Étude de quelques caractéristiques de l'écoulement dans la partie aval des évacuateurs de surface

Study of some flow characteristics in the downstream part of spillways

PAR R. MAITRE ET S. OBOLENSKY

INGÉNIEURS À ÉLECTRICITÉ DE FRANCE, SERVICE DES ÉTUDES ET RECHERCHES HYDRAULIQUES

Couche limite turbulente et « noyau » d'écoulement à potentiel; l'affleurement en surface de la couche turbulente (avec émulsion et gonflement de la peigne) se déplace de l'amont vers l'aval lorsque le débit croît, et est rejeté hors de l'ouvrage pour une certaine valeur du tirant d'eau relatif. — Bilan d'énergie: la proportion d'énergie dissipée sur le coursier diminue lorsque le débit croît. — Mesures à Saint-Etienne-Cantalès et Chastang: vitesses moyennes d'après débit et profil transversal de la nappe, vitesses en surface et près du fond, pressions sur le radier; résultats des mesures et tracé de la ligne de charge. — Comparaison des résultats théoriques (méthode Halbronn) et expérimentaux (Chastang) concernant le développement de la couche limite; validité de la similitude. — Étude des pertes de charge sur les évacuateurs à partir des résultats expérimentaux de Saint-Etienne-Cantalès et de Chastang: ses conséquences sur la tenue des ouvrages et la dissipation d'énergie.

Turbulent boundary layer and "nucleus" of potential flow; the point at which the turbulent layer levels off on the surface (with emulsion and inflation of the stream) moves from the upstream towards the downstream when the discharge increases and is rejected outside the structure for a certain value of the relative draught. Balance of energy: the proportion of energy dissipated on the channel is less when the discharge increases. Measurements at St-Etienne-Cantalès and Chastang: average velocities according to discharge and transversal profile of the nappe, velocities on the surface and near the bottom, pressures on the apron. Results of measuring and plotting the head line. Comparison of theoretical (Mr. Halbronn) and experimental (Chastang) results concerning the development of the boundary layer; validity of the similitude. Study of head losses on the spillway from experimental results obtained at St-Etienne-Cantalès and Chastang: the effects on the stability of structures and energy dissipation.

INTRODUCTION

Cette note a pour objet, non de présenter des considérations théoriques originales, mais de rassembler de nombreuses observations éparses existantes, de présenter les résultats des mesures récemment effectuées à Saint-Etienne-Cantalès et à Chastang, de confronter ces résultats expérimentaux avec les méthodes de calcul théoriques, en cherchant à dégager de ces progrès dans la connaissance des phénomènes des conclusions applicables aux ouvrages futurs.

Le problème de l'écoulement dans les coursiers des évacuateurs de surface se pose sous deux aspects :

1° Aspect théorique du problème.

a) Les lois de l'écoulement aux grandes vitesses :

Si les lois de l'écoulement et des pertes de charge sont différentes des lois classiques, la validité de l'étude en similitude de FROUDE de ces écoulements peut être mise en question.

En effet, contrairement à ce qui se passe, en général, pour les études sur modèle, les nombres de REYNOLDS des écoulements sur des évacuateurs en modèle réduit sont très largement suffisants pour que les écoulements réalisés soient

pleinement turbulents (point figuratif dans la harpe de NIKURADSE). Mais, sur l'ouvrage réel, on sort du domaine exploré à l'heure actuelle, le nombre de REYNOLDS atteignant 10^7 ou 10^8 .

b) Les conditions de formation et les lois du développement de l'émulsion air-eau :

Ce problème très complexe et difficilement accessible par les moyens expérimentaux actuels ne sera pas abordé dans cette note, dont il déborde le cadre.

2° Aspect pratique du problème.

Ce sont les questions qui se posent depuis que l'on conçoit de tels ouvrages et qui sont étroitement liées aux précédentes :

— Existence d'une vitesse limite.

— Importance du gonflement éventuel de la veine sous l'effet de l'émulsion.

— Bilan de la dissipation de l'énergie sur de tels ouvrages, importance relative de la dissipation par frottement sur l'ouvrage, par frottement dans l'air, par tourbillons et remous à l'aval, par érosion sur le fond.

Nous aborderons successivement ces deux aspects du problème en nous attachant plus particulièrement à la question des lois de l'écoulement d'une part et à celle du bilan d'énergie d'autre part.

Nous rappellerons tout d'abord l'aspect qualitatif des phénomènes, puis nous relaterons les mesures effectuées sur des ouvrages réels, mesures dont les résultats nous permettront d'aborder l'aspect quantitatif de ces problèmes.

PREMIÈRE PARTIE

ANALYSE QUALITATIVE DES PHÉNOMÈNES

A) Nature de l'écoulement sur les évacuateurs de surface; son évolution en fonction du débit

Lorsque, sur un ouvrage déversant donné supposé de largeur infinie, on évacue un faible débit, on observe (fig. 1) une courte zone d'écoulement à potentiel sur le seuil déversant, cependant que la couche limite turbulente se développe à partir du début du radier pour venir apparaître au point d'affleurement ou point critique C. A l'aval de ce point, l'écoulement est entièrement turbulent et si les vitesses (c'est-à-dire la hauteur de chute) sont suffisantes, on a une émulsion en surface.

Au contraire, si le débit évacué est beaucoup plus important (fig. 2), l'importance de la couche limite variant peu, le point d'affleurement se trouve rejeté à l'aval de l'ouvrage, si bien que l'écoulement se compose dans une section quelconque de l'ouvrage d'une couche limite turbulente et d'un « noyau » d'écoulement à potentiel, donc à énergie constante.

Le cas limite correspond à un point d'affleurement

FIG. 1

- (1) Écoulement à potentiel
- (2) Couche limite turbulente
- (3) Couche émulsionnée superficielle

FIG. 2

FIG. 3. — Débit non mesuré.

FIG. 4. — Débit non mesuré.

PLANCHE I
ÉVACUATEUR DE
SAINT-ÉTIENNE-CANTALÈS.

VUE DE L'ÉCOULEMENT
POUR
DES DÉBITS CROISSANTS.

FIG. 5. -- $Q = 230 \text{ m}^3/\text{s}$.

blement situé à l'extrémité aval de l'ouvrage, ce qui a lieu pour un certain débit $Q = Q_c$.

Pour un ouvrage réel de largeur finie, ce schéma se trouve modifié dans le cas de débits importants par la présence d'une couche limite latérale qui se développe à partir des guideaux sur toute l'épaisseur de la veine liquide. Le noyau d'écoulement à potentiel se trouve ainsi en contact sur trois côtés avec une couche limite turbulente.

Cette évolution de l'écoulement en fonction du débit est générale, comme le montrent les photos

PLANCHE II
EVACUATEUR DE SAINT-ÉTIENNE-CANTALÈS.

FIG. 6. — Aspect des parois.

FIG. 7. — Ecoulement au voisinage des parois $Q = 230 \text{ m}^3/\text{s}$.

prises à Saint-Etienne-Cantalès et à Chastang (planches I, II, III).

On remarque, à partir du schéma qualitatif précédent, que :

a) Sur un ouvrage donné, l'émulsion existe aux petits débits et disparaît aux débits importants. Il en est donc de même du gonflement de la veine qui en résulte. Ce gonflement de la veine ne pose donc pas de problème dans la pratique pour les ouvrages suffisamment courts : la hauteur des bajoyers ne doit tenir compte que du léger bourrelet émulsionné dû à la couche limite latérale (fig. 18). Il est à noter que l'importance plus grande de ce bourrelet sur l'évacuateur de Saint-Etienne-Cantalès provient de la convergence de l'ouvrage en plan : cette convergence provoque en effet la formation d'une veine réfléchie superficielle plus ou moins émulsion-

née, mais aucunement liée à la couche limite (fig. 5 et 17).

b) Il apparaît, indépendamment de toute théorie, que l'épaisseur de la couche limite croît avec l'abscisse curviligne de A vers B. Si l'on considère seulement, en première approximation, la couche limite de fond, il est logique de faire apparaître la « longueur relative » de l'ouvrage L/d , avec :

L = longueur développée du coursier;

d = tirant d'eau à l'extrémité aval.

Cette longueur relative varie avec le débit pour un ouvrage donné. Si L/d est grand, ce qui correspond soit à un ouvrage long, soit à un faible débit, le point d'affleurement C se trouve sur l'ouvrage (fig. 1). Si L/d est faible (cas d'un ouvrage court ou d'un fort débit), le point d'affleurement se trouve rejeté à l'aval de l'ouvrage.

Il y a d'autres paramètres qui interviennent dans le développement de la couche limite : rugosité du radier, hauteur de l'ouvrage, etc...

Il est toutefois intéressant de comparer, à titre indicatif, le domaine de variation du paramètre L/d en fonction du débit pour quelques ouvrages existants, compte tenu du débit maximum de chacun d'eux.

Pour des raisons de simplicité, le tirant d'eau d a été pris égal au tirant d'eau théorique d_0 correspondant à la vitesse théorique $V_0 = \sqrt{2gH}$, H représentant la dénivelée entre le plan d'eau amont et la surface de la veine à l'extrémité aval de l'évacuateur.

Ceci n'a aucune importance, le paramètre L/d ayant surtout une valeur comparative. Les résultats de ces évaluations sont rassemblés dans le tableau ci-après et reportés sur le diagramme de la figure 8 en supposant que le tirant d'eau d à l'extrémité aval croît proportionnellement au débit évacué par l'ouvrage, approximation que justifie le caractère indicatif de ce diagramme.

Fig. 8. — Diagramme comparatif des longueurs relatives de quelques évacuateurs. — Zone A. Ecoulement turbulent en surface de la partie aval : l'émulsion peut exister. — Zone B. Ecoulement à potentiel en surface : l'émulsion ne peut pas exister.

CARACTÉRISTIQUES DE QUELQUES ÉVACUATEURS EN SAUT DE SKI

	Chute sur l'ouvrage h_0 m	Chute totale H_0 m	h_0/H_0	Long. développ. L m	Débit maxim. unitaire m^3/s	Largeur du coursier m		Débit maxim. par m de large à la sortie q m^2/s	Vitesse théorique à la sortie V_0 m/s	Tirant d'eau théorique à la sortie d_0 m	Longueur relative au débit maxim. L/d_0
						à l'amont	à l'aval				
Marèges.....	37	77	0,48	55	700	26	26	27	27	1	55
St-Etienne-Cantalès...	37	70	0,53	75	500	11	7	71	26,8	2,65	28
L'Aigle.....	54	90	0,60	95	2 000	25	16	125	32,55	3,85	25
Chastang.....	42	71	0,59	68	2 000	13,50	13,50	147	28,7	5,1	13
Bort.....	74	115	0,64	147	1 200	18	13,15	91	38,1	2,5	59
Génissiat (R.D.).....	48	64	0,75	90	2 700	18	15	180	29,4	6	15

B) Schéma de l'évolution du bilan d'énergie en fonction du débit évacué

On peut déduire de la nature de l'écoulement analysée ci-dessus un certain nombre d'indications qualitatives sur l'importance relative des différentes formes de dissipation d'énergie et ses variations en fonction du débit.

Supposons, en reprenant le schéma de la figure 2, que l'écoulement sur un ouvrage déversant soit constitué par la superposition d'une infinité de filets liquides élémentaires évacuant chacun le débit dQ , les lignes de courant représentant les lignes d'eau successives lorsque le débit croît. Il est possible de graduer les lignes de courant en notant « ligne de courant Q » celle qui correspond à la ligne d'eau relative au passage du débit Q .

Considérons le filet liquide situé entre les lignes de courant Q et $Q + dQ$ et examinons la variation de la charge :

$$H = Z + \frac{p}{\rho} + \frac{V^2}{2g}$$

le long de ce filet liquide.

Sur le parcours ac , le filet s'écoule dans le noyau, en : $H = C^u$. Sur le parcours cb , il se produit dans la couche turbulente une perte de charge ΔH proportionnelle, toutes choses égales d'ailleurs, au trajet cb . Cette perte de charge varie donc d'un filet liquide à l'autre du fait du déplacement du point c .

FIG. 9. — Ouverture de la vanne.

FIG. 10. — Débit non mesuré.

FIG. 13. — $Q = 230 \text{ m}^3/\text{s}$.

FIG. 14. — $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$.

FIG. 11. — $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$.

FIG. 12. — Débit non mesuré.

FIG. 15. — $Q = 480 \text{ m}^3/\text{s}$.

FIG. 16. — $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$.

FIG. 17. — CHASTANG (270 m³/s).

FIG. 18. — CHASTANG (270 m³/s).

FIG. 19. — SAINT-ETIENNE-CANTALÈS (230 m³/s).

FIG. 20

h_0 = hauteur de chute sur l'ouvrage.
 h_0' = hauteur de chute libre.
 1 = énergie dissipée sur le coursier.
 2 = énergie cinétique à la sortie de l'ouvrage.
 3 = énergie potentielle à la sortie de l'ouvrage.
 O A A' = écoulement sur un coursier de largeur finie.
 O B B' = écoulement sur un ouvrage réel.

On a reporté sur le diagramme de la figure 20 l'évolution de la charge H relative au filet liquide compris entre les lignes de courant Q et $Q + dQ$:

- Le segment MM_0 représente la charge disponible à l'amont rapportée à l'extrémité aval du coursier : cette charge est la même pour les différents filets liquides. Le lieu de M_0 est donc l'horizontale $H = H_0$;
- Le segment MM_1 représente la charge résiduelle à la sortie de l'ouvrage dans le cas de l'écoulement à deux dimensions : pour les lignes de courant relatives à un débit $Q > Q_c$, le filet liquide traverse l'ouvrage sans rencontrer la couche limite et la perte de charge $\Delta H = M_1 M_0$ s'annule. Le lieu de M_1 est donc confondu avec celui de M_0 . Pour les lignes de courant relatives à $Q < Q_c$, la charge résiduelle croît avec Q par suite du déplacement du point c vers l'aval. Cette charge résiduelle étant pratiquement nulle aux très petits débits, le lieu de M_1 est une certaine courbe O A.

Dans le cas d'un ouvrage réel, de largeur finie, il faut tenir compte de l'influence des parois latérales qui se fait sentir de manière identique pour tout filet liquide dQ situé au-dessus de la ligne de courant $Q = Q_c$. L'énergie résiduelle est donc constante mais inférieure à h_0 . La courbe O A A' devient O B B', le décalage entre les deux courbes étant fonction de la forme de la section transversale de l'ouvrage.

A partir de ce diagramme de l'évolution de la charge des différents filets liquides constituant

l'écoulement, on obtient par intégration le diagramme du bilan d'énergie pour un débit évacué Q .

En effet, l'énergie contenue dans le filet dQ possédant la charge H est, par définition, $dW = \varpi H dQ$. D'autre part, l'élément d'aire $M M' M_1 M'_1$ (fig. 20) a pour surface $H \cdot dQ$.

On a donc :

$$dW = \varpi \text{ aire } \overline{M M' M_1 M'_1}$$

Par suite, l'énergie contenue dans le débit Q à la sortie de l'ouvrage :

FIG. 21

h_0 = hauteur de chute sur l'ouvrage.

h_0' = hauteur de chute libre.

$\overline{N_1 N_0}$ = énergie dissipée sur le coursier.

$\overline{N N_1}$ = énergie cinétique à la sortie de l'ouvrage.

$\overline{N_2 N'}$ = énergie potentielle à la sortie de l'ouvrage.

ODD' = écoulement sur un coursier de largeur infinie.

OCC' = écoulement sur un ouvrage réel.

$$W_1 = \int_0^Q \varpi H dQ = \varpi \cdot \text{aire } \overline{OM M_1}$$

D'autre part, l'énergie disponible dans le débit Q à l'entrée de l'ouvrage est :

$$W_0 = \int_0^Q \varpi h_0 dQ = \varpi h_0 Q$$

On a de même l'énergie disponible dans le jet :

$$W'_0 = \varpi h'_0 \cdot Q$$

Sur le diagramme de la figure 21, on a reporté ces divers termes :

$$\overline{N N_0} = W_0$$

$$\overline{N N_1} = W_1$$

$$\overline{N_2 N} = W'_0$$

Le lieu de N_1 est la courbe OCC' pour un écoulement à deux dimensions, la courbe ODD' dans le cas d'un ouvrage de largeur *finie*. L'énergie dissipée sur l'ouvrage, représentée par le segment $N_1 N_0$, ne croît que très faiblement au-delà du débit critique Q_c . Par contre, l'énergie totale résiduelle à la sortie du coursier rapportée au niveau aval est représentée par le segment $N_2 N_1$.

L'allure de la courbe ODD' montre que cette énergie croît comme une puissance du débit supérieure à l'unité. Si l'on compare cette courbe à la variation linéaire représentée par la droite ON , on voit qu'il ne saurait être question d'extrapoler aux forts débits un pourcentage de pertes de charge relevé pour un débit faible ou moyen, la proportion d'énergie dissipée sur le coursier diminuant lorsque le débit croît.

DEUXIÈME PARTIE

LES MESURES RÉALISÉES SUR LES ÉVACUATEURS DE CRUE DE SAINT-ÉTIENNE-CANTALÈS ET DE CHASTANG

Ces essais sur des ouvrages réels avaient pour but de permettre une évaluation expérimentale sérieuse de la valeur de la perte de charge sur les évacuateurs de surface et, d'une manière plus générale, d'aboutir à une meilleure connaissance des lois de l'écoulement sur de tels ouvrages.

L'évaluation des pertes de charge nécessitait la détermination de la vitesse moyenne dans plusieurs sections de l'écoulement au moyen de la mesure de la section mouillée et du débit. En

outre, on a cherché à préciser la distribution des vitesses dans une section de l'écoulement par des mesures directes au voisinage de la surface et du fond; on a mesuré enfin la pression en certains points du radier.

Ces mesures ont été réalisées par la Division des Essais Extérieurs du Service des Etudes et Recherches Hydrauliques lors de déversements provoqués sur les barrages de Saint-Etienne-Cantalès et de Chastang.

Le premier essai fut effectué à l'usine de Saint-Etienne-Cantalès en décembre 1950. Il n'y s'agissait à vrai dire que d'une mise au point du matériel étudié pour déterminer les profils en travers de la nappe déversante. Un essai plus complet fut effectué en février 1952 sur le déversoir de l'usine de Chastang pour lequel un modèle réduit avait été étudié au Laboratoire National d'Hydraulique et dont le coursier avait pu être muni d'orifices communiquant avec l'extérieur et destinés à la mesure des pressions et des vitesses.

Ce sont les résultats obtenus au cours de ces deux essais que nous présentons ci-après.

A) Méthodes de mesure employées.

1° MESURE DES VITESSES MOYENNES DANS LES DIFFÉRENTES SECTIONS

a) Détermination du profil en travers de la nappe déversante :

Jusqu'à présent, les seuls relevés concernant la configuration de l'écoulement dans les nap-

pes déversantes d'évacuateurs de crues avaient été obtenus au moyen d'échelles limnimétriques installées sur les bajoyers du déversoir. Cette méthode ne permettait pas de déterminer le profil transversal de la nappe et la précision des relevés aux échelles s'avérait en outre relativement faible, eu égard aux fluctuations du plan d'eau au voisinage des parois. Le premier objectif de la Division des Essais Extérieurs a été de mettre au point un dispositif permettant commodément de déterminer avec une bonne précision (± 1 à 2 cm près) le profil en travers de la nappe suivant plusieurs sections transversales.

Nous avons envisagé de réaliser d'abord une poutre amovible équipée de plusieurs postes de mesure, et susceptible d'être déplacée le long du coursier. Ce procédé présentait de sérieuses difficultés en raison des grandes vitesses de l'air entraîné à la surface de la nappe. Après avoir envisagé l'utilisation de la photographie stéréoscopique, nous nous sommes orientés vers un relevé topographique par triangulation.

En chaque section transversale de mesure sont installés deux théodolites fixés au-dessus des deux bajoyers du coursier (fig. 22). Les cercles verticaux de ces théodolites étant amenés dans un même plan et la distance entre leurs axes ho-

FIG. 22. — Un des théodolites de mesure.

horizontaux étant mesurée, la position d'un point quelconque du plan précité est déterminée par simple lecture d'un angle sur les deux appareils. La seule difficulté d'utilisation de cette méthode est due à l'impossibilité de matérialiser le point sur lequel les deux appareils doivent effectuer la visée. C'est pourquoi nous avons remplacé les lunettes optiques des deux théodolites par des projecteurs axiaux munis d'une croix particulièrement fine susceptible d'être projetée sur la surface du liquide. Il suffit alors de réaliser la coïncidence des croix pour obtenir les coordonnées de l'un des points cherchés. Ces visées peuvent être effectuées successivement sur le radier du coursier sans que le déversoir ne fonctionne, puis pour un débit donné, ce qui permet de déterminer en chaque point de la section la valeur du tirant d'eau.

Cette méthode simple, dont le seul inconvénient est de nécessiter des essais de nuit, a exigé de nombreuses mises au point notamment pour obtenir la projection d'une croix suffisamment fine et nette sur un écran fluide recevant des rayons lumineux d'obliquité variable à des distances de la lunette de projection elles aussi variables. (La mise au point de l'image en fonction de la distance aurait en effet nécessité des dispositions très coûteuses en raison de la difficulté de réaliser ce réglage sans modifier l'axe optique du projecteur.)

Ainsi que nous l'avons admis, *a priori*, la netteté de l'image peut être parfaitement réalisée dans les écoulements d'eaux fortement émulsionnées, offrant de ce fait une surface analogue à celle d'un écran de projection. Mais nous avons constaté en outre que dans les écoulements d'eaux claires présentant des stries fines telles que l'on en rencontre dans les parties supérieures des évacuateurs de crues, l'image à la surface est encore très nette bien que pour les faibles tirants d'eau l'on aperçoive souvent simultanément les deux images projetées, l'une sur la surface du plan d'eau et l'autre sur le radier. (Dans ce cas, nous avons même tenté d'utiliser cette double image pour déterminer directement le tirant d'eau, mais la précision de cette mesure est très modeste.)

Les plans de visée optique coïncidaient avec le plan transversal perpendiculaire au radier du coursier. Lorsque cela n'était pas possible, le plan de visée était le plan vertical.

Pour chaque section de mesure, il a été procédé à un double balayage du profil. Au cours du premier balayage, l'un des postes réglait successivement son théodolite à des angles fixés à l'avance, compte tenu du tirant d'eau prévu; l'observateur du second poste assurait la coïncidence de sa croix avec celle du poste opposé. Au cours du second balayage, les fonctions des deux postes étaient inversées. Deux séries de

FIG. 23. -- Vue de quelques postes de mesure durant un déversement.

6 à 7 points de mesure étaient ainsi effectuées (fig. 23).

Les relevés effectués sur le radier ont permis de constater que les erreurs sur les altitudes mesurées étaient de l'ordre de ± 1 cm, ce qui correspondait à une indétermination de lecture des appareils de l'ordre de $\pm 2/100$ grade. Les visées sur la nappe liquide étaient légèrement moins précises en raison surtout des fluctuations relativement importantes du plan d'eau. Toutefois, l'examen des différents points obtenus successivement sur un même profil dans des sections où plusieurs doubles balayages ont été effectués ont permis de constater que l'erreur accidentelle ne dépassait jamais ± 5 cm et qu'elle était en moyenne de l'ordre de 2 cm.

b) Mesure des débits :

Pour l'usine de Chastang, le débit déversé était déterminé à partir d'essais sur modèle réduit en fonction de la hauteur de levée de la vanne secteur et de l'altitude du plan d'eau de la retenue.

Ce débit a pu être contrôlé par la station

d'Argentat située sur la Dordogne à une dizaine de kilomètres à l'aval de l'usine de Chastang.

En cette station, en effet, la variation de débit accusait un palier d'une durée d'une heure environ, pendant lequel le Service des Forces Hydrauliques de la 4^e Circonscription Electrique put effectuer un jaugeage au moyen d'un moulinet suspendu. Le débit mesuré au cours de ce jaugeage était égal, à moins de 4 % près, à celui déduit de la lecture à l'échelle d'Argentat et à celui déduit de la levée de vanne de l'usine de Chastang.

Le déversoir de l'usine de Saint-Etienne-Cantalès ne possédant pas de tarage de la courbe de débit en fonction de la levée de vanne, il fut procédé à une détermination du débit par méthode volumétrique grâce à la capacité constituée par le bassin de compensation de Nèpes. Le niveau du plan d'eau dans ce bassin était mesuré au moyen de trois limnigraphes et de cinq échelles limnimétriques. La montée du plan d'eau correspondant au passage du plein débit de l'évacuateur pendant une durée de 30 minutes était de 2 mètres environ; compte tenu de l'approximation sur le levé topographique de la retenue, l'erreur sur le débit était inférieure à ± 2 à 3 %.

2° RÉPARTITION DES VITESSES

a) Vitesses à la surface de la nappe :

Les vitesses en surface ont été relevées à l'usine de Chastang au moyen de flotteurs de surface constitués par des réservoirs vides de diverses formes et d'une capacité de deux litres environ. Ces réservoirs étaient lancés à partir des guideaux ou du couronnement du barrage. Leur position instantanée était repérée au moyen d'appareils cinématographiques dont la vitesse de déroulement de film était soigneusement contrôlée. Chaque flotteur apparaissait successivement dans le champ de l'appareil sur 4 à 5 images successives et les courbes des distances parcourues en fonction du temps étaient très sensiblement linéaires.

L'étalonnage des distances parcourues par les flotteurs, en fonction des déplacements sur les images photographiques, était obtenu au moyen d'une grille d'étalonnage, constituée par un quadrillage rigide placé sur le coursier et photographié avant déversement.

Trois appareils mesuraient successivement les vitesses des flotteurs en trois sections coïncidant sensiblement avec trois sections de détermination du profil de la nappe déversante.

b) Vitesses au voisinage du coursier :

Les vitesses au voisinage du coursier ont été relevées au moyen de tubes de Pitot. Compte

tenu des efforts importants susceptibles de s'exercer sur ces appareils, pour des vitesses de l'ordre de 20 m/s, ceux-ci étaient constitués par un support cylindrique massif de section pisciforme, scellé dans le radier et muni de deux couples de prises dynamiques et statiques prévues respectivement à 5 cm et à 15 cm au-dessus du coursier (fig. 24).

Cette disposition devait permettre de déterminer le gradient de vitesse au voisinage du coursier et d'évaluer par suite un ordre de grandeur de la rugosité relative des parois du déversoir.

Les prises de pression étaient réunies, au moyen de canalisations en caoutchouc, à des manomètres différentiels à colonnes de mercure installés dans une salle de mesure à l'intérieur de l'usine.

FIG. 24. — Tube de Pitot.

Ces manomètres comportaient deux tubes de verre raccordés par un U en caoutchouc. Les plaques-supports des tubes pouvaient elles-mêmes coulisser sur des tubes d'échafaudage, ce qui permettait de mesurer toute dénivellation comprise entre 1 cm et 5 m de mercure.

Les pressions étaient très fluctuantes pour les faibles valeurs du débit déversé, mais restaient pratiquement constantes (à ± 1 cm/Hg près) pendant toute la durée de l'écoulement à débit constant.

3° MESURE DES PRESSIONS SUR LE RADIER

Les pressions s'exerçant sur le radier ont été relevées en cinq points répartis sur le coursier, au voisinage des emplacements de mesure des vitesses.

Chaque prise de pression était constituée par une plaque circulaire, située dans le plan du coursier, percée de trous de 2 mm de diamètre et reliée à un tube piézométrique à mercure identique aux précédents.

A titre d'essai, nous avons branché sur l'une des prises un manomètre à membrane utilisant une transmission électrique, dont l'étude était en cours. Cet appareil comportait une membrane circulaire tendue dont la déformation était enregistrée par un potentiomètre d'une course totale de 0,5 mm pouvant être mesurée à $\pm 0,5 \cdot 10^{-3}$ mm près. Dans la gamme d'utilisation de l'appareil expérimental, pour les faibles valeurs du débit, ce manomètre s'est révélé pratique et précis. Ses indications coïncidaient très sensiblement avec celles du piézomètre à colonnes de mercure.

4° ORGANISATION DES ESSAIS

Ces essais mettaient en œuvre un matériel relativement important et nécessitaient un effectif en personnel dépassant largement les possibilités de la Division des Essais Extérieurs. A

l'usine de Chastang par exemple, la nappe déversante était déterminée suivant cinq sections transversales, tandis que les pressions et les vitesses étaient mesurées en cinq points. Compte tenu de la nécessité de relayer le personnel d'observation du plan d'eau en raison de la rigueur du temps à l'époque des essais, il fallait disposer à cette usine de 25 observateurs. Si l'on ajoute à cela la nécessité de réduire au maximum la durée du déversement pour limiter autant que possible les pertes d'eau et l'intérêt d'une surveillance permanente des relevés obtenus en cours d'essai par un calcul rapide des résultats obtenus, on peut comprendre la minutie avec laquelle ont dû être conduits les travaux de préparation de ces essais (entraînement du personnel d'observation par des relevés nocturnes la veille de l'essai, synchronisation des relevés aux différents postes de mesure, réalisation d'un système de calcul sommaire très rapide des tirants d'eau, etc.). En fait, grâce au personnel et aux moyens mis à notre disposition par le Groupe de Production Hydraulique « Dordogne » et la Région d'Équipement Hydraulique « Massif Central II », le régime stable de déversement n'a été maintenu que pendant trente minutes

FIG. 25. — L'ÉVACUATEUR DE SAINT-ÉTIENNE-CANTALÈS.

environ à l'usine de Saint-Etienne-Cantalès, et une heure à l'usine de Chastang.

Ainsi que cela a été exposé précédemment, deux essais ont été effectués : le premier à l'usine de Saint-Etienne-Cantalès en décembre 1950 et le second à l'usine de Chastang en février 1952.

B) Résultats de mesure.

1° USINE DE SAINT-ETIENNE-CANTALÈS

L'évacuateur de crues de l'usine-barrage de Saint-Etienne-Cantalès sur la Cère, prévue pour un débit de $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$, est assurée par la levée de deux vannes-secteurs, obturant deux pertuis de 11,7 m de largeur et de 7,70 m de hauteur, alimentant un déversoir du type saut de ski, installé sur le toit de l'usine (fig. 25).

On s'est borné dans cet essai à mesurer les vitesses moyennes de l'écoulement.

Les relevés de la hauteur de lame ont été effectués pour un débit de $230 \text{ m}^3/\text{s}$, concentré dans un seul pertuis, en six profils uniformément répartis sur le coursier à un intervalle moyen de 15 mètres.

Les résultats des calculs des hauteurs moyennes et des surfaces mouillées sont rassemblés dans le tableau ci-dessous.

VITESSES MOYENNES.

Numéro du profil	Surface mouillée en m^2	Hauteur moyenne en m	Vitesse moyenne en m/s
A.....	11,90	1,62	19,5
B.....	11,35	1,32	20,4
C.....	10,95	1,17	21,2
D.....	10,95	1,08	21,2
E.....	12,25	1,10	18,95
F.....	18,95	1,65	12,25

On peut estimer que l'erreur sur la mesure des hauteurs est de l'ordre de $\pm 2 \%$. Le coursier n'étant pas de section constante, l'erreur moyenne sur la surface mouillée doit être de l'ordre de $\pm 2,5 \%$. Les vitesses moyennes sont donc connues à $\pm 2,5 \%$ près si l'on suppose le

FIG. 26. — Saint-Etienne-Cantalès.
Relevé transversal de la lame dans la section.

débit connu exactement. En fait, l'erreur sur le débit entraîne une erreur systématique sur les vitesses moyennes de toutes les sections dont il faudra tenir compte. Nous avons reproduit sur la figure 26 un relevé de profil: on peut y observer la faible dispersion des points expérimentaux qui correspondent à deux relevés successifs.

A partir de ces résultats, il est possible, comme on le verra plus loin, d'évaluer les pertes de charge et de tracer la ligne de charge moyennant certaines corrections.

Les essais préliminaires nous ont donc permis de nous assurer de la validité de la méthode de mesure proposée et par suite de lancer l'essai prévu initialement à l'usine de Bort-les-Orgues et réalisé en fait à l'usine de Chastang.

2° USINE DE CHASTANG

L'évacuation des crues de l'usine-barrage de Chastang sur la Dordogne est prévue à l'aide de deux évacuateurs en saut de ski aménagés sur le toit de l'usine accolée au barrage. Les deux pertuis sont disposés symétriquement par rapport à l'axe de l'usine; chacun d'eux est obturé par une vanne-secteur de $13,6 \times 9,4 \text{ m}$ fonctionnant en charge et placée à l'aval du seuil déversant. Sur toute sa hauteur, le pertuis a une largeur constante de 13,6 m. Le dispositif de dispersion de la veine liquide situé à l'extrémité aval de chaque coursier comporte une dent centrale et deux chanfreins latéraux. Chacun des déversoirs peut évacuer un débit maximum de $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (fig. 27).

a) Vitesses moyennes dans les sections :

Les essais ont été exécutés avec un débit évacué de $620 \text{ m}^3/\text{s}$. Les profils en travers ont été relevés dans cinq sections régulièrement réparties sur la partie aval du coursier. Six sections avaient été initialement prévues; mais l'une d'elles, celle d'amont, n'a pu être exploitée en raison des fortes venues d'eau aux postes de me-

FIG. 27. — Evacuateurs de Chastang.

sure, dues à une fuite au joint supérieur d'étanchéité de la vanne-secteur.

Le tableau ci-après résume les principaux résultats obtenus.

Section	Surface mouillée en m ²	Hauteur moyenne en m	Vitesse moyenne en m/s
B.....	25,45	1,87	23,57
C.....	25,35	1,86	23,67
D.....	25,32	1,86	23,70
E.....	24,79	1,82	24,20
F.....	26,30	1,94	22,80

On peut admettre que les hauteurs, ainsi que les vitesses moyennes, sont déterminées à $\pm 2,5$ % près environ, sous réserve d'une estimation exacte du débit.

b) Répartition des vitesses :

2) *Vitesses de surface.* — Par suite des grandes vitesses d'écoulement (de l'ordre de 25 m/s), la dispersion des vitesses mesurées par différents flotteurs est relativement importante. Toutefois, la vitesse d'un même flotteur enregistrée sur les trois caméras a pu être déterminée à moins de ± 5 % près.

Dans les trois sections d'observation des flotteurs, les valeurs encadrent la valeur théorique de la vitesse calculée, compte non tenu de la perte de charge ($V = \sqrt{2gH}$, H étant la dénivellée entre le plan d'eau amont et la surface de la veine liquide dans la section considérée).

Ces vitesses restent comprises entre 27 et 28,5 m/s dans les différentes sections de mesure.

β) *Vitesses au voisinage du coursier.* — Au cours de l'exécution des essais, nous avons relevé les niveaux des différents manomètres dès l'ouverture des vannes de l'évacuateur. Pour les faibles débits, nous avons constaté à chaque section une diminution progressive des pressions statiques. Pour le débit maximum de 620 m³/s, les pressions statiques mesurées aux prises des tubes de Pitot à 5 et 15 cm du coursier étaient

inférieures à la pression atmosphérique; un phénomène analogue avait déjà été constaté au cours du tarage à l'air des tubes de PITOR au Laboratoire d'Aérodynamique de Saint-Cyr; il peut s'expliquer par un décollement de l'eau au droit des prises statiques des tubes de PITOR.

D'ailleurs, pour les faibles valeurs du débit, on a pu s'assurer que l'écart entre la pression statique réelle, déduite des prises de pression installées sur le radier et les prises statiques des tubes de PITOR, concordait sensiblement avec celui obtenu en soufflerie pour la même vitesse.

Toutefois, cet écart plus important aux gros débits, rendait les corrections délicates. On a préféré évaluer la vitesse à partir de la différence entre la pression dynamique donnée par le tube de PITOR et la pression statique déduite des mesures sur le radier (tableau ci-contre).

L'erreur accidentelle sur la mesure des pressions dynamiques n'entraîne pas une erreur supérieure à ± 2 à 3 % sur la valeur des vitesses, erreur à laquelle peut évidemment s'ajouter une légère erreur systématique due au mode d'évaluation de la pression statique. En outre, les difficultés expérimentales ont conduit pour l'une des prises (n° 4) à des résultats nettement aberrants.

VITESSES AU VOISINAGE DU RADIER

Prises	Distance du PITOR au radier en m	Pression dynamique en m d'eau	Pression statique en m d'eau (*)	Vitesse en m/s
1	0,05	21,66	5,0	18
	0,15	21,08	4,7	19,5
2	0,05	24,47	5,0	19,6
	0,15	28,48	4,7	21,6
4	0,05	—	—	—
	0,15	15,12	4,8	14,2
5	0,05	23,96	4,35	19,6
	0,15	25,16	4,2	20,2

(*) Valeur déduite des mesures sur le radier.

c) Mesure des pressions sur le radier.

Par suite de l'obturation de quelques-unes des canalisations enrobées dans le béton, il n'a été possible de mesurer la pression qu'en trois points de l'évacuateur.

Ainsi qu'on peut le constater sur le tableau accompagnant la figure 28, ces pressions coïnci-

dent d'une manière très satisfaisante avec celles déduites des essais sur modèle réduit au Laboratoire National d'Hydraulique.

Ces mesures plus complètes effectuées à Chastang ont apporté des éléments précieux, comme on le verra ci-après, pour la détermination des pertes de charges en facilitant l'évaluation de certaines corrections.

FIG. 28. — Evacuateur de Chastang. Pressions sur le radier ($Q = 630 \text{ m}^3/\text{s}$).

C) Détermination de la ligne de charge.

Pour déterminer la valeur de la charge totale dans une section à partir de sa définition :

$$H_c = \frac{1}{Q} \iint_s \left(Z + \frac{p}{\varpi} + \frac{V^2}{2g} \right) V ds \quad (1)$$

le plus simple est de mettre en évidence les différents termes composant la charge.

La relation ci-dessus s'écrit, en décomposant la pression en pression statique p_0 et en pression dynamique p_1 , due à la courbure (cf. fig. 30) :

$$H_c = \frac{1}{Q} \iint_s \left(Z + \frac{p_0}{\varpi} \right) V ds + \frac{1}{Q} \iint_s \frac{p_1}{\varpi} V ds + \frac{1}{Q} \iint_s \frac{V^3}{2g} ds$$

Soit en notant que l'on a dans une section donnée :

$$Z + \frac{p_0}{\varpi} = p_0^* = C^{te}$$

$$H_c = p_0^* + \frac{1}{Q} \iint_s \frac{p_1}{\varpi} V ds + z_c \frac{V_m^2}{2g}$$

Le calcul de la charge nécessite donc :

- 1) La connaissance de la pression dynamique;
- 2) La connaissance de la valeur vraie de la vitesse moyenne, compte tenu de l'existence des zones latérales émulsionnées;

- 3) La connaissance du coefficient $z_c = \frac{\iint_s V^3 ds}{Q_0 V_m^2}$

a) Calcul du terme relatif à la pression dynamique :

Nous supposons la pression constante à une cote donnée dans toute la section.

La pression dynamique s'écrit, en un point quelconque de la section :

$$\frac{p_1}{\varpi} = \int_{r_0}^r \frac{V^2}{gr} dr$$

avec :

r : rayon de courbure de la trajectoire de la particule dont la vitesse est V ;

r_0 : rayon de courbure de la surface libre.

Il est possible d'en calculer la valeur si l'on connaît la répartition des vitesses. La considération de l'écoulement hétérogène (fig. 30), couche limite et noyau, compliquant inutilement le calcul, il est plus simple d'encadrer la vraie valeur de cette pression dynamique en supposant

FIG. 29. — Ecoulement hétérogène sur radier curviligne : Schéma de la distribution des vitesses.

FIG. 30. — Ecoulement hétérogène sur radier curviligne : distribution des composants de la charge d'un filet liquide.

que l'épaisseur de la couche limite est nulle, ou au contraire égale au tirant d'eau.

On montre, d'autre part, que dans les deux cas, le terme :

$$\frac{1}{Q} \iint_s \frac{p_1}{\varpi} V ds$$

qui représente la valeur moyenne de la pression dynamique dans la section, diffère très peu de la demi-pression dynamique sur le radier :

$$1/2 (p_1/\varpi)_{\text{radier}}$$

La recherche d'une méthode de calcul plus précise de la pression dynamique sur le radier est rendue inutile du fait que ces évaluations diffèrent systématiquement *par défaut* des mesures expérimentales. L'écart observé à Chastang, comme il l'avait été sur le modèle de Bort, atteint selon les cas 15 à 20 % de la pression totale mesurée sur le radier, c'est-à-dire 30 à 40 % de la valeur de la pression dynamique lorsque celle-ci est du même ordre de grandeur que la pression statique.

Il semblerait que cet écart soit inhérent à la méthode de mesure par prises de pression sur

radier curviligne, mais il est difficile d'affirmer quelle est la vraie grandeur de la pression au fond.

Devant cette divergence, et compte tenu de la faible importance du terme relatif à la pression dynamique par rapport à la charge, nous avons adopté la valeur moyenne des deux modes de calcul (avec ou sans couche limite) dont les résultats diffèrent d'ailleurs de moins de 15 %. On verra plus loin l'intérêt de cette évaluation probablement approchée par défaut.

b) Evaluation de la vitesse moyenne vraie :

L'erreur sur la vitesse moyenne $V_m = Q/S$ est la somme des erreurs résultant de l'erreur sur le débit d'une part et de l'erreur sur la section mouillée d'autre part.

Le débit a été mesuré, on l'a vu, avec une erreur maximum $dQ/Q = \pm 4 \%$. Il en résulte sur l'énergie cinétique une erreur égale à :

$$\frac{dV_m^2}{V_m^2} = \pm 8 \%$$

La section mouillée relevée comprend la section occupée par l'air contenu dans les deux couches latérales émulsionnées dont on ignore l'épaisseur. Il en résulte une erreur systématique

sur la section réellement occupée par l'écoulement, erreur dont on peut difficilement déterminer la valeur la plus probable, mais dont il est possible d'évaluer un minimum.

A Chastang, les couches émulsionnées latérales ont 2 m de large. Supposons que l'émulsion contienne 50 % d'air et que la profondeur de cette couche soit seulement de 0,50 m.

La section occupée par l'air est de 1 m². La variation relative de la section mouillée est donc :

$$\frac{dS}{S} = + 4 \%$$

Soit :

$$\frac{dV_m}{V_m} = + 4 \% \quad \text{et} \quad \frac{dV_m^2}{V_m^2} = + 8 \%$$

On voit l'importance de cette correction, dont la valeur vraie est sans doute supérieure à l'estimation ci-dessus.

D'autre part, le sens de cette correction jouant dans le sens d'une majoration de la charge, on voit qu'il est plus aisé de déterminer une valeur minimum de celle-ci que sa valeur moyenne la plus probable.

ÉVACUATEUR DE CHASTANG

Q = 620 m³/s. — Retenue amont : 261,50

SECTIONS	B	C	D	E	F
Cote radier.....	222,7	221	220,15	220	220,20
Pression statique $d \cos \varphi$	1,75	1,80	1,85	1,82	1,90
Pression dynamique $1/2 (p_1/\varpi)_{\text{radier}}$	1,30	1,25	1,15	0	1
Cote ligne piézométrique.....	225,75	224,05	223,05	221,82	223,10
$V_m^2/2g$ mesuré $\alpha_c = 1$	30,20	30,50	30,60	31,83	28,25
Cote ligne de charge.....	255,95	254,55	253,65	253,65	251,35
Perte de charge.....	5,55	6,95	7,85	7,85	10,15

ÉVACUATEUR DE SAINT-ÉTIENNE-CANTALÈS

Q = 230 m³/s. — Retenue amont : 514,50

SECTIONS	F x = 10,10	E x = 18,36	D x = 32,76	C x = 40,36	B x = 50,96	A x = 58,26
Cote radier.....	503,60	492,30	482,65	480,90	480,20	480,20
Pression statique $d \cos \varphi$	1,10	0,70	1,00	1,10	1,20	1,60
Pression dynamique $1/2 (p_1/\varpi)_{\text{radier}}$	0,40	0,40	0,70	0,75	0	0
Cote ligne piézométrique.....	504,30	493,40	484,35	482,75	481,40	481,80
$V_m^2/2g$ mesuré $\alpha_c = 1$	7,65	18,30	22,90	22,90	21,20	19,40
Cote ligne de charge.....	511,95	511,70	507,25	505,65	502,60	501,20
Perte de charge.....	2,55	2,80	7,25	8,85	11,90	13,30

FIG. 31.
ÉVACUATEUR
DE
SAINT-ÉTIENNE-CANTALÈS.
Ligne de charge
pour un déversement
de 230 m³/s.

FIG. 32.
ÉVACUATEUR RIVE DROITE
DE CHASTANG :
Ligne de charge
pour un déversement
de 620 m³/s.

c) Coefficient α_c de répartition des vitesses :

La nature de l'écoulement étant connue, ainsi que l'épaisseur de la couche limite, il est possible, en principe, d'évaluer α_c pour le noyau d'une part, pour la couche limite d'autre part, le coefficient résultant étant donné par la relation :

$$\alpha_c = \frac{\alpha_{cN} \cdot Q_N \cdot V_N^2 + \alpha_{cL} \cdot Q_L \cdot V_L^2}{Q \cdot V_m^2}$$

avec :

α_{cN} , Q_N , V_N = quantités relatives au noyau,

α_{cL} , Q_L , V_L = quantités relatives à la couche limite.

On peut négliger α_{cN} qui est pratiquement égal à l'unité. Mais on rencontre, dans l'évaluation de α_c , l'incertitude qui pesait déjà sur le calcul de l'épaisseur de la couche limite et corrélativement sur la répartition de vitesse à l'intérieur de celle-ci.

Aussi convient-il de remarquer :

— Que le sens de la correction apportée par α_c est connu puisque $\alpha_c > 1$;

-- Que l'importance de la correction apportée par α_c est inférieure à celle apportée par l'émulsion d'air puisque les diverses évaluations approximatives que l'on peut faire conduisent à des valeurs comprises entre 1,02 et 1,05. Il est donc inutile de rechercher une évaluation plus précise.

De ces diverses corrections, on peut conclure :

1. — Que les corrections dont on connaît le sens tendent à majorer la charge de 10 % environ et sont au moins égales à l'erreur systématique de sens inconnu pouvant résulter d'une erreur sur le débit (± 8 %).
2. — Qu'une évaluation plus précise de certaines corrections serait illusoire. La ligne de charge résultant des lectures brutes ($\alpha_c=1$, section occupée par l'air supposée nulle) donne donc un maximum de la perte de

charge. La ligne de charge la plus probable correspondant à une majoration de 10 % de l'énergie cinétique se situerait 3 m plus haut environ (fig. 32, Courbe C').

On a représenté de même la ligne d'énergie déduite des mesures de Saint-Etienne-Cantalès, ainsi que la même correction de 10 % de l'énergie cinétique (fig. 31). Notons que, pour cet ouvrage, la correction due à la zone superficielle émulsionnée est probablement plus importante dans la partie aval que dans le cas précédent du fait de la veine réfléchie provoquée par la convergence du bajoyer Rive droite (fig. 5). En outre, cette correction croît certainement de l'amont vers l'aval. Par contre, cette correction systématique du terme cinétique a une incidence moindre en valeur relative sur la perte de charge, du fait de la valeur plus importante de celle-ci.

TROISIÈME PARTIE

A) Le développement de la couche limite sur le radier des évacuateurs de surface : comparaison des résultats théoriques et expérimentaux

Il a paru intéressant d'appliquer à l'évacuateur de Chastang la méthode de calcul proposée par M. HALBRONN (*), en partant des résultats des mesures faites sur l'ouvrage réel. Ce travail a été fait par M. GODIN, ingénieur élève des Ponts et Chaussées, que nous remercions de sa participation active à cette partie de l'étude.

Cette vérification avait l'intérêt de compléter celles déjà faites par M. HALBRONN à partir d'essais à l'échelle réduite réalisés, soit à Grenoble, soit à Chatou. En outre, la coïncidence du calcul et de l'expérience devait permettre une exploitation plus sûre des résultats de l'expérience, en ce qui concerne la perte de charge sur l'ouvrage dont nous parlerons plus loin.

1° PRINCIPE DE LA MÉTHODE DE CALCUL THÉORIQUE

Rappelons que l'évaluation théorique proposée par M. HALBRONN part des bases suivantes :

a) Relation intégrale de Von KARMAN, donnant

la valeur de la vitesse de frottement V_* à partir de la répartition de vitesse dans la couche limite et de la loi de variation de la vitesse V_1 , au bord de la couche limite en fonction de l'abscisse,

$$V_*^2 = \frac{dV_1}{dx} \int_0^\delta (V_1 - V) dy + \frac{d}{dx} \int_0^\delta V (V_1 - V) dy \quad (1)$$

b) Hypothèse : Répartition des vitesses dans la couche limite identique à la répartition logarithmique classique en régime établi et qui s'écrit en régime rugueux :

$$\frac{V}{V_*} = 8,48 + 5,75 \log \frac{y}{\epsilon} \quad (2)$$

Au moyen de ces deux relations, on peut évaluer dans une section quelconque (fig. 29) les deux inconnues V_* et δ à condition de connaître :

V_1 = vitesse dans le noyau au contact de la couche limite;

ϵ = rugosité équivalente.

En pratique, M. HALBRONN choisit comme inconnues : $Z = \frac{V_1}{V_*/k}$ et δ . Il est donc nécessaire

(*) G. HALBRONN. — Etude de la mise en régime des écoulements sur les ouvrages à forte pente. *La Houille Blanche*, n°s 1, 3 et 5, 1952.

de connaître les valeurs de V_1 et ε pour pouvoir appliquer cette méthode de calcul.

Examinons ces deux points successivement :

2) *Vitesse V_1 dans le noyau :*

La vitesse V_1 se détermine aisément à partir des deux relations fondamentales de l'écoulement en énergie constante sur radier curviligne, les filets liquides étant supposés concentriques dans une section donnée (*).

On a dans toute la masse de l'écoulement :

$$Z + \frac{\bar{w}}{p} + \frac{V^2}{2g} = C^{\text{te}} \quad (3)$$

et dans une section droite :

$$V \cdot r_0 = C^{\text{te}} \quad (4)$$

r = rayon de courbure de la trajectoire de la particule dont la vitesse est V .

3) *Rugosité équivalente ε :*

Ce n'est qu'à titre de grossière approximation que l'on peut prendre une évaluation géométrique de la valeur de ε d'après les irrégularités du radier.

Nous avons donc adopté, comme M. HALBRONN l'avait fait pour les résultats obtenus sur le modèle au 1/60 de l'évacuateur de BORT, une méthode qui consiste à ne considérer ε que comme un intermédiaire de calcul, que l'on évalue à partir d'une donnée expérimentale : la position du point critique à un certain débit.

Connaissant ε , on peut calculer l'épaisseur de la couche limite δ en une section quelconque de l'évacuateur. En effet, δ et z sont fonction de la vitesse V_1 dans le noyau, c'est-à-dire de la charge H , de l'abscisse s le long du radier, et de la rugosité équivalente ε ; par contre, elle est indépendante du débit, si ce n'est pas l'intermédiaire de V_1 , qui varie un peu avec le tirant d'eau.

A partir de δ et de z , la répartition de vitesse est donnée dans toute l'épaisseur de l'écoulement par les relations (2) et (4), applicables respectivement dans la couche limite et dans le noyau, à condition, toutefois, de connaître le tirant d'eau total d .

(*) Cf. R. MAITRE. -- Note sur le fonctionnement des évacuateurs de surface aux ouvertures partielles de vanne. *La Houille Blanche*, n° 2, 1952.

2° APPLICATION A L'ÉVACUATEUR
DE CHASTANG

Le calcul de la rugosité équivalente a été fait, conformément à ce qui précède, à partir du relevé de la position du point critique au débit de 250 m³/s. On a estimé d'après les photographies (cf. planche II) que le point critique se trouvait au point bas du coursier à ce débit.

On obtient après calculs : $\varepsilon = 0,5$ mm environ ; valeur qui n'a qu'une signification indicative puisque, pour une variation du débit d'affleurement de ± 10 %, ε passe de 0,22 mm à 1,25 mm ; cette imprécision ne présente cependant pas d'inconvénient grave, ε n'étant qu'un intermédiaire de calcul.

Les mesures expérimentales ayant été réalisées pour un seul débit de 620 m³/s, la vérification proprement dite a consisté à déterminer dans quatre sections de mesure, à partir de la valeur du tirant d'eau moyen mesuré, la répartition de vitesses, d'où on déduit le débit par mètre de largeur, puis le débit. Notons que tous ces calculs ont été faits en adoptant une largeur fictive du coursier inférieure à sa largeur réelle et déterminée de manière à tenir compte des couches limites latérales à partir de l'estimation de l'épaisseur de ces couches sur les photos de l'écoulement. Pour l'essai à 620 m³/s, cette largeur fictive est de 13,10 m (largeur réelle 13,50 m).

Le calcul complet conduit aux résultats suivants :

Sections	B	C	D	E
$z = \frac{V_1}{V_*/k}$	10,36	10,46	10,58	10,70
δ	0,54 m	0,61 m	0,69 m	0,76 m
Q	628 m ³ /s	637 m ³ /s	643 m ³ /s	638 m ³ /s

Le débit mesuré au limnigraphe d'Argentat et contrôlé par jaugeage étant de 620 m³/s à ± 4 % près, ces résultats sont parfaitement cohérents, d'autant plus que si l'on excepte le point E, la croissance du débit calculé de B en D peut s'expliquer par l'augmentation du pourcentage d'air entraîné dans les couches limites latérales, d'amont vers l'aval. Notons d'ailleurs que si l'on suppose l'écoulement entièrement à potentiel, hormis les couches limites latérales, le débit dans la section E s'écrit :

$$Q_1 = 1,82 \times 13,1 \times 27,9 = 665 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'écart est donc supérieur aux erreurs de mesure. Par contre, si on suppose la valeur de δ fixe et égale à sa valeur en E, $\delta_E = 0,76$ m, on trouve dans les différentes sections des débits qui restent compris entre 620 et 640 m³/s, c'est-à-dire à l'intérieur du domaine défini par la précision des mesures (± 20 à 25 m³/s.).

On voit donc que si les mesures permettent d'affirmer l'existence d'une couche limite, elles ne permettent pas de vérifier si la loi de variation résultant de la méthode de calcul de M. HALBRÖNN est préférable à une autre.

Comme, d'autre part, il est nécessaire de mesurer l'épaisseur de la couche limite à un certain débit pour évaluer ϵ , on peut se demander si cette méthode d'évaluation de mise en œuvre assez longue est susceptible d'être utilisée en pratique pour la détermination *a priori* des conditions d'écoulement sur un ouvrage.

Notons, enfin, qu'on a comparé dans la section B la répartition de vitesse calculée avec les deux valeurs mesurées (fig. 33).

FIG. 33

Cette comparaison a été faite en utilisant la loi de vitesse approchée :

$$\frac{V}{V_1} = \left(\frac{Y}{\delta} \right)^{1/n}$$

Cette loi diffère peu de la loi logarithmique et les calculs en sont simplifiés. En considérant la vitesse moyenne $V_m = V_1 [n/(n+1)]$, on montre aisément que l'on a :

$$n = Z - 1$$

Soit, pour $Z = 10,3$, $n = 9,3$ environ. Les points expérimentaux seraient plus voisins de la courbe $n = 8$. Toutefois, étant donné la précision des mesures de vitesse, on ne peut conclure à une divergence nette.

3° CONCLUSIONS

Cette confrontation des méthodes de calcul théoriques et de l'expérience ne permet d'infirmer aucune des hypothèses de départ : existence des vitesses d'écoulement théoriques dans le noyau à potentiel, et d'une couche limite turbulente à distribution de vitesses logarithmique.

En dehors des phénomènes d'émulsion, les écoulements à grande vitesse obéissent donc, semble-t-il, aux lois classiques de l'hydraulique.

Il n'existe pas d'autre vitesse limite que celle résultant de l'application de la loi de BERNOULLI au noyau à potentiel, ce qui conduit pour le filet de surface à la vitesse théorique $V_0 = \sqrt{2gH}$, déjà mentionnée plus haut; les quelques mesures de vitesse de surface par flotteurs réalisées à Chastang confirment d'ailleurs ce résultat.

La similitude de ces écoulements à grande vitesse est tout à fait valable, en particulier pour les débits importants où l'émulsion intervient très peu. La coïncidence des répartitions des pressions sur l'ouvrage et sur le modèle le confirme sur un point particulier.

La seule difficulté en ce qui concerne la similitude est de réaliser correctement des rugosités semblables, étant donné l'influence importante de la valeur de ϵ sur l'épaisseur de la couche limite. Nous avons résolu le problème dans le cas de l'étude sur modèle de l'évacuateur de Bort en laboratoire en réalisant successivement deux rugosités différentes encadrant la valeur probable de la rugosité.

B) Les pertes de charge sur le coursier des évacuateurs de surface.

1° ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Étant donné la précision des mesures obtenue lors des essais de Saint-Etienne-Cantalès et de

Chastang, il serait illusoire de chercher à déterminer le coefficient des pertes de charge de section en section. En effet, la perte de charge entre deux sections consécutives est en général du

même ordre de grandeur que l'erreur possible sur la perte de charge en un point.

Notons, simplement que si l'on représente la perte de charge en fonction de l'abscisse curviligne sur le radier, ce qui a été fait pour les résultats obtenus à Saint-Etienne-Cantalès, il apparaît que la perte de charge cumulée croît comme une fonction puissance d'exposant supérieur à l'unité en fonction de l'abscisse curviligne, ce qui est normal, la perte de charge élémentaire devant croître de l'amont vers l'aval du fait de l'augmentation des vitesses moyennes d'une part, du développement de la couche limite d'autre part. Mais la dispersion des mesures est trop grande pour qu'un résultat quantitatif valable puisse en être déduit.

Il est seulement possible de déterminer un coefficient de pertes de charge global pour l'ouvrage. Ce peut être un procédé de calcul commode, mais la signification physique d'un tel coefficient peut être contestée étant donné la nature hétérogène de l'écoulement. La perte de charge est en effet concentrée dans la couche limite.

Nous considérerons simplement la perte de charge globale en prenant une valeur située dans l'intervalle défini par les courbes (C) et (C'), à savoir :

	Perte de charge ΔH	$\Delta H/h_0$	h_0/H_0	$\Delta H/H_0$	L/d
Chastang.....	8 m	20 %	0,60	12 %	40
St-Etienne-Cantalès	12 m	35 %	0,55	19 %	60

avec :

h_0 : chute sur l'ouvrage lui-même,

H_0 : chute totale,

ΔH : perte de charge.

Ces valeurs de la perte de charge sont sensiblement inférieures aux valeurs qui résulteraient d'essais réalisés il y a quelques années au barrage de Laigle, pour un débit correspondant à une valeur de L/d très voisine de celle de Saint-Etienne-Cantalès.

L'explication réside, à notre avis, dans le fait que les expérimentateurs n'avaient pu, faute d'autres moyens de mesure, que relever les tirants d'eau au voisinage du bajoyer dans la zone où se produit un gonflement local du fait de la couche émulsionnée.

Or, une erreur de 10 % par excès, sur la section conduit, on l'a vu, à une erreur de 20 % par défaut sur la valeur de la charge, non com-

pris les corrections dont nous avons parlé plus haut.

On note, par contre, une concordance correcte entre les mesures réalisées à Saint-Etienne-Cantalès et celles réalisées sur le modèle réduit au $1/60^e$ de l'évacuateur de Bort qui, au débit maximum de $1.200 \text{ m}^3/\text{s}$, a une longueur relative $L/d = 60$. Le tirant d'eau aval a été mesuré pour trois rugosités différentes du radier. Etant donné la précision des mesures, on a confondu la charge avec la valeur du terme cinétique et on a supposé $\alpha_c = 1$.

Les résultats obtenus sur le modèle pour le débit de $1.200 \text{ m}^3/\text{s}$ figurent ci-après :

Nature du radier du modèle réduit	V_m/V_0	V_m^2/V_0^2	$\Delta H/h_0$
Vernis	0,84	0,67	29 %
Ciment lissé.....	0,82	0,71	33 %
Sable $\varnothing = 2 \text{ mm}$	0,69	0,48	52 %

avec :

V_m = vitesse moyenne mesurée.

V_0 = vitesse théorique $\sqrt{2g h_0}$.

Si l'on tient compte de la correspondance entre les rugosités modèle et réel, telle que l'on peut l'évaluer au moyen des coefficients de MANNING par exemple, on voit que le vernis et le ciment lissé correspondant approximativement à du béton à état de surface normal d'une part, à du béton en mauvais état d'autre part. Or, l'ouvrage de Saint-Etienne-Cantalès, réalisé pendant la guerre, porte des traces de coffrage très apparentes, ce qui explique le chiffre $\Delta H/h_0 = 35\%$ trouvé ci-dessus.

Ces quelques résultats, obtenus sur modèle ou sur ouvrages réels, semblent confirmer l'intérêt du classement des ouvrages en fonction de leur longueur relative.

On a cherché à évaluer quelle serait la perte de charge à Chastang au débit critique $Q \approx 270 \text{ m}^3/\text{s}$ qui correspond à une longueur relative $L/d = 100$. On a admis pour cela que la quantité d'énergie dissipée reste constante au-delà du débit critique, en la corrigeant toutefois dans le rapport des périmètres mouillés qui est le 1,15.

La perte de charge relative serait donc au débit critique :

$$\left(\frac{\Delta H}{h_0}\right) = 20\% \times \frac{1}{1,15} \times \frac{620}{270} = 40\%$$

Cette évaluation montre qu'il est très normal de relever des pertes de charge approchant de

50 % lorsqu'on se place dans la zone des faibles débits.

Rappelons enfin qu'on a souvent tenté, dans le cas des ouvrages en saut de ski, de déterminer la perte de charge au moyen de la mesure de la portée du jet en supposant valable la trajectoire parabolique de chute libre, ce qui néglige le frottement dans l'air.

Les résultats obtenus par cette méthode nous semblent assez sujets à caution dans le cas des ouvrages réels du fait des nombreuses difficultés auxquelles se heurtent les mesures :

- Difficultés d'observation du fait des embruns et des projections;
- Difficultés dues aux dispositifs de dispersion qui rendent plus délicate encore l'évaluation de la portée moyenne du fait de l'étalement de la veine qu'ils provoquent, et qui rendent souvent impossible le calcul de la portée théorique faute de connaître l'incidence réelle du jet au départ (planche V);
- Difficulté due à la dissipation d'énergie dans l'air qui, pour des lames minces ou bien divisées, réduit la portée, et conduit à une évaluation par défaut de la vitesse initiale;
- Enfin, conformément à ce qui a été exposé plus haut, l'évaluation de la perte de charge relative, souvent faite à débit moyen ou faible, ne permet pas de préjuger de la valeur que prendra cette perte de charge au débit maxima.

Par contre, sur modèle réduit, cette méthode nous paraît très valable, l'observation étant facilitée du fait de l'absence d'émulsion. En outre, la dissipation d'énergie du jet dans l'air peut être négligée pour des jets compacts qu'il est toujours possible de réaliser en supprimant le dispositif de dispersion. Les mesures réalisées sur le modèle de Bort pour deux débits ont donné des résultats qui coïncident assez bien avec les valeurs de la perte de charge déduites de la mesure du tirant d'eau à la sortie du coursier.

Par exemple, au débit maximum, dans le cas du radier en ciment lissé, on a obtenu $(\Delta H/h_0) = 37 \%$ contre 33 % par la première méthode.

2° CONSÉQUENCES DES RÉSULTATS PRÉCÉDENTS SUR LA TENUE DES OUVRAGES ET LA DISSIPATION DE L'ÉNERGIE

Nous envisagerons successivement les conclusions que l'on peut tirer de ce qui précède, pour les ouvrages eux-mêmes et pour la dissipation de l'énergie à l'aval.

a) Efforts imposés aux ouvrages :

Ces efforts sont la cause de la perte de charge sur le coursier, et l'on suppose que la totalité de la turbulence existant dans la veine à la sortie provient du frottement du radier. Les efforts sur le radier varient donc comme l'énergie dissipée sur l'ouvrage, si l'on suppose négligeable la variation de la vitesse moyenne en fonction du débit; cette approximation est valable en dehors du domaine des très petits débits. On déduit donc aisément du diagramme de la figure 21 l'allure du diagramme d'évolution des efforts de frottement imposés à l'ouvrage en fonction du débit (fig. 34).

Fig. 34. - Evolution des efforts de frottement sur le coursier d'un évacuateur en fonction du débit (courbe O C C').

On voit que les efforts croissent jusqu'au débit critique pour n'augmenter que très peu ensuite. C'est ce qui a été vérifié lors des mesures d'efforts globaux sur la partie aval de l'évacuateur de Bort, effectuées sur le modèle réduit. L'effort tangentiel dû au frottement ne variait pratiquement pas entre les débits de 600 m³/s et de 1.200 m³/s, alors qu'il s'est révélé être très sensible, comme prévu, aux variations de rugosité.

D'autre part, les mesures faites montrent que la proportion d'énergie à dissiper sur l'ouvrage est plus faible qu'on ne l'estime en général, en particulier pour les ouvrages courts tel que l'évacuateur de Chastang.

On voit donc que l'évaluation des efforts imposés par l'écoulement aux ouvrages a certainement toujours été faite avec une très large sécurité, d'autant plus que si on étudie la répartition générale des efforts tangentiels et *normaux* appliqués à l'ouvrage, en parlant des répartitions de pressions, on constate que la composante horizontale des efforts globaux appliqués à l'ouvrage est toujours dirigée vers l'amont. Dans le cas de l'ouvrage de Bort par exemple, la composante horizontale des efforts de pression dirigée vers l'amont est de 3.000 tonnes environ, alors que la composante des efforts de frottement dirigée

FIG. 35. — CHASTANG ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$).

FIG. 36. — CHASTANG ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$).

FIG. 37. — SAINT-ETIENNE-CANTALÈS ($Q = 230 \text{ m}^3/\text{s}$).

vers l'aval est comprise entre 900 et 1.300 tonnes. Les efforts de frottement n'interviennent donc que si la partie aval de l'ouvrage n'est pas solidaire de sa partie amont, ce qui se produit parfois pour les évacuateurs en saut de ski, lorsque leur partie aval repose sur le toit de l'usine.

b) Dissipation de l'énergie à l'aval :

Nous considérerons particulièrement ici le cas des évacuateurs en saut de ski, puisque tous les exemples cités ci-dessus sont pris dans cette catégorie d'ouvrages.

Les mesures réalisées à Saint-Etienne-Cantalès et à Chastang pour des débits inférieurs à la moitié du débit maximum montrent que l'énergie dissipée sur l'ouvrage atteint seulement 19 % et 12 % de l'énergie totale respectivement; cette faible proportion diminuerait encore pour des débits plus importants. Ceci est la conséquence de l'évolution progressive vers des évacuateurs de surface de capacité de débit accrue et donc relativement beaucoup plus courts.

Il n'est pas certain que l'on ait prêté toujours suffisamment attention au problème de la dissipation de cette quantité énorme d'énergie contenue dans la veine à la sortie de l'ouvrage. Cette énergie se dissipe sous deux formes :

— Emulsion et frottement dans l'air;

— Tourbillons dans la fosse aval et érosion des parois de celle-ci.

Si on raisonne par analogie, il semble vraisemblable que l'importance relative de la dissipation d'énergie par frottement dans l'air diminue aux forts débits, comme c'est le cas pour le frottement sur l'ouvrage.

FIG. 38

On a reporté, à titre indicatif, sur le diagramme de la figure 38, la courbe déduite de la figure 21 et représentant la valeur de l'énergie totale disponible à la sortie du coursier :

$$W''_0 = W_1 + W'_0$$

FIG. 39. — Etat des rives avant le déversement.

FIG. 40. — La rive droite après le déversement à 450 m³/s (réparations effectuées).

FIG. 41. — Le talus d'enrochement, rive droite, avant déversement.

FIG. 42. — Détail de la zone décapée par le déversement à 450 m³/s.

et on a supposé que la variation de l'énergie dissipée dans l'air pouvait être représentée par une courbe analogue à celle représentant l'énergie dissipée sur l'ouvrage.

Si ces hypothèses sont exactes, on voit que l'énergie à dissiper à l'aval par tourbillons ou érosion du fond croît comme une puissance du débit très supérieure à l'unité.

Ce qui précède souligne l'importance de l'étude du dispositif de dispersion de la veine d'une part, de la réception du jet à l'aval d'autre part, études qui ne peuvent guère se faire autrement que sur modèle réduit.

Il nous est difficile d'aller plus loin, le problème de conception des ouvrages étant un problème économique autant que technique. Toutefois, on peut se demander si dans certains cas où le problème aval est particulièrement délicat, l'augmentation volontaire de la longueur relative des évacuateurs de surface, ou même de leur rugosité, ne permettrait pas d'en faciliter la solution. Il faut noter que pour des ouvrages relativement longs où le débit critique serait élevé, il se poserait pour tous les débits inférieurs à ce débit critique la question du gonflement de la veine par émulsion superficielle.

Enfin, nous pensons utile de préciser que dans les cas où l'on compte sur le jet lui-même pour creuser sa fosse d'amortissement jusqu'à un état d'équilibre, il convient de s'assurer sur modèle qu'aucune des étapes intermédiaires ne constituera un danger pour les ouvrages, comme cela a été le cas pour les évacuateurs de St-Etienne-Cantalès.

Un déversement de $2 \times 230 \text{ m}^3/\text{s} = 460 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant quelques dizaines de minutes a en effet donné lieu à une attaque notable du talus Rive droite (photos Pl. VI) et à des projections très importantes de fusées d'eau et d'embruns sur la falaise dominant la route; le ruissellement considérable qui en est résulté sur cette falaise a inondé la route et aurait pu inonder la Centrale s'il ne s'était pas agi d'un essai dont on pouvait limiter la durée. Il est à noter que le fonctionnement du seul évacuateur Rive droite au même débit pendant une heure, lors des essais relatés plus haut, n'avait donné lieu à aucun incident.

L'explication de cette anomalie apparente nous paraît être la suivante : le jet à Saint-Etienne-Cantalès n'est pratiquement pas dispersé, mais seulement rejeté au loin par un tremplin situé à l'aval des évacuateurs; la surface d'impact de chacune des veines est donc très réduite. D'autre part, le matelas d'eau n'est pas très important du fait de la faible profondeur actuelle de la fosse naturelle. Lorsque le pertuis Rive droite fonctionne seul, le jet qui s'écrase sur le fond du chenal peut s'étaler latéralement vers l'emplacement laissé libre sur sa gauche. Par contre, dans le cas du fonctionnement simultané des deux passes déversantes, le jet Rive droite se trouvant bloqué entre le jet voisin et la rive, ne dispose plus d'un volume d'expansion suffisant, si bien qu'il se produit un « rebondissement » de paquets d'eau constituant une fraction très faible du débit, mais suffisante néanmoins pour provoquer des incidents qu'il serait préférable d'éviter.

CONCLUSIONS

La mise au point d'une méthode optique de relevé d'une surface liquide a rendu possible la réalisation de mesures assez précises sur des ouvrages réels. Les résultats de ces essais confrontés avec ceux obtenus soit sur modèle réduit, soit par voie théorique, ont permis :

- De montrer que les écoulements à grande vitesse obéissent aux lois classiques de l'hydraulique, et que la similitude de Froude reste valable, sauf en ce qui concerne l'émulsion, pour ces écoulements à très grand nombre de REYNOLDS;
- De préciser l'évolution relative des différentes formes de dissipation d'énergie en fonction du débit;
- De montrer que la proportion d'énergie dis-

sipée sur les ouvrages est inférieure à l'estimation généralement admise et que, par suite, l'essentiel de cette dissipation d'énergie a lieu à l'aval des ouvrages.

Toutefois, il reste des problèmes que nous n'avons pu aborder tels que la répartition de la dissipation d'énergie entre le frottement des jets dans l'air et l'érosion et les remous à l'aval, faute de moyens de mesure. Il en est de même de la recherche des lois du développement de la couche émulsionnée existant aux petits débits, problème qui prendrait une importance accrue dans le cas où on serait amené à s'orienter, pour les évacuateurs de surface, vers des ouvrages de longueur relative élevée afin de diminuer la proportion d'énergie restant à dissiper à l'aval.

DISCUSSION

M. le Président HUPNER félicite MM. MAITRE et OBOLENSKY de leur étude intéressante. Il pense, au point de vue terminologie, que le mot « vanne segment » convient mieux que « vanne secteur », pour désigner les vannes en service à Saint-Etienne ou à Chastang, lesquelles interviennent par leur segment et non par le plan du dièdre. Puis, il demande s'il a été fait d'autres essais comme ceux-ci en grandeur naturelle.

M. MAITRE signale les essais de l'évacuateur de l'Aigle réalisés il y a quelques années sur l'initiative de M. COYNE, qui en a relaté les résultats dans sa communication au IV^e Congrès des Grands Barrages : les expérimentateurs ne disposant pas d'appareillage spécial, le relevé des tirants d'eau avait été effectué le long d'un guideau, au moyen d'un fil à plomb. Ce moyen de mesure ne permet pas, compte tenu de la présence de la couche latérale émulsionnée, d'obtenir une précision supérieure à 10 %, et le gonflement dû à l'émulsion donne lieu de penser que cette erreur est très probablement une erreur par excès, et, d'une erreur relative de 10 % par excès sur le tirant d'eau résulte une erreur de 20 % par défaut sur la charge au point considéré. Or, le résultat de ces mesures faisait apparaître à l'aval du coursier une charge réduite à la moitié de sa valeur initiale; la valeur corrigée de cette perte de charge serait donc de 40 % de la charge totale au-dessus du point bas du coursier, ce qui diffère très peu de la valeur de 35 % trouvée à Saint-Etienne-Cantalès pour un tirant d'eau relatif d/L légèrement plus fort.

M. BOURGUIGNON indique l'essai d'un ingénieur américain, utilisant une poutre avec des touches pour déterminer le plan d'eau; cet essai peu réussi n'a pas été publié.

Sur la demande de M. le Président, M. MAITRE précise que la vanne était ouverte partiellement au Chastang, mais totalement à Saint-Etienne où, toutefois, le plan d'eau avait été baissé pour éviter un trop grand débit. En conséquence, la perte de charge mesurée au Chastang comprenait forcément, outre le frottement sur le coursier, la perte singulière à la traversée de la vanne que l'on peut, toutefois, considérer comme négligeable si l'ouvrage est bien tracé et l'écoulement alimenté par un plan d'eau calme. En tout état de cause, si l'on doit retrancher de la perte de charge mesurée à Chastang, la perte de charge singulière due à la vanne, les conclusions de ces essais, montrant les faiblesses des pertes de charge sur le coursier aux forts débits, s'en trouvent renforcées.

Sur une question de M. le Président, relative à la certitude d'avoir atteint les vitesses limites malgré le débit partiel, imposé par les circonstances, M. MAITRE répond que la vitesse est théoriquement constante à la surface de l'écoulement, quel que soit le débit, puisqu'elle dépend uniquement de la hauteur de chute sur l'ouvrage, à condition, toutefois, que le débit soit supérieur au débit critique, c'est-à-dire que l'écoulement en surface soit à potentiel; cette condition était remplie à Chastang, les essais ayant été réalisés pour un débit double du débit critique. Les vitesses mesurées à Chastang par M. OBOLENSKY s'établissaient d'ailleurs entre 27 et 27,90 m/s suivant les sections, et encadraient la vitesse prévue par la loi de Bernoulli à 5 ou 10 % près.

M. HAEGELEN s'intéressant à l'effort sur le coursier, M. MAITRE indique que l'effort dirigé vers l'aval, dû à la traction de l'écoulement sur l'ouvrage, est exprimé globa-

lement, suivant le théorème des quantités de mouvement, par $qQ(V_0 - V)$; V étant la vitesse réelle à l'aval de l'ouvrage, et V_0 la vitesse théorique en l'absence de frottement. Toutefois, la répartition de cet effort F_0 le long du coursier est difficile à étudier, la précision des mesures n'étant pas suffisante pour calculer exactement la variation de quantité de mouvement — ou la perte de charge — entre deux sections consécutives.

M. MAITRE pense qu'on a, d'ailleurs, tendance à exagérer l'importance de cet effort, en ce qui concerne l'équilibre global de l'ouvrage, car il est largement équilibré par la résultante des efforts de pression de l'écoulement sur le coursier, résultante dont la composante horizontale F_2 est dirigée vers l'amont; on a évalué ces deux efforts pour l'évacuateur de Bort à partir des mesures de pression et de ligne d'eau réalisées sur le modèle : l'ordre de grandeur de F_2 est de 3.000 tonnes, contre 1.000 tonnes seulement pour F_1 . Par contre, lorsque l'on considère l'équilibre de la partie aval du coursier, non solidaire du barrage et reposant sur le toit de l'usine, il faut tenir compte de l'effort de traction vers l'aval dû au frottement, car la résultante des forces de pression est pratiquement verticale dans cette partie de l'ouvrage et n'intervient donc plus. Pour l'usine de Bort, on a mesuré directement sur modèle réduit l'effort global de traction vers l'aval résultant du frottement. Ces résultats ont confirmé, dans ce cas, l'évaluation approchée obtenue à partir de l'évaluation de l'effort à la paroi τ_0 résultant de la formule de MANNING-STRICKLER. Il est à noter que cette concordance est probablement due à ce que l'écoulement est très peu différent d'un écoulement pleinement turbulent à l'aval de l'évacuateur de Bort, du fait de sa très grande longueur relative. Il n'en serait pas nécessairement de même pour un ouvrage plus court, sur lequel on peut penser que les efforts seraient plus faibles.

M. LANGLOIS remarque que l'énergie dissipée à l'aval surpasse, d'après la communication de M. MAITRE, les évaluations faites dans le passé. Une crue récente de la Dordogne ayant causé des dégâts à l'aval de Chastang, pose aux Services de l'Exploitation d'E.D.F. le problème de l'évaluation exacte de l'énergie restant à dissiper à la base du jet.

M. MAITRE pense que c'est bien là que réside le problème essentiel, mais que les mesures, en ce domaine, sont pratiquement impossibles, à l'heure actuelle. En ce qui concerne Chastang, M. MAITRE pense que les dégâts causés par la récente crue de 1.700 m³/s ont surtout mis en évidence l'importance de phénomènes secondaires :

— Ces dégâts sont en effet localisés hors de la zone d'impact proprement dite qui, bien protégée, a convenablement résisté;

— D'autre part, ils sont dus surtout à l'importance de la crue dans un chenal non calibré pour un tel débit et à l'attaque des berges, peut-être insuffisamment protégées, par l'agitation de surface qui se propage vers l'aval à partir de la zone d'impact, à la manière d'une houle irrégulière et violente.

Sans insister spécialement sur le cas particulier de Chastang, cité à titre d'exemple, M. LANGLOIS pense, en tout cas, que tenant compte des remarques de M. MAITRE, il y aurait sans doute lieu, dans l'avenir, d'apporter une plus grande prudence dans l'évaluation de l'énergie à dissiper à l'aval de ce genre d'ouvrage.