



Government
of Canada

Gouvernement
du Canada

Office of Critical
Infrastructure Protection and
Emergency Preparedness

Bureau de la protection
des infrastructures essentielles
et de la protection civile



Évaluation et atténuation des risques sismiques liés aux composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments : une perspective canadienne

Remerciements

Ce document a été rédigé pour le

Bureau de la protection des infrastructures essentielles et de la protection civile

2^e étage, Édifice Jackson
122, rue Bank
Ottawa (Ont.) K1A 0W6
Tél. : (613) 944-4875
Sans frais : 1-800-830-3118
Télec. : (613) 998-9589
Courriel : communications@ocipep-bpiepc.gc.ca
Site Web : www.ocipep-bpiepc.gc.ca

Auteurs :

Nove Naumoski
Simon Foo
Murat Saatcioglu

Département de génie civil Université d'Ottawa

Ce document est le résultat de travaux appuyés par la Division de la recherche et du développement (DRD) au Bureau de la protection des infrastructures essentielles et de la protection civile (BPIEPC), autrefois Protection civile Canada, sous le numéro de référence du contrat 2001D006. Toutes les opinions, constatations, conclusions ou recommandations exprimées dans ce document sont celles des auteurs et ne correspondent pas nécessairement au point de vue du Bureau de la protection des infrastructures essentielles et de la protection civile.

© SA MAJESTÉ DU CHEF DU CANADA (2002)
N^o au catalogue : D82-86/2003F-PDF
ISBN : 0-662-75026-8

Microsoft et Excel sont des marques de commerce ou des marques de commerce déposées de Microsoft Corporation.

Tous les autres noms de produits et de sociétés peuvent être des marques de commerce ou des marques de commerce déposées de leur société respective.

Résumé

L'étude des tremblements de terre passés démontre que les dommages aux composants opérationnels et fonctionnels des bâtiments entraînent habituellement plus de blessures, de décès et de pertes matérielles et financières que les dommages structuraux. Les composants opérationnels et fonctionnels d'un bâtiment comprennent les éléments architecturaux, les équipements mécaniques et électriques, ainsi que le contenu des bâtiments. De nombreux cas se sont produits où un bâtiment n'ayant subi que des dommages structuraux mineurs, a été jugé dangereux et inutilisable en raison des dommages importants à ses composants opérationnels et fonctionnels.

La défaillance de ces composants et les débris attribuables aux chutes d'objets peuvent avoir une incidence grave sur la performance des installations vitales comme les postes de commandement en cas d'urgence, les postes d'incendie et de police, les hôpitaux, les centrales électriques et les installations d'amenée d'eau. Lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie, plusieurs grands hôpitaux ont dû être évacués, non en raison de dommages structuraux, mais à cause de la défaillance des groupes électrogènes d'urgence et des régulateurs d'air et de la chute de plafonds et de luminaires. Au Canada, le tremblement de terre de 1988 au Saguenay, le plus fort séisme dans l'Est de l'Amérique du Nord enregistré au cours des 50 dernières années, a causé bien peu de dommages structuraux. Il a été établi que la défaillance de composants opérationnels et fonctionnels de bâtiments a causé la grande majorité des blessures, dommages matériels et pertes financières subis. La défaillance de ces composants pose aussi de sérieux problèmes aux opérations de recherche et de sauvetage suite à un tremblement de terre, ce qui entraîne une augmentation inutile de victimes.

Au cours des dernières années, on a fait de grands progrès dans la compréhension et l'amélioration du comportement sous séisme des composants opérationnels et fonctionnels (COF). Il y a eu la mise en place de dispositions pour une conception parasismique des dispositifs de retenue des COF, la réalisation de vérifications expérimentales sur des COF, et l'élaboration de lignes directrices pour la réduction des risques sismiques liés aux COF. Le présent rapport a pour objectif d'examiner les derniers développements dans ce domaine et de produire des spectres de réponse de calcul au niveau des planchers, à des emplacements représentatifs au Canada.

Le projet a débuté par l'étude de la performance des COF lors de tremblements de terre passés, ensuite par l'examen des méthodologies actuellement en usage aux États-Unis et au Canada pour la réduction des risques sismiques liés aux COF des bâtiments. Les conclusions pertinentes sont documentées et les lignes directrices actuelles sur les COF aux États-Unis et au Canada sont décrites.

On a ensuite élaboré des spectres de réponse de calcul au niveau des planchers d'immeubles en béton de hauteur moyenne résistants aux moments. Pour ce faire, deux bâtiments de 10 étages à ossature résistante aux moments, ont été conçus conformément au Code national du bâtiment du Canada, édition 1995. Un bâtiment a été conçu pour Ottawa et l'autre pour Vancouver, comme emplacements représentatifs de l'Est et de l'Ouest du Canada. Quinze sismogrammes générés artificiellement (accélérogrammes) ont été produits et 15 accélérogrammes réels ou enregistrés

sur le terrain ont été sélectionnés pour chacun de ces deux emplacements. Chaque bâtiment a alors été soumis à un total de 30 accélérogrammes (15 artificiels et 15 pour les mouvements réels du sol d'entrée). Une analyse non linéaire a été effectuée pour chaque ensemble d'accélérogrammes. Pour chaque sismogramme, on a déterminé les diagrammes d'évolution de l'accélération de la réponse pour chaque plancher.

Sur la base des diagrammes d'évolution de l'accélération, les spectres d'accélération ont été calculés pour chaque plancher et pour chaque analyse. On a observé que les amplifications de réponse en relation avec les excitations du sol, variaient d'un plancher à l'autre et étaient fonction de la fréquence.

Les spectres d'accélération au niveau des planchers individuels ont été utilisés dans l'élaboration des spectres de réponse de calcul au niveau des planchers. Les spectres de réponse de calcul proposés pour les planchers peuvent être utilisés dans le domaine de la protection parasismique au Canada, pour déterminer les exigences parasismiques en termes de retenue des composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments.

Table des matières

Remerciements	ii
Résumé	iv
1.0 Introduction	1
2.0 Expérience tirée de tremblements de terre passés	2
2.1 Rappel historique	4
2.2 Performance des COF lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie.....	8
2.3 Performance des COF lors du tremblement de terre de 1999 à Kocaeli, Turquie	15
2.4 Performance des COF lors du tremblement de terre de 1999 à Jiji à Taiwan.....	19
3.0 Approche américaine dans la réduction des risques sismiques liés aux COF	22
3.1 Exigences de l'UBC en matière de COF	22
3.1.1 Forces sismiques	22
3.1.2 Déformations latérales maximales.....	23
3.2 Exigences de la FEMA en matière de COF	24
3.2.1 Forces sismiques (FEMA 273, sections 11.7.3 et 11.7.4)	24
3.2.2 Ratios de glissement et déplacements relatifs (FEMA 273, section 11.7.5).....	25
3.3 Directives industrielles.....	26
4.0 Approche canadienne dans la réduction des risques sismiques liés aux COF	28
4.1 Exigences du CNBC pour les COF	28
4.1.1 Forces sismiques	28
4.1.2 Déformations latérales maximales.....	29
4.2 Lignes directrices de la CSA sur la réduction des risques sismiques liés aux COF ..	29
5.0 Recherche sur la réduction des risques sismiques liés aux COF	31
6.0 Choix et conception des structures de bâtiments	33
7.0 Modélisation des structures pour l'analyse d'inélasticité	36
8.0 Analyse dynamique des diagrammes d'évolution des réponses inélastiques	42
9.0 Spectres de réponse de calcul	43
9.1 Spectres de calcul pour Ottawa (Est du Canada)	43
9.2 Spectres de calcul pour Vancouver (Ouest du Canada)	44
10.0 Résumé et conclusions	46
Bibliographie	48
Annexe A – Tableaux	A-1
Annexe B – Accélérations spectrales moyennes de réponse au niveau des planchers pour les bâtiments d'Ottawa et de Vancouver	B-1

1.0 Introduction

L'étude des tremblements de terre passés démontre que les dommages aux composants opérationnels et fonctionnels des bâtiments entraînent habituellement plus de blessures, de décès et de pertes matérielles et financières que les dommages structuraux. De nombreux cas se sont produits où un bâtiment n'ayant subi que des dommages structuraux mineurs, a été jugé dangereux et inutilisable en raison des dommages importants à ses composants opérationnels et fonctionnels. La défaillance de ces composants pose aussi de sérieux problèmes aux opérations de recherche et sauvetage suite à un tremblement de terre, ce qui entraîne une augmentation inutile de victimes.

Les composants opérationnels et fonctionnels d'un bâtiment comprennent :

- **les éléments architecturaux** – parapets, bardages, cloisons, escaliers, systèmes d'éclairage, plafonds suspendus, etc.;
- **les équipements mécaniques et électriques** – tuyaux et conduits, escaliers mécaniques, tableaux de commande principaux, transformateurs, groupes électrogènes d'urgence, systèmes de protection contre l'incendie, machinerie, etc.;
- **le contenu des bâtiments** – livres et rayons, meubles, classeurs, étagères de rangement, etc.

La défaillance de l'équipement et les débris attribuables aux chutes d'objets peuvent avoir une incidence grave sur la performance des installations vitales comme les postes de commandement en cas d'urgence, les postes d'incendie et de police, les hôpitaux, les centrales électriques et les installations d'amenée d'eau. Lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie, plusieurs grands hôpitaux ont dû être évacués, non en raison de dommages structuraux, mais à cause de la défaillance des groupes électrogènes d'urgence, des régulateurs d'air; de la chute de plafonds et de luminaires. Au Canada, le tremblement de terre de 1988 au Saguenay, le plus fort séisme dans l'Est de l'Amérique du Nord enregistré au cours des 50 dernières années, a causé bien peu de dommages structuraux. Il a été établi que la défaillance de composants opérationnels et fonctionnels de bâtiments a causé la grande majorité des blessures, dommages matériels et pertes financières subis.

Ce projet a été mis sur pied pour apporter aux intervenants canadiens dans le domaine de la protection parasismique, une base de connaissances de pointe sur l'évaluation et l'atténuation des risques sismiques liés aux composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments. Le projet comportait les tâches suivantes :

- i. Examen technique de la recherche analytique et expérimentale sur le comportement sismique et des codes et directives sur l'évaluation et l'atténuation des risques sismiques liés aux composants fonctionnels et opérationnels.
- ii. Préparation d'un rapport sur l'examen technique.
- iii. Conception de deux bâtiments types à ossature résistante aux moments, un à Vancouver et un à Ottawa, représentatifs de bâtiments en béton à ossature résistante aux moments, dans l'Ouest et dans l'Est du Canada.
- iv. Création de modèles pour les bâtiments à ossature résistante aux moments qui

serviront aux analyses dynamiques des profils de réponse dans les tâches subséquentes.

- v. Préparation d'un rapport provisoire décrivant la sélection, la conception et la modélisation des bâtiments.
- vi. Élaboration de 15 accélérogrammes artificiels (pour les mouvements du sol) reflétant la sismicité de l'Ouest et de l'Est du Canada (Vancouver et Ottawa respectivement).
- vii. Sélection de 15 accélérogrammes réels (pour les mouvements du sol), représentatifs de l'Ouest et de l'Est du Canada.
- viii. Analyses dynamiques non linéaires des bâtiments sous l'ensemble des accélérogrammes artificiels sélectionnés auparavant.
- ix. Analyses dynamiques non linéaires des bâtiments sous l'ensemble des accélérogrammes enregistrés (réels) sélectionnés auparavant.
- x. Calcul des spectres de réponse au niveau des planchers, associés à chaque ensemble d'accélérogrammes (artificiels et réels).
- xi. Élaboration de spectres de réponse de calcul au niveau des planchers, sur la base des résultats de la tâche (x).
- xii. Préparation du rapport final.

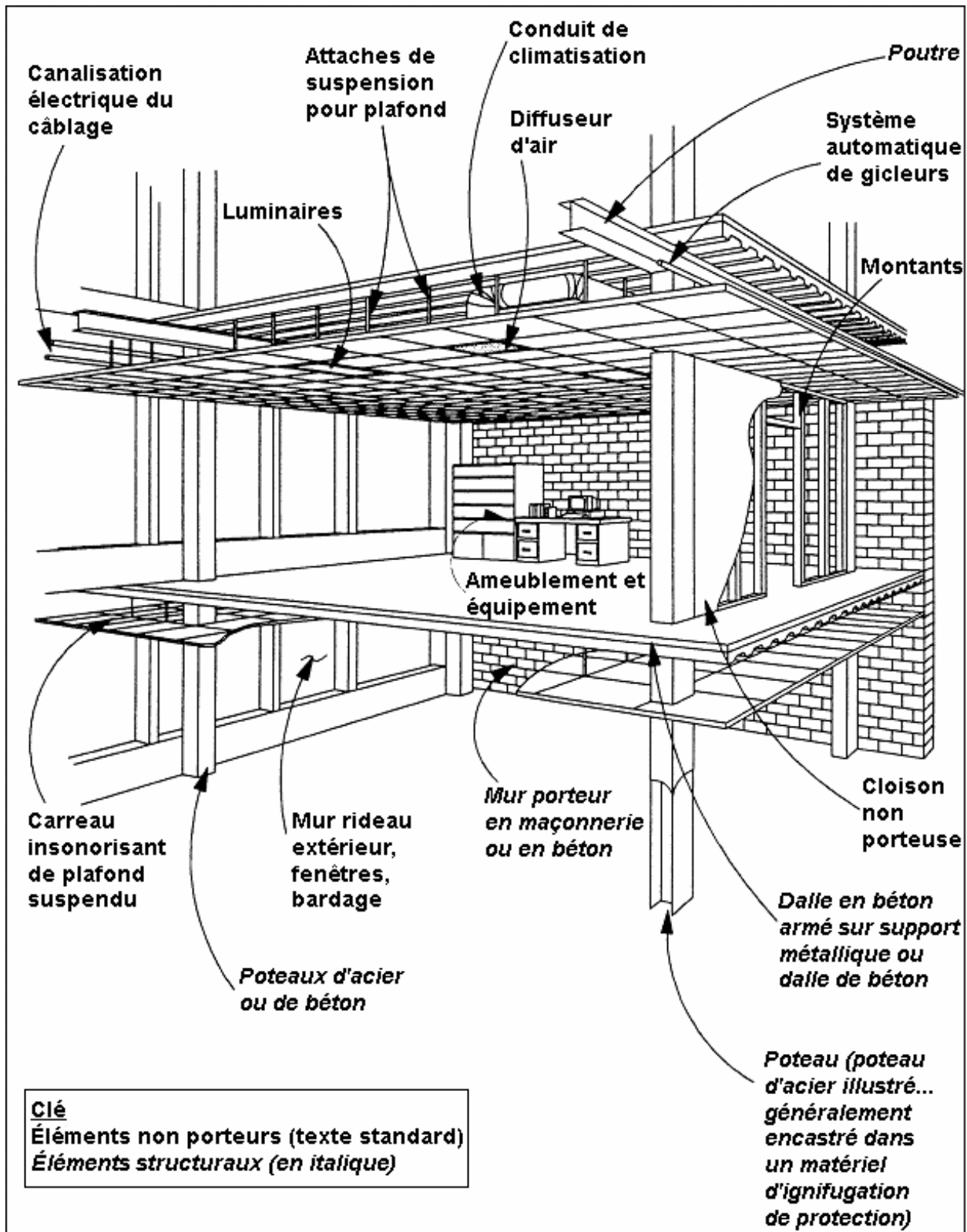
Le document fait état du travail effectué tout au long du projet, tel que mentionné à l'article (xii) ci-dessus.

2.0 Expérience tirée de tremblements de terre passés

Avec l'expérience des tremblements de terre passés, des mesures ont été prises dans un certain nombre de pays pour réduire les risques sismiques liés aux composants opérationnels et fonctionnels (COF) lors de futurs tremblements de terre. C'est toutefois une tâche extrêmement difficile de prendre des mesures à l'égard des risques sismiques reliées aux COF. Cela s'explique par le fait qu'il existe plusieurs situations différentes qui résultent : (i) du grand nombre de types différents de COF; (ii) des différents systèmes structuraux des bâtiments; et (iii) des différents emplacements où sont fixés les COF dans les bâtiments (c.-à-d. le niveau du plancher et l'emplacement à ce niveau). Pour apprécier la portée du problème associé aux différents types de COF, le tableau 1 de l'annexe A donne la liste des COF qui doivent être considérés pour la réduction des risques sismiques liés aux COF dans les structures de bâtiments (Moe, Foo et McClure, 1999).

La figure 1 (tirée de FEMA 74, 1994) montre les éléments structuraux et les éléments non porteurs d'un bâtiment.

Figure 1 Éléments structuraux et éléments non porteurs d'un bâtiment type (FEMA 74, 1994)



Aux États-Unis, des travaux d'envergure en recherche et développement ont été effectués sur les COF par le National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), et ce grâce au financement de la Federal Emergency Management Agency (FEMA). Les résultats de ces travaux de recherche et développement ont été présentés dans plusieurs publications (publications de la FEMA n^{os} 74, 172, 241, 273, 274, 302 et 303). Parmi ces publications, les numéros 74 et 241 de la FEMA portent précisément sur les COF; les autres publications portent sur les structures de bâtiment et considèrent autant les éléments structuraux que les COF.

Au cours des 10 dernières années au Canada, on a aussi fait d'importants travaux sur les COF, sous les auspices du ministère des Travaux publics et Services gouvernementaux Canada (TPSGC 1995; 1997; 1999). Présentement, le Comité technique sur la réduction des risques sismiques de l'Association canadienne de normalisation (CSA), travaille à élaborer des lignes directrices sur la réduction des risques sismiques liés aux COF des bâtiments (Cheung *et al.* 1999). Les types de COF inclus dans ces lignes directrices de la CSA apparaissent dans le tableau 1 de l'annexe A. Il s'agira du premier document officiel au Canada à traiter expressément des COF de bâtiments.

On trouve dans FEMA 274 (Building Seismic Safety Council, 1997), un bref rappel historique des dommages aux COF lors de tremblements de terre passés. Dans cette section, on présente d'abord une revue adaptée de FEMA 274. Il y a aussi une analyse plus poussée des dommages aux COF lors de tremblements de terre plus récents (c.-à-d. le tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie, le tremblement de terre de 1999 à Kocaeli en Turquie, et le tremblement de terre de 1999 à Jiji, Taiwan), tels que décrits par les équipes d'ingénieurs en reconnaissance dans les régions touchées immédiatement après les tremblements de terre.

2.1 Rappel historique

Lors des tremblements de terre de 1906 à San Francisco, de 1925 à Santa Barbara et de 1933 à Long Beach, l'effondrement de parapets de brique et de murs extérieurs non armés a entraîné de nombreuses victimes parmi les occupants des édifices, les piétons et les automobilistes. Ceci s'est de nouveau avéré vrai lors des tremblements de terre de 1952 à Bakersfield, de 1971 à San Fernando, de 1987 à Whittier-Narrows, de 1989 à Loma Prieta et de 1994 à Northridge.

Le tremblement de terre de 1964 en Alaska a été le premier à révéler la vulnérabilité des cadres extérieurs modernes en béton architectonique, des ascenseurs et des plafonds suspendus. Le tremblement de terre de 1971 à San Fernando a entraîné l'effondrement de rayonnages de bibliothèque en métal, de débris dans les escaliers de sortie, la rupture de plafonds suspendus, de luminaires et de conduits de CVC (chauffage, ventilation et climatisation). Le tremblement de terre de 1989 à Loma Prieta, a causé l'effondrement de certains lourds plafonds et ornements de plâtre, la chute de réseaux d'éclairage et de leurs luminaires. Ce tremblement de terre a aussi entraîné de grandes pertes financières en raison des dommages aux réseaux d'aqueduc.

Les figures 2 et 3 (tirées de Gates et McGavin, 1998) et la figure 4 (tirée de FEMA 74) illustrent des dommages aux COF lors de tremblements de terre passés. La figure 2 montre la défaillance du système de soutien à ressorts d'un équipement mécanique et la figure 3 montre l'armoire de commande d'un ascenseur dans le penthouse d'un grand hôtel qui a été déplacé de sa base lors

d'un fort tremblement de terre sur l'île de Guam en 1993. La figure 4 montre la défaillance d'un système de canalisation lors du tremblement de terre de 1971 à San Fernando.

Figure 2 Défaillance du système de soutien à ressorts d'un équipement mécanique (Gates et McGavin, 1998)

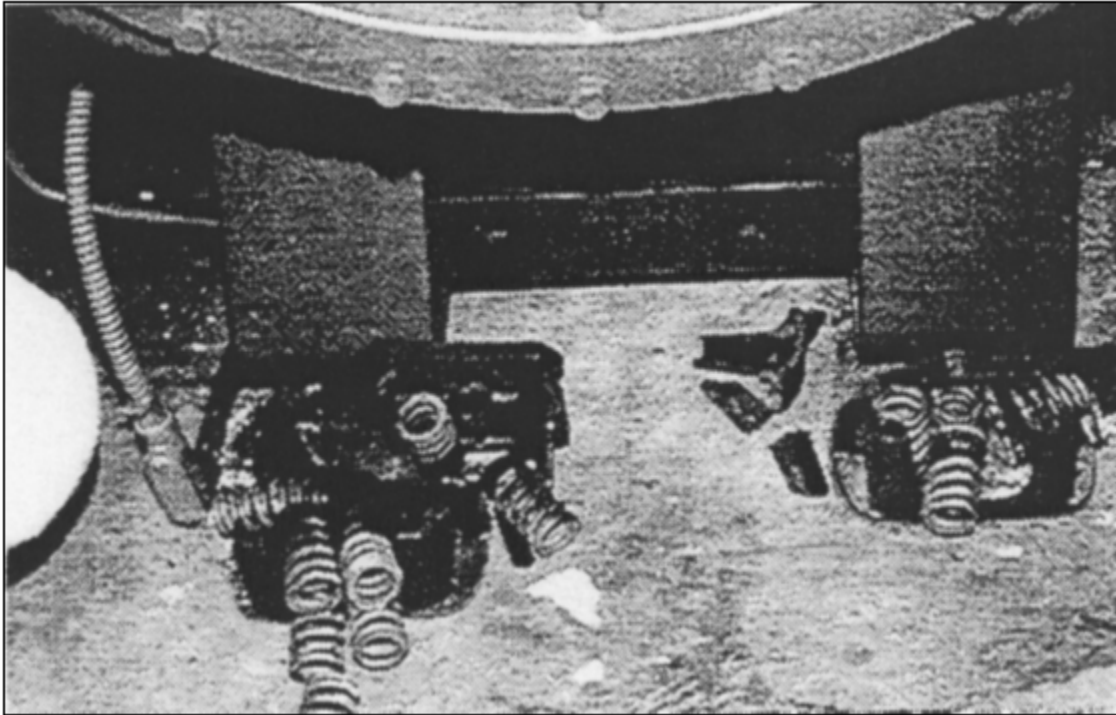


Figure 3 Défaillance de l'armoire de commande d'un ascenseur lors du tremblement de terre de 1993 à Guam (Gates et McGavin, 1998)

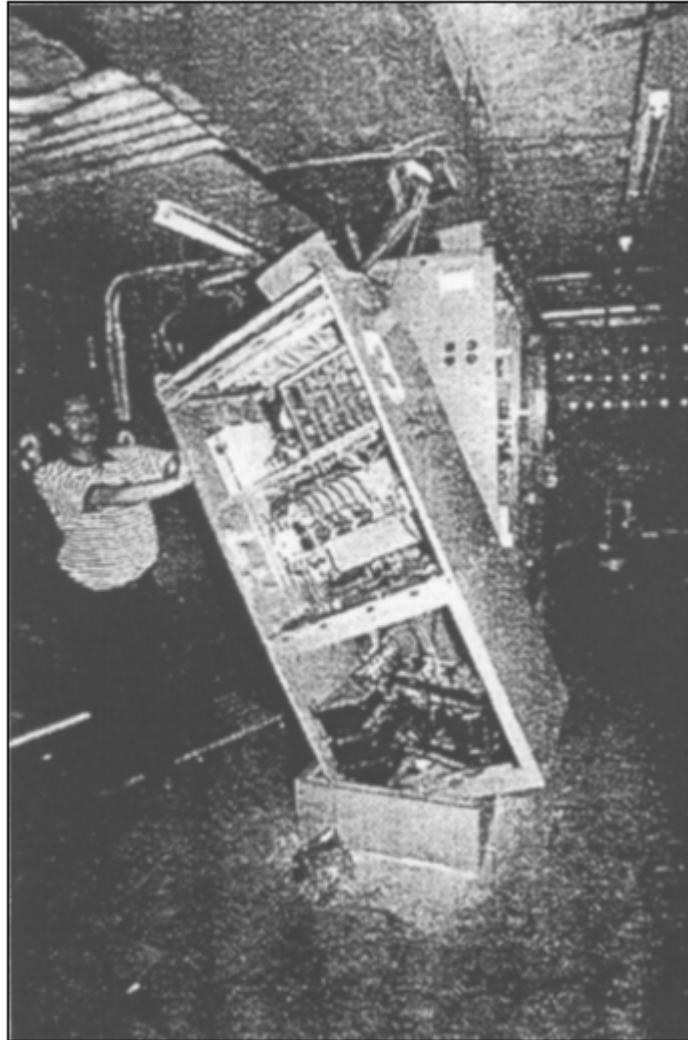
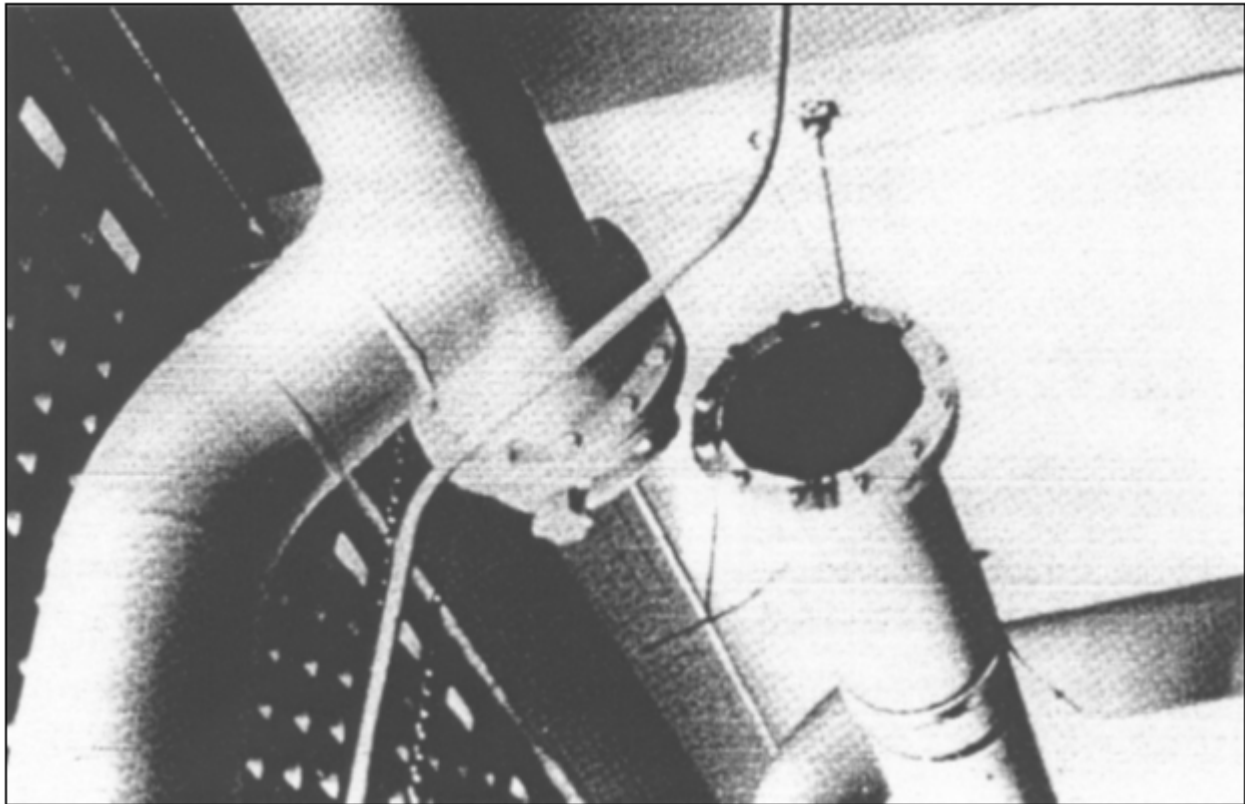


Figure 4 Défaillance d'un système de canalisation lors du tremblement de terre de 1971 à San Fernando en Californie (FEMA 74, 1994)



En plus des conséquences directes des défaillances des COF lors de ces tremblements de terre, ces défaillances ont provoqué d'autres dangers mortels reliés à la structure des bâtiments, aux occupants et au contenu. Cela comprend les incendies, les explosions et la fuite de matières dangereuses en raison des dommages aux équipements mécaniques et électriques. Selvaduray (1998) fait un résumé d'incidents impliquant des matières dangereuses dans les installations scolaires, causés par des dommages aux COF lors de certains tremblements de terre en Californie et au Japon. Des déversements de produits chimiques auraient causé des explosions et incendies dans plusieurs laboratoires, ce qui a aggravé les conséquences des dommages aux COF. Comme mentionné par Selvaduray (1988), un total de 490 incidents impliquant des matières dangereuses furent dénombrés lors du tremblement de terre de 1989 à Loma Prieta, et 387 incidents semblables se sont produits lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge.

2.2 Performance des COF lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie

McKevitt *et al.* (1995) décrivent les défaillances de divers types de COF dans des bâtiments situés dans la région épacentrale du tremblement de terre de Northridge. Tel que rapporté, les dommages aux éléments non porteurs ont surtout affecté les composants munis de dispositifs de retenue parasismiques inadéquats ou inexistants. Selon leurs observations, la plupart des COF munis de dispositifs de retenue conçus en conformité avec les exigences actuelles (c.-à-d. 0,4 g d'accélération horizontale maximale pour la zone 4 selon l'Uniform Building Code [UBC]), ont eu une bonne performance malgré des accélérations mesurées au sol représentant le double de la valeur de calcul. Ils ont également remarqué que dans certaines situations où des COF endommagés étaient munis de dispositifs de retenue conçus selon les dispositions actuelles du code, les défaillances étaient associées à de mauvais détails de conception. Les figures 5 à 11 tirées de FEMA 74 (1994), McKevitt *et al.* (1995) et Tremblay *et al.* (1995), illustrent des dommages à divers COF lors du tremblement de terre de Northridge.

Figure 5 Défaillance de plafonds suspendus et des luminaires lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie (FEMA 74, 1994)

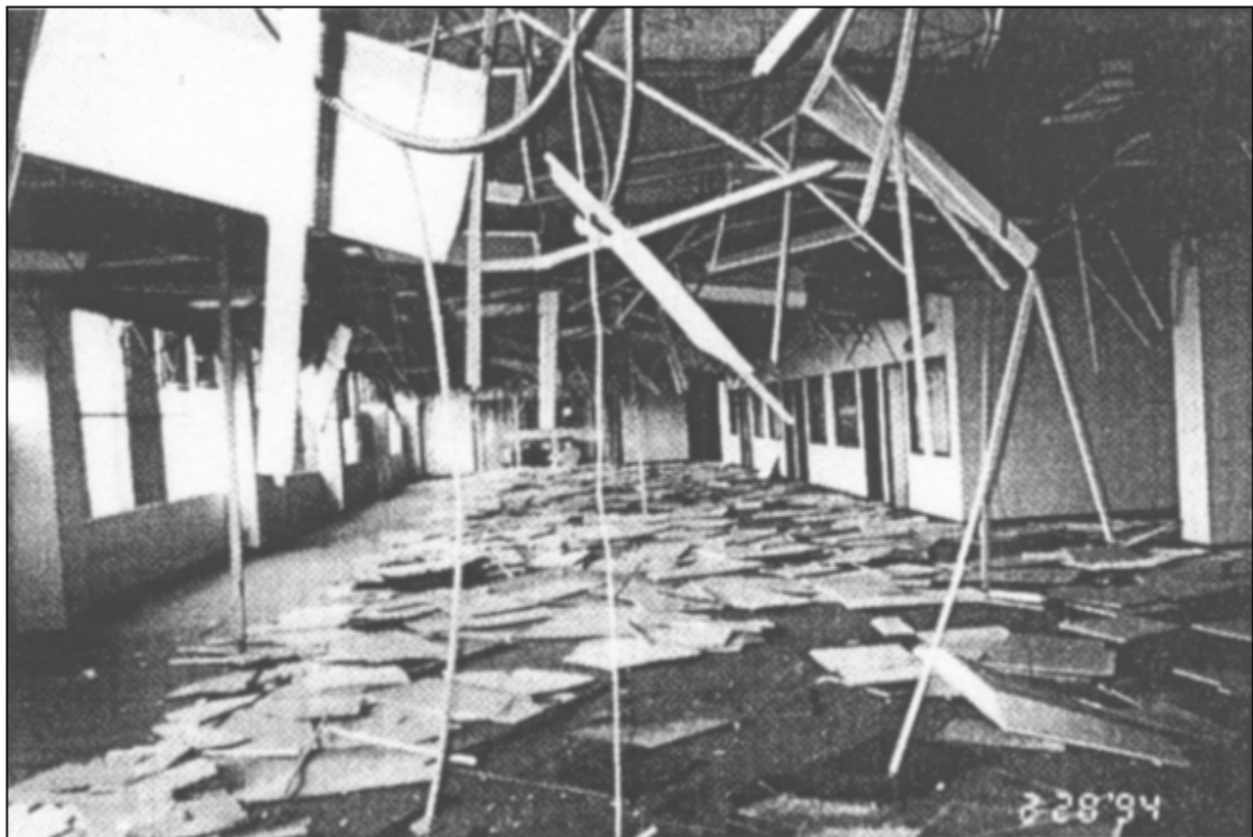


Figure 6 Défaillance d'un compresseur d'air lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie (FEMA 74, 1994)

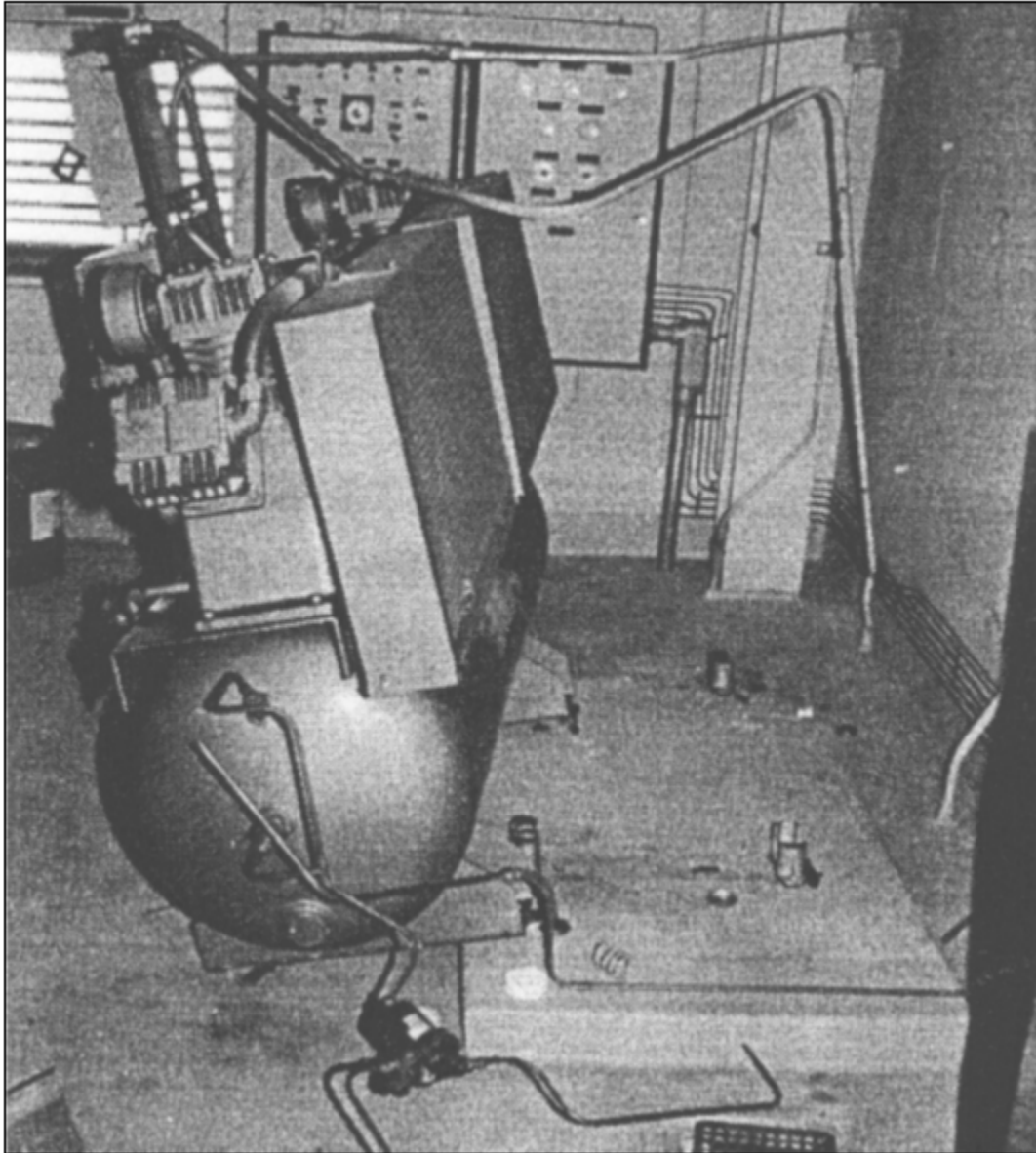


Figure 7 Supports d'un refroidisseur rompus lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie (FEMA 74, 1994)

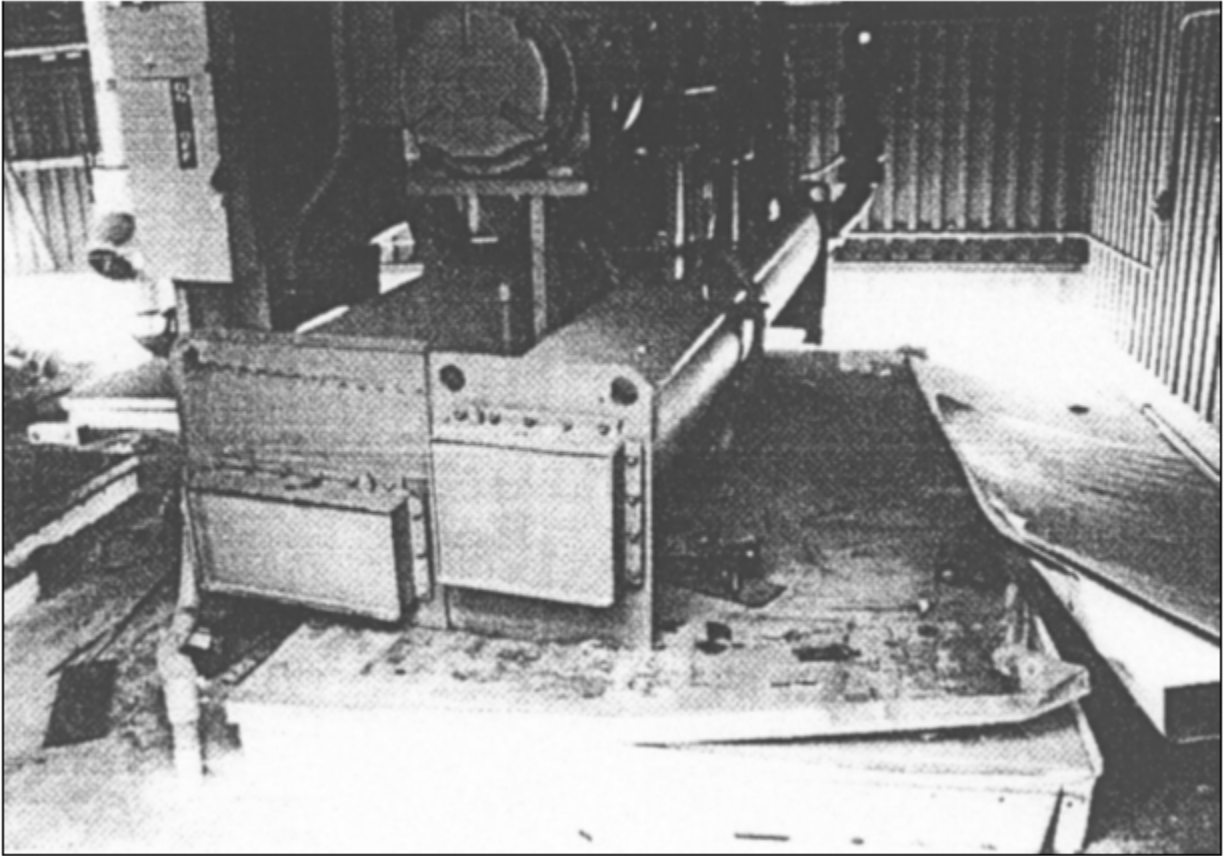


Figure 8 Défaillance des conduits d'un appareil de ventilation lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie (McKevitt *et al.*, 1995)



Figure 9 Défaillance du cadre-support d'un bloc de commande de CVC lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie (McKevitt *et al.*, 1995)

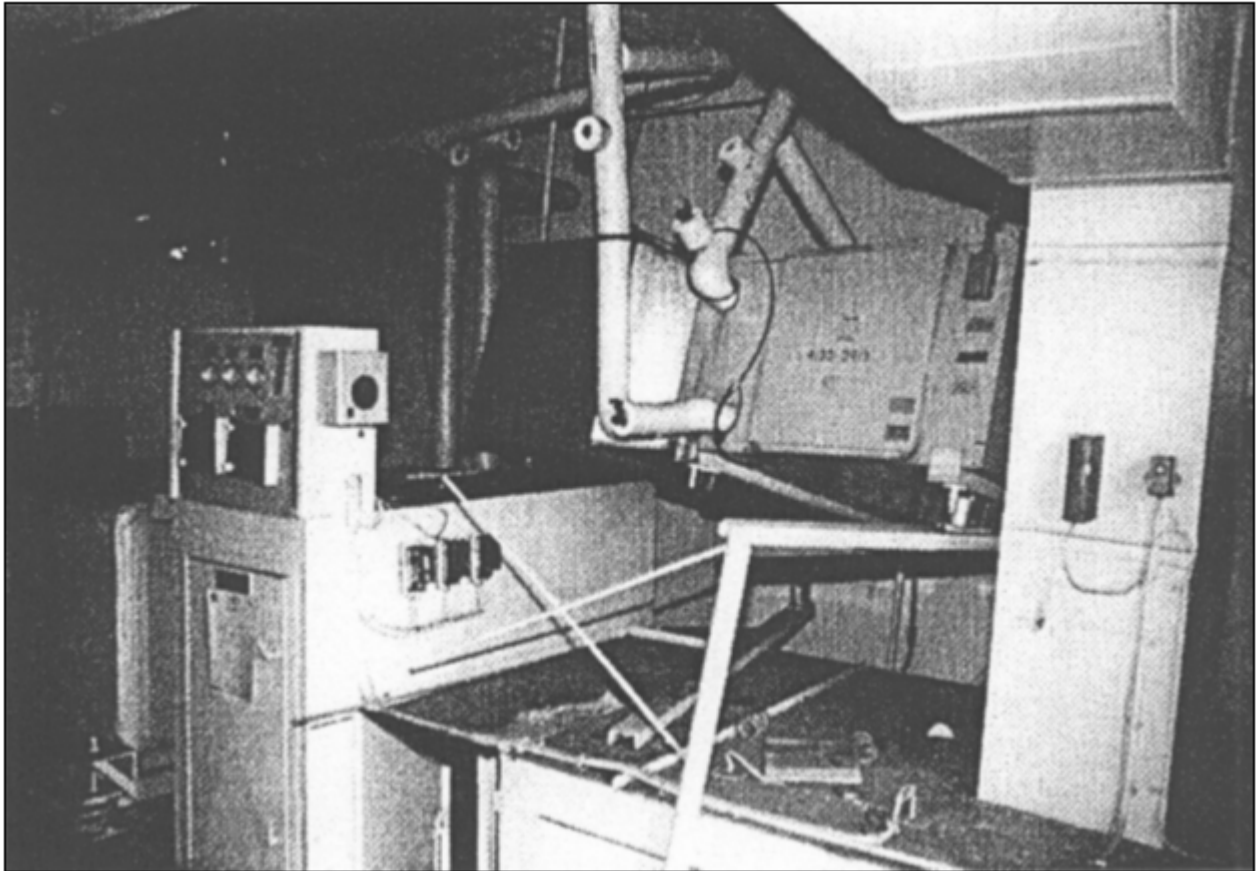


Figure 10 Supports de branchement attachés au toit du penthouse du Kaiser Permanente Hospital lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge en Californie (Tremblay *et al.*, 1995)

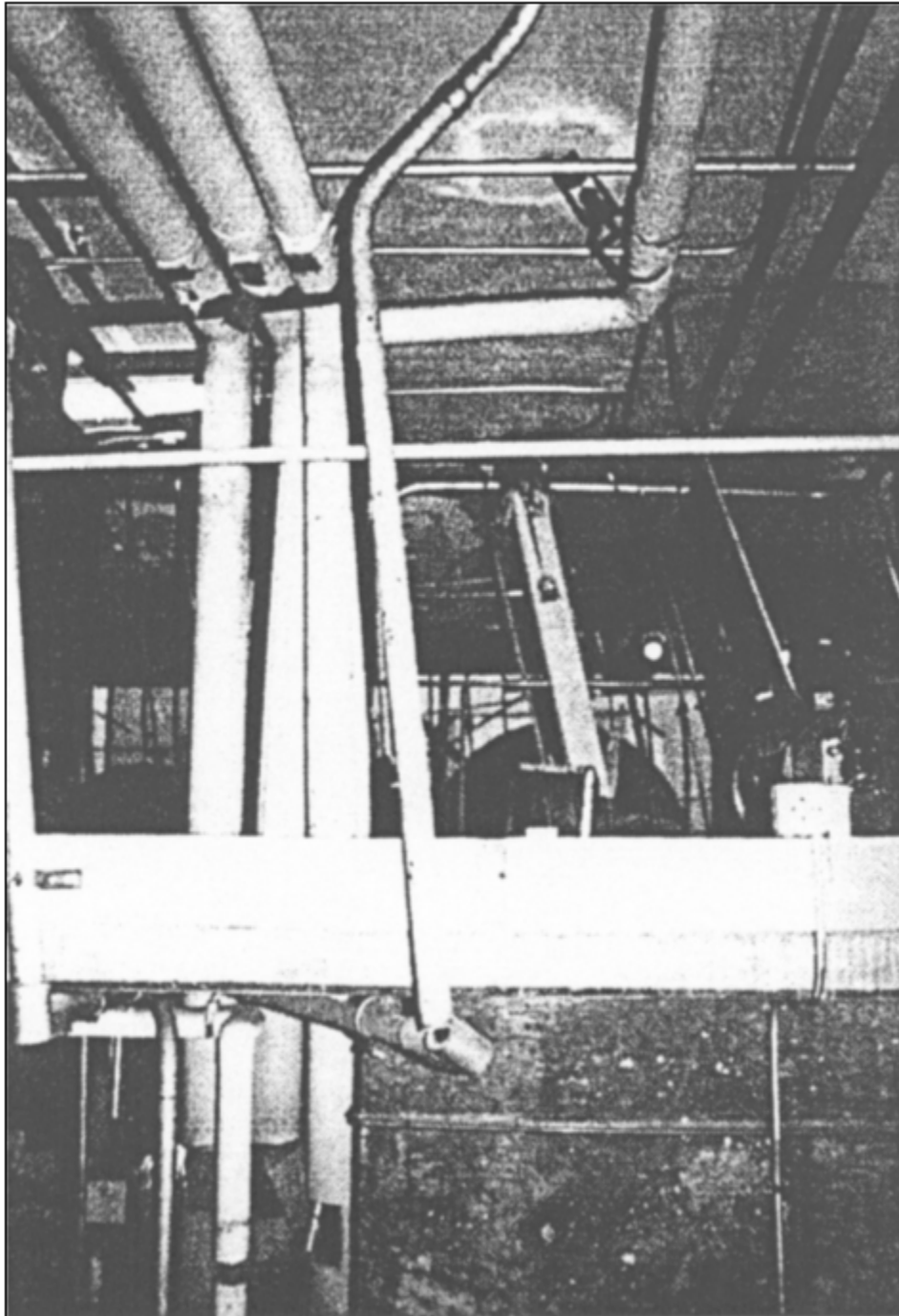
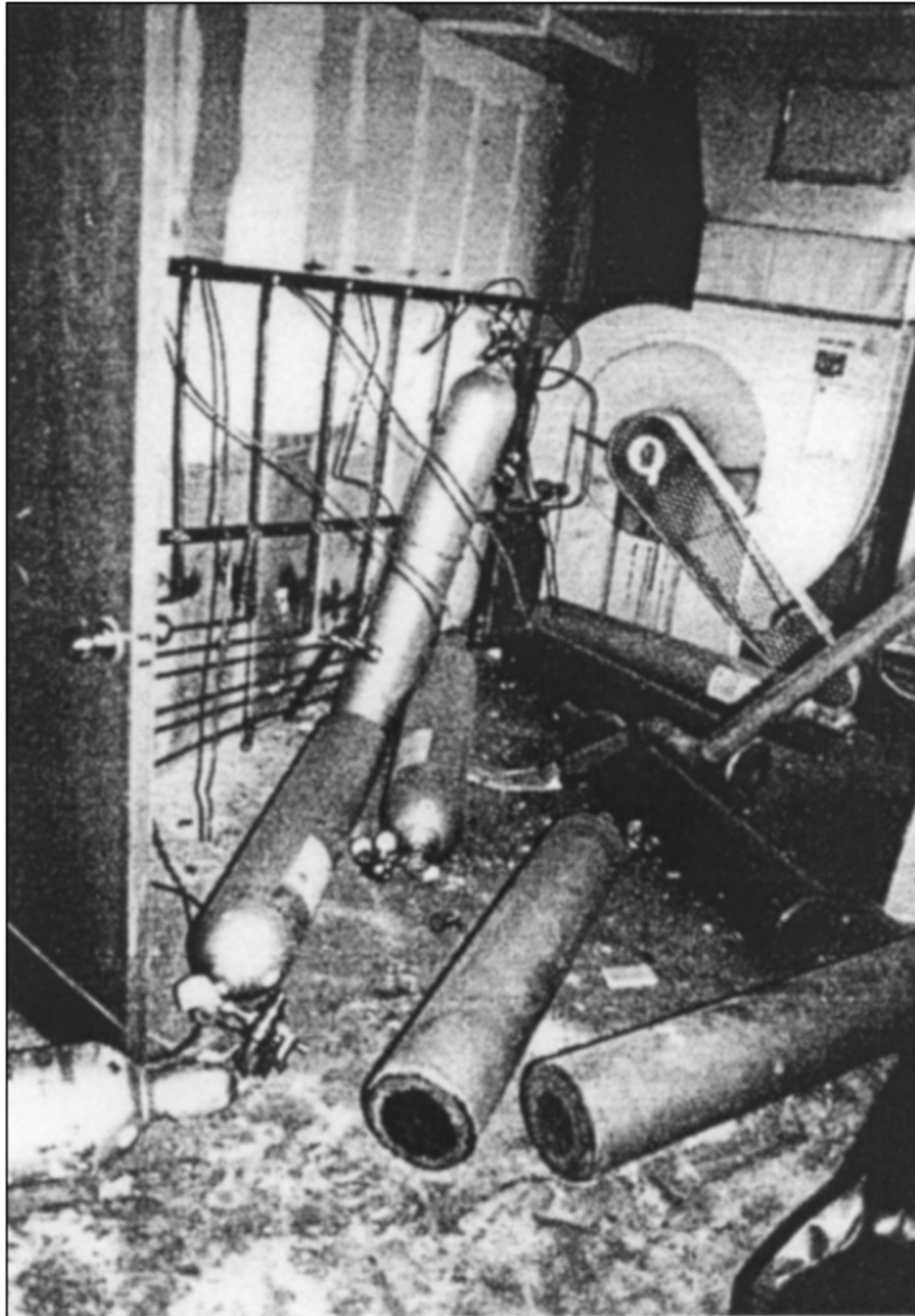


Figure 11 Dommages dus à des dispositifs de retenue inadéquats pour des réservoirs sous pression lors du tremblement de terre de Northridge en Californie (McKevitt *et al.*, 1995)



Dans leurs conclusions, McKeivitt *et al.* (1995) soulignent qu'en termes de comportement des COF lors du tremblement de terre de Northridge, les observations les plus importantes tirées de leur visite de reconnaissance concernent l'importance des éléments suivants :

- les dispositifs de retenue parasismiques sur les systèmes de plafond et l'équipement soutenu dans les plafonds;
- les dispositifs d'ancrage de l'équipement; et
- les dispositifs de retenue et les détails des systèmes de canalisation.

Il est aussi utile de mentionner les deux remarques suivantes tirées des conclusions de McKeivitt *et al.* (1995) :

- du nombre total de 25 décès lors du tremblement de terre de Northridge, au moins cinq décès sont attribués aux défaillances de COF;
- lors du tremblement de terre, les dommages aux COF ont aussi causé de nombreuses blessures, l'interruption du fonctionnement de plusieurs hôpitaux et d'autres dommages et pertes financières.

Gates et McGavin (1998) mentionnent d'autres points saillants sur les dommages aux COF lors du tremblement de terre de Northridge. Tel que rapporté, les systèmes d'extincteurs à eau du type sprinkleur ont fait défaut dans plusieurs bâtiments. Les fenêtres de verre avec pellicule protectrice pour contenir les éclats projetés, ont forcé les cadres de fenêtre. Il est aussi souligné que les équipements mécaniques et électriques rigidement boulonnés ou ancrés aux planchers auraient généralement eu un comportement acceptable lors du tremblement de terre de Northridge, si ces ancrages avaient été conçus selon les niveaux de force du code du bâtiment. Dans de nombreux cas cependant, des défaillances prématurées de dispositifs d'ancrage sont survenues là où les boulons d'ancrage dans des planchers en béton ou dalles au sol, n'étaient pas adéquats.

2.3 Performance des COF lors du tremblement de terre de 1999 à Kocaeli, Turquie

Le tremblement de terre du 17 août 1999 a entraîné plus de 20 000 décès, 50 000 blessés, et plus de 30 milliards \$ en dommages. Une part importante des dommages et des victimes fut attribuée à la défaillance d'éléments non porteurs, principalement des murs en maçonnerie non armée (Saatcioglu, Gardner et Ghobarah, 2001). L'utilisation répandue de ces murs fragiles, sans aucune considération parasismique comme des connexions, des isolations et des dispositifs de retenue convenables, a provoqué des dommages importants, même si les systèmes d'ossature sont demeurés intacts dans plusieurs cas. Les figures 12 et 13 montrent deux bâtiments à ossature de béton armé, avec des dommages substantiels aux murs de maçonnerie non porteurs, alors que les systèmes d'ossature de béton armé ont conservé la force et la stabilité de l'ensemble de la structure (Saatcioglu et al, 2001).

Figure 12 Exemple de dommages aux murs de maçonnerie non porteurs lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie (Saatcioglu *et al.*, 2001)



Figure 13 Un autre exemple de dommages aux murs de maçonnerie non porteurs lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie (Saatcioglu *et al.*, 2001)



Les dommages aux COF ont aussi eu un effet important sur la performance d'installations industrielles. Un incendie, causé par la rupture de tuyaux contenant des substances hautement inflammables, a détruit une grande raffinerie de pétrole. Les figures 14 et 15 montrent les dommages à la raffinerie.

Figure 14 Dommages aux éléments non porteurs dans une raffinerie de pétrole lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie (Saatcioglu *et al.*, 2001)

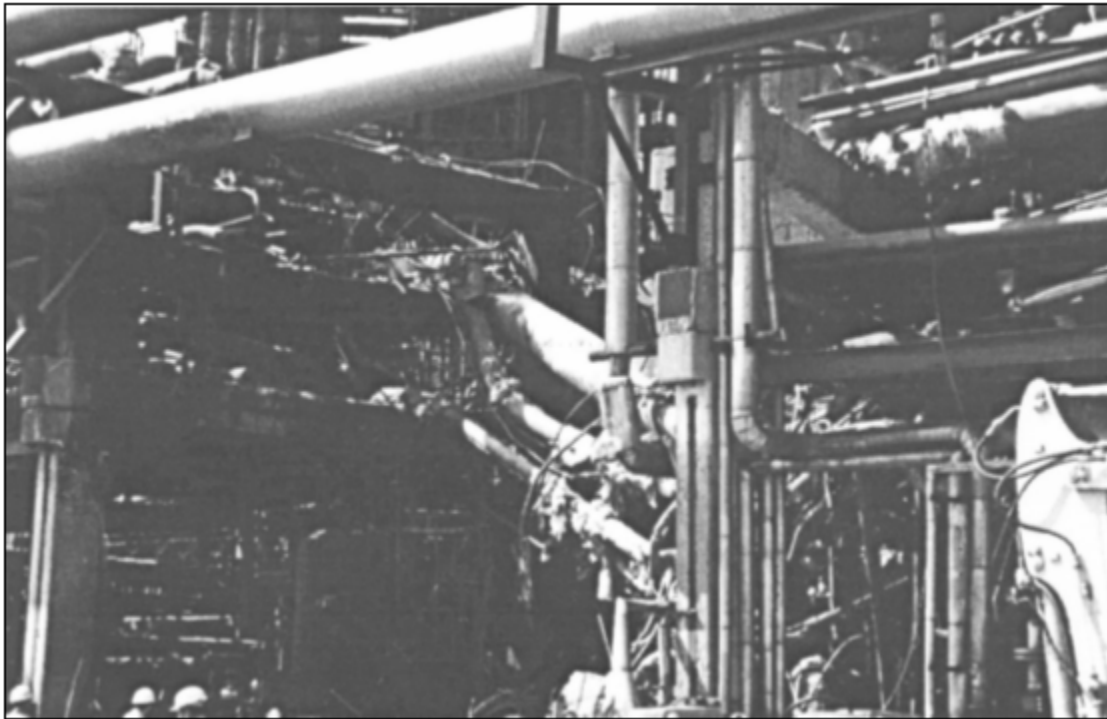
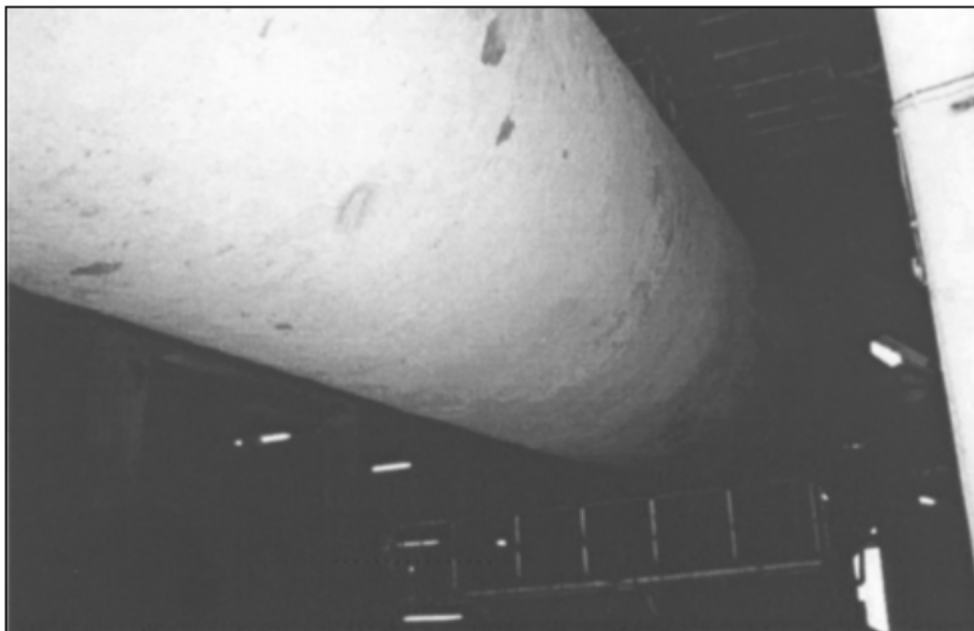


Figure 15 Dommages à un réservoir de stockage dans une raffinerie de pétrole lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie (Saatcioglu *et al.*, 2001)



Un autre exemple de dommages aux COF a été vu dans une usine d'engrais de Kocaeli où un grand séchoir a été déplacé de ses supports, tel qu'illustré à la figure 16.

Figure 16 Un grand séchoir déplacé de ses supports dans une usine d'engrais lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie (Saatcioglu *et al.*, 2001)



2.4 Performance des COF lors du tremblement de terre de 1999 à Jiji à Taiwan

Les pires pertes subies lors du tremblement de terre de 1999 à Jiji, Taiwan, furent le résultat de l'effondrement de petits immeubles résidentiels et commerciaux avec des boutiques à façade ouverte au niveau du sol, et de lourds murs non ouvrés de brique non armée aux niveaux supérieurs. Le rez-de-chaussée de ces bâtiments à deux, trois ou quatre étages est à vocation commerciale, alors que les planchers supérieurs sont résidentiels. Le devant du commerce est habituellement ouvert au rez-de-chaussée.

Ces lourds murs non porteurs et non ouvrés ont pratiquement modifié le comportement sismique des structures à ossature de béton armé, qui avaient été conçues pour dissiper l'énergie sismique par des déplacements. Les ossatures ne peuvent plus dissiper efficacement l'énergie sismique en raison de la réduction de leur capacité de déplacement. Avec un étage ouvert et peut-être pas très solide au rez-de-chaussée, les bâtiments ont subi des dommages importants lorsque la façade ouverte s'est écroulée, entraînant l'effondrement de lourds murs de brique non armée.

Les figures 17 à 20 illustrent quelques exemples de dommages aux COF et de leur danger, lors du tremblement de terre de 1999 à Jiji, Taiwan; y compris des systèmes de bâtiments construits sur toit, un mur autoporteur architectural, un système d'extincteurs à eau et de l'équipement suspendu.

Figure 17 Dommages à des systèmes de bâtiments construits sur toit lors du tremblement de terre de Jiji à Taiwan

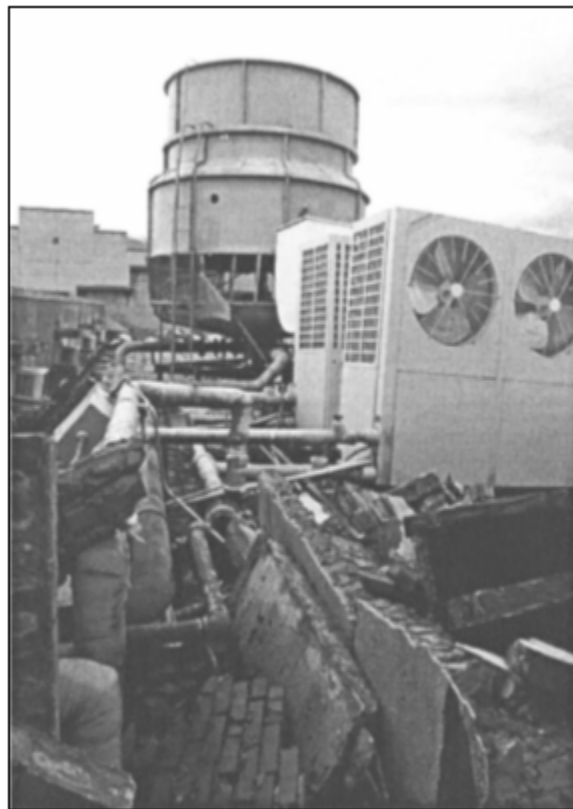


Figure 18 Effondrement d'un mur non porteur isolé lors du tremblement de terre de Jiji à Taiwan

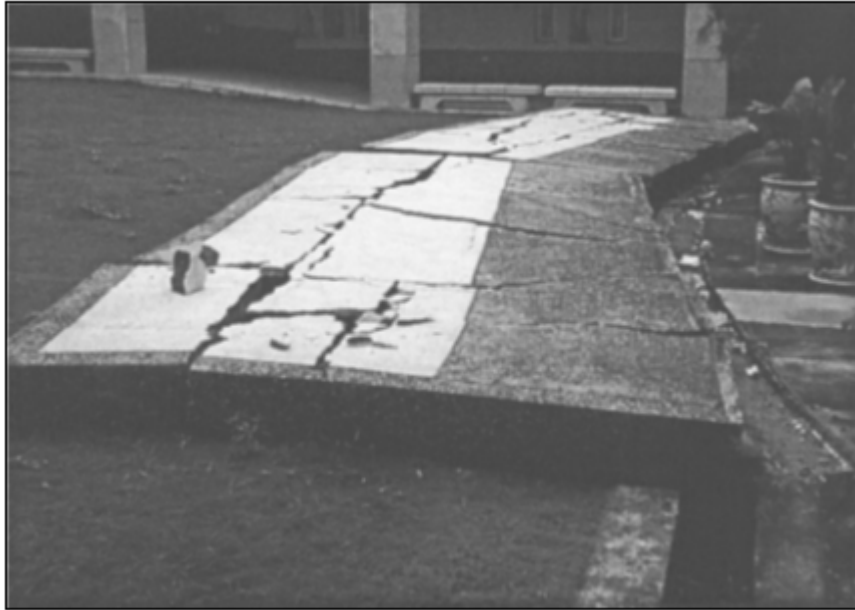


Figure 19 Dommages à un système d'extincteurs à eau du type sprinkleur lors du tremblement de terre de Jiji à Taiwan



Figure 20 Danger posé par de l'équipement suspendu non retenu lors du tremblement de terre de Jiji à Taiwan.



3.0 Approche américaine dans la réduction des risques sismiques liés aux COF

On peut trouver des dispositions parasismiques concernant les COF dans :

- l'Uniform Building Code (UBC)
- le National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP)
- des directives industrielles telles que :
 - le code pour les chaudières et appareils à pression de l'American Society of Mechanical Engineers (*ASME Boiler and Pressure Vessel Code*, Section III, *Rules of construction of nuclear power plant components*, Division 1, Annexe N, 1993, ASME, New York)
 - NFPA 13 pour les systèmes d'extincteurs d'incendie
 - ASHRAE pour les composants mécaniques (*A Practical Guide to Seismic Restraint 1999*; le *ASHRAE Handbook 1999* – dans les applications pour CVC, chapitre 50 « Seismic Restraint Design » ASHRAE, 1999)
 - SMACNA (*Seismic Restraint Manual*, 1997)
 - Bellcore – « Network Equipment-building System (NEBS) Requirements : Physical Protection ». (Bell Communications Research)

Les dispositions de l'UBC et celles du NEHRP sont présentées ici, car elles sont bien connues dans le monde entier et largement utilisées. On donne aussi un bref exposé sur diverses directives industrielles.

3.1 Exigences de l'UBC en matière de COF

L'Uniform Building Code (UBC; International Conference of Building Officials, 1997) est le code le plus utilisé aux États-Unis pour la conception parasismique. En plus des spécifications pour la conception d'éléments structuraux des bâtiments, qui constituent le principal objectif du code, il fournit aussi des critères pour la conception de composants non porteurs, c.-à-d. les COF. Cette conception doit se faire en utilisant les forces sismiques latérales prescrites par le code pour les COF, et les déformations inélastiques maximales de la structure du bâtiment.

3.1.1 Forces sismiques

Lors d'un tremblement de terre, les composants non porteurs sont soumis à des accélérations horizontales engendrant des forces latérales d'inertie. Ces forces sont très importantes autant pour le calcul des attaches des composants non porteurs, que pour les éléments structuraux auxquels les composants non porteurs sont attachés. L'UBC 1997 donne la méthode de calcul suivante pour la force latérale sismique totale de calcul, F_p , pour un COF donné :

$$[1] \quad F_p = 4,0 C_a I_p W_p$$

Autrement, F_p peut se calculer à l'aide de la formule suivante :

$$[2] \quad F_p = (a_p C_a I_p / R) \times (1 + 3 h_x / h_r) W_p$$

Sauf que F_p ne doit pas être inférieure à $0,7 C_a I_p W_p$ ni supérieure à $4 C_a I_p W_p$.

Les paramètres de ces équations sont les suivants :

C_a = coefficient de sismicité qui dépend de la zone sismique et du type de sol à l'emplacement du bâtiment (tableau 16-Q, UBC 1997)

I_p = coefficient de risque qui dépend de la catégorie d'occupation du bâtiment, et a une valeur de 1,0 ou 1,5 (tableau 16-K, UBC 1997)

W_p = masse opérationnelle du composant non porteur

R_p = coefficient de modification de réponse pour le composant non porteur, variant de 1,5 à 4 (tableau 16-O, UBC 1997)

h_x = élévation de la fixation du composant relativement au niveau du sol, h_x ne peut être pris à moins de 0,0

h_r = élévation du toit du bâtiment relativement au niveau du sol

a_p = coefficient d'amplification du composant dans la structure, qui varie de 1,0 à 2,5 (tableau 16-O, UBC 1997)

L'UBC 1997 permet aussi le calcul de la force sismique F_p selon d'autres méthodes ou normes approuvées ou à partir d'essais expérimentaux. Toutefois, la valeur de F_p utilisée dans le calcul du composant non porteur, ne doit pas être inférieure à 80 pour cent des valeurs calculées selon les équations [1] et [2].

3.1.2 Déformations latérales maximales

Dans le calcul d'un COF, il faut absolument tenir compte des déformations maximales prévues pour le COF et le bâtiment. Cet examen est nécessaire pour prévoir des espaces de joint suffisants entre les éléments structuraux et les COF, ce qui entraîne une réduction importante des dommages causés par les séismes tant aux éléments structuraux qu'aux COF.

L'UBC 1997 précise la formule suivante pour le calcul du glissement maximal entre les étages, Δ_M , de la structure du bâtiment :

$$[3] \quad \Delta_M = 0,7 R \Delta_S \quad \text{où,}$$

R = coefficient de modification de la force, représentatif de la surrésistance inhérente et du coefficient de ductilité globale du système de résistance à la charge latérale, variant de 2,2 à 8,5 (tableau 16N, UBC 1997)

Δ_S = glissement de calcul entre les étages résultant des forces sismiques de calcul.

L'UBC 1997 permet aussi de calculer les glissements entre les étages par l'analyse non linéaire du diagramme d'évolution. Il y est mentionné que le glissement calculé ne devrait pas excéder la valeur de 0,025 fois la hauteur de l'étage pour les structures ayant une période fondamentale de moins de 0,7 seconde. Pour les structures ayant une période fondamentale de 0,7 seconde et plus, le glissement calculé ne devrait pas excéder 0,02 fois la hauteur de l'étage.

3.2 Exigences de la FEMA en matière de COF

Tel que mentionné dans l'introduction, un projet d'ensemble portant sur les COF a été mis sur pied aux États-Unis dans le cadre du NEHRP, le National Earthquake Hazard Reduction Program (programme national de réduction des risques sismiques), sous l'égide de la Federal Emergency Management Agency (FEMA). Les résultats de ce projet sont présentés dans un certain nombre de rapports, désignés sous le nom de rapports de la FEMA dans ce texte. Les rapports traitent des questions principales suivantes en relation avec les COF :

1. Critères de conception pour les COF de nouveaux bâtiments (FEMA 302, Chapitre 6 – « Recommended Provisions », et FEMA 303, Chapitre 6 – « Commentary to the Provisions »; Building Seismic Safety Council, 1998).
2. Évaluation parasismique des COF (FEMA 310, Section 4.8, Building Seismic Safety Council, 1998; FEMA 178, sections 10.4 et 10.5, Building Seismic Safety Council, 1992).
3. Réhabilitation des COF dans des bâtiments existants (FEMA 273, Chapitre 11 – « Simplified and Systematic Rehabilitation of OFCs », et FEMA 274, Chapitre 11 – « Commentary »; Building Seismic Safety Council, 1997).
4. Techniques de réhabilitation parasismique des COF (FEMA 74, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., 1994; FEMA 241, Bay Area Regional Earthquake Preparedness Project, et Office of the State Architect, 1993; FEMA 172, Chapitres 5 et 6, Seismic Safety Council, 1992).

Parmi ces rapports, la revue la plus exhaustive des diverses problématiques reliées aux COF des de bâtiments, est présentée dans FEMA 273 et FEMA 274, et ces derniers constituent la base de rapports plus récents, FEMA 302 et 303.

Les points les plus importants sur les COF discutés dans les rapports de la FEMA (tels les niveaux de performance, les méthodes d'évaluation, etc.) ont été repris par le Comité technique sur la réduction des risques sismiques de la CSA (2000), dans l'élaboration de lignes directrices pour la réduction des risques sismiques liés aux COF des bâtiments. Ces lignes directrices sont examinées dans la section 4.3 du présent rapport. Afin d'éviter la répétition, seules les spécifications de la FEMA pour les méthodes analytiques de calcul des forces sismiques et de déplacement des COF seront présentées, puisqu'elles diffèrent quelque peu de celles contenues dans les lignes directrices préparées par le Comité technique sur la réduction des risques sismiques de la CSA (2000).

3.2.1 Forces sismiques (FEMA 273, sections 11.7.3 et 11.7.4)

Selon FEMA 273 (section 11.7.3), la force sismique pour un COF donné devrait se calculer à l'aide de l'équation suivante :

$$[4] \quad F_p = 1,6 S_{xs} I_p W_p \quad \text{où,}$$

F_p = Force sismique de calcul appliquée horizontalement au centre de gravité du composant et répartie selon la distribution massique du composant.

S_{xs} = Accélération spectrale sur de courtes périodes, du spectre de calcul défini dans la section 2.6.1.5 de FEMA 273.

I_p = Coefficient de tenue du composant qui est soit 1,0, le niveau de performance pour la sécurité des personnes, ou 1,5, le niveau de performance pour l'occupation immédiate.

W_p = Poids du composant.

Autrement, la force sismique peut se calculer à l'aide de l'équation précisée dans FEMA 273, section 11.7.4 :

$$[5] \quad F_p = 0,4 a_p S_{xs} I_p W_p (1 + 2x/h) / R_p$$

Mais on ne doit pas prendre une F_p supérieure à la valeur calculée par l'équation [4], ni inférieure à :

$$[6] \quad F_p = 0,3 S_{xs} I_p W_p$$

Les paramètres S_{xs} , I_p et W_p sont décrits plus haut; les autres paramètres utilisés dans les équations [5] et [6] sont comme suit :

a_p = coefficient d'amplification du composant variant de 1,0 à 2,5 (voir le tableau 11-2 dans FEMA 273)

x = hauteur moyenne du toit pour la structure du bâtiment relativement à l'élévation du sol

h = hauteur du point où le composant est fixé en fonction de l'élévation du sol (pour les éléments à la base ou sous la base, h devrait être 0,0; consulter la section 6.1.3 de FEMA 302)

Dans les spécifications de la FEMA, l'équation [4] est prise comme équation par défaut qui donne des résultats prudents (consulter FEMA 274 – « Commentary », sections C11.7.3 et C11.7.4); les équations [5] et [6] donnent des résultats plus précis et généralement moins prudents. Pour un composant tel un lourd bardage où les connexions sont critiques, la procédure analytique doit toujours être utilisée (c.-à-d. les équations [5] et [6]).

3.2.2 Ratios de glissement et déplacements relatifs (FEMA 273, section 11.7.5)

Le ratio de glissement, D_r , pour deux points de connexion sur un même bâtiment ou système structural, devrait se calculer à l'aide de l'équation déterminée dans FEMA 273, section 11.7.5 :

$$[7] \quad D_r = (\delta_{xA} - \delta_{yA}) / (X - Y)$$

Dans le même ordre d'idées, le déplacement relatif, D_p , de deux points de connexion sur des bâtiments ou systèmes structuraux séparés, devrait se calculer en utilisant l'équation :

$$[8] \quad D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{xB}|$$

Les paramètres utilisés dans les équations [7] et [8] sont les suivants :

X = hauteur de la fixation supérieure de support au niveau « x » mesurée à partir du niveau du sol

Y = hauteur de la fixation inférieure de support au niveau « y » mesurée à partir du niveau du sol

δ_{xA} = déformation au niveau « x » du bâtiment « A »

δ_{yA} = déformation au niveau « y » du bâtiment « A »

δ_{xB} = déformation au niveau « x » du bâtiment « B »

Les déformations, δ , doivent être calculées en utilisant les charges sismiques de calcul et les propriétés de rigidité des systèmes structuraux.

3.3 Directives industrielles

Les directives industrielles sont habituellement élaborées pour des équipements ou systèmes particuliers et offrent souvent des détails sur leurs dispositifs de retenue parasismiques. Il est de pratique courante, et recommandé dans les directives, d'engager un professionnel expérimenté dans le calcul pour l'utilisation appropriée des directives, en particulier pour les conditions qui ne sont pas couvertes par les détails sur les dispositifs de retenue parasismiques.

L'American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers (ASHRAE, 1999) a publié un guide complet sur les dispositifs de retenue parasismiques des appareils de CVC, la plomberie et les systèmes électriques. Ce guide est considéré comme un des plus complets en ce qui concerne la réduction des risques sismiques liés aux composants non porteurs. Les exigences réglementaires ainsi que les calculs de la charge et la distribution de la retenue sont examinés à fond dans ce guide. On y trouve des illustrations sur les détails des contrevents et des conseils sur les dispositifs de retenue pour l'équipement, les tuyaux et conduits.

Le document *Seismic restraint manual, Guidelines for mechanical systems*, publié par la Sheet Metal and Air Conditioning Contractors' National Association, Inc. (SMACNA, 1998), décrit en détail les systèmes de contreventement pour une grande variété d'installations de tuyaux, de conduits et de canalisations. Le document de la SMACNA est le plus utilisé pour les dispositifs de retenue parasismiques des systèmes mécaniques. Les spécifications de la SMACNA sont de nature normative en ce qu'aucune détermination de la force de calcul n'est requise. Le guide ne couvre pas les conduits isolés et les systèmes d'extincteurs à eau du type sprinkleur.

La plupart des codes, y compris le CNBC 1995, font référence au document *Standard for the Installation of Sprinkler Systems* publié par la National Fire Protection Association (NFPA, 1994). Celui-ci donne des conseils sur les dispositifs de retenue pour les canalisations de distribution des extincteurs. Il fournit des exigences normatives, semblables à celles de la SMACNA, en ce qui a trait aux tableaux de détermination du système de contreventement (détails sur la taille, l'espacement et les fixations) pour les canalisations de distribution des extincteurs. On prévoit une marge de tolérance pour la tuyauterie qui entre dans les bâtiments, en traversant les joints sismiques et les colonnes montantes. La norme ne couvre pas l'équipement ou les conduits, et ne s'applique qu'aux canalisations de distribution d'extincteurs rigides et aux colonnes montantes.

Les services de recherche Bell Communications ou Bellcore, ont publié un document (Bell Communications Research, 1995) qui sert d'outil de référence pour les exigences spatiales, les critères relatifs à l'ossature (exigences structurales, géométriques, accès aux fils et câbles), les critères environnementaux (la température, l'humidité, la résistance au feu, aux tremblements de terre, aux vibrations; la qualité de l'air, les exigences au plan acoustique et de l'éclairage), ainsi que les méthodes d'essai pour les réseaux et l'équipement de télécommunication. Le document décrit des méthodes détaillées d'essai sismique (la configuration, l'ossature et les ancrages, les spectres de réponse requis, les procédures d'essai sur tables statiques et vibrantes et l'établissement de rapports). Bellcore recommande de tester l'équipement à utiliser dans les zones sismiques 1 à 4 pour déterminer sa capacité de résister aux tremblements de terre. Aucun essai sismique n'est requis pour l'équipement destiné à la zone 0.

REMARQUE : En Amérique du Nord, il est de pratique courante d'effectuer des essais de table vibrante pour les équipements/systèmes de première nécessité ou dispendieux (en utilisant les spécifications des États-Unis), afin de vérifier leurs caractéristiques dynamiques et leur réponse aux séismes. Il n'en demeure pas moins que les composants de salles de commande de machines ou de groupes électrogènes d'urgence, qui respectent les spécifications des États-Unis, peuvent ne pas fonctionner de façon satisfaisante sous les conditions sismiques canadiennes et avec les pratiques de construction d'immeubles au Canada. Il y a un besoin urgent d'élaborer des spécifications canadiennes pour l'évaluation et l'atténuation adéquates des risques sismiques associés aux composants fonctionnels et opérationnels.

4.0 Approche canadienne dans la réduction des risques sismiques liés aux COF

4.1 Exigences du CNBC pour les COF

Le Code national du bâtiment du Canada (CNBC – Comité associé du Code national du bâtiment, 1995) établit les dispositions minimales pour la sécurité des bâtiments par rapport à la sécurité publique, la protection contre l'incendie et la performance structurale. Les dispositions pour les conceptions de structures de bâtiments se trouvent dans la partie 4 du Code – Conception des structures, section 1 – Charges et méthodes de calcul. Quoique cette section porte principalement sur les *éléments structuraux* des bâtiments, on y trouve aussi des dispositions sur les COF, identifiés comme composants non porteurs (c.-à-d. les parties ou éléments architecturaux, mécaniques et électriques des bâtiments). La raison en est que la sécurité publique n'est pas seulement assurée par les éléments structuraux, mais aussi par les composants non porteurs des bâtiments. Le Code traite en particulier de deux questions reliées aux composants non porteurs : (i) les forces latérales nécessaires à l'ancrage adéquat de ces composants, et (ii) les déformations de la structure du bâtiment, que les composants structuraux et non porteurs peuvent tolérer. Ces deux questions sont brièvement abordées ici.

4.1.1 Forces sismiques

La force d'inertie latérale, V_p , se définit comme suit :

$$[9] \quad V_p = v I S_p W_p \text{ (consulter l'article 4.1.9.1(15) du CNBC 1995)}$$

où,

v = Rapport de vitesse de la zone pour l'emplacement du bâtiment (selon les cartes de zones sismiques du CNBC 1995)

I = Coefficient de risque pour le bâtiment ($I = 1,0$ pour les immeubles ordinaires, $1,3$ pour les écoles et $1,5$ pour les bâtiments du dispositif de protection civile)

S_p = Coefficient de force horizontale pour la pièce ou partie du bâtiment et ses dispositifs d'ancrage, donné dans le tableau 2 de l'annexe A pour les éléments architecturaux, et l'équation [10] pour les éléments électriques et mécaniques

W_p = Poids d'une pièce ou partie de la structure

Pour les éléments mécaniques et électriques, la valeur de S_p dans l'équation [9] est définie comme suit :

$$[10] \quad S_p = C_p A_r A_x \text{ (consulter l'article 4.1.9.1(19) du CNBC 1995)}$$

où,

C_p = Coefficient sismique pour les composants d'équipement mécanique/électrique donné dans le tableau 3 de l'annexe A

A_r = Coefficient d'amplification de la réponse pour tenir compte du type d'ancrage de l'équipement mécanique/électrique ($A_r = 1$ pour les composants rigides et munis d'un

ancrage rigide et pour les tuyaux et conduits peu fragiles; 1,5 pour les composants situés au sol qui sont flexibles ou munis d'un raccord flexible, sauf pour les tuyaux et conduits peu fragiles; 3 pour tous les autres cas)

$A_x = 1,0 + (h_x / h_n)$ est le coefficient d'amplification au niveau x pour tenir compte de la variation de réponse de l'équipement mécanique/électrique par rapport à l'élévation à l'intérieur du bâtiment (h_n est la hauteur du bâtiment à partir de sa base, et h_x est la hauteur du composant à partir de la base du bâtiment)

Les éléments mécaniques/électriques qui sont rigides et munis d'un ancrage rigide, sont définis comme ayant une période fondamentale inférieure ou égale à 0,6 seconde. Les composants flexibles sont ceux qui ont une période fondamentale supérieure à 0,6 seconde. Les données historiques pour ces critères se trouvent dans le commentaire J de la partie 4 du CNBC 1995.

4.1.2 Déformations latérales maximales

Le niveau de déformation latérale maximale de la structure d'un bâtiment est un paramètre important pour prévoir une séparation suffisante entre les éléments structuraux et les COF. Selon le CNBC 1995, la déformation latérale maximale doit se calculer en multipliant les déformations obtenues par l'analyse des déformations élastiques de la structure (sous les charges de calcul) par le coefficient R de réduction des forces (Article 4.1.9.2[2]). Une fois les déformations maximales déterminées, on peut calculer les glissements entre les étages, ce qui est essentiel dans la conception des cloisons et autres COF. Afin d'éviter une déformation excessive des éléments structuraux et des COF, le CNBC 1995 limite le glissement entre les étages à $0,01 h_s$ pour les bâtiments du dispositif de protection civile, et à $0,02 h_s$ pour tous les autres bâtiments, où h_s est la hauteur de l'étage.

4.2 Lignes directrices de la CSA sur la réduction des risques sismiques liés aux COF

La formulation de nouvelles lignes directrices de la CSA sur la réduction des risques sismiques liés aux COF des bâtiments, est issue d'une initiative de Travaux publics et Services gouvernementaux Canada (TPSGC) pour un projet sur l'évaluation et l'amélioration de la résistance sismique des composants non porteurs, au début des années 90. Le travail sur ce projet a été fait conjointement avec l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherche du Canada et le secteur privé. Les résultats de ce travail ont été publiés dans un document interne intitulé *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non porteurs des bâtiments* (TPSGC, 1995). Ce document se limitait aux édifices à bureaux ordinaires et aux bibliothèques. Son utilisation s'est répandue et il est accepté pour son application unique aux COF.

Au cours de l'élaboration et de la mise en application des lignes directrices de TPSGC, on a reconnu le besoin de normes nationales complètes sur la réduction des risques sismiques liés aux composants non porteurs des bâtiments. Le Comité technique pour CSA S832-2000 a été mis sur pied en septembre 1997 en vue de la formulation de nouvelles lignes directrices de la CSA (Cheung, Foo et McClure, 2000). Les lignes directrices comportent : (a) l'information et la méthodologie pour reconnaître et évaluer les risques sismiques liés aux COF, et (b) les approches de conception pour en arriver à une atténuation adéquate. Elles couvrent la plupart des bâtiments (nouveaux ou existants, y compris les rénovations) avec une liste des grandes catégories

d'utilisation dans l'annexe A du CNBC 1995, par exemple les édifices à bureaux et les bâtiments résidentiels, les écoles et les hôpitaux. La partie 4 du CNBC 1995 porte sur l'intégrité structurale même des bâtiments, ce que les lignes directrices n'abordent pas. Tel qu'indiqué au tableau 1 (extrait des lignes directrices), les installations et systèmes vitaux à l'intérieur d'un bâtiment sont traités ensemble avec les détails de leur interfaçage à la jonction du bâtiment.

Les lignes directrices proposent une nouvelle méthode paramétrique pour évaluer les risques liés aux COF. L'évaluation pour un COF en particulier se rapporte à l'évaluation des effets combinés de la vulnérabilité sismique du COF et aux conséquences de sa défaillance lors d'un séisme type. Pour quantifier le risque, les lignes directrices proposent l'utilisation d'une méthode paramétrique qui comporte les étapes suivantes :

1. Évaluation de la vulnérabilité, V , (tableau 4 de l'annexe A).
2. Évaluation des conséquences, C , (tableau 5 de l'annexe A).
3. Calculer le score de l'évaluation des risques sismiques, $R = V \times C$.

Un score final d'évaluation, R , de moins de 16 représente un faible risque sismique, alors qu'un score de 16 à 49 représente un risque modéré et un score supérieur à 49 représente un risque élevé. Il a été noté que les paramètres, les échelles d'évaluation et les facteurs du poids donnés dans les tableaux ne représentaient pas les valeurs finales, car le travail sur la validation et l'étalonnage de la méthode était toujours en cours.

Les lignes directrices proposent quatre options d'atténuation pour les COF, qui requièrent des modifications en vue de réduire ou d'éliminer les dangers potentiels, lorsque soumis au mouvement sismique de calcul. Ces options (les quatre « **R** ») sont les suivantes :

- **Retenir** – le composant est retenu de manière à permettre son mouvement à l'intérieur de limites acceptables, lorsque le bâtiment est soumis à un tremblement de terre.
- **Réaménager** – le composant est déménagé à un autre endroit dans le bâtiment, éloigné des secteurs de circulation possible des personnes.
- **Retirer** – le composant est retiré du bâtiment.
- **Remplacer** – le composant est retiré du bâtiment et un substitut moins dangereux est utilisé à sa place.

Dans les efforts d'atténuation des risques, il faut accorder la plus haute priorité aux COF dont la défaillance entraînerait une menace à la sécurité des personnes. Cependant, une fois la sécurité des personnes assurée, le propriétaire/opérateur peut influencer l'ordre de priorité obtenu grâce à l'évaluation des dangers sismiques. Dans une situation où le danger est à peu près le même, les lignes directrices recommandent de donner la priorité aux COF dont l'évaluation est la plus élevée au niveau des conséquences de leur défaillance.

Les lignes directrices proposent des procédures pour l'évaluation et l'atténuation des dangers sismiques liés aux COF pour les nouvelles constructions et les rénovations, avec des exemples d'application. Elles comportent aussi des considérations et techniques d'atténuation pour divers types de COF.

5.0 Recherche sur la réduction des risques sismiques liés aux COF

Au cours des années, plusieurs études avancées ont fait état des connaissances sur la performance parasismique des COF; notamment celles de Chen et Soong (1988), Soong (1994) et Villaverde (1997). Il y a eu aussi plusieurs articles intéressants sur les COF présentés lors de la 12^e Conférence mondiale de génie parasismique tenue en janvier 2000 à Auckland en Nouvelle-Zélande. Dans la documentation, les COF sont souvent synonymes d'éléments non porteurs ou de structures secondaires.

Villaverde (Villaverde, 1997) a déclaré que lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge, plusieurs grands hôpitaux ont dû être évacués à cause de dommages à leurs COF et non en raison de dommages structuraux aux bâtiments. Le rapport souligne de nombreux cas où les victimes ont été causées par la défaillance de COF, afin de mettre en évidence les conséquences désastreuses du manque de protection des COF. Il présente une perspective historique sur la réponse sismique et les dispositions portant sur la conception des COF dans les codes de bâtiment, avec une insistance spéciale sur les dispositions du NEHRP et de l'UBC. Villaverde affirme que la plupart des recherches dans le domaine sont de nature analytique et qu'il y a peu d'essais expérimentaux et d'observation sur le terrain. Le rapport mentionne d'autres vérifications expérimentales sur des luminaires, des systèmes de bardage, des systèmes de canalisation, des équipements essentiels de centrales nucléaires, des fenêtres et des rayonnages de bibliothèques; impliquant des essais statiques ou de table vibrante. Il appert que la plupart des essais expérimentaux sont effectués pour un équipement précis sans coordination entre les essais et les chercheurs, et sans considérer la vérification et l'amélioration de la performance expérimentale par rapport aux observations et conditions sur le terrain.

Beattie (Beattie, 2000) rapporte des essais de table vibrante effectués par la BRANZ (Building Research Association of New Zealand). Les trois équipements suivants ont été installés et testés : un appareil de traitement de l'air et un conduit avec raccord flexible, une canalisation de distribution des extincteurs et une pompe avec tuyautage suspendu du plafond sous le plancher. Les résultats des essais confirment que les accélérations d'entrée à partir de la structure d'un bâtiment seraient amplifiées au niveau de ces composants avec une accélération résultante plusieurs fois supérieure à l'accélération d'entrée. Beattie donne aussi un résumé des exigences nominales contenues dans les normes de conception nouvellement émises par la BRANZ pour l'amélioration de la performance parasismique des COF. On rapporte que l'accélération de calcul pour les COF, dans une ossature ductile dans une zone d'un sol intermédiaire, varie de 1,73 g pour un bâtiment de quatre étages à 1,01 g pour un bâtiment de 15 étages. L'accélération de calcul pourrait être augmentée selon le coefficient de risque et le facteur de risque du bâtiment.

Yao (Yao, 2000) présente les résultats d'une recherche analytique et expérimentale sur la performance parasismique de plafonds suspendus. Les résultats des essais démontrent que l'installation de contreventements obliques ne semble pas avoir eu d'effet sur la performance des plafonds. Une observation importante est que les plafonds munis de supports transversaux (coulisseaux croisés) peuvent résister à des accélérations beaucoup plus grandes avant la séparation des coulisseaux ou la chute des panneaux, que les plafonds sans supports transversaux (c.-à-d. 2,5 g comparé à 0,9 g). Les supports transversaux assurent un assujettissement latéral

pour limiter le déplacement latéral des maillages de coulisseaux et maintenir l'intégrité du système jusqu'à une accélération de 2,5 g.

Villaverde (Villaverde, 2000) propose une méthode simplifiée pour l'analyse parasismique non linéaire des COF, qui tient compte des caractéristiques non linéaires des composants ainsi que de la structure à laquelle les composants sont fixés. Les données requises portent sur les caractéristiques géométriques, le facteur du poids et le coefficient de ductilité du COF et sa structure de soutien, et les spectres de réponse de calcul élastique pour la structure. Le document fournit des exemples d'application de la méthode proposée. Il s'agit d'une approche quelque peu simplifiée cependant, on ne présente pas de vérification des résultats analytiques et expérimentaux.

Marsantyo et al (Marsantyo *et al.*, 2000) ont étudié la réponse dynamique de l'équipement et du contenu montés sur les planchers des bâtiments. Des études analytiques et expérimentales (à l'aide de tables vibrantes) ont été menées. Pendant que l'équipement était fixé au plancher, le contenu des bâtiments pouvait être fixé au plancher, posé sans entrave sur le plancher ou monté sur des dispositifs d'isolation oscillatoires suspendus. Ils ont constaté qu'en raison de l'effet d'amplification de l'accélération, les systèmes non porteurs à faible amortissement pouvaient produire des réponses d'accélération excédant les règles techniques de calcul. Il est de plus suggéré que les systèmes d'isolation peuvent être la meilleure solution aux fortes réponses d'accélération dans les systèmes structuraux et non porteurs.

6.0 Choix et conception des structures de bâtiments

Il s'agit d'élaborer les spectres de réponse de calcul au niveau des planchers pour des bâtiments représentatifs en béton armé dans l'Ouest et l'Est du Canada. Deux bâtiments de 10 étages en béton à ossature résistante aux moments ont été choisis et conçus à cette fin pour incorporer les conditions sismiques à Vancouver (Ouest du Canada) et Ottawa (Est du Canada). Les figures 21 et 22 illustrent la vue en plan et la vue de face des deux bâtiments choisis. L'ossature des bâtiments a été considérée comme cadre nu sans éléments non porteurs, tels une enveloppe architecturale ou de maçonnerie, ou des murs de séparation. On a choisi un plan symétrique de plancher pour minimiser l'effet de torsion. Les combinaisons de charges considérées sont basées sur le présent CNBC (1995).

Figure 21 Plan de plancher type des structures d'ossature conçues

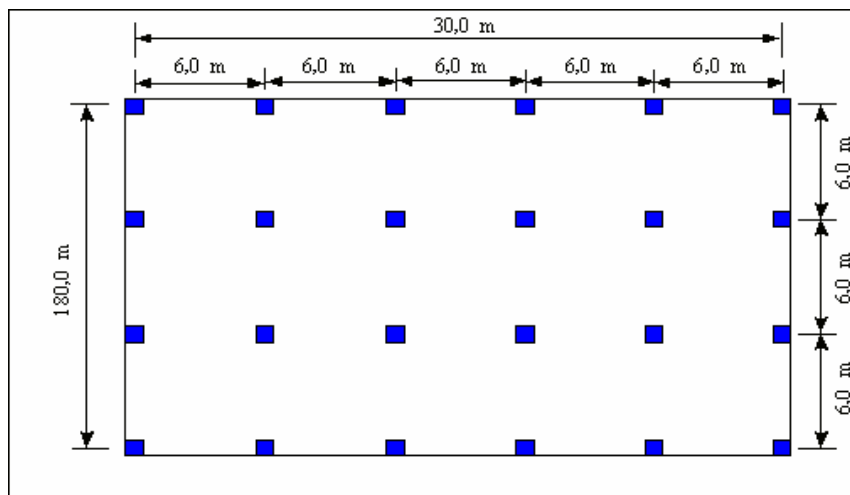
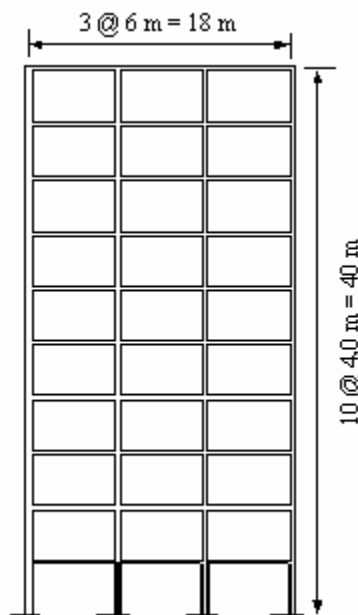


Figure 22 Vue de face des bâtiments



Les charges sismiques de calcul ont été établies d'après le CNBC (1995). Par conséquent, le cisaillement à la base selon le calcul élastique, V_e , a été établi grâce à l'équation 11.

$$[11] \quad V_e = v S F I W \quad \text{où,}$$

v = Rapport de vitesse de la zone sismique pour un emplacement donné

S = Coefficient de réponse sismique basé sur la période fondamentale de la structure

F = Coefficient de fondation, témoignant des conditions du sol

I = Coefficient de risque

W = Poids de la structure

Le cisaillement à la base selon le calcul élastique a été réduit pour prévoir la déformabilité inélastique de la structure, et utilisé comme cisaillement à la base de calcul. La réduction a été introduite par le coefficient « R ». La force résultante a en outre été modifiée par le coefficient « U » pour tenir compte d'une surrésistance possible, de l'expérience passée et du niveau de performance prévu.

$$[12] \quad V = \frac{V_e}{R} U \quad \text{où } U = 0,6$$

Le coefficient de réduction « R » doit représenter la ductilité du système de résistance parasismique. Pour les éléments ductiles résistants aux moments, le coefficient de réduction est égal à 4,0 et pour les systèmes d'ossature en béton à ductilité nominale, on peut le situer à 2,0. À Vancouver, la structure a été conçue pour être complètement ductile, donc conçue avec $R = 4,0$. Le bâtiment d'Ottawa a été conçu pour un cisaillement à la base associé à $R = 2,0$. La période fondamentale, T , a été calculée à l'aide de la formule empirique précisée dans le code, qui tient compte indirectement de la présence d'éléments non porteurs. Cette formule apparaît ci-dessous pour les bâtiments à ossature de béton :

$$[13] \quad T = 0.075(h_n)^{3/4}$$

En raison des coefficients R choisis pour les deux bâtiments (pour un bâtiment de Vancouver, R est le double de la valeur de R pour un bâtiment d'Ottawa) et du rapport de vitesse de la zone sismique v précisé pour les deux villes (v pour Vancouver est le double de v pour Ottawa), le cisaillement à la base de calcul est le même pour les deux bâtiments, et la différence dans le calcul relevait essentiellement des travaux de détail requis pour atteindre leur niveau de ductilité respectif. Le calcul pour les bâtiments a été effectuée à l'aide du logiciel SAP90. Des analyses statiques bidimensionnelles ont été faites pour déterminer les valeurs critiques des forces axiales, des forces de cisaillement et des moments fléchissants à chaque joint, en utilisant les dimensions préliminaires des éléments. Cette information a ensuite été utilisée dans le calcul des poteaux et des poutres.

Le calcul a été fait en conformité avec la norme A23.3 de la CSA (1994) « Calcul des bâtiments de béton armé ». Les dispositions du chapitre 21 de la même norme furent appliquées au calcul

parasismique et au travail de détail. Le bâtiment de Vancouver a été conçu pour $R = 4,0$, et le plan détaillé est celui d'un bâtiment à ossature résistante aux moments complètement ductile. Par ailleurs, le bâtiment d'Ottawa a été conçu pour $R = 2,0$ et son plan détaillé est celui d'une ossature de bâtiment à ductilité nominale. Par conséquent, les moments des poutres, tant dans les zones de moment positif que dans les zones de moment négatif, ont été calculés de façon à respecter les dispositions sur la capacité minimale de moment décrite dans la norme. Cela signifie que, pour la structure complètement ductile, le moment positif de la poutre près des poteaux a dû être augmenté à 50 % de la capacité maximale du moment négatif de la poutre, et on a veillé à ce qu'ailleurs dans la poutre, tant les capacités de moment négatif que positif soient au moins égales à 25 % de la capacité maximale du moment négatif. Cela s'est soldé par une continuité dans l'armature supérieure et inférieure. De la même manière, pour l'ossature à ductilité nominale conçue pour Ottawa, la capacité du moment positif de la poutre à proximité du poteau a été augmentée à 33 % du moment négatif maximal de la poutre, et ailleurs on a prévu des capacités de moment positif et négatif au moins égales à 20 % du moment négatif maximal de la poutre.

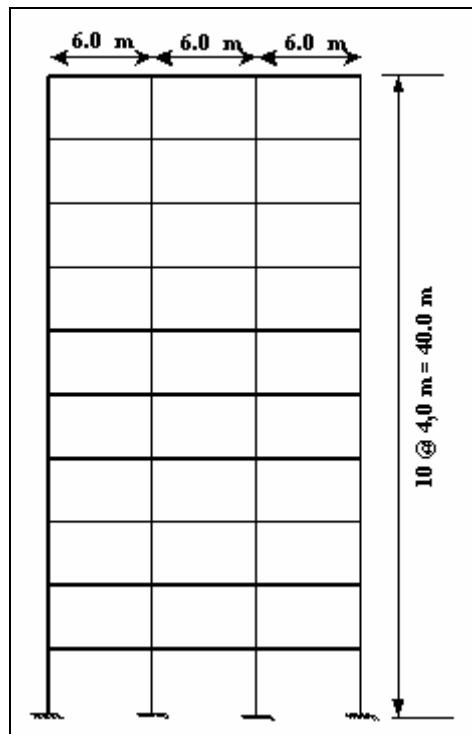
Le calcul de flexion a été effectué en se basant sur le concept poteau solide / poutre faible. Par conséquent, on a établi le cumul des résistances au moment de la poutre à chaque connexion poutre-poteau pour qu'il soit au moins égal à 110 % du cumul des moments des poteaux rattachés. Les zones possibles de rotule plastique aux extrémités des poutres et poteaux ont été confinés par une armature transversale serrée. Les exigences relatives au confinement d'acier ont été appliquées autant pour les éléments ductiles que pour ceux à ductilité nominale. L'armature transversale a aussi été conçue pour prévenir les ruptures prématurées par cisaillement. La force de cisaillement de calcul a été calculé au niveau de la formation des rotules plastiques aux extrémités des éléments pour l'ossature complètement ductile. En théorie, les poutres devraient développer à leurs extrémités leurs résistances probables aux moments. Les forces de cisaillement de calcul aux extrémités des poutres et poteaux furent calculées de manière à équilibrer les résistances probables aux moments. La même approche a été utilisée pour établir la force de cisaillement de calcul sismique pour la structure à ductilité nominale, à Ottawa. Cette fois cependant, les moments aux extrémités des éléments que l'on a utilisés, étaient les résistances nominales aux extrémités des poutres. Une fois calculée la force de cisaillement de calcul, l'armature requise pour contrer le cisaillement a été établie en tenant bien compte du cisaillement auquel résiste le béton.

Le calcul des éléments a été fait comme en font foi les explications ci-haut, conformément aux exigences de la norme A23.3 de la CSA (1994). Cela a parfois exigé la révision de la taille des éléments. La révision de la taille des éléments entraînait la production d'une nouvelle ossature aux fins de l'analyse de la charge latérale sous les forces sismiques, et le calcul était révisé sur la base du nouvel ensemble de forces.

7.0 Modélisation des structures pour l'analyse d'inélasticité

Un analyste doit passer par trois stades de modélisation avant de pouvoir faire l'analyse dynamique d'inélasticité. Le premier stade comporte la représentation de la structure entière par éléments de lignes ou éléments finis. Lorsqu'une méthode de rigidité ou flexibilité est employée pour le calcul des structures, les éléments linéaires servent à faire la modélisation du bâtiment. Les lignes verticales représentent les poteaux et les lignes horizontales représentent les poutres. La figure 23 montre la modélisation d'une ossature simple par éléments linéaires, pour les structures choisies.

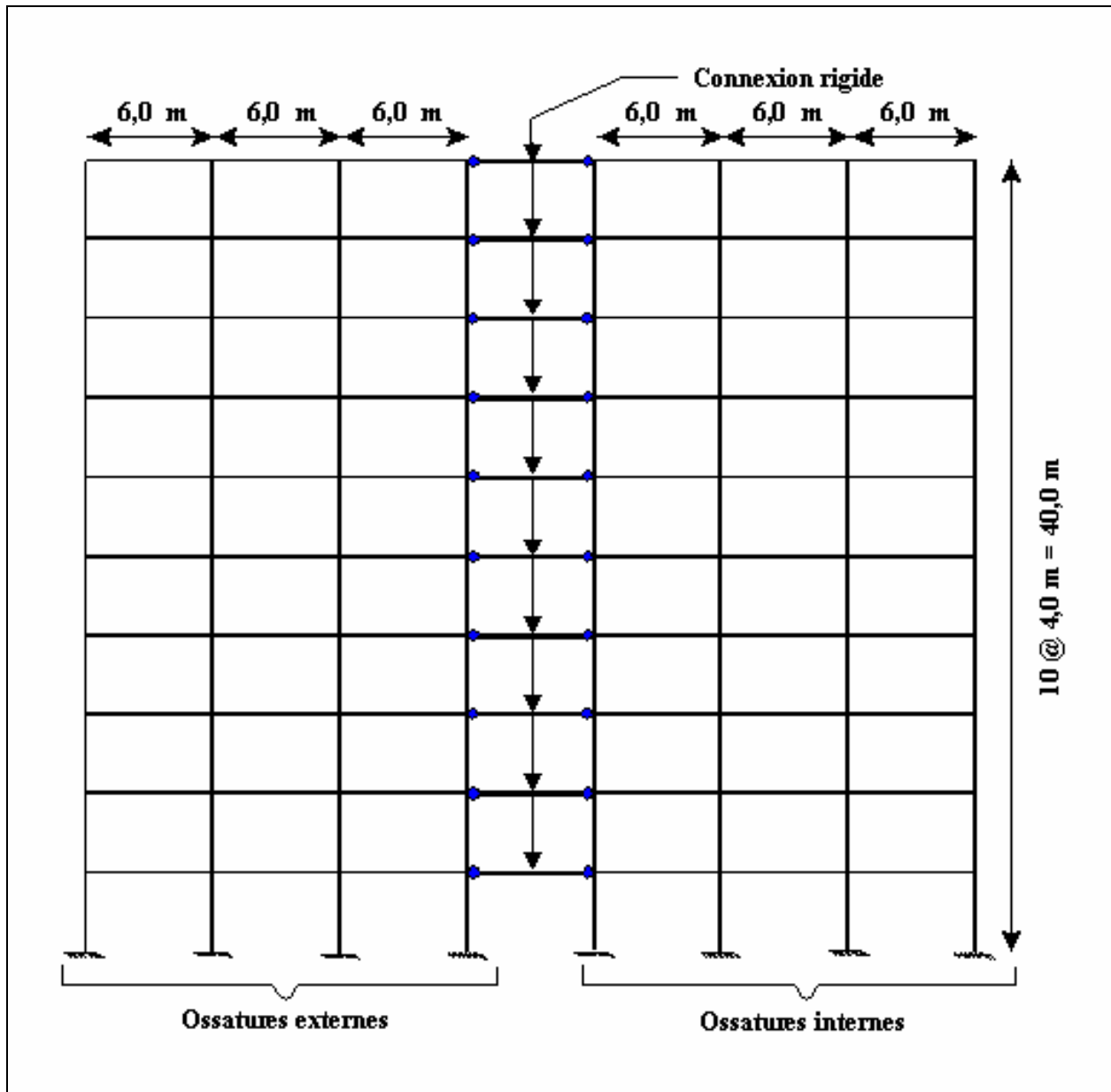
Figure 23 Modélisation d'une ossature simple par éléments linéaires



Les structures sont constituées d'un certain nombre d'ossatures. Ainsi, le modèle structural comporte une combinaison de modèles d'ossatures, comme celle illustrée à la figure 23. Il peut être possible de construire le modèle structural avec autant de modèles d'ossatures que le nombre d'ossatures dans la structure. Le fait de regrouper des ossatures semblables dans une ossature simple, réduit le nombre d'éléments et le temps requis pour l'analyse, et cela peut être nécessaire dans le cadre d'un projet de recherche où doit se faire une analyse poussée des structures. Il est souvent plus pratique de regrouper ensemble des ossatures identiques et de les représenter par un modèle d'ossature ayant les mêmes propriétés que les propriétés combinées des ossatures. Il est aussi pratique et moins long de modéliser une structure tridimensionnelle avec un modèle en deux dimensions, spécialement si l'analyse requise est une analyse de cadre bidimensionnel. Cela peut se faire en prenant pour acquis que le bâtiment a des planchers rigides, ce qui fait que chaque ossature fléchit latéralement au même degré à chaque niveau de plancher. Le

comportement des planchers rigides est modélisé par des connexions rigides reliant les ossatures. Les connexions ne transfèrent pas la flexion entre les ossatures mais transmettent des forces horizontales égales pour assurer des déplacements égaux entre les ossatures reliées. On assigne aux connexions une rigidité axiale infinie et une rigidité zéro en flexion. La figure 24 illustre un modèle relié pour la structure montrée à la figure 21.

Figure 24 Modèle d'ossature regroupée là où les ossatures internes et externes sont reliées



Ce modèle comprend deux ossatures reliées par des connexions à rigidité axiale, où un modèle d'ossature représente deux ossatures extérieures regroupées ensemble avec les propriétés d'éléments représentant le double de celles des ossatures externes individuelles, et l'autre modèle d'ossature représente le reste des ossatures intérieures regroupées ensemble. On doit assigner une

masse d'étages totale à chaque niveau de plancher, car les ossatures regroupées doivent résister aux forces d'inertie associées à la structure entière.

Une approche simplifiée dans la modélisation des structures d'ossature est de modéliser une ossature représentative simple avec sa masse propre. Cela peut se faire si les ossatures possèdent des caractéristiques semblables de résistance et de rigidité et si la masse structurale propre à chaque ossature est approximativement la même. Le présent projet a adopté cette approche, et une ossature intérieure simple a été modélisée (figure 25). Chaque joint et tout élément entre deux joints, ont été numérotés pour la saisie des données dans le logiciel utilisé pour l'analyse dynamique. Les propriétés établies dans le calcul réalisé sur la base des dispositions parasismiques de la norme A23.3 de la CSA (1994), peuvent alors être assignées à chaque élément. Les propriétés structurales d'une ossature intérieure sont illustrées à la figure 26.

Figure 25 Modèle structural d'une ossature intérieure utilisé dans l'analyse dynamique

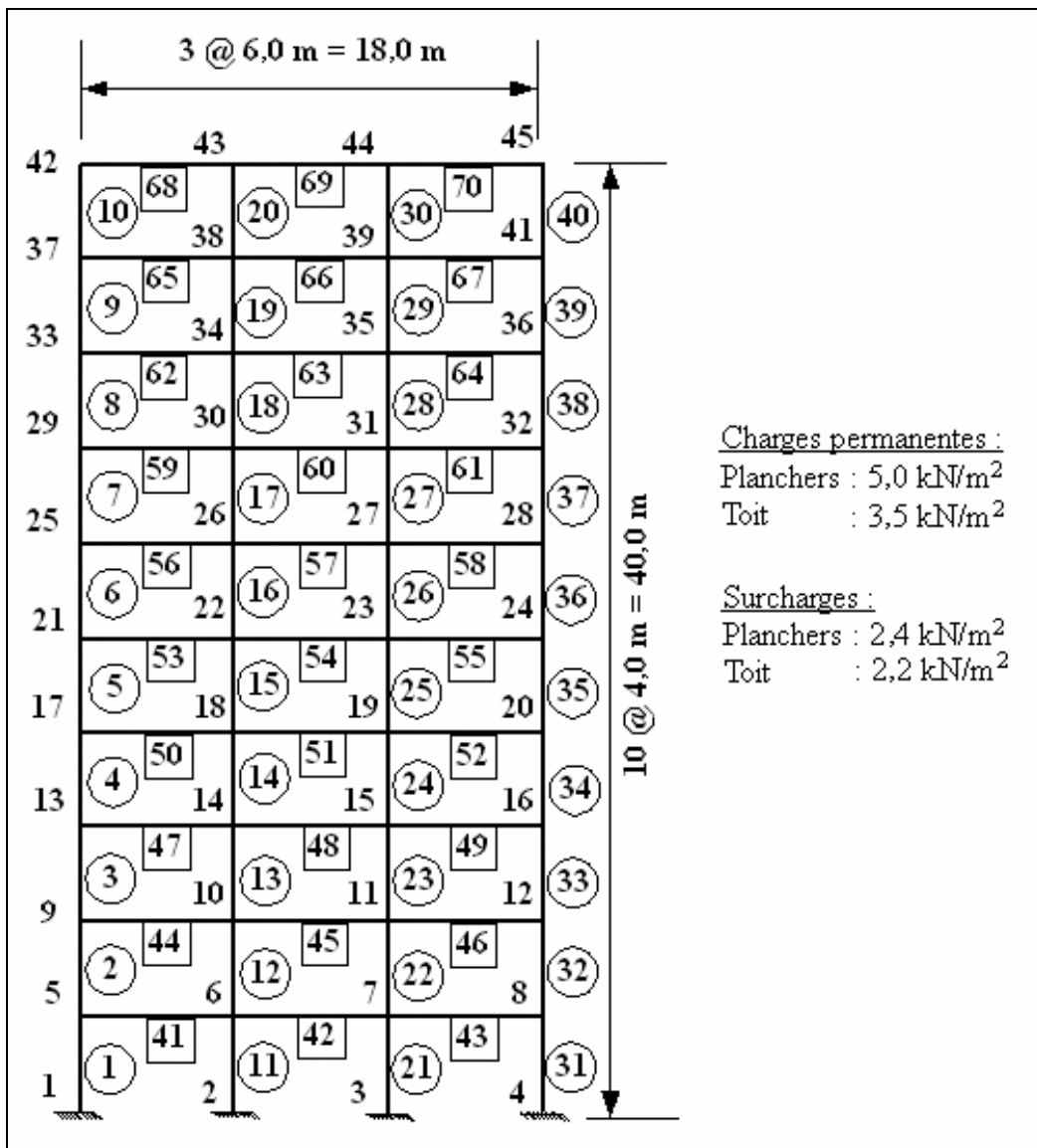
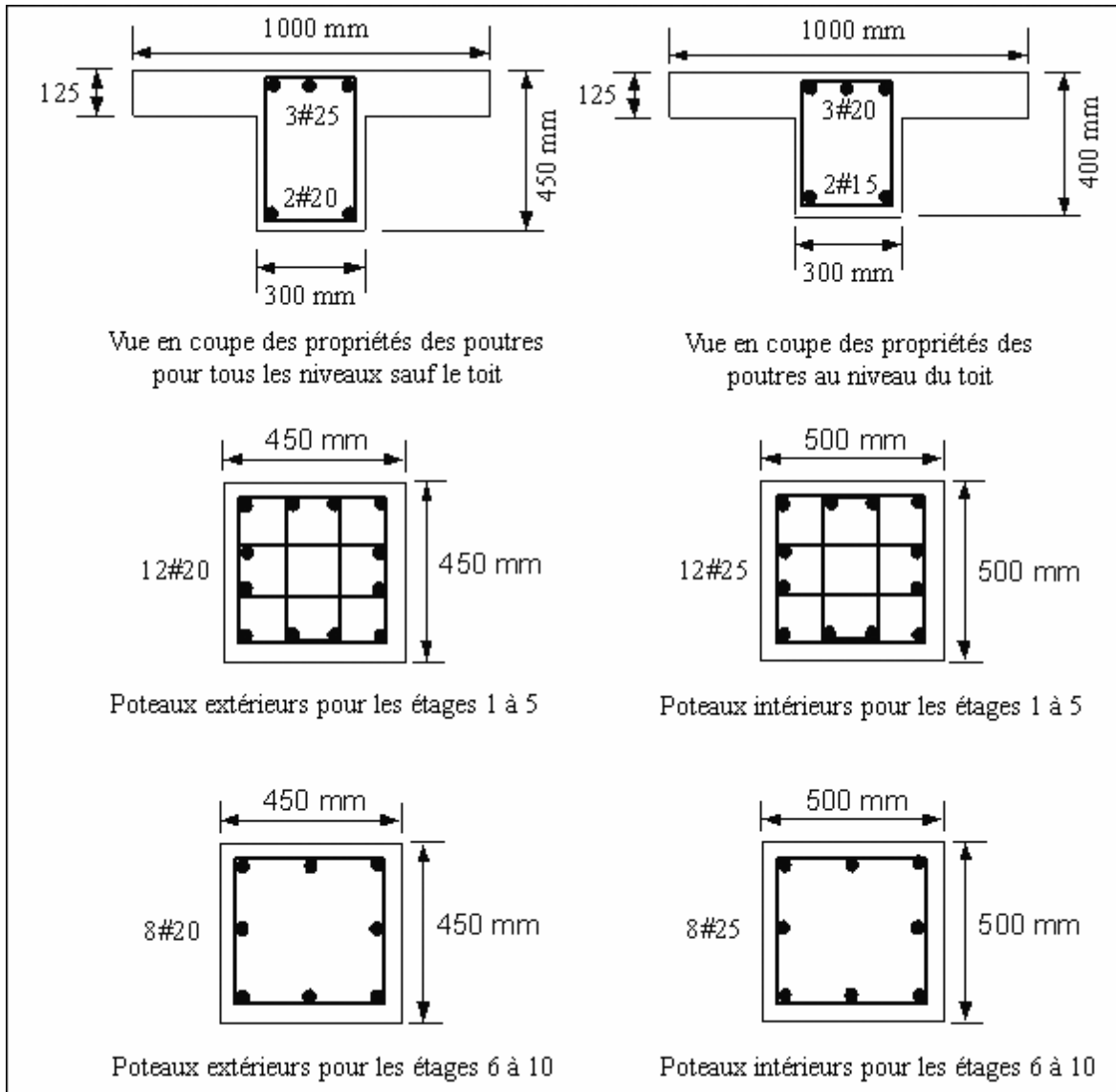


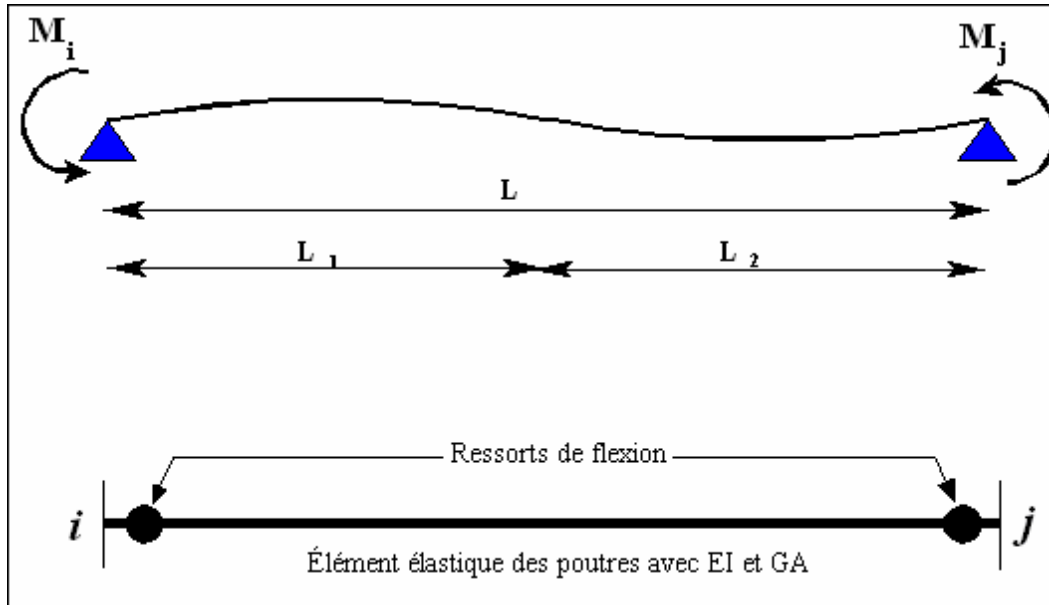
Figure 26 Vue en coupe des propriétés des poutres (zones de moment négatif à proximité des poteaux) et des poteaux ($f'_c = 30 \text{ MPa}$; $f_y = 400 \text{ MPa}$)



Une fois terminée la modélisation structurale, la seconde étape consiste à modéliser les éléments individuels dans la structure afin de simuler l'action inélastique. Cela se fait souvent en introduisant des ressorts aux extrémités des éléments, là où se trouvent probablement des rotules plastiques. Les ressorts permettent aux éléments de fléchir et de développer des déformations inélastiques, alors que les éléments linéaires simulent le comportement élastique avec des rigidités appropriées à la flexion, à la déformation axiale et au cisaillement (soit EI , AE et GA respectivement). Selon le type d'inélasticité considéré, il peut y avoir un, deux ou trois ressorts à chaque extrémité, simulant différents types de déformation inélastique. Dans une structure d'ossature de bâtiment en béton armé, le type prédominant de déformation inélastique est causé par la flexion. Ainsi, le ressort de flexion a été considéré dans la modélisation des éléments

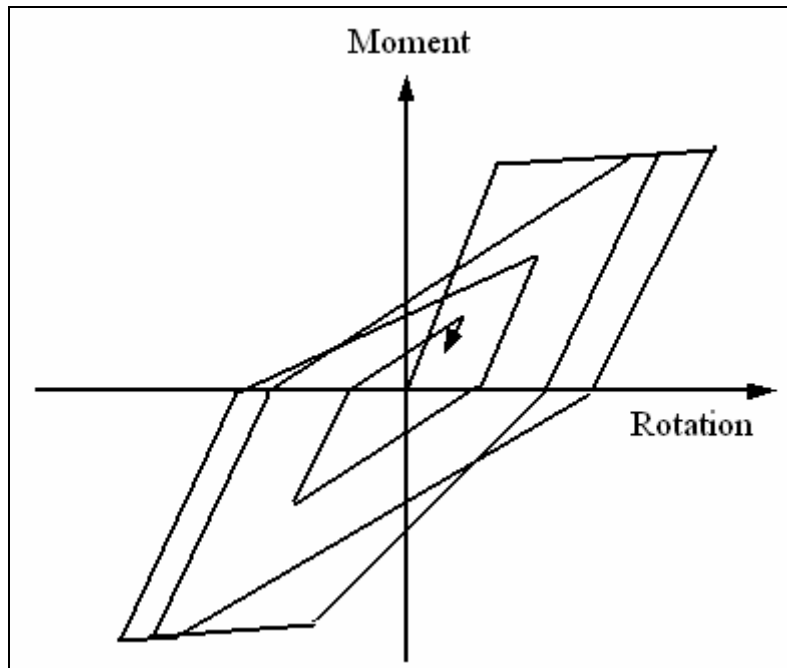
individuels pour l'analyse d'inélasticité réalisée dans le cadre du présent projet de recherche. La figure 27 illustre un modèle d'élément avec un ressort de flexion aux extrémités de l'élément.

Figure 27 Modélisation d'un élément pour la flexion inélastique



La troisième étape de la modélisation analytique porte sur la simulation des relations d'hystérèse force-déformation. Cette information est nécessaire pour effectuer l'analyse dynamique des antécédents de la réponse inélastique. Durant la réponse sismique, les éléments d'une structure sont soumis aux inversions de déformation inélastique. Les antécédents de chargement deviennent importants, car les éléments réagissent différemment selon leurs antécédents de chargement. Par exemple, le comportement d'un élément qui fléchit pour la première fois est très différent de celui d'un élément qui a déjà subi un grand nombre de cycles de déformation inélastique. Cela est particulièrement vrai pour les structures de béton, où la résistance et la rigidité des structures se dégradent avec le nombre ainsi que l'ampleur des inversions de déformation inélastique. Le comportement inélastique des éléments individuels soumis aux chargements cycliques inversés est modélisé à l'aide de modèles d'hystérèse. Ces modèles définissent le chemin de force-déformation que l'élément doit suivre pour des antécédents particuliers de chargement, et sont assignés aux ressorts inélastiques placés aux extrémités des éléments linéaires. La figure 28 montre le modèle d'hystérèse suggéré par Takeda *et al.* (1970), qui est aussi utilisé dans la présente recherche.

Figure 28 Relation d'hystérèse moment-rotation



Le modèle d'hystérèse représente la courbe maîtresse (squelette) et un ensemble de mesures linéaires définissant divers embranchements de déchargement et de rechargement durant la réponse sismique. Les mesures linéaires sont définies à l'intérieur du modèle, alors que la courbe maîtresse doit être calculée pour chaque élément. Cela s'effectue par une analyse moment-courbure basée sur les caractéristiques des vues en coupe de la figure 26. L'analyse de moment-courbure fournit la rigidité en flexion EI utilisée dans la définition de la rigidité élastique de l'élément linéaire et le moment de limite élastique et la déformation de limite élastique correspondante, qui sont utilisés dans la définition des propriétés des rotules inélastiques.

8.0 Analyse dynamique des diagrammes d'évolution des réponses inélastiques

Les analyses dynamiques inélastiques ont été effectuées à l'aide du logiciel DRAIN-2DX. Les diagrammes d'évolution des grandeurs de réponses sont calculés par intégration numérique avec un pas de temps déterminé à 0,005 s. Le logiciel peut effectuer l'intégration pas à pas soit en utilisant une accélération constante ou une accélération variable pour chaque pas de temps. Il calcule une mesure d'erreur à chaque pas. Si cette mesure excède la limite supérieure de tolérance dans un pas, le pas de temps est réduit et le pas est répété. Si la mesure est moindre que la limite inférieure de tolérance pour un nombre précisé de pas, le pas de temps est augmenté dans le pas suivant. Le logiciel peut aussi considérer les effets P- Δ . Cela se fait en ajoutant une matrice de rigidité géométrique à la matrice de rigidité pour chaque élément, et en tenant compte des effets P- Δ dans le calcul de la force de résistance.

Les structures furent modélisées en tant qu'assemblages bidimensionnels d'éléments non linéaires, tel que décrit plus haut dans la section 7.0. On a déterminé les coordonnées des noeuds pour les structures modèles. Trois degrés de liberté sont prévus à chaque noeud, comportant les axes de translation X et Y et de rotation R autour de l'axe Z. Tel que mentionné à la section 7.0, le modèle d'hystérèse de Takeda a été utilisé pour décrire les rigidités des éléments au cours des nombreux cycles de chargement, déchargement et rechargement

La masse des structures a été regroupée au niveau des noeuds, ce qui donne une matrice de masse diagonale. L'amortissement a été déterminé comme un amortissement visqueux subordonné à la masse et à la rigidité. L'expression suivante décrit la matrice d'amortissement C :

$$[14] \quad C = \sum \alpha M + \sum \beta K_{\beta}$$

L'amortissement dépendant de la masse, αM , a introduit des amortisseurs de translation et/ou de rotation à chaque noeud. L'amortissement dépendant de la rigidité a introduit des amortisseurs en parallèle avec les éléments. Pour tout élément, la matrice d'amortissement K_{β} , a été définie comme égale à la rigidité initiale de l'élément. Le rapport d'amortissement spécifié était de 5 % de l'amortissement critique. Les accélérations du sol ont été précisées en tant que paires accélération-temps.

Le logiciel DRAIN-2DX a été utilisé pour faire l'analyse des diagrammes d'évolution des réponses pour chaque bâtiment, à l'aide de 30 sismogrammes différents. L'analyse a produit les diagrammes d'évolution de temps d'accélération des réponses pour chaque plancher. Les données sont conservées pour une évaluation subséquente et le calcul des spectres de réponse. À chaque plancher, les spectres de réponse ont été calculés pour différents sismogrammes à l'aide du logiciel Spectra. Les résultats ont été étudiés plus à fond pour trouver le spectre moyen de réponse à chaque niveau de plancher, en utilisant la feuille de calcul électronique Microsoft[®] Excel. Les résultats ainsi obtenus sont présentés dans la section suivante.

9.0 Spectres de réponse de calcul

On peut déterminer le spectre de réponse de calcul pour les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments en calculant un spectre lissé d'accélération critique à partir des spectres de réponse des planchers. Le spectre de réponse de calcul donne le mouvement d'entrée pour la réponse sismique du contenu des bâtiments (composants fonctionnels et opérationnels).

Les deux bâtiments en béton de 10 étages résistants aux moments, conçus en conformité avec le CNBC 1995 pour Ottawa et Vancouver, ont été analysés à l'aide du logiciel DRAIN-2DX pour le calcul des accélérations de réponse au niveau des planchers. La section 6 donne les détails sur la sélection et le calcul de ces deux bâtiments. La méthodologie de modélisation de ces structures est présentée à la section 7.

Chaque bâtiment a été soumis à un total de 30 (15 artificiels et 15 réels) accélérogrammes (c.-à-d. des mouvements du sol d'entrée). Une analyse non linéaire a été effectuée pour chaque ensemble d'accélérogrammes. Les résultats de l'analyse ont donné les diagrammes d'évolution des réponses d'accélération pour chaque plancher. Sur la base de ces diagrammes d'évolution des accélérations, on a calculé les spectres d'accélération pour chaque plancher et pour chaque analyse. Cela a donné un total de 600 spectres. Les relations spectrales moyennes ont été calculées pour chaque niveau de plancher. Fondés sur la moyenne des spectres d'accélération au niveau des planchers individuels, les spectres de réponse de calcul au niveau des planchers furent élaborés et proposés pour le calcul.

9.1 Spectres de calcul pour Ottawa (Est du Canada)

L'annexe B présente les accélérations spectrales moyennes de réponse au niveau des planchers du bâtiment d'Ottawa, pour les accélérogrammes réels et artificiels. Les relations spectrales illustrées dans ces figures représentent les valeurs moyennes déterminées à partir de 15 accélérogrammes réels et 15 accélérogrammes artificiels, respectivement. Tous les enregistrements sont pour une probabilité de dépassement de 10 % sur 50 ans. Les enregistrements artificiels ont été calculés pour Ottawa et les enregistrements réels ont été obtenus de différents emplacements dans l'Est du Canada. Les figures comprennent aussi les relations spectrales pour la moyenne plus un écart-type.

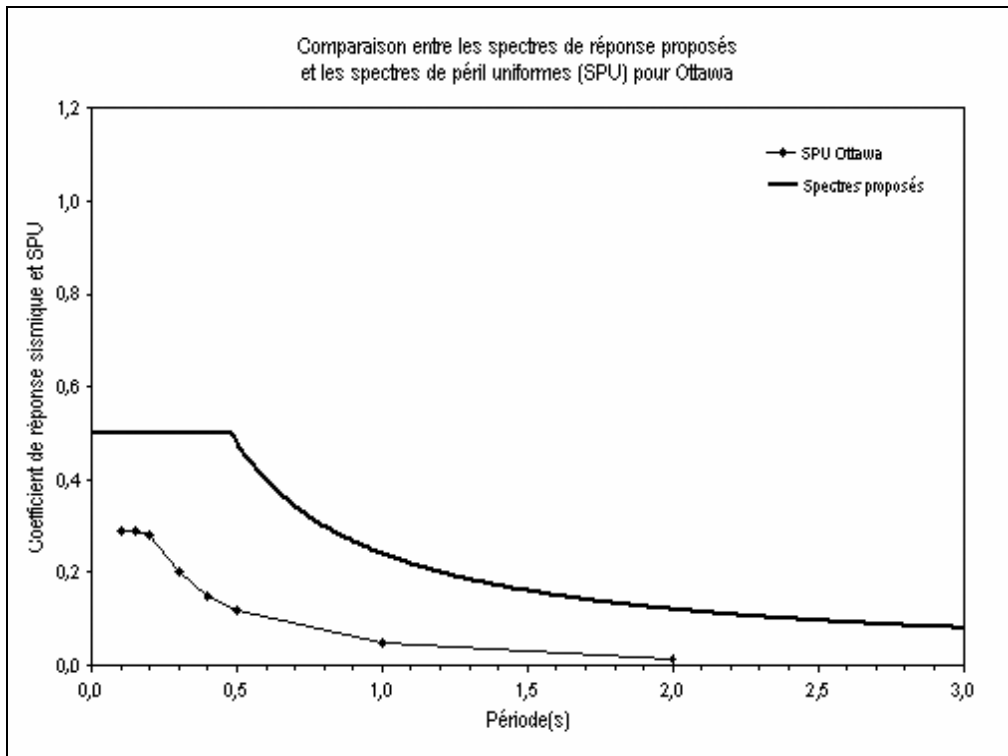
Les amplifications de réponse reliées à l'excitation du sol varient d'un plancher à l'autre et sont fonction de la fréquence. En se basant sur le calcul de ces spectres de réponse au niveau des planchers, on propose l'équation suivante pour représenter les spectres de réponse de calcul au niveau des planchers pour des bâtiments en béton de hauteur moyenne à ossature résistante aux moments, à Ottawa :

$$\text{Spectres d'accélération} = 1,2 A / T_m^{2/3} \leq 2,5 A$$

T_m est la période de vibration du mode m^{th} en secondes et A est le rapport d'accélération de la zone pour Ottawa, égal à 0,2. La figure 29 montre les spectres d'accélération proposés au niveau des planchers. La même figure comporte aussi les spectres de péril uniformes élaborés par la Commission géologique du Canada pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans.

dans des conditions de terrain résistant à Ottawa. La comparaison entre les deux valeurs spectrales correspond à l'amplification obtenue pour les valeurs spectrales au niveau des planchers relativement à celle obtenue pour les valeurs spectrales au niveau du sol.

Figure 29 Spectre de réponse de calcul proposé pour les composants fonctionnels et opérationnels dans des bâtiments de hauteur moyenne à ossature de béton à Ottawa



9.2 Spectres de calcul pour Vancouver (Ouest du Canada)

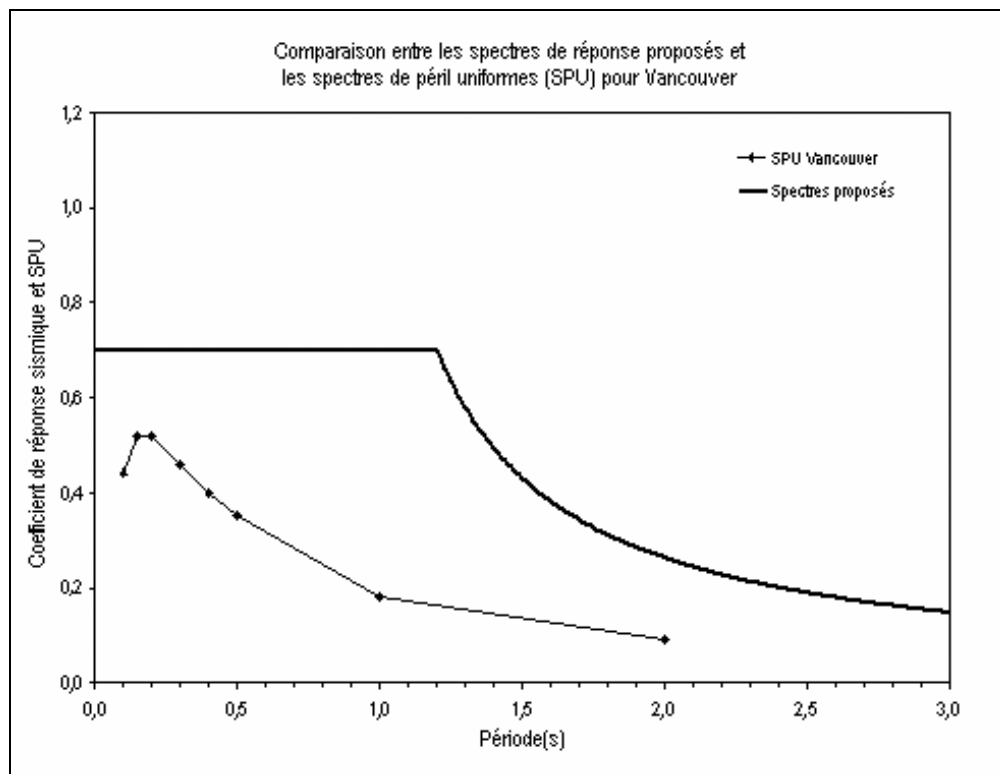
L'annexe B présente les accélérations spectrales moyennes de réponse au niveau des planchers du bâtiment de Vancouver, pour les accélérographes réels et artificiels. Les relations spectrales illustrées dans ces figures représentent les valeurs moyennes déterminées à partir de 15 accélérographes réels et 15 accélérographes artificiels, respectivement. Tous les enregistrements sont pour une probabilité de dépassement de 10 % sur 50 ans. Les enregistrements artificiels ont été calculés pour Vancouver et les enregistrements réels ont été obtenus de différents emplacements dans l'Ouest du Canada. Les figures comprennent aussi les relations spectrales pour la moyenne plus un écart-type.

Les amplifications de réponse liées à l'excitation du sol varient d'un plancher à l'autre et sont fonction de la fréquence. En se basant sur le calcul de ces spectres de réponse au niveau des planchers, on propose l'équation suivante pour représenter les spectres de réponse de calcul au niveau des planchers pour des bâtiments en béton de hauteur moyenne à ossature résistante aux moments, à Vancouver :

$$\text{Spectres d'accélération} = 1,2 A / T_m^{2/3} \leq 2,5 A$$

T_m est la période de vibration du mode m^{th} en secondes et A est le rapport d'accélération de la zone pour Vancouver, égal à 0,2. La figure 30 montre les spectres d'accélération de calcul proposés au niveau des planchers. La même figure comporte aussi les spectres de péril uniformes élaborés par la Commission géologique du Canada pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans, dans des conditions de terrain résistant à Vancouver. La comparaison entre les deux valeurs spectrales reflète l'amplification obtenue pour les valeurs spectrales au niveau des planchers relativement à celle obtenue pour les valeurs spectrales au niveau du sol.

Figure 30 Spectre de réponse de calcul proposé pour les composants fonctionnels et opérationnels dans des bâtiments de hauteur moyenne à ossature de béton à Vancouver



10.0 Résumé et conclusions

Les récents tremblements de terre catastrophiques sont à la fois un réveil brutal et une confirmation de la nécessité du travail des intervenants dans le domaine de la protection contre les séismes. Avec l'expérience acquise, les changements apportés au code du bâtiment ont engendré une meilleure conception, modernisation et construction des structures de bâtiments. Il y a toutefois relativement moins de connaissances et d'efforts portant sur la réduction des risques sismiques liés aux composants opérationnels et fonctionnels (COF) des bâtiments. La défaillance des COF a un immense impact sur la sécurité des personnes, la protection de la propriété, l'intervention en cas d'urgence et la reprise des activités. Les dommages importants aux COF dans des bâtiments de tous types et âges témoignent de la vulnérabilité à ce genre de pertes, particulièrement pour les bâtiments plus anciens.

Au cours des dernières années, on a fait des progrès remarquables dans la compréhension et l'amélioration du comportement parasismique des COF. Cela comprend l'élaboration de dispositions pour la conception parasismique de dispositifs de retenue, des vérifications expérimentales et la formulation de lignes directrices pour la réduction des risques sismiques liés aux COF. Le présent rapport étudie la performance des COF lors de tremblements de terre passés. Il présente les méthodologies actuellement en usage aux États-Unis et au Canada pour la réduction des risques sismiques liés aux COF des bâtiments.

Deux bâtiments ont été sélectionnés et conçus comme bâtiments représentatifs à ossature de béton, dans l'Ouest et l'Est du Canada. Les bâtiments ont été conçus selon les exigences du Code national du bâtiment du Canada (1995) et la norme A23.3 de la CSA (1994) pour Vancouver et Ottawa; villes choisies pour représenter des sites dans l'Est et l'Ouest du Canada. En attendant que plus de données soient générées pour d'autres emplacements au Canada, les résultats peuvent être utilisés comme valeurs spectrales représentatives pour d'autres emplacements dans l'Est et l'Ouest du Canada, qui ont une sismicité semblable à celle d'Ottawa ou de Vancouver, respectivement.

On a choisi un plan d'implantation de bâtiment comportant quatre ossatures intérieures et deux ossatures extérieures sur le côté court, chacune ayant trois baies. Le plan du plancher choisi était symétrique pour minimiser les effets de torsion. Une ossature intérieure représentative a été modélisée sous forme d'éléments linéaires, avec des ressorts inélastiques à flexion aux extrémités des éléments. On a assigné des propriétés élastiques aux éléments linéaires et des relations d'hystérèse inélastiques aux rotules. La masse structurale tributaire de l'ossature a été assignée à chaque niveau de plancher. Les joints et éléments du modèle ont été numérotés pour l'entrée des données. Les données géométriques et structurales ont été préparées pour l'analyse dynamique des diagrammes d'évolution des réponses inélastiques.

L'analyse comportait :

- la production d'accélérogrammes artificiels et la sélection d'accélérogrammes réels;
- une analyse structurale non linéaire pour compiler les données sur les accélérations de réponse au niveau des planchers;

- le calcul des spectres de réponse au niveau des planchers associés avec chaque ensemble d'accélérogrammes, et l'élaboration éventuelle de spectres de réponse de calcul au niveau des planchers.

Élaborés par l'étude en cours, les spectres de réponse de calcul au niveau des planchers peuvent être un outil très utile aux intervenants du domaine de la protection contre les séismes au Canada, pour déterminer les exigences concernant la retenue parasismique des composants fonctionnels et opérationnels dans les bâtiments à Ottawa et Vancouver, et dans des bâtiments aux caractéristiques similaires, situés dans des emplacements ayant une sismicité semblable, ailleurs au Canada.

Bibliographie

- ASHRAE. *A Practical Guide to Seismic Restraint*, Atlanta, American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, Inc., 1999.
- ASHRAE. *ASHRAE Handbook – HVAC Applications*, chapitre 53, Atlanta, American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, Inc., 1999.
- BAY AREA REGIONAL EARTHQUAKE PREPAREDNESS PROJECT et OFFICE OF THE STATE ARCHITECT. *Identification and reduction of nonstructural earthquake hazards in schools*. Rapport FEMA 241, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1993.
- BEATTIE, G.J. *The design of building services for earthquake resistance*. Actes de la 12^e Conférence mondiale de génie parasismique tenue à Auckland, Nouvelle-Zélande en janvier 2000. Document n° 2462, 2000.
- BELL COMMUNICATIONS RESEARCH. *Network equipment-building systems (NEBS) requirements: physical protection. Generic requirements: GR-63-CORE*, numéro 1. Piscataway, New Jersey, 1995.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures; Part 1 – Provisions*. Rapport FEMA 303, National Earthquake Hazards Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1998.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures; Part 2 – Commentary*. Rapport FEMA 304, National Earthquake Hazards Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1998.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Rapport FEMA 273, National Earthquake Hazards Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Rapport FEMA 274, National Earthquake Hazards Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. *NEHRP handbook of techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings*. Rapport FEMA 172, National Earthquake Hazard Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1992.
- CHEN, Y. et SOONG. T.T. *State-of-the-art review: seismic response of secondary systems*. Engineering Structure, vol. 10, n° 4, 1988, p. 218–228.

- CHEUNG, M., FOO, S. et MCCLURE, G. *Guideline for seismic risk reduction of functional and operational components of buildings*. Actes de la Huitième conférence canadienne sur le génie parasismique, Vancouver, C.-B., 1999, p. 167–172.
- COMITÉ ASSOCIÉ DU CODE NATIONAL BÂTIMENT. Code national du bâtiment du Canada 1995. Conseil national de recherche du Canada, Ottawa, Ontario, 1995.
- CSA, Norme A23.3-94, *Calcul des ouvrages en béton*, Association canadienne de normalisation, Ottawa, Canada, août 1995.
- GATES, W.E. et MCGAVIN, G. *Lessons learned from the 1994 Northridge earthquake on the vulnerability of nonstructural systems*. Actes du Seminar on Seismic Design, Retrofit, and Performance of Nonstructural Components, rapport ATC-29-1, Applied Technology Council, Redwood City, Californie, 1998, p. 93–106.
- INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS (ICBO), *Uniform Building Code*, édition de 1997. Whittier, Californie, 1997.
- MARSANTYO, R., SHIMAZU, T. et ARAKI, H. *Dynamic response of nonstructural systems mounted on floors of buildings*. Actes de la 12^e Conférence mondiale de génie parasismique tenue à Auckland, Nouvelle-Zélande. Document n^o 1872, 2000.
- MCKEVITT, W.E., TIMLER, P.A.M. et LO, K.K. *Nonstructural damage from the Northridge earthquake*. Revue canadienne de génie civil, vol. 22, n^o 2, 1995, p. 428–437.
- NFPA 13, *Standard for the installation of sprinkler systems*, chapitres 4–6.4.3. National Fire Protection Association, Quincy, Mass., 1994.
- SAATCIOGLU, M., GARDNER, N. J. et GHOBARAH, A. *1999 Turkey earthquake – Performance of reinforced concrete structures*. ACI Concrete International, vol. 23, n^o 3, 2001, p. 47–56.
- SAATCIOGLU, M., MITCHELL, D., TINAWI, R., GARDNER, N.J., GILLES, A. G., GHOBARAH, A., ANDERSON, D. L. et LAU, D. *The August 17, 1999 Kocaeli (Turkey) earthquake – Damage to structures*. Revue canadienne de génie civil, août 2001.
- SELVADURAY, G. *Earthquake caused hazardous materials incidents at educational facilities*. Actes du Seminar on seismic design, retrofit, and performance of nonstructural components, rapport ATC-29-1, Applied Technology Council, Redwood City, Californie, 1998, p. 265–276.
- SMACNA. *Seismic restraint manual, Guidelines for mechanical systems*. Chantilly, Va., Sheet Metal and Air Conditioning Contractors' National Association, Inc., 1998.

- SOONG, T.T. *Seismic behavior of nonstructural elements – state-of-the-art report*. Actes de la 10^e Conférence européenne sur le génie parasismique. Vol. 3, A.A. Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, 1994, p. 1599–1606.
- TAKEDA, T., SOZEN, M. A. et NIELSEN, N. N. *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 96, n^o ST12, décembre 1970, p. 2557–2573.
- TPSGC, Les services immobiliers – Technologie. *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non porteurs des bâtiments*. Travaux publics et Services gouvernementaux Canada, Ottawa, Ontario, 1995.
- TREMBLAY, R., TIMLER, P., BRUNEAU, M. et FILLIATRAULT, A. *Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake*. Revue canadienne de génie civil, vol. 22, n^o 2, 1995, p. 338–360.
- VILLAVERDE, R. *Seismic design of secondary structures : state-of-the-art*. Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineering. Vol. 123, n^o 8, 1997, p.1011–1019.
- VILLAVERDE, R. *Design-oriented approach for seismic nonlinear analysis of nonstructural components*. Actes de la 12^e Conférence mondiale de génie parasismique tenue à Auckland, Nouvelle-Zélande en janvier 2000. Document n^o 1979, 2000.
- WISS, JANNEY, ELSTNER ASSOCIATES, INC. *Reducing the risks of nonstructural earthquake damage – A practical guide*, rapport FEMA 74, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1994.
- YAO, G.C. *Strength testing of suspended ceiling systems and construction defects in Taiwan*. Actes de la 12^e Conférence mondiale de génie parasismique tenue à Auckland, Nouvelle-Zélande en janvier 2000. Document n^o 0238, 2000.

Annexe A – Tableaux

Tableau 1 Types de composants de bâtiment (Cheung, Foo et McClure, 2000)

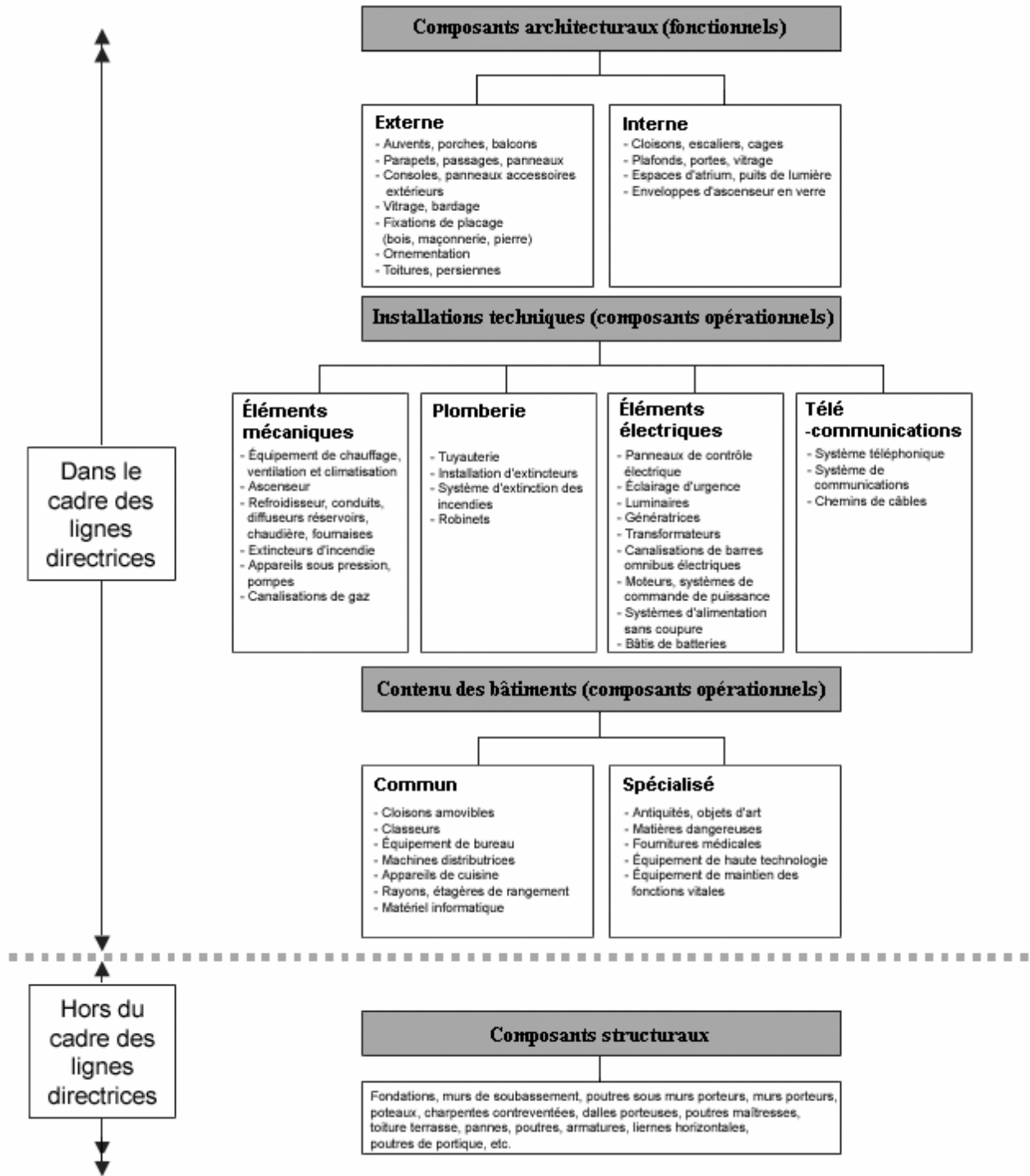


Tableau 2 Valeurs de S_p pour les pièces ou parties architecturales des bâtiments (CNBC, 1995)

Catégorie	Pièce ou partie architecturale du bâtiment	Direction de la force	Valeur de S_p
1	Tous les murs extérieurs et intérieurs sauf ceux des catégories 2 et 3	Surface normale à plane	1,5
2	Parapet à cantilever et autres murs à cantilever sauf les murs de soutènement	Surface normale à plane	6,5
3	Ornements et dépendances extérieures et intérieures	Toute direction	6,5
4	<ul style="list-style-type: none"> • Connexions/attaches pour les catégories 1, 2 et 3 • Le bâti des connexions/attaches ductiles • Tous les ancrages et fixations de la connexion ductile, tels les boulons, inserts, soudures ou goujons • Connexions/attaches non ductiles 	Toute direction	2,5 ^a
			15,0
5	Planchers et toits faisant fonction de diaphragmes [consulter l'Article 4.1.9.1(21)]	Toute direction	0,7
6	Tours, petites et grandes cheminées et penthouses lorsque rattachés ou faisant partie d'un bâtiment (consulter l'annexe B)	Toute direction	4,5
7	Planchers, balcons, poutres, etc. à cantilever horizontal	Verticale	4,5
8	Plafonds suspendus, luminaires et autres pièces fixées aux plafonds avec support vertical indépendant	Toute direction	2,0
9	Connexions de placage en maçonnerie	Surface normale à plane	5,0

^a Article 4.1.9.1.(18) du CNBC 1995

Tableau 3 Valeurs de C_p pour les pièces ou parties mécaniques/électriques des bâtiments (CNBC, 1995)

Catégorie	Pièce ou partie mécanique/électrique du bâtiment	Direction de la force	Valeur de C_p
1	Machinerie, luminaires, équipement, conduits, réservoirs et tuyaux (y compris le contenu) sauf ce qui est indiqué ailleurs dans ce tableau.	Toute direction	1,0
2	Machinerie, luminaires, équipement, conduits, réservoirs et tuyaux (y compris le contenu) contenant des matières toxiques ou explosives ayant un point d'éclair sous 38 °C ou des fluides extincteurs.	Toute direction	1,5
3	Réservoirs à fond plat (y compris le contenu) fixés directement à un plancher, au niveau ou sous le niveau du sol dans un bâtiment.	Toute direction	0,7
4	Réservoirs à fond plat (y compris le contenu) fixés directement à un plancher, au niveau ou sous le niveau du sol dans un bâtiment, contenant des matières toxiques ou explosives ayant un point d'éclair sous 38 °C ou des fluides extincteurs.	Toute direction	1,0

Tableau 4 Évaluation de la vulnérabilité des COF (Cheung, Foo et McClure, 2000)

Paramètres de vulnérabilité	Échelle d'évaluation (ÉÉ)		Facteur du poids (FP)	Score d'évaluation (ÉÉxFP)
	Plage des paramètres	ÉÉ		
Caractéristiques de mouvements du sol et de conditions du sol. (Produit du rapport de vitesse de la zone sismique, v , et du coefficient de fondation, F , d'après le CNBC.)	$v \times F < 0,10$	1	2	
	$0,10 \leq v \times F \leq 0,20$	5		
	$v \times F > 0,20$	10		
Caractéristiques dynamiques du bâtiment. (Période de vibration du bâtiment, T , en secondes, d'après le CNBC.)	$T \geq 0,50$ s	1	1	
	$0,50 > T > 0,25$ s	5		
	$T \leq 0,25$ s	10		
Système de résistance à la force latérale pour la structure du bâtiment. (Coefficient de modification de la force, R , d'après le tableau 4.1.9.1.B, du CNBC.)	$R > 3$	1	2	
	$2 \leq R \leq 3$	5		
	$R < 2$	10		
Emplacement du COF dans le bâtiment. (Le niveau 0 est le sol.)	Niveau 0	1	1,5	
	Entre les niveaux 0 et 2	5		
	Au-dessus du niveau 2	10		
Taille et poids du COF. (Poids du COF, W_p , exprimé en pourcentage du poids du plancher, mur ou plafond porteur, W .)	$W_p \leq 5\% W$	1	1	
	$5\% W < W_p < 10\% W$	5		
	$W_p \geq 10\% W$	10		
Détails sur la connexion du COF.	Semble robuste	1	1,5	
	Semble douteuse	5		
	Faiblesse apparente	10		
Effets de compactage/impact. – Internes	Séparation plus que suffisante	1	1	
	Séparation suffisante	5		
	Séparation insuffisante	10		
Effets de compactage/impact. – Externes	Séparation plus que suffisante	1	1	
	Séparation suffisante	5		
	Séparation insuffisante	10		
	Somme (FP)			
	Somme (ÉÉxFP)			
SCORE D'ÉVALUATION FINAL = <u>Somme (ÉÉxFP)</u>				
Somme (FP)				

Tableau 5 Évaluation des conséquences pour les COF (Cheung, Foo et McClure, 2000)

Paramètres des conséquences	Échelle d'évaluation (ÉÉ)		Facteur du poids (FP)	Score d'évaluation (ÉÉxFP)
	Plage des paramètres	ÉÉ		
Emplacement des COF dans le bâtiment. (Le niveau 0 est le sol)	Niveau 0	1	1,5	
	Entre les niveaux 0 et 2	5		
	Au-dessus du niveau 2	10		
Poids du COF. (Poids du COF, W_p , exprimé en pourcentage du poids du plancher, mur ou plafond porteur, W)	$W_p \leq 5 \% W$	1	1	
	$5 \% W < W_p < 10 \% W$	5		
	$W_p \geq 10 \% W$	10		
Dévers du COF. (Hauteur du centre de gravité du COF au-dessus du plancher, CG , en fonction de la plus courte distance horizontale, H , entre les supports)	$CG \leq 0,5H$	1	1	
	$0,5H < CG < 0,75H$	5		
	$CG \geq 0,75H$	10		
Usage du bâtiment. • Impact de la défaillance des COF sur la sécurité des personnes.	Pas de blessures ou gravité minimale des blessures	1	3	
	Gravité modérée des blessures et hospitalisation	5		
	Gravité sérieuse des blessures ou décès	10		
Usage du bâtiment. • Impact de la défaillance des COF sur la fonctionnalité du bâtiment.	Aucune perte fonctionnelle ou perte fonctionnelle minimale	1	2	
	Perte quelconque ou perte fonctionnelle modérée	5		
	Grave panne de la fonctionnalité	10		
		Somme (FP)		
		Somme (ÉÉxFP)		
SCORE D'ÉVALUATION FINAL = Somme (ÉÉxFP)				
		Somme (FP)		

Annexe B – Accélérations spectrales moyennes de réponse au niveau des planchers pour les bâtiments d'Ottawa et de Vancouver

