QUELQUES PROBLÈMES CONCERNANT LE CHARRIAGE DES MATIÈRES SOLIDES DANS LES RIVIÈRES ALPINES ET SUBALPINES

A FEW PROBLEMS CONCERNING THE TRANSPORT
OF SOLID MATTER IN ALPINE AND SUBALPINE RIVERS

English synopsis p. 671

par le Professeur Docteur E. MEYER-PETER

Directeur du Laboratoire de Recherches Hydrauliques
annexé à l'École Polytechnique Fédérale de Zurich (Suisse)

1. Essais sur modèles réduits sur le charriage. Résultats expérimentaux.

Dans les « Mémoires et Travaux de la Société Hydrotechnique de France », année 1948, N° 1, publiés par la « Houille Blanche » [1], M. Georges LABAYE, Ingénieur du Laboratoire National d'Hydraulique, a eu le mérite de contribuer à la discussion des travaux parus jusqu'à nos jours sur « Le débit solide des cours d'eau ». Il résulte de cette étude que, si l'on excepte les mesures globales des deltas effectuées sur les lacs suisses et ailleurs, les différents auteurs ont traité séparément le transport en suspension et le transport par roulement.

Or, l'étude du transport des matières solides ne saurait se borner à de telles mesures répétées à intervalles d'une ou de plusieurs années; l'ingénieur qui traite des problèmes fluviaux désire connaître en premier lieu le débit solide en fonction des données hydrauliques. Les recherches théoriques basées sur les lois de l'hydraulique restent infructueuses tant qu'on n'arrive pas à décrire par la théorie le mouvement de la particule individuelle. On a tenté de considérer le transport des matières solides comme un problème statistique et de lui appliquer les lois du calcul des probabilités. Nous mentionnons à ce sujet les travaux de H.A. EINSTEIN [2] et de HAYAMI [3], le premier traitant du transport par roulement, le second du transport en suspension.

S'il existe entre les données hydrauliques et le transport des matières solides une relation univoque, celle-ci ne saurait s'appliquer qu'à un

état de saturation. La question de la relation cherchée se pose donc ainsi : Quelle quantité de matières solides peut être transportée au maximum par une rivière dont on donne les caractéristiques hydrauliques ? Cet état de saturation ne se présente pas toujours dans la nature. Qu'on s'imagine une rivière à la sortie d'un lac, comme, par exemple, le Rhône à Genève, l'eau est parfaitement claire et ne se trouble pas avant l'apport du premier affluent, l'Arve, en matières solides suspendues et roulées. On peut déduire de là que la quantité de matières en suspension n'est pas une fonction univoque du débit (et des autres données hydrauliques), mais dépend d'influences extérieures. Il en est de même, dans certains cas, pour le transport par roulement (saltation), du moins pour les cours d'eau qui sont en état d'érosion latente. Appartiennent à cette catégorie les rivières qui ont creusé leur lit dans les galets du diluvium remontant à l'époque glaciaire (Rhin en aval de l'Aar, Rhône en aval du Lac de Genève), celles également qui ont érodé un seuil rocheux, enfin celles dont le cours actuel se situe dans le cône de déjection de torrents (Rhône à Saint-Maurice) et de vieux éboulements (Rhône entre Loèche et Chippis). Cette remarque s'applique aussi à la plupart des torrents. Il existe bien, à notre avis, une **tendance à la saturation** dans tous ces cas, cependant la force d'entraînement ne suffit pas, normalement, à vaincre la résistance du lit, de telle sorte que les rivières en état d'érosion latente ont un débit solide qui ne dépend pas de façon univoque des conditions hydrauliques, mais essentiellement des apports latéraux. On peut déterminer seulement une

capacité de transport maximum des matières roulées provenant des affluents. Dans le cas de l'érosion dans les galets diluviens, cité comme premier exemple, il se produit avec l'abaissement du lit un enrichissement en gros cailloux, qui restent sur place, jusqu'à ce que le lit présente un **pavage naturel**. Les torrents peuvent pendant de longues années ne transporter, à part les matières très fines, que des quantités minimales, jusqu'à ce que des eaux exceptionnellement hautes aient eu raison du pavage et aient soumis à l'action de l'eau les parties sous-jacentes plus facilement érodables.

Il ne peut exister de fonction univoque de transport que pour les rivières qui se meuvent dans **leur propre alluvion**, pour des rivières donc dont le lit est formé de matériaux qu'elles ont elles-mêmes transportés et qu'elles peuvent donc à nouveau mouvoir, jusqu'à ce que soit atteint un degré de saturation qui dépend dans chaque cas des données hydrauliques. Nous avons déjà fait remarquer ces particularités en 1937 [4].

Il résulte de ceci que, s'il s'agit de rechercher la loi désirée (fonction de transport), il faut interpréter avec prudence les mesures effectuées dans la nature et que les rivières en état d'érosion latente ne s'y prêtent en aucun cas. D'autre part, des mesures dans la nature représentent une très grande dépense de temps et d'argent, d'abord à cause de la recherche des bases caractéristiques du problème que nous discuterons plus loin, ensuite à cause du caractère typiquement périodique du transport, enfin à cause de la nécessité d'effectuer les mesures pour divers débits.

La question se pose donc avec acuité, de savoir s'il ne serait pas possible de résoudre le problème au moyen d'essais sur modèles. A vrai dire, il faut d'abord savoir s'il est possible d'interpréter sur le prototype les résultats du modèle. D'autre part, pour des raisons qui sont en rapport avec l'échelle choisie, il est nécessaire, du moins dans le cas d'essais systématiques, de procéder à des essais bidimensionnels qui soulèvent immédiatement la difficulté de l'élimination de l'influence des parois. Lorsque la pente est faible, sa mesure exacte n'est possible que si le canal est long.

Une condition nécessaire pour l'exécution est le réglage du niveau à l'extrémité inférieure, de telle façon que l'**écoulement** soit **normal**, c'est-à-dire qu'on ait parallélisme entre le niveau de l'eau, le lit et donc aussi la ligne d'énergie. On détermine la pente en mesurant en de nombreux points le niveau du lit et de l'eau et en ajustant les mesures. D'autre part seuls peuvent être utilisés les résultats qui correspondent à un

état d'équilibre (état permanent) caractérisé par la constance de la position moyenne du lit et par l'égalité entre la quantité moyenne de matières solides introduites à l'extrémité supérieure et celle qu'on recueille à l'extrémité inférieure.

Spécialement lorsqu'il y a formation de bancs, les écarts des mesures particulières sont très grands. Il faut alors prendre la moyenne des résultats de nombreuses mesures.

Nous sommes d'avis que la pente à considérer comme déterminante est celle de la ligne d'énergie, celle-ci **seule** donnant une mesure de la force de frottement (tension d'entraînement).

Notre première communication [5] sur le transport des matières solides, parue en 1934 dans la Revue Polytechnique Suisse, se rapportait à des mesures effectuées avec un sable « uniforme » obtenu par tamisage au travers de deux cribles consécutifs, le poids spécifique était 2,68. Les essais ont été effectués à deux échelles différentes, la similitude ne s'appliquant pas seulement aux données hydrauliques, mais aussi à la grosseur des grains. Le fait qu'il ait été possible d'exprimer les résultats sous une forme en accord avec la loi de similitude

Fig. 1

de FROUDE permet de conclure que l'application à la nature est possible sous réserve des erreurs pratiquement insignifiantes généralement inhérentes aux essais sur modèles. Ceci est confirmé également par les résultats de GILBERT qui ne diffèrent pas essentiellement des nôtres. Après cette première étude nous avons introduit l'emploi de matières solides présentant d'autres poids spécifiques : déchets de lignite, $\bar{\omega}_s = 1,25$ et baryte $\bar{\omega}_s = 4,2$. Les essais sont résumés dans la publication des « Annales des Ponts et Chaussées » [6], parue en 1935, qui contient la formule citée par M. G. LABAYE (fig. 1). Les deux formules sont :

$$\frac{q_s^{2/3} \cdot J}{d} = a + b \frac{g_s^{2/3}}{d} \quad (1)$$

$$\frac{q_s^{2/3} \cdot J}{d} = a'' \bar{\omega}_s^{10/9} + b'' \frac{g_s^{2/3}}{d} \cdot \bar{\omega}_s^{1/3} \quad (2)$$

Comme bases caractéristiques, nous définissons les grandeurs suivantes :

Désignations :

- Q kg/sec. = débit liquide du canal ;
 q_s kg/m. sec. = débit liquide, déterminant pour le transport solide, se rapportant à un mètre de largeur du lit du canal ;
 J = la pente moyenne de la ligne d'énergie ;
 h m = la profondeur moyenne de l'eau dans le secteur étudié ;
 d resp. d_m m = le diamètre caractéristique du gravier ;
 $\bar{\omega}_s$ t/m³ = le poids spécifique des matières solides $\bar{\omega}_s'' = \bar{\omega}_s - \bar{\omega}$;
 $\bar{\omega}$ t/m³ = le poids spécifique de l'eau ;
 g_s kg/m. sec. = le transport spécifique par mètre de largeur ;
 g_s'' kg/m. sec. = le transport spécifique pesé

$$\text{sous l'eau } g_s'' = g_s \left(1 - \frac{\bar{\omega}}{\bar{\omega}_s}\right) ;$$

g m/sec² = l'accélération de la pesanteur

$$a = 17 \quad b = 0,4$$

$$a'' = 9,57 \quad b'' = 0,462$$

On obtient la quantité q_s en tenant compte, resp. en éliminant le frottement sur les parois de la rigole d'essai au moyen de la formule connue de MANNING-GAUCKLER-STRICKLER :

$$J = \frac{v^2}{k_m^2 \cdot R^{4/3}} \quad (3)$$

On obtient ainsi approximativement [7]

$$q_s = Q \frac{k_w^{3/2}}{2hk_s^{3/2} + Bk_w^{3/2}} \quad \text{et} \quad Q_s = B q_s \quad (4)$$

où l'on a

- Q = débit total ; m³/sec.
 h = profondeur moyenne ; m
 k_w = coefficient de rugosité des parois ;
 k_s = coefficient de rugosité du lit ; m^{1/3}/sec.
 k_m = coefficient de rugosité moyen pour le profil total ;
 B = largeur de la rigole ; m

De là on peut définir le rayon hydraulique, pour autant qu'il se rapporte à l'action de l'eau sur le lit, par la grandeur :

$$R_s = \frac{Q_s}{Q} \cdot h \quad (5)$$

au lieu de $R = h$ pour une très large rigole.

Comme nous avons travaillé avec un sable pratiquement **uniforme**, c'est-à-dire, que le diamètre des grains se situait entre deux limites rapprochées, la détermination du diamètre d_m caractéristique d'un **mélange** était encore indéterminée. On a choisi **provisoirement** le diamètre d_{35} , défini par le fait que 35 % du mélange (en poids) a un diamètre inférieur à d_{35} .

A ce sujet, il convient de remarquer que le calcul du débit solide pour le tronçon à régulariser du Rhin en amont du Lac de Constance a été effectué sur cette base et s'est montré plus exact qu'on pouvait le prévoir. Ceci résulte de deux contrôles : tout d'abord par des mesures directes sur le Rhin [8], qui ont donné une concordance très satisfaisante, compte tenu des circonstances, mais surtout par la constatation que la quantité de gravier qui, d'après nos **calculs**, devait être draguée à la coupure de Diepoldsau pour maintenir le lit actuel — en moyenne 100.000 m³ par année — a effectivement été draguée, avec le résultat désiré.

Il était évident que les études devaient être continuées et complétées par l'emploi de **mélanges de sable**. On peut procéder aux essais en partant d'un lit constitué par un mélange donné (la pente est quelconque, mais inférieure à celle qui correspond à l'état d'équilibre prévu) et en provoquant un alluvionnement par l'introduction constante d'un sable correspondant à la composition du lit ; il convient alors de régler

continuellement le niveau de l'eau à l'extrémité inférieure de façon que l'écoulement soit normal. Ces essais sont extraordinairement longs (jusqu'à 300 heures) parce que la pente ne se rapproche qu'asymptotiquement de la pente d'équilibre. D'autre part, on n'a pas la garantie que, lors de l'alluvionnement, la composition du lit reste constante.

C'est pourquoi nous avons introduit le procédé dit du carrousel qui consiste à réintroduire le sable transporté après une courte durée de l'essai à l'extrémité supérieure de la rigole pour l'essai suivant ; la pente ne varie que peu.

Comme la publication [9] citée par M. G. LABAYE [1] l'a montré, ces essais présentent des écarts considérables par rapport aux résultats obtenus avec des sables uniformes. Ces discrepancies ont nécessité une continuation des recherches et une nouvelle analyse des résultats.

Pour les mesures effectuées de 1938 à 1947 — avec des interruptions — nous nous sommes servis en grande partie d'un canal de 2 m. de large et de 50 m. de long.

Nous avons tenu à faire varier la pente dans de grandes proportions, au contraire des essais précédents. Au lieu de choisir arbitrairement la granulométrie, nous avons utilisé des exemples de la nature en partant de l'idée que la répartition des grains varie peu d'une rivière à l'autre et qu'il y a une relation plus ou moins fixe entre la grosseur des grains et la pente.

Pour interpréter les anciens et les nouveaux essais — en tout 139 séries — nous avons essayé d'introduire à nouveau la force d'entraînement, suivant l'exemple de DU BOYS et d'autres auteurs. Dès le début de nos essais nous avons eu cette idée, mais nous n'avons pas trouvé de résultat satisfaisant, parce que — comme on le constate maintenant — nous n'avons pas tenu compte d'une circonstance accessoire. Il s'agit des inégalités du lit provoquées par la formation de bancs de gravier. Selon notre opinion actuelle, la pente de la ligne d'énergie n'est pas seulement déterminée par la rugosité des grains, mais aussi par les sinuosités du profil en long. Le coefficient de rugosité k_s défini plus haut est calculé sur la base de la pente d'énergie totale. Le coefficient de rugosité des grains selon STRICKLER est défini par la formule :

$$k_r = \frac{c}{\sqrt[6]{d}}$$

Cette formule est confirmée par nos essais, lorsqu'on choisit comme diamètre du grain d_{90} (90 % du mélange est plus fin !) et c égal à 26

$$k_r = \frac{c}{\sqrt[6]{d_{90}}} \quad \text{donc} \quad J_r = J f\left(\frac{k_s}{k_r}\right) \quad (6)$$

La question se pose de savoir de quelle façon le quotient $\frac{k_s}{k_r}$, égal à 1 pour un lit plan et

inférieur à 1 pour un lit ondulé par la formation de bancs, intervient dans le calcul de la force d'entraînement efficace. Des considérations théoriques montrent que le facteur de correction

se situe entre $\left(\frac{k_s}{k_r}\right)^2$ et $\left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{1/3}$; les essais ont montré qu'on obtient la meilleure concordance avec $\left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2}$. On obtient ainsi

$$J_r = J \cdot \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \quad (6a)$$

En tenant compte des deux corrections discutées plus haut relatives, l'une au frottement des parois, l'autre aux ondulations du lit, on peut écrire la force spécifique d'entraînement (tension d'entraînement) caractéristique pour le transport sous la forme :

$$\tau = \bar{\omega} \cdot R_s \cdot J_r = \bar{\omega} \cdot \frac{Q_s}{Q} \cdot \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \cdot h \cdot J \quad (7)$$

Les essais ont montré, en outre, que le membre de droite de l'éq. (1) ne se modifie pas, de sorte que la nouvelle formule pour le transport s'écrit :

$$\bar{\omega} \cdot R_s \cdot J_r = \bar{\omega} \cdot \frac{Q_s}{Q} \cdot \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \cdot h \cdot J = A' \cdot d_m + B' g_s''^{2/3} \quad (8)$$

Dans cette équation d_m et g_s'' sont définis comme suit :

$$d_m = \frac{\sum d \cdot \Delta p}{\sum \Delta p} = \frac{\sum d \cdot \Delta p}{100} ; \quad g_s'' = g_s \left(1 - \frac{\bar{\omega}}{\bar{\omega}_s}\right) \quad (9)$$

où Δp représente la participation en % du diamètre d dans la courbe granulométrique. Si l'on reporte dans la fig. 2 les valeurs :

$\frac{g_s''^{2/3}}{d_m}$ en abscisse (g_s'' est ici mesuré en **t/m**

sec. et non en kg/m sec. comme dans l'ancienne formule) ;

et $\bar{\omega} \cdot \frac{Q_s}{Q} \cdot \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \cdot \frac{J \cdot h}{d_m}$ en ordonnée,

Fig. 2

on voit que les groupes de points qui correspondent à un même poids spécifique se situent assez exactement sur des droites parallèles entre elles, ce qui signifie que seule la constante A' dépend du poids spécifique. On remarque d'autre part, que les segments découpés par ces droites sur l'axe des ordonnées sont proportionnels au poids spécifique des matières solides mesuré sous l'eau ; ainsi on peut sans autre rassembler les droites en une seule en introduisant la valeur $\bar{\omega}_s'' = \bar{\omega}_s - \bar{\omega}$. La formule finale s'écrit [7] :

$$\bar{\omega} \cdot \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \cdot h \cdot J = A'' \bar{\omega}_s'' \cdot d_m + B'' \left(\frac{\bar{\omega}}{g}\right)^{1/3} \cdot g_s^{2/3} \quad (10)$$

où $A'' = 0,047$ et $B'' = 0,25$.

sont des constantes sans dimension.

La fig. 3 montre les résultats de tous les essais avec comme coordonnées :

$$\left(\frac{\bar{\omega}}{g}\right)^{1/3} \cdot \frac{g_s^{2/3}}{\bar{\omega}_s'' d_m} \quad \text{et} \quad \bar{\omega} \cdot \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \frac{h \cdot J}{\bar{\omega}_s'' d_m}$$

La tension d'entraînement limite pour le début du transport **mesurable** vaut :

$$\tau_0 = \bar{\omega} \cdot \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} h \cdot J = A'' \bar{\omega}_s'' \cdot d_m \quad (\text{t/m}^2) \quad (12)$$

La valeur de A'' qu'il faut introduire dans la formule pour obtenir le débit **absolu** de tout transport est environ

$$A''_* = 0,03 \quad (12a)$$

comme l'ont montré des essais effectués spécialement dans le but de déterminer cette valeur.

Les données principales des essais sont visi-

Fig. 3
Loi du débit solide 1948

bles sur le tableau (fig. 4), on remarque le domaine de variation de la pente (0,4 à 23 ‰) et du diamètre des grains (0,4 à 28,65 mm.). Le maximum de la valeur

$$\frac{\bar{w}}{\bar{w}_s d_m} \cdot \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} \cdot h \cdot J$$

est égal à 0,19, c'est-à-dire environ 4 fois plus grand que $A'' = 0,047$. Il serait désirable d'examiner la validité de la formule (10) également pour de plus grandes valeurs de

$$\frac{\bar{w}}{\bar{w}_s d_m} \cdot \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} \cdot h \cdot J$$

qui interviennent également dans les grands fleuves de plaine.

2. Questions de similitude.

La question de la similitude est de nos jours souvent soulevée, même pour des essais purement hydrauliques. On sait en général qu'une similitude parfaite n'est pas possible parce que les lois de REYNOLDS et de FROUDE se contredisent. D'autre part, les travaux de PRANDTL et

de NIKURADSE ont montré que, dans le cas de la turbulence entièrement développée, les forces de frottement sont proportionnelles au carré de la vitesse et dépendent d'autre part de la rugosité relative. Dans ces conditions il est permis de se servir de la formule de MANNING-GAUCKLER-STRICKLER qui s'écrit :

$$v = k \cdot R^{2/3} J^{1/2} = c \left(\frac{R}{d} \right)^{1/6} \sqrt{R \cdot J} \quad (13)$$

où, comme dit plus haut,

$$k = \frac{c}{\sqrt{d}}$$

Lors d'essais fluviaux on doit choisir pour d , comme nous l'avons fait remarquer, la valeur d_{90} .

Il est plus difficile de décider la question de savoir si la similitude géométrique de la forme du lit, qui est indispensable pour la similitude mécanique, existe réellement, resp. s'il est permis de diviser la perte d'énergie totale en une partie qui provient de la rugosité et une partie qui provient des irrégularités du lit. Pour le moment, seules les comparaisons entre les essais et les phénomènes naturels correspondants peu-

Désignation	B m	J %	Q lit/sec	q _s lit/m.sec.	d _m mm	t/m ³	Matériau	Nombre d'essais
●	2	8	100 – 250	48,5 – 120	4,5	1,68	Mélange	7
○	2	2 – 3	70 – 330	34 – 150	1,7 – 2,0	1,68	"	17
+	2	1	100 – 180	46 – 84	1	1,68	"	3
x	2	0,4	200 – 550	90 – 230	0,4	1,68	"	5
△	0,65	2 – 4	15 – 60	20 – 76	1,3 – 1,4	1,68	"	6
△	0,65	16	2,5	3,8	1,5	1,68	"	1
▽	0,3	16,5	1,2	3,9	1,4	1,68	"	1
▽	0,15	20	0,6 – 1	4 – 67	1,4 – 1,6	1,68	"	2
◆	0,5	2,7	15 – 93	26 – 132	2,7 – 4	1,68	"	24
✱	2	3 – 17,7	1600 – 4600	700 – 2000	28,65	1,68	Grains de dimension uniforme	33
■	0,354	3 – 23	22 – 82	53 – 180	5,2	1,68	"	20
■	0,354	1,3 – 10,6	0,8 – 21,6	2,1 – 52	5,2	0,25	(déchets de lignite)	12
■	0,354	5,8 – 23	21 – 82	54 – 180	5,2	3,22	Grains de dimension uniforme (Baryte)	8

Fig. 4

Données principales des essais exécutés.

vent fournir des indications, en particulier la comparaison de la forme des bancs de gravier et de leur vitesse de déplacement.

Si on emploie dans le modèle un sable de poids spécifique naturel, une échelle des temps en accord avec les exigences de la loi de FROUDE va de soi, puisque des quantités semblables de matières solides en des temps semblables et des configurations géométriquement semblables du lit déterminent des vitesses semblables pour le déplacement des bancs de gravier.

Ces considérations nous incitèrent à déterminer, d'abord empiriquement, l'échelle des temps lors de l'emploi de matières solides plus légères. On remarque que si l'on commence les essais avec un lit plan les bancs de gravier se forment d'eux-mêmes après quelques heures. Les configurations diffèrent suivant qu'on maintient le débit constant ou qu'on le fait varier conformément aux variations naturelles. L'imitation des variations du régime effectif peut se faire avec différentes échelles des temps. Mais il n'y a qu'une échelle des temps qui donne la forme exacte des bancs et la vitesse de déplacement exacte.

Si le mouvement par bancs produit, pour une échelle donnée, un transport correspondant à celui de la nature pendant un intervalle de temps correspondant à celui du phénomène naturel, on peut exprimer la correspondance par un calcul qui conduit, par l'application de la formule de transport, à une échelle des temps univoquement déterminée [10].

Il est évident qu'on ne doit pas attendre de tels calculs une très grande précision. Mais on peut à bon droit considérer comme un progrès, en comparaison d'essais purement qualitatifs, le fait qu'il soit possible de donner également des indications quantitatives sur le problème à traiter. Cela est, par exemple, nécessaire si l'on veut avoir des indications sur un alluvionnement qui se produit pendant un certain intervalle de temps, ou sur des dragages destinés à combattre l'alluvionnement.

Comme exemple d'essais comparatifs nous citons l'alluvionnement, sur une durée donnée du secteur moyen de la régulation internationale du Rhin en amont du lac de Constance, qui a pu être mesuré. Sur la photographie aérienne de ce secteur dans la nature et le modèle on voit, d'autre part, la bonne concordance de la forme et de la grandeur des bancs de gravier (fig. 5).

Pour terminer ces considérations, remarquons encore que notre Laboratoire s'est servi jusqu'à présent exclusivement de modèles non distordus.

Fig. 5

Essais concernant le Rhin en amont du lac de Constance.

Cependant, en cas d'emploi de déchets de lignite, il faut augmenter la pente du modèle; ceci provient du fait que les grains ne sont pas réduits suivant l'échelle du modèle, ce qui entraîne une plus grande rugosité relative. Pour rétablir la similitude des vitesses il faut donc précisément augmenter la pente [10].

Le grand avantage de l'emploi de matières plus légères que le sable naturel provient sans aucun doute du fait que l'échelle des temps est sensiblement plus petite que celle que donne la loi de FROUDE. Pour un modèle à l'échelle 1:100, l'échelle des temps est de 1:360 pour des déchets de lignite, au lieu de 1:10. Seule, cette technique permet de reproduire sur le modèle les variations de régime pendant de longues périodes.

3. Applications à la régularisation des rivières alpines.

Deux phénomènes obligent le technicien à intervenir dans les rivières alpines: érosion dans le cours supérieur, alluvionnement dans le cours inférieur.

a) Il semble bien que l'**activité érosive catastrophique** des torrents de montagne soit un problème récent, si l'on s'imagine que beaucoup de rivières suisses étaient navigables il y a peu de siècles encore, alors qu'aujourd'hui il serait insensé de penser à un transport de marchandises par eaux basses indépendamment des progrès des nouveaux moyens de transport. Il semble également ressortir des documents que certains torrents n'ont commencé leur activité qu'il y a un à deux siècles et qu'il faille attribuer ces faits au déboisement progressif.

On ne s'est rendu compte de cela que trop tard et on cherche maintenant, partout où c'est possible, à réduire le mal en fixant le lit, en aménageant et en drainant les versants en

mouvement, et en reboisant. On s'est rendu compte que la correction des torrents n'intéresse pas seulement le voisinage des torrents, mais qu'elle constitue une condition préliminaire nécessaire à la réussite de la correction des rivières de plaine, car les torrents sont les fournisseurs principaux en matières solides. Avant la régularisation, l'**alluvionnement** est la caractéristique des rivières de plaine. Il détermine la formation de méandres et de marais ainsi que d'inondations périodiques. Ce n'est pas par hasard que presque toutes les localités se trouvent sur les versants ou sur d'anciens cônes de déjection.

Les moyens de lutte contre l'alluvionnement sont, à côté de la correction des torrents :

- rassembler l'eau dans un lit unique ;
- réduire la longueur au maximum et rectifier le cours en coupant les fortes courbures ;
- si possible diriger la rivière dans un lac (Kander dans le lac de Thoune, Linth dans le lac de Wallenstadt, Aar dans le lac de Bienne, Rhin dans la baie de Fussach du lac de Constance).

Il convient d'insister sur le problème important du choix du profil normal selon le profil longitudinal désiré ou prescrit. Jusqu'à il y a peu de temps on résolvait ce problème par pur empirisme ou par intuition en observant la nature aussi exactement que possible. Les résultats sont divers ; à côté de résultats satisfaisants, il faut citer également des cas où la rivière corrigée n'a pas gardé le profil en long, soit qu'elle ait trop fortement érodé, soit que l'alluvionnement ait continué.

Comme exemple du cas cité en dernier lieu, il convient de mentionner le Rhin en amont du lac de Constance corrigé par l'accord international de 1894-96 (fig. 6). L'hydraulique ne fournit pas tous les éléments nécessaires au calcul du profil normal et en particulier de la largeur du lit mineur. Le choix de la proportion entre la largeur et la profondeur de l'eau est encore libre. Mais une rivière qui charrie des matériaux doit encore satisfaire la condition que les matériaux introduits en amont d'un certain secteur pendant un certain intervalle de temps doivent être évacués en aval. Il est bien clair que cette condition ne doit pas être satisfaite pour tout petit intervalle de temps, mais qu'il suffit en pratique que les transports annuels moyens soient égaux aux extrémités inférieure et supérieure. Les faibles érosions ou alluvionnements qui se produisent au cours d'une ou plusieurs années sont sans importance.

Pour pouvoir effectuer le calcul il convient de connaître resp. de déterminer les quantités suivantes :

le régime fluvial dans la représentation hydrographique habituelle,

le transport annuel moyen en matières solides à l'extrémité supérieure du secteur à corriger,

la granulométrie dans le secteur,

le coefficient c de l'usure des matériaux solides, dans la formule de STEINBERG

$$g_{s2} = g_{s1} \cdot e^{-c \Delta x} \quad \Delta x \text{ étant la distance entre les profils 1 et 2,}$$

le profil en long désiré,

Fig. 6

La régularisation du Rhin en amont du lac de Constance.

la largeur comprise entre les digues insubmersibles.

De ces données on peut déduire la largeur du lit mineur.

Le problème délicat est la détermination du transport annuel moyen ; il est facilité s'il existe en amont du secteur à corriger un secteur en état d'équilibre relativement au transport des matériaux solides. Cet état est caractérisé par une constance du profil en long pendant de longues années. Ainsi, il faut, également dans le calcul, se baser sur des observations de la nature. La méthode de calcul est décrite en détail dans notre article [11]. Elle consiste essentiellement en ceci :

On détermine pour le secteur étudié un profil moyen, comme courbe hypsographique de la configuration du lit, relatif à un horizon parallèle à la pente moyenne. Pour calculer le transport des matières solides on divise le profil total en bandes, de telle sorte que le débit solide correspondant à un certain débit liquide se calcule par sommation. Pour chaque bande, on détermine le débit liquide en posant le rayon hydraulique égal à la profondeur de l'eau.

Dans le cas du Rhin il s'agissait d'obtenir un profil en long qui s'écarte le moins possible du profil actuel de la plaine. On ne peut rétablir l'équilibre du transport solide qu'en réduisant progressivement la largeur du lit mineur d'amont en aval de 110 m. à 70 m. sur une longueur d'environ 25 km. sans affluents ; la pente diminue sur le même secteur de 1,35 0/00 à 0,92 0/00. La concavité calculée résulte du rétrécissement du lit et de l'usure du gravier (fig. 7). Un simple rehaussement des digues du lit mineur n'a pas eu le succès désiré.

Les essais sur modèle effectués à l'échelle 1:100 avec emploi de déchets de lignite et augmentation de la pente dans la proposition 1,6 ont confirmé le calcul. Le modèle, se composant de deux tronçons de 60 m. de longueur chacun, est représenté sur la fig. 8. On voit les bancs de gravier par basses eaux. La division en deux tronçons n'était pas seulement nécessaire pour des raisons de place, elle avait aussi l'avantage de permettre de tenir compte approximativement de l'usure du gravier ; pour cela on introduisait dans le modèle inférieur un débit solide plus petit que celui du tronçon supérieur (le débit liquide étant maintenu). Il faut remarquer

Fig. 7

Profils en long du Rhin calculés.

Fig. 8

Modèle du Rhin à l'échelle de 1/100^e

l'augmentation non négligeable de la pente dans la forte courbure. On peut en déduire que les courbures sont indésirables dans les rivières en état d'alluvionnement.

b) Phénomènes d'érosion. — Les phénomènes d'érosion qui peuvent conduire à des situations défavorables sont la conséquence de rectifications ou de percées lorsque le profil transversal a été choisi trop étroit. Ils peuvent cependant aussi se produire dans les rivières de plaines corrigées, dont les affluents — des torrents — ont été aménagés après coup, ce qui provoque une diminution sensible de l'apport en matières solides. Enfin, comme on le sait, ils se produisent dans les rivières dont le débit solide est supprimé en aval des barrages.

Les moyens dont on dispose pour combattre une trop forte érosion sont la construction de seuils ou le pavage artificiel sur toute la longueur du lit. Les seuils ont le désavantage de diviser le profil en long en paliers. D'autre part, les seuils et les rives connexes sont soumis à des affouillements considérables. Ces phénomènes peuvent également être observés sur des modèles. Il convient alors de reproduire également un aussi long secteur que possible en amont du seuil, de façon à pouvoir observer l'influence du débit solide sur les affouillements. La fig. 9 montre un essai de ce genre (Emme) après le

passage de 7 crues variant entre 50 et 150 m³/sec. ; la hauteur de chute est de 1,50 m. On a réduit l'affouillement au moyen d'enrochements se composant de blocs de 1 t. en moyenne, disposés en trois couches.

La construction de seuils ne convient pas aux rivières navigables. A cause des affouillements les seuils doivent être disposés en groupes séparés par de longs secteurs intermédiaires, l'augmentation de la puissance nécessaire pour monter ces « escaliers » devient alors très peu économique. Pour le Rhin en aval de l'entrée du canal de navigation près de l'Usine de Kembs on a prévu un pavage artificiel du fond. Il s'agit pour le moment d'un secteur d'essai d'environ 1,5 km. de long, qui à cause du rehaussement désiré à l'entrée des écluses de navigation devra former une rampe relativement raide. Les essais préliminaires bidimensionnels, exécutés à l'échelle 1:50 dans un canal de 1 m. de large, ont permis — outre l'étude de certaines variantes — la détermination du diamètre des petits blocs de carrière qui résistent aux crues maximales. Pour les essais définitifs on a construit un modèle complet à l'échelle 1:50 sur

Fig. 9

Seuil de fond sur l'Emme. Affouillements.

lequel on a également pu étudier l'effet des courbures du lit du fleuve et celui des épis limitant le lit mineur. La fig. 10 montre le modèle avec le pavage bien conservé malgré le passage pendant un temps assez long d'un débit de 6.000 m³/sec. Les pierres servant au pavage ont un diamètre moyen variant de 20 à 40 cm.

Fig. 10

Modèle du Rhin à Kembs. - Protection du lit.

On s'est également intéressé à l'effet des hélices de remorqueurs sur le fond pavé. Un remorqueur de 4.000 CV. n'endommage pas le lit, même par les eaux les plus basses compatibles avec la navigation ; il se forme quelques sillons qui se remplissent au premier accroissement du débit sans que le pavage se déplace vers l'aval. Par contre, il faut éviter que les machines travaillent à pleine puissance lorsque le remorqueur est arrêté ; dans ces cas il se forme des affouillements profonds.

4. Affouillements en aval et en amont des barrages.

a) Essais systématiques [12].

Le problème des affouillements en aval des barrages préoccupe les ingénieurs depuis plusieurs décennies. On n'a effectué que peu d'essais systématiques dans le but d'établir une relation qui permette de prévoir par le calcul la profondeur des affouillements. La raison de ce fait provient très probablement du très grand nombre de variables qui déterminent les affouillements :

le genre d'écoulement :

- en dessous, la vanne étant partiellement levée,
- comme déversoir, la vanne étant abaissée,
- avec combinaison des deux cas,
- la hauteur de chute h entre l'amont et l'aval,

la profondeur aval h_2 ,

le débit spécifique par m. de largeur du barrage q ,

la résistance du lit à l'érosion,

la forme du seuil du barrage (bassin d'anéantissement de l'énergie).

On ne peut donner de définition univoque de la résistance du lit que pour un fond mobile composé de graviers de granulométrie connue. L'influence de la cohésion d'un lit rocheux est, par contre, si peu connue de nos jours qu'on ne saurait proposer une sorte d'échelle de résistance à l'attaque par l'eau. Ceci d'autant moins que la position et l'épaisseur des couches, ainsi que l'existence des failles sont des facteurs importants, mais qu'on peut difficilement apprécier. Nous sommes de l'avis qu'à longue vue et dans les mêmes conditions hydrauliques un bon rocher ne présente pas, à quelques exceptions près, une meilleure résistance qu'un lit mobile formé de galets de grandeur moyenne. Il y a par contre une grande différence dans le temps nécessaire à la formation des affouillements de profondeur maximum. Une seule crue peut creuser dans le gravier l'affouillement définitif, alors que — suivant les cas — des années peuvent être nécessaires à sa formation dans un lit rocheux.

La **forme du seuil** peut varier de profondeur et de longueur. En principe le problème consiste à protéger le lit jusqu'au point où l'excédent d'énergie cinétique a été détruit, et où la répartition des vitesses est à peu près normale. Il n'est donc pas étonnant que les radiers de protection d'anciennes constructions, situés à peu près à la hauteur du niveau de l'étiage, n'aient pas rempli leur but. Il existe sans aucun doute dans chaque cas particulier une profondeur optimale du seuil qui provoque l'affouillement de profondeur minimale. Sa détermination générale doit faire l'objet d'essais systématiques particuliers. Le Laboratoire de Zurich n'a jusqu'à présent traité le problème que dans des cas concrets traités indépendamment les uns des autres. Les essais systématiques exécutés se rapportent par contre à des **barrages sans radiers de protection**.

Un des phénomènes essentiels, dont les différents laboratoires doivent tenir compte de façon uniforme, sous peine d'arriver à des résultats contradictoires, est celui de la **forme de la veine**. M. ESCANDE a montré que même dans le cas du fond fixe plusieurs formes de la veine sont possibles. Cette multiplicité intervient à plus forte raison dans le cas du fond mobile, en particulier au début des affouillements.

Le premier résultat remarquable est l'influence déterminante de la forme de la veine sur la profondeur de l'affouillement. Ce fait est visible sur la fig. 12 qui contient les résultats de 14 essais avec 4 grandeurs différentes des grains. Le saut, bien visible sur une des courbes passant brusquement à une profondeur double provient uniquement du passage de la forme 4 (veine noyée dirigée vers le haut, surface ondulée) à la forme 3 (veine dénoyée dirigée vers le haut, surface ondulée). Les deux essais ne diffèrent que par l'ouverture de la vanne, c'est-à-dire par des débits différents pour la même profondeur aval. L'essai 4 correspond à un débit de 9,83 l/m. sec. et l'essai 3 à 13,26 l/m. sec. Cela implique la conséquence que, pour un niveau aval donné, le débit spé-

Pratiquement, les formes 1 et 6 n'interviennent pas. La forme 1 parce qu'elle ne se présente que pour de faibles débits qui ne provoquent que de faibles affouillements et la forme 6 parce qu'elle exige un niveau aval très élevé. Après la formation d'un affouillement d'une certaine grandeur, seules les formes 3 et 4 semblent stables, au début les formes 3 et 2 resp. 4 et 5 se succèdent périodiquement.

Essai concernant l'affouillement en aval des barrages :
différentes formes de la veine d'eau.

cifique ne doit pas dépasser une certaine limite si l'on veut garantir la forme de la veine 4. A ce sujet, de nouveaux essais systématiques sont désirables.

Fig. 12

Résultats d'essais concernant l'affouillement.

Sur la base des expériences faites avec les essais 3 et 5 (voir fig. 12), tous les essais postérieurs ont été effectués dans des conditions qui garantissent la forme de la veine 4.

L'analyse des résultats expérimentaux a permis d'établir une formule empirique qui comprend aussi bien l'écoulement par déversoir que l'écoulement sous une vanne et la combinaison des deux phénomènes.

Désignations (fig. 13) :

Fig. 13

Essais d'affouillement, désignations.

$t + h_2$ = profondeur de l'affouillement mesurée à partir du niveau d'eau aval en mètres,

h = hauteur de chute entre les niveaux d'eau aval et amont, en mètres,

$q = q_0 + q_u$ = débit spécifique total en $m^3/m \cdot sec.$,

q_0 = débit spécifique par déversoir,

q_u = débit spécifique sous la vanne,

d_{90} = diamètre du grain à 90 % de la courbe granulométrique en mm. resp. en m.,

W = coefficient dépendant de $\frac{q_0}{q_u}$ et de la forme de la veine,

W'' = coefficient sans dimension proportionnel à W et indépendant de ω''_s ,

K = coefficient sans dimension dépendant de la forme de la veine,

A'' = coefficient sans dimension dans la formule (10) du débit solide.

La formule s'écrit :

$$t + h_2 = W \frac{h^{0,5} \cdot q^{0,6}}{d_{90}^{0,4}} \quad (14)$$

$$\text{resp. } t + h_2 = W'' \left(\frac{W}{W''} \right)^{0,4} \frac{1}{g^{0,3}} \frac{h^{0,5} \cdot q^{0,6}}{d_{90}^{0,4}} \quad (15)$$

$$\text{avec } W'' = \left(\frac{K}{A''} \right)^{0,4} \quad (16)$$

La fonction W est représentée graphiquement sur la fig. 14. Pour l'écoulement sous une vanne

$\frac{q_0}{q_u} = 0$ on a $W = 0,65$; lorsque $\frac{q_0}{q_u}$ aug-

mente indéfiniment (déversement), W tend vers la valeur 1,44. Les valeurs limites correspondantes pour W'' sont 1,59 resp. 3,52. Comme nous l'avons remarqué plus haut ces valeurs présupposent la forme de la veine 4 « veine noyée, surface ondulée ». La valeur de W'' correspondant à la forme 3 « veine dénoyée, dirigée vers le haut » est 2,36 (d_{90} est mesuré en m.) pour l'écoulement sous la vanne de fond.

Fig. 14

Sous réserve d'essais systématiques à ce sujet, on peut aujourd'hui estimer l'influence d'un seuil fixe dans le cas du déversement en donnant à W'' (égal à 3,52 en l'absence d'un seuil) la valeur approximative 1,6 qui correspond à peu près à l'écoulement sous une vanne. Dans cette dernière forme d'écoulement, les affouillements ne sont pratiquement pas influencés par l'existence du seuil.

Mentionnons encore au sujet de l'influence du poids spécifique que W'' a à peu près la même valeur pour le sable naturel et pour les déchets de lignite.

On a entrepris dans l'étude [13] un essai de réduire le problème des affouillements d'un seuil mobile à celui du débit solide pour l'écoulement normal. On remarquera la relation établie par l'éq. 16 entre le coefficient W'' de la formule des affouillements (15) et la force d'entraînement limite $A'' \bar{\omega}''_{s, d_m}$ de la formule des débits solides (10). Comme les affouillements constituent un phénomène d'érosion, le lit de l'affouillement définitif est « pavé » de gros gravier et le diamètre caractéristique pour la phase finale de repos n'est par conséquent pas le « diamètre moyen » d_m , mais le diamètre moyen de la couche protectrice, c'est-à-dire à peu près le diamètre d_{90} .

En utilisant cette relation avec le phénomène du charriage, on peut déduire des considérations de similitude analogues à celles relatives au charriage [13]. Ici aussi l'emploi de matériaux légers permet d'augmenter le diamètre des grains par rapport à la loi de FROUDE et de diminuer considérablement l'échelle des temps.

b) Applications.

Les résultats obtenus jusqu'ici ne permettent pas encore de résoudre par le calcul des cas concrets de la pratique et ne permettent pas de se passer d'essais sur modèles ; et cela pour plusieurs raisons : Les essais systématiques sont toujours disposés sous une forme bidimensionnelle, on suppose alors que le débit spécifique q en $m^3/m \cdot sec$. ne varie pas sur toute la largeur du barrage. Dans la pratique également le débit devrait se répartir uniformément sur toute la largeur. On fait cependant souvent une exception à cette règle pour diminuer le plus possible l'affouillement des rives. D'autres exceptions sont dues à des imprudences réservant quelquefois des surprises désagréables. Dans tous les cas il faut prévoir qu'à l'arrivée des crues une des ouvertures reste fermée parce que la vanne est en révision. Il en résulte un écoulement asymétrique qui peut provoquer des affouillements situés à proximité immédiate du

seuil bien supérieurs à ceux de l'écoulement symétrique.

Les affouillements en amont des barrages constituent un autre phénomène. On peut s'en représenter la cause comme suit : chaque pilier provoque une contraction latérale de l'écoulement. La surface de l'eau présente un point culminant sur l'axe du pilier et descend rapidement vers l'ouverture du barrage. On sait depuis longtemps [14] que la pente transversale à gauche et à droite de l'axe provoque une déviation de l'écoulement beaucoup plus sensible au fond qu'à la surface (fig. 15). Les matières solides suivent l'écoulement du fond et on peut faire deux constatations :

tout d'abord les matières solides se déplacent latéralement et l'on observe un affouillement à la tête du pilier ; d'autre part, le débit solide ne se répartit pas sur toute la largeur de l'ouverture du barrage, mais sur une bande assez étroite dépendant de l'intensité de la contraction.

Ces derniers temps on nous a souvent chargés d'étudier les conditions d'écoulement et d'affouillement pendant les diverses étapes d'un

Courants superficiels
de fond.

Affouillements

Fig. 15

Écoulement à l'amont d'une pile de barrage.

programme de construction déterminé. Il s'agit ici de l'influence des différents batardeaux ou clôtures provisoires pour protéger contre le courant les caissons à air comprimé (fig. 16).

Fig. 16

Etude d'une phase de construction du barrage de Birsfelden.

Comme on peut le prévoir sur la base des considérations précédentes, ces constructions provisoires provoquent par hautes eaux des déviations latérales du courant et par suite des affouillements locaux dont il ne faut pas minimiser l'importance ; en effet, ils mettent en danger la stabilité des palplanches, lorsque celles-ci ne sont pas battues très profondément. On connaît des cas où les batardeaux ont provoqué des affouillements importants suivis par des renards et par la destruction de l'ouvrage, même pour des palplanches battues jusqu'au rocher. D'autre part, il peut se produire des affouillements importants dans les passes entre les batardeaux, même lorsque le lit est rocheux.

On peut résoudre ces problèmes par des essais sur modèles, il convient toutefois de faire une réserve, eu égard à la cohésion du rocher ; en effet, lors de l'étude des étapes de la construction, les temps pendant lesquels l'ouvrage est soumis à l'action de l'eau ne sont pas très longs. Nous avons déjà effleuré cette difficulté au début de ce chapitre.

A notre avis, les affouillements ne sauraient être complètement éliminés, même par des subtilités dans le choix des formes du seuil et de l'ouvrage en général. On peut au plus réduire les affouillements à des proportions admissibles, ce qui permet de ne pas prévoir de trop profondes fondations pour le barrage lui-même et pour les culées. Un bon moyen que nous avons proposé ces derniers temps à plusieurs reprises con-

siste en un enrochement directement en aval du seuil. La fig. 17 représente le barrage de Birsfelden sur le Rhin après écoulement de 5.500 m³/sec. : pendant 3 jours la vanne de gauche étant fermée, pendant 1 jour l'ouverture centrale étant fermée. Le blocage se compose de blocs d'un poids de 500 à 800 kg en moyenne disposés en trois resp. deux couches. On pourrait objecter qu'il s'agit d'une méthode ancienne et connue. Certes, mais on l'a souvent mal appliquée. On ne doit pas disposer les enrochements autour des piliers de façon qu'ils rétrécissent le profil de l'écoulement, car cette disposition ne fait qu'augmenter les affouillements à côté des enrochements, et les blocs finissent par tomber dans les affouillements. Les blocs ne doivent donc pas faire saillie dans le profil de la rivière, il faut au contraire les y enfouir, soit qu'on les place dans une rigole préalablement draguée, soit qu'on attende les premiers affouillements qu'on comble avec les blocs. Dans la pratique, on a souvent peine à apprécier la grandeur des blocs nécessaires. On peut la déterminer sans autres par des essais.

5. Prises d'eau dans les rivières alpines et sub-alpines.

a) Considérations de principe.

Dans les prises d'eau des ouvrages hydro-électriques, spécialement dans les usines au fil de l'eau avec un faible remous, les matières solides descendent en partie jusqu'au barrage et à la prise d'eau. Ainsi, il existe dans ce cas un danger immédiat d'ensablement du canal d'amenée. Dans toutes les constructions anciennes on a tenté de combattre cet inconvénient en disposant une vanne de fond aussi

Fig. 17

Protection contre les affouillements à Birsfelden.

profonde que possible dans le barrage à proximité immédiate de la prise et en construisant un seuil rehaussé à l'entrée de la prise d'eau ; le plus souvent cette disposition n'a pas eu l'effet désiré. En effet, en peu de temps déjà, il se forme un alluvionnement que les chasses ne peuvent combattre, celles-ci ne réussissent à former qu'un entonnoir relativement petit dans l'alluvion. Le gravier passe pour ainsi dire dans la prise d'eau sans se soucier du seuil.

Après ce que nous venons de dire au sujet des affouillements, il n'est pas difficile de se rendre compte des raisons de ces constatations généralement connues :

La position habituelle de ces prises à angle droit du courant de la rivière, ainsi que le rétrécissement de l'entrée provoqué par le seuil, déterminent une pente transversale à la surface de l'eau en direction de l'entrée. Cette pente transversale a pour conséquence une déviation de l'écoulement de fond et des matières solides en direction de l'entrée. On a fait cette expérience également pour des barrages munis d'ouvertures mobiles sur toute la largeur de la rivière. D'autre part, si on ouvre la vanne de fond resp.

la passe la plus proche de l'entrée, on provoque un courant local considérable, parallèlement à l'entrée, ce qui a pour conséquence une forte contraction latérale et ainsi encore une augmentation de la déviation de l'écoulement de fond. On voit souvent dans les anciennes constructions derrière la vanne d'entrée un dépotoir dans le lit du canal d'aménée et une vanne de chasse. On s'imaginait que les matières solides se déposeraient dans ce dépotoir et seraient chassées à l'aval du barrage par l'ouverture périodique de la vanne. Cette disposition n'a pas donné satisfaction (fig. 18).

b) Applications.

Nous appuyant sur des considérations de principe relatives à l'effet des déviations transversales et des contractions latérales, nous sommes arrivés à la conclusion que la prise d'eau doit être en premier lieu construite de façon à offrir à l'entrée de l'eau le moins de résistance possible. Pour deux raisons, il convient donc de disposer le canal d'aménée aussi tangentiellement que possible à la rive concave (extérieure) d'une courbure de la rivière. Première-

Fig. 18

Usine de Spiez. - Alluvionnement de la retenue et de la prise d'eau.

Fig. 19

Usine de Spiez. - Mesures prises contre l'alluvionnement du canal d'aménée.

ment, cette disposition réduit à un minimum la pente transversale, resp. la déviation latérale de l'écoulement, deuxièmement elle présente l'avantage que le débit solide a lieu essentiellement à proximité de la rive opposée (convexe) de la rivière et qu'à l'entrée on a une tendance à l'érosion. En ce qui concerne le réglage du barrage la plus proche de l'entrée doit rester **fermée** en principe. Le réglage se fait par les autres ouvertures et l'ouverture la plus proche de l'entrée ne sert qu'à chasser occasionnellement le gravier qui se serait déposé immédiatement devant l'entrée.

On peut sensiblement augmenter l'efficacité de ces mesures en construisant une paroi de séparation sous la forme d'une prolongation du pilier le plus proche de la prise d'eau (fig. 19). Il en résulte un genre de canal d'amenée dont l'extrémité inférieure est fermée par la première vanne. La récupération d'une partie de l'énergie cinétique de l'eau de la rivière provoque une légère élévation du niveau de l'eau dans le canal. De l'autre côté de la paroi de séparation les vannes sont ouvertes selon les besoins (la vanne à proximité de la paroi étant ouverte la première), ce qui détermine un abaissement du niveau de l'eau. A l'extrémité supérieure de la paroi de séparation on aura donc une forte déviation de l'écoulement en direction de la rivière avec la pente latérale correspondante et une contraction latérale importante, les matériaux solides sont déviés à angle droit vers l'extérieur. Il faut protéger le musoir de la paroi contre de profonds affouillements. Les transformations de la prise d'eau de Spiez ont eu un plein succès, puisque l'alluvionnement du canal d'amenée n'est plus qu'une fraction de ce qu'il était auparavant.

Si le court canal d'amenée créé par le mur de séparation présente des dépôts de gravier, il convient de les chasser par l'ouverture de la première vanne. Toutefois, il est nécessaire pour cela d'arrêter l'exploitation de l'usine, l'entrée de l'eau pendant l'ouverture de la première vanne ayant pour conséquence l'entraînement du gravier dans la prise d'eau.

On peut aussi étudier cette disposition en relation avec un règlement particulier du barrage qui prévoit, par exemple, que le niveau de l'eau au barrage doit varier avec le débit. Ceci est souvent prescrit par les autorités dans le but de diminuer le plus possible l'alluvionnement de la retenue.

Pour le moment ces questions ne peuvent être résolues par le calcul et exigent des essais sur modèles.

Dans l'étude de plusieurs projets concrets on a pu remarquer que les mesures à prendre dépendaient dans une large mesure du rapport entre le débit d'exploitation et le débit qui marque le début du mouvement des graviers dans la retenue. Si le débit d'exploitation est égal à ce débit limite, cela signifie qu'il y a déjà un débit solide lorsque le barrage est complètement fermé et que toute l'eau est absorbée par la prise. La solution est alors difficile et il convient d'exiger que la partie du canal d'amenée limitée par la paroi de séparation soit l'objet de chasses fréquentes, resp. que, pour des débits de la rivière aussi faibles, on réduise l'exploitation. Dès que le rapport mentionné plus haut descend au-dessous d'une valeur d'environ 70 % il n'y a plus aucune difficulté. Dans tous les cas tous les essais ont montré clairement que l'alluvionnement de l'entrée, dans la disposition décrite, ne se produit pas par hautes eaux parce que l'efficacité de la pente transversale augmente avec la diminution du rapport entre le débit d'exploitation et le débit total.

Les photographies suivantes montrent différentes solutions auxquelles ont conduit l'expérience et les considérations exposées plus haut.

La fig. 20 montre une étude sur la transformation de la prise d'eau de l'usine de Beznau sur l'Aar, basée sur une augmentation considérable du débit d'exploitation. Dans ce cas, à vrai dire, le dragage périodique du canal

Fig. 20

Usine de Beznau. - Projet de modification de la prise d'eau.

Fig. 21

Usine de Lavey. - Barrage et prise d'eau.
Essais au 1/100^e avec déchets de lignite.

Fig. 22

Usine de Lavey. - Barrage et prise d'eau.
Essais au 1/25^e avec du sable naturel.

d'aménée se révèle plus économique que la transformation.

Les fig. 21 et 22 montrent enfin la prise d'eau de l'Usine de Lavey sur le Rhône, qui a été exécutée sur la base des essais et qui doit prochainement être mise en exploitation. Le débit d'exploitation est ici de 200 m³/sec., alors que le début du débit solide se situe aux environs de 250-300 m³/sec., ce qui, d'après

les remarques faites plus haut, constitue une condition défavorable. Nous avons d'abord étudié un modèle à l'échelle 1:100 en nous servant de déchets de lignite. Cependant, nous avons construit comme contrôle un modèle à l'échelle 1:25 qui permet l'emploi de sable de poids spécifique naturel. La concordance des essais a été remarquablement bonne, de sorte qu'on peut espérer que l'exécution effective fera ses preuves.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Georges LABAYE.
Note sur le débit solide des cours d'eau.
La Houille Blanche, au N° A 1948.
- [2] H.-A. EINSTEIN.
Der Geschiebetrieb als Wahrscheinlichkeitsproblem.
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H., Zürich, 1937. Edition Rascher et Co, Zürich.
Formulas for the transportation of Bed-Load.
Transactions American Society of Civil Engineers. 1942.
Bed-Load Transportation in Mountain Creek.
U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service. August 1944.
- [3] HAYAMI.
On the mechanics of flow in a wide alluvial river.
J. Shanghai Sci. Inst. Sect. 1, vol. 1 (1939).
- [4] E. MEYER-PETER, E. HOECK und R. MÜLLER.
Die internationale Rheinregulierung von der Illmündung bis zum Bodensee. Beitrag der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H., Zürich, zur Lösung des Problems.
Schweizerische Bauzeitung. April-Mai 1937.
- [5] E. MEYER-PETER, H. FAVRE und H.-A. EINSTEIN.
Neuere Versuchsergebnisse über den Geschiebetrieb.
Schweizerische Bauzeitung. März 1934.
- [6] H. FAVRE.
Recherches expérimentales sur les débits solides dans les cours d'eau.
Annales des Ponts et Chaussées. 1935.
- [7] E. MEYER-PETER und R. MÜLLER.
Formulas on bed-load transport.
Deuxième réunion de l'Association Internationale de Recherches pour Travaux Hydrauliques. Stockholm. Juin 1948.
- [8] Die internationale Rheinregulierung von der Illmündung bis zum Bodensee.

F. NESPER.

Ergebnisse der Messungen über die Geschiebe- und Schlammführung des Rheins an der Brugger Rheinbrücke.

H.-A. EINSTEIN.

Die Eichung des im Rhein verwendeten Geschiebefanges.

R. MULLER.

Überprüfung des Geschiebegesetzes und der Berechnungsmethode der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H. mit Hilfe der direkten Geschiebemessungen am Rhein.

Schweizerische Bauzeitung, Sept.-Okt. 1937.

[9] R. MULLER.

Theoretische Grundlagen der Fluss- und Wildbachverbauungen.

Mitteilung Nr. 4 der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H., Zürich. Edition Leemann et Cie, Zürich, 1943.

[10] H.-A. EINSTEIN und R. MULLER.

Über die Ähnlichkeit bei flussbaulichen Modellversuchen.

Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik. Heft No. 8, 1939.

[11] E. MEYER-PETER, H. FAVRE und R. MULLER.

Beitrag zur Berechnung der Geschiebeführung und der Normalprofilbreite von Gebirgsflüssen.

Schweizerische Bauzeitung, März 1935.

[12] W. EGGENBERGER und R. MULLER.

Experimentelle und theoretische Untersuchungen über das Kolkproblem.

Mitteilung Nr. 5 der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H., Zürich.

[13] E. MEYER-PETER und R. MULLER.

Affouillements en aval des barrages.

Appendix 18, Deuxième Réunion de l'Association Internationale de Recherches pour Travaux Hydrauliques. Stockholm. Juin 1948.

[14] E. MEYER-PETER :

Die hydraulischen Modellversuche für das Stauwehr des Limmatwerkes Wettingen der Stadt Zürich.

Schweizerische Bauzeitung, Mai 1927.

DISCUSSION

M. le Président remercie M. MEYER-PETER et traduit en quelques mots chaleureux la vive satisfaction des hydrauliciens pour l'exposé et les films présentés.

M. DE MARCHI félicite M. MEYER-PETER de sa communication très intéressante. Les résultats que M. MEYER-PETER a exposés ont une importance tout à fait remarquable : on n'a pas encore su résoudre le problème de définir la rugosité des canaux, c'est-à-dire des lits stables : le problème de la résistance des lits mobiles est bien plus compliqué, et M. MEYER-PETER a porté une contribution effective, bien que purement empirique, à sa solution.

Ensuite, à propos des expériences sur l'érosion à l'aval des barrages, M. DE MARCHI rappelle que des essais ont été faits à Milan dans le but d'étudier ce phénomène dans le cas où l'eau qui provoque l'érosion entraîne des matériaux solides égaux à ceux dont est formé le lit érodable. On a constaté que si à l'aval l'eau possédait une vitesse suffisante pour l'érosion du lit, la profondeur de l'excavation diminuait lorsque le débit solide du courant venant du barrage s'accroissait, jusqu'à devenir très petite et presque nulle avec des débits solides qui étaient de l'ordre du débit liquide.

Si, au contraire, la vitesse de l'eau à l'aval n'est pas suffisante pour l'érosion du lit, la profondeur maximum

de l'excavation est indépendante du débit solide du courant.

M. MEYER-PETER remercie M. le Professeur de MARCHI d'avoir exposé ses observations sur le charriage et se déclare d'accord en principe. A son avis, il faut distinguer deux cas :

1° D'abord une rivière avec ses affluents torrentiels : En supposant qu'on corrige ces torrents ce qui a pour effet de réduire les apports de matières solides, la rivière, d'abord à l'état d'équilibre, commencera à éroder son propre lit, vu que l'eau a toujours tendance à se saturer. Pour éviter des érosions trop fortes, il faut alors construire des seuils de fond de façon à ce que l'équilibre puisse être rétabli avec une pente du lit plus petite. C'est dans ce cas que les seuils de fond provoquent des affouillements locaux qui deviennent d'autant plus importants que les travaux de correction des torrents tributaires auront eu du succès. Pour être prudent, il vaut donc mieux étudier ces érosions locales en supposant que le charriage soit pratiquement nul.

2° Le second phénomène, l'érosion en grand en aval des barrages, est la conséquence de la retenue plus ou moins complète du charriage dans les biefs à fort remous. Dans ces cas aussi la prudence a amené M. MEYER-PETER à étudier les affouillements sans tenir compte de l'apport en matières solides.