



Calgary, Alberta, Canada
May 23-26, 2006 / 23-26 Mai 2006

COMPORTEMENT DES BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON DE CIMENT FONDÉS SUR DES ALLUVIONS GRANULAIRES

Michel Massiéra¹, Janelle Vautour¹, Yaya Coulibaly¹, Yousef Hammamji² et Anna Szostak-Chrzanowski¹

¹. Faculté d'ingénierie (génie civil), Université de Moncton, Moncton, NB, E1A 3E9, Canada, massiem@umoncton.ca

². Hydraulique et Géotechnique, Direction Ingénierie de production, Hydro-Québec, Montréal (Québec), H2L 4P5, Canada

Résumé : Les barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment (CFRD) se déforment pendant leur construction et sous l'effet de la poussée hydrostatique de l'eau pendant le remplissage du réservoir. Pendant la mise en eau du barrage, le masque amont en béton de ciment suit les déplacements de l'enrochement du talus amont. Deux sections types et quatre hauteurs différentes de barrage CFRD ont été utilisés. Cet article présente les analyses de stabilité des pentes à la fin du remplissage du réservoir et les déplacements du talus amont et les déplacements internes qui se développent dans les remblais en enrochement et leur fondation pendant l'étape de la construction et pendant le remplissage du réservoir. Il est conclu qu'il est possible de construire des barrages CFRD sur des dépôts d'alluvions granulaires de compacité moyenne à dense, inférieurs à 60 m d'épaisseur, à condition de compacter la fondation d'alluvions granulaires sur une épaisseur allant jusqu'à 30 m.

Abstract : Concrete Face Rockfill Dams (CFRDs) deform during their construction and under the effect of water load as a result of reservoir filling. During impounding, the rockfill deforms under the water pressure. The concrete face follows the rockfill deformation. Two typical cross sections and four heights of CFRDs were used. The following paper presents two sets of analyses for the CFRDs. The first set deals with slope stability analyses at the end of the reservoir filling. The second set deals with stress-strain analyses in order to calculate the upstream face displacements and the internal movements that develop in the rockfill embankment and its foundation during the construction phase and the reservoir filling phase. It concludes that it is possible to build CFRDs on compact to dense granular alluvium deposits, with a thickness less than 60 m, if the granular alluvium foundation is compacted to a depth reaching 30 m.

1. Introduction

Les barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment (CFRD) sont de plus en plus utilisés à travers le monde. La hauteur des barrages CFRD actuellement en construction ou en planification dépasse 200 m. Dans les régions de plus en plus nordiques au Canada, l'utilisation d'enrochements qui sont disponibles en grandes quantités et qui sont peu ou pas sensibles au gel permet d'allonger la période annuelle de construction de tels barrages. La durée totale des travaux de construction de barrages CFRD par rapport à la durée totale de construction des barrages en remblais

zonés pourra être ainsi réduite d'une année, ce qui permettra de réduire grandement les coûts de construction et de rendre les projets hydroélectriques plus compétitifs et économiques. Cooke (1984) indique d'ailleurs que l'utilisation de ce type de barrage semble inévitable dans les régions du monde qui ont des climats extrêmes.

2. Objectifs principaux de cette étude

La plupart des barrages en enrochement avec masque amont en béton (CFRD) reposent sur le substratum rocheux. Il n'existe à travers le monde que quelques barrages CFRD construits sur le mort terrain (les barrages Potrerillos, 116 m de haut, Pichi-Picun Leufu, de 54 m de haut et Los Caracoles, tous en Argentine (Pujol, 1999); Santa Juana, 103 m de haut (Astete et al. 1992) et Puclaro, 83 m de haut au Chili (Noguera et al. 1999); West Seti, 190 m de haut au Népal (Kenneally et al. 2001) et Morro de Arica, 215 m de haut au Pérou). Dans les régions nordiques du Canada et du Québec, les sites propices aux aménagements hydroélectriques et à la construction de barrages sont formés de dépôts d'alluvions sablo-graveleuses compactes à denses, d'une épaisseur relativement importante. Il apparaît donc très intéressant de déterminer s'il est possible de construire des barrages CFRD sur de telles fondations de mort terrain et, donc, de déterminer les déplacements qui pourraient être subis par le masque amont en béton de ciment pendant la mise en eau comparativement aux déplacements calculés et/ou mesurés du masque amont d'un barrage CFRD reposant sur le substratum rocheux.

L'article décrit les caractéristiques des barrages CFRD analysés reposant sur des dépôts d'alluvions granulaires. Il présente les analyses de stabilité des pentes des barrages à la fin du remplissage du réservoir. Les déplacements calculés du talus amont pendant la construction et les déplacements calculés du masque amont en béton pendant la mise en eau de ces barrages CFRD sont aussi présentés et analysés.

3. Déformations et instrumentation dans les barrages en enrochement avec masque amont en béton (CFRD)

Les types de déformation observés lors de la construction et de la mise en eau de ces barrages CFRD ont été présentés antérieurement par Massiera et al. (2004). Le même article présente aussi l'instrumentation utilisée pour mesurer ces déformations.

4. Description des barrages en enrochement avec masque amont en béton analysé

Les barrages en enrochement analysés ont respectivement 75 m, 100 m, 125 m et 150 m de hauteur. Leur largeur en crête est identique et égale à 7 m. Deux sections types ont été étudiées : l'une avec des pentes amont et aval égales à 1,3 H : 1V et l'autre avec des pentes amont et aval respectivement égales à 1,5 H : 1V et 1,6 H : 1V.

L'épaisseur du masque amont en béton est respectivement de 0,3 m pour les barrages qui ont une charge hydraulique H de 50 m à 100 m et de $0,3 \text{ m} + 0,002 \text{ H}$ à $0,3 \text{ m} + 0,004 \text{ H}$ pour les barrages dont la charge hydraulique H dépasse 100 m (ICOLD, 2002). Les barrages analysés sont composés de 4 zones. Une zone 7B de 3,5 m de largeur, en pierre concassée maximum 80 mm, agit comme coussin du masque amont en béton de ciment. Sous cette zone 7B se situe une zone 8A de 3,5 m de largeur, en pierre concassée maximum 200 mm, qui agit comme zone de transition avec la zone 8B constituée d'enrochement compacté maximum 900 mm. La zone 8B forme le corps du barrage avec la zone 8C constitué d'enrochement compacté maximum 1800 mm (Figure 1).

Dans les analyses effectuées, ces barrages en enrochement reposent sur des dépôts d'alluvions sablo-graveleuses qui varient de 10 m à 140 m d'épaisseur. Dans une seconde série d'analyses, il a été considéré que les dépôts d'alluvions granulaires ont été densifiés jusqu'à 30 m de profondeur.

5. Modèle hyperbolique (élastique non linéaire)

Le modèle hyperbolique utilisé dans cette étude, a été développé par Kondner (1963) et Kondner et Zelasko (1963) pour modéliser le mieux possible le comportement non linéaire du sol et des enrochements avant rupture. Il utilise la relation reliant le module tangent initial E_i à la contrainte de confinement σ'_3 établi par Janbu (1963) :

$$[1] \quad E_i = K P_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n$$

De la même façon, il est possible d'exprimer le module de déformation volumique B en fonction de σ'_3 par (Duncan et al. 1980) :

$$[2] \quad B = K_b P_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^m$$

où P_a est la pression atmosphérique. K et K_b sont des paramètres de rigidité adimensionnels, n et m sont des exposants déterminés à partir des essais de laboratoire. Ce modèle hyperbolique, modifié par Duncan et Chang (1970) utilise une relation contraintes-déformations non linéaire et dépendante de l'histoire des contraintes et des propriétés de déformation volumique du matériau (sol ou enrochement).

Quand pour un sol (ou un enrochement) le déviateur de contrainte ($\sigma_1 - \sigma_3$) augmente, le comportement du sol ou de l'enrochement est fonction du module tangent E_t :

$$[3] \quad E_t = \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2c (\cos \phi) + 2 \sigma'_3 \sin \phi} \right]^2 E_i$$

où ϕ est l'angle de frottement et c la cohésion du sol ou de l'enrochement. R_f est le rapport de rupture :

$$[4] \quad R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

Ce modèle utilisé dans le logiciel SIGMA/W (Krahn, 2004 b) permet de modéliser de façon assez simple et assez fidèle, le comportement d'un ouvrage en remblai reposant sur une fondation rocheuse ou sur une fondation dont le comportement est indépendant du temps.

6. Paramètres du modèle hyperbolique

6.1 Pierre concassée et enrochement

Pour cette analyse paramétrique, les valeurs des paramètres du modèle hyperbolique des pierres concassées maximum 80 mm (zone 7B) et maximum 200 mm (zone 8A), et des enrochements maximum 900 mm (zone 8B) et maximum 1800 mm (zone 8C) présentées au tableau 1, sont identiques à ceux présentés par RSW Inc. (2001) pour le cas d'un compactage élevé. En effet dans la littérature il existe très peu d'essais de compression triaxiale et de compression unidimensionnelle réalisés sur de tels matériaux. Les valeurs de ces paramètres du modèle hyperbolique publiées dans la littérature sont très diverses. Par exemple le Norwegian Geotechnical Institute (1987) utilise respectivement des valeurs de $K = 1800$ et $n = 0,25$ avec $R_f = 0,65$ pour la pierre concassée maximum 200 mm et $K = 900$ et $n = 0,45$ avec $R_f = 0,70$ pour l'enrochement maximum 800 mm. L'enrochement provient d'un gneiss granitique ou à diorite massif. Selon Barton et Kjaernsli (1981), ces types de matériaux ont un angle de frottement effectif de 45° sous une contrainte normale effective de 1000 kPa. Saboya et Byrne (1993)

recommandent d'utiliser pour une analyse préliminaire des valeurs K variant de 250 à 500, n variant de 0,25 à 0,50 et R_f égal à 0,60 ou 0,80 selon la grosseur de l'enrochement (maximum 500 mm ou 1000 mm) pour des enrochements provenant d'un basalte massif et d'un basalte breccia.

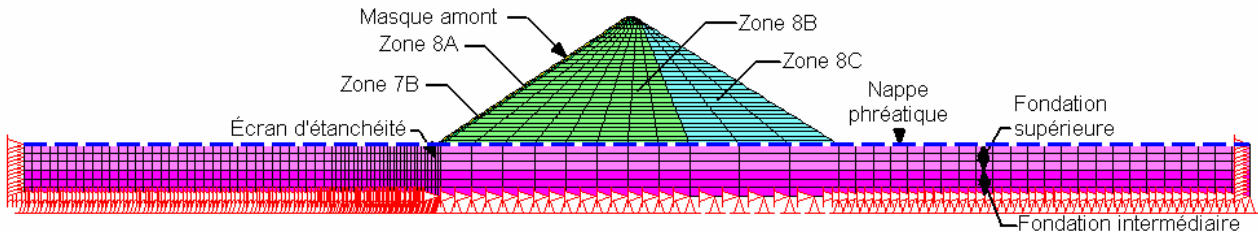


Figure 1 : Barrage CFRD de 150 m de hauteur, avec des pentes amont de 1,5H : 1V et aval de 1,6H : 1V, reposant sur 60 m de dépôts granulaires.

Tableau 1 : Valeurs des paramètres utilisés dans l'analyse du comportement des barrages CFRD.

Paramètres	Pierre concassée Zones 7B et 8A	Enrochement Zone 8B	Enrochement Zone 8C	Fondation formée d'alluvions granulaires			
				non densifiées			densifiées
				0-30m	30-60 m	> 60m	0-30 m
K	1000	500	400	800	1000	1200	1000
K_b	800	240	240	400	500	600	500
n	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
m	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
R_f	0,35	0,35	0,35	0,7	0,7	0,7	0,7
K_{ur}	1200	600	480	0	0	0	0
ϕ	45°	45°	45°	32°	32°	32°	36°
γ (kN/m ³)	19,5	19,5	19,5	18,8	19,0	19,5	19,0

6.2 Fondation formée de dépôts d'alluvions granulaires

Pour cette analyse paramétrique la fondation formée de dépôts granulaires a été subdivisée en trois couches selon la profondeur :

- Entre 0 et 30 m une couche compacte de sable fin à grossier.
- Entre 30 m et 60 m une couche dense de sable moyen à grossier graveleux.
- Au-delà de 60 m une couche dense de sable grossier graveleux avec présence de blocs.

Dans une seconde série d'analyses, il a été considéré que la fondation supérieure entre 0 et 30 m de profondeur avait été densifiée par vibro-flotation.

Les valeurs retenues pour les paramètres du modèle hyperbolique de ces dépôts granulaires sont présentées au tableau 1. Ces valeurs ont été déterminées à partir des essais drainés de compression triaxiale effectués sur des sols granulaires similaires, lors de la réalisation de la phase I du Complexe La Grande et, ajustées selon la granulométrie et la compacité des matériaux granulaires. Les valeurs de ces paramètres du modèle hyperbolique publiées dans la littérature sont très diverses. Par exemple, Byrne et al. (1987) suggèrent d'utiliser pour un sable ayant un indice de densité I_D de 75% et un indice de pénétration standard N de 23, des valeurs de K variant de 850 à 1500 avec $n = 0,5$ et des valeurs de K_b variant de 450 à 900 avec $m = 0,25$ et $R_f = 0,70$.

7. Analyse de la stabilité des pentes à la fin du remplissage du réservoir

Les analyses ont été effectuées pour les cas les plus défavorables correspondant à un dépôt d'alluvions granulaires de 140 m d'épaisseur dont la couche de fondation supérieure (0-30 m) est non densifiée ou est densifiée par vibro-flotation. Les angles de frottement et les poids volumiques des matériaux constituant les barrages CFRD (pierre concassée et enrochement) et leur fondation en alluvions granulaires sont présentés au tableau 1. Les barrages CFRD ont respectivement 75 m, 100 m, 125 m et 150 m de hauteur et deux sections types ont été utilisées : l'une avec des pentes amont et aval égales à 1,3 V : 1 H et l'autre avec des pentes amont et aval respectivement égales à 1,5 H : 1 V et 1,6 H : 1 V. Les coefficients de sécurité statique et sismique à la fin du remplissage du réservoir ont été calculés en utilisant le logiciel SLOPE/W (Krahn, 2004 a) et la méthode de Bishop modifiée. Les figures 2 et 3 présentent respectivement les résultats pour les deux sections types étudiées d'un barrage de 150 m de hauteur. Le tableau 2 présente l'ensemble des valeurs des coefficients de sécurité statique et sismique. Les analyses de stabilité sismique ont été effectuées en utilisant la méthode pseudo statique avec des coefficients sismiques horizontaux de 0,05 et 0,1. Le tableau 2 présente l'ensemble des valeurs des coefficients de sécurité. Dans tous les cas analysés, les coefficients de sécurité à la fin du remplissage du réservoir sont supérieurs à 1,5 (stabilité statique) et 1,15 (stabilité sismique).

Tableau 2 : Valeurs des coefficients de sécurité F_s trouvées dans les analyses de la stabilité statique et sismique des pentes des barrages CFRD à la fin du remplissage du réservoir.

Hauteur du barrage (m)	Pente Amont	Pente aval	Fondation en alluvions granulaires					
			Non densifiée			Densifiée		
			F_s statique	F_s sismique		F_s Statique	F_s sismique	
			0,05	0,1		0,05	0,1	
75	1,3 H : 1 V	1,3 H : 1 V	1,53	1,38	1,24	1,61	1,45	1,31
	1,5 H : 1 V	1,6 H : 1 V	1,67	1,48	1,32	1,81	1,61	1,44
100	1,3 H : 1 V	1,3 H : 1 V	1,53	1,37	1,24	1,61	1,45	1,32
	1,5 H : 1 V	1,6 H : 1 V	1,67	1,48	1,32	1,81	1,61	1,44
125	1,3 H : 1 V	1,3 H : 1 V	1,53	1,38	1,24	1,60	1,45	1,31
	1,5 H : 1 V	1,6 H : 1 V	1,64	1,47	1,32	1,78	1,59	1,44
150	1,3 H : 1 V	1,3 H : 1 V	1,53	1,38	1,24	1,61	1,45	1,32
	1,5 H : 1 V	1,5 H : 1 V	1,64	1,47	1,32	1,78	1,58	1,44

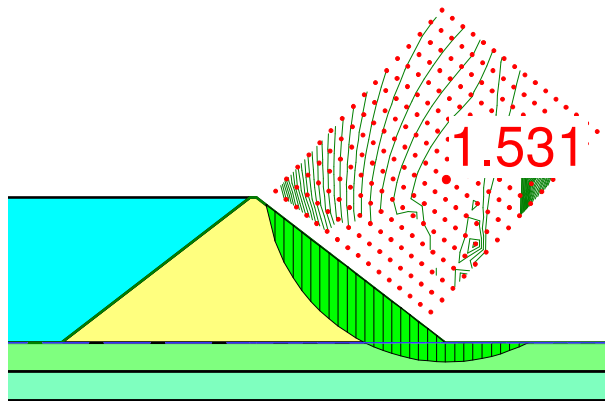


Figure 2 : Coefficient de sécurité à la fin du remplissage du réservoir, pour un barrage CFRD de 150 m de hauteur avec des pentes amont et aval de 1,3H : 1V, reposant sur 60 m de dépôts granulaires.

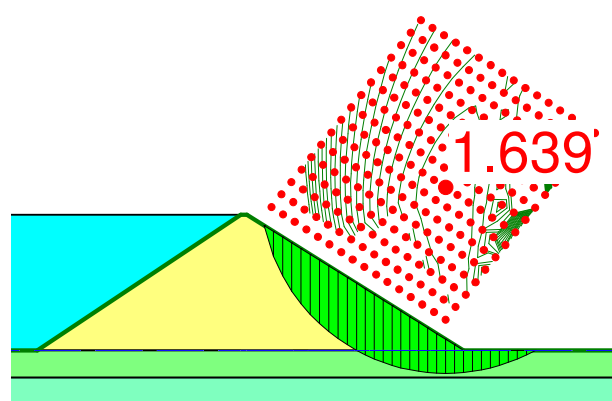


Figure 3 : Coefficient de sécurité à la fin du remplissage du réservoir, pour un barrage CFRD de 150 m de hauteur avec des pentes amont de 1,5H : 1V et aval de 1,6H : 1V, reposant sur 60 m de dépôts granulaires.

8. Calculs des déplacements et analyse des résultats

8.1 Méthode d'analyse

Cette étude a été réalisée en utilisant les procédures d'analyse statique par élément finis du logiciel SIGMA/W (Krahn, 2004 b). Les barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment (CFRD) reposent sur des dépôts d'alluvions granulaires. Ils ont respectivement 75 m, 100 m, 125 m et 150 m de hauteur et ils ont été discrétisés en couches d'éléments de 5 m d'épaisseur (Figure 1). Chaque couche simule l'addition d'une couche de remblai en représentant un accroissement de charge appliquée. Les caractéristiques contraintes-déformations de chaque élément durant les étapes successives de chaque analyse sont modifiées conformément à l'état des contraintes calculées durant l'accroissement de la charge. Pour chaque analyse, les déplacements et les contraintes dans le barrage en enrochement et, sa fondation de mort terrain, pendant et jusqu'à la fin de la construction, constituent les principaux résultats. Les éléments utilisés sont des éléments quadrilatères à 8 nœuds à l'exception de certains éléments triangulaires à 6 nœuds. Dans la phase du remplissage du réservoir, la poussée de l'eau est appliquée par étapes en considérant, à chaque étape, une augmentation du niveau d'eau de 5 m jusqu'au niveau maximum du remplissage du réservoir. Une poussée horizontale de l'eau a été considérée sur la verticale passant par le pied amont des barrages CFRD reposant sur le mort terrain pour tenir compte de la présence d'un écran d'étanchéité à cet emplacement (Figure 1). Dans cette phase, les contraintes calculées à la fin de la phase de construction dans le corps de chaque barrage en enrochement et de leur fondation de mort terrain, ont été prises comme conditions initiales. De plus, le poids volumique du remblai en enrochement et de la fondation de mort terrain ont été fixées à zéro pour ne pas tenir compte deux fois de l'effet de la gravité. Dans toutes les analyses, la nappe phréatique a été considérée au niveau de la surface initiale du mort terrain.

8.2 Hypothèses et conditions adoptées dans l'analyse

La base du mort terrain au contact du substratum rocheux est considérée comme indéformable et les nœuds de la base du mort terrain sont donc fixes. Aux frontières verticales de la fondation sur mort terrain situées à deux fois la demi largeur du barrage, les déplacements verticaux sont permis mais non les déplacements horizontaux (Figure 1). Tous les autres nœuds sont libres de se déplacer dans les directions verticales et horizontales. L'accroissement de chargement est provoqué par la mise en place d'une nouvelle couche de remblai simulée par l'ajout d'une couche d'éléments.

8.3 Déplacements du talus amont calculés pendant la construction

Dans un barrage en enrochement CFRD, il est important de connaître les déplacements du talus amont où sera construit le masque amont en béton, si ce masque en béton est construit en phase avec, par exemple, un retard correspondant à une différence de niveau de 50 m entre le niveau du remblai du barrage et le niveau du sommet du masque amont. Dans les analyses, on constate que les tassements maximums du talus amont augmentent d'une part avec la hauteur du barrage et la pente du talus amont, mais aussi avec l'épaisseur du mort terrain. Il en est de même pour les déplacements horizontaux et les déplacements totaux maximums du talus amont. Les déplacements maximums du talus amont varient de 0,227 m pour un barrage en enrochement CFRD de 75 m de hauteur, avec des pentes amont de 1,5 H : 1 V et aval de 1,6 H : 1 V, reposant sur le roc, à 2,248 m pour un barrage CFRD de 150 m de hauteur avec des pentes amont et aval de 1,3 H : 1 V avec reposant sur un dépôt de 140 m d'alluvions granulaires non densifiées.

8.4 Déplacements du masque amont calculés pendant le remplissage du réservoir

Les valeurs calculées correspondent aux déplacements provoqués par le remplissage du réservoir. Pour avoir les déplacements totaux il faut ajouter à ces déplacements, les déplacements calculés pendant la construction. Dans un barrage en enrochement CFRD classique où le masque amont en béton de ciment

est construit après que le remblai en enrochement soit terminé, il est très important d'évaluer les déplacements du masque amont sous l'effet du remplissage du réservoir et de vérifier si ces déplacements sont inférieurs aux déplacements compatibles avec l'intégrité structurale du masque amont en béton de ciment. Dans le tableau 3 et les figures 4 à 7, on constate que les déplacements totaux maximums du talus amont augmentent d'une part avec la hauteur du barrage et la pente du talus amont, mais aussi avec l'épaisseur du mort terrain. Les déplacements maximums du talus amont correspondent aussi aux déplacements maximums de l'ensemble du barrage pendant le remplissage du réservoir. Le niveau où se produisent ces déplacements totaux maximums diminue de 0,.... H (hauteur) à partir de la base pour un barrage CFRD de 150 m avec des pentes amont et aval de 1,3 H : 1 V reposant sur le roc à 0,2 H pour un barrage de 150 m de hauteur avec des pentes amont de 1,5 : 1 V et aval de 1,6 H : 1 V reposant sur un dépôt de 60 m d'alluvions granulaires non densifiées. Pour un barrage identique reposant sur un dépôt de 60 m d'alluvions granulaires densifiées jusqu'à 30 m de profondeur, les déplacements totaux maximums sont réduits de 9,3 % (Figures 6 et 7). Pour l'ensemble des cas étudiés, la densification des alluvions granulaires jusqu'à une profondeur de 30 m permet de réduire les déplacements totaux maximums de 5,8 % à 16,4 % selon la hauteur du barrage, la pente du talus amont et l'épaisseur totale de la fondation (Tableau 3).

Tableau 3 : Déplacements totaux maximums du masque amont des barrages CFRD de 75 m, 100 m, 125 m et 150 m de hauteur reposant sur des dépôts d'alluvions granulaires de différentes épaisseurs (phase du remplissage du réservoir).

Caractéristiques de la grille			Déplacements totaux maximums du masque amont			
Hauteur du barrage (m)	Épaisseur du mort terrain (m)	Nombre d'incréments	Pente amont : 1,3 H : 1 V Pente aval : 1,3 H : 1 V		Pente amont : 1,5 H : 1 V Pente aval : 1,6 H : 1 V	
			non densifiée	densifiée	non densifiée	densifiée
75	0	15	0,234	0,234	0,227	0,227
	20	15	0,375	0,317	0,350	0,301
	40	15	0,556	0,465	0,507	0,431
	60	15	0,721	0,628	0,654	0,579
	80	15	0,848	0,759	0,782	0,681
	100	15	0,976	0,879	0,905	0,794
	140	15	1,186	1,065	1,125	0,985
100	0	20	0,374	0,374	0,365	0,365
	20	20	0,522	0,458	0,495	0,433
	40	20	0,734	0,624	0,676	0,561
	60	20	0,926	0,815	0,845	0,755
	80	20	1,074	0,977	0,992	0,884
	100	20	1,248	1,119	1,146	1,007
	140	20	1,555	1,404	1,444	1,315
125	0	25	0,536	0,536	0,501	0,501
	20	25	0,688	0,620	0,655	0,603
	40	25	0,925	0,810	0,862	0,757
	60	25	1,133	1,015	1,054	0,945
	80	25	1,327	1,283	1,226	1,120
	100	25	1,515	1,415	1,382	1,285
	140	25	1,889	1,726	1,733	1,623
150	0	30	0,720	0,720	0,678	0,678
	20	30	0,873	0,803	0,843	0,790
	40	30	1,129	0,994	1,061	0,962
	60	30	1,362	1,226	1,263	1,146
	80	30	1,594	1,431	1,441	1,324
	100	30	1,812	1,614	1,623	1,510
	140	30	2,248	2,027	2,012	1,896

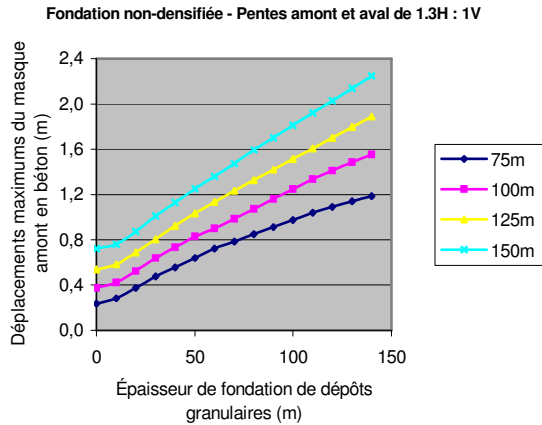


Figure 4 : Déplacements totaux maximums (m) du masque amont pour des barrages CFRD de différentes hauteurs H (m), avec des pentes amont et aval de 1,3H : 1V, reposant sur le substratum rocheux ou sur des dépôts granulaires (phase de remplissage du réservoir)

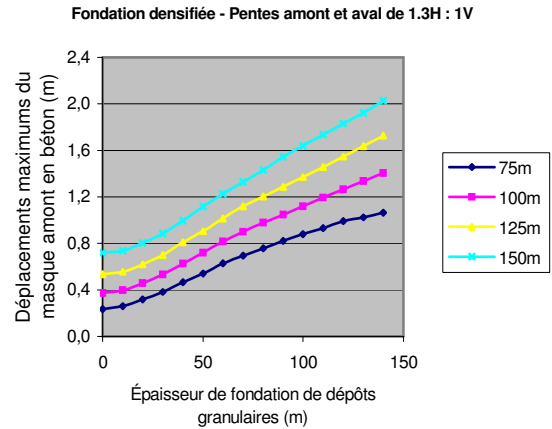


Figure 5 : Déplacements totaux maximums (m) du masque amont pour des barrages CFRD de différentes hauteurs H (m), avec des pentes amont et aval de 1,3H : 1V, reposant sur le substratum rocheux ou sur des dépôts granulaires densifiés sur une profondeur de 30 m (phase de remplissage du réservoir).

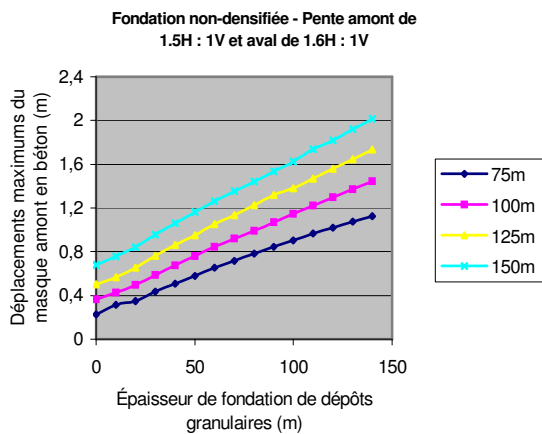


Figure 6 : Déplacements totaux maximums (m) du masque amont pour des barrages CFRD de différentes hauteurs H (m), avec des pentes amont de 1.5H : 1V et aval de 1.6H : 1V, reposant sur le substratum rocheux ou sur des dépôts granulaires (phase du remplissage du réservoir).

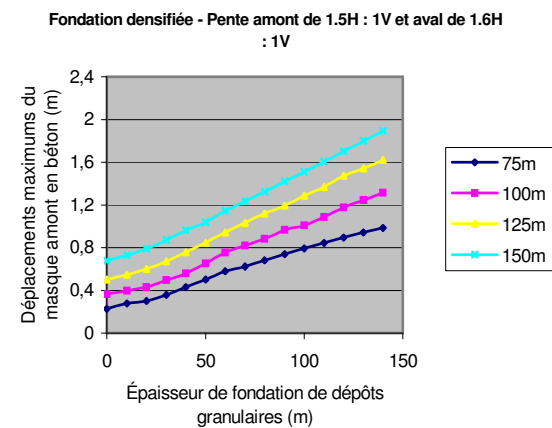


Figure 7 : Déplacements totaux maximums (m) du masque amont pour des barrages CFRD de différentes hauteurs H (m), avec des pentes amont de 1.5H : 1V et aval de 1.6H : 1V, reposant sur le substratum rocheux ou sur des dépôts granulaires densifiés sur une profondeur de 30 m (phase du remplissage du réservoir).

Les déplacements totaux maximums du masque amont augmentent quand les barrages CFRD qui reposent sur des dépôts granulaires de grande épaisseur ont des pentes amont et aval plus raides (1,3 V : 1 V). Ces déplacements sont trop importants pour garantir l'intégrité structurale du masque amont en béton de ciment malgré la présence de joints verticaux et périphériques. Actuellement dans le monde, l'épaisseur des dépôts alluvionnaires où ont été construits des barrages CFRD ne dépassent généralement pas 70 m à l'exception du barrage de Puclaro (Noguera et al. 1999) qui repose sur des dépôts alluvionnaires de 113 m d'épaisseur au maximum. Dans le cas de dépôts granulaires lâches à compacts dont l'épaisseur est inférieure à 30 m, il est possible d'accroître la compacité des dépôts en les densifiant par vibro-flotation afin de diminuer les déplacements lors de la construction du barrage et du remplissage du réservoir.

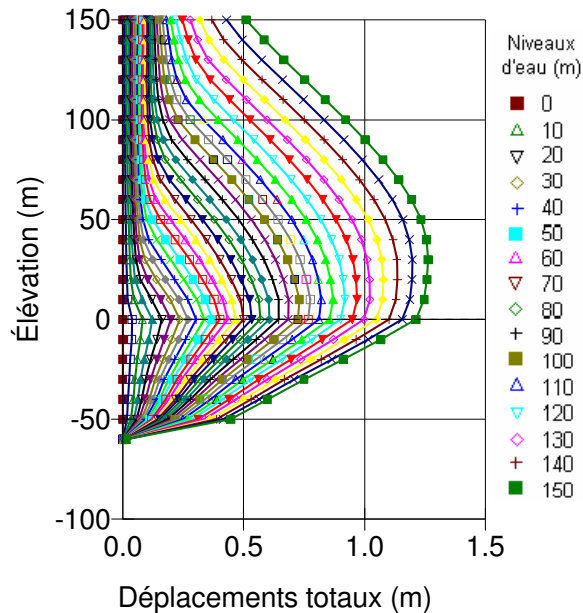


Figure 8 : Déplacements totaux (m) du masque amont pendant le remplissage du réservoir, pour un barrage CFRD de 150 m de hauteur, avec des pentes amont de 1,5H : 1V et aval de 1,6H : 1V, reposant sur 60 m de dépôts granulaires.

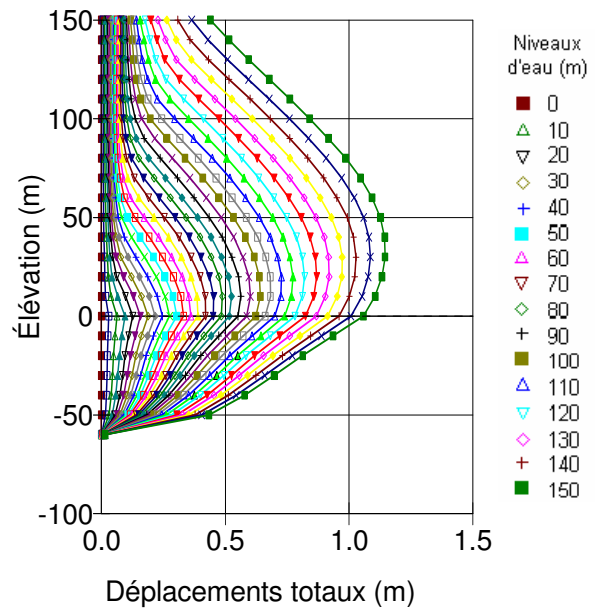


Figure 9 : Déplacements totaux (m) du masque amont pendant le remplissage du réservoir, pour un barrage CFRD de 150 m de hauteur, avec des pentes amont de 1,5H : 1V et aval de 1,6H : 1V, reposant sur 60 m de dépôts granulaires densifiés sur une profondeur de 30 m.

9. Conclusion

L'objectif de cette étude était de déterminer s'il est possible de construire des barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment (CFRD) sur des dépôts d'alluvions granulaires de compacité moyenne à dense variant de 10 m à 140 m d'épaisseur. L'étude a été effectuée pour des hauteurs de barrages de 75 m, 100 m, 125 m et 150 m de hauteur avec deux sections types : l'une avec des pentes amont et aval égales à 1,3 H : 1 V et l'autre avec des pentes amont et aval respectivement égales à 1,5 H : 1 V et 1,6 H : 1 V. Les déplacements du talus amont et les déplacements internes qui se développent dans chaque barrage modélisé, pendant la construction et pendant la mise en eau ont été présentés et illustrés. Il est conclu qu'il est possible de construire des barrages CFRD sur des dépôts d'alluvions granulaires de compacité moyenne à dense, inférieurs à 60 m d'épaisseur, à condition de compacter la fondation d'alluvions granulaires sur une épaisseur allant jusqu'à 30 m.

10. Remerciements

Cette recherche a été effectuée avec le soutien financier du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada et de la Faculté des études supérieures et de la recherche de l'Université de Moncton.

11. Références

- Astete, J., San Martin, L., Alvarez, L. 1992. The Santa Juana CFRD for irrigation in Northern Chile. *International Water Power and Dam Construction*, 44(4): 42-44.
- Barton, N., Kjaernsli, B. 1981. Shear strength of rockfill. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT7): 873-891.

- Byrne, P.M., Cheung, H., Yan, L. 1987. Soil parameters for deformation analysis of sand masses. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(2): 366-376.
- Cooke, J.B. 1984. Progress in rockfill dams. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(10): 1383-1414.
- Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S., Mabry, P. 1980. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Rapport no. UCB/GT/80-1, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Duncan, J.M., Chang, C.-Y. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 96 (SM5): 1629-1653.
- ICOLD. 2002. Concrete face rockfill dams. Concepts for design and construction. ICOLD Committee in Materials for Fill Dams. Draft.
- Janbu, N. 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Vol. 1. Proceedings European conference of soil mechanics and foundation engineering, Wiesbaden, Germany, pp. 19-25.
- Kenneally, D., Fuller, M., He, Q. 2001. The West Seti CFRD planned for western Nepal. *International Journal of Hydropower and Dams*. 8(5): 75-77.
- Kondner, R.L. 1963. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 89 (SM1): 115-143.
- Kondner, R.L. et Zelasko, J.S. 1963. A hyperbolic stress-strain formulation of sand. Vol. 1. Proceedings of the 2nd Pan American CSMFE, Brazil, pp. 289-324.
- Krahn, J. 2004 a. Stability modeling with SLOPE/W, an engineering methodology. GEOL-SLOPE International Ltd., Calgary, Alberta.
- Krahn, J. 2004 b. Stress and deformation modeling with SIGMA/W, an engineering methodology. GEO-SLOPE International Ltd., Calgary, Alberta.
- Massiéra, M., Cormier, A., Hammamji, Y., Szostak-Chrzanowski, A. 2004. Prévisions des déformations et contraintes dans les barrages en enrochement avec masque amont en béton. Comptes rendus 57^e Conférence canadienne de géotechnique, Québec, 24-27 octobre. Société canadienne de géotechnique, Rexdale, Ont. CD Rom, session SF, pp. 9-16.
- Noguera, G., Bellet, A., Vidal, L. 1999. Design and construction of Chile's Puclaro dam. *International Water Power and Dam Construction*, 59(9): 16-19.
- Norwegian Geotechnical Institute. 1987. Analysis of displacements and stresses in Storvatn dam. Rapport 68611-84, Oslo, Norvège.
- Pujol, A. 1999. Argentina's dam construction program. *International Journal of Hydropower and Dams*, 6(2) : 26-27.
- RSW Inc. 2001. Aménagement de la Toulnostouc, Barrage-Variante à masque amont. Résultat de l'analyse contrainte-déformation. Rapport, 11 p.
- Saboya, F., Byrne, P.M. 1993. Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(4): 690-701.