27e Année — No 210 Janvier-Février 1928

LA HOUILLE BLANCHE

ÉDITIONS J. REY - B. ARTHAUD, Éditeur, GRENOBLE

Abonnement pour une Année { France. . . . . 40 francs / Étranger . . . . . 50 francs } Le Numéro : 7 francs

Compte Chèques Postaux LYON 5-84

SOMMAIRE

LES FORCES HYDRAULIQUES

Normalisation des Barrages à profil triangulaire et application de la condition Maurice Lévy (1)

par M. Bonnet, *Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées*

Dans le calcul de la section des barrages, la force extérieure ou pression de l'eau est une constante, la densité de la maçonnerie en est une autre pour tous les barrages construits avec les mêmes matériaux. Dès lors, en ce qui concerne les profils de forme régulière, et en particulier pour les barrages à profil triangulaire, il ne devrait y avoir, pour chaque densité de maçonnerie, qu'un profil unique, répondant mieux que tout autre aux conditions du problème et, par suite, une sorte de standardisation de tous les barrages, chaque profil étant arrêté et calculé une fois pour toutes.

Nous ferons de la question l'objet des développements qui suivent et nous en tirerons telles conclusions qui s'en dégagent au point de vue de l'application de la condition Maurice Lévy.

I. — *Fruit du parement amont, détermination de la largeur à la base du prfil et rappel des formules donnant les taux de travail de la maçonnerie.*

Soit le profil ci-après, avec un plan d'eau qu'on suppose atteindre le sommet.

m le fruit à l'aval et n celui à l'amont,

Δ la densité de la maçonnerie et K celle de l'eau.

Pour une hauteur et une largeur à la base données, et dans le cas du barrage en charge, on établit facilement que le profil le plus économique correspondrait à un parement amont en surplomb.

A vide, au contraire, le surplomb entraînerait un peu d'extension sur le parement aval, ce qui n'est pas acceptable. Au parement vertical correspond un travail égal à zéro.

Mais un parement vertical très haut et très étendu, comme celui d'un barrage, paraîtrait en surplomb et serait d'un mauvais effet. De plus, un peu de fruit est nécessaire pour faciliter l'adhérence de l'enduit sur la paroi amont pendant l'exécution, comme aussi pour avoir un peu de compression sur le parement aval à vide.

Le fruit de 1/20 satisfaisant au mieux à cet ensemble de considérations, il répond par là même à la double condition de stabilité et d'économie. Il devient donc une donnée du problème. Il est du reste appliqué à peu près partout aujourd'hui.

Mais alors, pour avoir la section d'un barrage à profil triangulaire, il n'y a plus à déterminer que la pente du talus aval, de manière qu'elle corresponde, avec un minimum de maçonneries, aux conditions de travail qu'on ne veut pas dépasser. C'est l'inconnue du problème, et on peut la déduire directement des autres données.

Les quatre conditions de stabilité à satisfaire sont :

1o Que le travail N_m sur la paroi amont en charge ne descende pas au-dessous d'une compression minimum, zéro à la limite ;

2o Que le travail de compression N_v sur la face aval en charge ne dépasse pas la limite permise ;

3o Que le travail de compression N'_v sur la paroi amont à vide ne dépasse également pas la limite permise ;

4o Que le travail N'_v sur la face aval à vide reste une compression, zéro à la limite.

Les expressions de ces quatre taux de travail, suivant les sections horizontales et en fonction des données m, n, Δ et K du barrage, sont les suivantes :

$$N_m = y\left[\frac{\Delta\, m}{m+n} + K\left(1 - \frac{1+m^2}{(m+n)^2}\right)\right],$$

(1) Extrait des *Annales des Ponts et Chaussées.*

ou encore,

$$N_m = \frac{y}{(m+n)^2}[\Delta m(m+n) - K(1 - 2mn - n^2)]. \quad \text{(I)}$$

$$N_v = \frac{y}{(m+n)^2}[\Delta n(m+n) + K(1 - mn]. \quad \text{(II)}$$

$$N'_m = \frac{\Delta y m}{m+n}. \quad \text{(III)}$$

$$N'_v = \frac{\Delta y n}{m+n}. \quad \text{(IV)}$$

En fait, d'après (IV), la quatrième condition de stabilité se

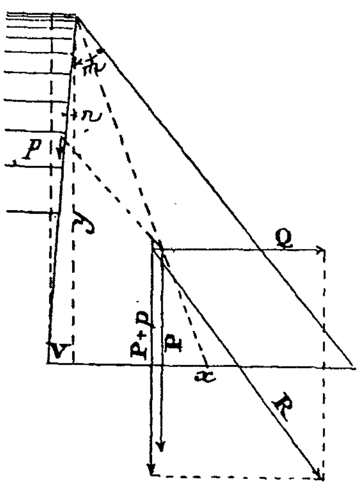

Fig. 1

trouve toujours satisfaite lorsque $n \geqq 0$,condition réalisée par hypothèse.

Il en est de même de la troisième condition, car d'après (III), le maximum de N'_m, qui a lieu pour $n = 0$, ne peut en tout état de cause dépasser la valeur de y, qui est inférieure à la limite pratique de résistance de la maçonnerie.

Il s'ensuit que la section des barrages à profil triangulaire n'a pas à être déterminée d'après les conditions du travail à vide, parce qu'elles se trouvent satisfaites par surcroît lorsque celles du barrage en charge le sont.

D'autre part, dans le cas du barrage en charge, la section est à déterminer en considération du travail à l'amont, parce que, ici encore, lorsque la condition limite y est satisfaite, celle sur la face aval se trouve l'être également, et aussi, pour cette autre raison que lorsqu'on arrête un profil de barrage, il faut se donner la compression N_m à l'amont en charge que l'on veut opposer à la pression hydrostatique.

Finalement donc, la pente m à donner au profil de l'aval se détermine en fonction de N_m, d'après (I), et a pour expression :

$$m = \frac{-n[y(\Delta + 2K - 2N_m] + y\sqrt{n^2(\Delta + 2K)^2 - 4N_m\frac{K}{y}(1+n^2) + 4\Delta K(1-n^2)}}{2(\Delta y - N_m)}. \quad \text{(A)}$$

Si, en particulier, on veut satisfaire exactement à la condition Maurice Lévy, il suffira de faire dans l'expression (A), $N_m = Ky$.

Si on ne veut y satisfaire que partiellement et dans une proportion déterminée, aux trois quarts, à moitié, au quart, pas du tout, il suffira d'y faire,

$$N_m = \frac{3}{4}Ky\ ;\ \frac{1}{2}Ky\ ;\ \frac{1}{4}Ky\ ;\ 0.$$

Le profil du barrage ainsi une fois arrêté, il restera à déterminer les taux de travail maxima et minima.

On les obtiendra directement par les relations qui les relient à la composante verticale N à l'amont en charge et qui ont été établies par M. l'Inspecteur général Pigeaud, savoir :

1° Compression maximum sur le parement amont en charge,

$$A_m = Ky = \text{pression hydrostatique} \quad \text{(V)}$$

Compression minimum

$B_m = N_m(1 + n^2) - n^2 K y$, ou, en fonction de m et n d'après (I)

$$B_m = \frac{y(1+n^2)}{(m+n)^2}[\Delta m(m+n) - K(1 - 2mn - n^2)] - \ldots - n^2 K y. \quad \text{(VI)}$$

2° Compression maximum sur le parement aval en charge

$$A_v = N_v(1 + m^2), \text{ ou d'après (II),}$$

$$A_v = \frac{y(1+m^2)}{(m+n)^2}[\Delta n(m + n + K(1 - mn)]. \quad \text{(VII)}$$

Compression minimum

$$B_v = 0.$$

3° Compression maximum sur le parement amont à vide.

$$A'_m = N'_m(1 + n^2), \text{ ou d'aprés (III)}$$

$$A'_m = \frac{\Delta y m(1+n^2)}{m+n} \quad \text{(VIII)}$$

Compression minimum

$$B'_m = 0.$$

4° Compression maximum sur le parement aval à vide.

$$A'_v = N'_v(1 + m^2), \text{ ou d'aprés (IV),}$$

$$A'_v = \frac{\Delta y n(1+m^2)}{m+n}. \quad \text{(IX)}$$

Compression minimum

$$B'_v = 0.$$

Puis, pour le travail ou effort de cisaillement effectif maximum, φ étant l'angle de glissement des maçonneries sur maçonneries :

1° A l'amont en charge,

$$\mathcal{T}_m = \frac{1}{2\cos\varphi}[A_m - B_m - (A_m + B_m)\sin\varphi] \quad \text{(X)}$$

2° A l'aval en charge,

$$\mathcal{T}_v = \frac{A_v(1 - \sin\varphi)}{2\cos\varphi}. \quad \text{(XI)}$$

3° A l'amont à vide,

$$\mathcal{T}'_m = \frac{A'_m(1 - \sin\varphi)}{2\cos\varphi}. \quad \text{(XII)}$$

4° A l'aval à vide,

$$\mathcal{T}'_v = \frac{A'_v (1 - \sin \varphi)}{2 \cos \varphi}. \qquad \text{(XIII)}$$

A remarquer, du reste, qu'avec la valeur, tg = 0,75, généralement admise pour l'angle de glissement des maçonneries sur maçonneries on a :

$$\frac{1 - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} = \frac{1}{2}.$$

Il s'ensuit que les valeurs de $\mathcal{T}'_m$, $\mathcal{T}_v$ et $\mathcal{T}'_v$, des efforts de cisaillement effectif maximum se trouvent respectivement égales au 1/4 des compressions maxima correspondantes.

En résumé, pour déterminer la section d'un barrage à profil triangulaire à parement amont incliné à 1/20, ou à un autre fruit très voisin et fixé d'avance, on se donnera la compression verticale N_m que l'on voudra avoir à l'amont en charge pour contrebalancer la pression hydrostatique, et on déterminera directement la largeur du profil à la base par la formule (A) ci-devant, qui donnera le fruit m à l'aval. Ce fruit une fois connu, on en déduira immédiatement les compressions maxima ou minima et le cisaillement effectif maximum sur chaque parement, en charge et à vide, directement par les formules correspondantes (V) à (XIII).

Au cas où l'on voudrait déterminer le profil, non plus en fonction de N , composante verticale à l'amont en charge, mais en fonction de la composante verticale N, sur le parement aval, on calculerait alors le fruit m par l'expression tirée de la formule (II), au lieu de la formule (A), et toutes les autres formules s'appliqueraient au profil obtenu.

II. — *On peut donc établir, une fois pour toutes, les calculs et le graphique des barrages à profil triangulaire pour les différents densités de maçonneries.*

Nous avons procédé à ces calculs et à l'établissement de ce graphique pour des barrages de 100 mètres de hauteur et pour les différentes densités de maçonnerie que l'on peut avoir dans la pratique, soit pour Δ = 2100, 2150, 2200 jusqu'à 2500. Nous en donnons les résultats dans le tableau qui suit, ainsi que la figure du graphique correspondant à l'une des densités.

Il est à remarquer que, les formules étant linéaires et les profils homothétiques par rapport au sommet, les résultats obtenus pour un barrage de 100 mètres de hauteur s'appliqueront à tout autre barrage, de même densité de maçonnerie, par simple proportionnalité aux hauteurs. Par conséquent, on aura le profil d'un barrage de hauteur h donnée, en menant l'horizontale correspondante sur le profil du barrage de 100 mètres. On obtiendra de même les différents taux du travail de compression maxima et minima et de cisaillement effectif maximum de ce barrage, en multipliant ceux du barrage de 100 mètres par le rapport $\frac{h}{100}$.

C'est ainsi qu'on retrouve immédiatement la largeur à la base et les taux de travail du profil de 89 mètres de hauteur de la circulaire ministérielle, soit : $x = 66^{m},79$; $A_m = 8^{k}9$; $B_m = 4^{k}44$; $A_v = 24^{k}76$; $A'_m = 19^{k}15$; $A'_v = 2^{k}03$; $\mathcal{T}_m = 2^{k}21$; $\mathcal{T}_v = 6^{k}19$; $\mathcal{T}'_m = 4^{k}79$; $\mathcal{T}'_v = 0^{k}51$, en multipliant par 0,89 les taux de travail du profil de 100 mètres de hauteur, de densité $\Delta = 2300$ et de valeur $N_m = \frac{1}{2} K\, y = 5^{k}.0$; une légère différence dans les décimales tenant à ce que, pour ledit profil, la valeur de N_m n'est pas exactement de $\frac{1}{2} K\, y$ ou de 4.45 par centimètre carré, mais de 4.4302.

Les résultats sont donc absolument généraux, et dans l'échelle des densités choisies, ils éviteront d'avoir à faire les calculs pour n'importe quelle hauteur de barrage.

Pour chaque densité de maçonnerie, on obtient un graphique de la forme suivante :

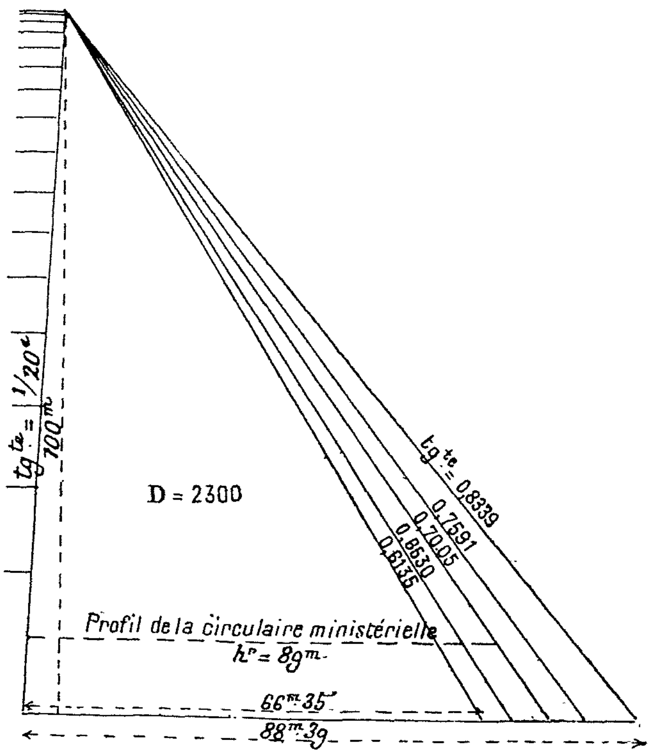

Fig. 2. — Graphique du profil des barrages pour $\Delta = 2300$.

Il convient de remarquer, par la comparaison des taux de travail des colonnes 6, 7 et 13 du tableau général, combien est meilleure la répartition des efforts auxquels ont à résister les maçonneries et le terrain de support, pour la même charge d'eau lorsque la compression N_m, col. 1, à l'amont en charge, est égale à la pression hydrostatique, c'est-à-dire lorsqu'il est satisfait à la condition Maurice Lévy, ou qu'on s'en rapproche.

Résultats :			Condition Maurice Lévy satisfaite entièrement	aux 3/4	à moitié	au 1/4	pas du tout
N_m	Composante verticale amont en charge	kg.	10.00	7.50	5.00	2.50	0.00
x	Largeur à la base	m.	88.39	80.91	75.05	70.30	66.35
A_m	Compression	maximum, amont en charge... kg.	10	10	10	10	10
B_m	Compression	minimum, amont en charge... kg.	10	7.49	4.99	2.48	—0.02
A_v	Compression	maximum, aval en charge..... kg.	23	25.40	27.82	30.25	32.70
A'_m	Compression	maximum, amont à vide .... kg.	21.75	21.63	21.52	21.42	21.32
A'_v	Compression	maximum, aval à vide....... kg.	2.21	2.24	2.28	2.33	2.39
$\mathcal{T}_m$	Cisaillement effectif maximum	amont en charge...	—7.50	—4.99	—2.49	0.02	2.52
$\mathcal{T}_v$	Cisaillement effectif maximum	aval en charge kg.	5.75	6.35	6.95	7.56	8.17
$\mathcal{T}'_m$	Cisaillement effectif maximum	amont à vide. kg.	5.44	5.41	5.38	5.35	5.33
$\mathcal{T}'_v$	Cisaillement effectif maximum	aval à vide... kg.	0.55	0.56	0.57	0.58	0.60

III. — *De cet ensemble de profils, peut-on dégager une conclusion sur l'application de la condition Maurice Lévy ?*

Nous le croyons. — Les résultats du tableau général qui précède s'appliquant à 45 barrages et à 9 densités différentes de maçonnerie, font ressortir (colonne 4 du tableau de la page 4), que :

suivant que le profil du barrage satisfait à la condition Maurice Lévy :

l'économie en volume qu'on réalise, par rapport au profil qui y satisfait exactement, est de, savoir :

Toutefois, ces économies s'accompagnent de taux maxima du travail de la maçonnerie sur le parement aval en charge qui sont de, savoir :

	Exactement	aux 3/4	à 1/2	au 1/4	pas du tout
pour Δ =		%	%	%	%
2100	»	9.75	17.12	22.93	27.67
2150	»	9.39	16.57	22.25	26.93
2200	»	9.07	16.04	21.63	26.24
2250	»	8.76	15.56	21.04	25.57
2300	»	8.46	15.10	20.47	24.94
2350	»	8.20	14.66	19.94	24.34
2400	»	7.94	14.25	19.44	23.78
2450	»	7.71	13.88	18.96	23.23
2500	»	7.50	13.51	18.50	22.71
pour =	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.
2100	21.00	23.40	25.81	28.28	30.68
2150	21.50	23.90	26.32	28.74	31.18
2200	22.00	24.42	26.80	29.25	31.69
2250	22.50	24.90	27.32	29.75	32.21
2300	23.00	25.40	27.82	30.25	32.70
2350	23.50	25.91	28.33	30.76	33.20
2400	24.00	26.40	28.83	31.26	33.70
2450	24.50	26.91	29.34	31.77	34.20
2500	25.00	27.41	29.83	32.26	34.70

Or, la plupart de ces taux maxima dépassent les limites pratiques de la résistance de la maçonnerie à la compression.

Quelles sont ces limites ?

On sait que, en général, la résistance à l'écrasement des roches croît sensiblement comme leur densité. Il en est de même des maçonneries qu'elles servent à faire, sous réserve de la qualité du liant employé.

Par suite, la gamme des limites maxima de travail qu'on peut admettre pour les très grands barrages, à maçonnerie particulièrement soignée, paraît assez bien représentée, par centimètre carré, par les 11/1000e de la densité de la maçonnerie. Cette gamme serait donc la suivante.

Densités :

2.100 2.150 2.200 2.250 2.300 2.350 2.400 2.450 2.500

Limites de compression maxima :

23 kg. 1, 23 kg. 65, 24 kg. 2, 24 kg. 75, 25 kg. 30, 25 kg. 85, 26 kg. 40, 26 kg. 95, 27 kg. 50.

Ces taux seraient d'ailleurs trop élevés pour des ouvrages de moyenne hauteur et une maçonnerie plus courante.

Mais alors, si on revient au tableau qui précède, col. 3, on voit que, pour des barrages de 100 mètres de hauteur, en renonçant à satisfaire à la condition Maurice Lévy, les seules économies possibles sont celles qui, tout au plus, se concilient avec cette condition satisfaite aux 3/4. On voit également que les pourcentages d'économie correspondants, pour les différentes densités de maçonnerie, vont de 7.50 à 9.75 %.

Ces pourcentages, au surplus, ne représentent que des économies de masse ou de matière, mais pas du tout, pour leur totalité, des économies dans les dépenses de premier établissement.

En effet, pour construire un barrage, quelle que soit la section qu'on lui donne, qu'il satisfasse ou non à la condition Maurice Lévy, il y a un chiffre très important de dépenses qui est imposé et indépendant du plus ou moins de masse de l'ouvrage : constitution de Société, études, recherches, sondages, expropriations, ouvertures de carrières, établissement de voies d'accès, matériel de transport, matériel de confection et d'emploi du béton, transporteurs aériens, magasins, baraquements, frais généraux, etc. Par conséquent, dans la comparaison des solutions, le cube supplémentaire de maçonnerie qu'il faut apporter pour satisfaire à la condition Lévy, n'a pas à être grevé de l'amortissement de cette dépense constante ; et comme celle-ci entre pour 30 %, au moins, dans le prix de revient unitaire, il se trouve finalement que la dépense supplémentaire qu'entraîne la condition n'est que de l'ordre de 5 à 7 %, au lieu de 7,50 à 9,75 %.

Et encore, n'est-ce pas exact. C'est qu'en effet, parce qu'on n'aura pas satisfait à la condition Maurice Lévy, on sera par là même amené à prendre des précautions spéciales pour s'opposer aux sous-pressions dans la masse de l'ouvrage : mortier plus riche à l'amont, enduit particulièrement soigné, drains, galeries de drainage, puits et galeries de visite et d'évacuation, forage dans les fondations et à la base du barrage, injections de ciment, etc. L'idée, peut-on dire, qu'on n'a pas rempli la condition Lévy, crée une préoccupation qui fait qu'on ne marchande pas les dépenses pour se mettre à l'abri des sous-pressions. Et, au surplus, n'est-ce pas affaiblir un peu l'ouvrage, dans sa masse et dans l'uniformité de sa stabilité, que d'y pratiquer tous ces drains, puits et galeries qui, à tout prendre, constituent même un appel au vide pour la pression de l'eau, à travers la maçonnerie amont du barrage ?

Finalement, et tout bien compté, à combien se chiffrera l'économie qu'on aura faite en réalisant ce barrage à sujétion, au lieu du bon barrage massif, à l'abri des sous-pression, même s'il se produit des fissures, ne demandant autre chose qu'un enduit sur sa face amont, qu'on aurait réalisé différemment ? On peut dire qu'elle se chiffrera à moins de 5 % des dépenses de premier établissement pour les très grands barrages, peut-être à 6 ou 8 % pour les moyens barrages, et c'est tout.

Mais alors, est-ce indiqué de réaliser une économie de cet ordre pour la payer d'une insuffisance du barrage sur le point même où il ne devrait présenter aucune faiblesse, c'est-à-dire dans sa résistance à l'action de soulèvement et de poussée de l'eau sous l'effet des sous-pressions possibles ? Il n'apparaît pas qu'une réponse affirmative s'impose.

On a dit, il est vrai, que des barrages ne remplissant pas la condition Maurice Lévy n'en ont pas présenté pour cela des signes de faiblesse. Mais, doit-il en être autrement dans la généralité des cas ? Car, n'y-a-t-il pas, pour parer à une insuffisance limitée, d'une part, la résistance du béton à la traction dont il n'est pas fait état dans la stabilité de l'ouvrage, d'autre part, l'appui que toute partie faible peut trouver dans l'excès de résistance des parties contiguës ? Et, au surplus, l'insuffisance de stabilité tenant à ce que la condition Lévy n'est pas satisfaite ne peut se manifester que s'il y a production de fissure horizontale plus ou moins profonde à partir de la paroi amont. Or, si cette fissure n'existait pas, ne pourra-t-elle se produire un jour, sous l'effet des dilatations contrariées, d'un appauvrissement des mortiers, d'un mouvement sismique, ou de toute autre cause ? Par conséquent, dans une question aussi grave et à conséquences possibles aussi terribles que celles de la rupture d'un barrage, il doit être permis de chercher à se garantir de tout risque, en ne regardant pas à quelques économies d'ordre secondaire dans les dépenses de premier établissement. Ce sera notre conclusion, en y ajoutant un mot.

On a préconisé, à juste titre, les barrages à arches multiples ; on a fait ressortir l'indépendance de leurs travées comme une limitation des risques en cas de rupture. C'est exact. Mais encore faut-il que cette indépendance soit réelle. Au barrage de Gleno, la brèche de rupture, supprimant dix travées, est allée de la culée de rive gauche jusqu'au voisinage de la pile-culée formant l'enracinement du déversoir sur la rive droite. Si toutes les piles avaient eu l'épaisseur voulue pour pouvoir faire office de pile-culée, deux arches seraient parties, en supposant qu'un pilier eût pu céder pour insuffisance de fondations, mais on n'aurait pas eu à déplorer la catastrophe de Gléno et la mort de plus de 600 personnes.

Base du calcul	Fruit du talus aval	Largeur à la base	Rapport des volumes	Taux de travail en charge				Taux de travail a vide				Cisaillement effectif maximum			
				Amont		Aval		Amont		Aval		En charge		A vide	
				compression		compression		compression		compression					
				maxi-mum	mini-mum	maxi-mum	mini-mum	maxi-mum	mini-mum	maxi-mum	mini-mum	amont	aval	amont	aval
N_m	m	x	$\frac{x_1}{x_2}$	A_m	B_m	A_v	B_v	A'_m	B'_m	A'_v	B'_v	τ_m	τ_v	τ'_m	τ'_v
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Données : Hauteur du barrage y = 100 m. ; talus amont n = 1/20e ou 0,05 ; composante verticale amont $N_m = \alpha\, Ky$, avec α = 1, 3/4, 1/2, 1/4 et o.															
Δ = 2100															
kg.		m.		kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.
10.0	0.9069	95.69	1.00	10.00	10.00	21.00	0	19.95	0	2.00	0	— 7.50	5.25	4.99	0.50
7.5	0.8136	86.36	0.9025	»	7.49	23.40	»	19.82	»	2.02	»	— 4.99	5.85	4.96	0.51
5.0	0.7431	79.31	0.8288	»	4.99	25.81	»	19.73	»	2.05	»	— 2.49	6.45	4.93	0.51
2.5	0.6875	73.75	0.7707	»	2.48	28.22	»	19.63	»	2.10	»	0.02	7.06	4.91	0.52
0	0.6421	69.21	0.7233	»	— 0.02	30.68	»	19.53	»	2.14	»	2.52	7.67	4.88	0.53
Δ = 2150															
10.0	0.8869	93.69	1.00	10.00	10.00	21.50	0	20.40	0	2.05	0	— 7.50	5.38	5.10	0.51
7.5	0.7989	84.89	0.9061	»	7.49	23.90	»	20.28	»	2.08	»	— 4.99	5.98	5.07	0.52
5.0	0.7317	78.17	0.8343	»	4.99	26.32	»	20.19	»	2.11	»	— 2.49	6.58	5.05	0.53
2k5	0.6784	72.84	9.7795	»	2.48	28.74	»	20.07	»	2.15	»	0.02	7.18	5.02	0.54
0	0.6346	68.46	0.7307	»	— 0.02	31.18	»	19.98	»	2.20	»	2.52	7.79	4.99	0.55
Δ = 2200															
10.0	0.8682	91.82	1.00	10.00	10.00	22.00	0	20.84	0	2.10	0	— 7.50	5.50	5.21	0.52
7.5	0.7849	83.49	0.9093	»	7.49	24.42	»	20.73	»	2.13	»	— 4.99	6.10	5.18	0.53
5.0	0.7209	77.09	0.8396	»	4.99	26.80	»	20.62	»	2.17	»	— 2.49	6.70	5.15	0.54
2.5	0.6696	71.96	0.7837	»	2.48	29.25	»	20.52	»	2.21	»	0.02	7.31	5.13	0.55
0	0.6273	67.73	0.7376	»	— 0.02	31.69	»	20.46	»	2.26	»	2.52	7.92	5.11	0.56
Δ = 2250															
10.0	0.8506	90.06	1.00	10.00	10.00	22.50	0	21.30	0	2.15	0	— 7.50	5.62	5.33	0.54
7.5	0.7717	82.17	0.9124	»	7.49	24.90	»	21.19	»	2.18	»	— 4.99	6.22	5.30	0.55
5.0	0.7105	76.05	0.8444	»	— 4.99	27.32	»	21.07	»	2.23	»	— 2.49	6.83	5.27	0.56
2.5	0.6611	71.11	0.7896	»	2.48	29.75	»	20.97	»	2.27	»	0.02	7.44	5.24	0.57
0	0.6203	67.03	0.7443	»	— 0.02	32.21	»	20.88	»	2.32	»	2.52	8.05	5.22	0.58
Δ = 2300															
10.0	0.8339	88.39	1.00	10.00	10.00	23.00	»	21.75	0	2.21	0	— 7.50	5.75	5.44	0.55
7.5	0.7591	80.91	0.9154	»	7.49	25.40	»	21.63	»	2.24	»	— 4.99	6.35	5.41	0.56
5.0	0.7005	75.05	0.8490	»	4.99	27.82	»	21.52	»	2.28	»	— 2.49	6.95	5.38	0.57
2.5	0.6530	70.30	0.7953	»	2.48	30.25	»	21.42	»	2.33	»	0.02	7.56	5.35	0.58
0	0.6135	66.35	0.7506	»	— 0.02	32.70	»	21.32	»	2.39	»	2.52	8.17	5.33	0.60
Δ = 2350															
10.0	0.8182	86.82	1.00	10.00	10.00	23.50	0	22.20	0	2.26	0	— 7.50	5.87	5.55	0.57
7.5	0.7470	79.70	0.9180	»	7.49	25.91	»	22.08	»	2.30	»	— 4.99	6.48	5.52	0.58
5.0	0.6909	74.09	0.8534	»	4.99	28.33	»	21.97	»	2.34	»	— 2.49	7.08	5.49	0.59
2.5	0.6451	69.51	0.8006	»	2.48	30.76	»	21.86	»	2.39	»	0.02	7.69	5.46	0.60
0	0.6069	65.69	0.7566	»	— 0.02	33.20	»	21.77	»	2.45	»	2.52	8.30	5.44	0.61
Δ = 2400															
10.0	0.8034	85.34	1.00	10.00	10.00	24.00	0	22.65	0	2.31	0	— 7.50	6.00	5.66	0.58
7.5	0.7356	78.56	0.9206	»	7.49	26.40	»	22.53	»	2.35	»	— 4.99	6.60	5.63	0.59
5.0	0.6817	73.17	0.8575	»	4.99	28.83	»	22.42	»	2.40	»	— 2.49	7.21	5.60	0.60
2.5	0.6375	68.75	0.8056	»	2.48	31.26	»	22.32	»	2.45	»	0.02	7.81	5.58	0.61
0	0.6005	65.05	0.7622	»	— 0.02	33.70	»	22.21	»	2.51	»	2.52	8.42	5.50	0.63
Δ = 2450															
10.0	0.7893	83.93	1.00	10.00	10.00	24.50	0	23.10	0	2.37	0	— 7.50	6.12	5.77	0.59
7.5	0.7246	77.46	0.9229	»	7.49	26.91	»	22.98	»	2.41	»	— 7.49	6.73	5.74	0.60
5.0	0.6728	72.28	0.8612	»	4.99	29.34	»	22.86	»	2.46	»	— 2.49	7.33	5.71	0.61
2.5	0.6302	68.02	0.8104	»	2.48	31.77	»	22.76	»	2.52	»	0.02	7.94	5.69	0.63
0	0.5943	64.43	0.7677	»	— 0.02	34.20	»	22.66	»	2.58	»	2.52	8.55	5.62	0.64
Δ = 2500															
10.0	0.7759	82.59	1.00	10.00	10.00	25.00	0	23.54	0	2.42	0	— 7.50	6.25	5.88	0.61
7.5	0.7140	76.40	0.9250	»	7.49	27.41	»	23.42	»	2.47	»	— 4.99	6.85	5.85	0.62
5.0	0.6643	71.43	0.8649	»	4.99	29.83	»	23.31	»	2.52	»	— 2.49	7.46	5.83	0.63
2.5	0.6231	67.31	0.8150	»	2.48	32.26	»	23.20	»	2.58	»	0.02	8.06	5.80	0.65
0	0.5883	63.83	0.7729	»	— 0.02	34.70	»	23.10	»	2.64	»	2.52	8.67	5.78	0.66