UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COMPORTEMENT SISMIQUE EXPÉRIMENTAL ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES BARRAGES-POIDS RENFORCÉS PAR POST-TENSION

PHILIPPE BERTRAND MORIN

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE, ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2000

© Philippe Bertrand Morin, 2000.

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisitions et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-57420-2

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

COMPORTEMENT SISMIQUE EXPÉRIMENTAL ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES BARRAGES-POIDS RENFORCÉS PAR POST-TENSION

présenté par : MORIN Philippe Bertrand

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., président

M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. TINAWI René, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre

Carpe Diem

À mes parents, Francine et Bertrand

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mes directeurs de recherche de m'avoir accordé l'opportunité de travailler sur ce captivant sujet de recherche. Je remercie M. Pierre Léger, Ph. D. Ing. pour son suivi, sa grande disponibilité et son implication dans le projet. Je remercie M. René Tinawi, Ph. D. Ing, pour ses précieux conseils et son support durant la réalisation de ce projet. Je tiens aussi à féliciter mes directeurs pour l'encadrement exemplaire et la formation complémentaire qu'ils apportent au sein de la chaire industrielle. J'aimerais aussi exprimer ma gratitude envers M. Hugues Jobin d'Alcan pour les informations qu'il m'a fournies sur la post-tension.

Je tiens également à remercier M. Martin Leclerc, M.Ing pour son aide tant sur le point de vue informatique qu'expérimental. Je remercie aussi tout le personnel du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal, M. Gérard Degrange, M. Denis Fortier et M. Patrice Bélanger, pour leur aide et le climat chaleureux et dynamique qu'ils ont su instaurer au laboratoire.

Des remerciements s'adressent également à mes parents, Francine et Bertrand, pour leurs supports et encouragements tout au long de mes études. Merci de m'avoir toujours encouragé à me surpasser. Merci aussi à tous mes amis qui ont su me divertir et me changer les idées durant ces deux années.

Je tiens aussi à remercier le support du Fonds pour la Formation de Chercheurs et l'Aide à la Recherche (Fonds FCAR) du gouvernement du Québec. Finalement, cette recherche n'aurait pu voir le jour sans le support de la chaire CRSNG/HYDRO-QUÉBEC/ALCAN sur l'étude de la sécurité et de l'intégrité structurale des barrages existants en béton.

RÉSUMÉ

Ce projet porte sur l'étude de l'utilisation de câbles de post-tension dans les barrages-poids en béton et leur influence sur la réponse sismique de l'ouvrage. Des essais de cisaillement à déplacement contrôlé ont été effectués afin de développer un modèle constitutif pour joints béton-béton renforcés par câbles de post-tension non-injectés. De plus, ces essais ont servi à déterminer les mécanismes de rupture. Afin de valider ce modèle et d'étudier son comportement sismique, un modèle de barrage de 3,4 m ayant un joint de reprise à mi-hauteur et muni d'un câble de post-tension a été soumis à des sollicitations dynamiques sur table vibrante. Des simulations numériques utilisant le modèle développé ont servi de comparaison avec les résultats expérimentaux.

Les essais à déplacement contrôlé ont démontré que les câbles de post-tension donnent une résistance additionnelle au joint par i) la force normale au joint qu'il amène et ii) par sa résistance propre au cisaillement (effet de goujon). Afin de connaître la charge de rupture du câble, une enveloppe de rupture est définie par la combinaison des efforts de tension et de cisaillement.

Les essais dynamiques sur le modèle de barrage ont, quant à eux, démontré que l'ajout de câbles de post-tension réduit de façon importante le glissement résiduel et que celui-ci est fonction du contenu fréquentiel de l'excitation. Cependant, l'ajout de câbles de post-tension uniquement à la face amont de l'ouvrage augmente l'ébranlement de la partie supérieure du barrage vers l'amont (i.e. les ouvertures à la face aval sont plus élevées). Des excitations sismiques de forte intensité peuvent causer la rupture du câble. Finalement, le modèle développé a permis de très bien corroborer les résultats expérimentaux statiques et dynamiques dans l'évaluation de la force de cisaillement.

ABSTRACT

Displacement controlled shear tests on post-tensioned concrete lift joint specimens with different surface roughness are conducted to develop a constitutive model for joints reinforced with ungrouted post-tension cables, and to determine the failure mechanisms. To validate the model and to study the rocking and sliding behaviors of post-tensioned dams, shake table tests are conducted on a 3.4m high plain concrete post-tensioned gravity dam model having a cold lift joint at about mid-height. Numerical simulations with the constitutive joint model are compared to the experimental results.

From the controlled shear tests, it is shown that the post-tension cable gives additional strength to the joint i) by applying an additional normal load on the joint, and ii) by the shear resistance that could be mobilized (cable dowel action). Tests performed on rough surface joints have demonstrated that the dilatancy phenomenon due to the asperities increases the post-tension force. A cable failure criterion is proposed from the combination of its axial and shear loads.

Dynamic tests on the 3.4m high dam model have shown that post-tension largely reduced the residual sliding displacements. This reduction is a function of the frequency content of the excitation. However, a single post-tension cable placed near the upstream face increases the upstream rocking response of the upper block, which is also a function of the frequency content of the excitation. Strong seismic excitation can induce cable failure at a lower value than the maximum tensile strength when significant shear displacements are taking place. The observed cable brittle failure results in sudden elastic strain energy release. Finally, the proposed post-tensioned joint model showed good agreement with the static and dynamic tests performed in evaluating the joint shear forces.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE IV

REMERCIEMENTS V

RÉSUMÉ VI

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES VIII

LISTE DES TABLEAUX X

LISTE DES FIGURES XI

LISTE DES SYMBOLES XIII

CHAPITRE 1: INTRODUCTION 1

1.1 Généralité 1
1.2 Problématique 2
1.3 Objectifs de la Recherche 3
1.4 Organisation du Mémoire 4

CHAPITRE 2: CONDENSÉ 5

2.1 Introduction 5
2.2 Modèle Constitutif 6
2.3 Essais Expérimentaux et Résultats 7
2.3.1 Essais de cisaillements sur spécimens de béton avec joints post-tensionnés. 7
2.3.2 Essais dynamiques de glissement avec le modèle de barrage 9
2.3.3 Essais dynamiques de rotation avec le modèle de barrage 12
2.4 Présentation de l'article 13

CHAPITRE 3 : SEISMIC BEHAVIOR OF POST-TENSIONED GRAVITY DAMS: SHAKE TABLE TEST S AND NUMERICAL SIMULATIONS 14

3.1 Introduction 14
3.2 Review of Previous Works 16
3.3 Load-Displacement Response of Post-Tensioned Lift Joints 22
3.3.1 Constitutive model 23
3.3.2 Experimental Program 26
3.4 Shake Table Response of a Post-Tension Gravity Dam Model 31
3.4.1 Load-displacement response of the dam model 33
3.4.2 Dynamic sliding response 34
3.4.3 Dynamic rocking response 39
3.5 Summary and Conclusions 42
3.5.1 Load-displacement response of small joint specimens 43
3.5.2 Load-displacement response of the 3.4m dam model 44
3.5.3 Dynamic sliding response 44
3.5.4 Dynamic rocking response 45
3.6 Acknowledgements 46

CHAPITRE 4 : CONCLUSIONS 47

4.1 Sommaire 47
4.2 Discussions et Perspectives d'application 48
4.3 Travaux Futurs 50

RÉFÉRENCES 51

LISTE DES TABLEAUX

Table 3.1 Constitutive parameters for shear tests.....28

Table 3.2 Constitutive parameters for shake table tests.....34

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Réponse sismique d'un barrage-poids post-tensionné. 2

Figure 2.1 Composantes des forces axiale et de cisaillement parallèles et perpendiculaires au joint. 6

Figure 2.2 Essais de cisaillement sur joints lisses post-tensionnés. 8

Figure 2.3 Modes de rupture du câble. 9

Figure 2.4 Montage et instrumentation des essais dynamiques sur la table vibrante.. 10

Figure 2.5 Essai dynamique de glissement : Saguenay 1988, APS = 0.72g et P = 2kN. 11

Figure 2.6 Essai dynamique de glissement : Glissement résiduel vs APS 12

Figure 2.7 Accélération de pointe au sol induisant une ouverture de plus de 10 mm à la face aval du modèle de barrage..... 13

Figure 3.1 Seismic response of post-tensioned gravity dams 16

Figure 3.2 Examples of post-tensioned gravity dams 18

Figure 3.3 Previous Analyses of post-tensioned gravity dams. 20

Figure 3.4 Shear test of post-tensioned joints : experimental setup and instrumentation. 23

Figure 3.5 Shear and axial force components parallel and perpendicular to the joint. 26

Figure 3.6 Post-tensioned flat joint tests : evolution of (a) post-tensioned forces, and (b) shear forces, with horizontal displacements. 29

Figure 3.7 Post-tensioned rough joint shear tests: evolution of (a) normal displacements, (b) post-tension forces, and (c) shear forces, with horizontal displacements 30

Figure 3.8 Cable failure mechanisms 31

Figure 3.9 Seismic shake table tests, experimental setup and instrumentation 32

Figure 3.10 Static shake table tests : evolution of (a) post-tension forces, and (b) shear forces, with horizontal displacements 34

Figure 3.11 Dynamic shake table tests : (a) horizontal acceleration, (b) horizontal cable force. (c) post-tension cable forces, and (d) horizontal displacements 36

Figure 3.12 Normal stress effect on friction coefficients 37

Figure 3.13 Shake table tests residual sliding displacements for increasing values of PGA 38

Figure 3.14 PGA and post-tension forces that induced d/s openings of more than 10mm 40

Figure 3.15 Harmonic shake table rocking tests. 41

Figure 3.16 Harmonic shake table rocking tests. 42

LISTE DES SYMBOLES

a_{cr}	:	accélération critique de rotation / critical rocking acceleration
b	:	distance horizontale entre c.g. du bloc supérieur et point de rotation / horizontal distance between c.g. of the upper block and rocking axis
f'_c	:	résistance à la compression du béton / concrete compressive strength
f	:	fréquence naturelle de rotation / natural rocking frequency
g	:	constante de gravité / gravity constant
H	:	distance entre le point de rotation et le point où l'ouverture est notée / distance between rotation point and point where opening is taken
I	:	inertie de masse / moment mass inertia
K_e	:	rigidité axiale du câble / cable axial stiffness
K_s	:	rigidité en cisaillement du câble / cable shear stiffness
L_e	:	longueur effective / active length
M	:	masse du bloc supérieur / upper block mass
P	:	force axiale du câble / cable axial force
P_{ult}	:	résistance axiale ultime du câble / cable ultimate axial strength
s	:	déplacement en cisaillement / shear displacement
s_c	:	déplacement en cisaillement au contact / shear displacement at contact
S	:	force en cisaillement du câble / cable shear force
S_{ult}	:	résistance ultime en cisaillement du câble / cable shear ultime strength
V	:	force totale de cisaillement / total shear force

W	:	poids du bloc supérieur / weigth of the upper block
Z	:	hauteur du c.g. du bloc supérieur / heigth of the c.g. of the upper block
α	:	paramètre de rupture / failure parameter
β	:	paramètre de rotation / rocking parameter
δ	:	ouverture initiale / initial opening
Δl	:	variation de la longueur / incremental change in axial displacement
ΔP	:	variation de la force axiale / incremental change in axial force
Δs	:	variation du déplacement en cisaillement / incremental change in shear displacement
ΔS	:	variation de la force de cisaillement / incremental change in shear force
ϕ_b	:	angle de base de frottement / basic friction angle
λ	:	paramètre de rotation / rocking parameter
μ	:	coefficient de friction / friction coefficient
μ_{dyn}	:	coefficient de friction dynamique / dynamic friction coefficient
μ_p	:	coefficient de friction au pic / peak friction coefficient
μ_r	:	coefficient de friction résiduel / residual friction coefficient
μ_{stat}	:	coefficient de friction statique / static friction coefficient
θ	:	orientation de la longueur effective / active length orientation
θ_0	:	orientation initiale du câble / initial cable orientation
Θ	:	paramètre de rotation / rocking parameter

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Généralité

La technique de la post-tension a été largement utilisée pour le renforcement des barrages existants. Jusqu'à nos jours, des câbles de post-tension ont été utilisés dans les barrages pour agir contre (i) le vieillissement, (ii) la détérioration, (iii) les déficiences de design et de construction, ou encore (iv) pour satisfaire des critères plus élevés de sécurité (Xu et Benmokrane 1996). C'est d'ailleurs l'augmentation des prédictions des charges extrêmes, tel que la crue maximum probable (PMF) et le tremblement de terre maximum crédible (MCE) qui aura amené l'utilisation de la post-tension dans la majorité des cas. Les barrages ont alors été post-tensionnés pour augmenter leur stabilité, et pour contrôler les mécanismes de rupture tel que la fissuration du béton, le glissement et le renversement. La post-tension fut même utilisée pour augmenter la stabilité d'ouvrages affectés par de sévères tremblements de terre. C'est le cas des barrages de Koyna en Inde (1967) et de Menjil en Iran (1990).

Dernièrement, à Alma au Canada, le barrage d'Isle-Maligne, muni de câbles de post-tension du coté amont, a subi de légers dommages à la suite du tremblement de terre de Cap-Rouge (1997) qui était de faible magnitude (5.2 MN). Une fissure s'est propagée donnant lieux à un léger écoulement sur le parement aval du barrage. Bien que les dommages recensés n'affectent en rien la sécurité de l'ouvrage, ils soulèvent toutefois une interrogation quant au comportement d'un barrage-poids post-tensionné.

1.2 Problématique

Dans le cas d'un tremblement de terre sévère, la fissuration contrôlée du béton est acceptée dans les barrages-poids. Les fissures se développent préférablement le long des joints de construction de la partie supérieure du barrage, et à l'interface entre le barrage et la fondation. Ainsi, après la fissuration, la dynamique des corps rigides du bloc détaché et retenu par le câble de post-tension peut être utilisée pour analyser la stabilité du barrage. Les câbles de post-tension devront alors limiter le glissement et l'ébranlement. La figure 1.1 résume la réponse sismique des barrages-poids en béton post-tensionnés.

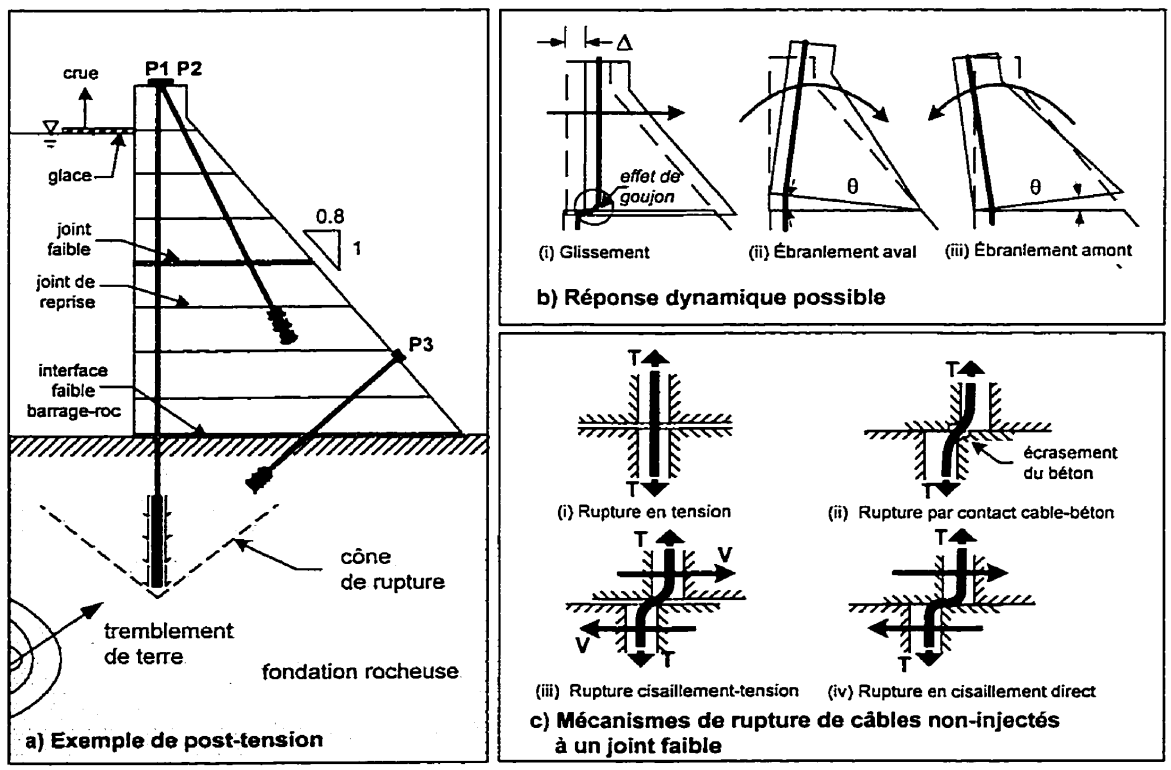


Figure 1.1 Réponse sismique d'un barrage-poids post-tensionné.

Lors du design des câbles, l'effet de la post-tension est habituellement représenté par une force externe exerçant une force normale additionnelle sur le plan de rupture anticipé (surface de glissement). Cependant, dans le contexte d'une étude visant la

réévaluation de la sécurité d'un barrage post-tensionné existant, la connaissance complète de la relation force-déplacement d'un joint post-tensionné est essentielle à la détermination des capacités structurales du barrage et des déplacements limites. Le comportement d'un joint est influencé par sa rugosité, l'effet de goujon donné par le câble et l'interaction existante entre le câble et le joint. L'évolution de la force de post-tension devrait aussi être prise en considération. Bien que des études, utilisant une représentation élastique uniaxiale du câble, aient été effectuées (Léger et Mahyari 1994, Hall et al. 1992), il existe encore peu de connaissances sur le comportement sismique à l'ultime des barrages-poids renforcés par câbles de post-tension. De plus, aux meilleures des connaissances de l'auteur, aucun essai sur table sismique avec des modèles de barrages post-tensionnés a été entrepris à ce jour.

1.3 Objectifs de la Recherche

Le présent projet, qui caractérise (i) la relation force-déplacement de joints post-tensionnés et (ii) la réponse sismique globale d'un modèle de barrage post-tensionné, vise les objectifs suivants:

- Déterminer, à partir d'essais de cisaillement contrôlé sur trois spécimens ayant des rugosités de joint différentes et un câble non-injecté, les relations forces-déplacements correspondantes.

- Déterminer, à partir d'essais sur table vibrante considérant des excitations de basses et hautes fréquences, la réponse globale dynamique en glissement et en ébranlement d'un modèle de barrage de 3.4 m de hauteur renforcé à l'aide d'un câble de post-tension non-injecté.

- Effectuer des simulations numériques qui comparent les essais expérimentaux, afin d'évaluer la performance d'un modèle constitutif de joint post-tensionné basé sur la dynamique des corps rigides.

1.4 Organisation du Mémoire

Étant donné la nature particulière d'un mémoire par article et que la langue utilisée pour la rédaction de cet article est l'anglais, le second chapitre se veut un chapitre synthèse. Il résume la description et les résultats des essais réalisés, ainsi que la comparaison de ces résultats à des simulations numériques. Le chapitre suivant constitue l'article, lui-même, dans sa version originale anglaise. Pour faciliter la lecture, les figures et tableaux ont été cependant intégrés au corps du travail. Finalement, le dernier chapitre porte sur la discussion et les conclusions qui découlent de la présente étude.

CHAPITRE 2

CONDENSÉ

2.1 Introduction

Afin de connaître le comportement sismique des barrages-poids post-tensionnés et d'identifier le rôle qu'y jouent les câbles de post-tension, trois types d'essais ont été réalisés dans le cadre de ce projet. Les premiers essais portent sur la détermination de la relation force-déplacement d'un joint post-tensionné, ainsi que sur les mécanismes de rupture possibles. Pour ce faire, des essais de cisaillement à déplacement contrôlé sont réalisés sur des petits spécimens de béton post-tensionnés d'une surface de 250 mm x 500 mm avec des rugosités de joint différentes. Par la suite, des essais dynamiques sur un modèle de barrages de 3.4m de hauteur ayant un joint de reprise à mi-hauteur sont effectués sur table vibrante afin de déterminer la réponse dynamique du barrage. Les deux types de réponse, soit le glissement et la rotation, sont étudiés séparément afin d'évaluer précisément le rôle du câble de post-tension. De plus, afin de pouvoir prédire les réponses statiques et dynamiques, un modèle constitutif de joint post-tensionné est développé et comparé aux essais expérimentaux.

Afin de cerner tous les aspects du problème étudié, une revue exhaustive de la littérature a été effectuée préalablement à la réalisation des essais expérimentaux. Elle a mis en lumière l'importance de certaines caractéristiques sur la réponse sismique tels que le type de câble utilisé (injecté et non-injecté), l'emplacement des câbles utilisés, la rugosité des joints, la force de post-tension initiale, et le contenu fréquentiel de l'excitation. Par ailleurs, des études antérieures ont développé un modèle mathématique de joint renforcé utile à la présente recherche.

2.2 Modèle Constitutif

Adapté de la revue de la littérature (Lorig, 1985), le modèle constitutif de joint post-tensionné présenté dans ce travail décompose les efforts axiaux et de cisaillement du câble de post-tension en efforts parallèles et perpendiculaires au joint (Fig. 2.1). Plus précisément, ce modèle considère la présence de deux ressorts qui représentent la force axiale et celle de cisaillement reprises par le câble. Le ressort axial suit alors une relation force-déformation non-linéaire asymptotique, alors que le ressort de cisaillement suit une relation force-déformation conventionnelle.

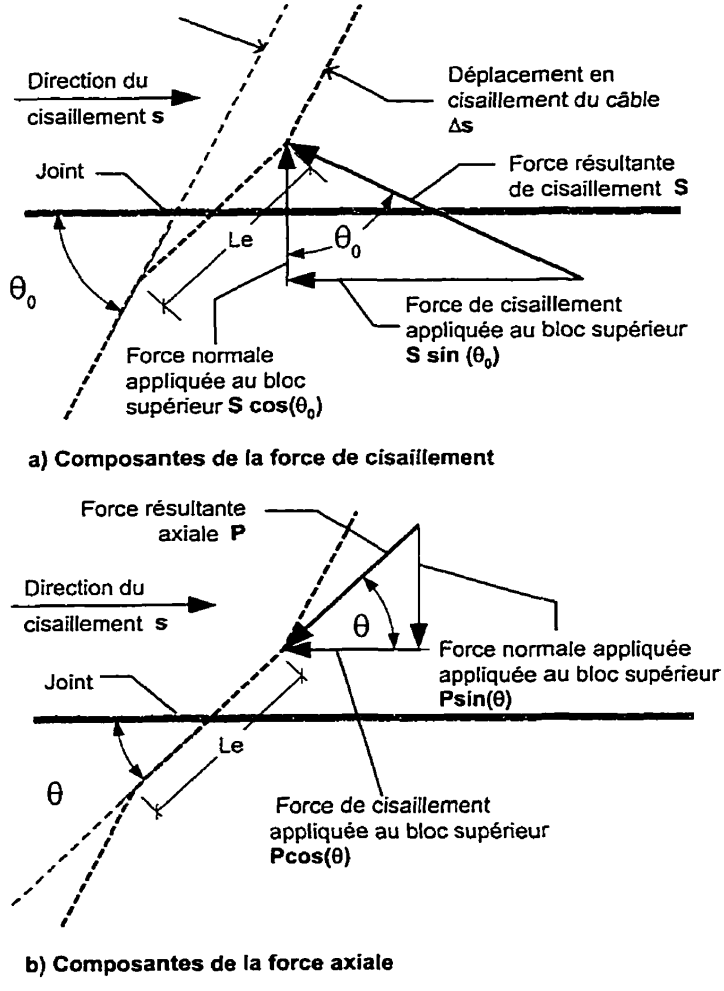


Figure 2.1 Composantes des forces axiale et de cisaillement parallèles et perpendiculaires au joint.

Par ailleurs, un critère de rupture est introduit pour tenir compte de la réduction de la charge maximale du câble en tension étant donné l'application simultanée d'un effort de cisaillement :

$$(P / P_{ult})^2 + (S / S_{ult})^2 \leq 1 \qquad (2.1)$$

avec $S_{ult} = \alpha P_{ult}$; où S_{ult} est la force maximale en cisaillement du câble, celui-ci étant cisaillé par le contact avec les côtés du trou; et α est une constante expérimentale.

2.3 Essais Expérimentaux et Résultats

2.3.1 Essais de cisaillements sur spécimens de béton avec joints post-tensionnés

La première partie du programme expérimental a porté sur la réalisation d'essais de cisaillement sur trois spécimens de surfaces de béton de 250 mm x 500 mm munis d'un câble de post-tension. Deux types de surface ont été considérés : un spécimen avec une surface lisse de fond de coffrage, et deux spécimens ayant une surface préparée au jet d'eau à haute pression et ensuite fissurés en flexion. Chaque spécimen était donc constitué de deux blocs et possédait un trou de 30 mm de diamètre pour recevoir le câble. Les essais étaient à déplacement contrôlé de façon à faire glisser les blocs un sur l'autre. De plus, deux charges de post-tension initiale ont été utilisées lors des essais réalisés sur chacun des trois spécimens : soit 2 kN et 4 kN.

La figure 2.2 présente les résultats obtenus pour les essais de cisaillement pour le joint lisse. Les résultats de simulations numériques utilisant le modèle développé y sont aussi présentés. On observe que la charge de cisaillement augmente de façon importante après le contact avec les parois du trou. Comme le démontre le modèle constitutif, cette augmentation est due à i) à l'augmentation de la charge axiale dans le câble et ii) à la résistance en cisaillement du câble. Une bonne corrélation est obtenue entre les simulations numériques et les essais expérimentaux. De plus, le critère de

rupture (Eq. 2.1) avec un coefficient α égal à 0.4 semble bien refléter les résultats observés.

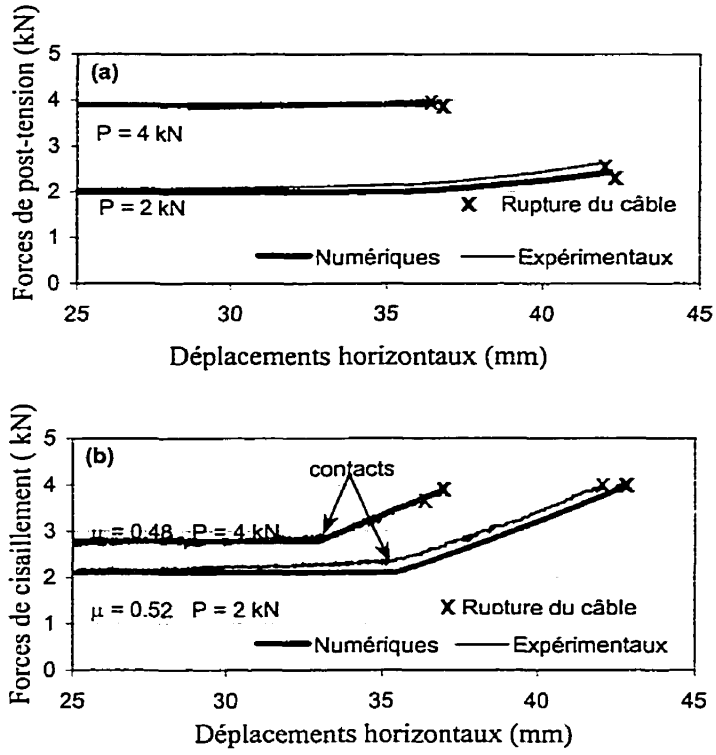
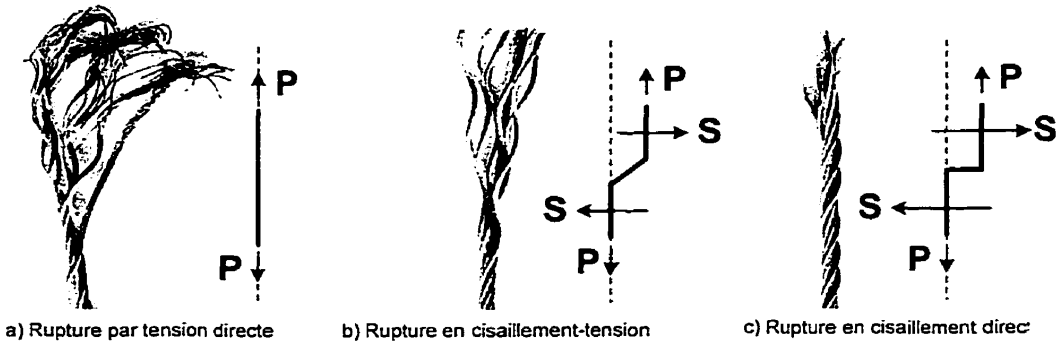


Figure 2.2 Essais de cisaillement sur joints lisses post-tensionnés.

Par ailleurs, les essais réalisés sur les surfaces rugueuses ont démontré que le mouvement normal au joint induit par les aspérités, connu sous le phénomène de la dilatance, produit une augmentation de la charge de post-tension. Cette augmentation cesse cependant après un déplacement de 20 mm, soit la dimension des agrégats. Donc, en connaissant la dimension des agrégats et l'angle de dilatance, une estimation de l'augmentation de la post-tension peut être effectuée.

Trois modes de ruptures du câble ont été observés. La rupture en tension directe a été obtenue lors d'essais de traction (Fig. 2.3a). La rupture en traction-cisaillement a été observée lors d'essais avec la force de post-tension initiale de 4 kN

(Fig 2.3b). Puis lors d'essais avec post-tension de 2kN, la rupture en cisaillement a été obtenue. Lorsque la charge initiale de post-tension est faible, le câble peut davantage glisser et accepte ainsi plus de cisaillement.



a) Rupture par tension directe b) Rupture en cisaillement-tension c) Rupture en cisaillement direc

Figure 2.3 Modes de rupture du câble.

2.3.2 Essais dynamiques de glissement avec le modèle de barrage

Dans la seconde partie du programme expérimental, des essais dynamiques sur un seul modèle de barrage de 3.4 m renforcé par un câble de post-tension ont été effectués sur la table vibrante. Le modèle utilisé avait un joint de reprise lisse situé à 1 m de la fondation. Pour assurer un glissement vers l'aval de la partie supérieure, une masse suspendue de 700 kg fut attachée à la face amont à l'aide d'un câble (Fig. 2.4). Un trou de 30 mm de diamètre fut foré à 0.3 m de la face amont pour introduire le câble de post-tension. Les essais ont été réalisés à différentes forces de post-tension.

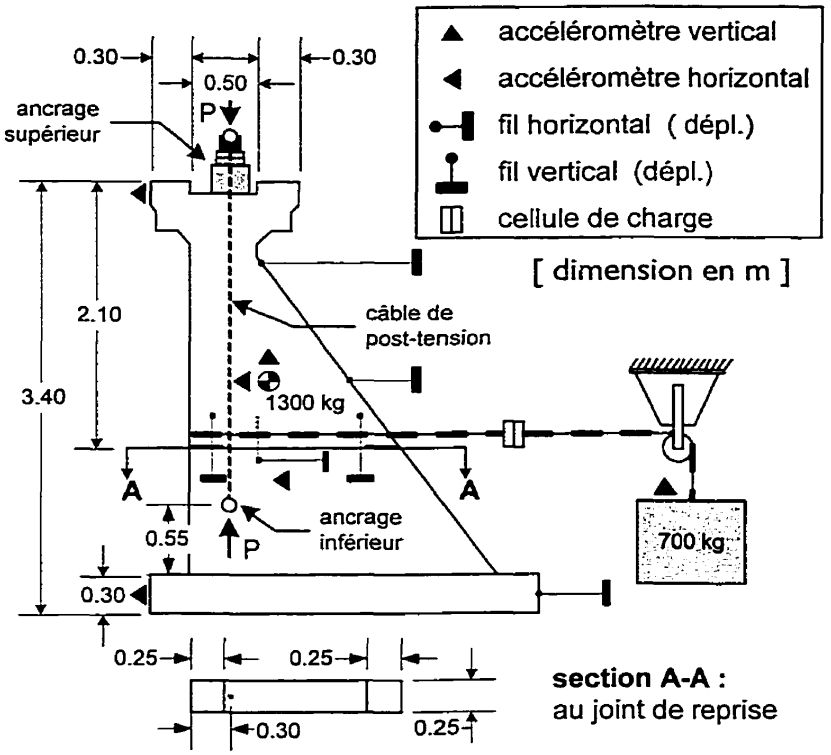


Figure 2.4 Montage et instrumentation des essais dynamiques sur la table vibrante.

La figure 2.5 présente la réponse sismique du modèle de barrage post-tensionné à 2 kN soumis à un accélérogramme du séisme du Saguenay (1988) modifié de façon à obtenir une accélération de pointe au sol (APS) de 0.72g. Les résultats de simulations numériques, avec le modèle développé et intégrant les équations de mouvement selon l'algorithme de Newmark-Beta, y sont aussi présentés pour fins de comparaisons. Le modèle numérique donne une très bonne estimation du déplacement résiduel observé. Pour ce qui est de l'évolution de la force de post-tension, le modèle réussit relativement bien à la décrire. Cependant, étant donné que le modèle ne possède pas un coefficient de frottement dynamique qui est fonction de la vitesse, il estime difficilement la force de post-tension durant la période de contact (zone entre c et d).

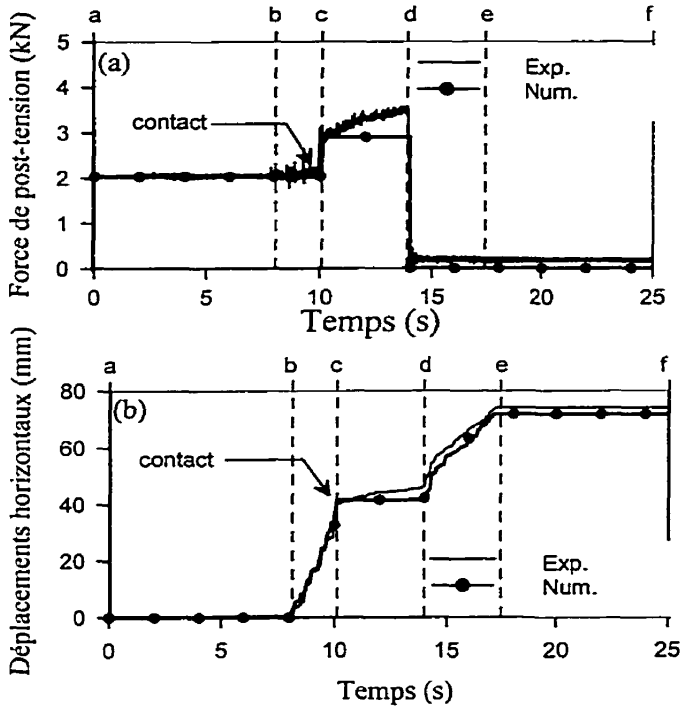


Figure 2.5 Essai dynamique de glissement : Saguenay 1988, APS = 0.72g et P = 2kN.

La figure 2.6 présente les déplacements résiduels obtenus selon différentes valeurs d'APS avec (a) l'accélérogramme du Saguenay (1988) et (b) celui d'El Centro (1940). Les deux graphiques démontrent que l'ajout de la post-tension réduit considérablement le glissement. La post-tension augmente l'accélération critique de glissement en appliquant une force normale additionnelle sur le joint. Par conséquent, plus la force de post-tension est élevée, moins il y aura de glissement. De plus, tel qu'indiqué par Tinawi et al.(2000), le glissement est fonction du contenu fréquentiel de l'excitation. Pour une même valeur de l'APS, le déplacement résiduel résultant du séisme d'El Centro (excitation à basse fréquence) est plus élevé que celui du Saguenay (excitation à haute fréquence). Par ailleurs, la rupture du câble s'est produite à une valeur inférieure à sa résistance uniaxiale étant donné l'action combinée de l'effort axial et de l'effort tranchant.

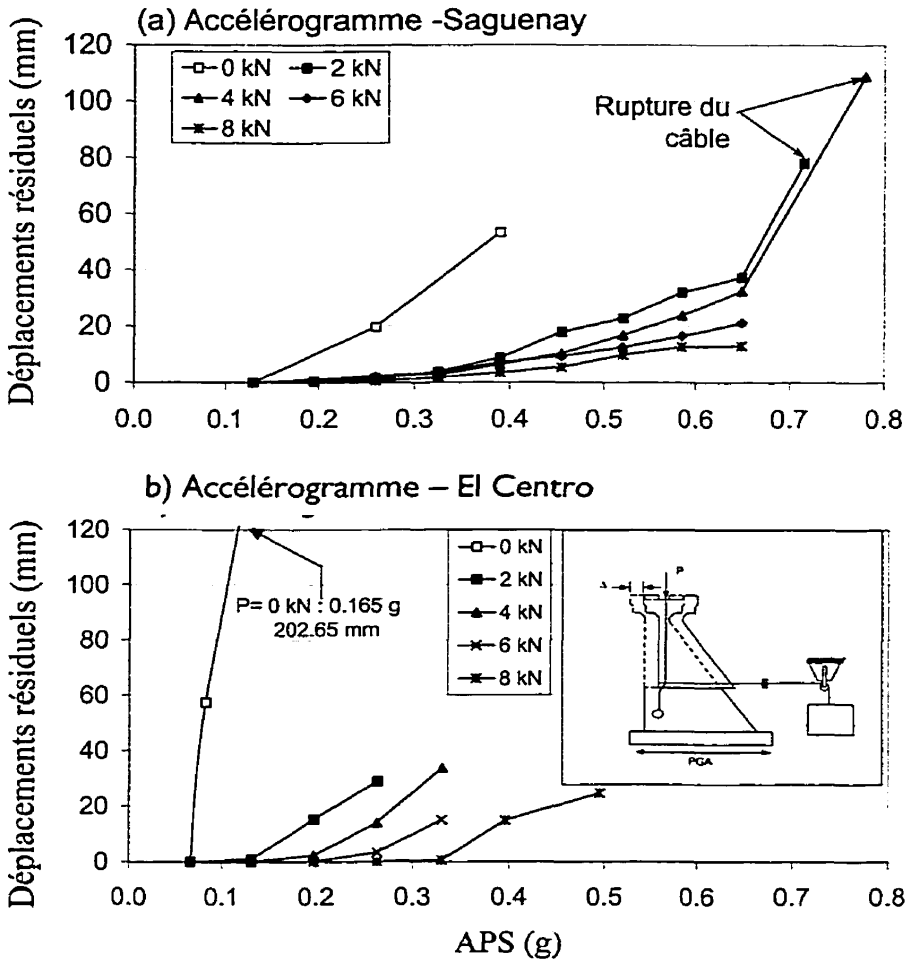


Figure 2.6 Essai dynamique de glissement : Glissement résiduel vs APS

2.3.3 Essais dynamiques de rotation avec le modèle de barrage

Dans la dernière partie du programme expérimental, la réponse dynamique en rotation du modèle de barrage a été étudiée. Afin d'atteindre l'accélération critique de rotation avant celle de glissement, la masse suspendue de 700 kg a été enlevée. Contrairement aux essais dynamiques de glissement, les essais dynamiques de rotation ont été réalisés avec des sollicitations harmoniques. La figure 2.7 présente les APS induisant une ouverture à la face aval du spécimen de plus de 10 mm pour différentes valeurs de la force de post-tension. L'ajout de la post-tension et l'augmentation de celle-ci diminue l'accélération critique de rotation vers l'amont. En effet, la post-tension

fait migrer la force résultante vers l'amont diminuant le bras de levier et, de ce fait, le moment résistant. L'ajout d'un câble de post-tension uniquement près de la face amont d'un barrage augmente donc la rotation vers l'amont, et réduit la rotation vers l'aval.

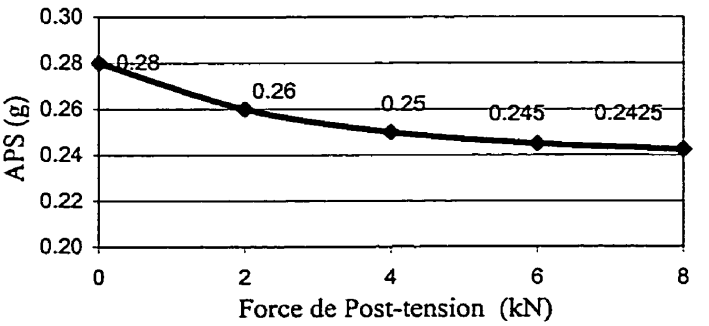


Figure 2.7 Accélération de pointe au sol induisant une ouverture de plus de 10 mm à la face aval du modèle de barrage.

Des essais à différentes fréquences d'excitations ont démontré que la réponse en rotation est, elle aussi, dépendante du contenu fréquentiel de l'excitation. L'amplitude des rotations est plus élevée pour des sollicitations de basses fréquences.

2.4 Présentation de l'article

L'ensemble du programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet est présenté au chapitre suivant sous la forme d'un article. Ce dernier se veut un résumé complet de la recherche réalisée. Il comporte une revue détaillée de la littérature sur le comportement sismique des barrages-poids post-tensionnés. De plus, chacun des essais réalisés y est détaillé. Tous les résultats obtenus y sont décrits à l'aide de figures et de tableaux. Les simulations numériques réalisées avec le modèle développé y sont présentées pour fins de comparaisons. Finalement, une conclusion rapporte les éléments importants tirés de la présente recherche.

CHAPITRE 3

SEISMIC BEHAVIOR OF POST-TENSIONED GRAVITY DAMS: SHAKE TABLE TESTS AND NUMERICAL SIMULATIONS

par Philippe B. Morin, Pierre Léger, Ph.D., et René Tinawi, Ph.D.

Article soumis à la revue American Society of Civil Engineers – Journal of structural engineering

3.1 Introduction

Post-tensioned anchors are widely used to strengthen existing concrete gravity dams with poor lift joints subjected to severe loading to conform to new design criteria. Several dams were strengthened throughout the world as a result of (i) aging, (ii) material degradation, (iii) deficiencies in design and construction, and (iv) more stringent safety standards (Xu and Benmokrane 1996). Moreover, the need to maintain structural integrity for often increasing predictions of extreme loads, such as the probable maximum flood (PMF) and the maximum credible earthquake (MCE), has required a number of rehabilitations. Dams were thus post-tensioned to increase their stability, and to control anticipated failure mechanisms such as: concrete cracking, sliding, and overturning. Post-tensioned cables were also used to increase temporarily or permanently the post-seismic stability of some dams damaged by strong earthquakes such as Koyna gravity dam (103m, India 1967), Menjil buttress dam (106m, Iran 1990), and Pacoima arch dam (113m, USA 1971, 1994). However, there is no report on the seismic response of post-tensioned dam components, which have been subjected to severe earthquakes. There is therefore a lack of historical evidence regarding the seismic behavior and potential failure mechanisms of post-tensioned gravity dams.

In the case of a severe earthquake, controlled concrete cracking is accepted for dams. Cracks generally develop along lift joints in the upper part of the dam body, and at the dam-foundation interface. Thus after cracking, simple rigid body motions of blocks restrained by post-tensioning can be used to investigate the dynamic stability. Post-tensioned cables should then limit sliding and rocking displacements to acceptable

values. Figure 3.1 summarizes the seismic response of post-tensioned dams, and their anticipated failure mechanisms. To design the cables, the effect of post-tension is most-often represented by an external clamping force thus increasing the normal load on the sliding/rocking failure surface. However, in a comprehensive safety reevaluation study of existing post-tensioned dams, knowledge of the complete load-displacement response up to failure of post-tensioned concrete-concrete lift joints is required to determine the load carrying capabilities of the dam and its displacement limitations. The behavior is influenced by the dowel action of the cable, the roughness of the lift joint (dilatancy phenomenon), and the cable-joint interaction phenomena. The transient evolution of the post-tensioned force should also be taken in account. Although some seismic finite element analyses were performed by Léger and Mahyari (1994), and Hall et al. (1992) on cracking, sliding, and rocking responses of post-tensioned gravity dams using a simple uniaxial elastic representation of cables, there is still a poor knowledge of the seismic behavior of post-tensioned gravity dams up to failure. Moreover to the authors knowledge, no shake table tests have been undertaken on dam models strengthened with post-tensioning to provide experimental evidences regarding the anticipated seismic behavior.

This paper presents an experimental study that characterizes (i) the load-displacement response of post-tensioned lift joints, and (ii) the global seismic response of a post-tensioned gravity dam model. The objectives of this study are:

- To determine, from displacement controlled sliding tests, the load-displacement response of three concrete-concrete lift joint specimens with either rough or flat joint interfaces (0.25m x 0.50m) strengthened by unbonded post-tensioned cables.

- To determine from shake table experiments, considering low and high frequency ground motions, the global dynamic sliding and rocking behavior, and

the failure mechanisms of a 3.4m high gravity dam model with an unbonded post-tensioned lift joint.

- To propose a constitutive model that simulates the experimental results to assess the performance of simple dynamic rigid body models having a tensile-shear post-tensioned cable acting on a lift joint (Lorig 1985, UDEC 1996).

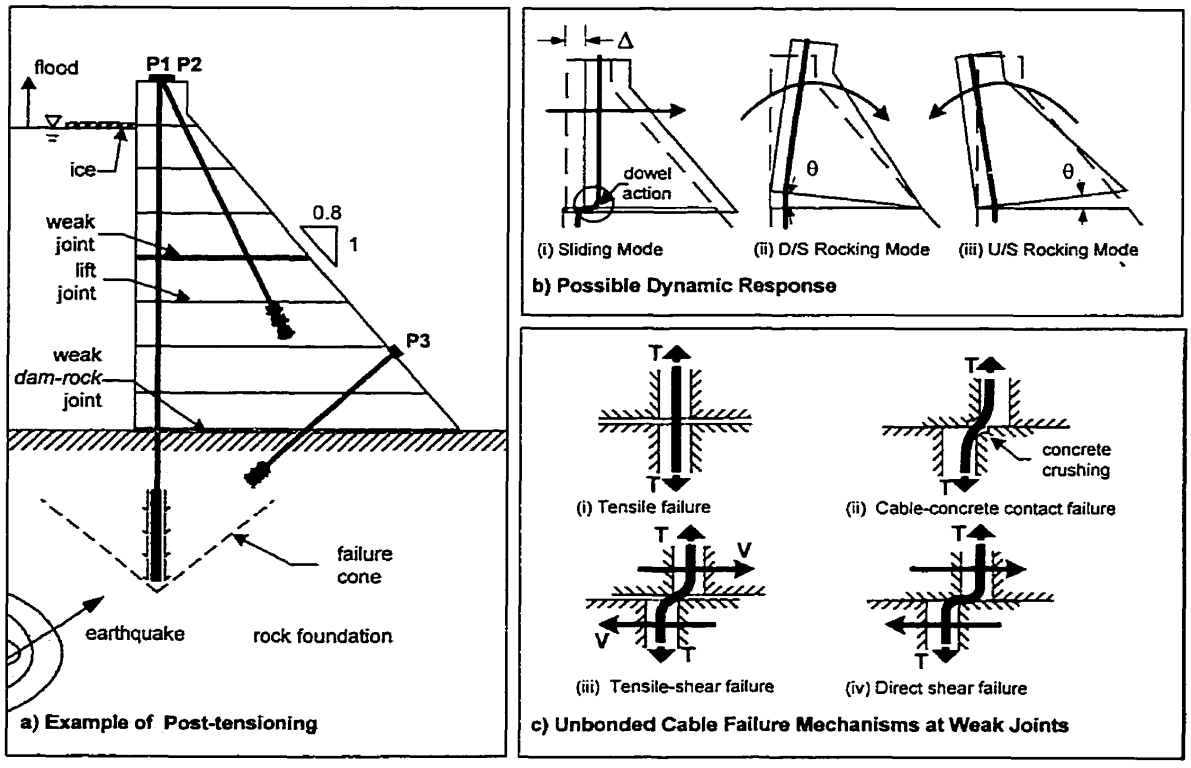


Figure 3.1 Seismic response of post-tensioned gravity dams

3.2 Review of Previous Works

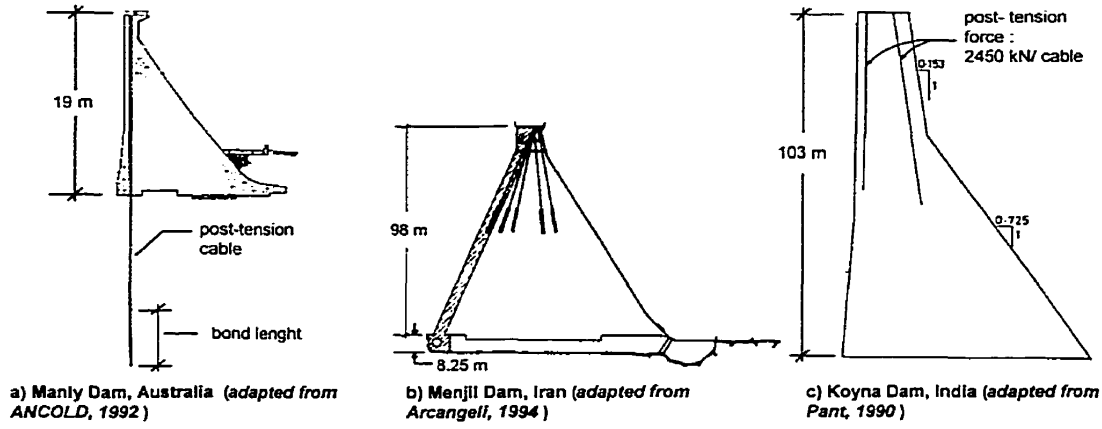
Using post-tensioned cables to prevent any seismic cracking requires a great amount of steel and is not a cost-effective solution (Hall et al. 1992). Therefore, most of the actual post-tensioned dams were strengthened to resist extreme loads by developing a stable response and very limited translational displacement response of its cracked components.

Bonded (grouted) and unbonded (ungrouted) post-tensioned cables have been used to strengthen existing concrete dams. Unbonded cables are now used more frequently because long-term anchor forces could be monitored and cables can be retensioned to compensate unforeseen losses. Moreover, modern double or triple flexible corrosion protection systems for ungrouted cables are likely to be more durable in active seismic regions where moderate earthquakes events, with short return periods, could damage grouted cables. The tensile stresses in an unbonded cable are likely to be uniform outside the anchor length without transferring stresses to the surrounding concrete. However, in case of sliding displacements large enough to break the cable, the stored elastic energy will be instantaneously released leading to a very brittle failure mechanisms with possible expulsion of the cable. Although, the failure of a bonded cable could also have catastrophic consequences, it is likely that the emerging stress transfer zones on each side of the cable slip plane will be able to provide new anchor zones for each cable segment. Cole and Horswill (1988) have reported the brittle fracture of a 40mm-grouted Macalloy high tensile anchor bar installed at the Val de la Mare gravity dam (29m, U.K). This fracture had no significant damage consequence and was likely due to a minor seismic event.

The majority of dams were post-tensioned as a preventive measure to update their stability for the probable maximum flood (PMF), and the maximum credible earthquake (MCE). For the PMF, post-tensioned cables are mostly placed near the upstream face and anchored to the foundation. Figure 3.2a shows Manly dam in Australia, which was strengthened to increase its stability for the PMF.

Due to the oscillatory nature of earthquake loads, additional cables should be placed near the downstream face to control crack propagation in the dam body from this location. Some dams were also post-tensioned after a seismic event. The most known cases are Menjil dam in Iran (Arcangeli and Ciabarri, 1994), and Koyna dam in India (Pant, 1990). Both dams were seriously damaged by a severe earthquake. Post-

tensioned anchors and grouting were then used as an effective post-seismic strengthening measure, that could be put in place in a short time, to improve the safety for future seismic events and for increasing the reservoir level (Figs. 3.2b, 3.2c). As complementary long term strengthening action for Koyna dam, concrete buttresses have been added to the downstream face.



a) Manly Dam, Australia (*adapted from ANCOLD, 1992*)
b) Menjil Dam, Iran (*adapted from Arcangeli, 1994*)
c) Koyna Dam, India (*adapted from Pant, 1990*)

Figure 3.2 Examples of post-tensioned gravity dams

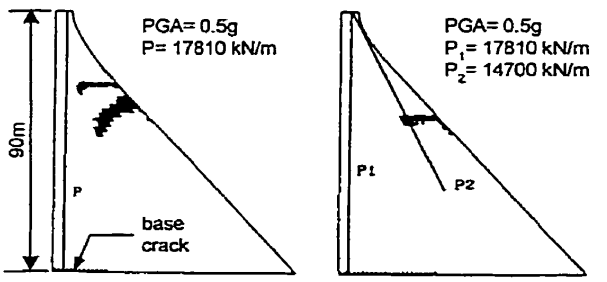
Léger and Mahyari (1994), after performing numerical analyses on 35m and 90m high post-tensioned gravity dams, have shown that downstream partial post-tensioning is essential if cracking, initiated from the downstream face, is to be minimized (Fig. 3.3a). These seismic analyses on monolithic dams have also indicated the influence of the initial static post-tensioning force on the induced cracking pattern (Fig. 3.3b). Moreover, very small fluctuations of the prestressing force (2%) were recorded during the excitation provided by a modified record of the 1988 Saguenay earthquake (Canada) with a peak ground acceleration (PGA) of 0.5g. However, seismic analyses on Pine Flat gravity dam (122m) with a joint prestressed with short cables (1/3 of the height) show that transient evolution of prestressing forces should be accounted in the design (Hall et al. 1992). A total prestressing force of 7003 kN/m was applied while the weight of concrete along the joint was 5632 kN/m. Analyses indicated tensile force fluctuations near 40 % of the initial static values for the dam subjected to 1.5 times El-

Centro-accelerogram (PGA=0.52g). Moreover, these analyses showed that prestressing significantly reduces sliding and rocking displacements (Fig. 3.3c). Although, the sliding displacement on the horizontal joint was relatively small (127mm), it may be enough to break the steel cables, particularly under the combined action of tensile and shear forces. Thus far, no experimental validation has been undertaken to observe this failure mechanism.

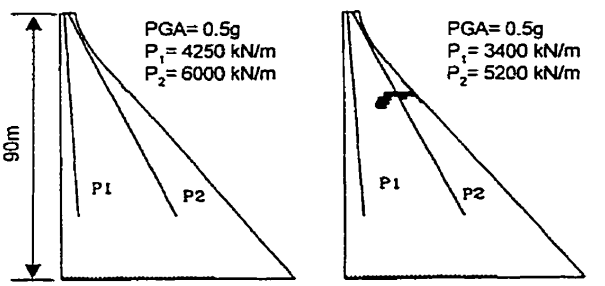
Several experiments on seismic shake table were conducted on small-scale homogeneous gravity dam models. The work of Donlon and Hall (1991), Lin et al. (1993), and Mir and Taylor (1995,1996) is reported by Tinawi et al. (2000). More recently, Tinawi et al. (2000) have conducted shake table tests on 3.4m high concrete dam models with a cold lift joint at mid height. From the observed seismic response, the following conclusions have been drawn: (i) sliding due to a single base acceleration pulse can occur, (ii) residual sliding displacements are strongly dependent on the frequency content of the excitation, (iii) residual sliding is also dependent of the duration on the shaking above the critical acceleration that initiates sliding.

Moreover, Fronteddu et al. (1998) have shown that lift joint roughness has a significant effect on seismic sliding displacements. This is a conclusion that stems after conducting displacement controlled laboratory shear tests on concrete lift joint specimens with different surface preparations, and after performing seismic finite element analyses of a 90m gravity dam including eight lift joints along the height using gap-friction elements. The shear displacement response is a function of the residual frictional angle and the dilation angle, which results in normal displacements that are strongly related to the joint roughness. This phenomenon is known as dilatancy. If there is transverse reinforcement across the shear surface, it will be elongated and stressed in tension by the separation of the surface. Although the shear-carrying mechanism of concrete joints with transverse reinforcement is largely covered in codes

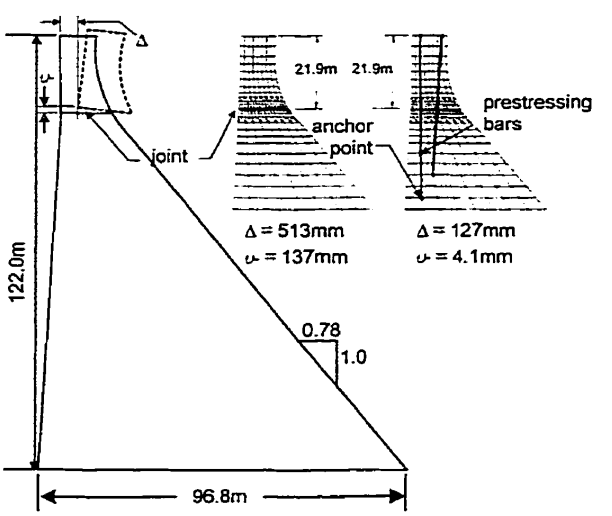
within the shear friction concept, conventional post-tensioned cable design does not consider the increase of the tendon force due to dilatancy.



a) Effects of cable near u/s face on cracking (*adapted from Léger and Mahyari, 1994*)



b) Effects of cable force on cracking (*adapted from Léger and Mahyari, 1994*)



c) Effects of cable on sliding and rocking of an upper joint (*adapted from Hall et al. 1992*)

Figure 3.3 Previous analyses of post-tensioned gravity dams.

However, for grouted-bonded tendons, Corns (1988) has proposed to measure the effectiveness of the cables by a force higher than the initial post-tensioning force. This approach assumed that the tangential displacement required to mobilize the peak shear strength of the joint produces dilation, which induces cable elongation that will increase the clamping force exerted on the lift joint. Thus, the determination of dilation angle, when establishing the anchor force increase, should be made by careful investigation and analysis of the actual conditions along the potential sliding plane. Neglecting the dilation angle could lead to a conservative estimate of the peak and residual strengths that could be mobilized. A realistic estimate of the actual shear strength of post-tensioned lift joints is particularly important within the context of safety evaluation of an existing dam subjected to seismic excitations larger than those used in the initial design of the post-tension.

Combined with the interlock of aggregate protrusions on the shear surface, the cable dowel action gives additional shear strength along a fracture plane. Thus far, some studies on rock bolts have reported the dowel action of transverse reinforcement (Haas, 1976). As the compressive stress increases, the added shear resistance decreases. The mode of failure is also influenced by the normal compressive stress. Post-tensioned cables subject to combined shear and tensile stresses will have lower failure strength than their uniaxial tensile strength. If significant dowel action is anticipated, the allowable tensile stresses induced in the cable by post-tensioning and corresponding design loads should be reduced to prevent premature failure.

Goris and al. (1996) performed shear tests on small concrete blocks having smooth and rough joint surfaces reinforced with unbonded and bonded steel cables. Test results have shown that cable bolts more than doubled the joint shear strength for both smooth and rough surfaces. The shear strength increase was attributed to the shear resistance of the cable itself (dowel action) and to an increase in normal force on the joint due to cable tensile force being transferred to the blocks. For unbonded

cables, dowel action was developed only after significant shear displacement took place whereas for bonded (grouted) cables, the cable contributes directly to the shear stiffness and strength of the joint for all displacements.

Numerical modeling of the dowel action of grouted rock bolts has been performed by Lorig (1985). Shear and axial behaviors of a reinforced bar element were described by simple force-displacement relations based on the formation of two plastic hinges. This model also considered crushing caused by the reinforcement bearing stresses against the side of the hole due to shear displacement. Distinct element analyses with the proposed constitutive model indicated that it was able to describe the experimental response of reinforced rock joints. Several features adopted to model the behavior of rock joints strengthened by solid-grouted rock blots are relevant to model post-tensioned concrete-concrete joints.

3.3 Load-Displacement Response of Post-Tensioned Lift Joints

The ultimate load carrying capability of post-tensioned dams is controlled by the complete load-displacement response of post-tensioned concrete lift joints. It is thus important to assess the effects of both post-tensioning and joint surface roughness. To this end, a constitutive model is proposed and validated with experimental tests performed on three small joint specimens with varying unbonded post-tension forces and surface roughness (Fig. 3.4).

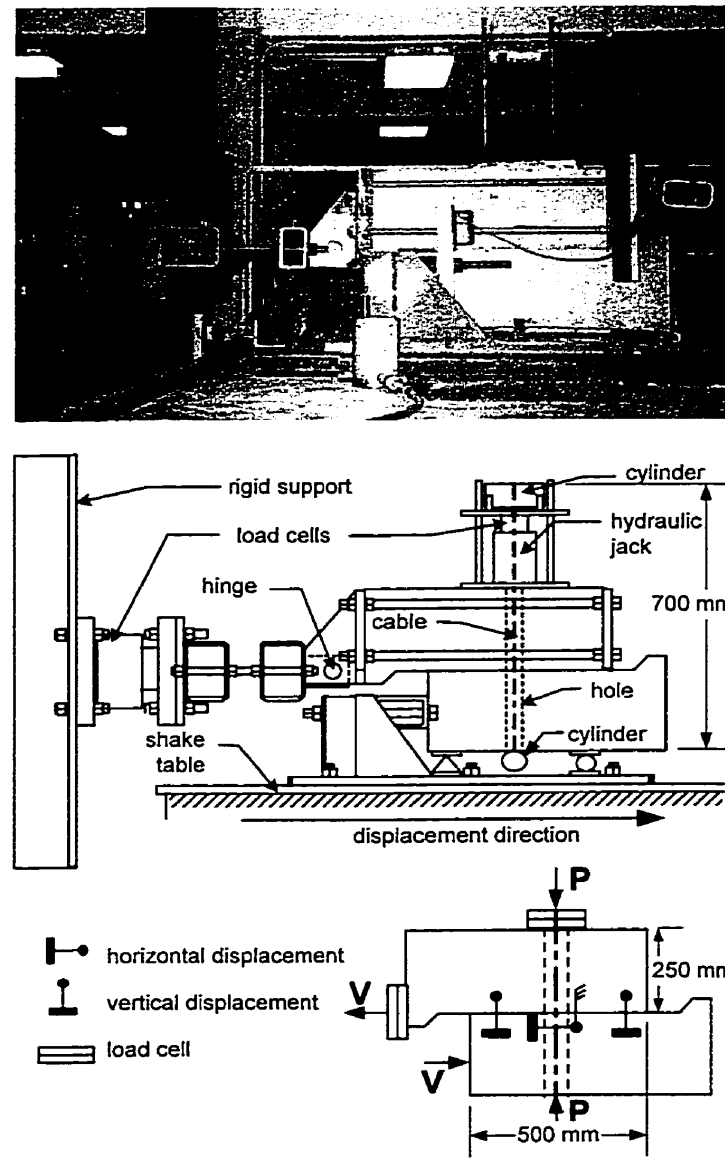


Figure 3.4 Shear test of post-tensioned joints : experimental setup and instrumentation.

3.3.1 Constitutive model

The joint constitutive model proposed in this study is adapted from Lorig (1985) and UDEC (1996). The model considers a reinforcement active length *Le* (Fig. 3.5), which spans the discontinuity and changes orientation as normal and shear displacements occur. Moreover, it considers two springs located at the joint level and

oriented parallel (axial spring) and perpendicular (shear spring) to the reinforcement axis. To evaluate local deformations, an estimate of the active length is required. In absence of experimental data, *Le* for grouted cables can be approximated by taking two to four times the cable diameter or by theoretical analysis (Lorig, 1985). For unbonded cables, *Le* is expected to be equal or greater than the value of grouted cables. As shown in Figs 3.5a and 3.5b, the cable shear force, *S*, is computed with respect to the original orientation of reinforcement (θ_0), while the axial force, *P*, is parallel to the active length (θ). Shear and axial forces are then defined into components parallel and perpendicular to the joint ($S\sin\theta_0$, $S\cos\theta_0$, $P\cos\theta$ and $P\sin\theta$). The axial force-displacement relationship uses a continuous "yielding" model described by the expression:

$$\Delta P = K_e \, \Delta L \, f(P) \tag{3.1}$$

Where ΔP is an incremental change in axial force; ΔL is an incremental change in axial displacement; K_e is the axial stiffness; $f(P)$ is a function describing the path by which the axial force P reaches the ultimate axial force P_{ult}.

$$f(P) = | P_{ult} - P | / P_{ult} \tag{3.2}$$

The shear force-displacement relationship uses a conventional load-displacement model being activated after the ungrouted cable comes in contact with the hole side at a shear displacement s_c. It is described by the following expression:

$$\Delta S = 0 \quad ; \quad s \leq s_c \tag{3.3a}$$

$$\Delta S = K_s \, \Delta_s \quad ; \quad s > s_c \tag{3.3b}$$

Where ΔS is an incremental change in shear force; Δs is an incremental change in shear displacement ($\Delta s = [s - s_c] \sin\theta_0$); and Ks is the shear stiffness depending on the bearing stiffness of the surrounding material as well as the cable stiffness.

The total shear force, V, that could be mobilized for a post-tensioned lift joint is given by (Figs. 3.4, 3.5):

$$V = \mu (Mg + P \sin \theta) + P \cos \theta \qquad ; s \leq s_c ; \theta = \theta_0 \qquad (3.4a)$$

$$V = \mu (Mg + P \sin \theta - S \cos \theta_0) + P \cos \theta + S \sin \theta_0 \ ; s > s_c ; \theta \neq \theta_0 \qquad (3.4b)$$

Where μ is the static friction coefficient; M is the mass of the upper block; P is the cable axial force; S is the cable shear force; θ_0 is the original cable axis orientation; and θ is the active length orientation.

A failure criterion is introduced in the model to take into account the reduction in maximum direct tensile strength caused by the simultaneous application of the shear force:

$$(P / P_{ult})^2 + (S / S_{ult})^2 \leq 1 \qquad (3.5)$$

With $S_{ult} = \alpha P_{ult}$; where S_{ult} is the maximum shear strength of the cable when sheared by the wall action of the hole side; and α is an experimental constant.

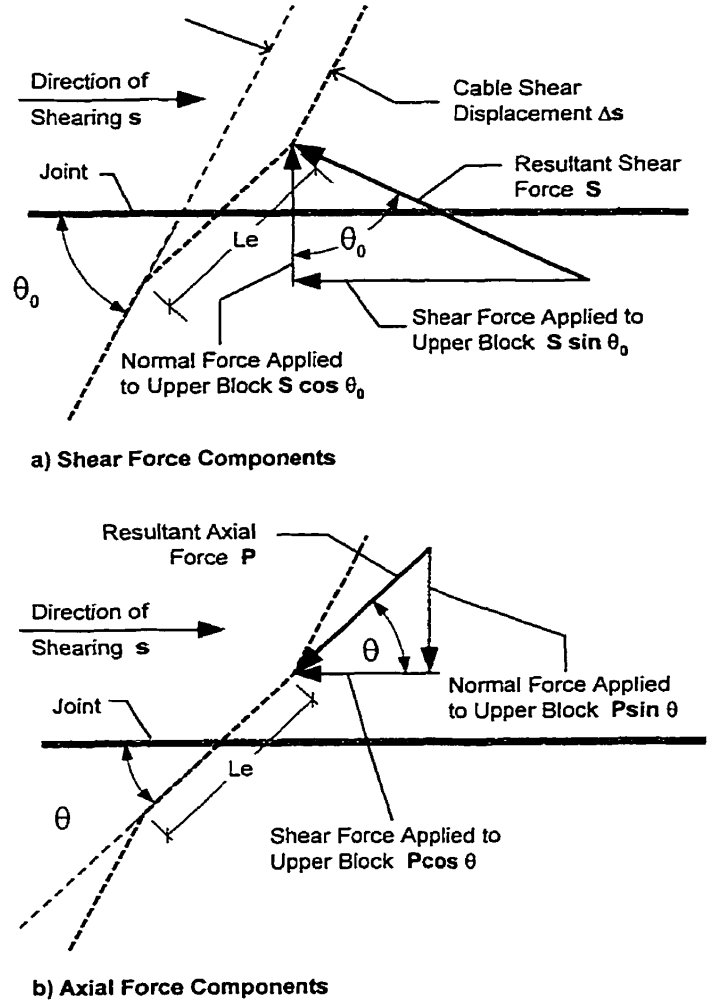


Figure 3.5 Shear and axial force components parallel and perpendicular to the joint.

3.3.2 Experimental Program

To validate the joint constitutive model, tests were conducted on three concrete block specimens, one with a flat joint, and two with a rough joint having an average 28-day compressive strength f'_c of 21 MPa and a joint surface of 250 mm x 500 mm. The aggregates were crushed limestone with a maximum size of 20 mm. The flat surface specimen consisted of two independent blocks, while rough surface specimens had their lift joints water blasted three hours after the poor. Prior to testing, the water blasted specimens were cracked in bending at the lift joint. Each specimen had a 30mm

diameter hole in the center of their joint surfaces for the post-tensioned cable. The cables used in the shear tests were 2.38 mm diameter steel cables with seven strands. Direct tension tests have indicated a brittle failure at an average axial load of 4.4 kN. Shear Tests were therefore performed with an initial post-tension force equal to 2 kN or 4 kN.

Test Setup and Instrumentation

The test setup is shown in Fig. 3.4. The lower half of the specimen slid under the top block, while this block was able to move upward being only restrained by the cable. The shear displacement was induced by the displacement-controlled actuator of the shake table. The post-tension cable was anchored at each end by a loop secured around a cylinder. The hydraulic jack, placed between the upper block of the specimen and the top anchor, applied the initial post-tension force. A load cell was placed on the hydraulic jack to monitor the post-tension. An additional load cell, adjacent to the rigid support, measured the applied shear force. The specimen was instrumented with four wire transducers: two horizontal wires to measure horizontal displacements, and two vertical wires to measure vertical displacements, and rotations of the upper block.

Test Results

The first set of tests was conducted on a single flat joint specimen with different initial post-tension forces equal to 2 kN and 4 kN. Figure 3.6 shows the evolution of the post-tension forces and the shear forces with horizontal displacements. Numerical simulations using the constitutive model described earlier are presented for comparison. Constitutive parameters used in the simulations to obtain good agreements with experimental results are shown in Table 3.1. The friction coefficient seems to vary with the post-tension. Moreover, cable action appears to increase significantly after a displacement larger than the drill hole diameter (s_c > 30 mm). The

increase noted in the shear force (Fig. 3.6b) is not only due to the increase in post-tension force. As described by the joint model equation (Eq. 3.4), the increase in shear force is attributed to the cable shear resistance (S) and to the cable tensile force (P) being transferred to the specimen as additional normal and horizontal forces. Moreover, the failure criterion (Eq. 3.5) with α equals to 0.4 correlates well with the observed cable failure loads. Effectively, axial failure loads were recorded at values below the cable maximum direct tensile strength of 4.4 kN.

Table 3.1 Constitutive parameters for shear tests

Flat Surface		
Parameters	P =2 kN	P =4 kN
Axial Stiffness **Ke = EA/L**	0.68 kN/mm	0.68 kN/mm
Shear Stiffness **Ks**	0.25 kN/mm	0.25 kN/mm
Active Lenght **Le**	30 mm	30 mm
Contact Displ. s_c	35.5 mm	33.5 mm
Friction coefficient μ	0.52	0.48
Failure Parameter α	0.4	0.4
Rough Surface		
Parameters	P =2 kN	P =4 kN
Axial Stiffness **Ke**	0.68 kN/mm	0.68 kN/mm
Shear Stiffness **Ks**	0.25 kN/mm	0.25 kN/mm
Active Lenght **Le**	30 mm	30 mm
Contact Displ. s_c	31.0 mm	34.5 mm
Friction coef. - peak μ_p	2.7	1.9
Friction coef. - residual μ_r	1.2	0.8
Failure Parameter α	0.4	0.4

The second set of tests was performed on two rough joint specimens with different initial post-tension forces equal to 2 kN and 4 kN, respectively. Friction coefficients for peak conditions, μ_p, were calculated from the experimental results following the equation developed by Barton and Choubey (1977) with a concrete-concrete basic friction angle ϕ_b = 30° ($\tan\phi_b$= 0.58). The 2 kN specimen surface had a smooth curve approximately 10 mm deep, giving μ_p= 2.7 which correspond to a joint roughness coefficient, JRC = 14. For the 4 kN specimen μ_p= 1.9 with JRC= 12. The residual friction coefficients, μ_r, were respectively found to be 1.2 and 0.8 for the 2 kN

and 4 kN specimens. Friction coefficients with others simulation parameters are shown in Table 3.1.

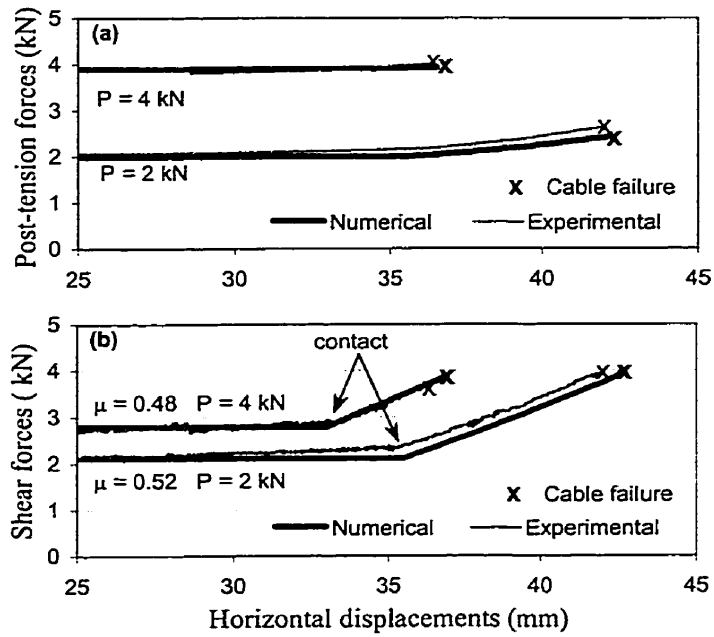


Figure 3.6 Post-tensioned flat joint tests : evolution of (a) post-tensioned forces, and (b) shear forces, with horizontal displacements.

Rough surfaces induce normal displacements because of their asperities, while post-tension contributes to tighten the joint. Figure 3.7a shows normal displacements versus horizontal displacements, reflecting the dilatancy phenomenon. Normal displacements for the 2 kN specimen were large, not only because its surface had a large smooth curve, but also because its cable force was lower. Figure 3.7b shows that numerical and experimental results were in good agreement for the first 15 mm. Maximum cable forces were reached after a displacement of approximately 20 mm, which is the aggregate size. The expected increase in cable axial force due to the dowel action after contact was not observed in both tests. Cable forces were near their maximum tensile strength, and after contact when significant shear started to be mobilized, the cables failed (Fig. 3.7c). The peak shear forces were about the same for

both tests (10.4 kN for the 4kN test and 10.3 kN for the 2kN test) because of compensating differences in friction coefficients. Moreover, these tests have also demonstrated that the rupture criterion with α equals to 0.4 is adequate for the ungrouted steel cable bearing on concrete used in the experiments.

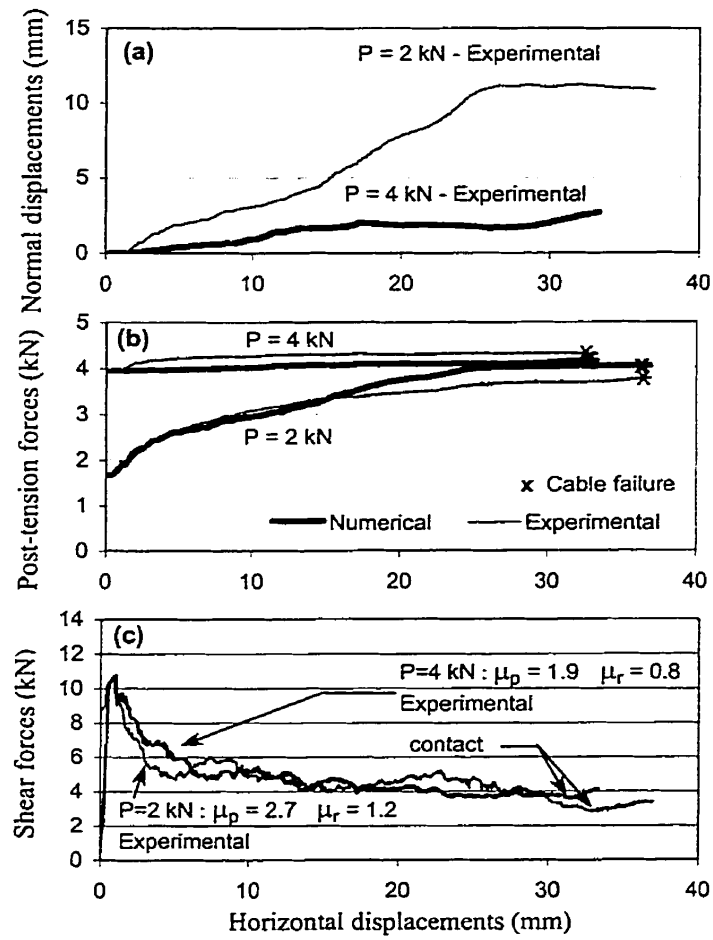


Figure 3.7 Post-tensioned rough joint shear tests: evolution of (a) normal displacements, (b) post-tension forces, and (c) shear forces, with horizontal displacements

Figure 3.8 shows cable failure mechanisms. Tension failure was obtained by direct tension tests. Shear-tension failure was observed in the flat joint test with an initial post-tension force of 4 kN (Fig. 3.6). Shear failure occurred with the flat joint

test with an initial cable force of 2 kN (Fig. 3.6). With a smaller initial post-tension force, the cable is able to accommodate more shearing.

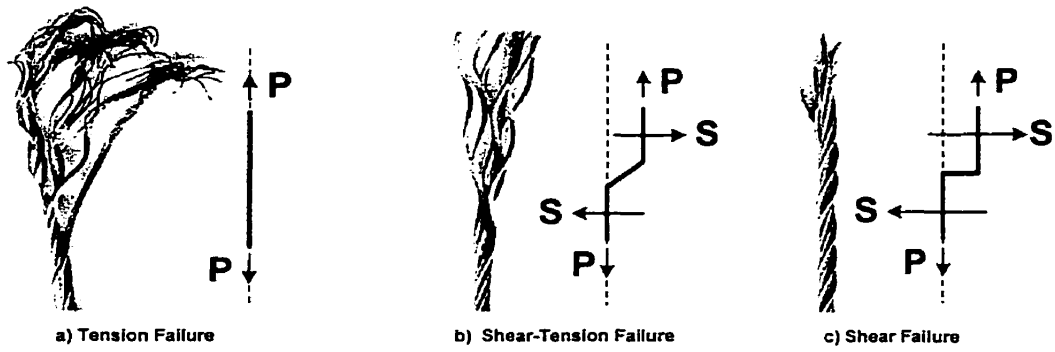


Figure 3.8 Cable failure mechanisms.

3.4 Shake Table Response of a Post-Tension Gravity Dam Model

Shake table tests were conducted on a 3.4 dam model (Fig. 3.9) that was previously tested in sliding by Tinawi et al. (2000). The model had a lift joint introduced 1m above the footing by casting the lower part of the specimen separately from the upper part as shown in Fig. 3.9a. It had a thickness of 0.25 m, and a downstream slope of 0.7. To induce downstream sliding, a horizontal force was introduced with a 700 kg hanging mass attached to the upstream face of the specimen with a cable. The hanging mass cable stiffness was selected to minimize the dynamic amplification. A 30mm vertical hole was drilled at 0.3 m from the upstream face for post-tensioning. Post-tension cables used in the 2 kN and the 4 kN tests were 2.38 mm diameter steel cables (7 strands of 7 wires) and had a maximum tensile strength of 4.4 kN as in the tests with individual lift joints. For tests with post-tension forces equal to 6 kN and 8 kN, 4.76 mm diameter steel cables (19 strands of 7 wires) with a maximum tensile strength of 20.5 kN were used. The cable length was 2800 mm. As shown in Fig. 3.9b, a hydraulic jack system was used to anchor the upper end of the cable and to set the initial post-tension force. The lower end of the post-tension cable was fixed to a cylinder for bottom anchoring (Fig. 3.9c). This experimental setup

allowed several sliding tests to be carried out by simply replacing the upper block to its original position after sliding.

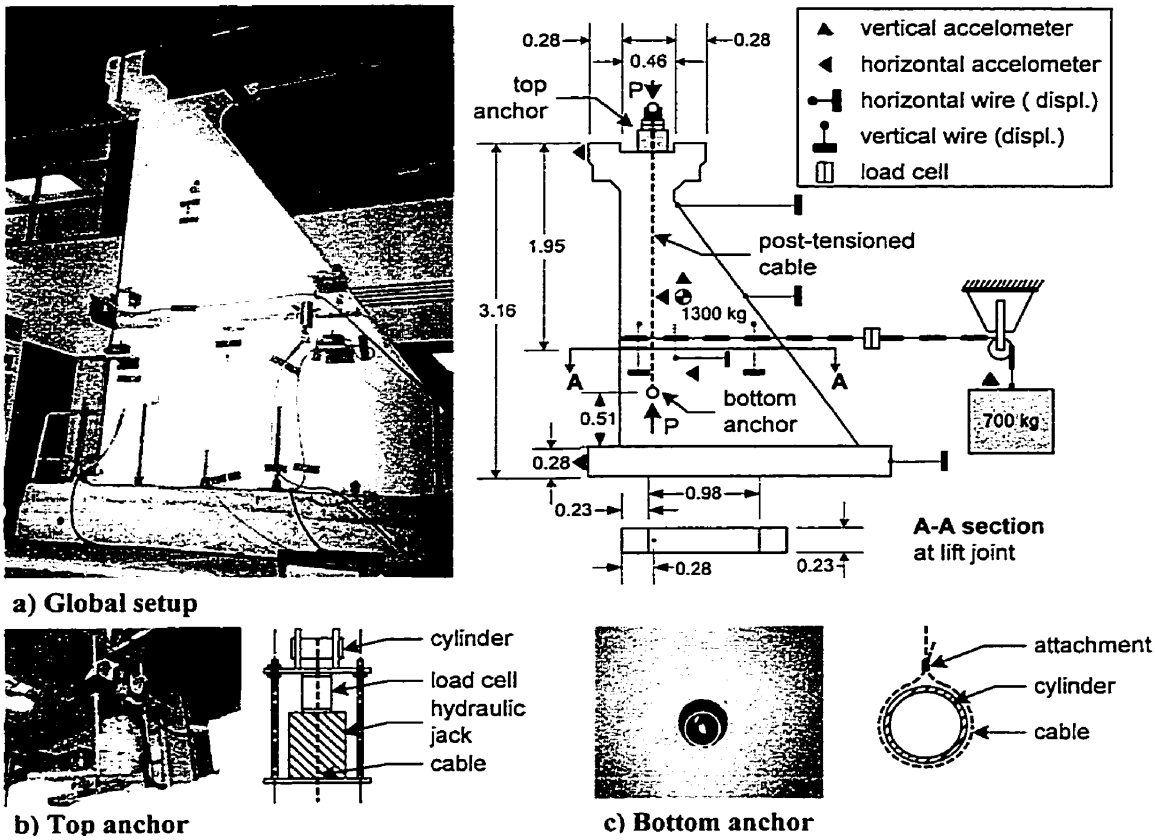


Figure 3.9 Seismic shake table tests, experimental setup and instrumentation

Test setup and Instrumentation

Figure 3.9a shows the instrumentation used for the shake table tests. The specimen was instrumented with 6 accelerometers, 4 horizontal wire transducers to measure sliding, 2 vertical wire transducers to measure upstream and downstream joint openings, and 2 load cells to measure the tensile force in the hanging mass cable, and the post-tension force. Accelerometers were placed at different locations on the model to measure vertical and horizontal accelerations. An additional accelerometer

was placed on the suspending mass. Static test data were recorded at 200 Hz, while dynamic tests were acquired at 1000 Hz.

3.4.1 Load-displacement response of the dam model

To perform static tests with the post-tensioned specimen on the shake table, the hanging mass was removed and its cable was attached to the ground. Figure 3.10 shows results from a static test. Numerical results using the proposed constitutive model are shown for comparisons with the experimental results. Constitutive parameters used in numerical simulations are presented in Table 3.2. The active length (L_e) used for this test, corresponding to two times the cable diameter, was smaller than the one used for shear tests on single lift joints. The displacement before contact (s_c) is also smaller, because the cable was not initially in the center of the hole. Figure 3.10a shows the evolution of the post-tension forces with displacements. The computed cable failure force (2.15 kN) is about 10% lower than the experimental value (2.4 kN). After contact, the load-displacement response is very complex and difficult to describe. It involves elongation of the cable, sharp geometric changes, frictional mechanisms, crushing of the concrete, and possibly some plastification of the steel fibers. These mechanisms are represented by the cable shear force (S). To use a constant cable shear stiffness (K_s) and to represent adequately these mechanisms, an appropriate active length (L_e) equal to two cable diameters is selected in this case. Considering that the computed evolution of post-tension force with shear displacement is estimated within 10% of the corresponding experimental values, and that shear forces are in good agreement (Fig. 3.10b), the joint model is able to reproduce adequately the observed response.

Table 3.2 Constitutive parameters for shake table tests.

Parameters	Static Test	Dynamic Test
Axial Stiffness **Ke**	0.17 kN/mm	0.17 kN/mm
Shear Stiffness **Ks**	0.25 kN/mm	0.25 kN/mm
Active Lenght **Le**	4.8 mm	4.8 mm
Contact Distance s_c	11 mm	33.5 mm
Friction coef. - stat μ_{stat}	0.66	0.66*, 0.63**
Friction coef. - dyn μ_{dyn}	-	0.92 μ_{stat}
Failure Parameter α	0.4	0.38

* before cable failure; ** after cable failure

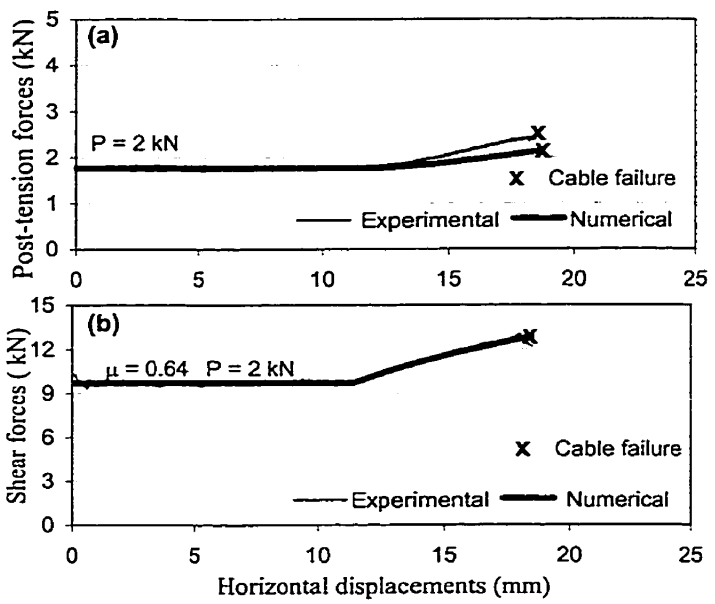


Figure 3.10 Static shake table tests : evolution of (a) post-tension forces, and (b) shear forces, with horizontal displacements.

3.4.2 Dynamic sliding response

Figure 3.11 shows the sliding response of the dam model subjected to a record of the 1988 Saguenay earthquake scaled to a peak ground acceleration (PGA) of 0.72g with a post-tension force of 2 kN. Numerical analyses were performed with the proposed joint constitutive model integrating the rigid body sliding equation using the

Newmark-Beta algorithm. The model constitutive parameters are presented in Table 3.2. The displacement before contact is slightly larger than the hole diameter likely due to local damage of the hole side. The static friction coefficient was slightly increased after the cable failure. Therefore, two static coefficients were used: 0.63 was used before cable failure and 0.66 after cable failure. Fronteddu et al. (1998) have shown that the dynamic friction coefficients are smaller than the corresponding static values. For the post-tensioned joint of the dam model, a dynamic reduction factor of 0.92 was applied to the static coefficient value to obtain the dynamic value being activated when sliding is taking place.

Figure 3.11d shows that the numerical sliding response correlates well with the experimental results. The dynamic sliding response is divided in 5 segments for interpretation. For segment 'ab', there was no sliding, since table accelerations were smaller than the critical acceleration to initiate sliding. For 'bc', table accelerations were high enough to induce sliding. At point 'c', the cable came in contact with the side of the hole and post-tension force started to increase. For 'cd', cable dowel action was progressively mobilized. The post-tension force was still increasing, while small sliding displacements were observed. At point d, the cable ruptured. For segment 'de', table accelerations were still large enough to induce sliding. Finally, at point 'e' seismic excitation stopped and no additional displacements were recorded.

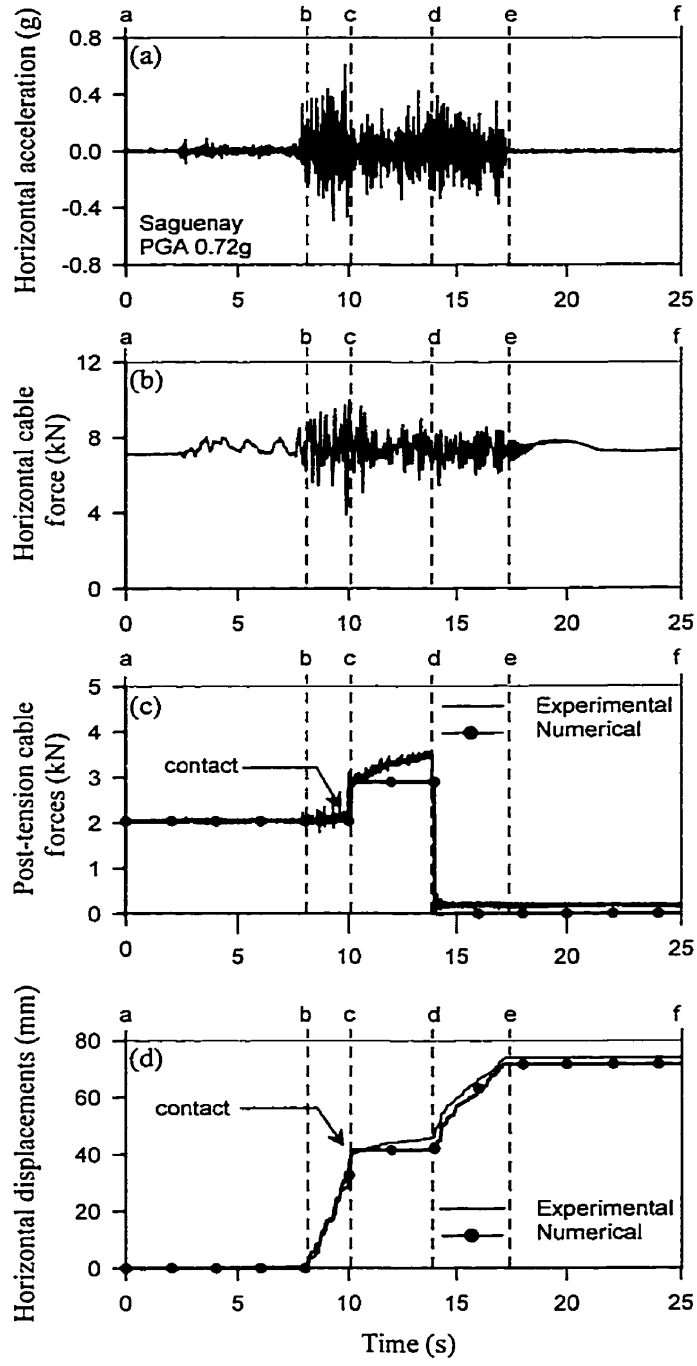


Figure 3.11 Dynamic shake table tests : (a) horizontal acceleration, (b) horizontal cable force. (c) post-tension cable forces, and (d) horizontal displacements.

As shown in Fig. 3.11c, no increase in post-tension force is computed in segment 'cd', because the numerical model did not considered a friction coefficient progressively

varying with velocity and normal stress on the joint. Figure 3.12 shows the back calculated normal stress effect on friction coefficients derived from numerical analyses of test results performed with different post-tension forces. As reported by Fronteddu et al. (1998), for small values of normal stress, the friction coefficients are decreasing while normal stress is increasing. Moreover, numerical simulations performed with different friction coefficients have shown that sliding responses were very sensitive to friction coefficients. A variation of 5% in the friction coefficient could lead to a displacement variation of more than 25%. Numerical simulations without the dowel action of the cable (i.e. with only a constant additional normal force due to the post-tension cable) have shown that residual sliding displacements before the cable failure can be estimated in this case by increasing the friction coefficient from 0.63 to 0.65.

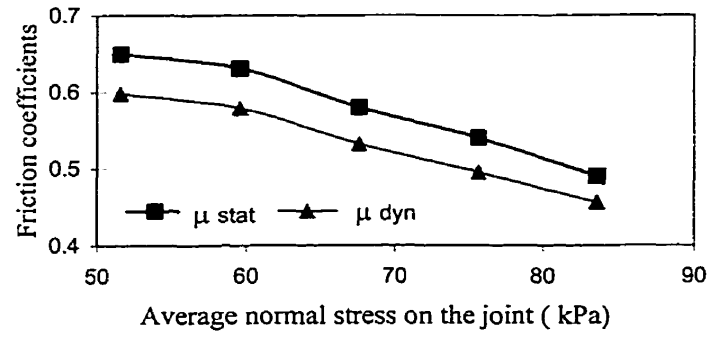


Figure 3.12 Normal stress effect on friction coefficients.

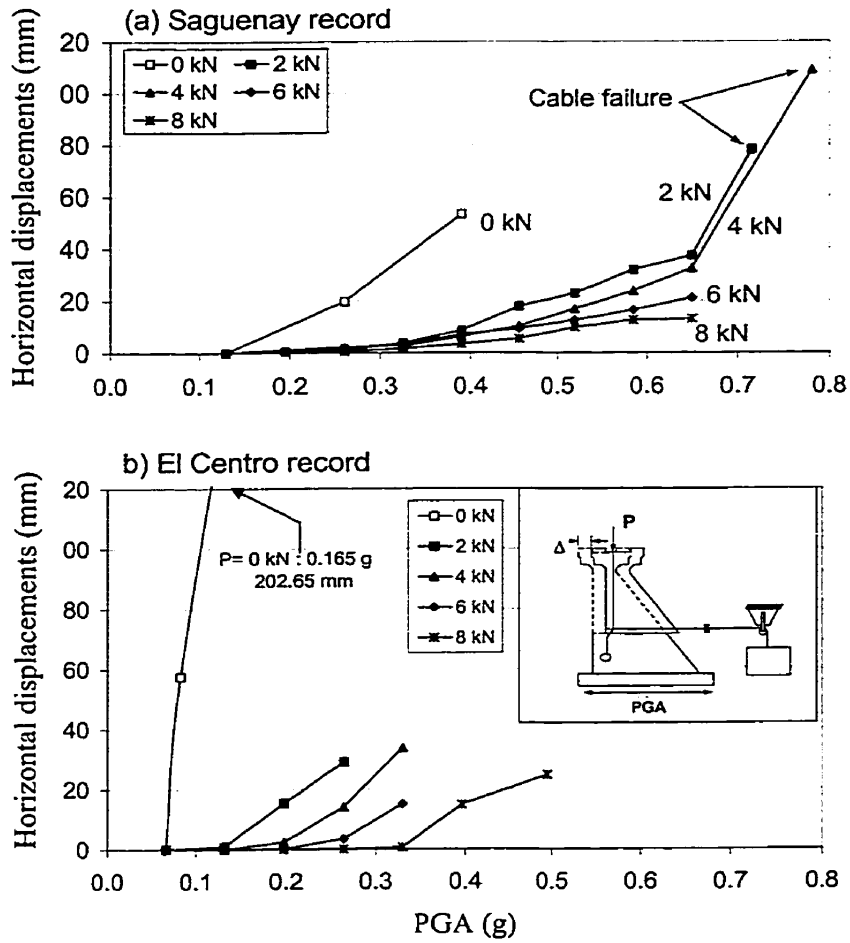


Figure 3.13 Shake table tests residual sliding displacements for increasing values of PGA.

Figure 3.13 shows residual sliding displacements for increasing value of PGA with (a) the 1988 Saguenay record, and (b) the 1940 El Centro record (NS component). In both cases, post-tension cables have substantively reduced the residual sliding displacements. Post-tension is increasing the critical acceleration to initiate sliding by applying an additional normal force to the joint. As reported by Tinawi et al. (2000), the frequency content and the duration of the seismic record are indicators to estimate the residual sliding response. The El Centro record with a PGA scaled to 0.33g, and a post-tension force of 4 kN, produced experimental sliding displacement of 33mm, while the Saguenay record scaled to 0.65g with the same cable force produced a displacement of 32.5mm. Cable failure was only observed for the Saguenay record

scaled to 0.72g and 0.78g with a post-tension force of 2 kN and 4 kN, respectively. There was always a sudden increase in sliding displacements when the cable failed.

3.4.3 Dynamic rocking response

The modification of the dynamic rocking response of the dam due to the post-tension cable was studied. Using rigid body equilibrium, critical rocking accelerations (a_{cr}) to initiate downstream and upstream rocking motions without post-tensioning were 0.07g and 0.23g, respectively (Fig. 3.1b [ii-iii]). The 700 kg hanging mass was removed to reach the critical rocking acceleration (0.07g) before the critical sliding acceleration (0.65g). Figure 3.14 shows experimentally recorded PGA that induced significant downstream openings (more than 10 mm) for different values of post-tension forces. Cables with 4.76 mm diameter and a uniaxial static tensile strength of 20.5 kN were used in all tests. When post-tensioning is added to the specimen near the upstream face, it increases the critical sliding acceleration and it changes the critical rocking accelerations. The post-tension cable is changing the location of the vertical force resultant acting on the specimen. The force resultant will migrate laterally from the center of gravity of the upper block to the position of the cable as the post-tension force increases. Therefore, the critical downstream rocking acceleration will be increased, while the critical upstream rocking acceleration will be reduced. It will decrease until it reaches a value that corresponds to the critical acceleration when the force resultant is located along the cable. High variations in post-tension forces were recorded during rocking tests. For example, for an initial post-tension force equal to 2 kN, a peak cable force of 9.95 kN was observed while the maximum upstream joint opening reached 17.7 mm. Therefore, dynamic axial load induced by rocking could initiate or cause cable failure.

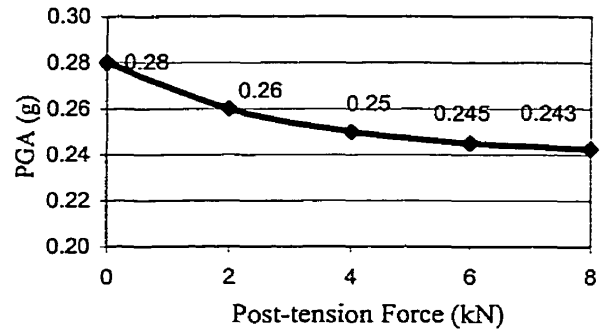


Figure 3.14 PGA and post-tension forces that induced d/s openings of more than 10 mm.

Dynamic rocking response of the dam is also influenced by the frequency content of the excitation. As reported by Malla et al. (1996), the natural rocking frequency, f, of a symmetric detached block weighting *W* with an initial opening δ taken at a distance H from the point of rotation is given by:

$$\cosh(\lambda / 4 f) = (\beta / \lambda^2) / (\beta / \lambda^2 - \Theta) \tag{3.6}$$

With $\Theta = \delta / H$, $\beta = W b / I$ and $\lambda = W z / I$, where *z* is the height of the center of gravity of the upper block above the rocking axis, *b* the horizontal distance between the center of gravity and the rocking axis, and *I* the mass moment of inertia of the upper block about the rocking axis (Fig. 3.15a).

Rocking tests of the dam model were performed without the hanging mass for harmonic excitation with low frequency (2 Hz) and high frequency (10 Hz) with different PGA. For the test performed at 2 Hz, free rocking vibrations were recorded, after the downstream (d/s) opening reached 50 mm. Figure 3.15b shows the excellent comparison between the experimental and numerical (Eq. 3.6) frequency of rocking oscillations without post-tension. More accurate numerical simulations considering unsymmetrical rocking have shown that for small oscillations, free rocking response can be approximated by Eq. 3.6. The addition of post-tension has no significant effect on natural upstream (u/s) rocking frequency (Fig. 3.15b).

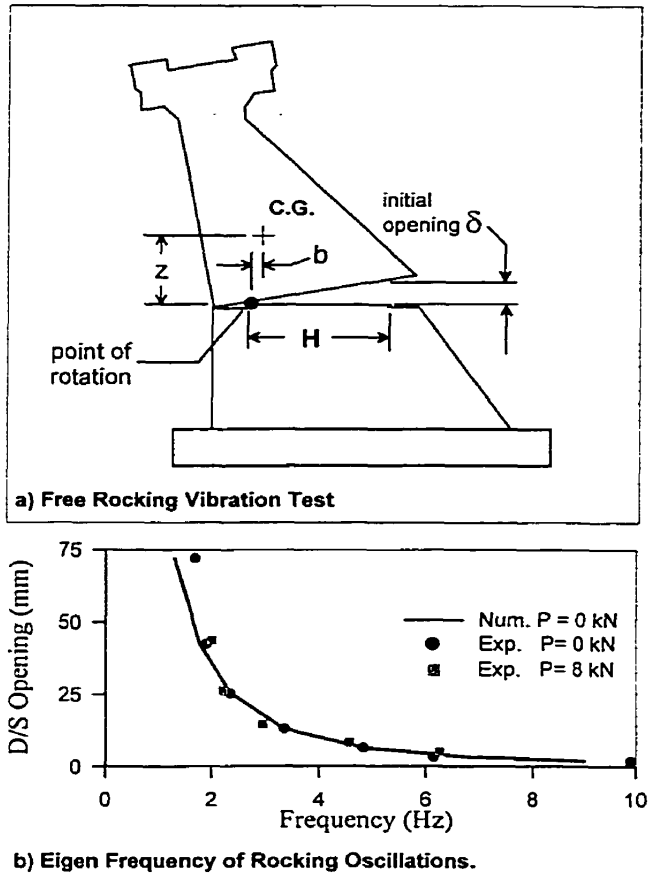


Figure 3.15 Harmonic shake table rocking tests.

Figure 3.16 shows the rocking response with respectively 2 Hz and 10 Hz excitations for different PGA. The 2 Hz frequency excitation generates more significant rocking motions, because of the resonant condition with the natural rocking frequency of the detached block (Fig. 3.15b). When the harmonic excitation amplitude is high enough to induce rocking motions that reached the natural rocking oscillations, rocking changes from an in-phase response with the applied excitation (Fig. 3.16 b) to an out-of-phase response with larger rocking motions (Fig. 3.16a). A stable out-of-phase response was not recorded for the 2 Hz excitation with a PGA of 0.28g, because the resonant condition was stopped to prevent damage. However, with the 10 Hz excitation, a stable out-of-phase response was observed. Figure 3.16c shows that rocking motions for 10 Hz excitation stayed constant (approx. 1.5-mm) after reaching

the corresponding value given by the natural rocking frequency. Other tests have shown that 10 Hz excitations with larger amplitudes are not generating larger rocking responses. It will only reach faster the natural rocking amplitude provided at that excitation frequency.

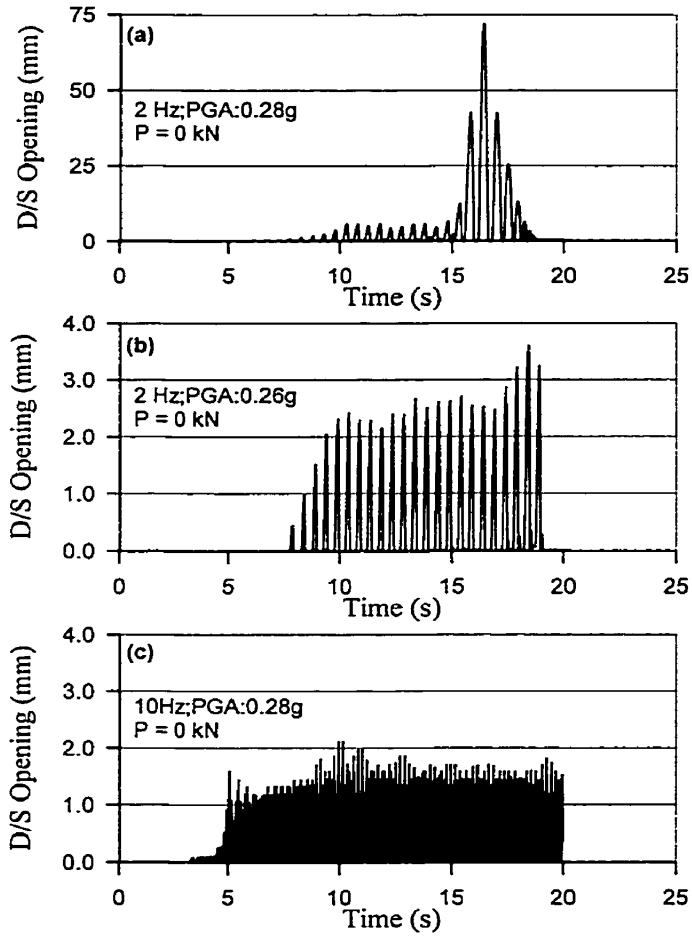


Figure 3.16 Harmonic shake table rocking tests.

3.5 Summary and Conclusions

Displacement controlled sliding tests have been carried out on three small joint specimens with varying unbonded post-tension forces and surface roughness to determine their complete load-displacement responses. These tests also provided an opportunity to validate a joint constitutive model considering a tensile-shear post-

tensioned cable. Moreover, shake table tests, conducted on a 3.4m concrete dam model, were performed to further investigate the proposed model and to provide information on the dynamic sliding and rocking behaviors, as well as failure mechanisms of post-tensioned dams.

3.5.1 Load-displacement response of small joint specimens

Displacement controlled tests performed on post-tensioned lift joint specimens have shown that cables contribute to the shear resistance of the joint. Before contact, the shear strength provided by the cable can be estimated by an additional normal force. While after contact, post-tension cable action indicates an increase in its axial force that provides an additional normal force, and by the cable shear resistance itself (dowel action). The proposed constitutive model, using the axial and shear displacements of an active length of a grouted cable has shown to be applicable to ungrouted cable. The selected joint model parameters, such as the cable shear stiffness (K_s), the active length (L_e), and the friction coefficient (μ), allowed to obtain a good agreement with experimental results.

A failure envelope criterion accounting for the shear-tension combination (Eq. 3.5) showed good correlation with the observed cable failures and demonstrated that cable axial strength is to be reduced when significant shear is applied. Therefore, the cable failure mode is changing. For a small post-tension force, the cable failed in direct shear. For a large post-tension, the cable failed in shear-tension (Fig. 3.8).

Rough joint tests have put in evidence the dilatancy phenomenon and its action on the post-tension force. Cable forces increased due to normal displacement until the horizontal displacement reached approximately the aggregate size. The post-tension force increase, due to asperities, can then be estimated considering the dilation angle and the aggregate size.

3.5.2 *Load-displacement response of the 3.4m dam model*

For the static shear tests performed on the 3.4m dam model, the proposed joint constitutive model had some limitations in describing the potential increase of the post-tension force due to the dowel action. Therefore, to maintain the cable shear stiffness constant, the active length was calibrated such that good agreement can be found between experimental and computed results. For the dam model analyzed with a large cable length over slip displacement ratio, an active length of two times the cable diameter appears to be adequate.

3.5.3 *Dynamic sliding response*

Post-tensioned cables largely reduce the residual displacements. In case of a low frequency record (El Centro, PGA 0.165g), a post-tension force of 2 kN has reduced sliding from 203 mm to 1 mm. Comparing responses for the low and high frequency records confirmed the importance of the frequency content of the excitation. Low frequency records induce more sliding than high frequency records. A good correlation was found between post-tensioned joint constitutive model simulations integrating rigid body equations and experimental results. However, the computed cable force was slightly smaller than the test results when cable dowel action was mobilized. This was due to i) the limitations of the present model, and ii) the friction coefficient that was not progressively varying with velocity and normal stress on the joint. Strong seismic excitations can induce cable failure at smaller load that its uniaxial tensile strength by the combined tensile and shear actions. This phenomenon was adequately predicted by the proposed failure criterion (Eq. 3.5). Moreover, numerical simulations were very sensitive to the friction coefficient. Numerical simulations considering a constant post-tension force of 2 kN showed good agreement with the experimental residual sliding displacement by increasing the friction coefficient from 0.63 to 0.65.

3.5.4 Dynamic rocking response

A post-tensioned cable located near the upstream face increases the rocking response at the downstream face. Dynamic rocking tests have shown that as the post-tension force increases, the opening observed at the downstream face increases. Because the resultant force is nearer the upstream face when post-tension is applied, it induces more opening at the downstream face. Dynamic cable axial loads induced by rocking are high enough such that they could lead to cable failure. Variations of the post-tension force near five times the initial post-tension value were recorded in shake table rocking tests.

The rocking response of the post-tensioned dam model is also influenced by the frequency content of the excitation. Low frequency excitations could induce larger response because of the resonant condition with the natural rocking frequency of the detached block. When rocking motions reach the natural rocking oscillations, a stable-out-phase response with large rocking motions is anticipated. Increasing the excitation acceleration amplitude, while maintaining a constant excitation frequency, is not leading to higher rocking responses; it only takes fewer cycles to reach the steady-state regime.

Despite the good correlation between experimental and numerical results for the load-displacement responses and the dynamic sliding responses of the dam model, there are several limitations. Care and engineering judgement must therefore be exercised in generalization of the experimental results, reported herein, to actual dam structures. Variations in the system properties such as the size of the specimens, hydrodynamics effects, concrete properties, joint surface properties, post-tensioning and hole size, and the presence of water inside the cracks or lift joints could affect the results.

3.6 Acknowledgements

The authors would like to thank Mr. Hugues Jobin, from Alcan for providing very useful information on the post-tensioning of gravity dams. A very special word of gratitude is due to Mr. Martin Leclerc, research engineer in the department, who provided valuable help in the laboratory and for the numerical analyses.

The authors gratefully acknowledge the financial support provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), Hydro-Québec, and Alcan. In addition, the first author would like to acknowledge a FCAR scholarship from the Quebec Government.

CHAPITRE 4

CONCLUSIONS

4.1 Sommaire

La revue de la littérature a mis en évidence les paramètres qui caractérisent le comportement sismique des barrages-poids renforcés par câbles de post-tension. Tout d'abord, les câbles non-injectés semblent plus avantageux puisqu'ils permettent un suivi des efforts et la possibilité de les retendre. Cependant, ils peuvent engendrer de plus lourds dommages lors de leur rupture. Dans la majorité des ouvrages, les câbles de post-tension sont utilisés pour augmenter la stabilité de l'ouvrage face aux crues et aux séismes. Certains d'entre d'eux, tel que le barrage de Menjil (Iran) et celui de Koyna (Inde), ont été post-tensionnés après un séisme pour assurer la sécurité de l'ouvrage. Du point de vue expérimental, des essais antérieurs ont rapporté la sensibilité de la réponse sismique face à la rugosité des joints de reprise et au contenu fréquentiel de l'excitation. D'autres essais ont, quant à eux, permis le développement d'un modèle constitutif de joint renforcé qui a été adapté dans la présente étude à des joints post-tensionnés.

Afin de valider ce modèle constitutif et d'analyser la relation force-déplacement d'un joint post-tensionné, des essais de cisaillement ont été réalisés sur des spécimens de béton renforcés par câbles de post-tension. Par la suite, des essais dynamiques sur la table sismique sur un modèle de barrage de 3.4 m avec un joint de reprise ont été effectués dans le but de connaître la réponse dynamique du barrage en glissement et en rotation. Les conclusions de ces essais sont décrites en détail dans l'article présenté dans ce mémoire. Voici cependant un sommaire des plus importantes :

- La post-tension augmente la résistance des joints par la force normale additionnelle qu'elle amène et par la résistance des câbles au cisaillement.

- La résistance ultime en traction du câble est diminuée lorsqu'un effort tranchant est appliqué.

- Trois mécanismes de rupture sont observés : rupture en traction directe, rupture en cisaillement-traction et rupture en cisaillement direct.

- La post-tension réduit considérablement le glissement.

- La post-tension utilisée uniquement près de la face amont de l'ouvrage augmente la rotation vers l'amont.

- Les réponses dynamiques en glissement et en rotation sont fonctions du contenu fréquentiel de l'excitation.

- Les excitations sismiques de fortes importances peuvent causer la rupture des câbles de post-tension.

4.2 Discussions et Perspectives d'application

Les analyses classiques de la stabilité au glissement et au renversement des barrages soumis à un séisme considèrent la post-tension comme étant uniquement une force constante additionnelle normale au joint. Cependant, dans le contexte d'une étude sur l'évaluation de la sécurité d'un barrage existant, la connaissance du comportement complet d'un joint post-tensionné revêt une grande importance. C'est dans cette optique que la présente étude a cherché à développer un modèle constitutif de joint post-tensionné, et à identifier les différents facteurs qui influencent l'évolution de la post-tension lors d'un séisme.

Les simulations numériques avec le modèle développé ont démontré une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux. Cependant, le modèle dépendait de deux paramètres: soit la longueur effective (Le) et la rigidité en cisaillement du câble. La rigidité de cisaillement a été fixée, alors que la longueur effective a été choisie de façon à corroborer les résultats expérimentaux. Néanmoins, la présente étude a démontré que pour estimer l'évolution de la post-tension de systèmes ayant de longs câbles non-injectés, une longueur effective équivalente à deux fois le diamètre du câble est satisfaisante.

L'évolution de la post-tension est influencée par la rugosité du joint. Selon la dimension des granulats et l'angle de dilatance du joint, il est possible de faire une approximation de l'augmentation de la post-tension. Toutefois, avec une charge élevée de post-tension, le bloc supérieur aura davantage tendance à cisailler les granulats, plutôt qu'à les surmonter. L'angle de dilatance est donc diminué par la présence d'une charge normale élevée.

Dans les essais dynamiques avec le modèle de barrage, la force de post-tension subit des variations non seulement dues au glissement, mais aussi dues à la rotation du bloc supérieur. Ces dernières sont instantanées et peuvent atteindre des valeurs de trois à quatre fois celle de la post-tension initiale. Il peut donc en résulter une rupture du câble. Il est donc important de prendre en considération ces variations quand vient le choix du câble.

En somme, l'estimation de l'action de la post-tension sur la résistance au cisaillement de l'ouvrage par une force constante normale est conservatrice et sécuritaire lors d'une analyse pseudo-statique qui n'accepte pas de glissement. Par contre, lors d'un design où le glissement serait accepté dans le cas d'un séisme élevé, il serait plus sécuritaire de tenir compte des éventuelles variations de la post-tension et de la réduction de la charge ultime du câble due au cisaillement lors du choix du câble.

À la lumière des résultats obtenus dans cette étude, le comportement sismique des barrages-poids renforcés par câbles de post-tension est composé de plusieurs mécanismes complexes. Bien qu'une bonne corrélation ait été observée entre les résultats expérimentaux et numériques, la prudence et le jugement de l'ingénieur doivent être exercés dans la généralisation de ces résultats à des barrages existants.

4.3 Travaux Futurs

Pour améliorer la confiance dans le modèle développé, une étude paramétrique plus approfondie devrait être effectuée. La charge normale sur le joint, ainsi que la charge de post-tension devraient varier afin de valider le modèle pour des contraintes normales plus élevées. L'apport de la post-tension pourra alors être mieux représenté pour les joints rugueux.

Afin de mieux représenter la réalité, des essais avec de plus gros câbles, ainsi qu'avec des joints pressurisés avec de l'eau pourraient être effectués. Il serait aussi intéressant de faire la comparaison expérimentale entre les câbles injectés versus les non-injectés. De plus, des essais dynamiques avec l'ajout d'un câble près de la face aval, pourrait démontrer l'efficacité de cet ajout.

Des simulations numériques décrivant à la fois le glissement et la rotation devraient améliorer les résultats. La complexité de la réponse couplée en glissement et en rotation devrait être davantage étudiée à l'aide d'essais dynamiques. Des essais plus spécifiques sur le cisaillement d'un câble devraient apporter une meilleure connaissance des mécanismes qui entrent en jeu. Dans ces essais, la grosseur du câble et la force de post-tension devraient varier pour étudier leur effet sur la résistance en cisaillement. Finalement, un modèle plus complexe tenant compte de l'équilibre des forces qui agissent sur la déformée du système pourrait être alors développé.

RÉFÉRENCES

ANCOLD 1992. (Australian National Committee on Large Dams) « Guidelines on Strengthening and Raising Concrete Gravity Dams ». p.66-68.

ARCANGELI, E. AND CIABARRI, P. 1994. « Menjil Dam Rehabilitation by resin grouting and high capacity anchors ». *Water Power and Dam Construction*, Vol.46, No.2, 19-25.

BARTON, N.R. AND CHOUBEY, V. 1977. « The shear strength of rock joints in theory and practice ». *Rock Mechanics*, Vol.10, No. 1-2, p.1-54.

CHOPRA, A.K. AND ZHANG, L. 1991. « Earthquake-Induced Base Sliding of Concrete Gravity Dams ». *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.17, No.12, 3698-3719.

COLE, R.G. AND HORSWILL, P. 1988. « Alkali-Silica Reaction: Val de la Mare dam, Jersey, Case History ». *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 1, 84, 1237-1259.

CORNS, C.F. 1988. « Dilatation-Stressed Tendons in Post-Tensioned Anchors ». *In Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*, Edited by Jansen, R.B., Van Nostrand Reinhold, 595-596.

DONLON, W.P. AND HALL, J.F. 1991. «Shake table study of concrete gravity dam monoliths». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol.20, pp.769-786.

FRONTEDDU, L., LÉGER, P. AND TINAWI, R. 1998. « Static and Dynamic Behavior of Concrete Lift Joint Interfaces ». *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.124, No.12,1418-1430.

GORIS, J.M., MARTIN, L.A. AND CURTIN, R.P. 1996. « Shear Behaviour of Cable Bolt Supports in Horizontal Bedded Deposit ». *CIM Bulletin*, Vol.89, No.1001, 124-128.

HAAS, C.J. 1976. « Shear Resistance of Rock Bolts ». *Transactions, Soc. Min. Eng., AIME*, Vol. 260, No.1, 32-41.

HALL, J.F., DOWLING, M.J. AND EL-AIDI, B. 1992. « Defensive Earthquake Design of Concrete Gravity Dams ». *Dam Engineering*, Vol.3, Issue 4, 249-263.

LÉGER, P. AND MAHYARI, A.T. 1994. « Finite Element Analysis of Post-Tensioned Gravity Dams for Floods and Earthquakes ». *Dam Engineering*, Vol.5, No.3, 5-27.

LIN, G., ZHOU, J. AND FAN, C. 1993. « Dynamic model rupture test and safety evaluation of concrete gravity dams ». *Dam Engineering*, Vol.IV, No.3, pp.769-786.

LORIG, L.J. 1985. « A Simple Numerical Representation of Fully Bonded Passive Rock Reinforcement for Hard Rocks ». *Computers and Geotechnics*, Vol.1, 79-97.

MALLA, S., WIELAND M., AND PETER, M. 1996. « Post-Cracking Behaviour of Piers of a Weir of a Run-of-River Power Plant Subjected to Earthquake Loading ». *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engrg, June 1996, Acapulco, Mexico.* CD no.2, Article No. 696.

MIR, R.A, TAYLOR, C.A. 1995. « An experimental investigation into earthquake-induced failure of medium to low height concrete gravity dams ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, pp.373-393.

MIR, R.A. AND TAYLOR, C.A. 1996. « An investigation into the base sliding response of rigid concrete gravity dams to dynamic loading ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.25, pp.79-98.

PANT, B. 1990. « Structural Behaviour of Concrete and Masonry Gravity Dams ». *Central Board of Irrigation and Power, New Delhi, India, Publication* No. 215. 95-106.

TINAWI, R., LÉGER, P., LECLERC, M. AND CIPPOLA, G. 2000 « Seismic Safety of Gravity Dams: from Shake Table Experiments to Numerical Analysis » . *ASCE Journal of Structural Engrg.*, Vol.126, No.4, 518-529.

UDEC 1996. (Universal Distinct Element Code). *User Manual, version 3.0*. ITASCA CONSULTING GROUP INC., Minneapolis, Minnesota, USA.

XU, H. AND BENMOKRANE, B. 1996. « Strengthening of Existing Concrete Dams Using Post-Tensioned Anchors: a State-of-Art Review ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, 1151-1171.