment long pour atténuer les fluctuations de concentration. Ils peuvent, selon les modèles, fonctionner point par point ou par intégration le long d'une verticale. Dans ce dernier cas, l'échantillon recueilli permet de mesurer la concentration moyenne pondérée par le débit sur toute la verticale. Le plus simple d'entre eux est constitué d'une bouteille à large col fixée à une perche. A travers le bouchon, passe un ajutage d'admission qui doit être dirigé face au courant tandis qu'un deuxième conduit, dirigé vers l'aval, permet à l'air de s'échapper (figure 27). Des systèmes obéissant au même principe peuvent être installés sur des saumons de lestage.

Parmi les appareils plus perfectionnés, on peut citer ceux qui sont constitués d'un lest creux contenant une bouteille de prélèvement amovible. Un ajutage interchangeable vissé dans le nez du saumon et dirigé face au courant débouche dans la bouteille tandis qu'un deuxième tube permet d'évacuer l'air latéralement à travers la paroi du saumon. Dans le cas d'un prélèvement ponctuel une vanne électronique commandée à distance permet l'ouverture et la fermeture de la bouteille (figure 28). Ce dispositif de fermeture n'est pas indispensable dans le cas d'un appareil travaillant par intégration sur une verticale (figure 29). Les services fédéraux américains ont conçu des appareils de ce type, très utilisés du fait de leur robustesse et leur facilité d'emploi. Ils sont adaptés à différents types de cours d'eau, et leur poids varie suivant le modèle de 2 kg à 200 kg. Les modèles les plus lourds, nécessairement montés sur câble, sont utilisés sur les grands fleuves, alors que les plus légers peuvent être montés sur perche pour des mesures effectuées à gué.

La firme OTT propose un échantillonneur à ouverture commandée électriquement par un câble électroporteur. Cet appareil présente la particularité de comporter 6 bouteilles de prélèvement de 2 litres que l'on peut remplir l'une après l'autre. Le poids de l'ensemble est de 80 kg au minimum, mais peut être augmenté à la demande.

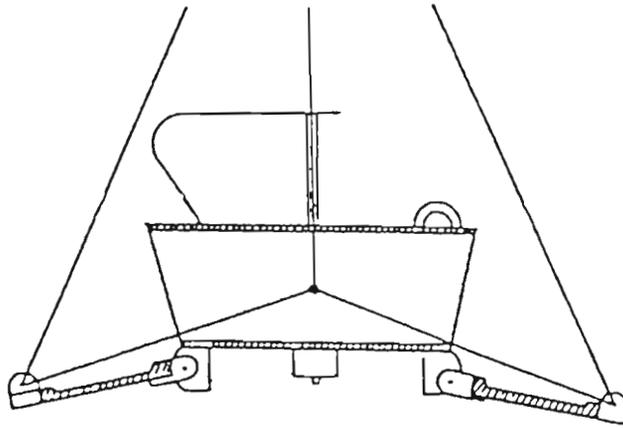


Fig- 25 - SONDE TYPE COLLET

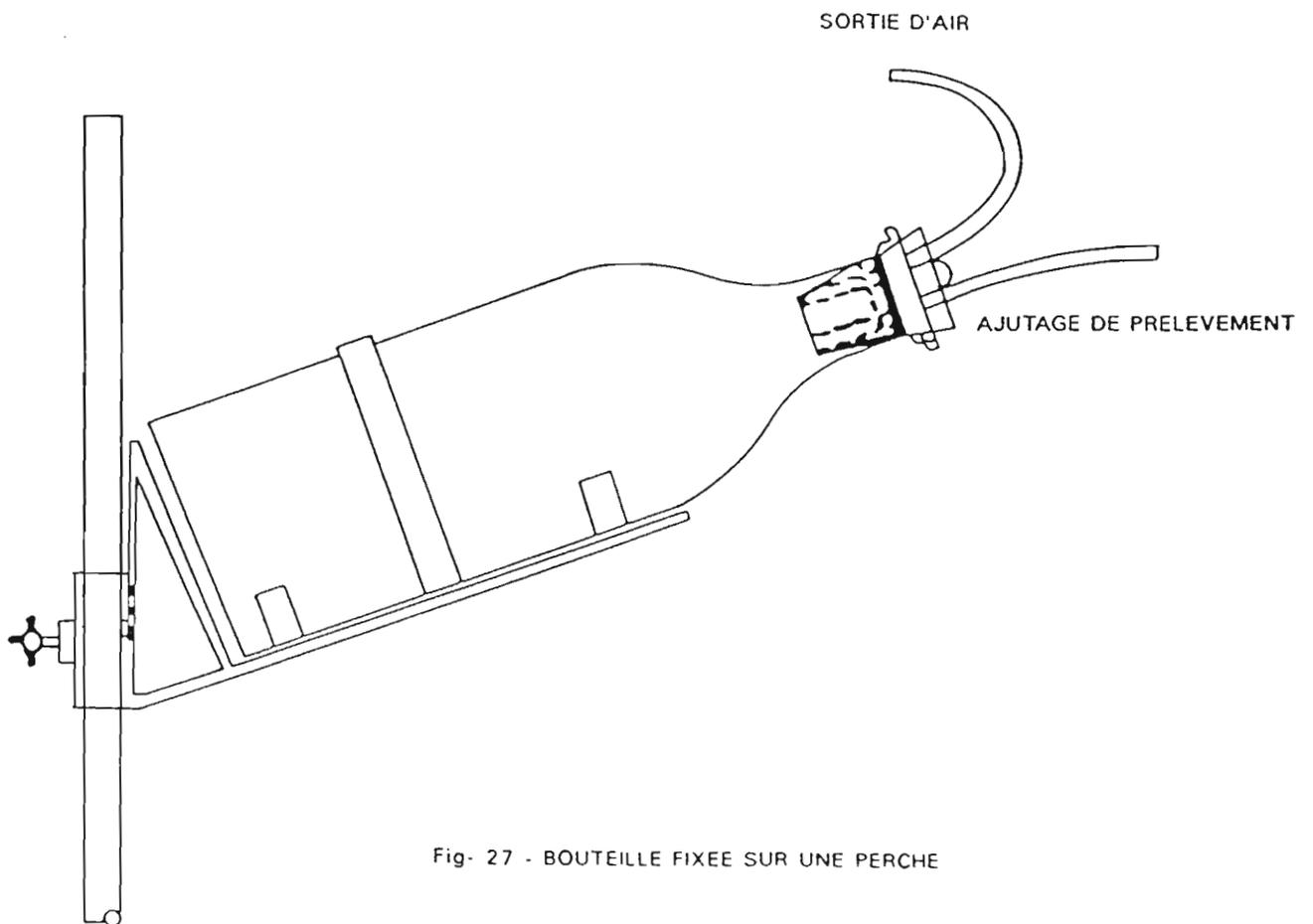


Fig- 27 - BOUTEILLE FIXEE SUR UNE PERCHE

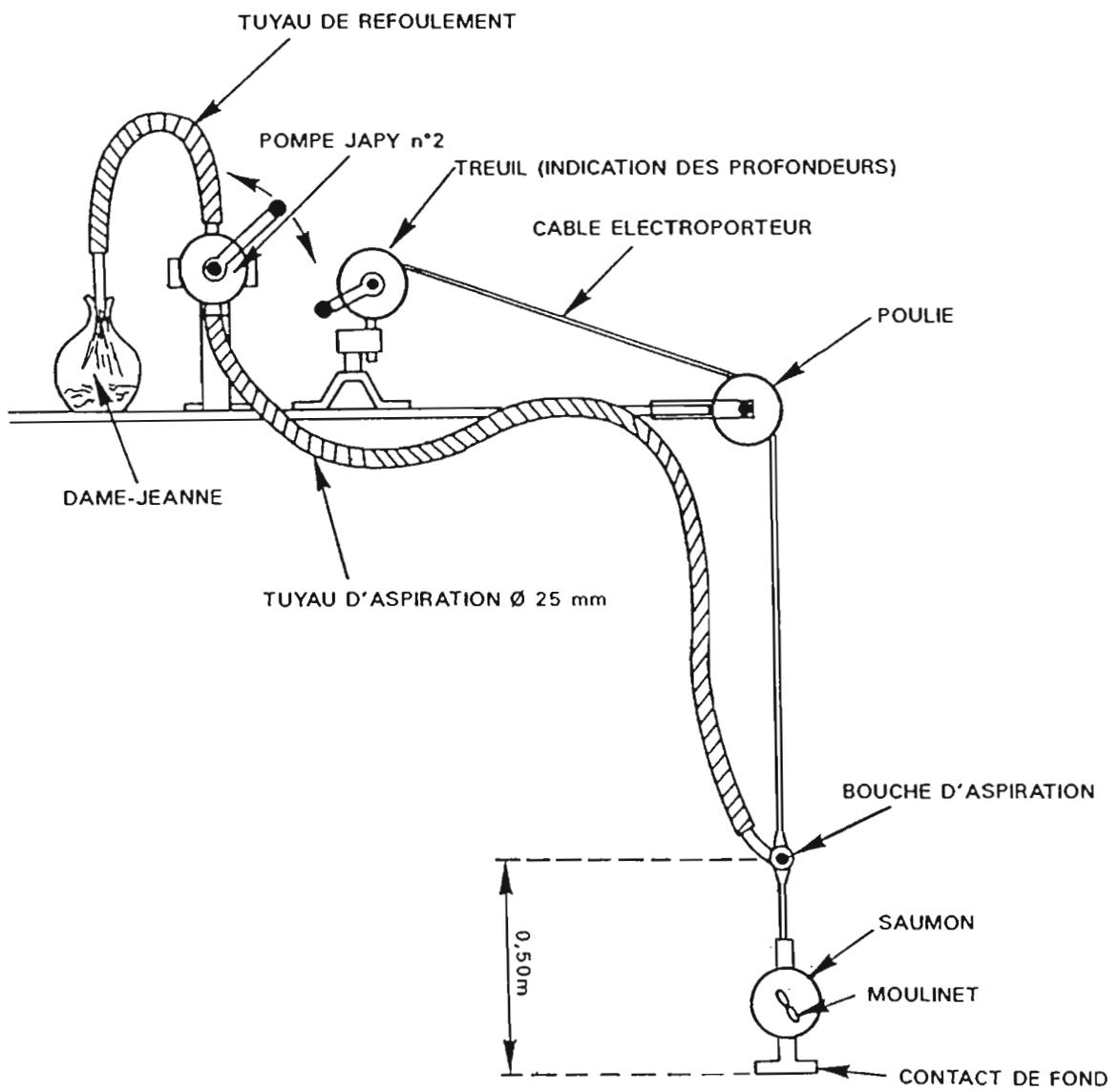


Fig. 26 - PRELEVEMENT D'ECHANTILLONS DE MATIERES EN SUSPENSION
A L'AIDE D'UNE POMPE (D'APRES P.POURRUT)

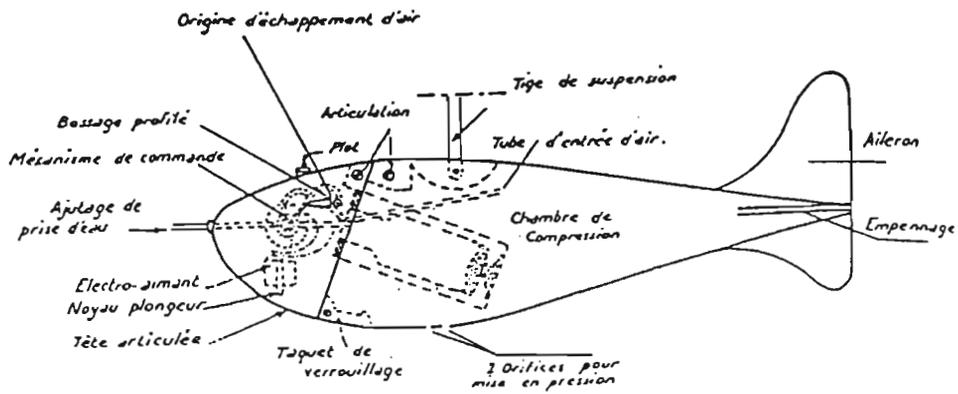


Fig- 28 - Préleveur par intégration par point US-P-46

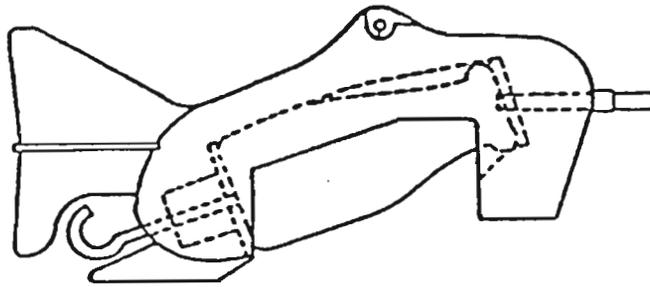


Fig- 29 - Préleveur par intégration par verticale

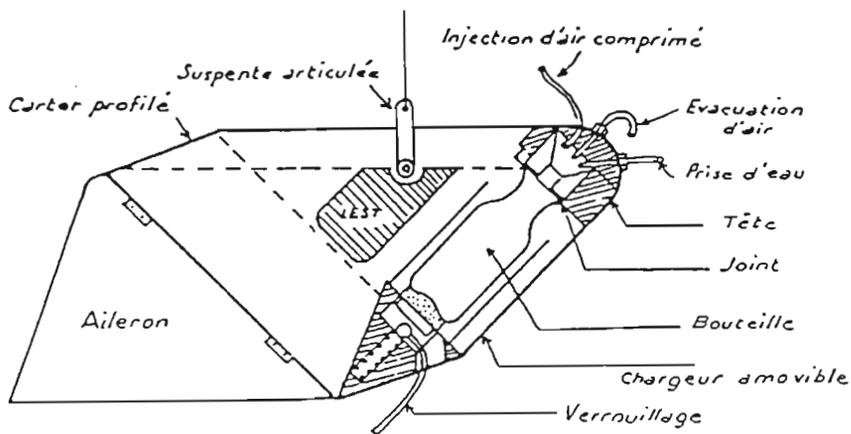
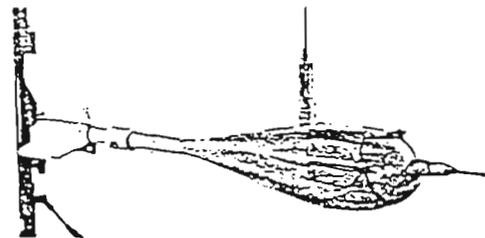


Fig- 30 - Turbisonde Neyrpic



La firme *Neypic* proposait une turbisonde perfectionnée qui, grâce à l'air comprimé fourni par un compresseur, effectuait le prélèvement en maintenant dans l'ajutage une vitesse égale à celle du courant au point de prélèvement (figure 30).

Il faut encore signaler la *bouteille de Delft* dont le fonctionnement est différent des appareils précédents : l'eau circule dans une chambre cloisonnée selon un circuit à section croissante ; elle ressort latéralement après avoir abandonné une partie de sa charge solide dans le préleveur. Il s'agit essentiellement de sables de plus de 100μ (à partir de sables fins). On peut laisser l'appareil tend qu'il n'est pas saturé. Ce qui permet de collecter une masse importante de matériaux. Une analyse granulométrique est nécessaire pour effectuer une correction selon un barème qui, en fonction de la vitesse, indique la part des éléments d'une taille déterminée qui est retenue ; car une partie seulement c'est déposée et ceci d'autant plus que les matériaux sont fins.

Les appareils de prélèvements automatiques à poste fixe, installés sur les fosses à sédiments (paragraphe 6.2.1.2.), peuvent également être utilisés pour les mesures en cours d'eau. L'Orstom a réalisé et utilisé en Guyane un dispositif automatique mis au point par *J.M. Fritsch* (1982). Cet appareil, représenté figure 31, comprend une prise d'eau gravitaire sur un déversoir en mince paroi qui laisse écouler en permanence un débit fonction du débit du déversoir. Une unité de contrôle, dont l'organe principal est un micro processeur, lit la cote indiquée par le limnigraphe (par l'intermédiaire d'un potentiomètre), en déduit le débit liquide Q ainsi que celui de la prise d'eau, puis calcule le temps nécessaire T pour que le volume débité par cette dernière soit proportionnel à Q . L'information Q est mise en mémoire, l'information T est transmise à l'unité de prélèvement. La fréquence des prises est réglable de 10 à 990 s. L'unité de prélèvement se compose d'un col de cygne mobile autour d'un axe animé par un moteur électrique. A la fréquence choisie, le col de cygne vient se placer sous le prise d'eau pendant le temps T et l'eau ainsi prélevée est déversée dans un récipient collecteur. Une alimentation de 12 volts pour l'unité de contrôle et le moteur permet une autonomie de plusieurs semaines. Au bout de n'importe quelle période, l'échantillon recueilli, composé de la somme de tous les prélèvements partiels, représente un échantillon moyen pondéré par le débit.

3. Traitement des échantillons prélevés

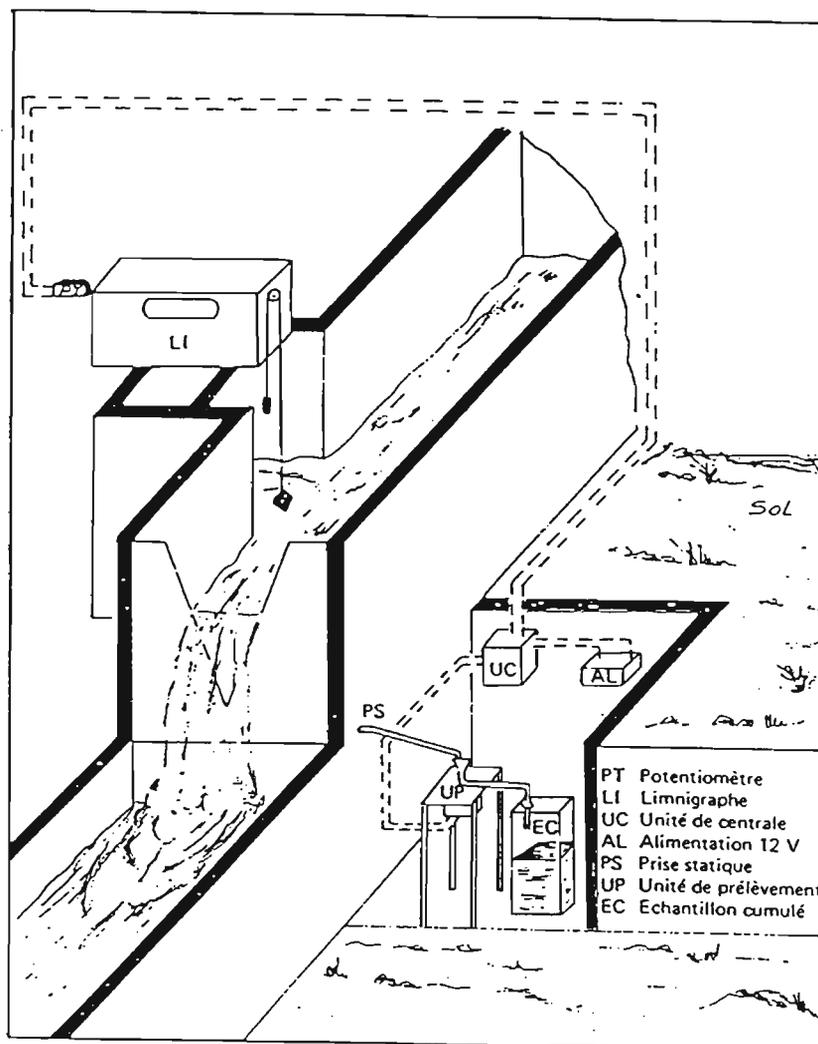
Le traitement des échantillons qui permet d'aboutir au calcul du résidu sec est identique à celui décrit pour l'évaluation du poids de terre érodée en suspension fine sur parcelles (paragraphe 6.2.1.1.). Toutefois, dans le cas d'opérations nécessitant le traitement de nombreux prélèvements (contrôle des vidanges des retenues, par exemple), des méthodes plus rapides ont été utilisées en France. Le Cémagref (Centre National du Machinisme Agricole du Génie Rural des Eaux et Forêts) a mis au point la méthode dite de la "crêpe" qui peut être réalisée sur le terrain en un quart d'heure. Elle consiste en une filtration à partir d'un échantillon de 100 ml, puis pesée du filtrat après séchage sur une plaque chauffante. De son côté, la CNR (Compagnie Nationale du Rhône) a expérimenté un appareil qui est un pycnomètre, semblable à ceux utilisés pour les mesures de densité. Il s'agit d'un récipient en verre à faible dilatation, d'une contenance d'environ 1 litre, à col rodé. Le bouchon se termine par un capillaire, ce qui permet de traiter toujours le même volume. La mesure peut être réalisée en 3 minutes environ, mais il faut que les teneurs soient supérieures à 0,3 g/l. Par ailleurs, il est indispensable de mesurer la température de l'échantillon (dont dépend la masse spécifique de l'eau et la dilatation du verre, ce qui nécessite un étalonnage de l'appareil) et la détermination de la masse volumique des sédiments.

Lors des différentes manipulations (jaugeages, prélèvements, laboratoire), il est indispensable de procéder à une identification soigneuse et claire des échantillons. Flacons, jerricans, bouteilles, bechers ou filtres seront datés et numérotés de façon à éviter tous risques de confusion.

La mesure du poids des matières solides transportées en suspension peut être complétée par une analyse granulométrique identique à celle pratiquée en pédologie (figure 32):

- Les teneurs en sable ($d > 50 \mu$) sont déterminées par tamisage des différents diamètres : sables grossiers, moyens et fins.
- Les teneurs en limons et argiles sont évaluées par des méthodes basées sur la loi de Stokes (paragraphe 4.1.).

Fig- 31 - Système de prélèvement automatique mis en place par l'ORSTOM sur le site d'ECEREX en Guyane



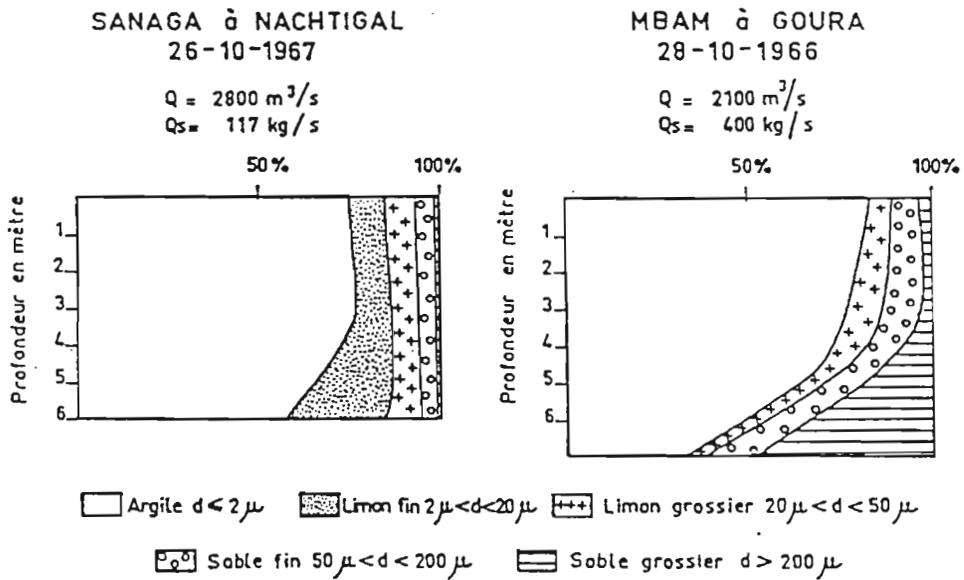


Fig- 32 - Distributions granulométriques des matériaux transportés en suspension dans les cours d'eau tropicaux

Il est possible d'analyser de cette manière les variations de la répartition granulométrique en fonction de la profondeur. Lorsque les quantités de dépôts solides sont insuffisantes, l'analyse peut être faite à partir d'un mélange de plusieurs échantillons prélevés à la même profondeur.

4. Mesures in situ

Les mesures faites in situ ne nécessitent pas de prise d'échantillons. Les appareils les plus connus utilisent les propriétés des rayonnements électromagnétiques. Les autres procédés, encore au stade des études de laboratoire, ne sont pas très bien adaptés aux mesures de terrain.

- Appareils utilisant les propriétés des rayonnements

Trois techniques différentes sont employées : absorption ou diffusion d'un rayonnement, radio-activité naturelle des matières en suspension.

Les dispositifs les plus simples et les moins coûteux mesurent l'absorption de la lumière (*rayonnements visibles*) par les matières en suspension. Malheureusement, il n'existe pas de relation entre concentration et absorption, cette dernière dépendant de la granulométrie des matériaux. *Richardson* a cependant montré en laboratoire que, pour des suspensions de grains, l'absorption de la lumière est approximativement proportionnelle à :

- $\Sigma n.d$, pour des particules de moins de 10μ ,
- $\Sigma n.d^2$, pour des particules supérieures à 10μ .

où n est le nombre de particules de diamètre d en suspension dans l'unité de volume.

On ne peut donc espérer obtenir une relation universellement valable, d'autant que d'autres facteurs peuvent contribuer à l'absorption de la lumière : forme des particules, couleur de l'eau, salinité, etc... Ce procédé optique permet, tout de même, de suivre en continu une station où sont effectués périodiquement des prélèvements à partir desquels un étalonnage spécifique peut être établi, à condition toutefois que les concentrations restent inférieures à 10 g/l .

Les appareils utilisant les *rayons γ* permettent de mesurer des concentrations plus élevées et de s'affranchir des problèmes liés à la composition granulométrique des matières solides transportées.

Sonde à absorption. Une source de rayonnement γ émet, à travers l'eau chargée de matières en suspension, en direction d'un détecteur. L'absorption de ce rayonnement est une fonction exponentielle de la masse de matière interposée entre la source et le détecteur. Les sondes sont caractérisées par leur volume d'influence qui est le volume englobant tous les rayons émis par la source et qui peuvent être reçus par le détecteur (figure 33). La précision des mesures est d'autant plus grande que l'énergie des radiations est faible. On utilise donc l'énergie la plus petite possible pour qu'une quantité suffisante de radiations soit captée par le détecteur. Pour les jauges suspendues, on utilise des sources à l'*Américium 241* ou *Cadmium 109* de relativement faible énergie la distance source-détecteur n'étant que d'une trentaine de centimètres. Le Césium 137, qui émet un rayonnement un peu plus énergétique, est utilisé dans les installations fixes avec des distances source-détecteur plus grandes (pouvant atteindre 90 cm).

Sonde à rétrodiffusion. Dans ce cas le rayonnement de la source est arrêté par un bloc de métal très absorbant tel que le plomb ou le tungstène. Le détecteur, placé derrière, ne reçoit alors que le rayonnement latéral diffusé par le milieu ambiant (eau + suspension). Ainsi, la mesure est fonction de la densité de ce milieu et donc de la densité en matière en suspension.

Sonde à radioactivité naturelle. En général chaque particule en suspension émet 20 à 50 fois plus de photons que le même volume d'eau et de soluté. Il en résulte que le signal reçu par une sonde de détection placée dans un milieu chargé de matières en suspension est fonction de la concentration en matériaux. Ce procédé est particulièrement efficace dans les eaux fortement chargées.

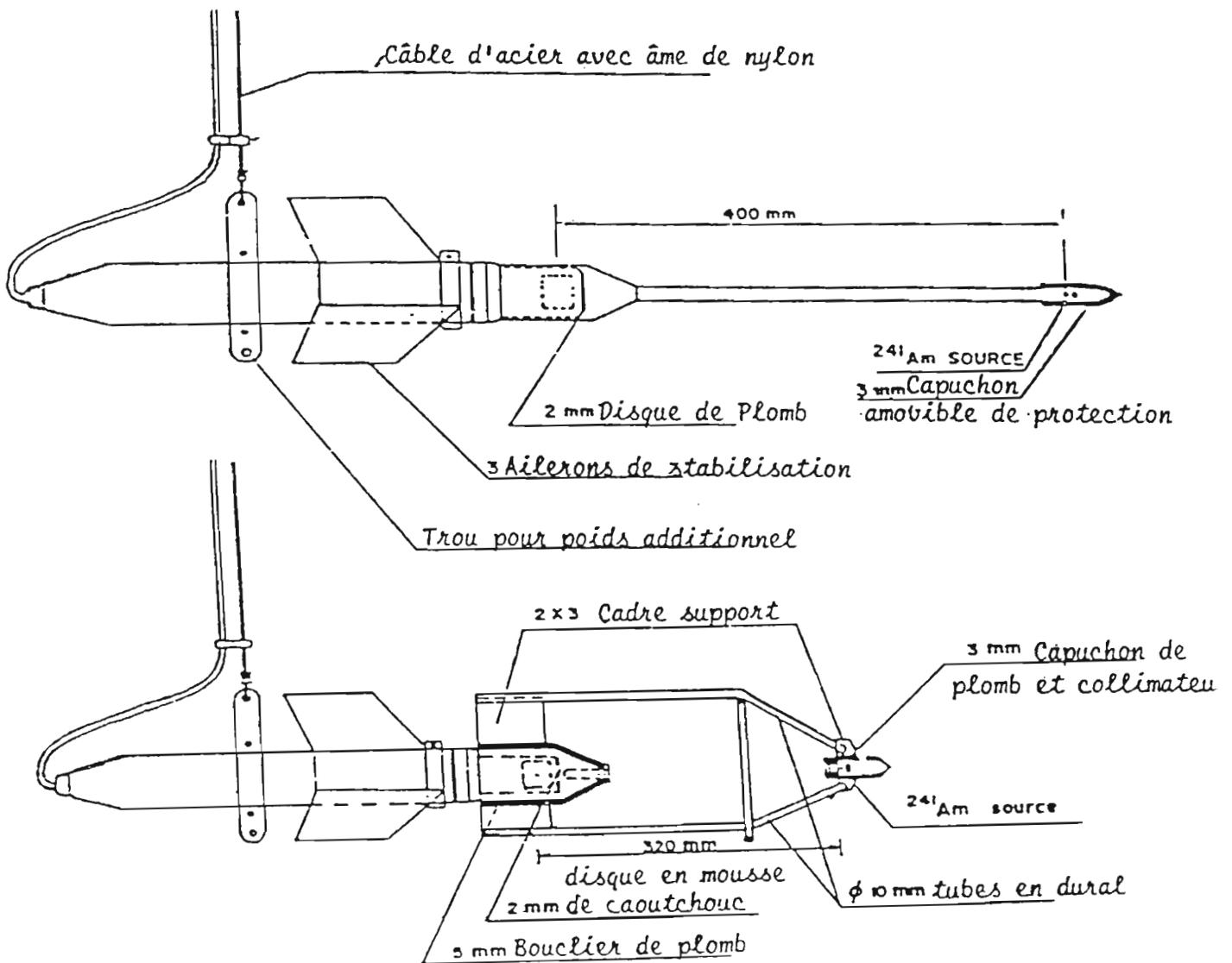
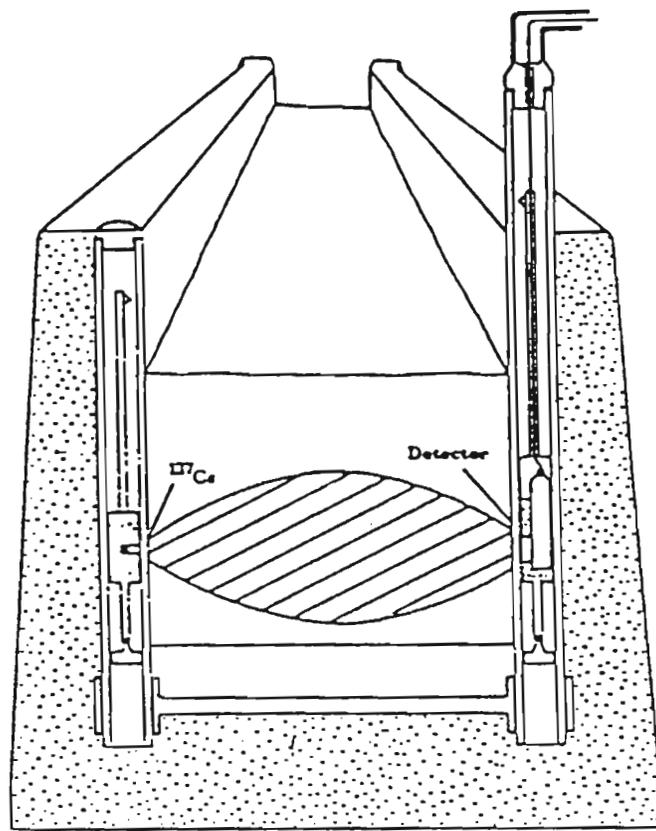


Fig- 33 - Sondes à rayonnements

Les différentes sondes nucléaires permettent donc de mesurer des concentrations qui vont de 1 g/l à 500 g/l. Toutefois, les appareils doivent être étalonnés, car les résultats dépendent dans une certaine mesure de la nature chimique des matières transportées, des sels dissous et de la radioactivité naturelle.

- *Autres procédés*

La plupart de ces procédés sont surtout utilisés en laboratoire et ne sont guère employés sur le terrain. On peut simplement citer un *densimètre*, utilisé par la Compagnie Nationale du Rhône et Electricité de France, qui mesure la fréquence de résonance d'un oscillateur mécanique dans lequel circule le fluide étudié. Cet oscillateur est composé d'un tube en U en verre ou en acier inoxydable maintenu rigidement à ses extrémités et qui, soumis à une excitation par un champ électromagnétique, vibre à sa fréquence propre selon la formule :

$$T = 2 \cdot (M / C)^{1/2}$$

ou

$$T = 2 \cdot [(M_0 + V_0 \cdot \rho) / C]^{1/2}$$

avec M masse totale en résonance
M₀ masse propre de l'oscillateur
V₀ volume du tube et donc du fluide entrant en résonance
C constance d'élasticité de l'oscillateur
ρ masse volumique du fluide entrant dans le tube

La période des oscillations est donc fonction de la masse volumique de l'échantillon et par conséquent de la concentration des matières en suspension. Après étalonnage, la mesure de T permet la détermination directe de la teneur de matières en suspension. Pour des concentrations supérieures à 15 g/l, l'appareil risque de se colmater. Cette appareil a été utilisé pour suivre les opérations de dévasement du barrage de Génissiat sur le Rhône.

L'Orstom travaille actuellement à la mise au point d'un *densimètre* fonctionnant par mesure différentielle de la pression mesurée simultanément en deux points situés sur une même verticale d'un fluide chargé en matériaux solides.

Il faut enfin mentionner les développements récents de l'utilisation de la *télé-détection*. La photographie aérienne en infrarouge, à partir d'un avion, fournit des images en fausses couleurs où l'eau apparaît dans des tons bleus variant du bleu sombre profond, pour une eau non chargée en matériaux, à des bleus très clairs, pour une charge élevée. Cette propriété peut être utilisée pour surveiller les phénomènes de transport en suspension dans un cours d'eau, en repérant notamment les endroits où se localisent les principaux apports ou les dépôts. Pour l'instant, cette méthode reste essentiellement qualitative.

5. Précision des mesures de concentration et de transport solide

Relativement peu d'études ont été faites sur la précision des mesures de charges solides. Parmi les sources d'erreur, on distingue celles dues aux imperfections d'échantillonnage ou de mesure, celles dues au plus ou moins grand nombre de points de contrôle dans une section eu égard à l'homogénéité du transport, et enfin celles dues à la répartition dans le temps des opérations de mesure.

- *Imperfection des préleveurs*

La principale imperfection des préleveurs est liée à l'écart qui existe entre la vitesse d'entrée de l'eau dans l'ajutage de prélèvement et celle du courant au point d'échantillonnage. Pour des particules suffisamment fines (de l'ordre du sable très fin), l'erreur reste très tolérable. Pour des matériaux plus grossiers, l'erreur possible croît rapidement avec leur diamètre et avec l'écart des vitesses.

Une étude faite sur les préleveurs par intégration américains a donné, en fonction du rapport entre la vitesse d'entrée et la vitesse du courant, les résultats suivants :

Rapport	0,5	0,8	1,0	1,2	1,5
Ecart (%)	29	5	0	5	11

Pour éviter les fortes erreurs, il faut donc que la vitesse d'entrée soit maintenue entre 0,8 et 1,2 fois la vitesse du courant mesurée au moulinet. La vitesse d'entrée est appréciée à partir de la vitesse de remplissage du récipient de prélèvement.

Guy et Norman (1976) indiquent également les erreurs d'échantillonnage en fonction du diamètre des particules et du rapport de la vitesse d'entrée à la vitesse du courant. On peut constater sur la figure 34 que pour des diamètres supérieurs à 0,06 mm les erreurs ne sont plus négligeables et peuvent même devenir importantes.

- *Erreur des mesures in situ*

Nous avons déjà souligné la nécessité d'étalonner sur le terrain les appareils de mesure in situ de la concentration. Avec un étalonnage soigné, on peut espérer parvenir à une précision satisfaisante. Il est important de rester dans la gamme de concentrations pour laquelle ces appareils ont été conçus.

- *Erreurs liées à la densité et à la répartition des points de mesure dans la section*

Les mesures de débits solides sont souvent longues et coûteuses et on ne peut pas, en général, multiplier énormément le nombre de points de mesure dans la section. Nous avons pu constater, dans les grands fleuves intertropicaux (figure 35), que sur une verticale la concentration augmente linéairement dans le sens surface-fond si l'écoulement est propice à un bon brassage. Par contre, si l'écoulement est quasi laminaire, on observe une croissance exponentielle qui se rapproche de la répartition théorique de *Schmidt-Rouse*.

Si l'écoulement est turbulent, on devra multiplier le nombre de verticales et se contenter de peu de prélèvements sur chacune d'entre elles (mais dans ce cas, les extrapolations en fonction de la profondeur sont relativement aisées). Au contraire, si l'écoulement est calme sur une grande longueur en amont de la section, on prendra suffisamment de points sur une même verticale pour préciser la répartition des concentrations. Les verticales pourront par contre être plus espacées. Une expérience faite sur le *Mbam* à *Goura* (42 300 km²) au *Cameroun* a montré qu'en passant de 40 prélèvements, effectués sur 11 verticales, à 20 prélèvements répartis sur 6 verticales, l'erreur sur le débit solide n'était que de 5 %.

Par ailleurs, il convient de ne pas donner une importance trop grande aux concentrations correspondant à des prélèvements faits trop près du voisinage du fond et des berges. Ce sont des domaines où les variations de concentration sont très rapides, souvent localisées, et parfois même accidentelles (augmentation lors des prélèvements, par exemple).

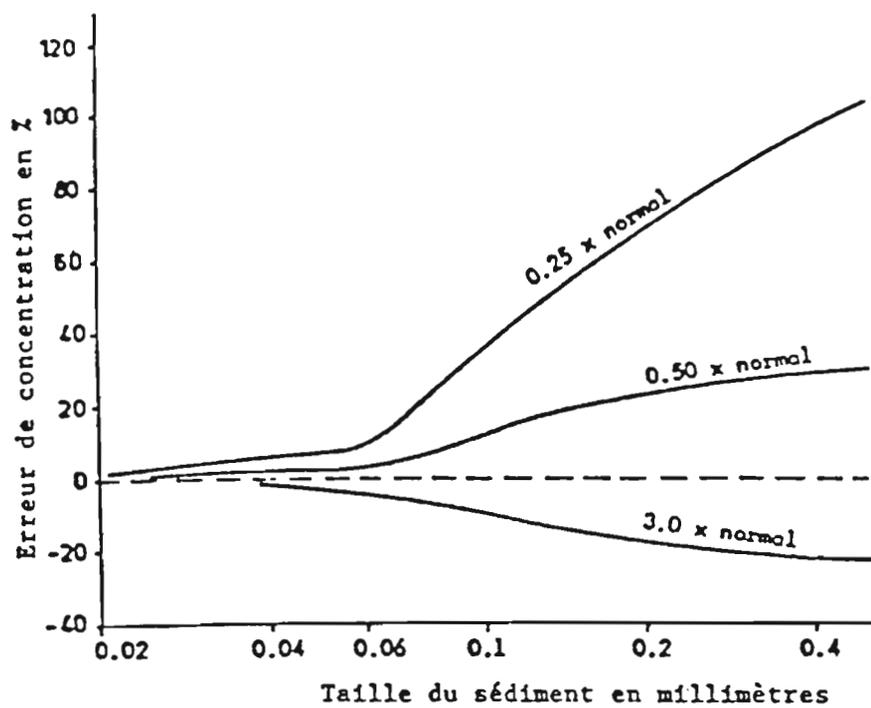
- *Erreurs liées à la répartition des mesures dans le temps*

La charge dans les cours d'eau, correspondant aux particules de tailles inférieures à 0,06 mm, provient essentiellement de l'érosion de leur bassin versant. Elle n'est donc pas en rapport direct avec l'écoulement du moment. En particulier, il est très rare que les maxima de débit liquide et de concentration coïncident dans le temps (figure 36). Par contre, on peut affirmer, sans grand risque d'erreur, que 80 % à 90 % des transports solides se font en périodes de crues. Les exceptions sont très rares. Pour pouvoir suivre les variations temporelles des phénomènes de transports solides, il faudra mieux parfois se contenter de mesures plus sommaires, mais plus fréquentes.

6. Méthodes de calcul

Considérant la section *S* d'un cours d'eau de largeur *L*, chaque verticale *V* peut être définie par son abscisse *l* comptée sur *L*, et sa profondeur totale *P*.

Fig- 34 - Variation de l'erreur d'échantillonnage avec la vitesse relative de prélèvement



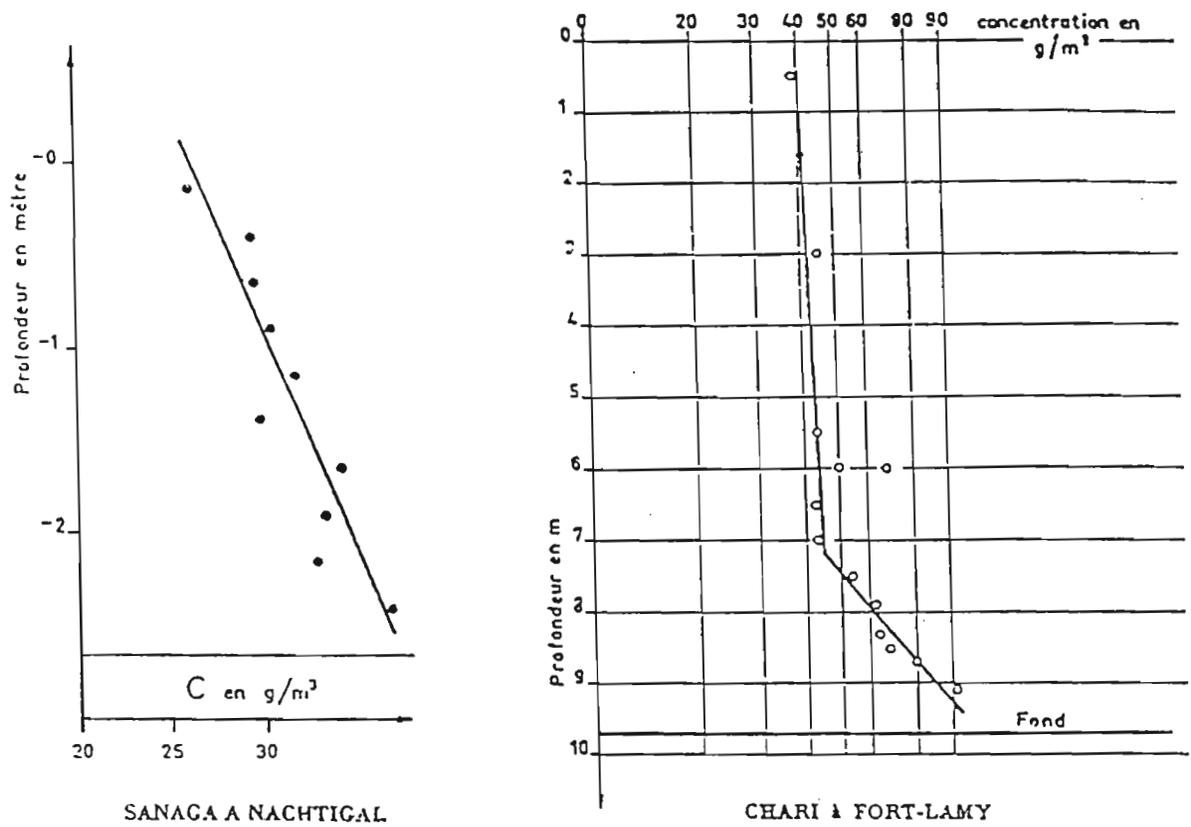


Fig- 35 - Variation de la concentration en matériaux en suspension avec la profondeur

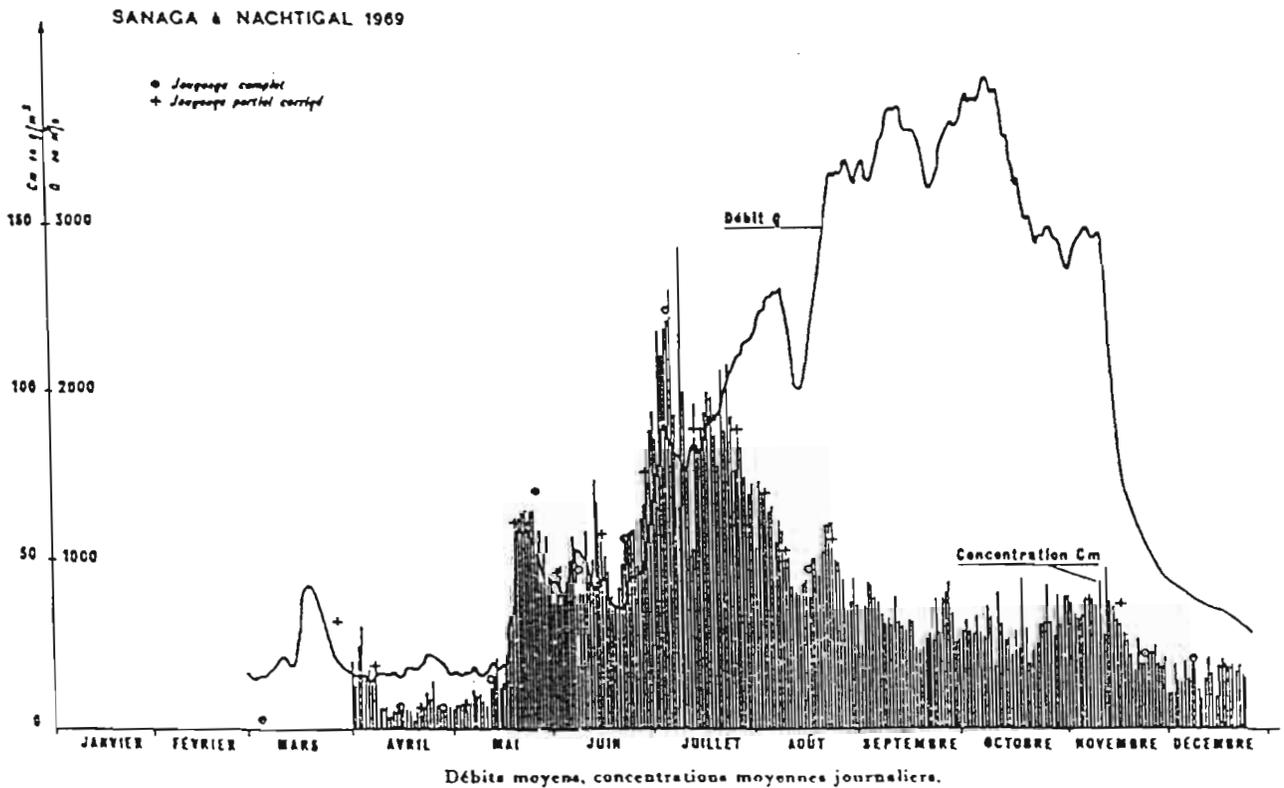


Fig- 36 - Variation de la concentration en matériaux en suspension en fonction du débit liquide

Si en un point d'une verticale, situé à la profondeur p , sont mesurées à la fois la vitesse du courant v et la concentration c de matériaux en suspension, le débit liquide sur un élément de surface dS de la section S à proximité du point est donné par la relation :

$$ql = v \cdot dS$$

et le débit solide sur la même surface élémentaire s'écrit :

$$qs = c \cdot ql = c \cdot v \cdot dS$$

Le débit solide total sur l'ensemble de la section S s'obtient par intégration :

$$QS = \iint_S qs = \iint_S c \cdot v \cdot dS = \int \int_S c \cdot v \cdot dl dp$$

et le débit liquide total est donné par l'expression :

$$QL = \iint_S v \cdot dS$$

La concentration moyenne dans la section est définie par le rapport :

$$Cm = QS / QL$$

L'évaluation du débit solide d'un cours d'eau, à un instant donné, nécessite donc de mesurer simultanément, en divers points de la section de référence, la concentration en matières solides et la vitesse du courant.

Les mesures de vitesse se font au moulinet, alors que les mesures de concentration s'effectuent à l'aide d'un des dispositifs décrits antérieurement [2].

Pour des cours d'eau dont la largeur dépasse quelques mètres, de telles mesures, parfois qualifiées de jaugeages complets, sont relativement longues, alors que les crues observées se caractérisent, dans certains cas, par des temps de montée et de base très courts. Pour appréhender ces événements durant lesquels se fait une part importante du transport solide, il est nécessaire de recourir à des procédés de mesures simplifiés. Les résultats ainsi obtenus peuvent faire l'objet a posteriori de corrections établies à partir de mesures complètes effectuées périodiquement. Sur les grands cours d'eau, les variations dans le temps des débits sont beaucoup plus lentes, mais le nombre de points de mesures pour couvrir l'ensemble de la section peut être très important. On devra donc avoir recourt également à des mesures simplifiées.

- Jaugeages complets

Les jaugeages complets doivent permettre l'estimation la plus exacte possible du débit solide et servent, par là même, de référence.

Les opérations de prélèvements sont très souvent plus longues et plus laborieuses que les mesures de vitesse du courant. De plus, les difficultés de stockage, de transport et de traitement des échantillons contraignent à réduire au minimum le nombre de prises qui sera, ainsi, souvent inférieur au nombre de points de mesure de vitesse. Afin de valoriser l'information hydrométrique lors du calcul du débit solide total, des estimations de la concentration seront effectuées par interpolation, soit sur les verticales où ont été faits les prélèvements, soit même sur des verticales où seules des mesures de vitesse ont été effectuées (figures 37 et 38). Il est tout de même souhaitable que les verticales échantillonnées coïncident avec des verticales de mesure des vitesses. Le choix de ces verticales est fait de préférence en fonction de la connaissance que l'on peut avoir du cours d'eau. Les prises d'échantillons à proximité des berges sont à éviter, car des phénomènes locaux d'érosion, parfois provoqués par les opérations de prélèvement, peuvent y être observés. Le nombre d'échantillons par verticales est fonction de la profondeur, mais se situe généralement, comme nous l'avons précisé [1], entre 3 et 5 points répartis harmonieusement en évitant de trop se rapprocher du fond où la proportion de matières solides transportées par saltation ou charriage peut augmenter sensiblement. Sans cette précaution, l'interpolation entre les deux mesures les plus profondes d'une verticale peut amener à surestimer, notablement, l'influence des concentrations des tranches inférieures.

TRANSPORTS SOLIDES

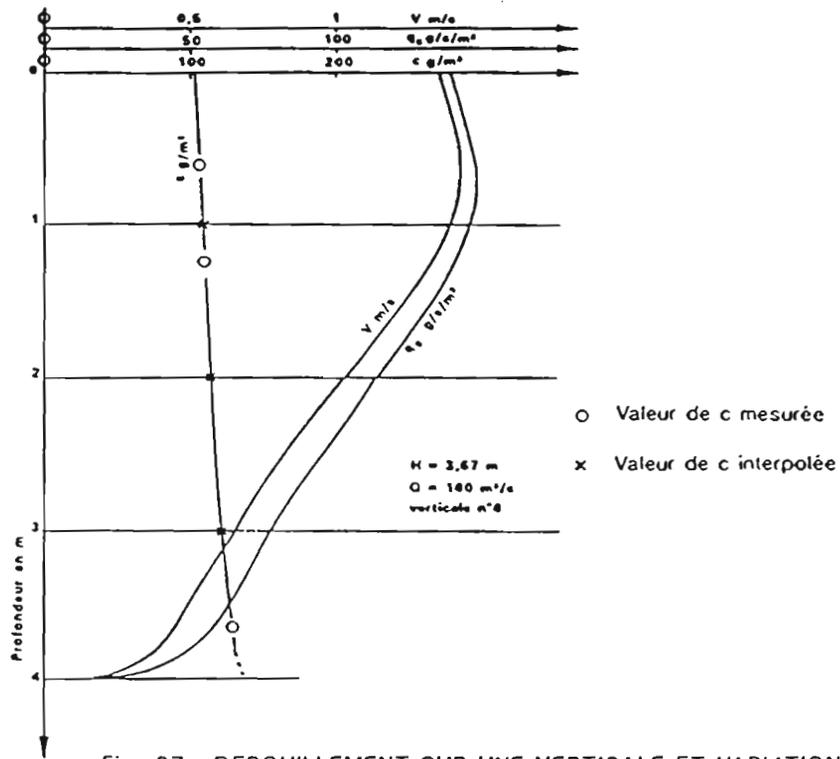


Fig- 37 - DEPOUILLEMENT SUR UNE VERTICALE ET VARIATION DU DEBIT SOLIDE PAR UNITE DE LARGEUR

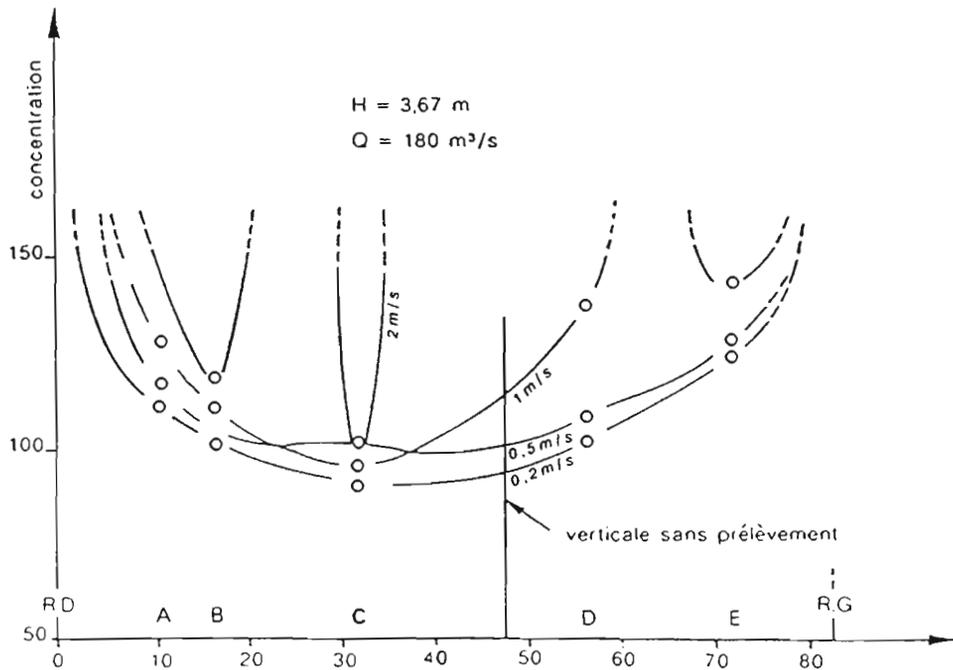


Fig- 38 - VARIATION DES CONCENTRATIONS SOLIDES DANS UNE SECTION DE MESURE

Le calcul du débit solide peut se faire, comme pour un jaugeage classique, par la méthode des paraboles, la courbe de variation de la vitesse du courant en fonction de la profondeur, établie pour chaque verticale, étant remplacée par la courbe de variation du produit : $c \text{ (g/m}^3\text{)} \cdot v \text{ (m/s)}$.

Cette courbe représente la variation du débit solide par unité de surface q_s / u_s (en g/s/m^2) (figure 37). Son intégration par planimétrie permet d'obtenir le débit par unité de largeur q_s / u_l . En répétant le même processus pour chaque verticale, il est possible de tracer la courbe de variation des q_s / u_l , sur toute la largeur de la section de mesure. La surface limitée par cette courbe et par l'axe des abscisses, où sont repérées les verticales, représente le débit solide total en suspension dans la section de mesure (figure 39).

La méthode des isotaches peut également être utilisée en traçant dans la section de mesure les courbes d'égal débit par unité de surface (q_s / u_s). Le planimétrie, par valeurs croissantes de q_s / u_s , des surfaces cumulées limitées par ces courbes permet de porter, sur un nouveau graphique, en abscisses les superficies ainsi calculées, et en ordonnées les valeurs correspondantes des q_s / u_s . L'aire limitée par la courbe obtenue et les axes de coordonnées représente le débit solide total Q_S (figure 40).

Remarque :

Lorsque les variations de débit sont très rapides, les mesures de vitesse et les opérations d'échantillonnage ne peuvent être menées de front. Divers prélèvements seront alors effectués sur l'ensemble de la section, et la concentration moyenne C_m sera prise égale à la moyenne arithmétique C_a des concentrations des différents échantillons. Le débit liquide Q_L sera estimé à l'aide de la courbe de tarage de la section et le débit solide Q_S donné par la relation :

$$Q_S = C_a \cdot Q_L$$

- Mesures simplifiées

Si la turbulence est jugée suffisante pour que les concentrations soient homogènes dans la section de mesure, un seul point de prélèvement permettra de suivre les variations dans le temps du transport en suspension. C'est la méthode utilisée pour évaluer les poids de matières fines, non piégées dans les fosses à sédiments. Malgré son imprécision, elle est largement employée du fait de sa simplicité, d'autant plus qu'elle peut être facilement automatisée.

Lorsque les conditions d'écoulement n'assurent pas une homogénéisation suffisante des matières solides, le prélèvement d'un seul échantillon ne permet pas de calculer directement les quantités transportées. Il est alors nécessaire d'établir la relation liant la concentration de cet échantillon témoin C à la concentration moyenne C_m . Pour cela, un certain nombre de jaugeages complets est nécessaire (figure 41), et la précision des résultats est étroitement liée à la fréquence des mesures.

Faute de temps (durant les crues rapides, par exemple), les jaugeages complets sont parfois remplacés par des prélèvements de surface effectués sur toute la largeur de la section de mesure. La concentration superficielle moyenne C_S est calculée par intégration de la courbe de variation de la concentration le long de la section ou, plus simplement, à partir de la moyenne arithmétique des différents prélèvements. La corrélation entre C_m et C_S est, dans de nombreux cas, meilleure que celle liant C_m et C (figure 42).

6.4.1.2. Transports de fond

Le transport de fond comprend tous les matériaux qui se déplacent par roulement ou glissement sur le fond et par saltation.

1. Matériel de mesure

Hors des parcelles et des petits bassins versants dont les exutoires peuvent être équipés de pièges ou de fosses à sédiments, la mesure du transport de fond reste très imprécise et souvent laborieuse.

Les dispositifs communément utilisés sont peu efficaces, leur plus grave défaut étant de perturber de manière non négligeable le processus de transport des matériaux.

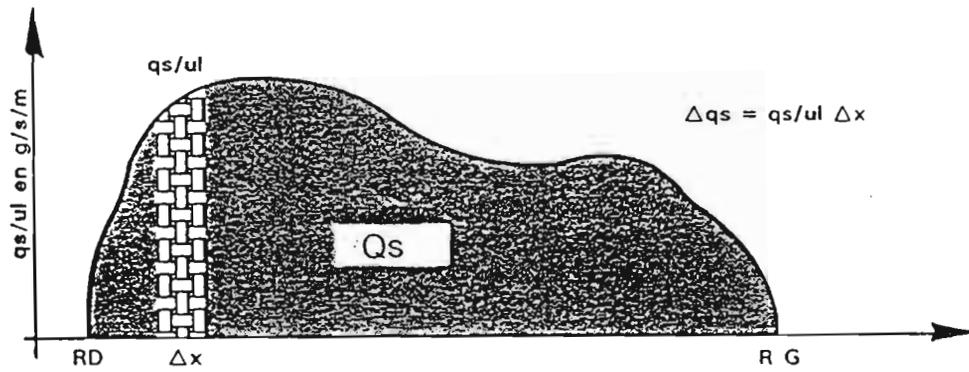


Fig- 39 - VARIATION DU DEBIT PAR UNITE DE LARGEUR LE LONG DE LA SECTION

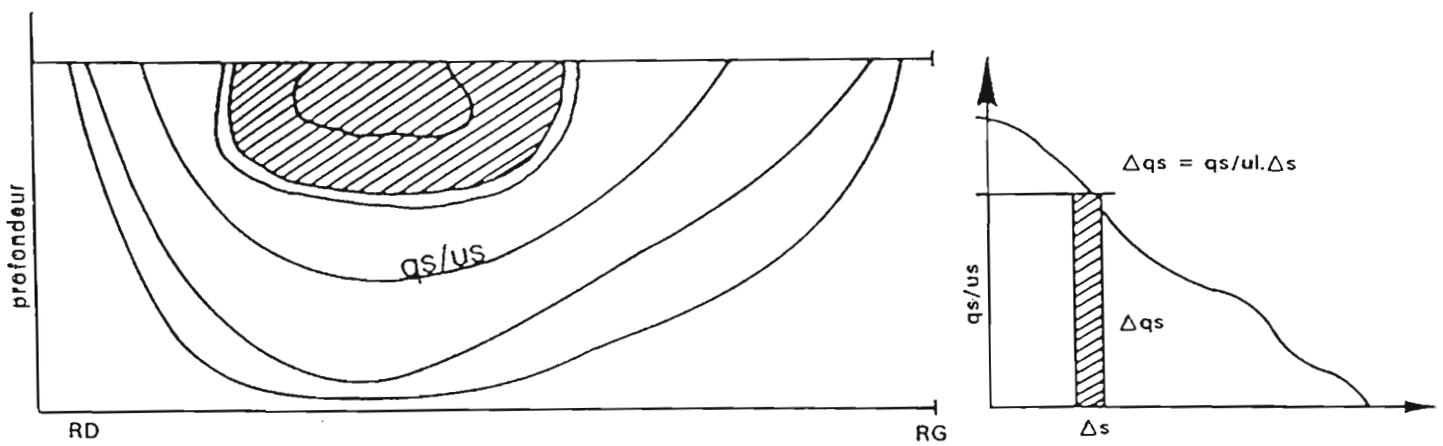


Fig- 40 - COURBES D'EGAL DEBIT SOLIDE PAR UNITE DE SURFACE, CALCUL DU DEBIT SOLIDE TOTAL

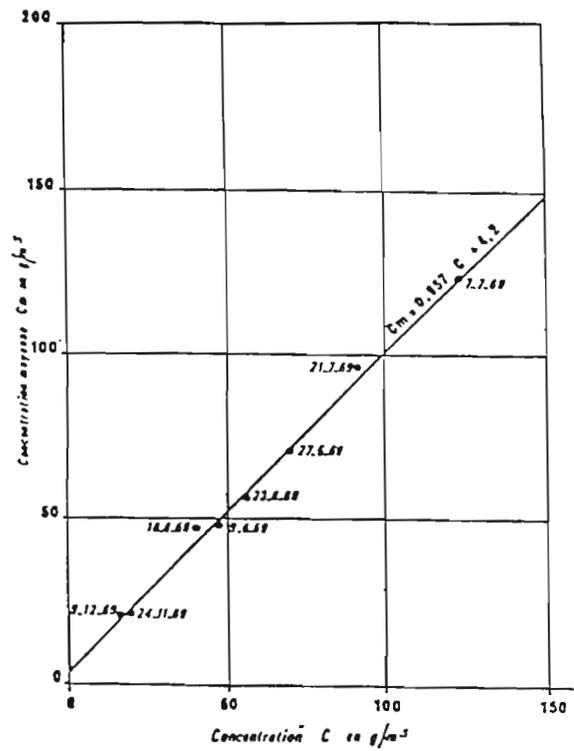


Fig- 41 - Corrélation entre la concentration d'un échantillon témoin et la concentration moyenne

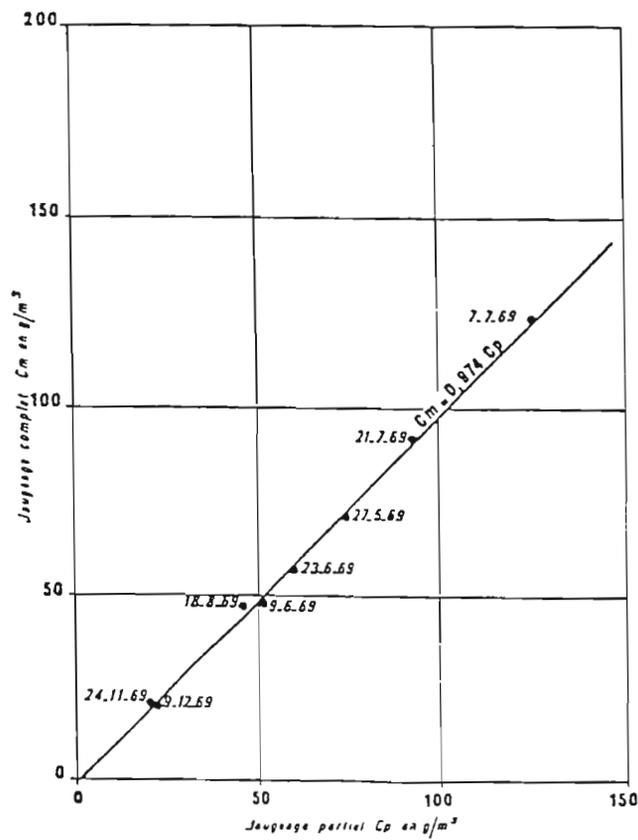


Fig- 42 - Corrélation entre la concentration d'un jaugeage partiel et la concentration moyenne

Fort heureusement, ce processus est relativement peu actif dans de nombreuses régions du monde (en Afrique de l'Ouest, par exemple), tant sur les bassins versants de taille grande et moyenne, que sur les bassins de quelques km² seulement. Les équipements de mesures actuellement disponibles seront donc décrits très sommairement :

- Les *nasses* sont constituées d'une poche de grillage montée sur un cadre métallique qui laisse passer les matières en suspension, mais retient les matériaux grossiers. La taille inférieure des matériaux retenus correspond à la dimension des mailles du grillage, la taille supérieure à celle de l'ouverture du dispositif (figure 43). L'échantillonneur dit *Amhem*, conçu en Hollande, comme l'échantillonneur *Helley-Smith*, mis au point par le US Geological Survey, sont capables de retenir les sables.
- Les *pièges* sont des récipients très aplatis de section longitudinale triangulaire dont le bord correspondant au sommet du triangle est dirigé vers l'amont (figure 44). A l'opposé, dans la partie supérieure aval du récipient, une série de petites cloisons inclinées vers l'aval constitue le piège où viennent se déposer les matériaux (essentiellement les sables).
- Les *appareils à dépression* sont construits de façon à ce que les pertes de charge soient compensées par une dépression à l'arrière du dispositif, la vitesse d'entrée de l'eau étant alors à peu près égale à celle du cours d'eau au point de mesure. Une cloison perforée provoque un ralentissement de l'écoulement qui permet aux sédiments de se déposer dans la partie inférieure, l'eau sortant par la partie supérieure (figure 45).
- Les *hydrophones*, dont le principe est basé sur l'enregistrement du bruit que font les matériaux en se déplaçant sur le fond, restent encore au stade expérimental.
- Les *sondeurs à ultrasons* permettent de suivre le déplacement des dunes dans les fonds sableux à faibles pentes. Dans certaines conditions favorables, on peut déduire de ce déplacement le transport solide de fond (voir ci-après [2]).

Tous ces appareils demandent à être testés en laboratoire afin d'évaluer leur efficacité. Le rapport du débit solide mesuré au débit solide réel est déterminé dans un canal d'expérimentation ; on l'appelle *coefficient d'efficacité* de l'appareil. Même dans ces conditions, ce rapport est délicat à déterminer, car il varie notamment avec la composition granulométrique des matériaux et avec le degré de remplissage du préleveur.

D'après Emmett (1980), les différents types d'appareils ont les *coefficients d'efficacité* suivants :

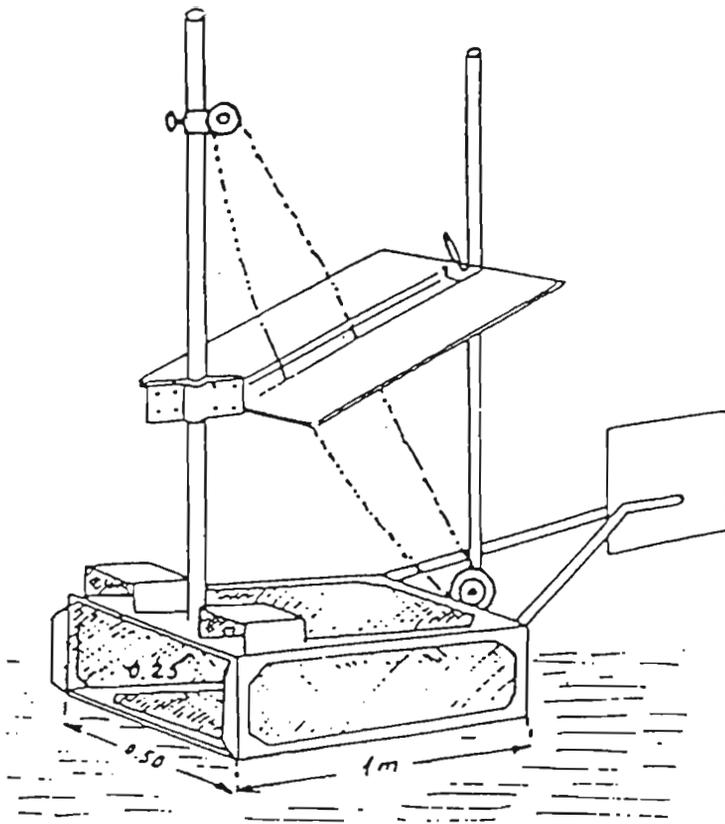
- nasse de type *Helley-Smith*, presque 100 % ;
- pièges, environ 45 % ;
- appareils à dépression, environ 70 %.

Ces résultats correspondent toutefois à des conditions très précises d'utilisation.

2. Méthodes de mesures et de calculs

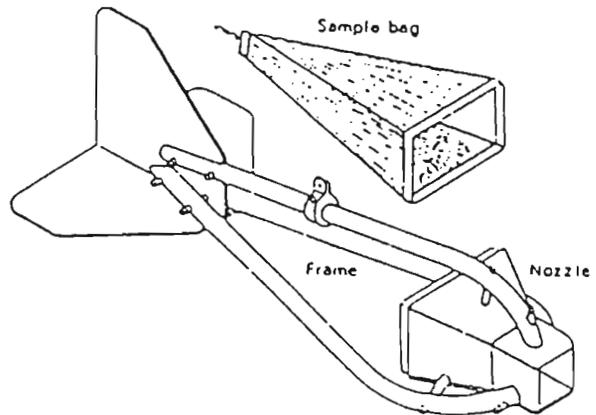
Les mesures doivent être effectuées, en différents points de la section transversale, en tenant compte du fait que les zones actives sont très différentes en périodes de crues et à l'étiage. Comme il a été démontré (paragraphe 4.2.), le transport de fond n'est généralement pas un phénomène continu, il ne commence à se produire qu'à partir d'un certain débit. Le processus peut se compliquer davantage lorsqu'un phénomène de *pavage* est observé, c'est-à-dire lorsqu'une couche de matériaux grossiers, peu faciles à déplacer, protège de l'érosion les sédiments plus fins qui, seuls, seraient facilement emportés par les eaux. Pour délimiter les zones actives, on peut s'aider d'un détecteur acoustique qui, descendu à proximité du fond, permet de déceler l'existence d'un transport par le bruit des sédiments en mouvement. En eau pas trop profonde, on peut utiliser aussi des canes de sondage, pour juger de la plus ou moins grande fermeté du fond ; un fond ferme indique en général un transport par charriage faible ou nul. Hinrich (1976) a même utilisé une caméra de télévision sous-marine.

Il faut être conscient que le maniement et l'introduction dans l'eau d'un appareil de mesures, plutôt volumineux et lourd, est souvent difficile. Sa mise en place sur le fond demande à être menée avec beaucoup de précautions et de minutie.

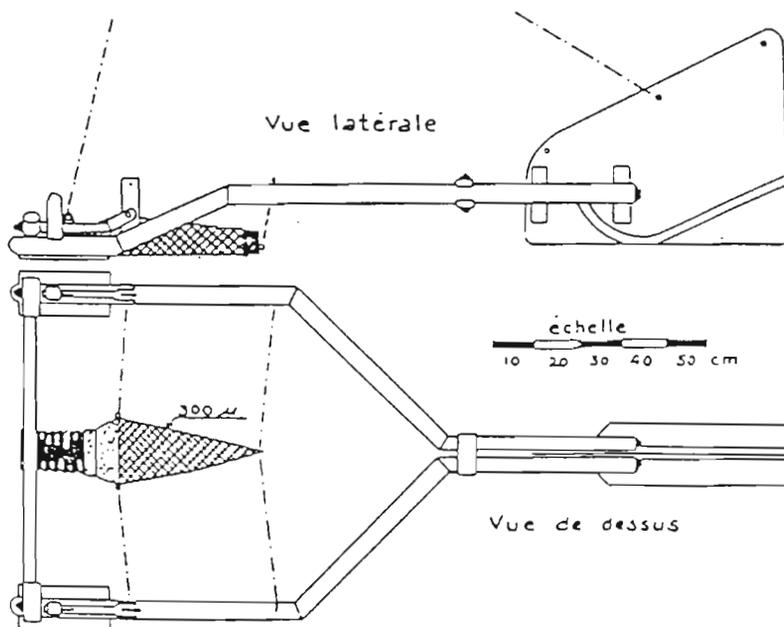


Nasse
d'Ehrenberger

Nasse
Helley-Smith



Helley-Smith bed load sampler.



Nasse
B.T.M.A.

Fig- 43 - Différents types de nasses

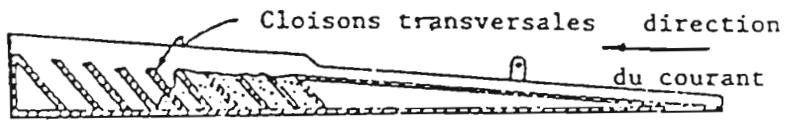


Fig- 44 - Piège à sédiments modèle "Pan - type"

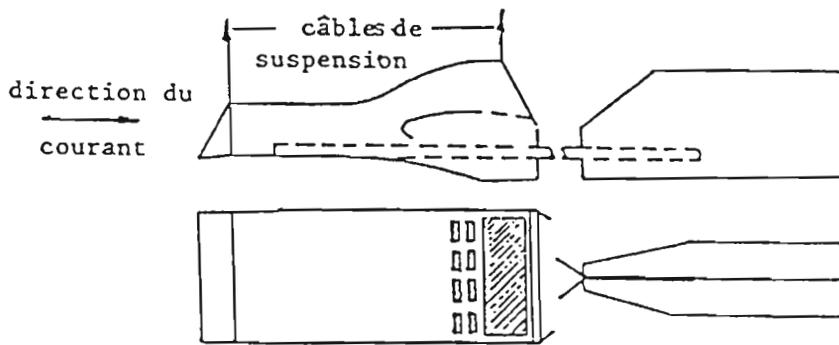


Fig- 45 - Appareil à dépression (VUV)

Si l'appareil bascule en avant ou en arrière, le préleveur absorbera trop ou pas assez de matériaux ; une déviation de son axe par rapport à la direction du courant entraîne une erreur par défaut.

Une fois ces difficultés aplanies, le temps de prélèvement peut varier de 5 à 15 minutes selon les quantités transportées et la capacité de l'appareil. Compte tenu de l'imprécision de ces mesures, il semble judicieux de les répéter plusieurs fois au même point afin de pouvoir évaluer la dispersion des résultats.

Il est évident qu'il est pratiquement impossible d'utiliser ces préleveurs durant les fortes crues quand précisément le transport de fond risque d'être notable. On a, pour cette raison, songé à utiliser des méthodes ne nécessitant pas l'emploi de préleveurs. Parmi les plus connues, on peut citer :

- les pièges à sédiments fixes dans le fond des cours d'eau ;
- le suivi des affouillements, creusements et atterrissement des lits ;
- le déplacement des dunes (déjà cité précédemment) ;
- l'utilisation de traceurs colorés ou radioactifs.

Les *pièges à sédiments* équipant des parcelles ou de petits bassins versants ont été décrits en détail paragraphe 6.2.1. Dans le cas de cours d'eau plus importants, pour des raisons de coûts, d'infrastructures et de gestion, on doit se contenter de fosses relativement petites, eu égard à l'importance du lit, réparties sur l'ensemble de la section de mesures. Il est indispensable que ces fosses soient vidées avant d'être pleines, ce qui peut représenter, lorsqu'elles sont assez nombreuses et relativement volumineuses, un travail considérable.

Comme pour les ravines, il est possible de mesurer dans le lit des cours d'eau l'ampleur des *affouillements* ou des *atterrissements*, les deux phénomènes pouvant très bien se succéder dans le temps. Ces observations, contrairement aux mesures du transport en suspension, ne peuvent être faites qu'en des sites suffisamment éloignés des stations hydrométriques qui, en général, se caractérisent précisément par une bonne stabilité. *Creusements* et *atterrissements* sont mesurés à l'aide d'une chaîne lestée à sa partie inférieure et placée verticalement dans un trou qui est ensuite comblé. Lorsqu'il y a *affouillement*, la chaîne se couche horizontalement au niveau du *creusement* maximal. Elle peut aussi être recouverte par un *remblaiement* (au cours d'une décrue par exemple) qui sera mesuré par l'épaisseur de la couche de sédiments déposée sur la partie horizontale de la chaîne. Pour des mouvements de matériaux plus importants, la chaîne peut être remplacée par un empilement de briques. Divers dispositifs de ce type seront implantés en différents points du profil en long du cours d'eau. Dans les lits importants, il pourra s'avérer nécessaire d'utiliser un détecteur de métaux pour retrouver les repères. Une méthode plus lourde consiste à effectuer périodiquement, en diverses sections transversales du lit, des relevés topographiques précis. Cette méthode n'est cependant valable qu'en l'absence de processus alternés "*affouillement-atterrissement*". Dans le cas contraire, le bilan peut être très incomplet.

Le *déplacement des dunes* est déterminé à l'aide d'un sondeur à ultra-sons. Connaissant leur profil longitudinal, il est possible d'en déduire le volume déplacé entre deux mesures. Cela n'est possible que si les dunes s'étendent sur toute la largeur du lit de façon régulière. Cette méthode peut donner de bons résultats sur les cours d'eau à fond sableux et à pentes faibles.

Les *traceurs* sont des matériaux marqués dont on peut suivre le mouvement. Les plus couramment employés sont les *traceurs colorés* et les *traceurs radioactifs*. Les supports utilisés sont, soit des matériaux prélevés dans le lit des cours d'eau, soit des matériaux artificiels, et, dans ce dernier cas, ils doivent présenter les mêmes caractéristiques que les éléments transportés. Ils ne peuvent être utilisés avec succès que pour des mesures de relativement courte durée.

Pour les *traceurs colorés*, on utilise fréquemment des peintures fluorescentes à base de résine *époxy*. Les matériaux artificiels sont des verres également fluorescents. La méthode n'est donc utilisée que pour des cours d'eau à fonds caillouteux ou graveleux. Elle ne peut, en général, pas être employée pour de grandes profondeurs ou en eaux troubles en raison du repérage visuel (à l'aide de lampes à lumière ultra-violet dans le cas de matériaux fluorescents).

Les *traceurs radioactifs* sont tous émetteurs de rayons γ . Ils sont choisis de façon à ce que leur durée de vie soit suffisante pour couvrir la durée de la mesure, sans plus, et aussi de manière à ce que leur activité respecte les règlements de sécurité en vigueur dans le pays où l'on opère. Le gros avantage de ces

traceurs est que leur détection se fait sans prélèvement d'échantillons et de façon commode, bien que les appareils détecteurs (compteurs *Geiger*) restent assez coûteux. Le marquage des matériaux se fait pour les galets par introduction d'un fil radioactif dans un trou borgne rebouché, et pour les sables et les graviers par un traitement massique. Dans ce dernier cas, l'élément activable est introduit dans un verre en fusion qui est ensuite refroidi, puis broyé à la granulométrie désirée, et enfin irradié.

Les isotopes utilisés et leurs caractéristiques sont réunis dans le tableau ci-après :

Nom	Isotope	Demi-vie (jours)	Energie γ (MeV)
Or	^{198}Au	2,7	0,41
Chrome	^{51}Cr	27,8	0,32
Iridium	^{192}Ir	74	0,34
Scandium	^{46}Sc	84	1,00
Tantale	^{182}Ta	115	1,00

(L'Or n'est utilisé que pour des études préalables à une expérience de traceurs).

Quelque soit leur type, les traceurs peuvent être utilisés par une méthode d'*intégration spatiale* qui consiste à mettre en place, au fond du cours d'eau, une masse suffisante de matériaux marqués dont on suit le déplacement. Après un certain temps, les matériaux se répartissent sur le fond sous la forme d'un nuage dont on étudie la forme (observation lagrangienne), et plus précisément le barycentre, entre deux mesures consécutives afin d'en déduire la vitesse moyenne. La détermination du débit de matériaux demande d'estimer l'épaisseur de la couche en mouvement. Cette épaisseur peut être la demi-hauteur des dunes de sable ou, en l'absence de dunes, le double du diamètre moyen des matériaux transportés. Si cela est possible, il est toutefois préférable de mesurer directement cette épaisseur par des carottages dans le fond du cours d'eau.

On peut utiliser également une méthode d'*intégration dans le temps* (méthode eulérienne), comme pour la mesure des débits liquides. Pour cela, on injecte une masse connue de matériaux dont on suit le passage, à une distance dite de bon mélange, par des mesures ou des prélèvements faits en continu ou à intervalles réguliers.

En appliquant la loi de conservation de la masse, on obtient l'équation suivante :

$$M = \int_0^T q_s(t) \cdot dt$$

soit
$$M = Q_s \cdot \int_0^T C \cdot dt$$

ou encore :
$$M = Q_s \cdot C_m \cdot T, \text{ d'où } Q_s = M / (C_m \cdot T)$$

avec :

- M masse des matériaux marqués
- q_s débit solide des matériaux marqués
- Q_s débit solide total des matériaux de fond
- C concentration relative des matériaux marqués
- C_m concentration moyenne des matériaux marqués
- T temps de passage des matériaux marqués sachant que

$$C_m = 1/T \cdot \int_0^T C \cdot dt$$

Cette méthode ne peut être en pratique utilisée qu'avec des traceurs radioactifs.

On peut enfin utiliser une méthode d'injection de traceurs à débit constant. A la distance dite de bon mélange, on mesure la concentration relative en matériaux marqués lorsque celle-ci a atteint une valeur d'équilibre. Avec les mêmes notations que ci-dessus, on peut écrire :

$$q_s = Q_s \cdot C, \text{ d'où } Q_s = q_s / C$$

Cette méthode qui entraîne une consommation importante de traceurs est d'un emploi encore plus délicat que la précédente ; elle s'utilise seulement avec des traceurs radioactifs, toujours relativement coûteux, et dont la présence dans les cours d'eau pour une période prolongée peut être jugée préjudiciable sur le plan de la sécurité.

3. Remarque

Il est important d'insister sur deux facteurs fondamentaux. Sauf pour les très fortes crues, le transport de fond ne se produit pas sur toute la largeur de la section de mesure et il se manifeste qu'à partir d'un certain débit. S'il y a un phénomène de *pavage*, la couche protectrice de matériaux grossiers devra avoir été emportée par la crue avant que puissent l'être les matériaux plus fins. A la décrue par contre, le *pavage* ne se reformera pas complètement au même débit où il a disparu. Le transport de fond pourra ainsi se poursuivre à des débits nettement inférieurs, parfois pendant de longues périodes, jusqu'à ce que les conditions antérieures soient retrouvées. Malgré toutes les précautions prises et les efforts fournis, il est peu probable que la précision obtenue soit satisfaisante.

6.4.2. Sédimentation dans les réservoirs

6.4.2.1. Comblement des retenues

Dans certaines régions du globe (Afrique du Nord, régions andines, par exemple), le dépôt des sédiments dans les retenues construites à diverses fins (hydroélectricité, AEP, agriculture, contrôle des crues, soutien d'étiage, etc...) représente un problème important qui ne devra pas être sous-estimé. Bien évidemment, un certain nombre de mesures conservatoires peuvent être envisagées :

- au niveau des bassins versants ;
- au niveau des aménagements hydrauliques eux mêmes.

1. Interventions au niveau des bassins versants

Cette solution revient à prendre le problème à son origine, en intervenant sur l'alimentation des cours d'eau en matériaux solides. Elle peut être très efficace.

Les procédés de conservation des sols consistent à protéger contre l'érosion les bassins par certains aménagements : reforestation, pratiques ou systèmes culturels adaptés, mais aussi construction d'ouvrages de correction des torrents. Il s'agit dans tous les cas de réduire la vitesse des eaux et de dissiper l'énergie correspondant à la pente des versants ou du lit des cours d'eau.

Ces méthodes tendent à être de plus en plus employées, parfois sur une grande échelle, dans de nombreux pays au monde : travaux de reforestation dans la vallée de Mérida (Andes vénézuéliennes) ou dans le bassin de la Durance en France. Elles présentent toutefois certaines limitations : les travaux font appel à des techniques très spéciales dont la mise en oeuvre est coûteuse, difficile et ingrate; leurs effets se manifestent que progressivement ; elles peuvent nécessiter un minimum de ressource en eau pour assurer la croissance de la végétation (reforestation, haies vives).

2. Interventions au niveau des aménagements hydrauliques

Lors de la construction des aménagements hydrauliques, il est possible de prévoir la mise en place de *dégraveurs-dessableurs*. Toutefois, efficaces pour un intervalle granulométrique (matériaux grossiers) qui a peu d'importance dans le comblement des retenues, leur intérêt reste limité.

Par ailleurs, un évacuateur de crues de fond qui évacue de l'eau avec une charge maximum en matériaux solides est préférable à un évacuateur de surface (déversoir) sur lequel s'écoule de l'eau décantée. Cette solution a été adoptée au Soudan sur différents barrages du Nil ou sur Atbara (*Khashm el Girba*). Sans vannes de fond largement dimensionnées, cette dernière retenue serait pratiquement comblée, après un peu plus de 10 ans d'exploitation seulement. Toutefois, pour que cette solution soit envisageable, la retenue doit être pratiquement vide à l'époque des crues. Or ce type d'exploitation est exclu pour les grands aménagements hydroélectriques ou hydroagricoles. C'est à dire des retenues interannuelles ou même des retenues où le volume stocké est de l'ordre de grandeur des crues annuelles : il n'est pas possible de vouloir à la fois emmagasiner les eaux et les utiliser pour évacuer les matériaux du lac de boue qui se forme derrière les barrages. La manière dont les matériaux se déposent dans les retenues est en effet très caractéristique (figure 46) :

- les matériaux en charriage se localisent à l'amont ;
- les matériaux en suspension atteignent l'intérieur, formant des dépôts de consistance boueuse.

D'autre part, certaines autres considérations doivent également être prises en compte :

- nécessité de disposer d'un ouvrage pour évacuer les corps flottants ;
- risque de saturation des ouvrages de fond dont la capacité d'évacuation est moins liée au niveau de la retenue que dans le cas des ouvrages de surface ;
- plus grande sécurité des ouvrages de surface, et facilité d'intervention en cas de panne ;
- à capacité d'évacuation égale, coûts plus élevés des ouvrages de fond.

On peut mentionner la solution très originale, mise en oeuvre pour le barrage de *Serre-Ponçon* sur la *Durance* (France) : les prises d'eau sont branchées sur les vidanges de fonds qui sont placées au niveau le plus bas de la retenue (les galeries correspondantes ont servi de dérivation provisoire durant les travaux). Ainsi, pour prolonger au maximum la durée de vie de l'ouvrage, on turbine délibérément les eaux les plus chargées en matériaux en provenance du lac de boue.

6.4.2.2. Mesure de la sédimentation dans les retenues

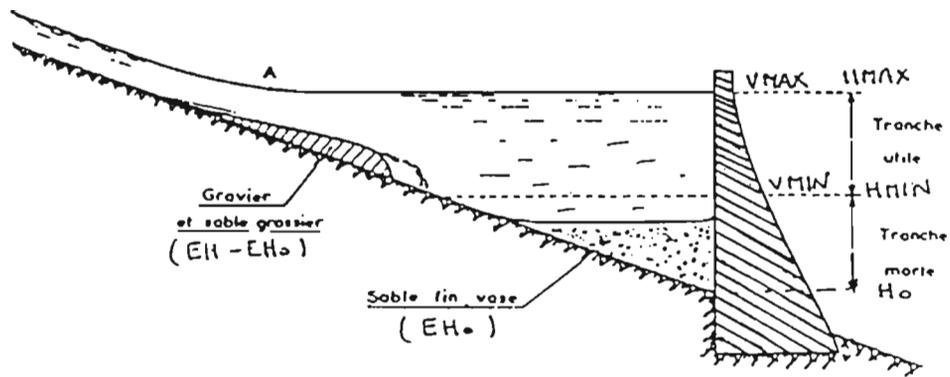
Une retenue d'eau naturelle ou artificielle constitue, à l'échelle du bassin versant, un piège à sédiments de grande taille. En se donnant les moyens de contrôler le bilan hydraulique du réservoir et la turbidité des volumes déversés ou soutirés, l'envasement permet de déduire une valeur moyenne des transports solides, sur une période allant de la mise en eau (pour un barrage) ou des premiers levés bathymétriques (pour une retenue naturelle) à la date des mesures. Les relevés peuvent devenir ensuite périodiques.

Si on ne dispose que du levé des volumes déposés, il est nécessaire de faire une hypothèse sur le coefficient d'efficacité de la retenue quant au piégeage des sédiments. Ce coefficient dépend du temps de séjour de l'eau dans le réservoir, c'est-à-dire essentiellement du rapport de sa capacité de stockage au volume annuel écoulé, ainsi que de son mode d'exploitation.

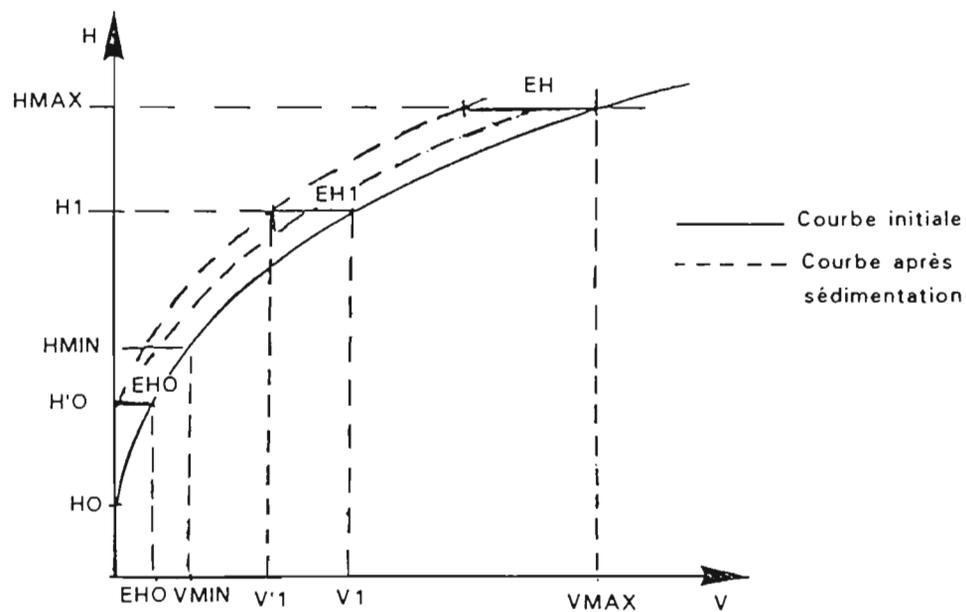
1. Techniques de mesure

Les mesures sont de préférence effectuées à la fin d'un cycle hydrologique. Plusieurs cas peuvent être différenciés :

- *Retenues s'asséchant en cours d'année* : un simple levé topographique est à réaliser.
- *Petits réservoirs* dont la surface du plan d'eau, au moment de la mesure, n'excède pas quelques hectares : un relevé bathymétrique peut être fait à l'aide d'un lest descendu au bout d'un câble gradué, le long de profils matérialisés par des fils, également gradués, tendus entre les berges. L'espacement des mesures variera entre 2 et 20 mètres, suivant la surface à couvrir et l'irrégularité du fond. Il peut être parfois assez délicat de saisir le moment exact où le lest touche le fond (sédiments boueux).
- *Retenues moyennes à grandes* : des moyens de levés et de repérages plus importants sont nécessaires.



Comblement d'un réservoir en fonction du temps (schéma de principe)



Evolution de la courbe de remplissage (schéma simplifié)

$$V'1 = (V1 - EHO) \left[1 - \frac{(EH - EHO)}{(VMAX - EHO)} \right]$$

Fig- 46 - Sédimentation dans un réservoir

Néanmoins, l'emploi de matériels sophistiqués et malheureusement très onéreux de repérage (avec suivi automatique de repères mobiles, par exemple) et de mesure de distances (géodimètre) ne peut être envisagé que dans le cadre d'une étude à grande échelle qui seule peut justifier un tel investissement.

La méthode proposée s'inspire de celle utilisée par les hydrologues de l'Orstom en Tunisie. Elle consiste à enregistrer, à l'aide d'un écho-sondeur à bande déroulante, les variations de profondeur de la retenue le long de profils transversaux préalablement repérés. Ce balisage, qui doit permettre de couvrir l'ensemble du réservoir, est effectué à la fois sur photographies aériennes et sur les documents cartographiques à grande échelle disponibles. Ces derniers doivent permettre de tracer les profils correspondant aux conditions initiales (temps t_0). Si des mesures périodiques doivent être effectuées, les profils seront balisés sur le terrain de façon permanente.

Le matériel nécessaire, outre le bathygraphe, se compose d'une embarcation propulsée par un moteur et d'un chronomètre. Deux opérateurs, l'un pour la manoeuvre du bateau, l'autre pour le contrôle de l'écho-sondeur, mènent l'opération.

Les levés se font profil par profil : au démarrage de l'embarcation placée entre deux repères, sont mis en route simultanément l'enregistreur et le chronomètre qui ne sert qu'au contrôle de la vitesse du bateau. Celui-ci est dirigé, à vitesse constante et réduite, vers le repère de la rive opposée. L'enregistrement et le chronomètre sont arrêtés dès que le bateau atteint l'autre extrémité du profil. Un contrôle de la mesure peut être fait en effectuant un second levé bathymétrique en sens inverse. Lorsque près des berges les eaux sont peu profondes, le bateau ne peut parcourir toute la longueur des profils. Le point d'arrêt de l'embarcation doit alors être repéré précisément, le relevé des profils étant complété par topographie classique.

Le dépouillement des mesures se fait également par profil :

- . la section d'origine est d'abord établie, d'après les plans disponibles ou d'après un relevé antérieur ;
- . pour transformer sur l'enregistrement l'échelle des temps en échelle des distances, il est indispensable de pouvoir rattacher la cote du plan d'eau, au moment de la mesure, au système de nivellement des profils, puis de calculer la vitesse V , maintenue constante, par la relation :

$$V = l / t$$

avec l la distance parcourue, et t le temps de parcours donné par l'enregistrement et vérifié à l'aide du chronomètre.

Le nouveau profil, ainsi obtenu, est reporté sur le même graphique que le profil d'origine, ou un profil antérieur, afin de mesurer par planimétrie l'envasement (section S_a des profils de la figure 47).

Si, lors des relevés, apparaît un envasement important sur la partie exondée des profils, un levé topographique devra compléter le levé bathymétrique. Il est donc préférable d'effectuer les mesures au moment où les réservoirs sont à leur taux de remplissage le plus élevé, c'est-à-dire généralement en début de saison sèche. Le choix de cette période permet, de plus, d'établir un bilan sur des cycles hydrologiques complets.

Une fois effectué le calcul des envasements par profil, l'estimation du volume d'envasement total de la retenue peut être faite suivant plusieurs méthodes :

- *Méthode de Kolmogorov*

Le volume compris entre deux profils non parallèles P_a et P_b , le fond de la retenue et le plan d'eau sont partagés en deux parties par un profil intermédiaire virtuel P_c partant de A et parallèle au profil P_b (figure 47 a).

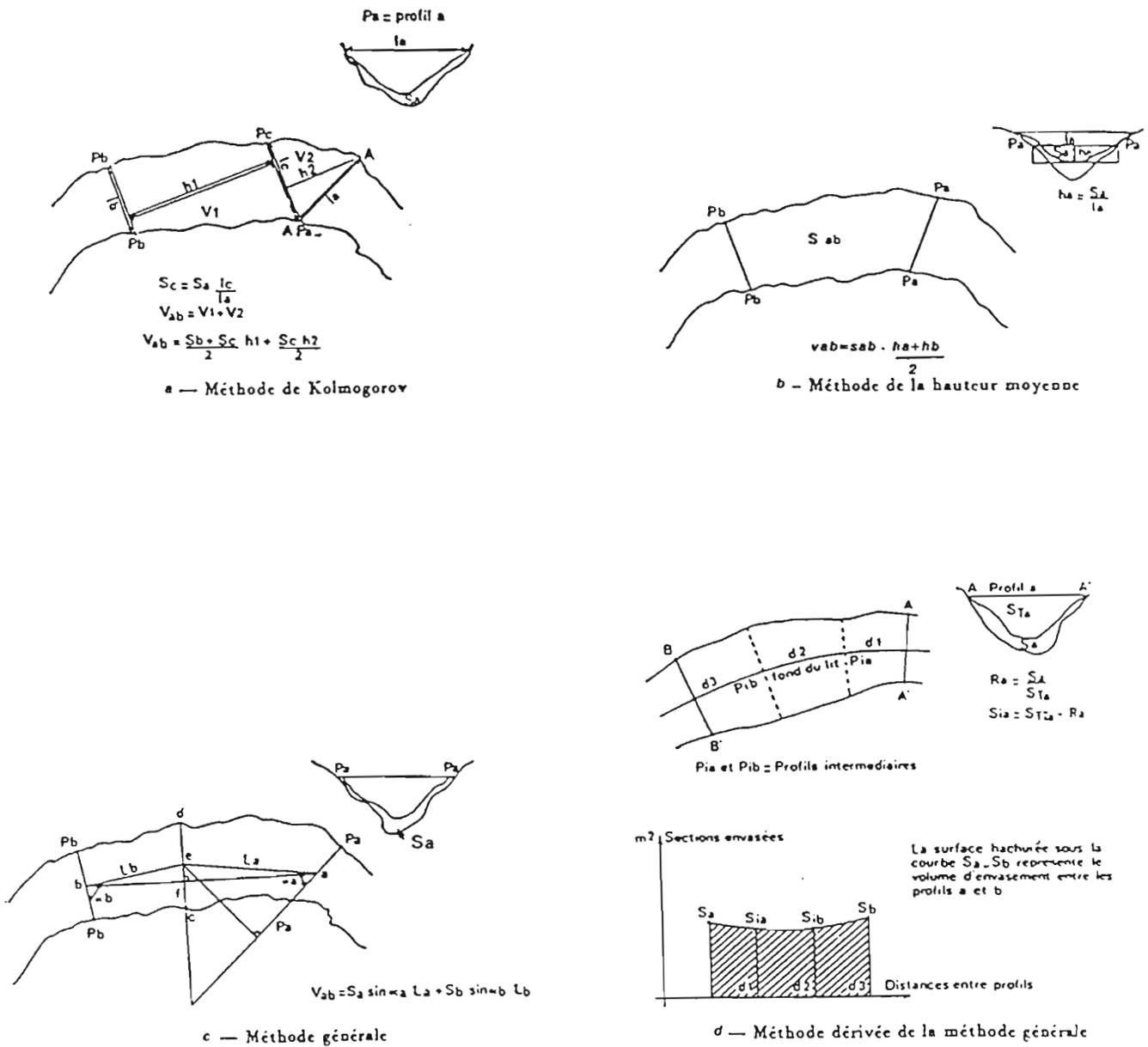


Fig- 47 - CALCUL DE L'ENVAISEMENT DES RETENUES (D'APRES J.CLAUDE)

Les sections S_a et S_b sont déterminées par planimétrie. Pour estimer S_c , on admet la proportionnalité entre surfaces et largeurs :

$$S_c = S_a \cdot l_c / l_a$$

$$V_{bc} = V_1 = (S_b + S_c) \cdot h_1 / 2$$

h_1 étant la longueur de la perpendiculaire aux deux profils P_b et P_c ; l_a et l_c la longueur des profils P_a et P_c .

$$V_{ac} = V_2 = S_c \cdot h_2 / 2 = S_a \cdot l_c \cdot h_2 / 2 / l_a$$

h_2 étant la longueur de la perpendiculaire abaissée de A sur le profil P_c .

Le volume total entre les deux profils P_a et P_b est donné par l'équation :

$$V_{ab} = V_1 + V_2$$

- *Méthode de la hauteur moyenne*

Chacun des profils P_a , de surface d'envasement S_a , est assimilé à un rectangle de longueur l_a et de hauteur h_a (figure 47 b) ; h_a étant la longueur du profil P_a à la cote de mesure.

Ainsi, $h_a = S_a / l_a$

La surface d'eau S_{ab} entre deux profils P_a et P_b est déterminée par planimétrie et le volume des apports entre ces deux mêmes profils par la relation :

$$V_{ab} = S_{ab} \cdot (h_a + h_b) / 2$$

- *Méthode générale*

Après le calcul des surfaces envasées S_a et S_b des profils P_a et P_b , l'estimation de la distance séparant ces deux profils est faite en joignant leur milieu a et b , en traçant ensuite la droite cd perpendiculaire au segment ab en son milieu, puis en calculant les distances L_a et L_b entre le milieu e du segment cd et les points a et b .

En tenant compte de l'inclinaison des sections P_a et P_b par rapport aux droites ea et eb , le volume total V_{ab} s'écrit (figure. 47 c) :

$$V_{ab} = S_a \cdot \sin(\alpha_a) \cdot L_a + S_b \cdot \sin(\alpha_b) \cdot L_b$$

- *Méthode dérivée de la méthode générale*

C'est une simplification de la méthode générale qui tient compte des particularités des retenues longiformes en utilisant, également, des profils intermédiaires (figure 45 d).

Pour chaque profil relevé, est calculé le rapport d'envasement :

$$R = \text{section envasée} / \text{section totale d'origine}$$

ou $R = S_a / S_{Ta}$

On affecte aux profils intermédiaires, tracés entre les profils mesurés, le rapport d'envasement du profil le plus proche. Un profil en long de la retenue passant par les points les plus bas de chaque profil en travers est ensuite tracé.

Enfin, un dernier graphique, comportant en abscisses les distances entre les différents profils en travers relevés sur le profil en long, et en ordonnées les surfaces d'envasement mesurées ou calculées, permet de déterminer le volume total d'envasement par planimétrie de l'aire comprise entre la ligne brisée joignant les points représentatifs de chaque profil en travers et l'axe des abscisses.

2. Evaluation du transport solide

La comparaison, entre la masse de matériaux arrachés au bassin versant, la charge solide dans les cours d'eau et les sédiments déposés dans les retenues, demande quelques précautions.

Les matériaux en place (les sols comme les sédiments) se composent d'un mélange de trois phases : solide, eau, air.

En appelant :

V : le volume du mélange des trois phases
 d_a : la densité apparente de ce même mélange
 V_s : le volume des solides contenu dans V
 d_r : la densité réelle des solides
 p_s : le poids sec des solides
 H_v : l'humidité volumique (eau extractible à 105°C)
 ρ : la densité de l'eau
 V_a : le volume d'air du mélange
 e : la densité de l'air

$$V \cdot d_a = V_s \cdot d_r + H_v \cdot \rho + V_a \cdot e$$

En prenant un volume unitaire, et sachant que $\rho \approx 1$ et $e \approx 0$, il reste :

$$d_a = V_s \cdot d_r + H_v$$

ou
$$V_s = (d_a - H_v) / d_r \quad (1)$$

V_s , qui représente donc le volume de solides dans un volume unitaire, est par définition donné par la relation :

$$V_s = p_s / d_r$$

soit
$$p_s = V_s \cdot d_r = d_a - H_v$$

Le volume V_a occupé par l'air dans l'unité de volume est donné par l'expression :

$$V_a = 1 - H_v - V_s = 1 - H_v - (d_a - H_v) / d_r$$

On en déduit :

- Pour un sol sec :
$$H_v = 0$$

$$V_s = d_a / d_r$$

$$V_a = (d_r - d_a) / d_r$$

et ainsi, la porosité totale p , en %, (indice des vides) est donnée par la relation :

$$p = (V_a / 1) \cdot 100 = [(d_r - d_a) / d_r] \cdot 100$$

- Pour une boue (solide + eau, sans air) :

$$V_a = 0$$

$$H_v = (d_r - d_a) / (d_r - 1) \quad (2)$$

D'après les relations (1) et (2) :

$$V_s = (d_a - 1) / (d_r - 1)$$

et
$$p_s = d_r \cdot (d_a - 1) / (d_r - 1)$$

Le tableau ci-après montre la variation du poids en kg des matières solides contenues dans un m³ de vase (sans air) selon les valeurs de d_r et d_a.

da	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
dr									
2,2	183	366	550	733	916	1099	1283	1466	1650
2,3	177	253	530	707	884	1061	1238	1415	1592
2,4	171	342	514	686	857	1028	1200	1371	1542
2,5	167	333	500	666	833	1000	1166	1333	1500
2,6	162	325	487	650	812	975	1137	1300	1462
2,7	159	318	476	635	794	953	1112	1270	1429
2,8	155	311	466	622	777	933	1088	1244	1400

Dans une retenue, la densité apparente peut varier énormément ; elle est fonction non seulement de la nature du sédiment (comme d_r), mais aussi de l'état de consolidation. La prise d'échantillons pour son évaluation peut poser de difficiles problèmes techniques.

L'évolution du mélange solide - eau - air montre bien les difficultés qu'il y a à comparer les lames ou les volumes érodés, les poids transportés et les volumes déposés.

7. RESULTATS ET BILAN

Pour illustrer à la fois l'intérêt et la difficulté de l'étude des transports solides, nous proposons de présenter trois études permettant d'avoir une idée qualitative et quantitative de ce type travail. Ces exemples ont été proposés par P. Chevallier :

- à l'échelle d'un pays, le Brésil ;
- à l'échelle d'un grand fleuve, le Fleuve Jaune en Chine;
- à l'échelle d'une retenue, en Tunisie.

7.1. Evaluation des risques d'érosion et de sédimentation au Brésil à partir de bilans sédimentologiques élémentaires. (7)

7.1.1. Introduction

Au Brésil les problèmes posés par les sédiments sont l'objet de préoccupations relativement récentes. Jusqu'ici les grands aménagements hydrauliques étaient les pièces maîtresses des systèmes de mise en valeur de l'eau : le volume des réservoirs, l'étendue des bassins de contribution expliquaient les taux d'alluvionnement qui n'avaient généralement rien d'inquiétant. Quant à la contamination par les sédiments, elle était quasiment inexistante dans les années soixante, alors que débutaient les premières mesures systématiques de débit solide.

La situation a changé. La rareté croissante des sites propices à la construction de grands barrages, le coût de ceux-ci, la diversification des besoins en eau, aussi bien que la décentralisation des décisions les concernant donnent de plus en plus la préférence à des ouvrages de moindre envergure pour lesquels les risques de comblement sont plus élevés. Par ailleurs l'expansion et l'intensification de l'agriculture, ainsi que les exigences de protection de l'environnement posent des contraintes supplémentaires en rapport avec les sédiments.

Or les données sédimentologiques nécessaires au dimensionnement et aux études d'impact de ces ouvrages font défaut. Les stations hydrométriques fournissant des données sédimentologiques en qualité et en quantité suffisantes sont rares et deviennent quasiment introuvables pour les bassins de taille inférieure à 1 000 km². Le réseau sédimentologique est à revoir et à compléter. Des priorités sont à donner pour le faire en fonction des risques d'alluvionnement de retenues et de déséquilibre des cycles sédimentologiques.

Un premier diagnostic de régionalisation de ces risques a donc été tenté, pour lequel on a fait appel au concept de bilan sédimentologique.

7.1.2. Approche de l'évaluation des risques sédimentologiques

La stratégie initialement adoptée pour établir la régionalisation recherchée consiste à comparer trois types d'informations sur la production de sédiments :

- débits solides totaux, mesurés aux stations hydrométriques ;
- taux d'érosion des interfluves, estimés indirectement par les valeurs des paramètres de l'équation universelle de perte en sol (USLE) ;
- résultat du recensement des problèmes posés par les sédiments (comblement de retenues, coûts exagérés du traitement des eaux ou de l'entretien du réseau routier, fréquence de dragage des canaux et cours d'eau...)

La troisième action était prévue au départ pour lever les doutes que devait susciter la comparaison des résultats des deux opérations antérieures.

Une première tentative (8) montra que la stratégie était valable bien qu'il faille pour la mettre en oeuvre simplifier à l'extrême les variables à considérer. Ainsi la concentration des suspensions fut le seul

7. Ce texte est la transcription intégrale d'un article de Bordas M.P., Lanna A.E., Semmelmann F.R., publié dans *Sediments Budgets* (Proceedings of the Porto Alegre Symposium, December 1988) LAHS Publ. n°174, 1988.

8. Bordas M.P., Lanna A.E., Leprun J.C., Semmelmann F.R., 1987 *Diagnostic préliminaire des risques de sédimentation au Brésil* (en Portugais). *Compte-Rendus du VII Symposium Brésilien d'Hydrologie et Ressources en Eau* (Salvador, Brésil), vol. 3, 223-235.

paramètre de débit solide à pouvoir être utilisé (au lieu du débit solide total) et l'érosion des interfluves ne put être que partiellement prise en compte faute de données suffisantes sur l'énergie du relief et la couverture du terrain. Malgré ces limites, le résultat s'avéra concluant : la coïncidence entre la distribution des concentrations et celle du potentiel d'érosion se révéla cohérente et si complète que le recensement des problèmes (3^{ème} opération) servit plus à corroborer la similitude des résultats qu'à éclaircir les doutes que leur comparaison pouvait soulever.

Une fois reconnu le bien-fondé de la méthode, il restait à la compléter et à introduire les bilans sédimentologiques qui permettraient d'obtenir la distribution régionale des productions spécifiques des suspensions, cherchée pour orienter le redéploiement du réseau sédimentométrique.

7.1.3. Le réseau sédimentométrique brésilien

Les données recueillies permirent d'identifier 441 stations sédimentométriques gérées par une douzaine d'institutions différentes (9). Au mois de septembre 1986, seules fonctionnaient 264 d'entre elles, pour la plupart sous responsabilité du Département National des Eaux et de l'Energie (10).

Le tableau de la page suivante fournit les renseignements essentiels sur leur répartition géographique, leur fonctionnement et les données qui y sont collectées.

Un bref examen de ce tableau permet de pressentir les difficultés que posera le calcul de bilans sédimentologiques complets : rareté des données de charriage et de granulométrie, manque de systématisation des collectes, non-coïncidence des mesures...

7.1.4. Bilan sédimentologique rudimentaire

Ce terme recouvre le calcul du poids moyen annuel de sédiments produit ou stocké par unité de surface d'un bassin versant. En tête de bassin, il est obtenu à partir du débit solide en suspension à chaque station amont ; plus à l'aval, par différence entre les entrées et les sorties de matériaux en suspension aux stations de contrôle. Cette définition, tant évidente qu'élémentaire, est qualifiée de *rudimentaire* pour indiquer que le calcul est fait en partant des données brutes, telles qu'elles sont disponibles auprès des institutions d'origine ; de plus une procédure de simplification a été adoptée :

- La production annuelle est obtenue en sommant les productions mensuelles moyennes chaque fois que leur nombre est égal ou supérieur à 5. Les stations qui ne disposent que de quatre mois de données ne sont pas prises en compte.
- La production mensuelle est obtenue à partir de la concentration moyenne journalière et du débit liquide moyen mesuré qui lui est associé. Lorsque ce dernier n'est pas disponible, on prend le débit moyen journalier de la station.
- La concentration moyenne journalière est la moyenne des concentrations obtenues par toutes les mesures sporadiques effectuées durant le mois en question depuis l'entrée en opération de la station. Dans le cas de stations à relevés journaliers, on utilise les mesures isolées faite par l'équipe de contrôle.

Aucun tri de données n'est donc fait *a priori*. Le seul examen critique auquel il est procédé a lieu lorsque la valeur du bilan est anormale ou incohérente. On vérifie alors la compatibilité des données utilisées : nombre de données, crue à une seule station...

7.1.5. Validité des bilans rudimentaires

La quantité des données disponibles, les simplifications introduites dans le calcul des bilans permettent de douter de la validité du concept de bilan sédimentologique rudimentaire et de son utilisation à une fin pratique. On peut néanmoins penser que la somme des insuffisances et des erreurs est identique en tout lieu et que les résultats finaux, aussi imparfaits soient-ils, doivent pour le moins permettre une étude comparative. S'il en va ainsi, il doit être possible, à partir des valeurs de bilans sédimentologiques rudimentaires :

9. IPH/UFRGS, 1986. Etude des conditions sédimentologiques des principaux cours d'eau brésiliens (en Portugais). Rapport préliminaire, 3 volumes. Rapport technique UFRGS/Electrobras.

10. DNAEE, 1983. Inventaire des stations hydrométriques.

Tableau : réseau sédimentométrique brésilien en septembre 1986

Région		Nord	Est	Sud	Total	
Structure	Nombre de stations recensées	70	102	269	441	
	Stations fonctionnant en 1986	54	62	148	264	
	Stations de taille <1000 km ²	0	3	38	41	
	Densité (p/100000km ²)	1,1	5,3	15,8	5,2	
Types de données collectées	(unité: nb de points de collecte)	concentration de suspension	61	91	201	353
		débit liquide	46	85	161	292
		charriage	17	1	19	37
		granulométrie du fond	15	64	43	122
		granulométrie des suspensions	43	82	14	139
Fonctionnement	Fréq. des collectes	journalière	0	21	49	70
		sporadique	70	91	210	371
	Durée d'opération des stations	1 an	7	2	17	26
		1-4 ans	16	27	59	102
		5-8 ans	25	33	89	147
		9-12 ans	19	25	77	121
		>12 ans	0	16	11	27

- d'identifier des zones dont les productions spécifiques sont semblables et qui doivent en partie correspondre aux zones antérieurement définies à partir des concentrations ;
- de définir pour chacune de ces zones des valeurs moyennes de la production spécifique compatibles entre elles, en accord avec les caractéristiques propres à chaque zone ;
- d'expliquer pour chaque zone les écarts anormaux des débits solides spécifiques par rapport à la valeur moyenne propre de la région.

Ainsi la validité du concept doit pouvoir être - et a été - testée à partir de cinq critères au moins :

1. cohérence des distributions dans l'espace des débits solides spécifiques et des concentrations en suspension ;
2. cohérence des valeurs moyennes des débits solides spécifiques caractérisant les différentes régions ;
3. explication des valeurs des débits solides spécifiques anormalement élevées ;
4. explication des valeurs négatives de débits solides spécifiques (zones de dépôts) ;
5. cohérence des résultats pour des bassins gigognes dans des régions de caractéristiques semblables.

7.1.6. Résultats

Une analyse systématique des 336 bilans qu'il fut possible de calculer fut menée à partir des cinq critères précédents. Elle montra que le concept de bilan sédimentologique rudimentaire est valable et permet d'établir un premier zonage des risques sédimentologiques à partir de données de moindre qualité.

Critère n°1. Il y a cohérence entre les distributions spatiales des débits solides spécifiques et des concentrations en suspension. En première approximation on peut reconnaître au Brésil 19 régions caractérisables par les valeurs moyennes de la concentration moyenne annuelle (CMA) de la suspension et du débit spécifique correspondant. Ces régions sont reportées sur la figure 48 et leurs caractéristiques sont indiquées dans le tableau des pages suivantes. On notera que ce tableau indique deux valeurs du débit spécifique. La première est la moyenne des valeurs obtenues pour chaque bassin versant faisant partie de la région et a donc rapport à des bassins de tailles souvent très différentes. La seconde est la moyenne des valeurs rapportées à un bassin de référence de 15 000 km² à l'aide, faute de mieux, de la formule utilisée au Etats-Unis :

$$P_s = K A^{-0,24}$$

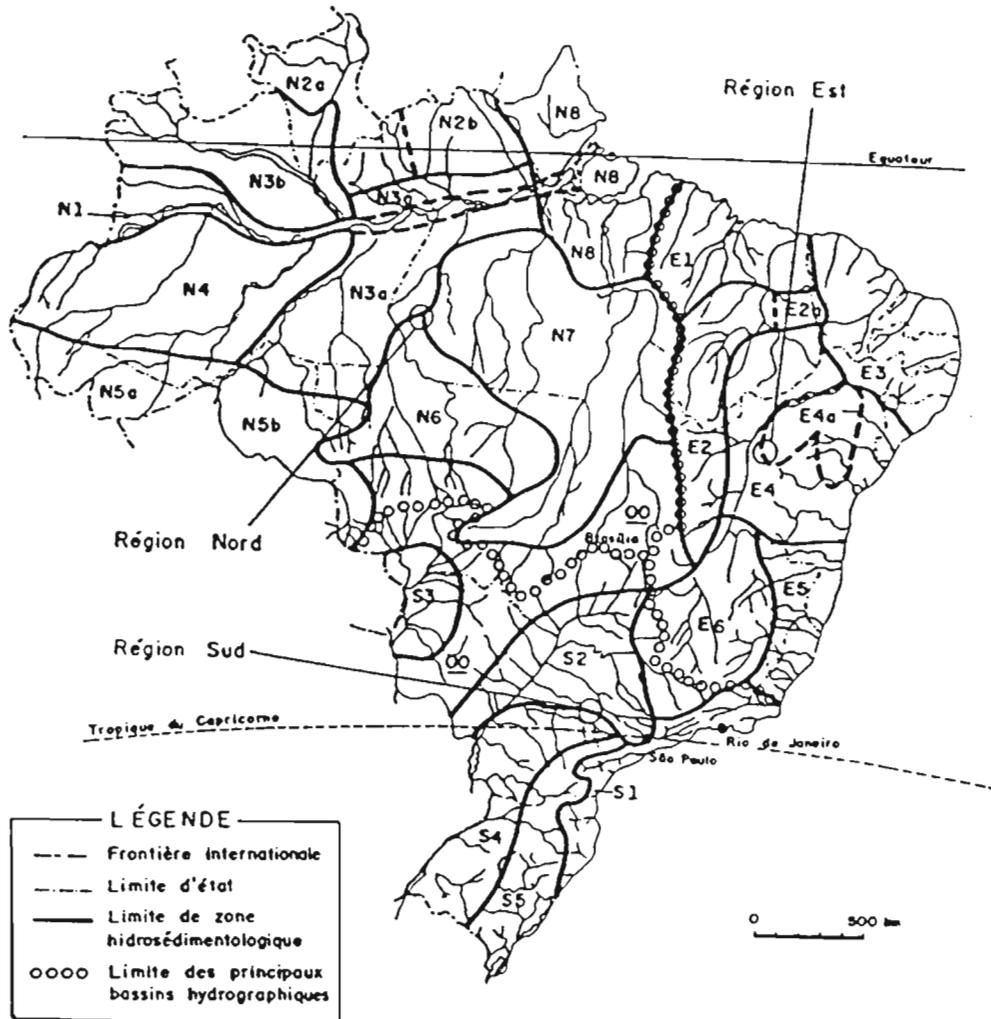
où P_s , production spécifique (en t/km².an)
 A , surface du bassin versant (en km²)
 K , coefficient caractéristique du bassin considéré

Le bassin de 15 000 km² a été choisi comme référence du fait qu'il était le seul que l'on puisse rencontrer avec une même fréquence (20%) dans les trois grandes régions hydrographiques du pays (nord, est et sud).

Critère n°2. Les différences entre les valeurs moyennes des débits en suspension sont explicables globalement par les caractéristiques des pluies ou de la couverture des bassins. Ainsi par exemple les différences entre N6 et N7 sont explicables par les différences d'érodibilité des sols, entre N2 et N7 par l'effet de la couverture végétale, entre E3 et E5 par la couverture végétale et le relief... A l'intérieur d'une même région on peut même distinguer des sous régions, comme par exemple en S1 où les valeurs des productions diffèrent clairement selon l'état de déboisement des bassins (190 t/km².an contre 32), ou en N2b où la production varie d'un bassin à l'autre selon le type de sol qui prédomine.

Critère n°3. 79 cas de production spécifique en excès ont été recensés. Seuls 3 n'ont pu être expliqués à partir des informations disponibles. Les conditions naturelles d'érosion des interfluves suffisent généralement pour expliquer les écarts enregistrés par rapport aux moyennes, mais l'instabilité du lit d'un cours d'eau ou l'action de l'homme sont également des facteurs qui peuvent intervenir. C'est le cas par exemple pour les plus fortes valeurs de débit solide spécifique obtenues : 2 006 t/km².an pour un bassin de 5 300 km² de la zone E5 et 1 800 t/km².an pour un bassin de 54 000 km² de N5b (Rondônia). Dans le premier cas, l'instabilité des rives et les fréquents glissements de terrain sont responsables ; dans le second, le déboisement accéléré est à mettre en cause.

Fig- 48 - Régionalisation de la prédisposition aux risques sédimentologiques au Brésil



Région	Zone	Code	Précipitations		Caractéristique de surface prédominante			Concentration moyenne annuelle en suspension (mg/l)	Production spécifique (t/km ² /an)		
			Indice d'érosivité R (USLE)	Moyenne annuelle (mm)	Erodibilité du sol	Relief altitude (m)	Couverture végétale		Moyenne des bassins	Moyenne des projections bassin de 15000 km ²	
DORSALE occupant partie des 3 régions principales			00	> 1000	1250/2000	Moyenne	200/800m	Cerrado (*)	260	146	145
NORD	Vallée de l'Amazonie	N1	x	x	x	x	x	x	220	Dépôts	x
	Roraima	N2a	> 1000	1500/2000	Moyenne	100/500m	Forêt/ Cerrado (*)	65	50	50	
	Frontière des Guyanes	N2b	> 1000	1500/2000	Moyenne/ Faible			15	4,5	7,5	
	Amazonie centrale	N3a	> 1000	> 2000 et > 2500 dans la partie Ouest)	Faible			15	2,5	2	
	Rio Negro	N3b	> 1000	> 2000 et > 2500 dans la partie Ouest)	Moyenne/Faible (Raviné - ments possibles)	< 100m	Forêt	15	-	23	
	Amazonie occidentale	N4	> 1000	> 2000	Moyenne	< 200m	Forêt	150	100	-160	
	Acre	N5a	> 1000	> 2000	Elevée/ Moyenne	100/500m	Forêt	500	250	350	
	Rondônia	N5b	> 1000	> 2000	Moyenne	100/800m	Forêt/Cerrado	170	455	245	
	Tapajós	N6	> 1000	2000/2500	Faible	200/500m	Cerrado (*)	20	-8	-10	
	Amazonie orientale	N7	> 1000	1500/2000	Moyenne/ Faible	200/500m	Cerrado (*)	65	65	50	
Littoral amazonien	N8	> 1000	> 2000	Faible	< 100 m	Forêt	27	16	17		

Tableau : Régionalisation sédimentologique préliminaire au Brésil

Tableau : Régionalisation sédiméto-logique préliminaire au Brésil (suite)

EST	Littoral Nord	F.1	> 1000	1000/2500	Moyenne	200/500m	Savane	-	-	-
	Pré-Amazonienne	F.2	500/1000	1000/1750	Faible	200/800m	Caatinga ^(**)	82	10	15
		F.2a	750/1000	1000/1500	Moyenne	200/500m		-	-	-
	Nord Mat	F.3	250/750	Variable max 650	Variable (de moyenne à élevée)	Variable	Caatinga ^(**)	200 (110/500)	30	82
	Bahia	E.4	500	< 500	Moyenne	500/800m	Caatinga/ ^(**) Cerrado ^(*)	-	-	-
		F.4a	250/500	500/1000	Elevée	0/800	Caatinga ^(**)	-	-	-
	Littoral Est	F.5	500/750	650/2000	Faible/ Moyenne	Incliné 0/800	Forêt/ Cultures	220	43	66
Minas Gerais	F.6	500/1000	Variable 1000/2000	Elevée/ Moyenne	Accidenté 500/1200	Cerrado ^(*)	315	250	250	
SUD	Littoral Sud	S1	750/1000	1250/2000	Elevée/ Moyenne	Accidenté	Forêt	100	155	55
	São Paulo	S2	500/750	1000/1500	Moyenne	Plan	Cultures	165	45	45
	Pantanal	S3	750/1000	1000/1250	Moyenne/ Faible	Plan	Savane	180	Dépôts	-
	Sud Ouest	S4	750/1000	1250/2000	Elevée/ Moyenne	Plateau incliné	Cultures	100	95	50
	Sud	S5	500/750	1000/2000	Elevée à l'Est Moyenne à l'Ouest	Plateau escarpé	Prairie/ Forêt	50	26	20

(*) CERRADO: Savane arborée ; (**) CAATINGA: Forêt basse épineuse.

Critère n°4. Des 45 cas de dépôts indiqués par les bilans rudimentaires, huit sont sans explication plausible à partir des informations disponibles. Il est remarquable que dans la plupart des bassins sièges de ces dépôts existe un barrage important ou plusieurs réservoirs de taille moyenne - bien souvent en voie de comblement - ainsi qu'a permis d'établir le recensement des réservoirs et des problèmes de sédiments fait lors de la première tentative de régionalisation. Par ailleurs des zones de dépôt naturel (région du Pantanal, par exemple) apparaissent clairement.

Critère n°5. Seuls sept cas ont pu être détectés. Dans un seul seulement la production spécifique d'aval était supérieure à celle de la tête de bassin, bien que les conditions de surface et de précipitation laissent attendre le contraire.

7.1.7. Conclusion

La régionalisation des risques d'érosion et de sédimentation s'est avérée faisable au Brésil par l'emploi de bilans sédimentologiques simplifiés, établis à partir de données de qualité généralement médiocre. La précision avec laquelle elle est obtenue est suffisante pour orienter un éventuel redéploiement du réseau sédimentométrique et apprécier en première instance l'importance des risques et des impacts sédimentologiques d'un aménagement des eaux et/ou des sols. Ainsi les régions que ce travail a permis d'identifier peuvent être classées par leur degré de prédisposition aux risques sédimentologiques selon le tableau suivant :

Classe	Taux d'érosion (t/km ² .an)	Régions *
I	$P_{ss} > 300$	N5a ; N5b
II	$150 < P_{ss} < 300$	E6
III	$100 < P_{ss} < 150$	00 ; N4
IV	$75 < P_{ss} < 100$	S1 ; S4
V	$50 < P_{ss} < 75$	N2a ; N7 ; E3 ; E5
VI	$25 < P_{ss} < 50$	S2 ; S5 ; N3b
VII	$5 < P_{ss} < 25$	N2b ; N6 ; N8 ; E2
VIII	$0 < P_{ss} < 5$	N3a
IX	dépôts	N1 ; S3
X	sans classification faute de données	E1 ; E2a ; E4 ; E4a

P_{ss} Taux d'érosion (suspension seulement pour des bassins entre 2 500 et 30 000 km², excepté pour la zone N4 où les surfaces des bassins avoisinent 100 000 km²).

* voir figure 48.

7.2. Mesures de transports solides sur le Fleuve Jaune (Chine) (11)

7.2.1. Le réseau hydrométrique

Le Fleuve Jaune est universellement connu pour ses records en matière de transport et de dépôt de sédiments. Des enregistrements historiques montrent que les populations riveraines du Fleuve Jaune ont fait des observations depuis très longtemps sur les concentrations en sédiments. Dans la littérature ancienne de la dynastie Han de l'Est (25 à 220 après J.C.) on trouve des descriptions du genre : *le limon occupait les six dixième du volume d'un baril d'eau prélevée*. Pendant la dynastie des Song (il y a environ 900 ans) la rupture de digue était expliquée par une augmentation du niveau de l'eau due à une accumulation excessive de sédiments dans les biefs du bas fleuve.

Cependant il y a 60 ans seulement que des stations hydrométriques ont été construites à partir des connaissances modernes. Après une crue rare survenue en 1933, un nombre important de stations hydrométriques ont été installées ; mais avant 1949 les résultats n'étaient enregistrés qu'à 33 stations. Le

11 Ce texte est une adaptation libre en Français d'un article (en Anglais) de Long Yuqian et Xiong Guishu, publié dans *Erosion and Sediment Transport Measurement (Proceedings of the Florence Symposium, June 1981)*, IAHS Publ. n°133.

nombre de stations étaient non seulement insuffisant, mais les observations étaient souvent de mauvaises qualité. Depuis l'avènement de la Nouvelle Chine, l'hydrologie s'est rapidement développée. Actuellement 456 stations hydrométriques sont observées toute l'année. Un réseau hydrologique a été mis en place à partir de stations de base complétées par des stations expérimentales. Un grand nombre de données de bonne qualité ont été collectées, constituant une importante banque pour le développement et la gestion des ressources en eau aussi bien que pour le développement de l'économie nationale.

Le Fleuve Jaune draine une superficie de $752\,000\text{ km}^2$ et le cours d'eau principal a une longueur de $5\,464\text{ km}$ (figure 49). L'écoulement annuel à la station de Sanmexia totalise un volume de $43,1 \cdot 10^9\text{ m}^3$, parmi lesquels 58% proviennent de la partie supérieure du Fleuve à l'amont de Hekouzhen. Les crues importantes surviennent principalement à l'occasion des orages de juillet et d'août. Le transport solide annuel moyen est de $1,6 \cdot 10^9\text{ t}$ et 90% de ce total provient de 40% de la superficie du bassin versant - la partie centrale du bassin qui est constituée par du loess. Le Fleuve Jaune est caractérisé par un transport solide très élevé et par un volume liquide écoulé relativement limité.

Le réseau hydrométrique a été développé principalement dans un but de développement de la ressource en eau et n'est pas distribué uniformément. Dans la partie centrale du bassin la densité est de 7 stations hydrométriques et 40 à 60 postes pluviométriques pour $10\,000\text{ km}^2$; elle est seulement de une ou deux stations et moins de 10 postes pluviométriques pour $10\,000\text{ km}^2$ sur la partie amont du bassin. Les transports solides sont mesurés à la plupart des stations hydrométriques.

Dans la région des collines ravinées de loess, sur le bassin moyen du Fleuve Jaune, le bassin versant expérimental de la ravine Chaba (187 km^2) a été choisi pour étudier les relations pluie-débit et la production de sédiments. Sur ce bassin 9 stations hydrométriques ont été installées. Des mesures de ruissellement sont réalisées aussi sur 14 parcelles qui se trouvent sur une zone expérimentale de $0,18\text{ km}^2$. Les données d'humidité du sol, d'évapotranspiration, de bilan hydrique et du climat sont également collectées. Toutes ces observations ont fourni des données de qualité pour tenter de comprendre les processus physiques aussi bien de l'érosion du sol que de l'écoulement de surface dans la zone d'étude.

Dans le but d'étudier les lois de la sédimentation dans les réservoirs, une surveillance systématique a été entreprise sur un certain nombre de réservoirs de grande ou de moyenne taille plusieurs fois par an. Les entrées et les sorties d'eau et de sédiments sont mesurées à des stations hydrométriques. On observe également des variables spécifiques comme les courants, la stabilité des bancs, l'eau souterraine dans les environs, la densité des dépôts et les conditions d'écoulement à proximité du barrage. Ces données conduisent à une meilleure compréhension des lois physiques des mouvements de sédiments et des dépôts dans les réservoirs. A cause de la variation saisonnière des entrées d'eau et de sédiments et des conditions aux limites des réservoirs, diverses stratégies ont été développées pour les projets, le calcul, la construction et la gestion de réservoirs construits sur des rivières riches en transports solides. Ces études ont pris une place importante dans le développement des ressources en eau du Fleuve Jaune.

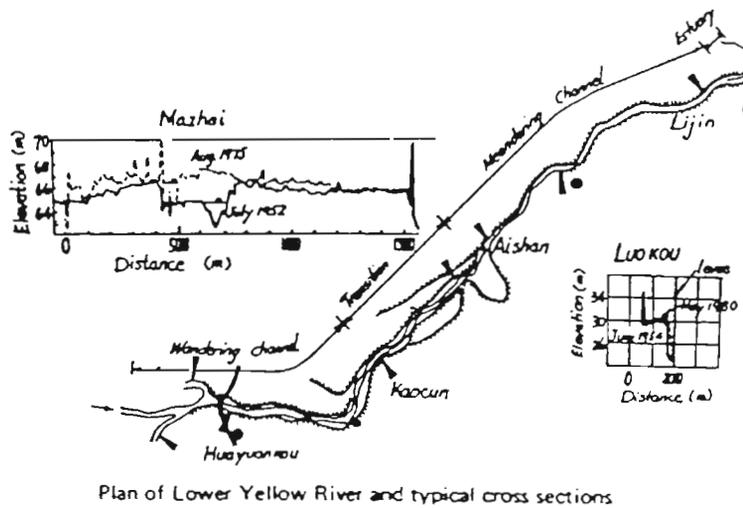
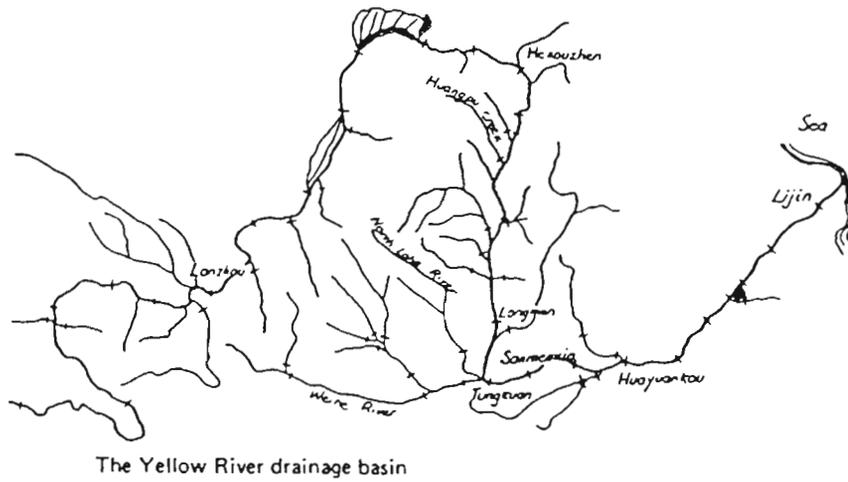
En ce qui concerne les types de lits, le bas Fleuve Jaune peut être divisé en quatre sections : une section de vagabondage, une section de transition, une section de méandres et l'estuaire (figure 50). Huit stations hydrométriques permettent de mesurer les débits liquide et solide le long du cours d'eau et 101 sections sont surveillées périodiquement chaque année. Des stations expérimentales ont été installées pour étudier les phénomènes fluviaux et les capacités de transport dans certains biefs. Les mesures de routine sont complétées par des enquêtes de reconnaissance pour évaluer la quantité totale d'eau et de sédiments prélevés pour l'irrigation.

Les reconnaissances hydrologiques constituent un important complément aux mesures de routine aux stations permanentes. Elles ont été pratiquées intensivement pour la recherche des distributions des averses de fréquence rare, les débits maximaux des crues exceptionnelles, les étiages, l'effet des seuils de contrôle, l'utilisation d'eau pour l'irrigation et les phénomènes d'érosion et de sédimentation dus à des défauts de structure.

En résumé, pour une meilleure compréhension des processus sédimentologiques, le réseau hydrométrique de base doit être accompagné par un certain nombre de stations expérimentales et les mesures journalières de routine à des points fixes doivent être complétées par des enquêtes de

Fig- 49 - Le bassin versant du Fleuve Jaune

Fig- 50 - Carte du bas Fleuve Jaune et de sections caractéristiques



reconnaissance. Cela permet une approche efficace pour étudier le problème de la sédimentologie sur la totalité du bassin versant.

7.2.2. Principaux résultats des observations

Selon les données hydrométriques, 36% du poids total des sédiments est en moyenne constitué par des particules d'une dimension supérieure à 50 microns et ces éléments grossiers ont une influence importante sur les dépôts dans le bas Fleuve Jaune. Trois-quarts des éléments grossiers sont originaires d'une zone qui couvre approximativement 100 000 km². De plus, avec la variation saisonnière des transports solides, 50 à 90% du poids total de sédiments passent en une dizaine de jours pendant les crues. Cette concentration extrême dans le temps et dans l'espace du transport des sédiments est un aspect significatif du Fleuve Jaune.

Le bas Fleuve Jaune possède un réseau hydrographique dégradé. Les données de 1965 à 1974 montrent que sur le total des sédiments entrés sur cette portion du fleuve, environ 25% étaient déposés dans le lit principal à l'aval de Mengjin, 8% étaient prélevés pour l'irrigation et 43% étaient déposés dans le delta. Seulement 24% des sédiments dépassaient le delta pour parvenir à la mer. Le résultat de cet énorme apport annuel est que le lit de la rivière s'est élevé et se déplace fréquemment à l'intérieur du système de digues. Le contrôle des crues et la prévention des inondations catastrophiques sont des problèmes d'importance vitale. Les variations des débits liquides et solides le long du Fleuve Jaune sont représentées sur la figure 51.

7.2.2.1. La production de sédiments

Les importantes pertes en sol dans la région de collines de loess du bief central du Fleuve Jaune constituent la principale source de transports solides dans la rivière. Selon les données de la station expérimentale de Zhezhou, le rapport entre la production de sédiments venant des interfluves à celle venant dans les ravines est approximativement de 1/1,8. En tenant compte du fait que la zone couverte par les interfluves est plus grande que celle couverte par les ravines, le rapport de la perte totale en sol est d'approximativement de 1,6/1. Ce résultat est typique de la région ravinée des collines de loess, mais n'est pas forcément vraie pour une autre région physiographique. L'érosion est d'abord produite par des événements pluvieux violents. En une averse, la pluie peut dépasser en volume 10% du total pluviométrique annuel et des intensités sur des courtes durée peuvent dépasser 120 mm/h. La perte en sol sur une unique averse peut atteindre 40% de la perte annuelle totale.

Dans ces conditions, des écoulements de surface avec une hyperconcentration en sédiments peuvent être produits même dans des conditions de ruissellement en nappe limitées. La concentration en sédiments peut facilement dépasser 400 g/l. Il est bien connu que la viscosité d'un fluide hyperconcentré en sédiment est considérablement accrue et que la vitesse de stabilisation des particules décroît remarquablement. Les propriétés rhéologiques de l'eau chargée et hyperconcentrée en sédiment sont très différentes de celle d'un fluide newtonien ordinaire qui ne contient qu'une petite proportion de sédiments. La capacité de transport d'un écoulement hyperconcentré est largement influencée par ces propriétés rhéologiques. Dans le bief central du Fleuve Jaune et sur ses affluents des écoulements hyperconcentrés sont souvent trouvés. La concentration en sédiment a atteint la valeur de 1 600 g/l à Huangpu Creek sans dépôt notable. Gong et Xiong (12) ont établi que les tributaires de la portion médiane du bassin du Fleuve Jaune étaient essentiellement des chenaux de convoyage et que le rapport avec les apports était approximativement de 1.

La production de sédiments des différentes régions physiographiques sont bien différentes et quelques données sur les productions d'eau et de sédiments sont données dans le tableau 1 pour montrer l'influence des conditions géologiques et géomorphologiques.

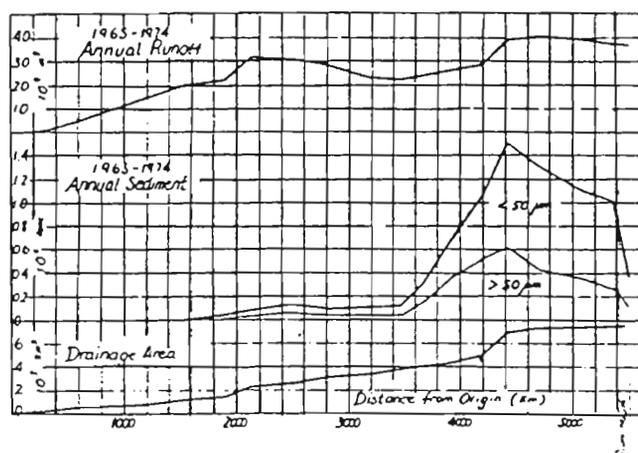
7.2.2.2. Le transport de sédiments

Les biefs moyen et inférieur du Fleuve Jaune se situent dans des plaines alluviales. Il est bien connu que le lit dans une plaine alluviale ajuste sa capacité de transport aux débits liquides et solides en modifiant la texture de son fond, ainsi que ses profils en travers et en long. A cause des conditions particulières du

12 Gong Shiyang et Xiong Guoshu, 1960 The origin and transport of sediment in Yellow River Proc. International Symp. on River Sedimentation (Beijing, China)

Fig- 51 - variation de l'écoulement annuel et du transport solide le long du Fleuve Jaune.

Tableau n°1 : moyenne annuelle de production de sédiments à des stations représentatives de différentes régions physiographiques de la portion centrale du Fleuve Jaune.



Variation of annual runoff and sediment along the Yellow River.

Table 1 Mean annual sediment yields of representative stations in different physiographic regions of the middle portion of the Yellow River

Physiographic region	River	Station	Drainage area (km ²)	Depth of runoff (mm)	Average sediment concentration (g l ⁻¹)	Sediment yield (t km ⁻² year ⁻¹)
Gullied-hilly loess area	Yehe	Yean	3208	47.1	311	14400
Gullied loess plateau	Puhe	Bajiazui	3522	35.9	145	5190
Loess terrace	Zhuhe	Sujiadian	840	83.2	18.9	1400
Hilly loess area with forest	Huluhe	Zhangcunyi	4715	23.0	4.94	128
Rocky mountain with forest	Wenyuhe	Wenyuhe	1876	131	0.12	15.3
Hilly sandy area	Xiliugou	Longrouguai	1145	25.0	125	3130
Sandy grass land	Dusitu	Kushuigoukou	8321	1.5	10.0	15.9
Hilly grassland	Kundulun	Atashan	879	16.2	56.9	917

Fleuve Jaune, avec une abondante fourniture de sédiment cette ajustement est important. La figure 52 montre les variations de la texture du lit pendant une crue à la station hydrométrique de Tungkuan. On peut noter que les variations de cette texture sont en relation directe avec le turbidigramme. C'est pourquoi dans l'étude des relations entre débits solides et liquide, la concentration de sédiments à une station amont est souvent prise comme paramètre.

La quantité de sédiments transportés lors des crues est énorme. Si des crues modérément chargées débordent dans la plaine alluviale, des dépôts interviennent dans la plaine, mais le lit principal est érodé. Inversement si la charge en sédiment est élevée, les dépôts interviendront dans la plaine et dans le lit principal (tableau 2). Lors de crues avec une hyperconcentration en sédiments, des masses importantes de sédiments sont déposées sur les hauts-fonds et les barres, mais le chenal continuera d'être érodé et formera un lit étroit et profond. Le tableau 3 montre les paramètres hydrauliques du lit après une crue chargée en sédiments.

Les modifications géomorphologiques du lit pendant les crues du bas Fleuve Jaune sont caractérisées par leur intensité et leur vitesse. Les limites de l'écoulement sont très sensibles à l'ajustement pour se conformer aux apports de débits liquides et solides (Qing et Chow) (13) C'est non seulement une propriété de base du transport solide dans les rivières alluviales, mais des modifications drastiques du cours de la rivière introduiront également des difficultés dans les mesures hydrologiques.

7.2.2.3. Le dépôt et les prélèvements

Avant la construction du barrage de Sanmenxia, on observait une très faible quantité de dépôt dans la vallée alluviale à l'amont du barrage. La plupart des sédiments étaient déposés dans le delta et le long d'environ 800 km du cours aval du fleuve. Après la mise en service de la retenue de Sanmenxia en septembre 1960, la plupart des sédiments se déposaient dans la retenue et le bas Fleuve Jaune était soumis à une érosion par les lachures d'eau claire du réservoir. Le matériau d'érosion était alors déposé dans le delta. Depuis la reconstruction du barrage de Sanmenxia la sédimentation dans la retenue a été réduite au minimum et le bas fleuve a retrouvé sa nature dégradée. Le tableau 4 présente les dépôts intervenus à l'amont et à l'aval du barrage de Sanmenxia à diverses périodes (Zhang et Long) (14). Selon leur analyse les dépôts les plus importants dans le bas Fleuve Jaune sont dus aux crues provenant des zones productrices de sédiments grossiers. Dans les trente dernières années les niveaux d'eau pour le même débit ($3\,000\text{ m}^3/\text{s}$) ont augmenté de 1,6 à 2 m.

Plus de 140 retenues, grandes et moyennes, avec une capacité supérieure à 10 millions de m^3 ont été construites sur le cours d'eau principal et les affluents du Fleuve Jaune. La sédimentation dans ces réservoirs est un problème sérieux. Certains de ces réservoirs sont gérés de façon à ce que les sorties aussi bien en sédiments qu'en eau soient contrôlées en fonction des variations saisonnières et des entrées de sédiments. La capacité de stockage peut être préservée par une opération connue sous le nom de *stockage de l'eau claire et évacuation de l'eau chargée*. Des bénéfices multiples peuvent en être tirés dans une certaine mesure.

De plus, de l'eau chargée en sédiments est prélevée tout le long du cours principal et des affluents du Fleuve Jaune pour l'irrigation ou la navigation. De grandes quantités de sédiments sont ainsi retirées du fleuve. Pour le bas Fleuve Jaune ces prélèvements sont estimés à plus de 200 millions de tonnes par an.

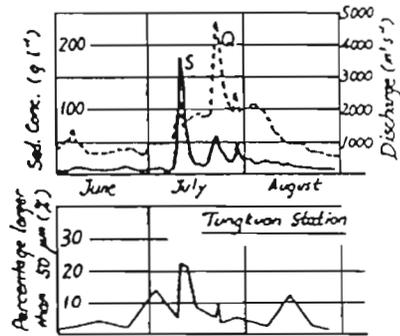
Le contrôle des pertes en sols aussi bien sur les interfluves que dans les ravines au moyen de nombreuses mesures de conservation des sols, la régulation des débits liquides et solides à la sortie des retenues et le détournement de l'eau pour l'irrigation ont une influence majeure sur la production de sédiments, leur transport et leur dépôt dans tout le bassin versant. Une tâche importante du réseau hydrométrique est d'étudier l'influence de ces opérations sur les processus hydrologiques.

13 Qing Ning and Chow Wenhao, 1965 Fluvial Process of Lower Yellow River. Science Press, Beijing, China

14 Zhang Qishun and Long Tuqun, 1980 The sediment problems of Sanmenxia Reservoir. Proc. International Symp. on River Sedimentation (Beijing, China)

Fig- 52 - Variation de la composition du lit pendant une crue.

Tableau n°2 : Dépôt et érosion dans le bas Fleuve Jaune pendant des crues typiques



Variation of bed composition during a flood event.

Table 2 Deposition and erosion within the Lower Yellow River during typical floods

Period	Hyayunkou station		Total sediment load coming into lower river during flood (10 ⁶ t)	Sediment deposited in Lower Yellow River (10 ⁶ t)		
	Peak discharge (m ³ s ⁻¹)	Ratio of Sed. conc. to discharge		Main channel	Flood plain	Total
15/8/53- 1/9/53	11 700	0.0376	857	149	94	243
12/7/57- 4/8/57	13 000	0.0119	561	-433	527	94
13/7/58-23/7/58	22 300	0.0095	639	-865	1020	155

Tableau n°3 : Modification des paramètres hydrauliques après une crue avec une charge en sédiment très importante (staion de Huayuankou, 1977)

Tableau n°4 : Dépôt dans la retenue de Sanmenxia (SMX) et dans le bas Fleuve Jaune avant et après les aménagements

Table 3 Change in hydraulic parameters after a flood with very high sediment concentrations (Huayuankou station 1977)

Date	Stage (m)	Discharge ($m^3 s^{-1}$)	Top width at water surface (m)	Average depth (m)	Average velocity ($m s^{-1}$)
7 July	92.24	2290	1470	1.00	1.56
16 July	90.82	2000	623	1.93	1.67
28 July	91.00	2320	541	1.92	2.23

Table 4 Deposition in the Sanmenxia (SMX) Reservoir and the Lower Yellow River before and after impoundment

Type of operation	Period	Deposition in SMX Reservoir ($10^9 m^3$)	Sediment entering Lower Yellow River ($10^9 t$)	Deposition in Lower Yellow River ($10^9 t$)	Deposition in delta region ($10^9 t$)
<i>Before impoundment</i>	July 1950- June 1960	—	17.95	3.68	9.48
<i>After dam construction</i>					
<i>During impoundment</i>	Sept. 1960- March 1962	1.75	0.14	-0.98	0.90
<i>Flood detention period</i>					
<i>Before reconstruction</i>	April 1962- June 1966	1.97	3.50	-0.65	3.87
<i>First stage reconstruction</i>	July 1966- June 1970	1.59	7.45	1.43	4.35
<i>Second stage reconstruction</i>	July 1970- Oct. 1973	0.10	5.88	1.83	1.82
<i>Storage in nonflood season, low head operation</i>					
<i>in flood season for sluicing</i>	Nov. 1973- Oct. 1978	0.05	6.80	1.27	3.89
Subtotal ¹	Sept. 1960- Oct. 1976	5.46	23.77	2.91	14.83

7.3. Envasement des retenues tunisiennes

L'étude présentée ici a été menée conjointement par l'ORSTOM et les Directions Tunisiennes des Ressources en Eau et des Etudes et Grands Travaux Hydrauliques. Elle a permis de réaliser en 1974 et 1975 des mesures d'envasement sur six barrages.

Le tableau 1 donne les caractéristiques des barrages étudiés et les dates de mesure.
Le tableau 2 donne les résultats de mesures d'envasement.

7.3.1. Matériel utilisé

L'écho-sondeur utilisé était du type Simrad 160 et se composait :

- d'un nez de sonde, émetteur et capteur d'ultra-sons, monté sur un saumon métallique de 20 kg.
- d'un enregistreur à vitesse de déroulement constante.

L'alimentation électrique était en 12 V continu. L'appareil est conçu pour donner une précision absolue de 20 cm environ sur une profondeur comprise entre 0 et 200 m. On adapte la vitesse de défilement du papier à la vitesse du bateau. Ce matériel est peu compliqué ; mais devient peu précis lorsque les fonds sont inférieurs à 5 m. Il était cependant suffisant pour les mesures effectuées sur les barrages tunisiens.

7.3.2. Résultats du barrage de l'Oued Mellègue à Nebeur

52 profils ont été réalisés sur la retenue (figure 53) en décembre 1974 (jusqu'au profil 23), puis en mai 1975 jusqu'à l'amont), les profils 36 à 52 ayant été effectués par reconnaissance pedestre.

Les figures 54 à 57 présentent quatre profils typiques de l'envasement de ce barrage :

- le profil 5, proche du pied du barrage où apparaît un chenal creusé par l'aspiration des vannes de dévasement.
- le profil 9, avec un envasement très important et un fond pratiquement plat.
- le profil 32 : dès ce niveau, l'Oued Mellègue coule dans un lit qu'il s'est creusé dans les sédiments déposés par les crues précédentes.
- le profil 40 : l'envasement est estimé à partir du profil initial et de la largeur de l'oued à cet endroit ; l'envasement est peu important et disparaît totalement au profil 50.

Sur la figure 58, nous avons reporté le profil en long de l'oued Mellègue avant la mise en eau du barrage et le profil en long du fond envasé (points les plus bas des sections de 1975) en fonction de la distance au pied du barrage. En dessous figure le graphe des sections envasées de chaque profil, qui par planimétrie a servi à calculer le volume d'envasement.

7.3.3. Bilan de l'envasement dans la retenue de l'Oued Mellègue

Le barrage a été mis en eau en avril 1954. Les mesures intègrent donc 21 années de fonctionnement dont les résultats d'exploitation fournis par la DEGTD sont résumés dans le tableau 3.

Les causes d'imprécision des chiffres de ce tableau sont nombreuses :

- Les volumes d'eau apportés au barrage ou soutirés sont bien contrôlés, la turbidité des soutirages est, elle aussi, contrôlée ; celle des apports est mesurée à une station située un peu plus à l'amont (station du K13). cependant les volumes importants qui sont déversés par les évacuateurs de crue lors des crues exceptionnelles 1958, 1969, 1973 sont contrôlés de façon moins précise et leur turbidité est inconnue ; on estime toutefois que ces eaux de crue ont eu le temps avant d'arriver aux évacuateurs de déposer la majeure partie de leur charge solide et ne contiennent guère plus de 5 g/l.

Tableau 1: caractéristiques des barrages étudiés et dates des mesures

<i>Nom du barrage</i>	<i>Superficie du BV (km²)</i>	<i>Cote de retenue maximale (m NCT)</i>	<i>Volume maximum stocké (× 10⁶ m³)</i>	<i>Date de mise en eau et début des observations</i>	<i>Date des mesures d'envasement</i>	<i>Cote du plan d'eau correspondant à cette date</i>	<i>Volume d'eau correspondant</i>
Mellègue Nebeur	10 300	265,0	268,06	avril 1954	24-29 nov. 1974 et 27-29 mai 1975	245,55 258,0	176,8
Nebaana	855	230,0	86,4	avril 1965 1967-1968	27-28 avril 1975	227,75	75,57
Bezirk	73 (1) (84)	54,6	6,46	décembre 1960	12-13 mai 1975	54,6	6,46
Chiba	64	77,86	7,86	1963-1965 nov. 1967	8 mai 1975	77,77	7,70
Masri	40 (2) (53)	163,0	6,82	février 1968	6 mai 1975	162,92	6,78
Lakhmess	131	517,0	8,00	avril 1966	4 juin 1975	516,90	7,90

(1) Dérivation de l'oued Defla (11 km²) dans le bassin versant de l'oued Bezirk en 1964.

(2) En mars 1971, mise en service du barrage Tabouna (13 km²), dont les eaux sont envoyées par conduite dans la retenue du barrage Masri.

Tableau 2 : résultat des mesures d'envasement

<i>Nom du barrage</i>	<i>Superficie du BV (km²)</i>	<i>Date de mise en eau ou débuts des observations</i>	<i>Volume maximum stocké (× 10⁶ m³)</i>	<i>Volume stocké au moment des mesures (× 10⁶ m³)</i>	<i>Taux de remplissage correspondant (%)</i>	<i>Volume des sédiments déposés (× 10⁶ m³)</i>	<i>Taux d'envasement du barrage (%)</i>
Mellègue	10 300	avril 1954	268,06	176,8	65,9	47,6	17,75
Nebaana	855	1965 et 1967-1968	86,4	75,6	87,5	12,90	14,94
Bezirk	73 (84)	décembre 1960	6,46	6,46	100,0	1,68	26,01
Chiba	64	1963-1965 novembre 1967	7,86	7,70	98,0	2,65	33,71
Masri	40 (53)	février 1968	6,82	6,78	99,4	1,32	19,3
Lakhmess	131	avril 1966	8,00	7,90	98,7	2,01	15,1

Fig- 53 : Barrage de Nebeur sur l'Oued Mellègue. Implantation des profils transversaux pour les relevés de fond

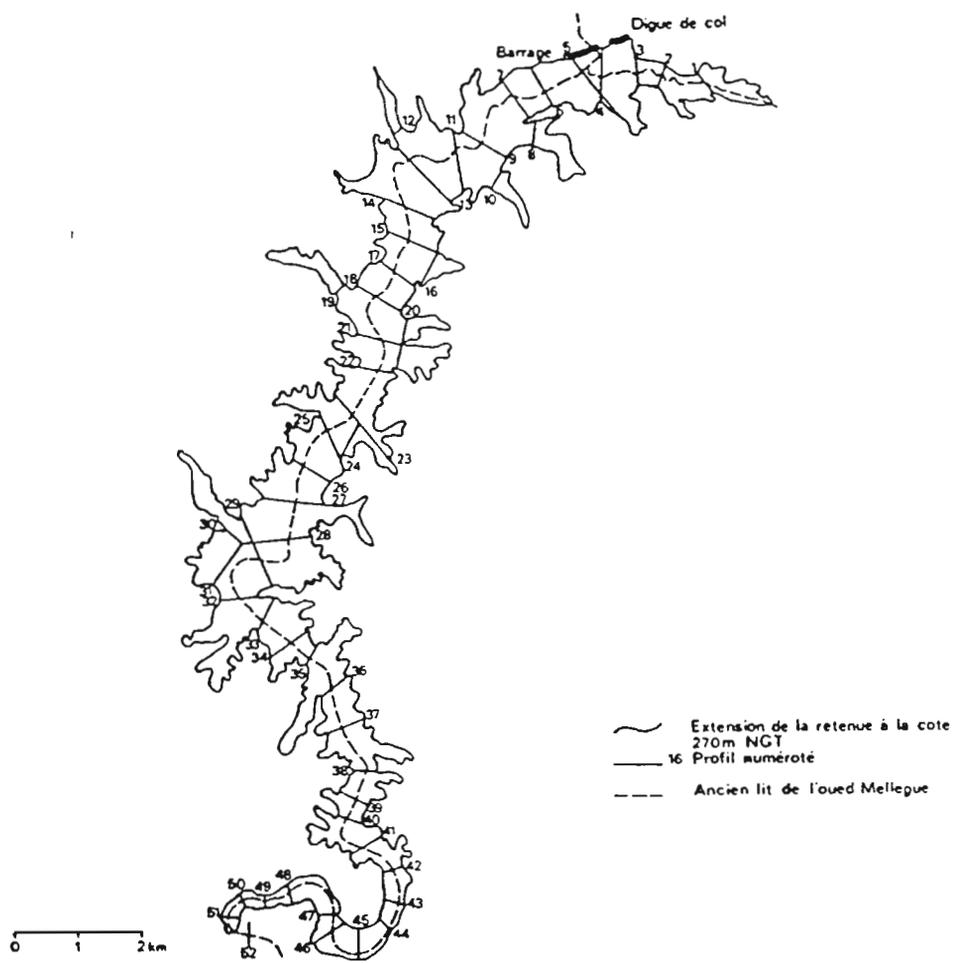


Fig- 54 à 58 - Barrage de l'Oued Mellègue. Profils en travers et profil en long.

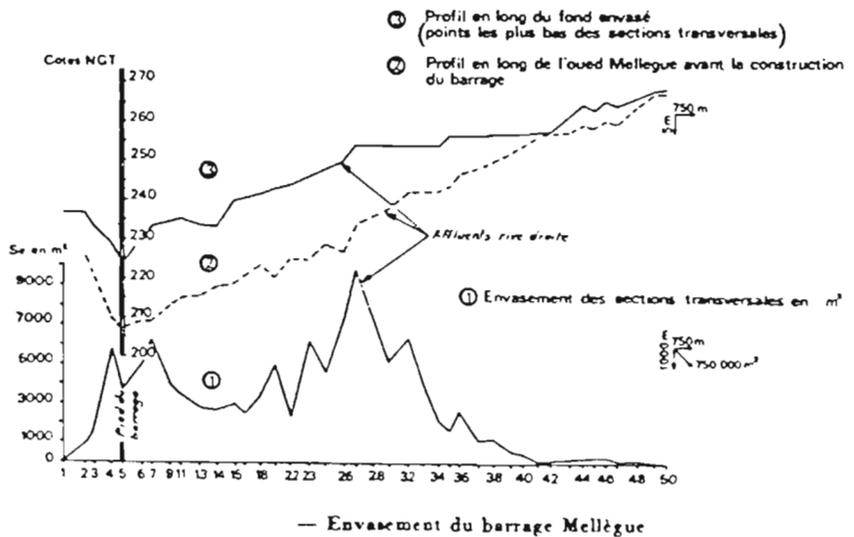
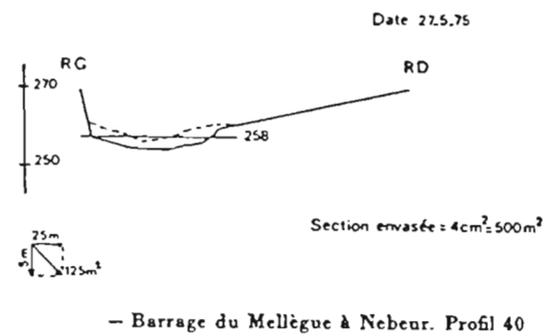
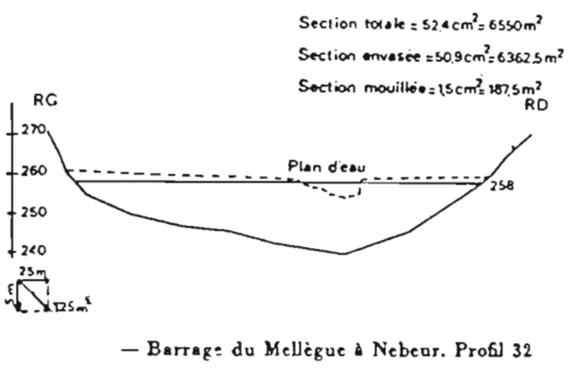
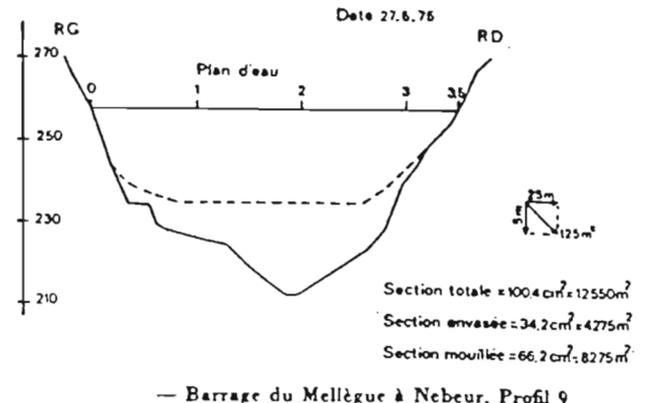
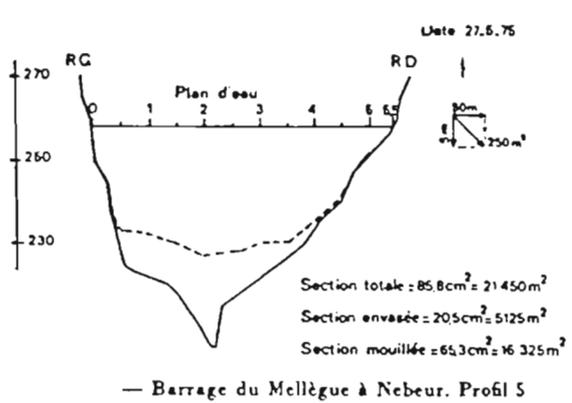


Tableau 3: Exploitation du barrage de l'Oued Mellègue (10 300 km²)

<i>Années hydrologiques</i>	<i>Apports liquides (× 10⁶ m³)</i>	<i>Volumes des rases soustrées (× 10⁶ m³)</i>	<i>Volumes des sédiments apportés (K13) (× 10⁶ m³)</i>	<i>Mesures de l'entrasement (× 10 m³)</i>
avril-août 1954	26,7	0,392	0,729	0
1954-55	80,6	2,113	3,906	
1955-56	214	7,194	7,266	
1956-57	158	1,400	4,547	
1957-58	293	7,731	7,430	13,40
1958-59	213	2,064	4,126	
1959-60	156,2	1,684	3,149	
1960-61	37,3	0,723	0,723	
1961-62	95,3	1,610	1,663	
1962-63	83,4	1,138	2,285	
1963-64	279,3	5,338	7,223	
1964-65	117,2	1,861	2,276	
1965-66	85,15	1,437	1,560	
1966-67	113,1	2,616	3,638	
1967-68	190,6	2,850	4,325	24,77
1968-69	53,6	0,937	1,379	
1969-70	758,2	19,161	18,448	
1970-71	88,8	1,283	2,250	
1971-72	208,4	3,709	4,179	
1972-73	504,2	10,421	7,110	
1973-74	76,04	0,840	0,614	
1974-75	177,5	2,572	4,183	47,62
totaux	4 009,6	79,07	93,01	47,62
moyenne sur 21,3 ans	187,98	3,71	4,36	2,23

- La densité apparente et la densité réelle des sédiments déposés et des vases soutirées sont mal connues. On mesure dans le barrage des volumes de sédiments consolidés pendant plusieurs années sous plusieurs mètres d'eau, et on mesure sur les débits liquides une concentration moyenne de matière solide (en g/l). Le passage de l'un à l'autre nécessite une connaissance précise des densités, ce qui n'est pas facile à réaliser. On reviendra plus loin sur ce point. On peut admettre en moyenne que la densité réelle des vases (composées de limons et d'argile serait de 2,4 pour une densité apparente de 1,7.

- La station du K13 contrôle les débits liquides et solides apportés à la retenue, mais la superficie de son bassin versant n'est que de 9 000 km², pour 10 300 km² au barrage. Les transports de fond n'y sont pas mesurés. On admet qu'il faut majorer de 10% les valeurs du K13 pour obtenir les apports au barrage.

Malgré ces imprécisions on peut établir le bilan du transport solide au barrage Mellègue selon le tableau suivant :

	Total sur 21 ans	Moyenne annuelle
Envasement de la retenue	47 600 000 m ³	2 230 000 m ³
Evacuation par soutirage	79 100 000 m ³	3 710 000 m ³
Total des apports solides au barrage	126 000 000 m ³	5 940 000 m ³

Le taux de comblement du barrage est de 0,83% par an, ce qui lui donnerait une durée de vie de 120 ans avant le remplissage total de la cuvette. Les apports de matières solides mesurés au K13 et majorés de 10% se montent pour la même période à 102,3 millions de m³. La différence avec le total des apports estimés au barrage peut être attribué aux charriages qui représenteraient donc 24,4 million de m³, soit 19% du transport solide total. A l'échelle du bassin versant de 10 300 km², ces transports de matières solides, de 152 millions de tonnes en 21 ans, représentent une ablation moyenne de 700 t/km²/an et une charge moyenne des eaux entrant dans la retenue de 38 g/l dont 19% seraient déposés.

7.3.4. Discussion des résultats

7.3.4.1. Densité

Nous avons vu au chapitre 6.4.2 comment on évaluait les caractéristiques physiques des mélanges solide-eau-air et nous avons donné dans un tableau (p. 85) les valeurs pratiques à utiliser pour déterminer le poids de matières solides dans un m³ de vase.

Des essais de mesures ont été réalisés dans la retenue du barrage Mellègue, au fond sous 3 à 19 m d'eau et sur les berges à l'amont du profil 32. Sur les berges les prélèvements ont été faits à la tarière et n'ont pas fait l'objet de mesures de densité apparentes. Sous l'eau, les prélèvements étaient faits par un plongeur qui enfonçait un cylindre aux bords biseautés de 30 cm de long et 5,2 cm de diamètre, l'extraction de la carotte se faisait sans difficulté et le cylindre était fermé hermétiquement aux deux bouts avant d'être remonté à la surface.

La consolidation des boues sous une certaine profondeur d'eau est un phénomène très complexe, fort peu décrit dans la littérature ; le tassement des argiles et des particules colloïdales s'accompagne d'un rejet d'eau, d'une forme différente d'adsorption de l'eau sur les particules, ainsi que d'une réaction de réduction des boues (qui peut se manifester par un changement de couleur). Il est certain que c'est la pression hydrostatique qui joue le rôle principal dans le processus de consolidation, mais les phénomènes sont difficiles à suivre et à mesurer dans leur évolution en profondeur (16).

Les échantillons prélevés ont donné les résultats consignés dans les tableaux de la page suivante. La concordance entre Ps calculé et Ps mesuré est assez bonne pour des mesures aussi grossières. On constate une très grande différence entre la première et la deuxième série due à une différence de tassement des

16 BOURTAN J. et FRANCIS-BOEUF C., 1942 La vase Série sédiments et sédimentation, Paris. Editions Hermann Serruya, 1965 Note sur la diagenèse primaire dans les sédiments du Lac Léman. Archives des Sciences de Genève, vol. 18, fasc. 3.

Tableaux : caractéristiques des échantillons prélevés sous l'eau

BARRAGE MELLÈGUE : ÉCHANTILLONS PRÉLEVÉS SOUS L'EAU
LE 19 DÉCEMBRE 1975

	Profil échantillon		
	P 13 RC 2 062	P 13 milieu 2 063	P 9 milieu 2 049
da mesuré	1,59	1,70	1,58
dr mesuré	2,28	2,28	2,32
Ps/m ³ mesuré	1,027	0,977	0,910
Ps/m ³ calculé	1,051	1,246	1,019

BARRAGE MELLÈGUE : ÉCHANTILLONS PRÉLEVÉS SOUS L'EAU
LE 29 JUIN 1976

	Profil échantillon			
	P 9 3 296	P 13 3 297	P 17 3 298	P 22 3 299
da mesuré	1,36	1,397	1,35	1,357
dr mesuré	2,3	2,28	2,32	2,33
Ps/m ³ mesuré	0,594	0,612	0,657	0,653
Ps/m ³ calculé	0,636	0,707	0,615	0,625

boues. En effet les prélèvements ne portent que sur une épaisseur de 30 cm ; il s'agit donc d'une boue peu consolidée. On peut penser que sous une certaine épaisseur la densité apparente peut atteindre 1,8 et même parfois 2. La densité réelle des argiles peut être prise en moyenne égale à 2,3-2,4.

Pour l'ensemble de nos calculs où nous devons utiliser une valeur de densité apparente, il a semblé raisonnable d'adopter la valeur de $d_a = 1,7$ (valeur mesurée une fois en surface) et $d_r = 2,35-2,4$. Ce qui conduit à un poids de matière solide par mètre cube de boue de $p_s = 1,2 \text{ t/m}^3$.

7.3.4.2. Processus de sédimentation

Les analyses granulométriques pratiquées sur les sédiments prélevés au barrage de l'Oued Mellègue et l'examen des profils en long des fonds avant et après l'envasement sont très éloquents quant aux mécanismes de dépôt de sédiments (figure 58).

Le profil initial est assez régulier, la pente moyenne sur 21,3 km est de 0,289%, ce qui exclut la possibilité de dépôts importants dans le lit de l'oued. On peut dire qu'avant la mise en eau du barrage, ce tronçon de l'oued Mellègue était en phase d'érosion. Les variations de pente autour de cette moyenne sont faibles, on constate seulement des irrégularités locales entre les profils 18 et 27 dues au passage dans un rétrécissement de la vallée.

Le profil envasé est très différent : les irrégularités ont été lissées par l'envasement ; la pente globale sur 21,3 km n'est plus que de 0,216%, et elle n'est plus du tout uniforme. On distingue 5 tronçons de l'amont vers l'aval :

- Du profil 50 au profil 41 (pente 0,250% sur 4,7 km). C'est la partie amont de l'oued qui est rarement en eau ; les dépôts ont lieu essentiellement sur les berges à la décrue. Ce tronçon se termine aux profils 42-41 où, au passage d'un seuil, le niveau de base du lit n'a pratiquement pas bougé.
- Du profil 41 au profil 27 (pente 0,052% sur 7,6 km). C'est la partie où la vitesse du courant entrant dans la retenue diminue très rapidement et où se dépose la plus grosse partie des éléments lourds.
- Du profil 27 au profil 14 (pente 0,383% sur 5,45 km). Ce tronçon correspond à une partie presque rectiligne de la retenue avec peu d'apports latéraux et une vallée large.
- Du profil 14 au profil 7 (pente nulle sur 2,6 km) avec une partie à contre pente formant une sorte de cuvette. Dans cette zone le fond des profils est plat ; le dépôt des sédiments se fait par décantation en l'absence de courant.
- Du profil 7 au barrage (pente 0,862% sur 1,1 km). La proximité du barrage place cette zone sous l'influence des prises d'eau et vannes de fond qui ont créé un chenal dans les dépôts. On remarque que la zone d'influence est très limitée.

La rupture de pente très nette entre les tronçons 3 et 4 fait nettement penser au profil d'un cône de déjection avec une pente très faible dans la partie supérieure, la zone de rupture correspondant aux sections les plus fortement envasées (profil 27). On peut décrire le mécanisme des dépôts en 3 phases :

- à l'amont de la retenue, les eaux entrant dans le barrage voient leur vitesse diminuer rapidement ; elles abandonnent une partie importante des matériaux transportés les plus lourds, donc les plus grossiers.
- dans la partie médiane (profils 27 à 14), les eaux entrantes se mélangent avec celles qui sont stockées, les courants ne correspondent plus à un écoulement et sont très faibles ; c'est ce qu'on nomme les *courants de densité* sur lesquels nous sommes mal renseignés. Les dépôts se font plus lentement, mais les particules fines restent en suspension ;
- à l'aval près du barrage, les eaux retenues déposent les particules en suspension par décantation pendant un temps beaucoup plus long. D'après Leliavsky (17) une particule de 10 microns de diamètre mettrait

17 Leliavsky S. 1961 Précis d'hydraulique fluviale Dunod, Paris

20 heures pour traverser une tranche d'eau de 7 m, et il faudrait 80 jours à une particule de 1 micron pour le même trajet. Dans cette partie du barrage les eaux restent troubles longtemps après l'arrivée d'une crue.

Tout ceci est assez bien confirmé par la répartition granulométrique des sédiments tout nous avons rassemblés les résultats dans le tableau de la page suivante. A l'amont les éléments grossiers (sables) prédominent et représentent la quasi totalité des dépôts à une certaine profondeur. Le prélèvement fait sur des délaissés de crue au profil 33 (délaissés très récents puisque la crue s'était produite 2 jours seulement avant les prélèvements) montre une plus forte proportion d'éléments fins en surface ; ces éléments sont susceptibles d'être repris par une crue plus importante et transportés plus à l'aval. Dans le tronçon compris entre les profils 32 et 41 où l'Oued Mellègue coule dans un lit qu'il s'est recreusé dans les alluvions, on distingue nettement sur les berges les strates de sédimentation correspondant aux crues importantes. Ce prélèvement du profil 33 est très comparable à celui du profil 2 qui, bien que situé à proximité du barrage, correspond au débouché d'un affluent de rive droite, l'Oued Bel Hannech, dont le bassin versant est sujet à une forte érosion ; dans le profil 2 le dépôt de sédiments grossiers est aussi important qu'au profil 33. Au profil 29, les sables deviennent plus importants, le tri des particules est déjà très net. Au profil 17, qui est à 5 km du barrage, les particules grossières ne représentent plus que 10% environ du total, alors que les argiles et les limons constituent 68% des sédiments. Cette tendance s'accroît de plus en plus et au profil 9, il n'y a plus que 8% des particules supérieures à 50 microns, alors que les particules fines (argile et limon) constituent 92% des dépôts.

Les particules fines étant les seules à rester en suspension et à être transportés jusqu'au barrage, on notera que les dévasages pratiqués par les vannes de fond concernent uniquement des vases à très fine granulométrie et que le comblement de la retenue se fait d'abord à l'amont ; la zone d'efficacité des vannes de fond est très restreinte et leur utilisation principale est de maintenir hors sédiments les prises d'eau des turbines.

Tableau : granulométrie des sédiments : barrage de l'Oued Mellègue

GRANULOMÉTRIE DES SÉDIMENTS — BARRAGE DE L'OUED MELLÈGUE

<i>Lieu de prélèvement</i>	<i>Distance au barrage (km)</i>	<i>Profondeur prélevée (cm)</i>	<i>Argiles 0-2 μ %</i>	<i>Limons 2-20 μ %</i>	<i>Limons grossiers 20-50 μ %</i>	<i>Sables fins 50-200 μ %</i>	<i>Sables grossiers 200-2 000 μ %</i>	<i>Densité réelle dr</i>
P 33 amont sur berge RD	12	0-20	10,5	12,0	14,5	52,5	7,0	2,51
		40-55	1,0	0,5	1,5	10,0	86,0	2,61
		60-75	1,0	0	1,0	11,0	85,5	2,79
P 33 sur délaissés	12	0-20	15,0	16,0	20,0	44,5	2,5	2,50
		20-35	3,0	3,5	4,0	78,0	10,0	2,59
P 29 RD, sur berge	10,5	0-20	8,5	6,0	9,0	70,0	3,5	2,36
		40-55	9,0	7,0	22,5	57,5	1,0	2,50
		60-75	8,5	5,5	15,0	67,0	1,0	2,47
P 17 13,2 m sous l'eau	4,9	0-30	24,0	44,0	20,0	9,5	1,5	2,32
P 13 17,9 m sous l'eau	3,0	0-30	48,0	41,5	7,0	1,5	1,0	2,28
P 9 19 m sous l'eau	1,8	0-30	48,5	43,5	5,0	1,5	0,5	2,30
P 2 RD, Oued Bel Hannoch hors d'eau	1,5	0-20	8,5	8,0	5,0	61,5	14,5	2,51
		20-40	12,0	10,5	6,5	43,0	25,5	2,48
		40-60	12,0	11,0	0	59,5	14,5	2,51

BIBLIOGRAPHIE GENERALE

Il s'agit d'une liste d'ouvrages généraux que le lecteur pourra consulter pour compléter son information :

Actes des colloques organisés par l'Association Internationale des Sciences Hydrologiques (AISH/LASH):

- N° 53 : Colloque d'Helsinki 1960
- N° 59 : Colloque de Bari 1962
- N° 65 : Colloque de Berkeley 1963
- N° 122 : Colloque de Paris 1977
- N° 133 : Colloque de Florence 1981
- N° 174 : Colloque de Porto Alegre 1988

American Society of Civil Engineers (ASCE). *Sedimentation Engineering*.

Hakanson L., Jansson M., 1983. *Principles of Lake Sedimentology*. Springer Verlag, Berlin.

Larras J., 1972. *Hydraulique et granulats*. Eyrolles, Paris.

Organisation Météorologique Mondiale (OMM/WMO), 1982. Operational Methods for Measurement of Sediment Transport.

Simons D.B., Sentürk F., 1977. Sediment Transport Technology. *Water Resources Publications*, Fort Collins.

Unesco, 1986. Problèmes d'érosion, transport solide et sédimentation dans les bassins versants. Etudes et rapports d'hydrologie n°35.

ANNEXES

Formules de calcul du transport solide

TRANSPORT DES SEDIMENTS

paramètres demandés				
q : débit eau	183663	ft ³ /s	5 200	m ³ /s
u : vitesse moyenne d'écoulement	16	ft/s	05	m/s
d : diamètre médian des sédiments du fond	1.31E-01	ft	4 000E-02	mm
ds : diamètre médian des sédiments en suspen	1.48E-04	ft	4 500E-05	mm
d90 : 90% de granulats d'un poids inférieur	1.64E-01	ft	5 000E-02	mm
d65=ks : 65% de granulats d'un poids inférie	1.48E-01	ft	4 500E-02	mm
d65s : d65 (pour sédiments en suspension)	1.64E-04	ft	5 000E-05	mm
h : hauteur d'eau	16.41	ft	05	m
T : température de l'eau	90	°F	32	°C
j1 : pente du fond	0 000%	ft/ft	0 000%	m/m
C : concentration de fines en ppm	300	lb/ft ³	300	g/m ³

paramètres arbitraires				
g : pesanteur	32.19	ft/s ²	9.81	m/s ²
rho : masse spécifique de l'eau	1.94	b.s ² /ft ⁴	102	kg.s ² /m ⁴
nu : viscosité cinématique de l'eau	1.09E-05	ft ² /s	1.01E-06	m ² /s
p : masse volumique de l'eau	62.43	lb/ft ³	1000	kg/m ³
p1 : masse volumique des granulats (quartz)	165.44	lb/ft ³	2650	kg/m ³

TRANSPORT PAR CHARRIAGE ET SALTATION				
		validité ?		
FORMULES DE TYPE DuBoys:				
DuBoys Formula (1950) (ref : A.S.C.E)	-368	lb/s	non	-167 kg/s
Meyer-Peter Formula (1948) (ref : A.S.C.E) rem: pour des sédiments relativement gros	00	lb/s	oui ?	00 kg/s
Schoklitsch Formula (1935) (ref : A.S.C.E) rem: pour des sédiments grossiers (graviers)	-1 990	lb/s	oui ?	-902 kg/s
Shields Formula (1936) (ref : A.S.C.E)	-846	lb/s	oui ?	-384 kg/s
Meyer-Peter and Muller Formula (1948) (ref : A.S.C.E) rem: pour des écoulements qui ont peu ou pas de matière en suspension	00	lb/s	oui ?	00 kg/s
Laursen Formula (1958) (ref : A.S.C.E)	-1 052	lb/s	oui ?	-477 kg/s
I.I.LEVI (ref : J.Larras) rem: dans le cas des sables quartzeux dans l'eau	10 819	lb/s	non	4 907 kg/s
A.Schoklitsch (ref : J:Larras)	-2 886	lb/s	oui ?	-1 309 kg/s
K.Shinohara et T.Tsubaki (ref : J.Larras) rem: pour des granulats quartzeux (dans l'eau) de diamètre relativement moyen et pour les écoulements à forte pente	-2 887	lb/s	oui ?	-1 309 kg/s
Equiazarov (ref : J.Larras) rem: pour le transport des granulats quartzeux dans un écoulement complètement turbulent (dans l'eau)	-7 276	lb/s	non	-3 300 kg/s
L.Muhlofer (ref : J.Larras) rem: pour des granulats quartzeux dans l'eau	845	lb/s	non	383 kg/s

FORMULES DE Einstein:				
Enstein-Brown Formula (1950) (ref : A.S.C.E)	01 lb/s	non	01 kg/s	
Einstein Bed Load Function (1950) (ref : A.	673 lb/s	oui ?	305 kg/s	
FORMULES EN TERME DE VITESSE:				
Colby Relations (1964) (ref : A.S.C.E)	00 lb/s	non	00 kg/s	
Inglis-Lacey Formula (1968) (ref : A.S.C.E)	4 833 lb/s	oui ?	2 192 kg/s	
A.F.Koudriachov (ref : J.Larras) rem: pour des granulats quartzeux dans l'eau	5 227 lb/s	non	2 371 kg/s	
AUTRES:				
Engelund-Hansen Formula (1966-1967) (ref :) rem: ne pas appliquer à des fonds ondulés ou ridés	240 lb/s	oui ?	109 kg/s	
Toffaleti Formula (1968)-(1969) (ref : A.S.	5 908E+06 lb/s	oui ?	2 680E+06 kg/s	
A.A.Kalinske (ref : J.Larras) rem: pour des sables quartzeux dans l'eau ne pas appliquer pour les plus gros débits	623 lb/s	oui ?	283 kg/s	

TRANSPORT	EN	SUSPENSION	
		validité ?	
Einstein Bed Load Function (1950) (réf : A.S.C.E)	lb/s		kg/s
Laursen Formula (1958) (réf : A.S.C.E)	2 480E+00 lb/s	oui ?	1 125E+00 kg/s
Toffaleti Formula (1968, 1969) (réf : A.S.C.	5 678E+02 lb/s	oui ?	2 575E+02 kg/s
S.C.Abalianz (1958) (réf : J.Larras)	8 272E+04 lb/s	oui ?	3 751E+04 kg/s
J.Larras (réf : J.Larras)	5 929E+05 lb/s	oui ?	2 689E+05 kg/s
F.Engelund (1970) (réf : J.Larras)	1 197E+01 lb/s	non	5 428E+00 kg/s

TRANSPORT	TOTAL		
		validité ?	
Einstein Bed Load Function (1950) (réf : A.S.C.E)	lb/s		kg/s
Laursen Formula (1958) (réf : A.S.C.E)	1 428E+00 lb/s	oui ?	6 476E-01 kg/s
Toffaleti Formula (1968, 1969) (réf : A.S.C.	5 909E+06 lb/s	oui ?	2 680E+06 kg/s
Méthode de E.M.Laursen (réf : J.Larras) rem: pour des granulats quartzeux dans l'eau ne pas appliquer aux Les granulats les plus gros	2 949E+00 lb/s	non	1 337E+00 kg/s
Méthode n°1 de R.J.Garde et J.Dattatri (réf :)	6 215E+04 lb/s	oui ?	2 819E+04 kg/s
Méthode n°2 de R.J.Garde et J.Dattatri (réf :) rem: pour les granulats quartzeux dans l'eau	1 605E+01 lb/s	non	7 278E+00 kg/s
Méthode de F.Engelund et E.Hansen (réf : J.L. rem: pour les granulats quartzeux dans l'eau	5 330E+01 lb/s	non	2 418E+01 kg/s

TRANSPORT DES SEDIMENTS

paramètres demandés				
q : débit eau	190 727	ft ³ /s	5 400	m ³ /s
u : vitesse moyenne d'écoulement	09	ft/s	03	m/s
d : diamètre médian des sédiments du fond	1.31E-01	ft	4 000E-02	mm
ds : diamètre médian des sédiments en suspension	1.48E-04	ft	4 500E-05	mm
d90 : 90% de granulats (de fond) d'un poids inférieur	1.64E-01	ft	5 000E-02	mm
d65=ks : 65% de granulats (de fond) d'un poids inférieu	1.48E-01	ft	4 500E-02	mm
d65s : (pour les sédiments en suspension)	1.64E-04	ft	5 000E-05	mm
h : hauteur d'eau	16	ft	05	m
T : température de l'eau	77	°F	25	°C
j1 : pente du fond	0 000%	ft/ft	0 000%	m/m
C : concentration de fines en ppm	300	lb/ft ³	300	g/m ³

paramètres arbitraires				
g : pesanteur	32.19	ft/s ²	9.81	m/s ²
rho : masse spécifique de l'eau	1.94	b.s ² /ft ⁴	102	kg.s ² /m ⁴
nu : viscosité cinématique de l'eau	1.09E-05	ft ² /s	1 010E-09	m ² /s
p : masse volumique de l'eau	62.43	lb/ft ³	1000	kg/m ³
p1 : masse volumique des granulats (quartz)	165.44	lb/ft ³	2650	kg/m ³

paramètres intermédiaires				
L : largeur de l'écoulement	1 312	ft	400	m
Pm : périmètre mouillé = L+2*h	1 345	ft	410	m
Rh : rayon hydraulique=section/périmètre mouillé	1 600E-02	ft	4 878E-03	m
uc : vitesse moyenne critique d'écoulement	9 314E-04	ft/s	2 839E-04	m/s
uc=0.177*((h/d) ^(1/7))*(g*d*(p1-p)/p) ^{0.5}				
t0 : tension de frottement au fond =p*Rh*j1	4 296E-04	lb/ft ²	2 098E-03	kg/m ²
tc : tension critique de frottement pour les sédiments du fond	00 001	lb/ft ²	0 004	kg/m ²
=tc2*10 ^{(log(tc1/tc2)*(T-32)/48)}				
a) pour T=80°F	00 001	lb/ft ²		
tc1=10 ^{-2.306*d^{0.279}} quand d<0.27				
tc1=0.01*d ^{0.867} quand 0.27<=d<0.7				
tc1=0.013*d ^{1.281} quand 0.7<=d<6mm				
tc1=10 ^{-1.7*d} quand 6<=d				
b) pour T=32°F	00 001	lb/ft ²		
tc2=10 ^{-2.16*d^{0.2}} quand d<0.4mm				
tc2=10 ^{-2*d^{0.61}} quand 0.4<=d<0.9mm				
tc2=10 ^{-1.98*d^{1.29}} quand 0.9<=d<6mm				
tc2=10 ^{-1.7*d} quand 6<=d				
tcs : tension critique de frottement pour les sédiments en suspension	00 000	lb/ft ²	0 000	kg/m ²
=tc2*10 ^{(log(tc1/tc2)*(T-32)/48)}				
a) pour T=80°F	00 000	lb/ft ²		
tc1=10 ^{-2.306*ds^{0.279}} quand ds<0.27				
tc1=0.01*ds ^{0.867} quand 0.27<=ds<0.7				
tc1=0.013*ds ^{1.281} quand 0.7<=ds<6mm				
tc1=10 ^{-1.7*ds} quand 6<=ds				
b) pour T=32°F	00 000	lb/ft ²		
tc2=10 ^{-2.16*ds^{0.2}} quand ds<0.4mm				
tc2=10 ^{-2*ds^{0.61}} quand 0.4<=ds<0.9mm				
tc2=10 ^{-1.98*ds^{1.29}} quand 0.9<=ds<6mm				
tc2=10 ^{-1.7*ds} quand 6<=ds				

Transpot

F1 : paramètre d'Einstein= $(2/3+36*\nu^2/(g*d^3((p1/p)-1)))^{0.5}-(36*\nu^2/(g*d^3((p1/p)-1)))^{0.5}$	8 163E-04			
t* : tension étoilée= $t0/((p1-p)*d)$	3 178E-05		3 178E-05	
t0' : (résistance grains du fond)= $\rho*u'^2*(d/h)^{(1/3)}/58$	5 252E-04	lb/ft2	2 564E-03	kg/m2
t0's : t0' pour les sédiments en suspension	5 462E-05	lb/ft2	2 666E-04	kg/m2
u* : vitesse étoilée = $(t0'/\rho)^{0.5}$	4 705E-04	ft/s	1 434E-04	ft/s
u** : vitesse étoilée influencée par la rugosité des grains du fond= $(t0'/\rho)^{0.5}$	5 202E-04	ft/s	1 585E-04	ft/s
u**s : vitesse étoilée influencée par la rugosité des grains en suspension= $(t0's/\rho)^{0.5}$	1 678E-04	ft/s	5 113E-05	ft/s
w : vitesse de chute des sédiments du fond	2.16E+00	ft/s	6 568E-04	m/s
w=F1* $((p1/p)-1)*g*d^{0.5}$: Rubey Formula (1933)				
ws : vitesse de chute des sédiments en suspension	7.23E-02	ft/s	2 203E-05	m/s
ws=F1* $((p1/p)-1)*g*ds^{0.5}$: Rubey Formula (1933)				
delta : facteur = $11.6*\nu/u^*$	2 424E-07			
ks/delta	6 090E-01			
f : coefficient de Darcy-Weisbach = $8*g*L*h*j1/(u^2*Pm)$	2.26E-02		2 258E-05	

TRANSPORT PAR CHARRIAGE ET SALTATION

I.I. LEVI (ref : J.Larras) qsb= $L*p1^{0.002}((u/(g*d)^{0.5})^3)*d*(u-uc)*(d/h)^{0.25}$	10 819	lb/s	4 907	kg/s
A.F. Koudriachov (ref : J.Larras) qsb= $p1^{0.0075}*q(u^2/g*h)^2$	5 227	lb/s	2 371	kg/s
A. Schoklitsch (ref : J.Larras) qsb= $L*p1^{0.54}*t0*(t0-tc)/(p1-p)$	-2 886	lb/s	-1 309	kg/s
K. Shinohara et T. Tsubaki (ref : J.Larras) qsb= $L*p1^{25*\phi^{1.3}*(\phi-0.8*\phi_{ic})*((p1-p)^{0.5}*d^{1.5})}$ avec $\phi=t0^2/((p1-p)*d*tc)$ 1 711E-05 et $\phi_{ic}=tc^2/((p1-p)*d*tc)$ 5 903E-05	-2 887	lb/s	-1 309	kg/s
A.A. Kalinske (ref : J.Larras) qsb= $L*p1*d*u^*2.5*(fonction\ de\ (tc/t0))*tc/t0$ avec 2.5*fonction= =10 ^{-1.13*(tc/t0-0.44)} si tc/t0<=1.94 =0.01*10 ^{-2.38*(tc/t0-2.08)} si tc/t0>1.94	623	lb/s	283	kg/s
Equiazarov (ref : J.Larras) qsb= $((p1/p)/(p1/p-1))*q^{0.015}*j1^{0.5}*p1*(t0-tc)/tc$	-7 276	lb/s	-3 300	kg/s
L. Mühlofer (ref : J.Larras) qsb= $L*Y*((p1/p-1)*g*p1^2*d^3)^{0.5}$ avec Y= $9.579*(X-0.045)*(X^{0.5}-0.045^{0.5})$ 1 124E-05 avec X= $0.045*t0/tc$ 2 423E-05	845	lb/s	383	kg/s
DuBoys formula (1950) (ref : A.S.C.E) qsb= $L*dub*t0(t0-tc)$ avec dub= $10^{1.45*d^{-0.75}}$ 0 002 t3/lb.s 0.53 m3/kg.s	-368	lb/s	-167	kg/s
Meyer-Peter Formula (1948) (ref : A.S.C.E) qsb= $L*[39.25*q^{(2/3)*j1-9.95d}]^{1.5}$ q en ft3/s.ft of width	00	lb/s	00	kg/s
Schoklitsch Formula (1935) (ref : A.S.C.E) qsb= $L*(25.3/d^{0.5})*j1^{1.5}*(q-qc)$ q et qc en ft3/s.ft of width avec qc= $0.638*d/j1^{(4/3)}$ =valeur critique de q 2 580 240	-1 990	lb/s	-902	kg/s
Shields Formula (1936) (ref : A.S.C.E) qsb= $10q*j1(t0-tc)/((p1/p-1)^2*d)$ -846 lb/s -384 kg/s	-846	lb/s	-384	kg/s
Meyer-Peter and Muller formula (1948) (ref : A.S.C.E) qsb= $L*((Kr1/Kr2)^{1.5}*p*Rh*j1-0.047(p1-p)*d/$ 00 lb/s 00 kg/s	00	lb/s	00	kg/s

$(0.25(p/g)^{(1/3)}*((p1-p)/p1)^{(2/3)})^{1.5}$			
avec $Kr1=u/(Rh^{(2/3)}*j^{0.5})$		4 527E-02	
et $Kr2=26/d90^{(1/6)}$		4 284E-02	
Einstein-Brown formula (1950) (ref : A.S.C.E)	01	lb/s	01 kg/s
$qsb=L*\phi*p1*f1*(g*((p1/p)-1)*d^3)^{0.5}$			
avec ϕ =fonction de $(1/pli)$	2.10E-05		
$=10^{10.3*(1/pli)^{10}}$ pour $1/pli < 0.05$			
$=10^{3.11*(1/pli)^{4.43}}$ pour $0.05 \leq 1/pli < 0.09$			
$=40*(1/pli)^3$ pour $0.09 \leq 1/pli$			
avec $1/pli=t^*$	0 000		
Einstein Bed Load function (1950) (ref : A.S.C.E)	673	lb/s	305 kg/s
$qsb=L*\phi^{*}p1*(p/((p1-p)*g*d^3))^{-0.5}$			
avec ϕ^{*} =fonction de (pli^{*})	000 000		
$=10^{14.6*pli^{*-13}}$ pour $20 < pli^{*}$			
$=794*pli^{*-4}$ pour $8 < pli^{*} \leq 20$			
$=25.4*pli^{*-2.4}$ pour $3 < pli^{*} \leq 8$			
$=7.59*pli^{*-1.21}$ pour $pli^{*} \leq 3$			
avec $pli^{*}=e*Y(\log 10.6/\log (10.6*x*X/d65))^{-2}$	17.26		
$*((p1-p)*d/(p*Rh^{*}j1))$			
avec x =fonction de $(ks/delta)$	10		
$=10$ pour $8 < (ks/delta)$			
$=13*(ks/delta)^{-0.125}$ pour $3.8 < (ks/delta) \leq 8$			
$=17.3*(ks/delta)^{-0.34}$ pour $1.3 < (ks/delta) \leq 3.8$			
$=16$ pour $0.8 < (ks/delta) \leq 1.3$			
$=17*(ks/delta)^{0.27}$ pour $0.48 < (ks/delta) \leq 0.8$			
$=25*(ks/delta)^{0.79}$ pour $(ks/delta) \leq 0.48$			
avec $X=0.77*d65/x$ si $d65/(x*delta) > 1.8$	1.14E-02		
$=1.398*delta$ si $d65/(x*delta) < 1.8$			
avec Y =fonction de $(d65/delta)$	0.53		
$=0.53$ pour $2.65 \leq (d65/delta)$			
$=0.97*(d65/delta)^{-0.61}$ pour $1.25 \leq (d65/delta) < 2.65$			
$=0.8*(d65/delta)^{0.24}$ pour $0.75 \leq (d65/delta) < 1.75$			
$=1.06*(d65/delta)^{1.2}$ pour $(d65/delta) < 0.75$			
avec e =fonction de (d/X)	1		
$=1$ pour $1.3 < (d/X)$			
$=1.26*(d/X)^{-0.9}$ pour $0.65 < (d/X) \leq 1.3$			
$=0.59*(d/X)^{-2.6}$ pour $(d/X) \leq 0.65$			
avec $Rh^{*}=u^{*2}/(g*j1)$	1.96E+01		
Laursen Formula (1958) (ref : A.S.C.E)	-1 052	lb/s	-477 kg/s
$qsb=q*0.01*p*(d/h)^{(7/6)}*((t0^{*}/tc)-1)*$ fonction de (u^{*}/w)			
avec fonction de $(u^{*}/w) = 10.57*(u^{*}/w)^{0.25}$	07		
Colby Relations (1964) (ref : A.S.C.E)	00	lb/s	00 kg/s
$qsb=L*[1+(k1*k2-1)0.01*k3]*q1$			
qsb en tons/day.ft of width			
avec $k1$: facteur de correction de température	0.83		
$=k12*10^{(\log(k11/k12)*(T-80)/20)}$ pour $80 < T \leq 100^{\circ}F$			
$=10^{(\log(k12)*(T-60)/20)}$ pour $60 < T \leq 80$			
$=k13*10^{(\log(1/k13)*(T-40)/20)}$ pour $32 < T \leq 60$			
avec a) pour $100^{\circ}F$	0.64		
$k11=0.745*h^{-0.0446}$ pour $h \leq 4ft$			
$k11=0.77*h^{-0.0675}$ pour $4 < h$			
b) pour $80^{\circ}F$	0.81		
$k12=0.86*h^{-0.02065}$ pour $h \leq 11$			
$k12=h^{-0.0774}$ pour $11 < h$			
c) pour $60^{\circ}F$	1.00		
d) pour $40^{\circ}F$	1.42		
$k13=1.19*h^{0.0223}$ pour $h \leq 1.2$			
$k13=1.167*h^{0.0705}$ pour $1.2 < h$			
avec $k2$: facteur de correction de concentration	0 001		
de fines $=10^{(\log k21*C/140000)}$			
avec $k21$ pour 140 000ppm	30.92		
$=5.92*h^{0.182}$ pour $h \leq 0.27ft$			
$=7.63*h^{0.385}$ pour $0.27 < h \leq 1.5$			
$=7.3*h^{0.516}$ pour $1.5 < h$			
avec $k3$: facteur de correction pour le diamètre m	0		
$=600*d$ pour $d < 0.15mm$			
$=10^{7.85*d^{8.37}}$ pour $0.15 < d \leq 0.2$			
$=100$ pour $0.2 < d \leq 0.3$			

$=53.8*d^{-0.515}$ pour $0.3 < d \leq 0.4$
 $=20*d^{-1.53}$ pour $0.4 < d \leq 0.6$
 $=6*d^{-3.71}$ pour $0.6 < d$

avec q_1 : débit non corrigé de sédiments 0.00
 q_1 en tons/day.ft of width
 $q_1 = (q_{12} - q_{11}) * \log(h/0.1) + q_{11}$ si $0.1 \leq h \leq 1$ ft
 $q_1 = (q_{13} - q_{12}) * \log(h) + q_{12}$ si $1 < h \leq 10$
 $q_1 = (q_{14} - q_{13}) * \log(h/10) + q_{13}$ si $10 < h \leq 100$

A) pour $h = 0.1$ ft 1.24E+10
 $q_{11} = q_{111} * 10^{-(\log(q_{112}/q_{111}) * (d-0.1)/0.2)}$ si $0.10 < d \leq 0.30$ mm
 $q_{11} = q_{112} * 10^{-(\log(q_{113}/q_{112}) * (d-0.3)/0.1)}$ si $0.30 < d \leq 0.40$
 $q_{11} = q_{113} * 10^{-(\log(q_{114}/q_{113}) * (d-0.4)/0.4)}$ si $0.40 < d \leq 0.80$

a) pour $d = 0.10$ mm 51.30
 $q_{111} = 1.1 * u^{-2.48}$ pour $u \leq 2$ ft/s
 $q_{111} = 2.1 * u^{-1.465}$ pour $2 < u$

b) pour $d = 0.30$ mm 81.94
 $q_{112} = 0.15 * u^{-5.086}$ pour $u \leq 1.8$
 $q_{112} = 0.5 * u^{-2.86}$ pour $1.8 < u \leq 3.4$
 $q_{112} = 2.29 * u^{-1.64}$ pour $3.4 < u$

c) pour $d = 0.40$ mm 95.61
 $q_{113} = 0.083 * u^{-5.83}$ pour $u \leq 1.8$
 $q_{113} = 0.4 * u^{-3.01}$ pour $1.8 < u \leq 3.3$
 $q_{113} = 2.07 * u^{-1.757}$ pour $3.3 < u$

d) pour $d = 0.80$ mm 115.46
 $q_{114} = 10^{-1.89 * u^{-7.87}}$ pour $u \leq 2.1$
 $q_{114} = 0.6 * u^{-2.84}$ pour $2.1 < u \leq 3.5$
 $q_{114} = 2.276 * u^{-1.8}$ pour $3.5 < u$

B) pour $h = 1$ ft 2088.41
 $q_{12} = q_{121} * 10^{-(\log(q_{122}/q_{121}) * (d-0.1)/0.2)}$ si $0.10 < d \leq 0.30$ mm
 $q_{12} = q_{122} * 10^{-(\log(q_{123}/q_{122}) * (d-0.3)/0.1)}$ si $0.30 < d \leq 0.40$
 $q_{12} = q_{123} * 10^{-(\log(q_{124}/q_{123}) * (d-0.4)/0.4)}$ si $0.40 < d \leq 0.80$

a) pour $d = 0.10$ mm 191.02
 $q_{121} = 0.4 * u^{-5.64}$ pour $u \leq 1.4$ ft/s
 $q_{121} = 1.45 * u^{-2.63}$ pour $1.4 < u \leq 3.6$
 $q_{121} = 5 * u^{-1.67}$ pour $3.6 < u$

b) pour $d = 0.30$ mm 176.29
 $q_{122} = 0.0364 * u^{-6.78}$ pour $u \leq 1.9$
 $q_{122} = 0.433 * u^{-3.21}$ pour $1.9 < u \leq 4.3$
 $q_{122} = 3.63 * u^{-1.78}$ pour $4.3 < u$

c) pour $d = 0.40$ mm 158.30
 $q_{123} = 0.014 * u^{-8.15}$ pour $u \leq 1.85$
 $q_{123} = 0.29 * u^{-3.48}$ pour $1.85 < u \leq 3.7$
 $q_{123} = 2.35 * u^{-1.93}$ pour $3.7 < u$

d) pour $d = 0.80$ mm 162.48
 $q_{124} = 10^{-2.65 * u^{-9.38}}$ pour $u \leq 2.15$
 $q_{124} = 0.3 * u^{-3.32}$ pour $2.15 < u \leq 4.4$
 $q_{124} = 3 * u^{-1.83}$ pour $4.4 < u$

C) pour $h = 10$ ft 0.00
 $q_{13} = q_{131} * 10^{-(\log(q_{132}/q_{131}) * (d-0.1)/0.2)}$ si $0.10 < d \leq 0.30$ mm
 $q_{13} = q_{132} * 10^{-(\log(q_{133}/q_{132}) * (d-0.3)/0.1)}$ si $0.30 < d \leq 0.40$
 $q_{13} = q_{133} * 10^{-(\log(q_{134}/q_{133}) * (d-0.4)/0.4)}$ si $0.40 < d \leq 0.80$

a) pour $d = 0.10$ mm 975.28
 $q_{131} = 0.1 * u^{-9}$ pour $u \leq 1.7$ ft/s
 $q_{131} = 0.66 * u^{-3.93}$ pour $1.4 < u \leq 4$
 $q_{131} = 6.05 * u^{-2.33}$ pour $4 < u$

b) pour $d = 0.30$ mm 322.06
 $q_{132} = 6.59 * 10^{-3} * u^{-8.27}$ pour $u \leq 2.2$
 $q_{132} = 0.356 * u^{-3.5}$ pour $2.2 < u \leq 5.3$
 $q_{132} = 7.08 * u^{-1.75}$ pour $5.3 < u$

c) pour $d = 0.40$ mm 299.95
 $q_{133} = 10^{-2.86 * u^{-10.1}}$ pour $u \leq 2.1$
 $q_{133} = 0.1 * u^{-4.38}$ pour $2.1 < u \leq 4.3$
 $q_{133} = 2.91 * u^{-2.125}$ pour $4.3 < u$

d) pour $d = 0.80$ mm 245.63
 $q_{134} = 5.86 * 10^{-4} * u^{-9.44}$ pour $u \leq 2.4$
 $q_{134} = 0.0416 * u^{-4.75}$ pour $2.4 < u \leq 4.5$
 $q_{134} = 3.13 * u^{-2}$ pour $4.5 < u$

D) pour $h = 100$ ft 0.00
 $q_{14} = q_{141} * 10^{-(\log(q_{142}/q_{141}) * (d-0.1)/0.2)}$ si $0.10 < d \leq 0.30$ mm
 $q_{14} = q_{142} * 10^{-(\log(q_{143}/q_{142}) * (d-0.3)/0.1)}$ si $0.30 < d \leq 0.40$
 $q_{14} = q_{143} * 10^{-(\log(q_{144}/q_{143}) * (d-0.4)/0.4)}$ si $0.40 < d \leq 0.80$

a) pour $d = 0.10$ mm 4416.42

Transpot

$q_{141} = 0.046 \cdot u^{10.35}$ pour $u < 1.7 \text{ ft/s}$ $q_{141} = u^{4.47}$ pour $1.7 < u < 4.4$ $q_{141} = 18.5 \cdot u^{2.51}$ pour $4.4 < u$			
b) pour $d = 0.30 \text{ mm}$ 585.64 $q_{142} = 10^{-3.38} \cdot u^{10.23}$ pour $u < 2.3$ $q_{142} = 0.04 \cdot u^{5.4}$ pour $2.3 < u < 4.4$ $q_{142} = 6 \cdot u^{2.1}$ pour $4.4 < u$			
c) pour $d = 0.40 \text{ mm}$ 533.53 $q_{143} = 10^{-5.2} \cdot u^{13.35}$ pour $u < 2.8$ $q_{143} = 0.021 \cdot u^{5.6}$ pour $2.8 < u < 4.8$ $q_{143} = 4.3 \cdot u^{2.21}$ pour $4.8 < u$			
d) pour $d = 0.80 \text{ mm}$ 424.28 $q_{144} = 10^{-6.6} \cdot u^{15.5}$ pour $u < 3.1$ $q_{144} = 5.32 \cdot 10^{-3} \cdot u^{6.23}$ pour $3.1 < u < 4.8$ $q_{144} = 3 \cdot u^{2.27}$ pour $4.8 < u$			
Engelund-Hansen Formula (1966-1967) (ref : A.S.C.E)	240	lb/s	109 kg/s
$q_{sb} = L \cdot 0.05 \cdot p_1 \cdot u^2 \cdot (d / (g \cdot ((p_1/p) - 1)))^{0.5} \cdot t^{0.75}$			
Inglis-Lacey formula (1968) (ref : A.S.C.E)	4 833	lb/s	2 192 kg/s
$q_{sb} = L \cdot 0.562 \cdot ((\nu \cdot g)^{1/3} / u) \cdot (u^2 / (g \cdot h)) \cdot (p \cdot u^3 / g)$			
Yoffe-Lati formula (1968)-(1969) (ref : A.S.C.E)	5 908E+06	lb/s	2 680E+06 kg/s
$q_{sb} = M \cdot (2 \cdot d)^{1 + n\nu - 0.758 \cdot z}$			
qs en tons/day.ft			
avec $n\nu = 0.1198 + 0.00048T$	1 568E-04		
avec $z = w \cdot u / (cz \cdot h \cdot j_1)$	1 293E-02		
avec $cz = 260.67 - 0.667 \cdot T$	2 093E-01		
avec $M = 0.6 / ((T \cdot A \cdot k_4 / u^2)^{5/3} \cdot (ds / 0.00058)^{5/3}) \cdot (1 + n\nu - 0.756 \cdot zs) / ((h / 11.24)^{1 + n\nu - 0.758 \cdot zs} - (2 \cdot ds)^{1 + n\nu - 0.756 \cdot zs})$	1.68E+03		
avec zs défini ultérieurement (Cf suspension)			
avec A = fonction de (cte)	31		
avec $k_4 =$ fonction de (cte $\cdot 10^{-5} \cdot j_1 \cdot d_{65}^s$)	1.00		
avec cte = $(10^{-5} \cdot \nu)^{1/3} / (10 \cdot u^1 \cdot s)$	0.61		
avec $T = 1.10(0.051 + 0.00009 \cdot T)$	6.37E-02		

	TRANSPORT		TOTAL	
Méthode de E.M.Larsen (réf : J.Larras)	2 949E+00	lb/s	1 337E+00	kg/s
$q_{st} = p_1 \cdot$ fonction de $(u^*/ws) \cdot q(ds/h)^{7/6} \cdot (t_0^1 s - tcs) / (tcs \cdot 100 \cdot ((p_1/p) - 1))$				
avec fonction de $(u^*/ws) =$			4 885E-01	
$6.92 \cdot (u^*/ws)^{0.182}$ pour $(u^*/ws) < 1.05$				
$10.5 \cdot (u^*/ws)^{2.05}$ pour $1.05 \leq (u^*/ws) < 40$				
$476 \cdot (u^*/ws)^{0.39}$ pour $40 \leq (u^*/ws)$				
avec $(u^*/ws) =$			6 509E-03	
Méthode n°1 de R.J.Garde et J.Dattatri (réf : J.Larras)	6 215E+04	lb/s	2 819E+04	kg/s
$q_{st} = L \cdot p_1 \cdot u^{*2} \cdot ds^{3.5} \cdot ((t_0 - tcs) / ((p_1 - p) \cdot ds))^{3.5}$				
Méthode n°2 de R.J.Garde et J.Dattatri (réf : J.Larras)	1 605E+01	lb/s	7 278E+00	kg/s
$q_{st} = p_1 \cdot (q/100) \cdot (u^* \cdot h / (\nu \cdot \text{fonction de } (h / (ds \cdot \phi^{1.5})))^{1.5})^3$				
avec fonction de $(h / (ds \cdot \phi^{1.5}))^{1.5} =$			1 916E+03	
$= 0.6 \cdot \text{interm}^{1.074}$ pour $\text{interm} < 10^{-5}$				
$= 167 \cdot \text{interm}^{-0.593}$ pour $\text{interm} \geq 10^{-5}$				
avec $\text{interm} = (h / (ds \cdot \phi^{1.5}))^{1.5}$			7 015E+03	
avec $\phi^{1.5} = 3 \cdot (ws \cdot ds / \nu)^{-4/7}$			3 032E-03	
Méthode de F.Engelund et E.Hansen (réf : J.Larras)	5 332E+01	lb/s	2 418E+01	kg/s
$q_{st} = L \cdot p_1 \cdot \phi^{1.5} \cdot (((p_1/p) - 1) \cdot g \cdot ds^3)^{0.5}$				
avec : $\phi = 0.1 \cdot \text{téta}^{2.5} / f$			1 878E-01	
avec : $\text{téta} = t_0 / ((p_1 - p) \cdot ds)$			2 825E-02	
Einstein Bed Load function (1950) (réf : A.S.C.E)		lb/s		kg/s
$q_{st} = q_{sb} \cdot (Pr^{11} + 12 \cdot 1)$				
avec : - q_{sb} et x déjà définis (Cf: charriage et saltation)				

- $Pr=2.3 \cdot \log(30.2 \cdot x \cdot Rh/d65)$
- avec x déjà défini (Cf charriage et saltation)
- 11 et 12 définis en annexe 9

Laurson Formula (1958) (réf : A.S.C.E)	1 428E+00	lb/s	6 476E-01	kg/s
qst=q*0.01*p*(ds/h) ^{7/6} *((t0's/tcs)-1)*fonction de(u*/ws)				
avec : fonction de(u*/ws)=				
	3.80E+02			
	=7062*(u*/ws) ^{0.306}	pour	100<(u*/ws)	
	=470*(u*/ws) ^{0.89}	pour	28<(u*/ws)<=100	
	=6.365*(u*/ws) ^{2.183}	pour	1.85<(u*/ws)<=28	
	=15.45*(u*/ws) ^{0.888}	pour	0.78<(u*/ws)<=1.85	
	=13.9*(u*/ws) ^{0.477}	pour	0.35<(u*/ws)<=0.78	
	=10.57*(u*/ws) ^{0.25}	pour	(u*/ws)<=0.35	
avec : (u*/ws)= 6.51E+00				
Toffaletti Formula (1968, 1969) (réf : A.S.C.E)	5 909E+06	lb/s	2 680E+06	kg/s
qst=qsb+qssl+qssm+qssu				
avec : - qsb:déjà calculé précédemment				
	5 909E+06	lb/s	2 680E+06	kg/s
- qssl+qssm+qssu : caculés ultérieurement				
	5 678E+02	lb/s	2 575E+02	kg/s

	TRANSPORT	EN	SUSPENSION	
S.C. Abalanz (1958) (réf : J.Larras)	8 272E+04	lb/s	3 751E+04	kg/s
qss=q*26*u ³ /(h ^{3/4} *ws)				
J.Larras (réf : J.Larras)	5 929E+05	lb/s	2 689E+05	kg/s
qss=q*200*(j1*h/ds) ⁵ *10 ⁻⁶				
F.Engelund (1970) (réf : J.Larras)	1 197E+01	lb/s	5 428E+00	kg/s
qss=q*0.00056*(u*/ws) ⁴				
Einstein Bed Load Function (1950) (réf : A.S.C.E)		lb/s		kg/s
qss=qst-qsb				
avec qst et qsb étant déjà calculés précédemment				
Laurson Formula (1958) (réf : A.S.C.E)	2 480E+00	lb/s	1 125E+00	kg/s
qss=qst-qsb				
avec qst et qsb étant déjà calculés précédemment				
Toffaletti Formula (1968, 1969) (réf : A.S.C.E)	5 678E+02	lb/s	2 575E+02	kg/s
qss=qssl+qssm+qssu				
avec : - qssl=M*((h/11.24) ^{1+nv-0.758*zs} -(2*ds) ^{1+nv-0.756*zs})/(1+nv-0.756*zs) (tons/days.ft)				
	9 271E+01		4 205E+01	
- qssm=M*(h/11.24) ^{0.244*zs} *(h/2.5) ^{1+nv-zs} /(1+nv-zs) (tons/days.ft)				
	2 091E+02		9 483E+01	
- qssu=M*(h/11.24) ^{0.244*zs} *(h/2.5) ^{1+nv-1.5*zs} *(0.5*zs) ^{1+nv-1.5*zs} /(1+nv-1.5*zs) (tons/days.ft)				
	2 660E+02		1 206E+02	
avec zs=ws*u/(cz*h*j1)				
	4 337E-04			
rem: les coefficients M, nv et cz ont déjà été définis précédemment				

SOMMAIRE

Avant-propos	3
Introduction	5
1. Les différentes manifestations de l'érosion hydriques	7
1.1. Erosion aréolaire	7
1.2. Erosion en rigoles et en griffes	7
1.3. Erosion en ravines	7
1.4. Erosion linéaire au fond des cours d'eau	7
1.5. Autres formes d'érosion hydrique	9
2. Quelques définitions	11
2.1. Particules solides	11
2.2. Débit solide	11
2.3. Charge solide	14
2.4. Sédimentation	14
2.5. Alluvionnement	14
3. Rappel sommaire d'hydraulique	15
3.1 Notion de perte de charge	15
3.1.1. Ecoulement uniforme	15
3.1.2. Frottement dans un canal à écoulement libre	16
3.2. Turbulence de l'écoulement	16
3.2.1. Vitesse moyenne permanente	16
3.2.2. Composante turbulente de la vitesse	18
4. Modes de transport	19
4.1. Suspension	19
4.2. Charriage	21
5. Méthodes d'évaluation des transports solides	25
5.1. Méthodes empiriques	25
5.2. Méthodes de calcul	25
5.3. Méthodes de modélisation	33
5.3.1. Modèles réduits	35
5.3.2. Modèles mathématiques	35
6. Mesures des transports solides	37
6.1. Effet du splash	37
6.2. Ablation subie par les sols	37
6.2.1. Parcelles et micro-bassins versants	37
6.2.1.1. Parcelles type "Wischmeier"	39
6.2.1.2. Parcelles moyennes et grandes, micro-bassins	46
6.2.1.3. Mesure de l'érosion sous pluie simulée	48
6.2.2. Méthode des repères	51
6.3. Erosion en masse	51
6.4. Transports solides dans les cours d'eau	52
6.4.1. Mesures en station	52

6.4.1.1. Transports en suspension	52
6.4.1.2. Transports de fond	70
6.4.2. Sédimentation dans les réservoirs	78
6.4.2.1. Comblement des retenues	78
6.4.2.2. Mesure de la sédimentation dans les retenues	79
7. Résultats et bilan	87
7.1. Evaluation des risques d'érosion et de sédimentation au Brésil à partir de bilans sédimentologiques élémentaires	87
7.1.1. Introduction	87
7.1.2. Approche de l'évaluation des risques sédimentologiques	87
7.1.3. Le réseau sédimentométrique brésilien	88
7.1.4. Bilan sédimentologique rudimentaire	88
7.1.5. Validité des bilans rudimentaires	88
7.1.6. Résultats	90
7.1.7. Conclusion	94
7.2. Mesures de transports solides sur le Fleuve Jaune (Chine)	94
7.2.1. Le réseau hydrométrique	94
7.2.2. Principaux résultats des observations	97
7.2.2.1. La production de sédiments	97
7.2.2.2. Le transport de sédiments	97
7.2.2.3. Le dépôt et les prélèvements	99
7.3. Envasement des retenues tunisiennes	102
7.3.1. Matériel utilisé	102
7.3.2. Résultats du barrage de l'Oued Mellègue à Nabeur	102
7.3.3. Bilan de l'envasement dans la retenue de l'Oued Mellègue	102
7.3.4. Discussion des résultats	108
7.3.4.1. Densité	108
7.3.4.2. Processus de sédimentation	110
Bibliographie générale	113
Annexes	115