

FORMULATION ANALYTIQUE DES EFFORTS DE REDUCTION AU DROIT DE L'INTERFACE FLUIDE-STRUCTURE DES BARRAGES RIGIDES A FRUITS COMPOSES SOUS EXCITATIONS SISMIQUES

ABDELMADJID TADJADIT , BOUALEM TILIOUINE

Résumé. Les barrages, constituent des ouvrages à caractère stratégique important. L'évaluation de leur sécurité parasismique requiert, entre autres, une détermination précise des pressions hydrodynamiques et par suite de la distribution des efforts agissant au droit de l'interface fluide-structure. Cette tâche devient plus complexe en présence d'un parement amont à fruit irrégulier. Dans le présent article, une solution semi-analytique est présentée pour le calcul des efforts agissant sur des barrages rigides à parements irréguliers sous excitations sismiques. Les résultats numériques obtenus sont présentés pour différentes configurations géométriques des parements amont. A défaut de solutions exactes pour le cas d'un barrage rigide à double fruit, les résultats numériques obtenus sont comparés à ceux issus respectivement de l'application de la méthode exacte de Westergaard pour le cas particulier d'un barrage rigide à parement vertical, et à ceux de Chwang applicable uniquement pour le cas d'un fruit simple. Une très bonne concordance est observée et des conclusions d'intérêt pratique sont formulées.

Mots clés: barrage rigide à double fruit, interface fluide-structure, excitation sismique, pressions hydrodynamiques, méthode semi-analytique, efforts de réduction.

1. INTRODUCTION

Les barrages de part leur importance, constituent des ouvrages stratégiques. Leur étude relève d'un processus complexe prenant en compte plusieurs phénomènes nécessitant la conjugaison de connaissances de plusieurs disciplines. L'évaluation de leur sécurité requiert un niveau élevé de précision car les dommages à encourir, particulièrement en présence de séismes, sont d'une valeur inestimable, non seulement en termes de vies humaines mais aussi en termes de

Ecole Nationale Polytechnique, Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures;
10 Avenue Hassen Badi, El-Harrach 16200, Alger, Algérie, E-mails: abdelmadjid.tadjadit@g.enp.edu.dz,
boualem.tiliouine@g.enp.edu.dz

Rom. J. Techn. Sci. – Appl. Mechanics, Vol. 58, N° 3, P. 287–298, Bucharest, 2013

retombées économiques. De ce point de vue, il est clair que la stabilité de tels ouvrages impose une investigation profonde pour une évaluation aussi réaliste que possible de l'ensemble des paramètres susceptible d'influencer directement ou indirectement sur le comportement du système global barrage-réservoir.

Dans ce contexte, plusieurs travaux de recherches ont été effectués et Westergaard [13] fût le pionnier à avoir formulé une expression analytique permettant l'évaluation de la pression hydrodynamique pour le cas typique d'un barrage rigide vertical soumis à un mouvement harmonique du sol dans la direction horizontale. Au fil des années, l'étude classique de Westergaard fût enrichie davantage en intégrant plusieurs paramètres physiques, tels que la compressibilité du fluide dans le réservoir [2, 5, 11], la flexibilité du barrage [12] et l'absorption du fond du réservoir [4, 6, 8].

A côté des méthodes numériques, on retrouve également les méthodes analytiques. Leur domaine d'application se limite pratiquement pour des barrages présentant des interfaces fluide-structure à géométries simples. Toutefois, les solutions formulées, bien qu'approchées, sont souvent simples et pratiques à utiliser [9, 10].

Pour l'ingénieur concepteur, le calcul de la résultante des efforts tranchants générés par les pressions hydrodynamiques et l'évaluation des moments de flexion associés constitue une tâche incontournable pour le dimensionnement de la structure du barrage. De nos jours, il existe plusieurs méthodes de calcul notamment celles relevant des calculs numériques de pointe. Toutefois, lorsque la situation le permet, les méthodes analytiques ou plutôt semi-analytiques restent d'actualité et sont d'un apport non négligeable.

L'objectif de la présente étude est de formuler analytiquement les efforts de réduction agissant au droit de l'interface fluide-structure des barrages rigides à double fruit. A cet effet, un programme de calcul numérique sous langage Matlab7 [7] a été établi, ce qui a permis de valider plusieurs modèles de barrages rigides pour diverses configurations géométriques de la face amont.

A défaut de solutions exactes pour le cas des barrages rigides à double fruit, les résultats numériques obtenus sont comparés à ceux issus respectivement de l'application de la méthode exacte de Westergaard [13] pour le cas particulier d'un barrage rigide à parement vertical et à ceux de la méthode de Chwang [3] applicable uniquement pour le cas d'un barrage à fruit simple. Après validation des résultats obtenus, l'étude est ensuite étendue aux cas des barrages rigides à double fruit.

2. FORMULATION THEORIQUE DU PROBLEME

2.1. Modèle mathématique

On considère un barrage infiniment rigide à double fruit. L'origine des coordonnées est située à la base du réservoir et la surface libre d'eau est désignée par $y = H$ (Fig.1).

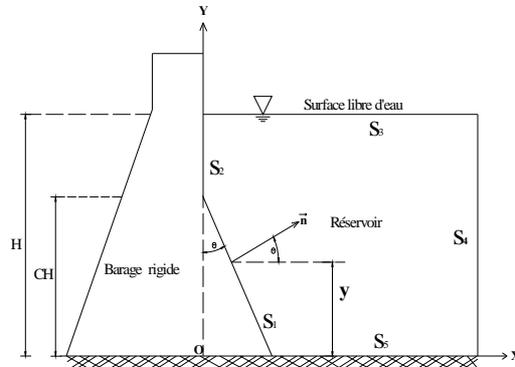


Fig. 1 – Barrage rigide à double fruit avec réservoir de longueur infinie soumis à un mouvement horizontal du sol.

Soit un point $M(x, y)$ dans le repère (O, x, y) situé sur la partie amont du barrage à une élévation quelconque (y) du fond du réservoir, les coordonnées cartésiennes du point M sont définies par la relation suivante:

$$x = (CH - y) \operatorname{tg} \theta, \quad (1)$$

Sur Fig. 1, on désigne par:

- $S_1 \cup S_2$ – contour délimitant la partie amont du barrage;
- S_3 – contour définissant la surface libre de l'eau;
- S_4 – contour définissant la limite de troncature du réservoir;
- S_5 – contour définissant le fond du réservoir;
- H – hauteur du fluide dans le réservoir;
- CH – hauteur de la partie inclinée du barrage.

Le système barrage-réservoir est bidimensionnel avec un réservoir de longueur infinie ayant un fond horizontal infiniment rigide. Le fluide dans le réservoir est considéré incompressible, non visqueux et irrotationnel, soumis à des excitations sismiques de courtes durées dans la direction horizontale. L'effet des ondes de surface éventuelles est considéré négligeable.

2.2. Formulation des équations gouvernantes

Sous les conditions précédentes, les pressions hydrodynamiques dans le réservoir sont gouvernées par l'équation des ondes de compression, qui prend, pour le cas particulier d'un fluide incompressible, la forme de l'équation de Laplace donnée par:

$$\nabla^2 p(x, y) = \frac{\partial^2 p(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p(x, y)}{\partial y^2} = 0. \quad (2)$$

2.3. Conditions aux limites

Le réservoir est délimité par quatre frontières définies comme suit:

1. Sur la partie amont du barrage délimitée par le contour $(S_1 \cup S_2)$, on suppose que les particules fluides sont parfaitement solidaires avec les particules solides du barrage. Dès lors, sous l'effet d'un chargement sismique horizontal, le gradient des pressions hydrodynamiques dans la direction normale à la face amont du barrage et la force d'inertie développée dans la masse du liquide sont considérés en état d'équilibre, ce qui nous permet d'écrire :

$$\left. \frac{\partial p(x, y)}{\partial n} \right|_{S_1 \cup S_2} = -\rho \ddot{u}_n, \quad (3)$$

où \ddot{u}_n représente le vecteur accélération des particules solides dans la direction normale à la face amont du barrage et ρ la masse volumique de l'eau.

2. Au niveau de la limite S_3 , en absence de grandes fluctuations des pressions hydrodynamiques dans le réservoir, l'effet des ondes de surface est considéré négligeable, donc on prendra la pression atmosphérique $p(x, H) = 0$.

3. Le fluide étant considéré incompressible, la pression hydrodynamique générée par l'action sismique est considérée décroissante progressivement dans la direction x . Ainsi au droit de la limite S_4 , on prendra $p(y, \infty) = 0$.

4. Au niveau de la limite S_5 (fond du réservoir), considérant que les particules fluides sont parfaitement solidaires avec les particules solides du barrage, sous chargement sismique horizontal, leurs vitesse dans la direction verticale est considérée nulle, ainsi le gradient des pressions hydrodynamiques correspondant est également nul, ce qui se traduit par:

$$\left. \frac{\partial p(x, 0)}{\partial n} \right|_{S_5} = 0. \quad (4)$$

3. FORMULATION ANALYTIQUE DE LA RESULTANTE DES EFFORTS TRANCHANTS

Sous l'effet d'un chargement sismique horizontal, la pression hydro-sismique p pour le cas d'un barrage rigide à double fruit peut s'écrire sous la forme suivante:

$$p = C_S \gamma H C_p, \quad (5)$$

où $C_S = \frac{\ddot{X}_g}{g}$, γ est le poids volumique de l'eau, \ddot{X}_g l'accélération horizontale du sol, g l'accélération de la pesanteur et C_p le coefficient des pressions hydrodynamiques.

Le coefficient des pressions hydrodynamiques C_p est, ici, approché par une série de fonctions de la variable réelle (y) [1] évoluant sur l'intervalle compact $I = [0, H]$ donnée par la relation suivante:

$$C_p(y) = \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{H} e^{-\lambda_i x} \cos \lambda_i y, \quad \text{tel que } \lambda_i = \frac{(2i-1)\pi}{2H}, \quad i = 1, 2, \dots, +\infty. \quad (6)$$

Le calcul numérique des coefficients de pression $C_p(y)$ nécessite donc d'effectuer une troncature pour la série de fonctions donnée par l'équation (6). Pour une tolérance de calcul de l'ordre de 10^{-4} , au-delà de 25 termes, on peut aisément démontrer par le biais du 'critère de Cauchy uniforme' la convergence uniforme de la série de fonctions $C_p(y)$ vers une fonction appelée « fonction limite de convergence uniforme ».

Les coefficients inconnus A_i de la série de fonctions $C_p(y)$ sont obtenus après résolution du système d'équations linéaires donné par l'équation (7) ci-après à l'aide du programme de calcul numérique élaboré à cet effet.

$$[F_{ji}] \{A_i\} = \{G_j\}, \quad j, i = 1, 2, \dots, +\infty. \quad (7)$$

Les éléments de la matrice symétrique $[F_{ji}]$ et ceux du vecteur colonne $\{G_j\}$ sont calculés suivant la formulation présentée dans la référence [1].

L'effort tranchant développé au droit du contour $S_1 \cup S_2$, au-dessus d'une élévation quelconque (y) est défini comme suit:

$$V_e(y) = \int_y^H p \, ds. \quad (8)$$

En substituant (5) et (6) dans (8), on obtient:

$$V_e(y) = C_S \gamma H \int_y^H \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{H} e^{-\lambda_i x} \cos \lambda_i y \, ds. \quad (9)$$

Puisque $C_p(y)$ est une série de fonctions continues convergeant uniformément sur l'intervalle compact $[0, H]$, l'intervention entre l'opérateur (\int) et l'opérateur (\sum) est donc permise.

Ainsi, (9) prend la forme suivante:

$$V_e(y) = C_S \gamma H \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{H} \int_y^H e^{-\lambda_i x} \cos \lambda_i y \, ds. \quad (10)$$

En substituant x en fonction de y dans (10), on obtient après calcul intégral laborieux:

$$V_e(y) = C_S \gamma H^2 C_n(y), \quad (11)$$

avec

$$C_n(y) = \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i H^2} \left(-e^{-\lambda_i(CH-y)\operatorname{tg}\theta} \sin(\lambda_i y + \theta) + \sin(\lambda_i CH + \theta) - \sin \lambda_i CH + (-1)^{i+1} \right)$$

A partir de l'équation (11), on déduit les deux composantes de $V_e(y)$ dans le repère (O, x, y) comme suit :

$$V_{e_x}(y) = V_e(y) \cos \theta ; \quad V_{e_y}(y) = V_e(y) \sin \theta .$$

L'effort tranchant maximum est obtenu à la base du barrage, pour $y = 0$:

$$V_{e_{\max}} = V_e(0) = C_S \gamma H^2 C_{n_{\max}},$$

$$C_{n_{\max}} = \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i H^2} \left(-e^{-\lambda_i CH \operatorname{tg}\theta} \sin \theta + \sin(\lambda_i CH + \theta) - \sin \lambda_i CH + (-1)^{i+1} \right). \quad (12)$$

4. FORMULATION ANALYTIQUE DU MOMENT DE FLEXION

Le moment de flexion associé à $V_e(y)$ au-dessus d'une élévation quelconque (y) est donné par:

$$M_e(y) = \int_y^H V_e(y) \, ds. \quad (13)$$

Après calcul intégral (13) devient:

$$M_e(y) = C_S \gamma H^2 \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i^2 H^2} \left(-e^{-\lambda_i(CH-y)\operatorname{tg}\theta} \cos(\lambda_i y + 2\theta) + \lambda_i(CH-y)B + \cos(\lambda_i CH + 2\theta) + \lambda_i H(1-C) \sin \lambda_i H - \cos \lambda_i CH \right), \quad (14)$$

avec $B = \frac{\sin(\theta + \lambda_i CH) - \sin \lambda_i CH + \sin \lambda_i H}{\cos \theta}$.

La valeur maximale du moment de flexion est obtenue à la base du barrage, pour $y = 0$:

$$M_{e \max} = C_S \gamma H^2 \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i^2 H^2} \left(\begin{array}{l} -e^{-\lambda_i CH \operatorname{tg} \theta} \cos(2\theta) + \lambda_i CH B + \cos(\lambda_i CH + 2\theta) + \\ + \lambda_i H(1-C) \sin \lambda_i H - \cos \lambda_i CH \end{array} \right).$$

A partir des relations générales précédentes (équations 11 et 14), on peut aisément en déduire les cas particuliers suivants :

– **Cas d'un barrage rigide à fruit simple ($\theta \neq 0$, $C=1$)**

$$V_e(y) = C_S \gamma H^2 \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i H^2} \left(-e^{-\lambda_i (H-y) \operatorname{tg} \theta} \sin(\lambda_i y + \theta) + \sin(\lambda_i H + \theta) \right),$$

$$M_e(y) = C_S \gamma H^2 \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i^2 H^2} \left(\begin{array}{l} -e^{-\lambda_i (H-y) \operatorname{tg} \theta} \cos(\lambda_i y + 2\theta) + \\ + \lambda_i (H-y) \sin \lambda_i H + \cos(\lambda_i H + 2\theta) \end{array} \right).$$

– **Cas d'un barrage rigide à parement vertical ($\theta=0$, $C=0$)**

$$V_e(y) = C_S \gamma H^2 \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i H^2} \left(-\sin \lambda_i y + (-1)^{i+1} \right),$$

$$M_e(y) = C_S \gamma H^2 \sum_{i=1}^{+\infty} \frac{A_i}{\lambda_i^2 H^2} \left(\lambda_i (H-y) \sin \lambda_i H - \cos \lambda_i y \right).$$

5. RESULTATS ET DISCUSSION

Maintenant que les efforts de réduction sont formulés analytiquement, dans ce qui suit on procédera à la validation des résultats numériques obtenus en comparant ces derniers, respectivement à ceux issus de l'application de la méthode exacte de Westergaard pour le cas d'un barrage rigide à parement vertical et à ceux de la méthode de Chwang lorsque le barrage présente un fruit simple.

5.1. Validation des résultats: Cas d'un barrage rigide à parement vertical ($\theta=0$, $C=0$)

Dans ce qui suit les résultats numériques obtenus pour ce cas de figure sont comparés à ceux issus respectivement de l'application de la méthode exacte de Westergaard, et à ceux de Chwang. Il est à noter que pour ce cas particulier, la résolution du système d'équations linéaires (7) se réduit à un système diagonal d'équations.

Le Tableau 1 ci-dessous présente les valeurs des erreurs relatives de p , V_e et M_e , obtenues de l'application de la présente méthode et de celle de Westergaard pour diverses hauteurs du fluide de remplissage du réservoir.

Table 1

Erreurs relatives de p , V_e et M_e entre la présente méthode et la méthode exacte de Westergaard pour diverses hauteurs du fluide dans le réservoir

	Hauteur du fluide dans le réservoir H (m)				
	30,48	60,96	121,92	182,88	243,84
p (%)	0,09	-0,92	-4,25	-8,19	-14,86
V_e (%)	-0,03	-0,74	-3,28	-7,25	-13,35
M_e (%)	0,21	-0,69	-2,97	-6,63	-12,28

Pour des hauteurs faibles à moyennes (trois premières valeurs), on remarque que l'écart entre les résultats des deux méthodes est pratiquement négligeable. En revanche, lorsque la hauteur du barrage devient importante (deux dernières valeurs) l'effet de la compressibilité du fluide dans le réservoir se fait aussitôt ressentir, ce qui explique d'ailleurs, l'amplification de l'erreur relative entre les deux derniers résultats dans le tableau précédent.

Nonobstant l'effet de la compressibilité de l'eau dans le réservoir, dans le Tableau 2, ci-après, on remarque que les résultats numériques obtenus par cette formulation analytique sont très proches des résultats issus de l'application de la méthode exacte de Chwang [3].

Table 2

Erreurs relatives sur p et V_e entre la présente méthode et la méthode exacte de Chwang

	Méthode analytique /Méthode Chwang
p (%)	-0,02
V_e (%)	-0,05

Il est à noter que le signe (-) précédant certaines valeurs dans les deux tableaux précédents indique que les résultats de la présente méthode sont inférieurs respectivement à ceux de la méthode de Westergaard ainsi que ceux de la méthode exacte de Chwang.

5.2. Validation des résultats: Cas d'un barrage rigide à fruit simple ($\theta \neq 0$, $C=1$)

Pour ce deuxième cas de figure, la validation des résultats sera effectuée par analogie avec la méthode exacte de Chwang. L'équation (11) donne les coefficients C_n de la résultante des forces hydrodynamiques dans la direction normale à l'interface barrage-réservoir. On en déduit les coefficients C_x et C_y comme suit:

$$C_x = C_n \cos \theta ; \quad C_y = C_n \sin \theta .$$

Figure 2 montre en traits discontinus respectivement les courbes de C_n , C_x et C_y obtenues par la présente méthode et en traits continus les courbes issues de l'application de la méthode exacte de Chwang. Un très bon accord est observé entre les deux résultats.

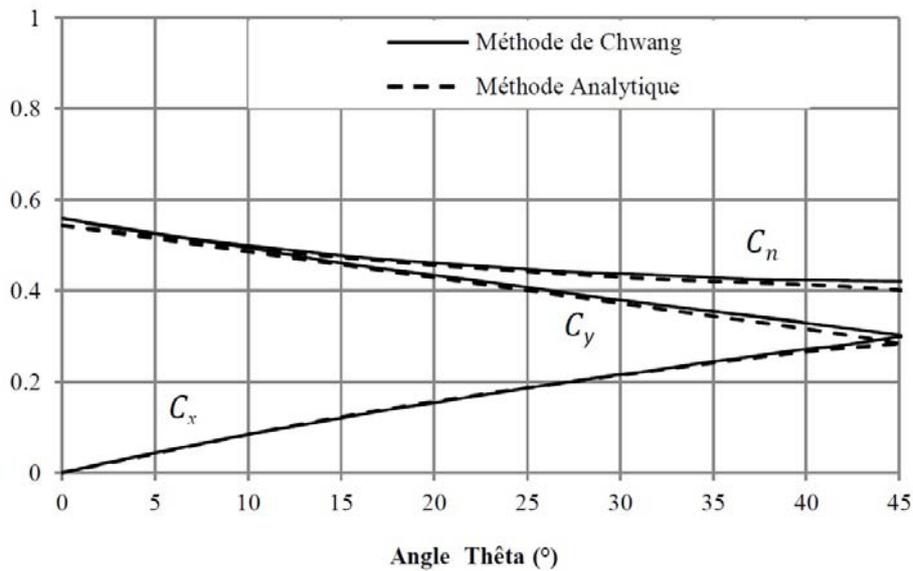


Fig. 2 – Comparaison entre les coefficients C_n , C_x et C_y respectivement donnés par la présente méthode et la méthode exacte de Chwang (cas d'un barrage rigide à fruit simple).

5.3. Extension de l'étude pour le cas des barrages rigides à double fruit

Figure 3 montre la distribution en élévation des efforts tranchants au-dessus d'une élévation quelconque y pour le cas d'un barrage rigide à double fruit. On remarque que plus la hauteur de la partie verticale augmente, plus la résultante des efforts tranchants devient importante. La partie inclinée du barrage permet de réduire sensiblement l'intensité des efforts tranchants. Le même raisonnement peut être adopté pour la distribution en élévation des moments de flexion (Fig. 4). Quel que soit l'inclinaison du parement amont, les valeurs maximales des efforts de réduction se produisent au fond du réservoir, contrairement au cas des pressions hydro-sismiques [10].

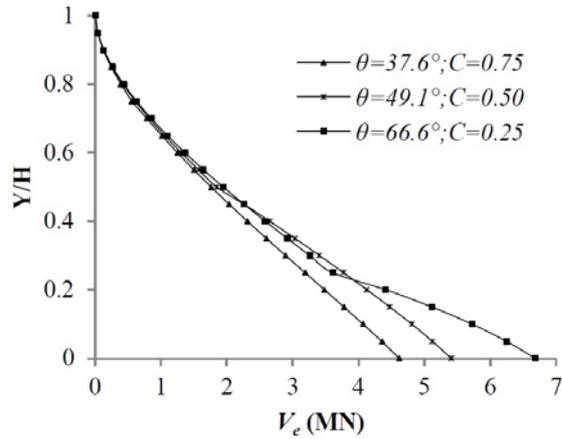


Fig. 3 – Distribution en élévation des efforts tranchants pour différents fruits composés.

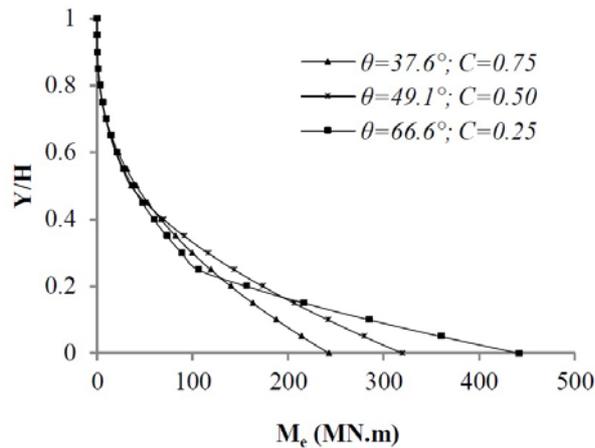


Fig. 4 – Distribution en élévation du moment de flexion pour différents fruits composés.

6. CONCLUSIONS

Dans la présente recherche, des formules analytiques pour la détermination des efforts de réduction agissant au droit des barrages rigides à fruits irréguliers sous excitations sismiques sont développées. Les résultats numériques obtenus sont présentés pour différentes configurations géométriques des parements amont. A défaut de solutions exactes pour le cas des barrages rigides à double fruit, les résultats numériques obtenus sont comparés à ceux issus respectivement de l'application de la méthode exacte de Westergaard pour le cas particulier d'un barrage rigide à parement vertical, et à ceux de Chwang applicable uniquement

pour le cas d'un fruit simple. Une très bonne concordance des résultats a été observée.

Un programme de calcul numérique sous environnement MATLAB a été élaboré en vue de faciliter le calcul des efforts de réduction. L'intérêt pratique de cette approche réside dans le calcul des efforts sismiques en vue de l'analyse et le dimensionnement des barrages rigides à fruits composés. A partir des résultats obtenus, il est également possible de tirer les principales conclusions suivantes :

1. Pour le cas de barrages rigides présentant des hauteurs faibles à moyennes, l'utilisation de la présente méthode pour la détermination des efforts de réduction fournit des résultats très satisfaisants. En revanche, pour des hauteurs importantes, l'effet de la compressibilité du fluide dans le réservoir devrait être pris en considération.

2. Quelque soit la configuration géométrique de la partie amont des barrages à double fruit, les valeurs maximales des efforts de réduction se produisent au niveau de la base contrairement à celles des pressions hydro-sismiques [10].

3. Le programme de calcul numérique élaboré dans le cadre de la présente étude devrait pouvoir être utilisé en vue de la détermination d'une configuration géométrique optimale des barrages à double fruit permettant une économie substantielle des quantités des matériaux de construction à utiliser.

Received on August 9, 2013

NOTATIONS

- A_i – coefficients de la série de fonctions $C_p(y)$
- C – rapport de la hauteur de la partie inclinée sur la hauteur du fluide dans le réservoir
- CH – hauteur de la partie inclinée du barrage
- C_p – coefficient des pressions hydrodynamiques
- C_s – coefficient sismique
- G – accélération de la pesanteur (m/s^2)
- γ – poids volumique de l'eau (N/m^3)
- H – hauteur du fluide dans le réservoir (m)
- i, j – indices de boucle
- M_e – moment fléchissant global de la force de pression p au-dessus d'une élévation y
- N – normale à l'interface barrage-réservoir
- P – pression hydro-sismique induite par un chargement sismique horizontal (N/m^2)
- V_e – effort tranchant au-dessus d'une élévation quelconque y
- x, y – coordonnées rectangulaires
- θ – angle d'inclinaison du parement amont par rapport à la verticale
- ρ – masse volumique de l'eau (kg/m^3)

REFERENCES

1. AVILES, J., SANCHEZ-SESMA, F.J., *Hydrodynamic pressures on dams with no vertical upstream face*, Journal of Engineering Mechanics (ASCE), **112**, 10, pp. 1054–1061, 1986.
2. CHOPRA, A.K., *Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes*, Journal of Engineering Mechanics (ASCE), **93**, pp. 205–223, 1967.
3. CHWANG, A.T., *Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes. Part 2. Exact theory*, Journal of Fluid Mechanics, **87**, pp. 343–348, 1978.
4. FENVES, G., CHOPRA, A.K., *Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction on frequency response function for concrete gravity dams*, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **13**, 1, pp.13–32, 1985.
5. GOGOI, I., MAITY, D., *A novel procedure for determination of hydrodynamic pressure along upstream face of dams due to earthquakes*, Computers and Structures, **88**, 9–10, pp. 539–548, 2010.
6. HATAMI, Kianoosh, *Effect of reservoir bottom on earthquake response of concrete dams*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, **16**, 7–8, pp. 407–415, 1997.
7. LAPRESTE, J.T., *Introduction à MATLAB*, 2^{ème} Edition avec MATLAB 7, Editions Ellipses, Paris, 2005.
8. LI, S.-M., LIANG, H., LI, A.-M., *A semi-analytical solution for characteristics of dam-water reservoir system with absorptive reservoir bottom*, Journal of Hydrodynamics, **20**, 6, pp. 727–734, 2008.
9. LIU, P. L.-F., *Hydrodynamic pressures on rigid dams during earthquakes*, Journal of Fluid Mechanics, **165**, pp. 131–145, 1986.
10. TADJADIT, A., TILIOUINE, B., *Pressions hydrodynamiques sur barrages rigides à fruits composés sous excitations sismiques*, Colloque International sur la Réduction du Risque Sismique, Chlef, Algérie, 10–11 octobre 2012.
11. TILIOUINE, B., SEGHIR, A., *A numerical model for time domain analysis of dams including fluid-structure interaction*, CST 98 International Conference, Edinburgh, Scotland, August 18–20, 1998.
12. TILIOUINE, B., SEGHIR, A., *Fluid-structure models for dynamic studies of dam-water systems*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, September 6–11, 1998.
13. WESTERGAARD, H. M., *Water pressures on dams during earthquakes*, Transactions, ASCE, **98**, pp. 418–472, 1933.