

Conception des ouvrages d'évacuation des crues et de vidange du barrage de Souapiti (Guinée)

Design of spillways and outlet works of Souapiti dam (Guinea)

A. Dejoux, P. Meilland et J. Sterenberg

Bureau d'Ingénieurs-Conseils Coyne et Bellier, Paris

1 – Introduction

Le projet de l'aménagement hydroélectrique de Souapiti, situé en Guinée sur le Konkoure à 190 km environ de Conakry comprend pour l'essentiel (fig. 1) :

- Un barrage principal en remblai de 25 hm³ et de 130 m de hauteur environ ;
- Deux galeries de dérivation provisoire creusées en rive gauche et, réutilisées en phase définitive pour la

vidange de la retenue.

- Un évacuateur de crue de surface, également situé en rive gauche, entre le barrage principal et sa digue de col.
- Une usine hydroélectrique de 760 MW de puissance installée, creusée en souterrain dans la rive droite.

L'objet de la présente communication est la description des dispositions mises au point pour établir le projet des ouvrages d'évacuation des crues et de vidange de la retenue.

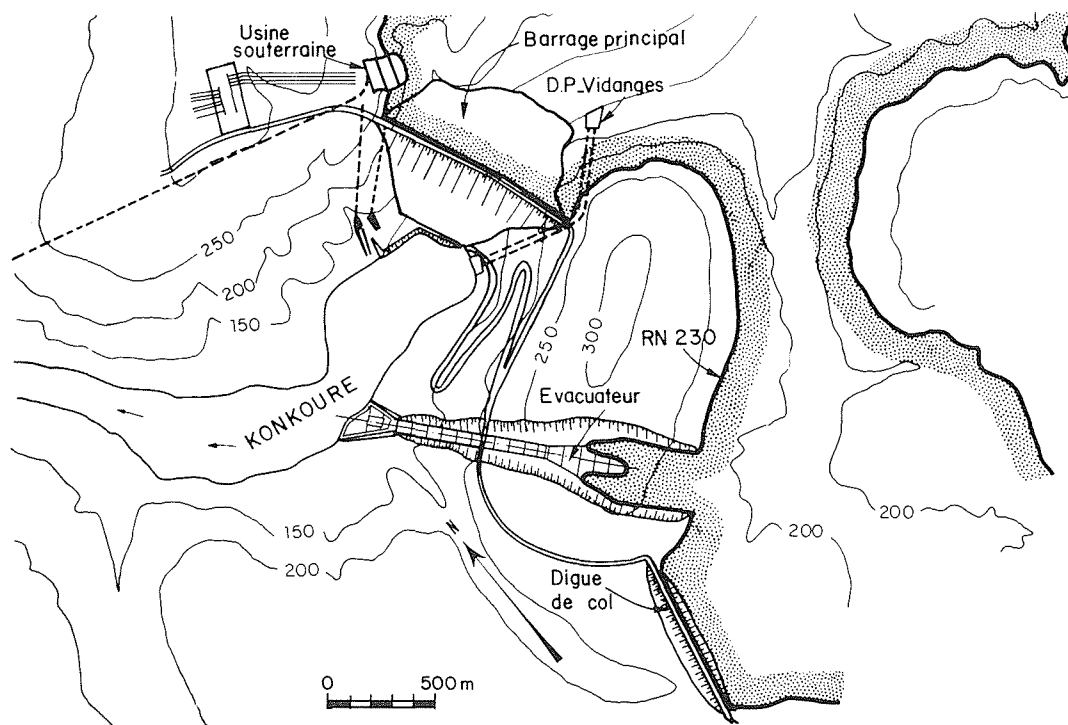


Figure 1 – Aménagement de Souapiti – Plan d'ensemble

LA HOUILLE BLANCHE/N° 3/4-1983

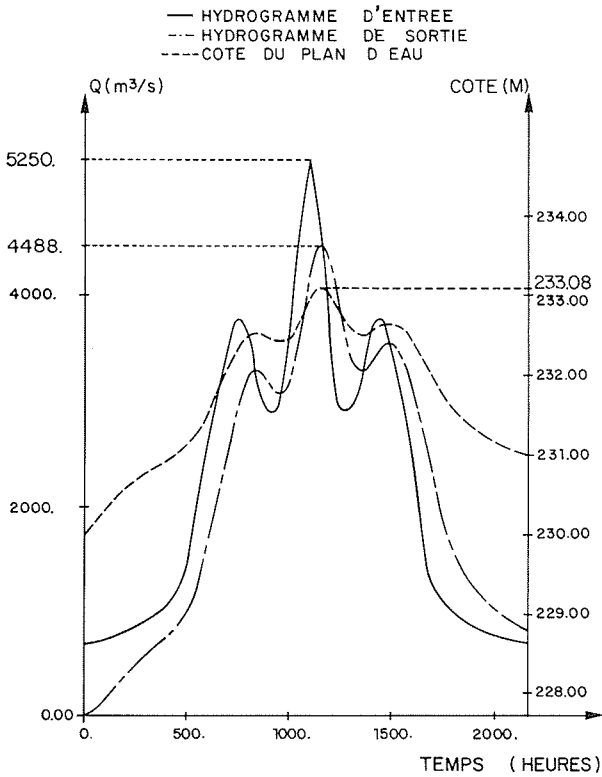


Figure 2 – Laminage de la crue de projet

- Cote de retenue normale : 230
- Cote de restitution aval (niveau des PHE) : 110
- Débit de pointe de la crue de projet : 5 250 m³/s (voir hydrogramme de la crue figure 2)
- Fréquence moyenne de fonctionnement de l'ouvrage : 2 mois/an

Il apparaît, à l'énoncé des données ci-dessus, que la caractéristique fondamentale de l'évacuateur sera de devoir fonctionner souvent et pendant de longues périodes sous des charges très élevées dépassant 120 m. Ces conditions imposent donc la recherche et la conception des dispositions les plus appropriées pour parer aux risques de cavitation et d'érosion, entraînés par le passage d'écoulements de longue durée et à fortes vitesses. C'est en fonction de ces risques qu'a été étudié un ouvrage d'évacuation à seuil libre comprenant :

- un coursier de grande largeur : 80 m, réduisant les débits spécifiques d'écoulement et l'énergie linéaire à dissiper à l'aval,
- un système d'aération, constitué par deux rainures installées sur le coursier, dans la zone où les vitesses atteignent 30 m/s.

La mise au point des dispositions de l'ouvrage a été faite à l'aide de deux modèles hydrauliques :

- Un modèle, à échelle du 1/100^e, permettant l'étude d'ensemble de l'ouvrage : loi hauteur – débit, conditions d'entonnement et de restitution, lignes d'eau.
- Un modèle partiel, à échelle du 1/20^e, pour l'étude du fonctionnement des deux déflecteurs d'aération du coursier.

2 – L'évacuateur de crue

2.1. Caractéristiques de dimensionnement et principes directeurs pour la conception de l'ouvrage

Les caractéristiques commandant le dimensionnement de l'ouvrage sont les suivantes :

2.2. Mise au point des formes de l'évacuateur

Compte tenu de la fréquence de fonctionnement de l'évacuateur et des risques toujours possibles de dé-

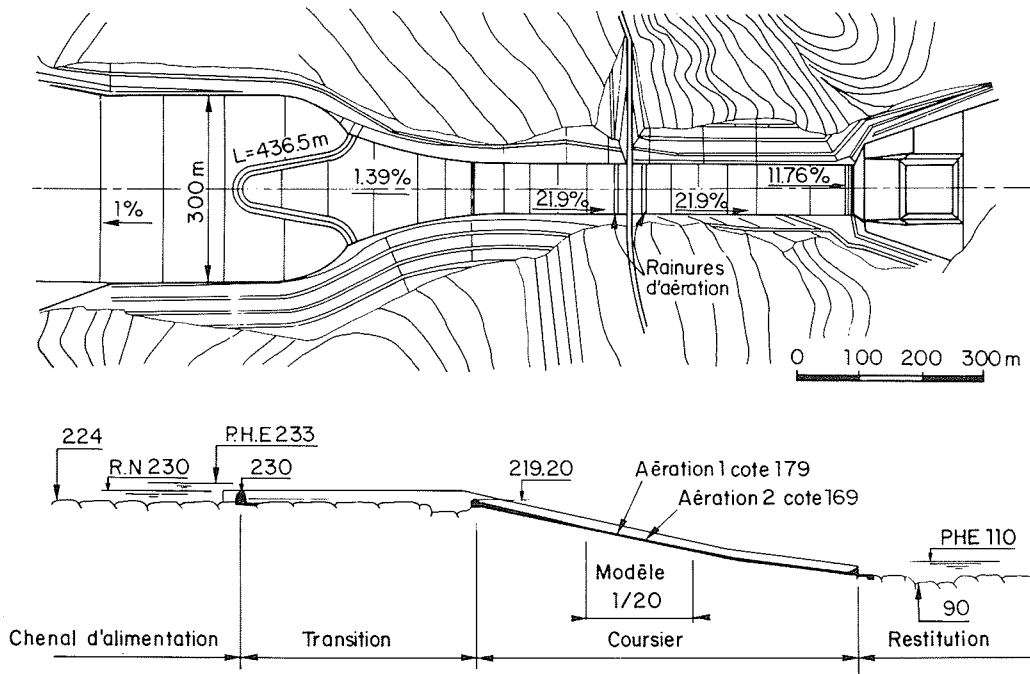


Figure 3 – Evacuateur – Vue en plan et coupe longitudinale

faillances, soit humaine soit mécanique, entraînés par la présence de vannes, on a préféré retenir un seuil libre pour l'ouvrage. Par ailleurs, le grand volume de matériaux nécessaire à la construction du barrage autorisait, d'un point de vue économique, un long développement du seuil entraînant des déblais, certes importants en rive, mais qui seraient réutilisés dans les remblais. En définitive, la cote des plus hautes eaux a été fixée à 233, soit 3 m au-dessus du niveau du seuil de l'évacuateur.

Compte tenu de l'amortissement offert par la retenue, le débit maximal à évacuer en cas d'occurrence de la crue de projet, atteindrait $4488 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une longueur déversante égale à 436,5 m.

Nous décrivons ci-dessous des principales dispositions de l'ouvrage, étudiées et mises au point sur le modèle hydraulique au 1/100e (fig. 3).

2.2.1. Le chenal d'alimentation et le seuil déversoir amont

L'ouvrage comporte à l'amont un chenal d'alimentation en déblais, non revêtu, d'une largeur de 300 m pour une longueur de 550 m. Les essais sur modèle ont montré qu'il serait nécessaire d'abaisser le fond du chenal à la cote 224 (au plus), pour réduire les vitesses d'écoulement et les pertes de charge par frottement à des valeurs compatibles avec la cote 233 fixée pour les plus hautes eaux.

La partie aval du chenal d'alimentation débouche sur le seuil déversant de l'évacuateur. Afin de limiter son emprise dans le terrain, il a une forme en "bec de canard". Son développement théorique est de 436,49 m. Son coefficient de débit, mesuré sur modèle pour la crue $4500 \text{ m}^3/\text{s}$, est égal à 0,456.

2.2.2. L'ouvrage de transition

Cette partie fait suite au seuil en bec de canard. Elle est constituée par une forme convergente de 380 m de longueur dans l'axe, limitée à l'aval par une section calée à la cote 219,20 qui marque le contrôle du coursier de l'évacuateur. Dans cette zone, l'écoulement étant fluvial avec des vitesses moyennes maximales de l'ordre de 7 m/s, le radier de l'ouvrage est prévu sans revêtement compte tenu de l'excellente qualité reconnue du rocher de fondation.

Sur 50 m en amont du seuil aval, le fond est approfondi sur une hauteur de 1,5 m afin de réaliser une souille piégeant les blocs pouvant accidentellement être arrachés du radier ou tomber des talus latéraux de la transition et qui seraient susceptibles d'endommager le revêtement du coursier.

2.2.3. Le coursier

Le canal d'évacuation est rectiligne et entièrement revêtu de béton. A l'origine, il avait été envisagé une largeur de coursier égale à 50 m ce qui conduisait à un débit spécifique maximal de $90 \text{ m}^3/\text{s/ml}$. Mais dans ces conditions, les hauteurs d'eau étaient telles que la couche limite formée par les frottements sur le béton n'atteignait la surface de l'eau que loin en aval sur le coursier. L'entraînement d'air depuis la surface ne se produisait donc pas et aucun retard aux érosions de cavitation susceptibles d'apparaître sur les défauts du

béton du coursier ne pouvait être escompté. Par contre, une augmentation de la largeur du canal entraînait, pour tous les débits, une diminution des hauteurs d'eau, une plus grande dissipation d'énergie par frottement et une limitation des vitesses des écoulements. Surtout, elle permettait à la couche limite formée au contact eau-béton d'atteindre plus rapidement la surface libre des écoulements dans une zone du coursier où les vitesses de ces derniers conservaient encore des valeurs modérées. Ces conséquences très favorables militaient donc en faveur d'un élargissement du coursier. Pour un surcoût modique, compte tenu en particulier de la récupération des matériaux des fouilles dans les remblais du barrage, il a ainsi été décidé de porter en définitive à 80 m la largeur de l'ouvrage.

Le profil longitudinal du coursier est indiqué sur la figure n° 3. Il comporte deux parties droites pentées, respectivement à 21,9 % et 11,76 %, raccordées par une courbe de 100 m de rayon. Les bajoyers font 4 m de hauteur. Ce dimensionnement résulte des appréciations faites d'une part, sur l'émulsion des écoulements, d'autre part sur l'amplitude, qui pourrait être de l'ordre de 50 cm, des oscillations de niveaux dues aux ondes existant en amont des déflecteurs ou créées par ceux-ci.

Concernant l'entraînement d'air par les écoulements, on a retenu une concentration moyenne maximale envisageable de 50 %. Cette valeur s'obtient en s'appuyant d'une part, sur les résultats de Straub qui fournissent la concentration moyenne des lames en écoulements normaux en fonction des débits spécifiques et de la pente des lignes d'énergie et, d'autre part, sur la mesure de la demande en air appelé par les deux déflecteurs installés sur le coursier.

2.2.4. La cuiller de restitution

Située à l'extrémité aval du dernier tronçon penté à 11,76 % du coursier, la cuiller est un cylindre d'axe horizontal de 15 m de rayon, arrêté pour laisser échapper les écoulements sous un angle de 30° sur l'horizontale. L'adoption d'un coursier large de 80 m réduisant le débit spécifique à $56 \text{ m}^3/\text{s/ml}$ maximal, permet de retenir cette forme simple pour l'ouvrage de restitution.

La dissipation de l'énergie cinétique des écoulements s'effectue dans un bassin préexcavé, d'environ 80 m de côté, de 10 à 15 m de profondeur, implanté en amont immédiat du fleuve, à 90 m environ du pied de la cuiller. Cette solution est intéressante car elle éviterait la formation d'une barre importante à l'aval dans le lit du Konkouré. Les nombreux essais effectués ont montré qu'elle apportait une solution correcte aux différents problèmes posés par la dissipation de l'énergie des écoulements. En particulier, le passage des petits débits, qui seront fréquents, ne provoquera pas de désordres dans la zone comprise entre le pied de la cuiller et la fosse préexcavée.

2.3. Etude de mise au point des dispositifs d'aération artificielle du coursier

Le projet mis au point pour l'évacuateur est tel que pour la crue de projet :

- les vitesses sont limitées à 37 m/s,
- la couche limite atteint la surface libre de l'écou-

Tableau I. — Modèle au 1/20 Configurations étudiées

	Premier déflecteur			Deuxième déflecteur		
	Hauteur (m)	Longueur (m)	Cote (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Cote (m)
Configuration A	0,2	2	179	0,13	1,3	166
Configuration B	0,2	2	179			
Configuration C	0,13	1,3	179			
Configuration D	0,2	1,3	179			

ment à une distance d'environ 250 m à l'aval du seuil de contrôle du coursier bétonné dans une zone où les vitesses potentielles sont de l'ordre de 30 m/s.

Dans ces conditions, un radier exécuté soigneusement et conservant sa qualité dans le temps ne devrait pas en principe être endommagé par la cavitation susceptible de se produire sur les défauts d'alignement et les joints. Ce risque serait encore diminué pour les crues plus fréquentes donnant lieu à des hauteurs d'eau, des vitesses et des volumes d'eau écoulés plus faibles.

Cependant un certain nombre de facteurs conduisent à la prudence dans les conditions particulières où est placé le projet. Ainsi, l'organisation des écoulements sur un radier large en tourbillons à axe parallèle à la direction de l'écoulement, la durée des crues, l'exposition au soleil et le passage accidentel de débris durs, constituent autant de circonstances qui ne permettent pas d'exclure que se posent à la longue des problèmes de cavitation sur les bétons du canal d'évacuation.

Aussi a-t-il été décidé d'étudier la mise au point de dispositions permettant l'aération artificielle de l'écoulement au voisinage du radier par des déflecteurs associés à des galeries d'alimentation à air.

L'étude a été faite sur la base d'un modèle partiel au 1/20 dont nous indiquons ci-dessous les principales dispositions et les résultats essentiels qu'il a permis de dégager.

2.3.1. Configurations étudiées sur le modèle — Essais réalisés

Le modèle représente, sur 160 m environ de longueur, la partie rectiligne du tronçon du coursier de pente 21,9 %. Il est réalisé en plexiglas et figure une tranche d'écoulement de 6 m de largeur.

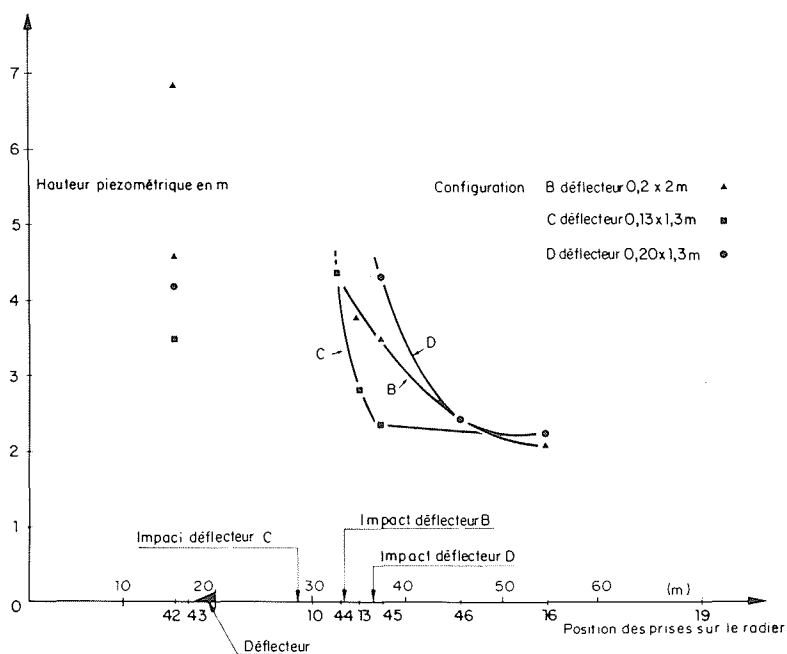
Différentes configurations de déflecteurs de fond associés à des galeries ont été étudiées. Elles sont récapitulées dans le tableau I.

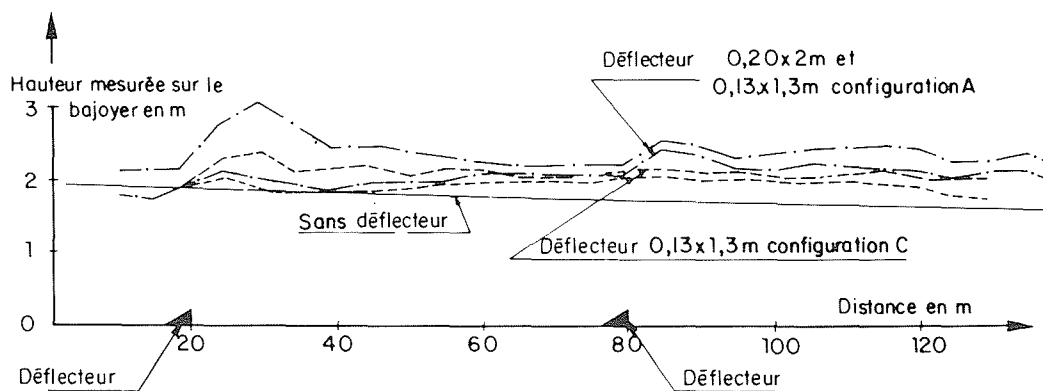
Les configurations B, C et D ont pour but de comparer les effets de déflecteurs uniques et différents placés dans des conditions identiques.

Les essais ont été réalisés pour trois valeurs de débit : 2000 m³/s, 3 000 m³/s et 4 425 m³/s.

Les données mesurées sur le modèle furent :

- les pressions moyennes en différents points au moyen de prises de 1,5 mm de diamètre reliées à un tube piézométrique,
- les lignes d'eau,
- les répartitions de vitesse, mesurées en trois sections au moyen d'un tube de Pitot,
- les débits d'air appelés sous les déflecteurs (mesure, à l'aide d'un micromoulinet, des vitesses d'air dans les galeries) et les dépressions sous les jets,
- les concentrations d'air dans les écoulements. Elles étaient appréciées en faisant des prélèvements du mélange air-eau par les prises de pression en paroi.

Figure 4 — Modèle au 1/10 — Q = 4425 m³/s — Pressions moyennes

Figure 5 – Modèle au 1/20 – $Q = 4425 \text{ m}^3/\text{s}$ – Lignes d'eau

A noter que, si sur le modèle le débit d'air globalement entraîné doit être à peu près en similitude, il n'est pas de même pour la distribution de cet air à l'intérieur des écoulements car elle dépend de la turbulence de ces derniers. Cette distribution étant plus forte dans la réalité, on peut penser que sur le prototype :

- le dégazage sera plus réduit que celui observé au cours des essais,
- l'air sera plus régulièrement réparti dans la couche limite et donc la concentration au fond plus grande que celle observée sur le modèle.

2.3.2. Résultats obtenus

a – Pressions moyennes et lignes d'eau

La figure 4 montre l'état des pressions moyennes pour le débit maximal de $4425 \text{ m}^3/\text{s}$ et pour les différentes configurations B, C et D. A l'impact des jets, les pressions moyennes mesurées sont inférieures à 5 m. Au pied des bajoyers, à l'amont immédiat des déflecteurs, elles atteignent 7 m.

Le relevé des lignes d'eau est reporté sur la figure 5. On constate que la hauteur maximale atteinte avec les dispositions d'aération de la configuration A est de l'ordre de 3,10 m.

b – Vitesses

La figure 6 montre la répartition des vitesses suivant la verticale pour le débit de $4425 \text{ m}^3/\text{s}$ dans les sections respectivement à la cote 179 et 166. Ces résultats mettent en évidence :

- d'une part, que la couche limite n'est pas entièrement formée sur le modèle au niveau du premier déflecteur mais l'est au niveau du deuxième.
- d'autre part, que la répartition des vitesses est logarithmique : le régime sur le modèle est un régime de transition entre les régimes turbulents lisses et turbulents rugueux.

c – Demande en air – Dépression sous les jets

Le tableau II récapitule la demande en air et l'état des pressions moyennes sous la nappe pour la configuration A (deux déflecteurs), la configuration D (un déflecteur $0,2 \times 1,3$) et le débit de $4425 \text{ m}^3/\text{s}$. Les galeries placées sous le premier et le deuxième déflecteur ont respectivement pour section $4,4 \text{ m}^2$ et 4 m^2 .

Les entrées ont été munies de grilles de contrôle pour simuler des pertes de charges. La grille n° 1 présente une section, compte tenu de la contraction, de $0,38 \text{ m}^2$ et la grille n° 2, de $0,19 \text{ m}^2$.

Tableau II. – Modèle au 1/20 Débit d'air et dépressions mesurées pour $Q_{\text{eau}} = 4425 \text{ m}^3/\text{s}$

	Configuration A (2 déflecteurs)		Configuration D déflecteur $0,2 \times 1,3$
	Galerie 1	Galerie 2	Galerie 1
Sans contrôle Q air $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ Δp (m)	4,26 – 0,05	7,15 – 0,02	–
Grille n° 1 Q air $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ Δp (m)	3,2 – 0,14	4,95 – 0,18	2,3 – 0,09
Grille n° 2 Q air $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ Δp (m)	2,4 – 0,26	3,5 0,46	–

En l'absence du dispositif de contrôle, les demandes en air pour les galeries 1 et 2 sont respectivement de $4,26$ et $7,15 \text{ m}^3/\text{s}$ par unité de largeur, soit $11,4 \text{ m}^3/\text{s}$ au total. Ceci représente, si on ne suppose aucun dégazage de l'écoulement, une concentration moyenne de 7,7 % entre le premier et le deuxième déflecteur et de 20 % en aval du deuxième.

Dans tous les cas, c'est le deuxième déflecteur, en raison des vitesses plus grandes, qui produit l'aération la plus importante. Pour des débits d'eau correspondant à des crues de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ et $3000 \text{ m}^3/\text{s}$, on observe que les demandes en air varient peu. Les concentrations en air moyennes dans les écoulements, calculées comme précédemment, sont donc supérieures.

d – Concentrations au fond

Rappelons que les concentrations en air sur le modèle sont inférieures à celles existant dans la réalité. Par ailleurs, celles qui sont mesurées sont sans doute plus petites que les concentrations effectives existant sur le modèle car les prélèvements se font à des vitesses différentes de celles des écoulements (4 m/s au lieu de 6 m/s). Toutefois, les mesures faites conservent un intérêt comparatif car on s'est efforcé d'avoir une vitesse de prélèvement constante.

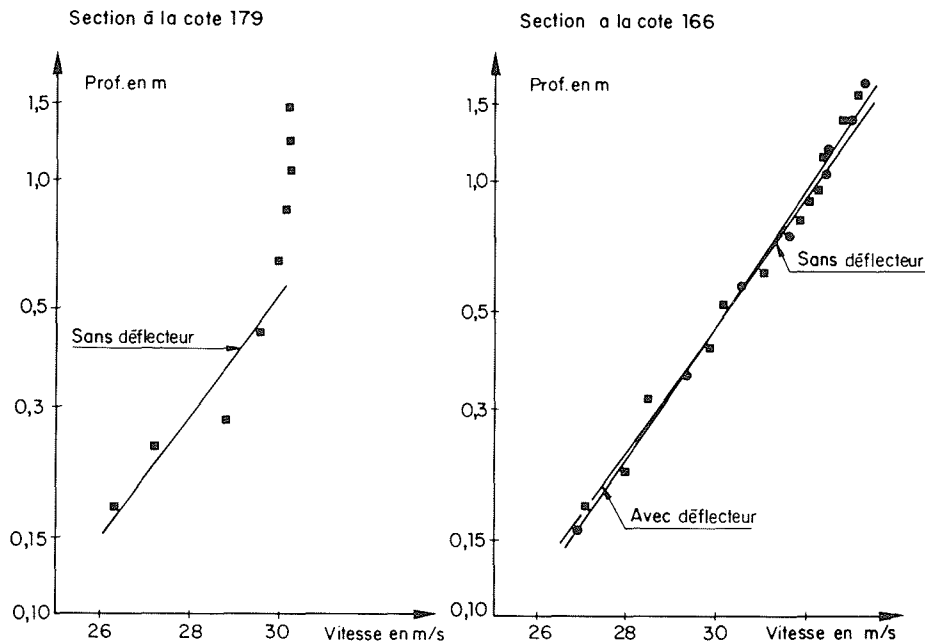


Figure 6 – Modèle au 1/20 – $Q = 4425 \text{ m}^3/\text{s}$ – Répartition des vitesses

Les résultats obtenus sont indiqués sur la figure n° 7 pour différentes configurations étudiées et le débit de $4425 \text{ m}^3/\text{s}$. Les concentrations en air diminuent très rapidement à mesure que l'on s'éloigne des déflecteurs. On note toutefois l'effet significatif du deuxième déflecteur de la configuration A qui fait passer, à 60 m environ à l'aval, la concentration mesurée de $0,8 \text{ ‰}$ (configuration B) à 5 ‰ (configuration A).

2.3.3. Dispositions retenues pour le projet

Pour l'établissement du projet du dispositif d'aération artificielle des écoulements, les principes de dimensionnement de la configuration A ont été retenus mais

adaptés pour tenir compte des observations faites au cours des essais. Ainsi il apparaît souhaitable de rapprocher le deuxième déflecteur du premier, pour garantir une concentration en air plus élevée à l'amont immédiat du second. Dès lors, avec des galeries largement dimensionnées pour éviter les pertes de charges, les déflecteurs étudiés dans cette configuration sont jugés satisfaisants car ils permettront d'obtenir à l'aval une concentration moyenne en air des écoulements de l'ordre de 20 ‰ . En définitive, le dispositif d'aération comporte :

- un premier déflecteur amont, situé à la cote 179 du radier, de $0,2 \text{ m}$ de haut sur 2 m de long (compté selon la pente),

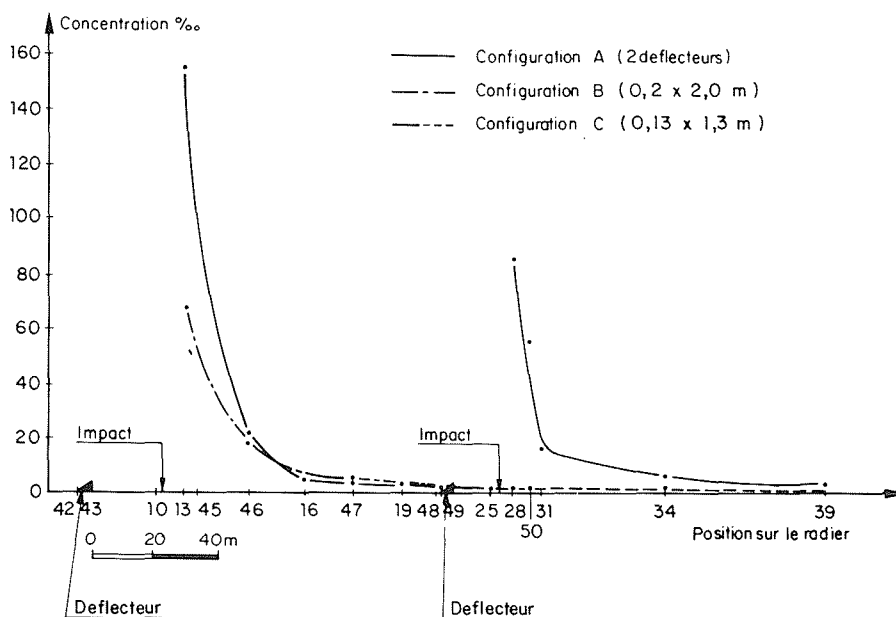


Figure 7 – Modèle au 1/20 – $Q = 4425 \text{ m}^3/\text{s}$ – Concentrations en air mesurées

– un deuxième déflecteur situé à 45 m à l'aval du premier, de 0,13 m de haut sur 1,3 m de long.

La figure 8 montre le détail des dispositions finalement retenues au projet. Elles sont les mêmes pour chaque déflecteur et comportent deux galeries de 7,5 m² environ de surface alimentées de part et d'autre par des puits latéraux de grande section accolés aux bajoyers. La communication des galeries avec le radier se fait par une rainure de 0,5 m de largeur débouchant au pied des déflecteurs. Les galeries sont pentées vers les puits pour évacuer les eaux recueillies lors du passage des petits débits sur l'évacuateur. L'exhaure de ces eaux est assuré par des galeries longitudinales débouchant à l'aval à travers les bajoyers de l'évacuateur.

3 – Conception des ouvrages de vidange

A Souapiti, le contrôle des crues pendant la construction est assuré par deux galeries de dérivation creusées en rive gauche. Longues de 850 m environ, leur section est circulaire, de 10,6 m de diamètre dans leurs parties revêtues et 11,8 m dans leurs parties non revêtues (en raison de l'excellente qualité du rocher).

C'est la présence de ces galeries et l'intérêt économique qu'il y avait de les réutiliser en phase définitive, qui a conduit à une conception originale des ouvrages de vidange basée sur les principes suivants :

- installation des vannes de commande des débits à 30 m au-dessus des galeries basses de dérivation,
- raccords aux galeries basses par des tunnels inclinés de section adaptée aux débits à évacuer,

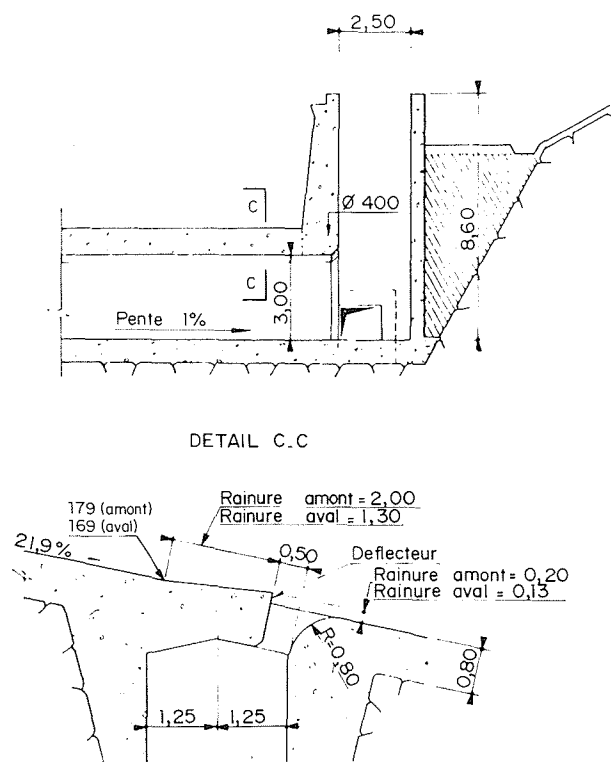


Figure 8 – Evacuateur – Dispositions des rainures d'aération

– mise en charge des écoulements dans les galeries basses par des dispositifs appropriés.

Sur le plan technique, et pour le débit d'évacuation maximal de 500 m³/s fixé pour chaque galerie, les avantages apportés par ces principes sont évidents :

- limitation des charges de fonctionnement des vannes à des valeurs courantes de l'ordre de 80 m,
- dans les parties en charge des galeries basses de dérivation : réduction des vitesses moyennes d'écoulement à des valeurs faibles, inférieures à 7 m/s, supprimant ainsi tous risques de cavitation,
- problèmes de restitution à l'aval au pied des ouvrages considérablement simplifiés par les faibles vitesses de sortie.

Par contre, il était nécessaire de concevoir des dispositions assurant le bon fonctionnement du système dans ce qu'il a de particulier et de délicat, c'est-à-dire la mise en charge des galeries basses par la création d'un ressaut hydraulique dans le parcours des écoulements qui les traversent. Ce phénomène est obtenu par la mise en place dans les galeries de deux étranglements qui créent le relèvement piézométrique nécessaire à la formation d'un ressaut localisé à l'amont.

Compte tenu notamment des délais impartis aux études, la mise au point de ces dispositions n'a pu être étudiée sur un modèle récent. Cependant, leur fiabilité et leur fonctionnement ont été vérifiés dans les années 1958 sur un modèle réalisé au 3/200 pour ce même aménagement. A l'époque, les études ne prévoyaient la réutilisation que d'une galerie de dérivation pour installer la vidange, mais celle-ci devait fonctionner selon les mêmes principes que ceux envisagés dans le projet actuel pour les deux galeries et dans des conditions pratiquement identiques de charge, débit et restitution. Les essais sur le modèle au 3/200 avaient alors permis d'étudier et de mettre au point le projet de l'ouvrage et notamment :

- la position et le dimensionnement d'un étranglement permettant la formation dans des conditions satisfaisantes d'un ressaut hydraulique dans la galerie,
- la définition des dispositions permettant d'assurer un dégazage efficace de l'air entraîné, dans l'écoulement en charge, par le ressaut.

Le projet actuel est donc établi sur la base des résultats des essais réalisés à cette époque. Il tient compte également des acquis enregistrés depuis dans le domaine de l'hydraulique des grandes vitesses. Il reste cependant qu'il apparaît indispensable, si l'aménagement de Souapiti devait voir le jour, de réaliser préalablement un autre modèle hydraulique qui permettrait de faire tous les essais et les mesures nécessaires à sa vérification et à sa mise au point.

3.1. Analyse des dispositions projetées

Les dispositions d'ensemble de l'aménagement d'une vidange sont représentées sur la figure 9 :

- à l'amont, une tour sert à la manœuvre des vannes de vidange. La vanne de réglage, commandée depuis une cabine basse, est du type segment. Elle obture un puits de 5 x 3,5 m dont le seuil est à la cote 150 ce qui, pour le niveau des PHE à 233, limite la charge maximale de fonctionnement à 83 m.

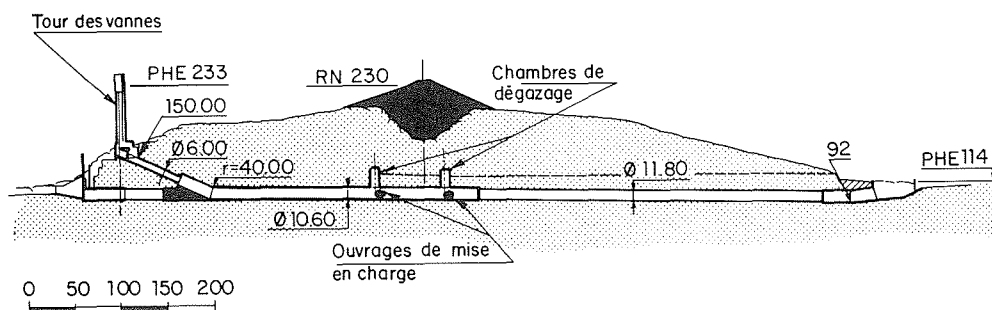


Figure 9 – Coupe longitudinale d'ensemble d'une vidange

– à l'aval des vannes, les eaux circulent dans une galerie inclinée de 6 m de diamètre. Le raccordement avec la galerie basse de 10,6 m de diamètre s'effectue par l'intermédiaire d'un tore de même diamètre s'appuyant à l'amont sur un bouchon d'obturation.

– à l'aval du raccordement, la galerie basse comporte une partie revêtue dans laquelle se produit le ressaut de mise en charge des écoulements. A l'extrémité aval de cette partie sont installés les étranglements. Distants de 80 m, ils sont constitués par des ouvertures de 3,80 m de largeur s'étendant sur toute la hauteur de la galerie. A l'amont immédiat de chaque étranglement des chambres souterraines, de 40 m² de section, permettent le dégazage de l'air aspiré par le ressaut. Les chambres sont reliées à une galerie supérieure subhorizontale qui assure l'évacuation de l'air à l'aval.

Nous analysons ci-dessous quelques aspects de ce projet qui devront faire l'objet d'une attention toute particulière au cours des essais à réaliser sur modèle réduit (Fig.10).

3.1.1. Zone des raccordements des galeries

Dans cette zone les vitesses, dépassant 40 m/s, posent le problème des risques de cavitation sur les bétons du revêtement. Il est apparu que la solution la plus satisfaisante à ce problème devait être apportée par une large aération des écoulements. Celle-ci est obtenue par l'élargissement brusque offert à la galerie plongeante

dans sa section de rencontre avec le tore de raccordement inférieur.

Bien entendu, l'arrêt de la galerie plongeante doit être effectuée à une cote telle que, lorsque l'énergie de l'écoulement est trop petite pour former un ressaut hydraulique dans la galerie basse, la cote piézométrique de l'écoulement dans cette galerie ne noie pas l'extrémité inférieure de la galerie inclinée, ce qui pourrait alors provoquer la formation d'une cavitation de mélange.

Dans cette solution, l'écoulement qui sort de la galerie plongeante entre en contact avec la partie inférieure de la paroi sous un angle d'incidence très faible qui ne devrait pas engendrer d'efforts dynamiques importants. Egalement, l'aération de l'écoulement, opérée dès la sortie de la galerie plongeante, permettra de parer suffisamment aux risques de cavitation qui existent à l'aval d'une courbe concave parcourue par un écoulement à grande vitesse.

L'alimentation en air est assurée depuis l'amont par une gaine située dans la tour.

3.1.2. Les étranglements et le dégazage de l'air entraîné

Pour le débit de 500 m³/s, les calculs, réalisés en tenant compte des quantités de mouvement des écoulements, montrent qu'il faut avoir deux étranglements verticaux de 38 m² de section environ pour créer la

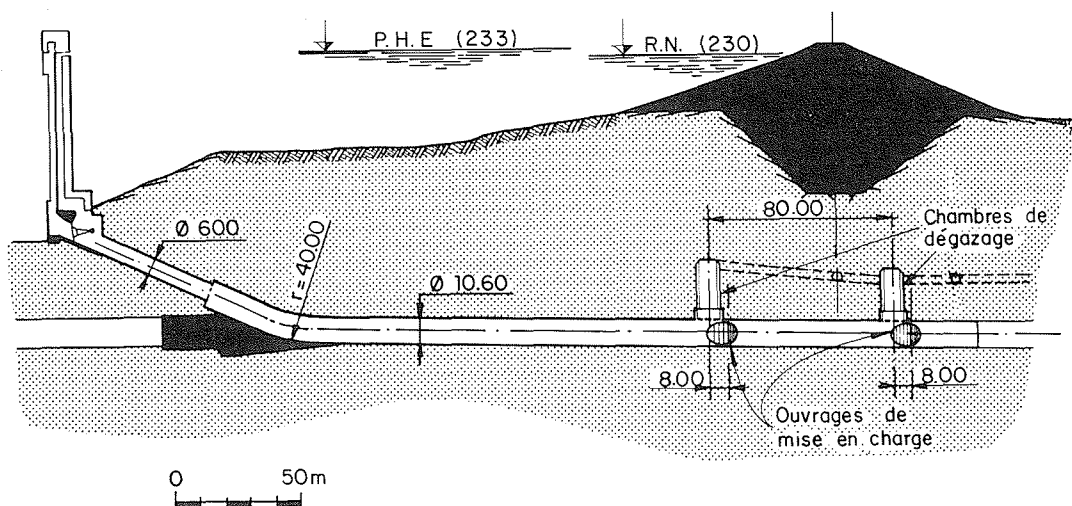


Figure 10 – Vidange – Zone du raccordement et des ouvrages de mise en charge

contre charge nécessaire à la formation du ressaut à l'amont du premier étranglement. Un seul étranglement plus pincé permettrait également de créer le ressaut hydraulique mais la vitesse de l'écoulement contracté en aval occasionnerait un abaissement de pression trop grand qui favoriserait l'existence d'une cavitation de mélange. Par contre, avec deux étranglements, le coefficient de Thoma, à l'aval du second étranglement, ressort à une valeur d'environ $\sigma = 0,65$ qui paraît suffisante pour éliminer le problème de cavitation.

L'étude antérieure sur modèle réduit avait montré que le ressaut hydraulique charge l'écoulement d'eau d'une grande quantité d'air qu'il est indispensable d'évacuer au maximum, avant la sortie de la galerie, pour supprimer l'existence de poches d'air importantes dont la résorption brutale provoquerait des chocs violents en voûte et des fluctuations des débits d'eau. Comme présenté sur la figure 10, la solution proposée consiste à prévoir, à l'amont immédiat de chaque étranglement, une chambre excavée au-dessus de la galerie en communication avec celle-ci au moyen d'une grille en béton. Les plafonds des chambres doivent être calés au-

dessus de la ligne piézométrique de l'écoulement pour éviter les coups de bélier risquant d'être produits par la résorption des poches d'air s'accumulant en hauteur. De la sorte, l'air s'évacue librement à partir de la surface de l'eau et s'échappe par la galerie sub-horizontale débouchant à l'aval sur la plateforme des ouvrages de restitution.

En fait le problème de dégazage est essentiel. A cet égard, l'observation et les mesures sur modèle seront indispensables pour étudier la solution proposée au projet et mettre au point toutes les améliorations qu'il apparaîtra nécessaire d'y apporter.

Bibliographie

- STRAUB G. and ANDERSON A. — Experiments on self-aerated flow in open channel. *Journal of the hydraulics division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers No. Hy 7, December 1958.
- PINTO De S., NEIDERT S.H., OTA J.J. — Aeration at high velocity flows. *Water Power and Dam Construction*, February 1982

(exposé de M. STERENBERG)

Discussion

Président : M. M. CARLIER

M. le Président. — Je remercie M. STERENBERG de son exposé très intéressant. Il s'agit d'un ouvrage très important par ses dimensions, sa hauteur de chute, son débit d'évacuation.

J'ouvre la discussion en posant la première question : peut-on admettre que jusqu'à une vitesse sur radier de l'ordre de 30 m/s l'aération de l'écoulement n'est pas nécessaire ?

M. POST. — Il y a lieu d'attirer l'attention sur le fait que l'évacuateur de Souapiti fonctionnera très souvent et pendant de longues durées, mais pour des débits très inférieurs à celui de la crue de projet, ce qui conduit à des hauteurs relativement réduites. Dans ces conditions, l'aération n'est pas nécessaire, une auto-aération se produisant par développement de la couche limite. Au cours de la séance de ce matin, M. GENTIL a donné l'exemple d'un évacuateur de crues, sous très forte charge (140 m), où des vitesses de l'ordre de 40 m/s ont entraîné des dégâts par cavitation. Par la suite, l'ouvrage a été exploité en limitant la profondeur d'eau et les érosions du béton se sont stabilisées en raison du phénomène d'auto-aération.

M. LEFOULON. — A quel stade se trouve le projet ?

M. STERENBERG. — Le dossier d'appel d'offres a été établi. Mais il s'agit d'un ouvrage de coût très élevé et le problème de son financement n'est pas encore résolu.

M. LEFOULON. — Quelle est la cote du seuil libre de l'évacuateur ?

M. M. STERENBERG. — 230 m.

M. HAMON. — Je voudrais poser à M. MEILLAND une question se rapportant à la technique du modèle. Plutôt que de changer la géométrie du modèle, en jouant, par exemple, sur la pente du coursier, pour retrouver les conditions de Froude évoquées par M. STERENBERG, n'aurait-il pas été plus simple de jouer sur l'état de surface du modèle en utilisant un matériau autre que le plexiglass ?

M. MEILLAND. — En fait, le modèle est trop rugueux ; bien que ce soit un matériau très lisse, le plexiglass, est encore trop rugueux.

M. VAN THIENEN. — N'aurait-on pas pu adopter l'échelle de 1/50 ?

M. STERENBERG. — Le prototype ayant 2 km de longueur, cette échelle aurait conduit à une dimension très importante.

M. ALAM. — Je signale qu'au barrage d'Itaipu (Brésil) des vitesses supérieures à 40 m/s ont été admises, mais avec des dispositifs d'aération (qui n'ont d'ailleurs pas été réalisés en totalité).

M. POST. — Cette vitesse est très relative et dépend, notamment, du fini de la surface du coursier. Tous les incidents récents ont montré que la précision d'exécution avait une limite, la vitesse de 30 m/s correspondant grosso modo à cette limite de fini. S'il y a une mauvaise exécution, la vitesse en question peut devenir nettement inférieure à 30 m/s.

M. le Président. — Comme convenu, je demanderais maintenant à M. POST de nous parler des incidents survenus sur l'évacuateur de crues du barrage de Tarbela (Pakistan).

M. POST. — Le barrage de Tarbela, sur l'Indus, est une digue en terre, à noyau incliné prolongé vers l'amont par un tapis étanche ; ses caractéristiques principales sont les suivantes : 150 m de hauteur, 2 600 m de longueur en crête, 142 000 000 m³ de remblais.

Le barrage comporte deux évacuateurs de crues sur la rive gauche : l'évacuateur de service est équipé de 7 vannes segments 15 m x 18 m et a une capacité de 18 000 m³/s ; l'évacuateur de secours équipé de 9 vannes a une capacité de 24 000 m³/s ; la capacité totale d'évacuation est donc de 42 000 m³/s. Les évacuateurs débitent tous deux dans un petit thalweg d'un affluent de l'Indus. La différence entre les deux ouvrages réside dans la longueur de leur coursier : l'évacuateur de service a un coursier plus long, se terminant par une cuiller.

Le canal, de 120 m environ de largeur, dans lequel restitue l'évacuateur de service est creusé dans un rocher très hétérogène : schistes et rocher calcaire très fragmenté (sugar limestone) avec présence d'une intrusion de rocher volcanique très dur et très résistant à la sortie du canal.

La capacité de la retenue est de 12 milliards de m³ et les apports moyens annuels de l'Indus de 80 milliards de m³, dont 70 % surviennent en 4 mois. Donc, chaque année, il y a déversement de plusieurs milliards de m³. C'est ainsi, par exemple, que de 1975 à 1977 l'évacuateur de service a débité 4 000 m³/s pendant 2 000 heures. C'est de là que viennent les problèmes.

A la fin de la saison des crues 1976/1977, les calcaires et les schistes de la rive droite, à la sortie de l'évacuateur, ont commencé à s'éroder, ce qui a entraîné, par suite de la présence d'une faille, un énorme éboulement de la rive droite de l'ordre de 1 000 000 m³. Il faut signaler également que de violents courants de retour, qui dépassaient 8-9 m/s, sont venus sous-caver le parafouille qui protégeait la cuiller.

La réparation a consisté à reconstituer la rive droite par mise en place de béton compacté au rouleau, prolongé par un épi pour minimiser les courants de retour. Ce béton compacté a reçu une carapace de béton armé classique qui y est ancrée au moyen de tirants. Sous la carapace de béton ont été aménagées des galeries de drainage.

La barre rocheuse volcanique, à l'aval, a été arasée ; la fosse de réception du jet a reçu un véritable cuvelage en béton, les murs latéraux atteignant près de 70 m de hauteur.

La quantité totale de béton mise en place pour la réparation dépasse 700 000 m³.

M. le Président. — Je remercie M. POST de cet exposé très intéressant relatif à un ouvrage qui a posé des problèmes difficiles à tout un groupe d'experts dont il faisait partie.

Je voudrais demander à M. POST si des études sur modèle ont été faites pour cet évacuateur, au stade du projet initial, afin d'avoir une idée de l'évolution de la fosse de réception.

M. POST. — Des études sur modèle avaient été effectuées en milieu homogène et avaient montré le développement latéral de la fosse de réception résultant des courants de retour. Mais il y a eu une erreur de jugement en pensant que les vitesses de ces courants (6 à 9 m/s suivant les zones) n'étaient pas suffisantes pour éroder le rocher. Certes, le modèle était à fond mobile mais il était limité latéralement par des frontières fixes trop au large de la fosse d'érosion.

M. le Président. — Je remercie M. POST de cette précision et je passe la parole à M. GOGUEL, Ingénieur en Chef au Bureau d'Ingénieurs-Conseils COYNE et BELLIER pour la présentation de la troisième communication :

Abstract

Design of the spillways and outlet works of the Souapiti dam (Guinea)

The Souapiti dam project on the Konkoure in Guinea is a 130 m high earthfill dam. The development includes a free sill spillway and two provisional diversion tunnels to be used on completion of the dam as outlets for the reservoir.

1. The spillway

The facility will have a maximum discharge of 4 500 m³/sec under a total head of 120 m. It is called on to operate on average two months a year. These conditions have made the development of the appropriate construction measures necessary, in order to avoid the risk of occurrence of cavitation phenomena on the concrete, especially :

- large 80 m chute, to reduce the specific flows and thicknesses of throughflows to low values and facilitate fast self aeration of the latter.
- two deflector systems associated with air levels aerating the throughflows in the neighbourhood of the apron are installed on the chute, in a zone in which the average rate of through-flow is of the order of 30 m/sec.

Two hydraulic scale-models have been used to design the layout of the facility :

- a 1/100 scale-model to study the spillway as a unit.
- a 1/20 scale-model to define the deflector systems for the aeration of throughflows.

2. Drainage-levels of the reservoir

The two lower provisional diversion tunnels, coated diameter 10.6 m, are conveniently equipped for ultimate use as bottom outlets. Each outlet, which can absorb a maximum rate of flow of 500 m³/sec, has the following layout :

- upstream, the guard and regulating gate control tower. As the gates are top articulated, their maximum working head is limited to 83 m,
 - the lower diversion tunnel is connected via a 6 m diameter gallery and then by a torus of the same diameter as the diversion tunnels. Flows are well aerated in these sections.
- Two narrows of 40 m² cross section installed in each diversion tunnel ensure that they are fed by formation of a jump upstream. This layout ensures low speeds, of the order of 7 m/sec, at the downstream outlet ;
- two chambers immediately upstream from each of the narrows deaerate the throughflows.

The principle of this design is based on earlier experimental results obtained using a 3:200 scale-model in very similar operating conditions. A new model will nevertheless be necessary to check and perfect the new layouts envisaged.