
Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B)

Publié par la

**Commission canadienne des codes du bâtiment
et de prévention des incendies**

Conseil national de recherches du Canada

Première édition 1996
Deuxième édition 2006
Troisième édition 2011
Quatrième édition 2017

ISBN 0-660-03676-2
NR24-28/1-2015F

CNRC 56194F

© Conseil national de recherches du Canada 2017
Ottawa
Droits réservés pour tous pays

Imprimé au Canada

Première impression

2 4 6 8 10 9 7 5 3 1

Available also in English:
Structural Commentaries (User's Guide – NBC 2015: Part 4 of Division B)
NRCC 56194
ISBN 0-660-03674-8
NR24-28/1-2015E

Table des matières

Introduction

Normes incorporées par renvoi

Commentaire A **Calcul aux états limites**

Commentaire B **Intégrité structurale**

Commentaire C **Intégrité structurale des murs coupe-feu**

Commentaire D **Critères de déformation et de vibration pour la tenue en service et la fatigue aux états limites**

Commentaire E **Effets des déformations sur les composants des bâtiments**

Commentaire F **Surcharges**

Commentaire G **Charges dues à la neige**

Commentaire H **Charges dues à la pluie**

Commentaire I **Charges et effets dus au vent**

Commentaire J **Calcul fondé sur les effets dus aux séismes**

Commentaire K **Fondations**

Commentaire L **Application de la partie 4 de la division B du CNB à l'évaluation de la résistance structurale et à la mise à niveau de bâtiments existants**

Introduction

Les présents commentaires ont pour but de mettre à la disposition des concepteurs des données de calcul détaillées pour leur faciliter l'utilisation de la partie 4 de la division B du Code national du bâtiment – Canada 2015 (CNB). Ils sont proposés comme données de base et, dans certains cas, comme méthode facultative de calcul, mais ne constituent nullement des exigences obligatoires.

Les renseignements fournis dans les présents commentaires n'englobent pas toutes les conditions ou tous les types d'ouvrages. Pour les types d'ouvrages inhabituels, il peut s'avérer nécessaire d'avoir recours à des renseignements spéciaux, tels que des études théoriques, des essais sur modèle ou des expériences en soufflerie, en vue d'obtenir des valeurs de calcul appropriées. Il convient de souligner que de nouveaux renseignements pourront être disponibles à l'avenir. Les concepteurs doivent donc s'efforcer d'obtenir, en matière de calcul, les renseignements qui sont les plus récents et les plus pertinents.

Les commentaires ont été mis à jour par le Comité permanent du calcul des structures et le Comité permanent du calcul parasismique de 2010–2015 et 2015–2020 de la Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies afin de tenir compte des modifications techniques apportées à la partie 4 du CNB de 2015.

- Les révisions aux Commentaires A et D ont été préparées par les membres suivants du Comité permanent du calcul des structures :

Membres de 2010–2015

R.B. Vincent (Président)	R.C. Merchant
M. Allen	H. Mi
J.M. Bartel	D. Mitchell
D. Beaulieu	G.A. Nanji
M.S. Buckley	G.R. Newfield
P.K.S. Chan	M.F. Picher
R.G. Drysdale	M. Rosseker
K. Drysdale	R. Schuster
G.A. Fenton	P.K.W. Shek
M.I. Gilmor	J. Sherstobitoff
K.G. Griffiths	I. Smith
T.R. Grimshaw	A.J. Steen
H. Hong	S.F. Stierner
P.A. Irwin	G.C. Williams
R.J. McGrath	A.F. Wong

Membres de 2015–2020

M. Allen (Président)	G. McClure
M. Braiter	R.J. McGrath
M.S. Buckley	G.R. Newfield
J. Collins	M. Rosseker
G. Doudak	O. Salem
K. Drysdale	P.K.W. Shek
D. Dundas	J. Sherstobitoff
A. Elaghoury	I. Smith
G.A. Fenton	A.J. Steen
J. Galsworthy	C. Tollett
R. Klassen	J.B. Wang
K. Kooner	A.F. Wong

- Les renseignements sur la résistance au souffle présentés au Commentaire A ont été préparés par les membres suivants du Groupe de travail sur l'effet de souffle du Comité permanent du calcul des structures de 2015–2020 :

M.S. Buckley (Président)	G. Doudak
M. Allen	A. Elaghoury
H. Almansour	R.J. McGrath
D. Carson	

- Les révisions au Commentaire F ont été préparées par les membres suivants du Groupe d'étude sur les surcharges dues à l'usage du Comité permanent du calcul des structures de 2010–2015 :

M. Allen (Président)	I. Smith
R.C. Merchant	A.J. Steen
G.R. Newfield	R.B. Vincent
M.F. Picher	

- Les révisions aux Commentaires G et I ont été préparées par les membres suivants du Groupe d'étude sur les charges climatiques du Comité permanent du calcul des structures de 2010–2015 :

P.A. Irwin (Président)	H. Hong
H. Auld	P. Jarrett
B. Baskaran	G. Kopp
M.S. Buckley	R. Morris
G.A. Fenton	G.R. Newfield
J. Galsworthy	R.B. Vincent

- Les renseignements sur le calcul du verre présentés au Commentaire I ont été préparés par les membres suivants du Groupe d'étude sur la norme ASTM E 1300 du Comité permanent du calcul des structures de 2010–2015 :

M. Rosseker (Président)	J. Joffriet
A. Dalgliesh	A.J. Steen
P.A. Irwin	

-
- Les révisions aux Commentaires J et L ont été préparées par les membres suivants du Comité permanent du calcul parasismique :

Membres de 2010–2015

J. Sherstobitoff (Président)	G. Krsmanovic
J.E. Adams	S. Kuan
D.L. Anderson	A. Metten
G.M. Atkinson	D. Mitchell
M. Bruneau	C.J. Montgomery
D. Carson	T. Onur
R.H. DeVall	M. Popovski
H. Dutrisac	G.C. Rogers
K. Elwood	M. Saatcioglu
W.D.L. Finn	R. Tremblay
R. Grimshaw	R. Vincent
J.L. Humar	A. Wightman
T. Kokai	

Membres de 2015–2020

J. Sherstobitoff (Président)	A. Metten
P.E. Adebar	D. Mitchell
T. Allen	C.J. Montgomery
D. Carson	R.W. Neville
H. Dutrisac	T. Onur
W.D.L. Finn	C. Sewell
J.L. Humar	R. Tremblay
J. Hutchinson	C.E. Ventura
E.W. Kisilewicz	J.B. Wang
G. Krsmanovic	A.F. Wong
R.T. Mayfield	T.Y. Yang

Aucune révision n'a été apportée aux Commentaires B, C, E, H et K.

Les membres suivants du personnel de Codes Canada ont appuyé le travail des comités :

A. Attar
J. Singh
C.R. Taraschuk
M. Zeghal

Normes incorporées par renvoi

Le tableau suivant énumère les normes nord-américaines et les normes ISO incorporées par renvoi dans le présent guide ainsi que les éditions applicables et l'emplacement de chaque renvoi. Bon nombre de ces normes sont également incorporées par renvoi dans l'un des codes modèles nationaux, plus particulièrement dans le Code national du bâtiment. Les autres types de documents (articles, rapports, etc.) auxquels renvoie le présent guide sont énumérés dans la section « Références » à la fin de chaque commentaire.

Normes incorporées par renvoi dans les Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B)

Désignation ⁽¹⁾	Titre	Renvoi	
AAMA 501.6-09	Recommended Dynamic Test Method for Determining the Seismic Drift Causing Glass Fallout from a Wall System	Commentaire J	Par. 248
ACI 355.2-07	Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary	Commentaire J	Par. 237
ACI 355.4-11	Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary	Commentaire J	Par. 237
ACI 543-R74	Recommandations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles	Commentaire K	Par. 115 Tableau K-12
ANSI MH16.1-2012	Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks	Commentaire J	Par. 243
API 620-2013	Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks	Commentaire J	Par. 247
API 650-2013	Welded Tanks for Oil Storage	Commentaire J	Par. 247
ASCE/SEI 7-10	Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures	Commentaire G	Par. 6
		Commentaire I	Par. 68 Tableau I-2
		Commentaire J	Par. 79 Par. 153 Par. 248 Par. 255 Par. 275
ASCE/SEI 11-99	Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings	Commentaire L	Par. 55
ASCE/SEI 41-13	Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings	Commentaire J	Par. 78 Par. 179 Par. 217 Par. 255 Par. 275
		Commentaire L	Par. 39 Par. 44 Par. 45 Par. 46
ASCE/SEI 49-12	Wind Tunnel Testing for Buildings and Other Structures	Commentaire G	Par. 25 Par. 45
		Commentaire I	Par. 4 Par. 70
ASME A17.1-2010/CSA B44-10	Safety Code for Elevators and Escalators	Commentaire J	Par. 246

Normes incorporées par renvoi dans les Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B) (suite)

Désignation ⁽¹⁾	Titre	Renvoi	
ASTM D 1143/D 1143M-07	Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load	Commentaire K	Tableau K-11
ASTM E 985-06	Permanent Metal Railing Systems and Rails for Buildings	Commentaire F	Par. 23
ASTM E 1300-12ae1	Determining Load Resistance of Glass in Buildings	Commentaire I	Par. 68 Tableau I-2 Tableau I-3
ANSI/AWWA D100-96	Welded Steel Tanks for Water Storage	Commentaire J	Par. 247
ANSI/AWWA D110-95	Wire- and Strand-Wound Circular, Prestressed Concrete Water Tanks	Commentaire J	Par. 247
ANSI/AWWA D115-95	Circular Prestressed Concrete Tanks with Circumferential Tendons	Commentaire J	Par. 247
CAN/CGSB-12.20-M89	Règles de calcul du verre à vitre pour le bâtiment	Commentaire I	Par. 68 Tableau I-2 Tableau I-3
CSA A23.1-14	Béton : Constituants et exécution des travaux	Commentaire K	Par. 118
		Commentaire L	Par. 54
CSA A23.3-14	Calcul des ouvrages en béton	Commentaire A	Tableau A-4
		Commentaire D	Par. 2
		Commentaire E	Tableau E-1
		Commentaire J	Par. 92 Par. 118 Par. 132 Par. 204 Par. 205 Par. 207 Par. 217 Par. 218 Par. 220 Par. 237 Par. 256 Par. 277
		Commentaire K	Par. 78 Par. 120 Tableau K-14
		Commentaire L	Par. 46 Par. 59 Par. 67
CSA A344-17	Guide de l'utilisateur pour les palettiens en acier	Commentaire J	Par. 243
CAN/CSA-O80 Série-08	Préservation du bois	Commentaire K	Tableau K-12
CSA O86-14	Règles de calcul des charpentes en bois	Commentaire A	Tableau A-4
		Commentaire D	Tableau D-1
		Commentaire J	Par. 88 Par. 118 Par. 204 Par. 206

Normes incorporées par renvoi dans les Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B) (suite)

Désignation ⁽¹⁾	Titre	Renvoi	
CSA S6-14	Code canadien sur le calcul des ponts routiers	Commentaire A	Par. 22
		Commentaire E	Par. 4
		Commentaire G	Par. 55
		Commentaire J	Par. 255
		Commentaire K	Par. 17 Par. 26 Par. 53 Par. 54 Par. 78 Par. 82
		Commentaire L	Par. 60
CSA S6.1-14	Commentary on S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code	Commentaire D	Par. 7
		Commentaire K	Par. 17 Par. 54 Par. 82
CSA S16-14	Règles de calcul des charpentes en acier	Commentaire A	Par. 24 Par. 26 Tableau A-4
		Commentaire D	Tableau D-1
		Commentaire J	Par. 118 Par. 204 Par. 206 Par. 207 Par. 243
		Commentaire L	Par. 13
CSA S37-13	Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures	Commentaire G	Par. 55
		Commentaire I	Par. 67
CSA S136-12	Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid	Commentaire E	Tableau E-1
		Commentaire J	Par. 151
CAN/CSA-S157-05/S157.1-05	Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium/Commentaire sur la CSA S157-05, Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium	Commentaire A	Par. 26
CSA S304-14	Calcul des ouvrages en maçonnerie	Commentaire A	Tableau A-4
		Commentaire D	Tableau D-1
		Commentaire E	Tableau E-1
		Commentaire I	Par. 82
		Commentaire J	Par. 204 Par. 256 Par. 277
CSA S408-81	Guidelines for the Development of Limit States Design	Commentaire A	Par. 10
CSA S413-14	Parking Structures	Commentaire F	Par. 27 Par. 29
		Commentaire L	Par. 54
CSA S448.1-10	Repair of Reinforced Concrete in Buildings and Parking Structures	Commentaire L	Par. 54
CSA S478-95	Guideline on Durability in Buildings	Commentaire L	Par. 54
CAN/CSA-S832-06	Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments (CFO)	Commentaire J	Par. 230 Par. 242
		Commentaire L	Par. 48

Normes incorporées par renvoi dans les Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B) (suite)

Désignation ⁽¹⁾	Titre	Renvoi	
CSA S850-12	Calcul et évaluation des bâtiments soumis à des charges d'explosion	Commentaire A	Par. 12
CSA SPE-900-13	Solar Photovoltaic Rooftop-Installation Best Practices Guideline	Commentaire I	Fig. I-8 Fig. I-9
CSA W59-03	Constructions soudées en acier (soudage à l'arc)	Commentaire K	Par. 120
CSA Z240.10.1-08	Aménagement du terrain, construction des fondations et ancrage des maisons usinées	Commentaire I	Par. 82
FEMA 222A-1994	NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions	Commentaire J	Fig. J-9 Par. 71
FEMA 302-1997	NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions	Commentaire J	Par. 129 Par. 225
FEMA 356-2000	Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings	Commentaire J	Par. 160
FEMA 368-2001	NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions	Commentaire J	Par. 179 Par. 225 Par. 226 Par. 230 Par. 231
FEMA 369-2001	NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 2: Commentary	Commentaire J	Par. 127 Par. 223
FEMA 450-1-2003	NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions	Commentaire J	Par. 247 Par. 248
FEMA 450-2-2003	NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 2: Commentary	Commentaire J	Par. 248
FEMA 460-2005	Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accessible to the Public	Commentaire J	Par. 243
FEMA P-695-2009	Quantification of Building Seismic Performance Factors	Commentaire J	Par. 92
FEMA P-750-2009	NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures	Commentaire J	Par. 255 Par. 275
FEMA P-751-2012	2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples	Commentaire J	Par. 255 Par. 275
ISO 2394:1986	Principes généraux de la fiabilité des constructions	Commentaire A	Par. 1 Par. 10
ISO 10137:2007	Bases du calcul des constructions – Aptitude au service des bâtiments et des passerelles sous vibrations	Commentaire D	Par. 6
		Commentaire I	Par. 77
ISO 12494:2001	Charges sur les structures dues à la glace	Commentaire I	Par. 67

(1) Les abréviations utilisées dans les désignations de norme renvoient aux organismes d'élaboration des normes suivants :

- AAMA : American Architectural Manufacturers Association
- ACI : American Concrete Association
- ANSI : American National Standards Institute
- API : American Petroleum Institute
- ASCE/SEI : American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute
- ASME : American Society of Mechanical Engineers
- ASTM : American Society for Testing and Materials International
- AWWA : American Water Works Association
- ONGC/CGSB : Office des normes générales du Canada
- CSA : Groupe CSA
- FEMA : Federal Emergency Management Agency
- ISO : Organisation internationale de normalisation

Commentaire A

Calcul aux états limites

Changement notable apporté au présent commentaire	A-1
États limites	A-1
Méthodes d'analyse	A-1
Critères de sécurité et de tenue en service	A-2
Charges et résistances spécifiées	A-2
Coefficient de risque	A-3
Combinaisons de charges	A-4
Combinaisons de charge généralisées	A-5
Combinaisons de charges pour des charges variables	A-5
Combinaisons de charges pour des charges ou des situations rares	A-5
Combinaisons de charges pour la résistance et la stabilité	A-6
Coefficients de charge dans le tableau 4.1.3.2.-A du CNB	A-6
Renversement, soulèvement, glissement et contrainte alternée	A-7
Murs de soutènement en porte-à-faux	A-8
Surcharge totale et surcharge partielle	A-8
Combinaisons de charges pour les bâtiments industriels	A-8
Combinaison de charges pour la détermination de la résistance au feu	A-8
Charges et combinaisons de charges pour la fatigue aux états limites	A-9
Charges et combinaisons de charges pour la tenue en service aux états limites	A-9
Combinaisons de charges pour le tassement et la déformation de la structure du bâtiment	A-10
Historique des dispositions relatives au calcul aux états limites dans le CNB	A-10
Références	A-11

Commentaire A

Calcul aux états limites

Changement notable apporté au présent commentaire

- Mise à jour apportée aux charges rares afin d'inclure les charges dues au souffle d'une explosion (ajout d'un renvoi à la norme CSA S850) et les charges dues au choc

États limites

1. Toutes les structures de bâtiment doivent répondre aux mêmes exigences fonctionnelles fondamentales, c'est-à-dire qu'elles doivent offrir un niveau de sécurité acceptable contre l'effondrement durant et après leur construction en plus d'afficher une bonne tenue en service pendant toute leur durée utile. Les premiers signes de divers types d'effondrement et de mauvaise tenue en service s'appellent états limites :
 - les états limites qui mettent en cause la sécurité sont appelés états limites ultimes (ÉLU), et concernent entre autres la limite de la capacité portante, la rupture, le renversement, le glissement et les grandes déformations;
 - l'état limite relatif aux défaillances résultant de l'application de charges à répétition est appelé état limite de fatigue et s'applique principalement aux structures portantes de ponts roulants; et
 - les états limites qui concernent la tenue en service sont appelés états limites de tenue en service (ÉLTS) et englobent les flèches qui causent des dommages aux bâtiments, les fléchissements ou les dommages locaux à la structure qui entraînent la défaillance des bâtiments, et les vibrations de la structure qui gênent les occupants ou entraînent un mauvais fonctionnement de l'équipement sensible.

Les méthodes de calcul antérieures, soit le calcul aux contraintes admissibles, le calcul plastique et le calcul à la rupture, mettaient l'accent sur un seul état limite habituellement associé à une contrainte limitative ou à la résistance d'un élément. Le calcul aux états limites reconnaît toutes les catégories de défaillance et, point plus important, fournit une méthode de calcul unifiée. La méthode tient compte, par l'entremise de coefficients distincts, de la variabilité tant des charges que des résistances pour fournir une probabilité de défaillance cohérente, y compris les conséquences d'une défaillance liée à l'utilisation de l'élément ou de la structure dans son ensemble. En outre, en raison de l'émergence des nouvelles constructions légères à action composite, où l'on compte moins sur les murs-rideaux et les cloisons pour le raidissement et l'amortissement de la structure, les exigences de tenue en service, comme les flèches et les vibrations, prennent une importance de plus en plus critique dans les calculs et méritent la même considération que les exigences de résistance. Le fait que le calcul aux états limites fournit une méthode de calcul unifiée est la principale raison pour laquelle ce type de calcul a été adopté à l'échelle internationale dans la norme ISO 2394, « Principes généraux de la fiabilité des constructions ».

Méthodes d'analyse

2. Les méthodes de calcul antérieures mettaient surtout l'accent sur une théorie spécifique, comme la théorie de l'élasticité ou celle de la plasticité. Aucune théorie particulière ne peut cependant s'appliquer à tous les états limites et tous les types de construction. La théorie de l'élasticité s'applique généralement aux états limites de tenue en service, à l'état limite de fatigue et aux états limites ultimes des systèmes linéairement élastiques tandis que la théorie de la plasticité convient généralement aux états limites ultimes des systèmes ductiles et que l'analyse de la stabilité s'applique généralement au renversement. L'analyse statique classique est principalement utilisée pour le calcul

Commentaire A

des structures, mais l'analyse dynamique des structures est de plus en plus utilisée pour le calcul des effets des charges dynamiques, comme les charges dues aux séismes, au vent et aux activités humaines (voir le Commentaire D). La théorie appropriée est implicite, indiquée dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB ou choisie par l'ingénieur. De nombreuses normes reconnaissent explicitement le comportement inélastique du matériau, le cas échéant, et exigent également que les effets géométriques du second ordre soient pris en considération. La sous-section 4.1.8. du CNB exige que le calcul des effets des séismes soit effectué au moyen de l'analyse dynamique pour tous les bâtiments, à l'exception des bâtiments situés dans des zones à sismicité faible et des bâtiments satisfaisant à certaines restrictions de configuration et de conception dans les zones à sismicité élevée. Les paragraphes 4.1.3.2. 11) et 12) du CNB, ainsi que la sous-section 4.1.8. du CNB, exigent tous que le calcul des structures tienne compte de la stabilité générale et de la configuration déplacée de la structure (effets P- Δ).

3. Le calcul aux états limites vise à prévenir les défaillances, c'est-à-dire empêcher que l'état limite soit atteint. Des facteurs imprévisibles, comme les charges et l'exécution des travaux, entrent toutefois en jeu dans les calculs, de sorte que le but est en fait d'en arriver à une probabilité de défaillance suffisamment faible. Plus les conséquences d'une défaillance sont graves, plus la probabilité de son occurrence devrait être faible. Pour parvenir à une probabilité de défaillance satisfaisante, il faut utiliser des matériaux fiables, inclure des critères de sécurité et de tenue en service dans les calculs, et rechercher la compétence dans le calcul des structures, la fabrication et l'érection. Les critères de sécurité et de tenue en service devraient assurer la sécurité des personnes et la tenue en service d'une part, et tenir compte des considérations d'économie d'autre part, c.-à-d. procurer une efficacité optimale ou des probabilités de défaillance plus faibles.^[1] Le calcul aux états limites atteint ces objectifs grâce à une définition statistique des charges spécifiées et des propriétés des matériaux, ainsi qu'à l'utilisation de coefficients de charge, de résistance et de risque.

Critères de sécurité et de tenue en service

4. La forme générale des critères de sécurité utilisés ou mentionnés à la partie 4 du CNB pour les états limites ultimes s'exprime comme suit :

$$\begin{aligned} \text{résistance pondérée} &= \text{effets des charges pondérées, ou} \\ \phi R &= \sum \alpha_i S_i \end{aligned} \quad (1)$$

L'information sur les charges pondérées et leur effet, ainsi que sur les combinaisons de charges, peut être trouvée aux paragraphes 9 à 26. Les charges pondérées sont choisies de manière à assurer une faible probabilité de dépassement. La résistance pondérée est la résistance calculée d'un élément, d'un assemblage ou d'une structure multipliée par un coefficient de résistance tenant compte de la variabilité des propriétés des matériaux et des dimensions, de la qualité d'exécution, du type de défaillance (p. ex., graduel ou soudain) et du degré d'incertitude du modèle dans la prévision de la résistance. Les résistances pondérées, y compris le coefficient de résistance, sont spécifiées dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB.

5. La forme générale des critères applicables aux états limites de tenue en service s'exprime comme suit :

$$\text{limite de tenue en service} = \text{effet des charges de service}$$

L'information sur les charges de service et les combinaisons de charges de tenue en service peut être trouvée aux paragraphes 27 et 28. Les limites de tenue en service sont spécifiées ou recommandées dans les paragraphes 4.1.3.5. 3) et 4.1.8.13. 3) du CNB, dans les Commentaires D, E, I, J et K, et dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB.

Charges et résistances spécifiées

6. Dans la méthode des états limites, les charges et les propriétés spécifiées des matériaux utilisées pour calculer la résistance sont définies sur la base de la probabilité d'occurrence. Les valeurs ainsi définies sont appelées valeurs caractéristiques. Les propriétés spécifiées des matériaux sont des estimations de la limite d'exclusion inférieure découlant d'essais effectués sur des échantillons représentatifs de

divers matériaux structuraux dans des conditions de référence applicables à leur comportement en service. Les charges climatiques sont basées sur des mesures prises à des stations météorologiques et la valeur caractéristique correspond à la probabilité de dépassement par année (ou sa réciproque, la période de récurrence). Les valeurs caractéristiques pour les propriétés et les charges utilisées dans le CNB sont fournies dans le tableau A-1. Lorsque les données statistiques font défaut, par exemple pour la surcharge due à l'usage, les valeurs spécifiées correspondent aux valeurs nominales existantes. Dans le CNB de 2005, la probabilité annuelle de dépassement des données climatiques de base pour les charges dues à la neige et au vent a été réduite de 3,3 % (période de récurrence de 30 ans) à 2,0 % (période de récurrence de 50 ans), en conformité avec les valeurs utilisées par la plupart des autres pays, y compris les États-Unis. La résistance des nouveaux matériaux ou les nouvelles méthodes de contrôle devraient être définies sur la base d'une limite d'exclusion de 5 %. La rigidité des matériaux devrait être définie sur la base d'une limite d'exclusion de 50 %.

Tableau A-1
Valeurs caractéristiques pour les charges et les propriétés des matériaux dans le CNB

Matériaux	Limite d'exclusion inférieure ⁽¹⁾
Béton (essai du cylindre)	≈ 9 %
Bois	5 %
Acier (fléchissement)	1 %
Maçonnerie (pour les essais sur murets)	≈ 9 %
Charges	Période de récurrence
Permanente	Non définie
Usage	Non définie
Neige	50 ans
Vent	50 ans
Séismes	2500 ans ⁽²⁾

(1) Probabilité que les valeurs d'essai soient inférieures à la valeur nominale.

(2) Voir le Commentaire J.

Coefficient de risque

7. Dans les éditions du CNB antérieures à 2005, les bâtiments étaient simplement catégorisés comme suit : bâtiments de protection civile, bâtiments ordinaires, écoles ou bâtiments à faible occupation humaine. Le type de bâtiment et le risque présenté du point de vue des charges dues au vent, à la neige et aux séismes n'étaient pas pris en considération de façon uniforme. Afin de normaliser les exigences de conception, des catégories de risque pour les bâtiments ont été introduites au paragraphe 4.1.2.1. 3) et dans le tableau 4.1.2.1. du CNB de 2005.

Ces catégories de risque visent les bâtiments normaux, les bâtiments présentant un faible risque pour la vie humaine en cas de défaillance, les bâtiments à risque élevé et les bâtiments de protection civile, soit tous des bâtiments dont l'importance pour la collectivité est basée sur :

- la présence de matières dangereuses dans le bâtiment;
- la possibilité pour le bâtiment de servir d'abri d'urgence;
- la présence d'installations, comme des installations d'intervention d'urgence, qui sont requises immédiatement après une urgence ou une catastrophe;
- la présence de services publics, comme l'électricité ou l'eau, qui sont nécessaires pour aider au rétablissement des activités après une catastrophe et dont la perte de fonction pourrait entraîner des perturbations ou des pertes économiques étendues additionnelles dans la collectivité.

Les catégories « bâtiments à risque faible », « bâtiments à risque normal », « bâtiments à risque élevé » et « bâtiments de protection civile » décrites au tableau 4.1.2.1. du CNB sont utilisées de concert avec les coefficients de risque définis aux sous-sections 4.1.6., Charge due à la neige et à la pluie, 4.1.7., Charge due au vent, et 4.1.8., Charges et effets dus aux séismes, du CNB. Les coefficients des états limites ultimes sont inférieurs à 1,0 pour les bâtiments à risque faible et sont supérieurs à 1,0 pour les bâtiments à risque élevé ou de protection civile, des valeurs qui tiennent compte du but de tenue améliorée de ces bâtiments, qui est cruciale pour la collectivité en cas d'urgence ou de catastrophe, ou du fait que ces bâtiments contiennent des matières ou des produits dangereux.

Commentaire A

Les bâtiments conçus comme des installations de protection civile devraient demeurer opérationnels immédiatement après une urgence ou une catastrophe. Toutefois, la simple application d'un coefficient de risque supérieur à 1,0 ne garantit pas nécessairement la préparation opérationnelle d'une installation à la suite d'une urgence ou d'une catastrophe. Cette préparation peut seulement être déterminée à la suite d'une étude détaillée visant à déterminer quels équipements et quels services doivent demeurer opérationnels immédiatement après une urgence ou une catastrophe, ainsi que le comportement prévu de l'équipement et des éléments structuraux. Une telle étude doit, par exemple, déterminer quels équipements doivent être raccordés à l'alimentation d'urgence, la durée de fonctionnement des génératrices d'urgence, la sécurité de l'alimentation en combustible, la nécessité d'une réserve d'eau potable, etc.

En ce qui a trait aux services publics comme l'eau, l'électricité et le traitement des eaux usées, la désignation d'installations de « protection civile » doit s'appliquer seulement aux installations publiques (de propriété privée ou publique) qui fournissent des services à une collectivité. Les installations de production d'électricité d'une usine qui ne sont pas raccordées au réseau public, un champ d'épandage de fosse septique d'un bâtiment individuel et une installation de purification d'eau d'une habitation constituent des exemples de services publics qui n'entrent pas dans cette désignation. Lorsqu'une partie de l'électricité produite par une usine est vendue à une entreprise de services publics, la catégorie de risque de l'installation est déterminée par l'entreprise de services publics.

Dans les éditions du CNB antérieures à 2005, un coefficient de risque général γ était utilisé à la sous-section 4.1.3. De plus, le traitement du risque présenté par la structure par rapport à l'usage du bâtiment était différent pour différentes charges : un coefficient de risque spécifique à la charge, appelé I, était utilisé à la sous-section traitant des charges sismiques tandis que la sous-section sur les charges dues au vent tenait compte du risque au moyen d'une faible probabilité annuelle de dépassement (1/100 pour les bâtiments de protection civile, 1/30 pour les autres bâtiments et 1/10 pour les revêtements extérieurs); aucun risque spécifique à la charge n'était par ailleurs spécifié pour les charges dues à la neige. Afin de normaliser le calcul des différentes charges, des coefficients de risque ont été établis pour chacune des charges spécifiées à la sous-section 4.1.6. (neige et pluie), 4.1.7. (vent) et 4.1.8. (séismes) du CNB de 2005. Aucun coefficient de risque n'a été retenu pour les charges permanentes et les surcharges dues à l'usage parce que les charges spécifiées au tableau 4.1.5.3. du CNB tiennent déjà compte des conséquences les plus graves d'une défaillance en fonction du type d'usage (les établissements de réunion, par exemple). Pour les bâtiments à risque faible, toutefois, un coefficient de 0,8 peut être appliqué à la surcharge due à l'usage, comme il est indiqué aux paragraphes 4.1.5.1. 2) et 4.1.5.2. 2) du CNB. Les coefficients de risque sont résumés au tableau A-2.

8. Le coefficient de risque applicable aux états limites de tenue en service est présumé égal ou inférieur à 1,0 en raison des conséquences moins graves d'une défaillance et parce que les critères de calcul pour la tenue en service sont plus subjectifs que les critères applicables à la résistance et à la stabilité.

Tableau A-2
Coefficients de risque

Catégorie de risque	Séismes, I_E		Vent, I_W		Neige, I_S	
	ÉLU	ÉLTS	ÉLU	ÉLTS	ÉLU	ÉLTS
Faible ⁽¹⁾	0,8		0,8	0,75	0,8	0,9
Normal	1,0	(2)	1,0	0,75	1,0	0,9
Élevé	1,3		1,15	0,75	1,15	0,9
Protection civile	1,5		1,25	0,75	1,25	0,9

(1) Un coefficient de 0,8 peut être appliqué à la surcharge due à l'usage pour les bâtiments de catégorie de risque « faible ».

(2) Voir le Commentaire J.

Combinaisons de charges

9. Les critères d'états limites spécifiés dans l'article 4.1.3.2. du CNB, et recommandés dans le présent commentaire, visent à fournir un degré de fiabilité acceptable et relativement uniforme dans le calcul des éléments structuraux sous différentes combinaisons de charges. Les critères tiennent compte de la probabilité de défaillance due à l'occurrence simultanée des charges spécifiées aux sous-sections

4.1.4. à 4.1.8. du CNB. Les paragraphes 10 à 18 expliquent les combinaisons de charges indiquées dans les tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB et fournissent des conseils à ce propos. Les paragraphes 19 à 25 fournissent des conseils pour les situations où les combinaisons de charges indiquées dans les tableaux 4.1.3.2.-A et -B ne s'appliquent pas. Les combinaisons de charges généralisées mentionnées au paragraphe 10 sont recommandées pour l'évaluation des structures de bâtiment non visées par les normes énumérées à la section 4.3. du CNB, y compris les enveloppes de bâtiment. Les paragraphes 10 et 24 à 26 donnent des directives quant à la détermination des charges et des combinaisons de charges pour les états limites de fatigue et de tenue en service.

Combinaisons de charge généralisées

10. Les charges structurales peuvent être divisées en trois catégories : les charges constantes (comme la charge permanente et la poussée des terres), les charges variables (comme les surcharges dues à l'usage et les charges dues à la neige et au vent), et les charges ou situations rares (comme les séismes et les incendies). De manière générale, on peut déterminer les combinaisons de charges en divisant les charges définies à la partie 4 du CNB en deux composantes (voir la norme CSA S408, « Guidelines for the Development of Limit States Design », et la référence référence [2] : les composantes prolongées ou fréquentes (p. ex., charge permanente, poussée des terres, surcharge prolongée) et les composantes transitoires, qui surviennent rarement et ne durent qu'un court laps de temps (p. ex., impact, vent, séisme, accumulation à court terme de personnes et/ou d'objets). Puisque les composantes transitoires de différentes charges sont peu susceptibles de se produire en même temps, on estime la combinaison de charges critique pour un effet structural donné en combinant les charges constantes pondérées avec la charge variable ou rare pondérée ayant la composante transitoire la plus importante, plus les composantes prolongées ou fréquentes de toutes les autres charges variables. Ce principe, qui porte le nom de principe d'action concomitante^[2] et dont l'utilisation est recommandée par la norme ISO 2394 a été appliqué en vue de la détermination des combinaisons de charges généralisées suivantes tant pour les états limites ultimes que pour les états limites de tenue en service.

Combinaisons de charges pour des charges variables

11. Dans les cas où toutes les charges sont constantes ou variables, les combinaisons de charge sont les suivantes :

$$\Sigma\alpha_{G_i}G_i + \alpha_{Q_1}Q_1 + \Sigma\alpha_{CQ_i}Q_i \tag{2}$$

où

- G_i = charge constante comme D ou H ou T ou P;
 - Q₁ = charge variable principale comme L ou S ou W ou une autre charge, à tour de rôle;
 - Q_i = toute charge variable comme L ou S ou W;
 - α_{G_i} = coefficient de charge principale pour la charge constante, G_i;
 - α_{Q₁} = coefficient de charge principale pour la charge variable principale, Q₁;
 - α_{CQ_i} = coefficient de charge d'action concomitante pour les autres charges variables; et
- où le deuxième terme de l'équation (2) est la charge variable principale et où le dernier terme inclut la ou les charges variables d'action concomitante (prévues).

Voir le tableau A-3.

Combinaisons de charges pour des charges ou des situations rares

12. En cas de charge ou de situation rare, la combinaison de charges est la suivante :

$$\Sigma\alpha_{G_i}G_i + A + \Sigma\alpha_{Q_i}Q_i \tag{3}$$

où

- G_i = charge constante spécifiée;
- A = charge rare spécifiée due aux séismes, E, ou autre charge accidentelle, comme celle due aux chocs de véhicules, I, ou aux explosions, B;
- Q_i = charge d'action concomitante variable spécifiée, comme L ou S;

Commentaire A

α_{G_i} = coefficient de charge principale pour la charge constante, G_i ; et

α_{Q_i} = coefficient de charge d'action concomitante pour les charges d'action concomitante variables, Q_i .

Voir le tableau A-3.

Tableau A-3
Coefficients de charge pour les combinaisons de charges rares

Charges		Coefficient de charge principale, α_{G_i}	Coefficient de charge d'action concomitante, α_{Q_i}
Charge constante, G_i	D, H, T, P	1,0 ⁽¹⁾	—
Charge d'action concomitante variable, Q_i	L	—	0,5 ⁽²⁾
	S	—	0,25
Charge rare, A	E, B, I	1,0	—

⁽¹⁾ Dans le cas où la charge constante est D en combinaison avec E, voir le paragraphe 4.1.3.2. 6) du CNB.

⁽²⁾ Dans le cas où E est la charge principale, voir les tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB.

Le paragraphe 25 fournit des lignes directrices en matière de résistance au feu — un événement rare influant sur la structure du bâtiment.

Sous réserve d'autres règlements ou normes, la force de souffle d'une explosion peut être incluse dans le calcul d'une structure à la demande du propriétaire du bâtiment. Le cas échéant, le propriétaire doit définir les critères de calcul, y compris le niveau de menace et le niveau de performance souhaité des structures et des éléments de bâtiment, et les ingénieurs peuvent consulter la norme CSA S850, « Calcul et évaluation des bâtiments soumis à des charges d'explosion », qui est une norme axée sur la performance fournissant des critères pour l'analyse et le calcul des nouveaux bâtiments, ainsi que l'évaluation des bâtiments existants. Cette norme ne fournit pas de renseignements sur la façon de mener une évaluation des risques, et n'est pas applicable aux menaces biologiques ou chimiques, à la formation de cratères, aux impulsions électromagnétiques (IEM), aux secousses terrestres, aux charges de fragmentation, aux incendies provoqués, à la sécurité du périmètre, aux rayonnements, non plus qu'aux effets thermiques des explosions.

Combinaisons de charges pour la résistance et la stabilité

13. Les combinaisons de charges figurant dans le tableau 4.1.3.2.-A du CNB sont des versions simplifiées des équations (2) et (3), et sont basées sur des analyses de fiabilité^[3]. Elles s'appliquent à la plupart des bâtiments et des systèmes structuraux visés par les normes énumérées actuellement à la section 4.3. du CNB. L'utilisation de ces combinaisons de charges sur les éléments structuraux dont le calcul est établi pour les combinaisons de charges 2 à 4, y compris la charge d'action concomitante, et régi par ces combinaisons de charges, résulte, en moyenne, dans une probabilité de défaillance égale à la probabilité de défaillance obtenue pour des cas où le calcul est contrôlé par D + L. La charge T figurant à l'article 4.1.2.1. du CNB et dans l'équation (3) n'est pas incluse dans les tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB parce que les recherches et l'expérience démontrent que, sauf pour les moments secondaires dus à la précontrainte, cette charge n'est pas susceptible d'avoir une incidence sur la résistance et la stabilité des systèmes structuraux dotés de ductilité et de redondance. Si un système structural dépourvu de ces propriétés est utilisé, alors les combinaisons de charges devraient être déterminées à partir des équations (2) ou (3), le fragile approprié de T étant inclus. En raison de la très courte durée de certaines charges spécifiées, la probabilité de leur occurrence simultanée est extrêmement faible. Ainsi, selon les combinaisons de charges 5 et 6 des tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB, respectivement, la charge due aux séismes n'est pas prise en compte en même temps que la charge due au vent.

Coefficients de charge dans le tableau 4.1.3.2.-A du CNB

14. Le coefficient de charge principale appliqué à l'une des charges spécifiées tient compte de la variabilité de la charge et des modèles de charge, des biais dans la relation entre la charge nominale et la valeur prévue de la charge pour l'événement considéré, et des approximations de modélisation normalement acceptées dans l'analyse structurale. Les coefficients de charge principale sont

déterminés sur la base de ces considérations ainsi que de l'expérience acquise avec les bâtiments construits conformément aux éditions antérieures du CNB. Les coefficients de charge principale pour les charges rares comme les séismes sont considérés être égaux à 1,0 en raison de leur faible probabilité annuelle d'occurrence. Le niveau de performance pour les charges rares permet un certain endommagement du bâtiment tout en maintenant la sécurité des personnes. Les coefficients de charge principale sont considérés être égaux à 1,5 pour la surcharge due à l'usage, ainsi que pour la poussée des terres, à 1,5 pour la charge due à la neige, à 1,4 pour la charge due au vent, et à 1,25 pour les liquides dont la profondeur est contrôlée.

15. Le coefficient de charge permanente de 1,25 tient compte de la variation systématique et aléatoire de la charge permanente, mais est insuffisant pour accommoder les changements de charge permanente dus aux substitutions ou aux modifications ultérieures. Les calculs devraient anticiper et prendre en considération les augmentations raisonnables de la charge permanente des charges permanentes architecturales ou mécaniques superposées, des revêtements coulés sur place et des dalles de couverture qui peuvent être sensibles à la flèche et à la flexion des éléments porteurs, ou les augmentations dues à l'ajout de matériaux de couverture ou autres pendant la durée de vie de la structure. Pour le sol, la terre superposée, les plantes et les arbres, le coefficient de charge permanente est augmenté à 1,5, mais peut être réduit conformément aux dispositions du paragraphe 4.1.3.2. 8) du CNB. La combinaison de charges 1 indiquée dans le tableau 4.1.3.2.-A du CNB assure la fiabilité des éléments structuraux qui sont dominés par la charge permanente.^[3]
16. Les coefficients de charge pour les états limites de tenue en service sont considérés être égaux à 1,0 ou, pour les charges d'action concomitante, être inférieurs à 1,0 en raison des conséquences moins graves d'une défaillance et parce que les critères nominaux applicables à la tenue en service sont plus subjectifs que les critères applicables à la résistance et à la stabilité.
17. Les coefficients de charge principale et les coefficients de charge d'action concomitante spécifiés dans les combinaisons de charges pondérées du tableau 4.1.3.2.-A du CNB sont basés sur des analyses de fiabilité^[3] corrigées en fonction de l'expérience passée au moyen des éditions antérieures du CNB. La détermination des coefficients de charge a été effectuée en deux phases : la première phase a consisté à déterminer des valeurs qui fournissent des indices de fiabilité uniformes pour une gamme de rapports et de types de charge; au cours de la seconde phase, on a revu et rajusté au besoin les coefficients de manière à réduire les incohérences majeures par rapport aux pratiques antérieures.
18. Les coefficients de résistance contenus dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi, qui tiennent compte de la variabilité des propriétés des matériaux, des dimensions et de la qualité d'exécution, du type de défaillance (p. ex., graduel ou soudain) et de l'incertitude dans la modélisation de la résistance, ont été élaborés pour utilisation avec les coefficients de charge fournis dans le CNB en vue de l'obtention d'un niveau de sécurité acceptable, généralement spécifié par un indice de fiabilité visé.

Renversement, soulèvement, glissement et contrainte alternée

19. Les charges contraires, comme la charge permanente, préviennent le renversement, le soulèvement et le glissement des structures dans leur ensemble, ainsi que la contrainte alternée ou la réduction de force dans les éléments structuraux, lesquelles mènent à une résistance réduite due, par exemple, au flambage des montants des fermes ou à la résistance à la flexion réduite des poteaux en béton. Dans ces cas, les charges contraires qui agissent de manière à résister à la défaillance et aux déviations, lesquelles diminuent la charge permanente au lieu de l'augmenter, sont d'une importance critique.^{[4][5]} Pour les combinaisons de charges 2 à 5 dans le tableau 4.1.3.2.-A du CNB et 1 à 6 dans le tableau 4.1.3.2.-B du CNB, les charges variables contraires sont donc considérées être égales à zéro, le coefficient de charge pour la charge permanente contraire (dans les faits, un coefficient de résistance) est considéré être égal à 0,9 dans les combinaisons de charges 2 à 4 dans le tableau 4.1.3.2.-A du CNB et 1 à 5 dans le tableau 4.1.3.2.-B du CNB, et le coefficient de charge pour la charge permanente contraire est considéré être égal à 1,0 dans la combinaison de charges 5 dans le tableau 4.1.3.2.-A du CNB et la combinaison de charges 6 dans le tableau 4.1.3.2.-B du CNB. Le coefficient de charge permanente est passé de 0,85 à 0,9 dans le CNB 2005 parce qu'on prévoit l'occurrence d'une certaine surcharge due à la pesanteur dans la plupart des bâtiments. Le coefficient de charge permanente de 1,0, dans la combinaison de charges qui tient compte des séismes, permet la plus grande incertitude dans l'ordre de grandeur de la charge due aux séismes et le niveau réduit de performance permis relativement aux dommages causés au bâtiment.

Commentaire A

20. Lorsque les concepteurs évaluent le renversement, ils devraient considérer les aspects suivants :
- 1) la réaction du matériau de fondation se produit à une distance telle, par rapport à la base de la structure du bâtiment, qu'elle génère la réaction nécessaire; et
 - 2) la charge permanente agit par l'entremise du centre de gravité de la structure déformée.

Murs de soutènement en porte-à-faux

21. Lorsque les concepteurs évaluent le renversement de murs de soutènement en porte-à-faux, ils devraient considérer les aspects suivants :
- 1) la réaction du matériau de fondation se produit à une distance telle, par rapport à la base du mur de soutènement, qu'elle génère la réaction nécessaire; et
 - 2) la charge permanente agit par l'entremise du centre de gravité du mur de soutènement défléchi.
22. La norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », et le « Canadian Foundation Engineering Manual »,^[6] fournissent des conseils additionnels sur le calcul des murs de soutènement en porte-à-faux.

Surcharge totale et surcharge partielle

23. Les surcharges totales et les surcharges partielles doivent être prises en considération conformément à l'article 4.1.5.3. du CNB pour la surcharge due à l'usage, conformément à l'article 4.1.6.3. du CNB pour la charge due à la neige, et conformément à l'article 4.1.7.9. du CNB pour la charge due au vent. Pour atteindre une fiabilité acceptable, on devrait considérer les exigences de charge pour la surcharge ou la charge due à la neige en conjonction avec la charge permanente multipliée par 1,25 sur toutes les portées ou par 0,9 sur toutes les portées, selon la valeur qui produit l'effet le plus critique.

Combinaisons de charges pour les bâtiments industriels

24. Pour les structures de bâtiment soumises à des charges inhabituelles non spécifiées à la partie 4 du CNB, par exemple les charges mettant en cause le stockage de liquides, les combinaisons de charges fournies dans les tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB peuvent ne pas s'appliquer. Pour des conseils sur les bâtiments industriels où des ponts roulants sont utilisés, voir la norme CSA S16, « Règles de calcul des charpentes en acier ».

Combinaison de charges pour la détermination de la résistance au feu

25. Un événement rare, comme un incendie, peut entraîner un changement temporaire des propriétés des matériaux qui cause une déformation structurale importante ainsi qu'un risque d'effondrement. La durée de résistance au feu d'une structure est définie comme étant le temps qui s'écoule avant la défaillance de la structure lorsque celle-ci est soumise à un incendie standard. La résistance au feu d'une structure est traditionnellement basée sur des essais de tenue au feu normalisés et ceux mentionnés à l'annexe D de la division B du CNB. Lorsque des mesures de remplacement, comme la conception rationnelle, sont utilisées pour le calcul de la résistance au feu, une courbe appropriée des températures en fonction de la durée du feu doit être utilisée pour les calculs qui visent à tenir compte des forces dans la structure qui sont dues aux charges appliquées, y compris celles qui se sont créées en raison des températures élevées, ainsi que des propriétés des matériaux à des températures élevées. La combinaison de charges suivante, qui est basée sur l'équation (3), est recommandée pour un événement accidentel, en ce qui a trait à la méthode de calcul de remplacement de la résistance au feu :^[7]

$$D + T_S + (\alpha L \text{ ou } 0,25S) \quad (4)$$

où $\alpha = 1,0$ pour les aires de stockage, les aires réservées à l'équipement et les locaux techniques et $0,5$ pour les autres usages, et T_S peut être considéré comme étant égal à zéro pour les structures isostatiques.

L'utilisation appropriée de l'équation (4) exige une connaissance approfondie de la conception rationnelle appliquée à la résistance au feu. Lorsque les concepteurs ne possèdent pas cette connaissance approfondie et/ou ne disposent pas d'une courbe des températures en fonction de la durée du feu, les exigences de résistance au feu énoncées dans le CNB devraient être appliquées.

Charges et combinaisons de charges pour la fatigue aux états limites

26. La variable la plus importante, dans la fatigue structurale qui explique la propagation des fissures dans les éléments en métal, est l'intervalle de contrainte. L'intervalle de contrainte à utiliser dans les calculs est dicté par les charges variables. Étant donné que de nombreux cycles de charge sont requis pour causer de la fatigue, des surcharges spécifiées se produisant avec une fréquence raisonnable sont utilisées dans les calculs, et non les charges pondérées extrêmes qui ont une très faible probabilité d'occurrence au cours de la durée de vie de la structure. Les normes CSA S16 et CAN/CSA S157/S157.1, « Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium/Commentaire sur la CSA S157-05, Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium », exigent des calculs détaillés contre la fatigue seulement lorsque la charge est répétée plus de 20 000 fois, sauf dans le cas inhabituel de détails sensibles à la fatigue présentant des intervalles de contrainte élevés. En outre, parce que les fissures se propagent dans les champs de contrainte de traction seulement, la présence d'un champ de contrainte de compression dû à la charge permanente peut, s'il est suffisamment important, prévenir le développement des fissures. Dans ces circonstances, les contraintes associées à la charge permanente devraient être évaluées de la façon discutée dans la norme CSA S16. Les charges dues au milieu, comme les charges dues à la neige ou au vent, sont généralement loin de présenter un nombre de cycles suffisant pour être prises en considération dans le calcul de l'état limite de fatigue. Les vibrations dues au vent, comme les rafales, et à la danse aérobique sont des exceptions possibles (voir le Commentaire D). La norme CSA S16 aborde également la notion de fatigue induite par la distorsion.

Charges et combinaisons de charges pour la tenue en service aux états limites

27. Les charges et les combinaisons de charges prises en compte dans les calculs de tenue en service dépendent dans une grande mesure de l'état limite de tenue en service en cause et des propriétés des matériaux des structures (p. ex., le fluage et la fissuration du béton). Le tableau A-4 fournit des conseils sur les charges à prendre en considération pour les critères de tenue en service contenus à la partie 4 du CNB, dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB et dans les Commentaires D, E, I, J et K. Le tableau A-4 fournit également des conseils sur les combinaisons de charges des charges de service pondérées (basées sur les équations (2) et (3)) à considérer en fonction de l'état limite. Les charges qui agissent en combinaison n'ont pas à être prises en considération dans les calculs de tenue en service tenant compte de la vibration. Par ailleurs, les dommages à la structure ou à l'enveloppe du bâtiment peuvent exiger la prise en considération de nombreuses charges en combinaison, en particulier si les éléments sont friables.

Tableau A-4
Charges et combinaisons de charges pour la tenue en service⁽¹⁾

États limites	Paramètre structural	Charges	Combinaisons de charges	Références
Tenue en service sous l'effet des vibrations	Accélération	$L_C^{(2)} W_C^{(2)}$	$L_C^{(2)}$ ou $W_C^{(2)}$	Commentaire D Commentaire I CSA O86 CSA S16
Fonctionnement d'équipement mobile	Déformation : Long terme Court terme	D, H, $T_P^{(3)}$ P L	D + H + $T_P^{(3)}$ + P L	CSA S16
Dommages aux éléments non structuraux	Déplacement : Long terme Court terme	$T_P^{(3)}$ P L, S, W	$T_P^{(3)}$ + P $L + \alpha^{(4)}S$ ou $S + \alpha^{(4)}L$ ou W	Commentaire D Commentaire E CSA A23.3 CSA O86 CSA S16 CSA S304.1
Dommages aux éléments structuraux	Contrainte, effort, largeur des fissures	D, H, L, S, W, $T_P^{(3)}$ $T_S^{(5)}$	D + H + $L_P^{(3)}$ + $T_P^{(3)}$ + [L ou S ou W ou $T_S^{(5)}$] + charges d'action concomitantes	CSA A23.3 CSA S304 Commentaire E

(1) S et W incluent un coefficient de risque pour la tenue en service.

(2) L'indice C renvoie aux composantes cycliques des effets de charge (p. ex., accélération).

(3) T_P inclut le fluage (ou le tassement du sol) sous l'effet de D + H + L_P + P, où L_P est la composante soutenue de la surcharge due à l'usage.

Tableau A-4 (suite)

- (4) On suppose habituellement un coefficient de la charge d'action concomitante, α , de 0,5 pour la surcharge due à l'usage, sauf pour les lieux de stockage, pour lesquels on suppose un coefficient de 1,0, et de 0,5 pour la charge due à la neige.
- (5) T_s est l'effet variable à court terme causé par les déformations imposées dues aux variations de température ou de teneur en humidité ou une combinaison des deux.

Combinaisons de charges pour le tassement et la déformation de la structure du bâtiment

28. Le tableau A-5 présente les combinaisons de charges de service simplifiées recommandées en vue de déterminer le tassement des fondations causant des dommages au bâtiment et une déformation de la structure du bâtiment causant des dommages au bâtiment ou empêchant le fonctionnement d'équipement comme les ponts roulants ou les ascenseurs. Pour les cas 2 et 3 du tableau A-5, la déformation de la structure du bâtiment causant des dommages est la somme de la déformation à court terme se produisant après la fixation des éléments non structuraux, plus la composante à long terme de la déformation due à D , H , T_p et P résultant de la contraction ou du changement d'humidité et du fluage des matériaux se produisant après la fixation des éléments non structuraux. En raison des approximations requises, la déformation à long terme résultant de la contraction ou du changement d'humidité et du fluage est habituellement prise en compte au moyen de limites de déformation empiriques spécifiques, dans les normes de calcul énumérées à la section 4.3. du CNB.

Tableau A-5

Combinaisons de charges recommandées pour les états limites de tenue en service sous l'effet d'une déformation

Cas	Paramètre de tenue en service	Combinaisons de charges
1	Tassement différentiel des fondations	$D + H + \alpha^{(1)}L + \alpha^{(1)}S^{(2)}$
2	Déformation à long terme de la structure du bâtiment ⁽³⁾	$D + H + T_p^{(4)} + P + \alpha^{(1)}L + \alpha^{(1)}S^{(2)}$
3	Déformation à court terme de la structure du bâtiment ⁽³⁾	$(L + \alpha^{(1)}S^{(2)})$ ou $(S^{(2)} + \alpha^{(1)}L)$ ou $W^{(2)}$

- (1) On suppose habituellement un coefficient de charge d'action concomitante, α , de 0,2 à 0,5 pour la charge due à la neige et pour la surcharge due à l'usage, sauf pour les lieux de stockage, pour lesquels on suppose un coefficient de 1,0.
- (2) Les coefficients de risque 0,9 et 0,75 sont appliqués, aux sous-sections 4.1.6. et 4.1.7. du CNB, pour déterminer les charges de service S et W .
- (3) Pour une déformation de la structure du bâtiment causant des dommages au bâtiment, voir le paragraphe 27.
- (4) T_p inclut la déformation causée par des changements d'humidité à long terme dans les matériaux (p. ex., contraction), tandis que la déformation résultant du fluage est calculée au moyen de la charge appliquée $D + H + P + \alpha L + \alpha S$.

Historique des dispositions relatives au calcul aux états limites dans le CNB

29. Le calcul aux états limites, introduit dans le CNB en 1975, a d'abord été mis au point pour les structures en acier et ensuite pour celles en béton, dont le calcul était basé sur la résistance ultime avant 1975. La méthode a par la suite été mise au point pour les structures en bois, en acier plié à froid et en maçonnerie, puis en 1983, pour les structures en aluminium, et enfin, en 1995, pour les fondations. La méthode des contraintes admissibles a été graduellement éliminée comme solution de rechange à la méthode du calcul aux états limites pour les structures en acier, en béton, en bois et en maçonnerie, ainsi que pour les fondations, mais est encore utilisée pour certaines normes et spécifications non directement incorporées par renvoi dans la section 4.3. du CNB.
30. Dans l'édition 2005 du CNB, les principaux changements apportés aux exigences relatives aux états limites de la section 4.1. du CNB étaient les suivants :
- adoption d'un format d'action concomitante pour le calcul aux états limites des combinaisons de charges, lequel format est utilisé partout dans le monde;
 - séparation des charges dues à la neige et à la pluie, S , de la surcharge due à l'usage, L ;
 - utilisation cohérente des coefficients de risque appliqués aux charges dues à la neige, à la pluie, au vent et aux séismes, y compris un coefficient de risque pour la tenue en service en fonction de l'usage du bâtiment; et
 - modification de la période de récurrence pour les charges dues à la neige, à la pluie et au vent de 1/30 ans à 1/50 ans, valeur utilisée partout dans le monde.

Les méthodes de détermination des charges sont maintenant harmonisées. Les charges dues à la neige, à la pluie et au vent sont calculées au moyen d'une période de récurrence unique et d'un coefficient de risque variable, ce qui les rend compatibles avec l'approche utilisée pour les charges dues aux séismes. La totalité des charges et des effets sont combinés au moyen du format d'action concomitante, qui fournit un ensemble clair de combinaisons de charges avec une signification physique directe. La séparation des charges dues à la neige et à la pluie d'avec les charges dues à l'usage permet une détermination plus logique des coefficients et des combinaisons de charges basée sur la variabilité des charges et la probabilité de leur action combinée. On a augmenté de 30 à 50 ans la période de récurrence de base applicable aux charges dues à la neige et au vent de façon à la rapprocher de la durée de vie prévue des bâtiments tout en maintenant la probabilité de défaillance définie dans le CNB de 1995. La période de récurrence de 50 ans est en harmonie avec l'approche adoptée par la plupart des autres pays.

Références

- [1] M.K. Ravindra et N.C. Lind, Theory of Structural Code Optimization, Journal of Structural Division, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 99, ST7, juillet 1973, pp. 1541-1553.
- [2] C.J. Turkstra, Theory of Structural Safety, SM Study No. 2, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1970.
- [3] F.M. Bartlett, H.P. Hong et W. Zhou, Load factor calibration for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada: Companion-action Load Combinations, Revue canadienne de génie civil, vol. 30, n° 2, avril 2003, pp. 440-448.
- [4] D.E. Allen, Safety Factors for Stress Reversal, Publications, International Association for Bridge and Structural Engineering, vol. 29, n° 2, 1969, pp. 19-27.
- [5] Report of the Committee of Inquiry into Collapse of Cooling Towers at Ferrybridge, lundi, 1^{er} novembre 1965, Central Electricity Generating Board, Londres, 1966.
- [6] Canadian Foundation Engineering Manual, 4^e édition, Société canadienne de géotechnique, Richmond, Colombie-Britannique, 2006.
- [7] B. Ellingwood et R.B. Corotis, Load Combinations for Buildings Exposed to Fires, AISC Engineering Journal, 28(1), 1991, pp. 37-44.

Commentaire B

Intégrité structurale

Identification du risque	B-1
Mesures de sécurité	B-1
Références	B-2

Commentaire B

Intégrité structurale

1. La résistance et la stabilité des systèmes structuraux des bâtiments font l'objet du paragraphe 4.1.1.3. 1) et d'autres exigences de la partie 4 du CNB ainsi que des normes de calcul de la CSA mentionnées à la section 4.3. du CNB. Le présent commentaire donne des conseils sur d'autres questions relatives à l'intégrité structurale qui sont traitées au paragraphe 4.1.1.3. 1) du CNB et à la note explicative afférente.
2. L'intégrité structurale est l'aptitude de la structure à résister aux défaillances locales en évitant l'effondrement complet. Par exemple, une structure de type cellulaire ou à ossature dont les éléments sont bien liaisonnés entre eux dans les trois dimensions possède une bonne intégrité structurale.
3. Les structures de bâtiment calculées selon les normes de la CSA ont habituellement un degré d'intégrité structurale suffisant dans la plupart des cas, en général à cause des détails des dispositifs d'assemblage. Voici des cas où l'intégrité structurale peut exiger une attention particulière : les bâtiments de hauteur moyenne ou grande présentant une structure composée d'éléments en matériaux différents dont l'assemblage n'est pas traité dans les normes existantes de la CSA, les bâtiments qui ne sont pas visés par les normes de calcul de la CSA et les bâtiments exposés à des charges accidentelles exceptionnelles (chocs de véhicules ou explosion). Les renseignements qui suivent traitent de ces cas.
4. Un nombre important d'effondrements, dont beaucoup d'effondrements en chaîne, se produisent pendant la construction. Les différentes phases des travaux doivent donc être soigneusement planifiées et contrôlées pour s'assurer que des systèmes structuraux qui ne sont pas parachevés ont une résistance, une ductilité et une stabilité aux efforts latéraux suffisantes pour résister à l'effondrement en chaîne en cas de rupture d'un élément structural ou de défaillance locale d'un élément structural permanent ou temporaire par suite d'un accident.

Identification du risque

5. Le risque est celui d'un effondrement généralisé aux conséquences graves dû à un événement non prévu dans le calcul des charges mentionnées à la partie 4 du CNB. Les composants critiques pour lesquels la probabilité d'être sérieusement endommagés en cas d'accident est élevée (environ 10^{-4} par année ou plus) doivent donc être identifiés et des mesures doivent être prises pour assurer une sécurité suffisante de la structure.^[1]

Mesures de sécurité

6. Pour empêcher qu'un simple accident entraîne un effondrement généralisé, il faut prendre des mesures telles que :
 - a) La prévention des accidents. Cette mesure comprend l'érection de dispositifs de protection contre les chocs de véhicules (p. ex., bordures, parapets), l'inspection du sol ou des composants critiques pour déterminer s'il y a détérioration en cours d'usage ou des panneaux facilement arrachables pour réduire la pression en cas d'explosion.
 - b) La résistance locale. Cette mesure consiste à calculer les éléments critiques de manière qu'ils résistent aux chocs accidentels.^[2] Certains gros éléments sont tellement résistants que la plupart du temps ils ne seront pas sérieusement endommagés en cas d'accident. La ductilité

Commentaire B

des éléments critiques et de leurs assemblages à la structure peut aussi assurer une résistance supplémentaire en cas de chocs accidentels non pris en compte dans les calculs.

- c) Le calcul des forces de liaison. L'intégrité structurale peut souvent être réalisée indirectement par l'ajout de certains critères minimaux concernant les pièces de liaison verticales, horizontales et périphériques.^{[3][4][5]}
 - d) Les lignes de résistance de remplacement. On suppose que l'élément critique a cédé et on vérifie le bâtiment endommagé pour s'assurer qu'il peut encore résister à la charge permanente plus une partie des surcharges et des charges dues au vent.
 - e) La prévention de l'effondrement généralisé. Cette mesure consiste à diviser la structure en zones séparées par des plans de faible résistance qui empêchent que l'effondrement d'une zone se propage aux zones adjacentes (voir le Commentaire C).
7. Toute structure de bâtiment doit être examinée dans son ensemble pour s'assurer que ses parties sont effectivement reliées entre elles de façon qu'elle ne soit pas fragilisée par une rupture locale.
8. Les références [3] à [9] contiennent des renseignements supplémentaires pour des systèmes structuraux particuliers. La référence [6] contient des informations supplémentaires pour les structures en béton.

Références

- [1] H. Griffiths, A. Pugsley et O. Saunders, Report of the Enquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Canning Town, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1968.
- [2] DS 410 E:1983, Loads for the Design of Structures: Chapter 17 - Accidental Action, Norme danoise, traduction anglaise, Dansk Ingeniorforening, Copenhague, 1983.
- [3] J.E. Breen, Developing Structural Integrity in Bearing Wall Buildings, PCI Journal, vol. 25, n° 1, 1980, pp. 42-73.
- [4] M. Fintel et G. Annamalai, Philosophy of Structural Integrity of Multistorey Load-Bearing Concrete Masonry Structures, Concrete International, vol. 1, n° 5, 1979, pp. 27-35.
- [5] I.J. Speyer, Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads, PCI Journal, vol. 21, n° 2, 1976, pp. 18-51.
- [6] Association canadienne du ciment Portland (ACCP), Concrete Design Handbook, 3^e édition, ACCP, Ottawa, 2006.
- [7] BS 5628-1:1978, Code of Practice for Use of Masonry: Structural Use of Unreinforced Masonry, Section 5 – Design: Accidental Damage, British Standards Institute, Londres, 1978.
- [8] B.R. Ellingwood et E.V. Leyendecker, Approaches for Design Against Progressive Collapse, Journal of the Structural Division, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 1978, pp. 413-423.
- [9] D.A. Taylor, Progressive Collapse, R. can. génie civil, vol. 2, n° 4, 1975.

Commentaire C

Intégrité structurale des murs coupe-feu

Charges latérales exercées sur les murs coupe-feu	C-1
Effets thermiques	C-1
Méthodes conceptuelles	C-2
Mur coupe-feu double (CNB, 3.1.10.1. 2))	C-2
Mur coupe-feu sans appui latéral	C-2
Mur coupe-feu avec ancrages	C-2
Liaisons faibles	C-4
Murs coupe-feu avec ancrages : forces horizontales engendrées par une structure qui s'effondre	C-5
Références	C-5

Commentaire C

Intégrité structurale des murs coupe-feu

1. Le paragraphe 3.1.10.1. 1) du CNB exige que lorsque des éléments d'ossature sont ancrés dans un mur coupe-feu ou s'appuient sur un mur coupe-feu, et ont un degré de résistance au feu inférieur à celui du mur coupe-feu, les ancrages et les appuis soient conçus de manière que l'effondrement des éléments au cours d'un incendie n'entraîne pas celui du mur coupe-feu. Le paragraphe 4.1.5.17. 1) du CNB exige que le mur coupe-feu soit calculé pour résister à une force latérale pondérée de 0,5 kPa dans les conditions d'incendie.
2. Ces exigences, ainsi que d'autres indiquées à la sous-section 3.1.10. du CNB, résultent du même principe général visant à empêcher le feu de se propager entre compartiments séparés par un mur coupe-feu pendant le temps correspondant au degré de résistance au feu du mur (4 h pour les établissements industriels à risques très élevés et 2 h pour d'autres usages). Le mur coupe-feu ne doit donc pas être endommagé au point de permettre la propagation du feu pendant ces périodes.
3. L'exigence d'intégrité structurale d'un mur coupe-feu est satisfaite si les conditions suivantes sont remplies.

Charges latérales exercées sur les murs coupe-feu

4. Pour empêcher l'effondrement d'un mur coupe-feu durant un incendie, par l'explosion des gaz imbrûlés, les chocs obliques provoqués par la chute d'objets et de débris, la force et le choc thermique des jets de lance et la pression du vent, le paragraphe 4.1.5.17. 1) du CNB exige que le mur coupe-feu soit calculé pour résister à une force latérale pondérée de 0,5 kPa. Si la structure exposée au feu a une résistance au feu inférieure à celle exigée pour le mur coupe-feu, on considère qu'elle n'offre pas d'appui latéral au mur coupe-feu.
5. Le paragraphe 4.1.5.17. 1) du CNB exige aussi que le mur coupe-feu soit calculé conformément aux exigences structurales types applicables aux murs intérieurs en ce qui a trait aux charges dues au vent, aux séismes et aux chocs répétés.
6. La structure du bâtiment, y compris le mur coupe-feu, doit également être calculée pour assurer l'intégrité structurale conformément aux recommandations du Commentaire B.

Effets thermiques

7. Il faut s'assurer que la dilatation thermique de la structure exposée au feu n'endommagera pas le mur coupe-feu car cela pourrait faciliter la propagation du feu de l'autre côté du mur.
8. Pour évaluer le risque d'un tel dommage, il faut faire une estimation de la dilatation thermique de la structure en fonction d'une augmentation de température de 500 °C et des coefficients donnés au tableau E-1 du Commentaire E. On peut considérer que la dilatation de la structure commence à partir d'un plan vertical situé à 20 m du mur coupe-feu à l'intérieur du compartiment résistant au feu, ou à partir de la moitié de la largeur du compartiment résistant au feu si cette dernière distance est plus petite.
9. Lors de l'estimation des effets thermiques, il faut attacher une importance particulière aux conséquences, pour la stabilité du mur coupe-feu, de la distorsion due au différentiel de température entre les deux faces.

Commentaire C

10. Si les mouvements thermiques de la structure sont suffisants pour endommager le mur coupe-feu, il faut prévoir des dégagements ou bien prévoir, de chaque côté du mur, des jonctions à la structure qui empêchent les dommages.

Méthodes conceptuelles

11. Des méthodes conceptuelles qui permettent de satisfaire aux exigences générales d'intégrité structurale des murs coupe-feu sont décrites aux paragraphes 12 à 15.

Mur coupe-feu double (CNB, 3.1.10.1. 2)

12. La structure est reliée de part et d'autre à un mur coupe-feu distinct, de sorte que lorsque la structure exposée à un incendie cède, un seul mur coupe-feu s'écroule sans endommager l'autre. Cette disposition est illustrée à la figure C-1. Le degré de résistance au feu de chaque mur doit être d'au moins la moitié du degré total de résistance au feu exigé. La séparation entre les murs doit satisfaire aux exigences en matière de dilatation thermique mentionnées aux paragraphes 7 à 10, et de résistance aux séismes mentionnées au Commentaire J.

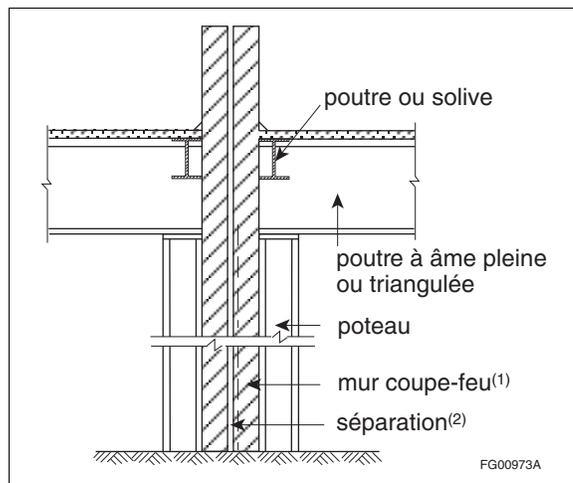


Figure C-1
Mur coupe-feu double

- (1) Chaque mur coupe-feu doit être relié à la structure adjacente conformément au paragraphe 12 et renforcé conformément aux paragraphes 4 et 5.
- (2) Un dégagement doit être prévu entre les murs coupe-feu conformément au paragraphe 10.

Mur coupe-feu sans appui latéral

13. Dans ce type de mur, la structure du bâtiment n'est pas reliée au mur et l'effondrement de la structure exposée au feu n'entraîne pas l'effondrement du mur coupe-feu. Un exemple est illustré à la figure C-2. En général, il est nécessaire de renforcer le mur coupe-feu et les fondations pour assurer la résistance aux forces latérales spécifiées au paragraphe 4.1.5.17. 1) du CNB. Des pilastres sont souvent utilisés à cette fin.

Mur coupe-feu avec ancrages

14. La structure de part et d'autre du mur coupe-feu fournit un appui latéral à celui-ci et est ancrée de façon que les forces latérales engendrées par l'effondrement de la structure exposée au feu seront neutralisées par la structure située de l'autre côté du mur coupe-feu. Des valeurs sont recommandées aux paragraphes 4 et 5 pour ces forces latérales. Il faut prévoir des mesures appropriées pour transmettre ces forces aux éléments situés du côté opposé du mur coupe-feu. Un exemple est illustré à la figure C-3.

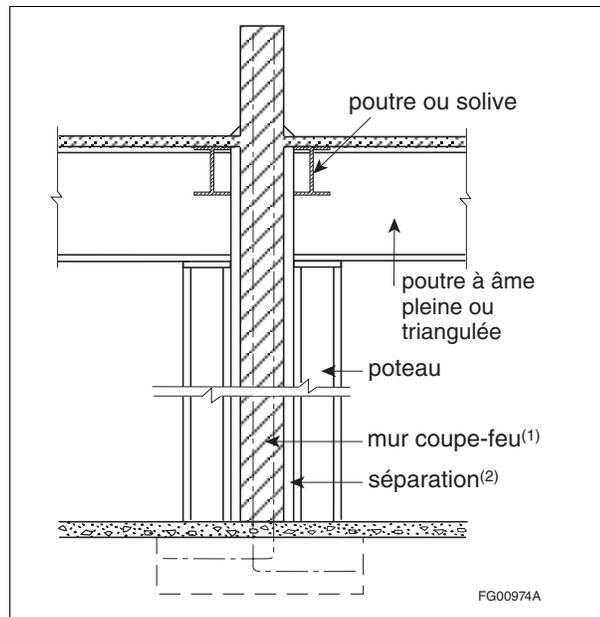


Figure C-2
Mur coupe-feu sans appui latéral

- (1) Le mur coupe-feu n'est pas relié à la structure et est conçu comme un mur sans appui latéral depuis les fondations, mais avec renforcement et pilastres conformément aux paragraphes 4, 5, 10 et 13.
- (2) Un dégagement peut être exigé conformément au paragraphe 10.

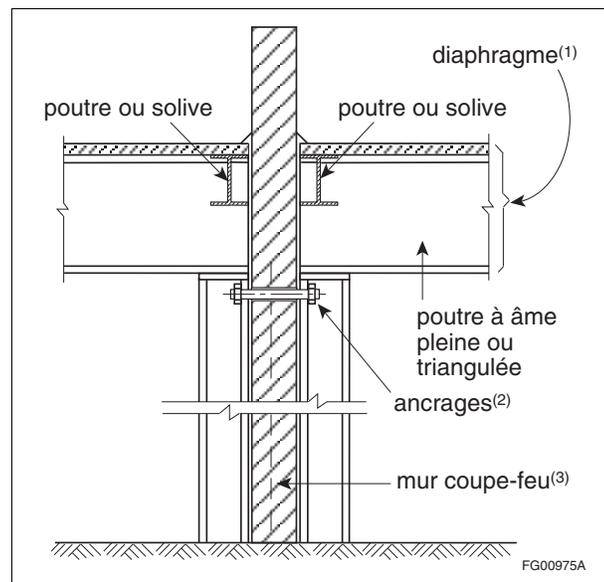


Figure C-3
Mur coupe-feu avec ancrages

- (1) La résistance des diaphragmes peut être exigée conformément aux paragraphes 12, 16 et 17.
- (2) L'emplacement et le détail des barres de liaison doivent être conformes aux paragraphes 12, 16 et 17.
- (3) Le renforcement et le détail des murs coupe-feu doivent être conformes aux paragraphes 4, 5 et 10.

Commentaire C

Liaisons faibles

15. Les éléments structuraux s'appuient sur le mur coupe-feu de telle sorte que la structure qui cède s'effondre sans causer de dommages sérieux au mur. Comme dans le cas d'un mur coupe-feu avec ancrages, la structure peut aussi fournir un appui latéral au mur. S'il y a des liaisons faibles de chaque côté du mur coupe-feu, il faut s'assurer que la liaison du côté en feu cédera mais que la liaison de l'autre côté résistera. C'est la méthode traditionnelle des constructions en gros bois d'oeuvre dont les poutres ou solives ne sont pas ancrées dans le mur coupe-feu, mais simplement appuyées dans des logements qui permettent leur rotation en cas d'effondrement.^{[1][2]} La figure C-4 illustre une technique de construction plus récente qui utilise des liaisons faibles dans le cas de murs en éléments de maçonnerie. Avec cette technique, il faut prévoir un ancrage suffisant pour résister au soulèvement sous l'action du vent et aux séismes.

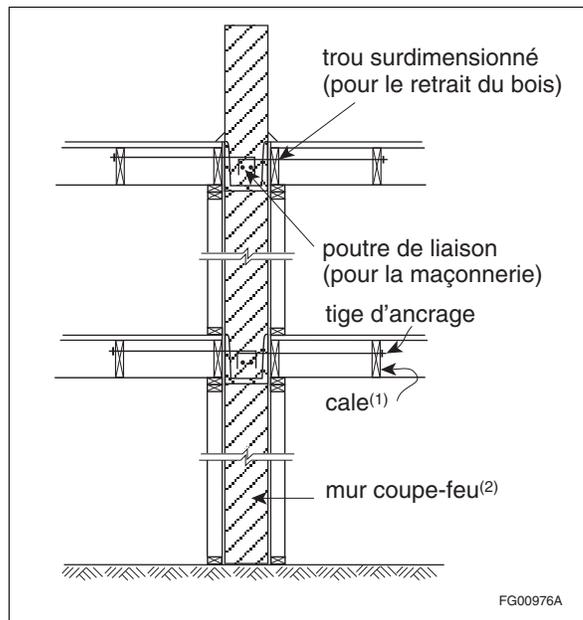


Figure C-4
Construction à ossature de bois avec liaisons faibles

- (1) La jonction à l'ossature de bois doit former une liaison faible conformément au paragraphe 15.
(2) Le renforcement et le détail des murs coupe-feu doivent être conformes aux paragraphes 4, 5 et 10.

Murs coupe-feu avec ancrages : forces horizontales engendrées par une structure qui s'effondre

16. Lorsqu'une structure d'une résistance au feu inférieure à la valeur exigée pour le mur coupe-feu traverse le mur et est reliée à la structure située de l'autre côté, la structure de support et l'ancrage doivent être calculés pour résister à une force horizontale pondérée égale à $wBL^2/8S$, où w est le poids propre plus 25 % de la charge due à la neige spécifiée, B est la distance entre les ancrages, L est la portée entre poteaux de la structure qui s'effondre, dans la direction perpendiculaire au mur, et S son affaissement (0,07 L pour des poutres ajourées en acier et 0,09 L pour des poutres en acier à âme pleine). La structure de support doit être capable de résister aux forces recommandées pour les ancrages situés à moins de 10 m de distance le long du mur coupe-feu, les autres ancrages étant considérés comme non sollicités (voir la figure C-5). La résistance pondérée de l'ancrage doit inclure un coefficient de réduction de 0,5 pour tenir compte de l'abaissement de la limite d'élasticité à des températures élevées.

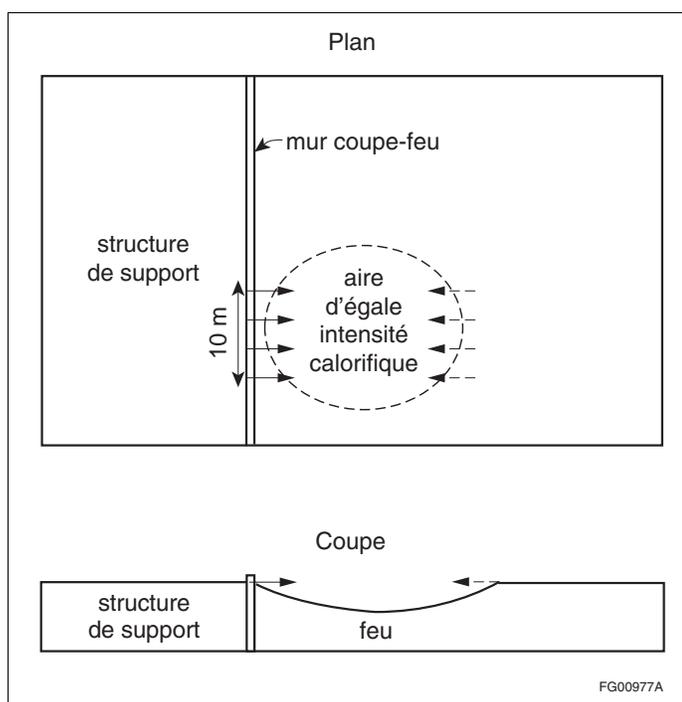


Figure C-5
Forces horizontales sur un mur coupe-feu avec ancrages

17. Si, en raison de l'emplacement du mur coupe-feu, la structure du toit a la même résistance aux forces horizontales de chaque côté du mur (p. ex., un mur coupe-feu situé à égale distance des murs d'extrémité ou des joints de dilatation si le bâtiment a une structure symétrique), il suffit de calculer l'ancrage pour qu'il résiste à la force horizontale pondérée $wBL^2/8S$.

Références

- [1] Conseil canadien du bois (CCB), Le bois et la sécurité incendie, Chapitre 5, Protection incendie structurale, CCB, Ottawa, 1991.
- [2] Conseil canadien des codes de béton et de maçonnerie (CCCBM), Firewalls: A Design Guide, CCCBM, Ottawa, 1992.

Commentaire D

Critères de déformation et de vibration pour la tenue en service et la fatigue aux états limites

Changement notable apporté au présent commentaire	D-1
Généralités	D-1
Flèche	D-1
Vibration des planchers	D-2
Vibration des planchers provoquée par des personnes qui marchent	D-2
Vibration des planchers provoquée par des machines	D-3
Vibration des planchers due aux activités rythmiques	D-3
Surcharge dynamique et réaction due aux activités rythmiques	D-3
Réaction des occupants	D-6
Exemple	D-7
Mesures visant à prévenir ou à corriger les vibrations inacceptables ...	D-8
Charge excessive	D-9
Fatigue	D-9
Références	D-10

Critères de déformation et de vibration pour la tenue en service et la fatigue aux états limites

Changement notable apporté au présent commentaire

- Mise à jour du tableau D-1 aux fins de conformité aux normes de calcul CSA

Généralités

1. L'utilisation de matériaux plus résistants, de méthodes de construction plus légères, de revêtements extérieurs plus rigides, de capacités d'amortissement plus faibles, de portées plus longues et de calculs de la résistance plus précis, qui tiennent compte de l'interaction des composants du bâtiment, signifie que les flèches et les vibrations excessives ont une plus grande influence qu'auparavant sur le calcul des structures. Dans le passé, les codes du bâtiment empêchaient les flèches et les vibrations excessives en limitant la flèche de l'élément pour les charges prévues à une fraction de la portée L , par exemple, $L/360$ (pour les porte-à-faux, la valeur de L peut être considérée comme égale au double de la longueur). Ce critère largement utilisé remonte au milieu du XIX^e siècle. Pour aider le concepteur, le présent commentaire fournit une description des problèmes liés aux flèches et aux vibrations excessives, et donne des précisions pour les éviter.

Flèche

2. De trop grandes flèches peuvent créer une foule de problèmes, par exemple causer des fissurations ou des déformations dans les éléments non structuraux comme les cloisons, entraver le jeu des portes ou des fenêtres, rendre les murs hors d'aplomb, provoquer une rotation des extrémités qui cause des dommages sous l'effet des forces excentriques, et occasionner des accumulations d'eau et des affaissements désagréables à la vue. En plus de présenter un aspect désagréable, les fissures peuvent transmettre des sons indésirables au travers des cloisons, ou laisser passer l'eau et l'air froid au travers de l'enveloppe du bâtiment, et favoriser ainsi la détérioration des matériaux. L'élimination des fissures dans les ouvrages en béton est traitée séparément dans la norme CSA A23.3, « Calcul des ouvrages en béton ».
3. Un certain nombre de solutions de rechange peuvent prévenir les problèmes causés par les flèches trop prononcées. On peut, par exemple, éviter la fissuration des cloisons en rendant la structure porteuse suffisamment rigide ou en prévoyant des joints souples dans les cloisons. De même, on peut éviter la fissuration des plafonds en enduit en les suspendant aux planchers au lieu de les fixer au moyen d'attaches rigides.
4. Le tableau D-1 résume les critères de déformation contenus à la partie 9 du CNB, ainsi que dans les normes de calcul incorporées par renvoi à la partie 4 du CNB. Ces critères s'appliquent aux formes traditionnelles de construction dans les conditions d'utilisation courantes. L'exigence la plus stricte, la flèche de $1/720$ applicable aux éléments supportant des composants vulnérables à la fissuration,^[1] peut ne pas prévenir les fissures.^[2] Pour aider à résoudre les cas nouveaux ou inhabituels relatifs aux structures en béton, la référence [3] recommande des critères plus détaillés, tandis que les références [4] à [7] présentent des exemples de dommages provoqués par des flèches excessives, y compris les mouvements de tassement différentiel, de retrait et de fluage, et les mouvements imputables à la température.

Tableau D-1
Résumé des rapports flèche maximale/portée prescrits dans la partie 9 du CNB
et dans les normes de la CSA incorporées par renvoi⁽¹⁾

Composant du bâtiment	Document incorporé par renvoi				
	CSA O86 Bois	CSA A23.3 Béton	CSA S16 Acier	CSA S304 Maçonnerie ⁽²⁾	CNB, Partie 9 de la division B
Éléments de toit ou de plancher supportant des composants vulnérables à la fissuration		1/480 ⁽³⁾ ou 1/240 ⁽³⁾	1/360 ⁽⁴⁾	—	1/360
Éléments de plancher ne supportant pas de composants en enduit vulnérables à la fissuration	1/360 ⁽⁵⁾ ou 1/180 ⁽⁵⁾	1/360 ⁽⁶⁾	1/300 ⁽⁴⁾	1/480 ⁽⁷⁾	1/360
Éléments de toit ne supportant pas de plafond en enduit, etc.	1/360 ⁽⁵⁾ ou 1/180 ⁽⁵⁾	1/180 ⁽⁶⁾	1/300 ⁽⁴⁾⁽⁸⁾	—	1/180 ⁽⁹⁾ ou 1/240
Éléments de mur	1/180 ou 1/360 ⁽¹⁰⁾	—	—	1/180 à 1/360 ⁽⁷⁾	—

(1) Flèche due uniquement à une surcharge ou à une charge due à la neige ou au vent, sauf indication contraire.

(2) Support structural de la maçonnerie :

- a) support latéral des murs en maçonnerie – 1/240 à 1/600 selon le type, le matériau et le sens de courbure du mur;
- b) support vertical des murs en maçonnerie – $1/480 \leq 20$ mm; et
- c) pour les murs en blocs de verre – 1/600.

(3) Flèche produite après la mise en place de composants non structuraux, y compris la flèche due au fluage provoqué par une charge de longue durée, et la flèche immédiate imputable à la surcharge ou à la charge due à la neige. Un rapport de 1/240 s'applique lorsque les composants non structuraux ne risquent pas d'être endommagés par des flèches prononcées.

(4) Des limites spéciales s'appliquent aux toits en acier (1/180 à 1/240 selon la couverture) et aux voies pour ponts roulants (1/600 à 1/800 selon la capacité du pont roulant) dans les bâtiments industriels.

(5) Une valeur de 1/180 réduira la flèche immédiate sous les charges totales pour la tenue en service, sauf pour les éléments qui ont été cintrés en raison d'une flèche due à une charge permanente. Dans ce cas, la flèche additionnelle due à une surcharge, aux charges dues à la neige et aux charges dues au vent doit avoir une valeur ne dépassant pas 1/180 de la portée. Une valeur de 1/360 réduira la flèche élastique sous des charges à long terme qui dépassent 50 % des charges totales pour la tenue en service. Des critères spéciaux sont recommandés pour réduire les accumulations d'eau sur les toits plats.

(6) Flèche immédiate due à une surcharge ou à une charge due à la neige ou au vent.

(7) Murs et poteaux en maçonnerie armée – une flèche due au vent de 1/180 à 1/360; poutres en maçonnerie armée – 1/480.

(8) Voir le Commentaire H pour une mise en garde relative aux accumulations d'eau.

(9) 1/180 s'applique s'il n'y a pas de plafond.

(10) 1/360 est recommandé pour réduire les dommages à un contre-mur en maçonnerie dus à une déformation par le vent des murs à poteaux de bois. Voir l'annexe A.5.4.2 de la norme CSA O86.

Vibration des planchers

5. Deux types de vibrations posent des problèmes dans les bâtiments : les vibrations continues et les vibrations transitoires. Les vibrations continues sont provoquées par les mouvements cycliques des machines et par certaines activités humaines comme la danse. Ces vibrations peuvent être considérablement amplifiées lorsque ces mouvements cycliques sont synchronisés avec la fréquence d'un bâtiment — un phénomène qui porte le nom de résonance. Les vibrations transitoires sont provoquées par des personnes qui sautent ou un autre choc (p. ex., des poids que l'on laisse tomber dans un club de santé, l'impact d'un véhicule dans un garage), et disparaissent à une cadence qui dépend de la capacité d'amortissement.

Vibration des planchers provoquée par des personnes qui marchent

6. Les vibrations causées dans les planchers par les personnes qui marchent peuvent gêner les occupants. Dans le passé, on a appliqué les limites de déformation indiquées dans le tableau D-1 pour tenter de réduire ces vibrations, mais en raison du comportement non satisfaisant des bâtiments conçus selon ces limites, celles-ci ont été remplacées au cours des dernières années par de nouveaux critères basés sur la vibration dynamique des structures de bâtiment (voir la norme ISO 10137, « Bases du calcul des constructions – Aptitude au service des bâtiments et des passerelles sous vibrations », et la référence [8]). Les critères recommandés, en vue de la réduction des vibrations

causées par les personnes qui marchent, sont contenues dans la référence [9] pour les constructions en acier, et dans la référence [10] pour tous les matériaux des structures, y compris les constructions à ossature légère. Un critère de déformation sous charge concentrée basé sur l'expérience^[11] a été utilisé dans les tableaux des portées de la partie 9 de la division B du CNB pour régler le problème des vibrations causées par les personnes qui marchent sur les planchers à ossature légère.

7. Les vibrations latérales dues à la résonance provoquée par une forte circulation piétonnière sont une forme inhabituelle de vibration présentée par les ponts piétonniers. Ces vibrations pourraient survenir dans les structures flexibles latéralement utilisées pour la circulation piétonnière importante, comme les passages piétons surélevés. Pour des conseils sur la question, voir la section traitant des états limites de tenue en service dans la norme CSA S6.1, « Commentary on CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code ».

Vibration des planchers provoquée par des machines

8. Des dispositions spéciales permettent de réduire les effets indésirables des vibrations continues provoquées par les machines.^{[8][9]} Par exemple, on peut placer ces dernières loin des locaux où elles gêneraient les occupants, ou réduire l'effet des vibrations, ou encore modifier la fréquence de la structure.

Vibration des planchers due aux activités rythmiques

9. Le paragraphe 4.1.3.6. 2) du CNB exige une analyse dynamique des planchers (y compris les passerelles) supportant des établissements de réunion lorsque la fréquence de vibration fondamentale est inférieure à 6 Hz. Cette exigence a été ajoutée en raison des problèmes de vibration causés par les planchers à longue portée utilisés pour les activités rythmiques.^[12] à ^[17] Les paragraphes qui suivent servent de guide au concepteur en vue de l'exécution de l'analyse dynamique de ces cas, et recommandent des critères visant à limiter les vibrations des planchers pendant les activités rythmiques à des niveaux acceptables pour les occupants du bâtiment.

Surcharge dynamique et réaction due aux activités rythmiques

10. La danse, les battements de pied, les exercices de sautillerment et la marche sont des activités rythmiques qui créent des contraintes périodiques dont la fréquence du pas (p. ex., rythme de la musique) se situe entre 1 et 4 Hz. Pour les activités rythmiques pratiquées par un groupe de personnes, la plage la plus critique se situe entre 2 et 2,75 Hz. Les cas typiques de surcharge sont illustrés à la figure D-1. Pour les activités rythmiques, comme la danse, les forces périodiques peuvent être représentées par une charge dynamique sinusoïdale causant une vibration à la fréquence du pas, f_s . Dans le cas d'exercices de sautillerment, cependant, les forces périodiques illustrées à la figure D-1 peuvent également créer des charges sinusoïdales importantes à des fréquences pouvant atteindre le double de la fréquence du pas, $2f_s$, et des charges sinusoïdales faibles au triple de la fréquence du pas, $3f_s$. Pour tout multiple harmonique, i , de la fréquence du pas, la fréquence d'excitation est égale à if_s . La surcharge dynamique sinusoïdale appliquée au plancher pour toute harmonique peut donc être représentée par $\alpha_i w_p \sin 2\pi if_s t$, où α_i est un coefficient dynamique qui varie en fonction de l'activité, w_p est le poids effectif des participants par unité de surface en kPa, if_s est la fréquence d'excitation et t est le temps. Le tableau D-2 recommande des valeurs des fréquences d'excitation, if_s , de la surcharge dynamique fondées sur une estimation de la densité et du poids des participants, w_p , ainsi que du coefficient dynamique, α_i , pour des activités rythmiques types. Ces valeurs sont fondées sur les références [15] et [16] et sur l'expérience récente. Si la fréquence d'excitation, if_s , est inférieure à la fréquence propre fondamentale du plancher (la fréquence du plancher), f_n , la surcharge dynamique a le même effet (p. ex., déplacement, force de l'élément) qu'une surcharge statique de la même amplitude, mais si la fréquence d'excitation s'approche de la fréquence du plancher, l'effet dynamique augmente à chaque cycle de vibration jusqu'à un maximum (voir la figure D-2) dont le rapport à l'effet statique est donné par l'équation

$$\rho = 1 / \sqrt{\left[1 - \left(\frac{f}{f_n} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{2\beta f}{f_n} \right)^2} \tag{1}$$

Commentaire D

où la fréquence d'excitation, f , est égale à f_s , et β est le coefficient d'amortissement.^[8] Pour un plancher sur lequel il y a beaucoup de personnes, le coefficient d'amortissement, β , est d'environ 0,06 pour un plancher en béton et un plancher en acier avec un platelage en béton, et 0,12 pour un plancher à ossature légère; ces valeurs sont réduites de moitié environ pour un plancher sur lequel il y a peu de personnes. Les coefficients d'amortissement s'écartent de ces valeurs suggérées en fonction de l'influence d'éléments non structuraux, comme les cloisons. Le coefficient d'amplification dynamique, q , est illustré à la figure D-3 comme une fonction de f/f_n . Lorsqu'il est multiplié par la surcharge dynamique cyclique de pointe, $\alpha_i w_p$, le produit, $q\alpha_i w_p$, est une surcharge statique (appelée surcharge statique équivalente) dont l'effet est le même que celui de la surcharge dynamique cyclique, $\alpha_i w_p \sin 2\pi f t$.

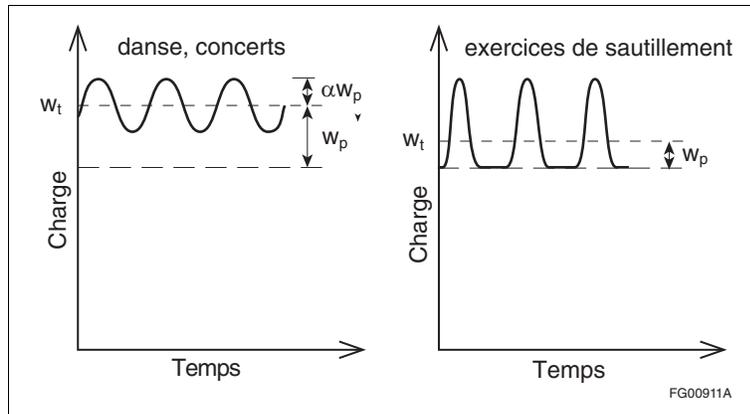


Figure D-1
Surcharge pendant les activités rythmiques

Tableau D-2
Fonction de surcharge recommandée pour des activités rythmiques

Propriété de l'activité	Activité		
	Danse	Concerts animés ⁽¹⁾ ou événements sportifs	Aérobique
Poids des participants, ⁽²⁾ w_p , kPa	0,6 (2,5 m ² /personne)	1,5 (0,5 m ² /personne)	0,2 (3,5 m ² /personne)
Première harmonique, ⁽³⁾ α_1 (fréquence d'excitation, f_s)	0,5 (1,5 à 2,7 Hz)	0,25 (1,5 à 2,7 Hz)	1,5 (2 à 2,75 Hz)
Deuxième harmonique, ⁽³⁾ α_2 (fréquence d'excitation, $2f_s$)	0,05 (3 à 5 Hz)	0,05 (3 à 5 Hz)	0,6 (4 à 5,5 Hz)
Troisième harmonique, ⁽³⁾ α_3 (fréquence d'excitation, $3f_s$)	–	–	0,1 (6 à 8,25 Hz)

(1) Les valeurs indiquées sont pour des concerts où des sièges fixes sont prévus. Pour les concerts rock où des sièges fixes ne sont pas prévus, $\alpha_1 = 0,40$ et $\alpha_2 = 0,15$.

(2) Le poids des participants est réparti uniformément sur l'ensemble de la surface. Pour des planchers à longue portée où l'on danse seulement sur une partie de la portée, le poids effectif uniformément réparti sur l'ensemble de la portée peut être réduit en conséquence.

(3) Les valeurs du coefficient dynamique pour la $i^{\text{ème}}$ harmonique, α_i , sont basées sur des activités courantes auxquelles participent un minimum de 20 personnes.

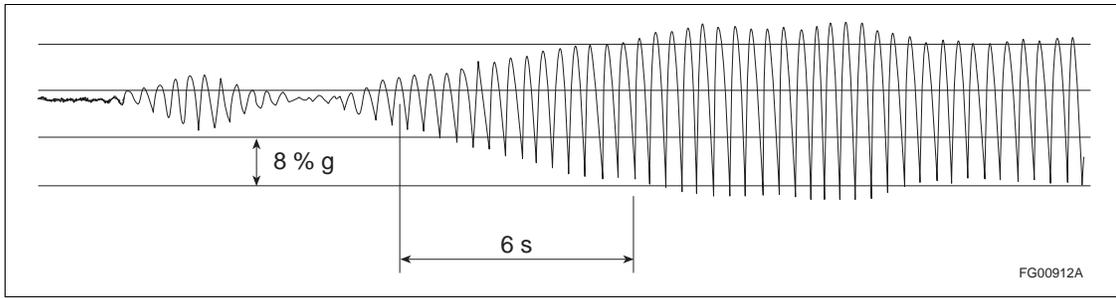


Figure D-2
Résonance pendant un concert rock (tribunes en béton précontraint, $f_n = 2,6$ Hz)

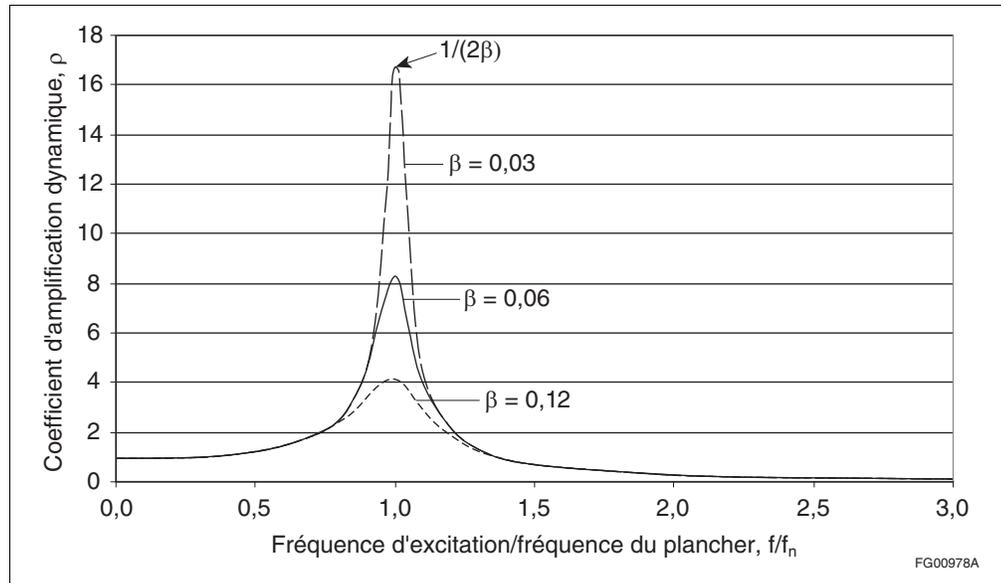


Figure D-3
Coefficient d'amplification dynamique, équation (1)

11. La fréquence du plancher, f_n , doit être déterminée à partir des propriétés dynamiques de la structure du plancher en tenant compte de la flexibilité des appuis. Pour ce faire, il est recommandé d'utiliser un logiciel de FEM dynamique et fiable. Pour des solives ou des poutres simplement appuyées sur des poutres maîtresses reposant sur des poteaux, on peut obtenir une valeur approximative à l'aide de l'équation

$$f_n = 18/\sqrt{\Delta} \quad (2)$$

où Δ est la flexion de la structure du plancher, en mm, que l'on peut évaluer avec prudence au moyen de l'équation

$$\Delta = \Delta_j + \Delta_g + \Delta_c \quad (3)$$

où

Δ_j = flexion élastique de la solive ou de la poutre due au fléchissement et au cisaillement, en mm;

Δ_g = flexion élastique de la poutre maîtresse due au fléchissement et au cisaillement, en mm; et

Δ_c = raccourcissement élastique du poteau dû à la déformation axiale, en mm.

Chaque flexion, Δ , est due à la masse totale que supporte l'élément, y compris la masse des personnes, et est fonction de ses appuis. On compare les deux appuis et on retient le plus flexible. Dans le cas d'une structure composée de solives, de poutres et de poutres maîtresses continues sur appuis, on doit, pour déterminer la flexion élastique, Δ_j ou Δ_g , supposer que les portées adjacentes

Commentaire D

fléchissent dans des directions opposées sans variation de pente au-dessus des appuis, et que le poids supporté par chaque portée agit toujours dans le sens de la flexion.

Réaction des occupants

12. Les vibrations des planchers dues aux activités rythmiques sont beaucoup plus susceptibles de causer un problème de gêne pour les occupants qu'un problème de charge excessive ou de fatigue de la structure. Le degré de tolérance des vibrations verticales dépend beaucoup de l'activité des personnes qui ressentent ces vibrations. Au bureau ou à la maison, des vibrations continues dont l'accélération dépasse l'accélération gravimétrique d'environ 0,5 % gênent les occupants, alors que des personnes participant à des activités rythmiques tolèrent une accélération de beaucoup supérieure à 10 % de l'accélération gravimétrique. Les clients d'un restaurant où l'on danse acceptent une accélération d'environ 2 % de l'accélération gravimétrique. Lorsqu'une section de plancher est utilisée en même temps pour des activités rythmiques et pour une activité plus sensible, la limite doit être fonction de cette dernière. D'autres facteurs, outre l'usage, influent sur l'acceptabilité des vibrations, en particulier l'éloignement de la source de vibration par rapport aux occupants. C'est pourquoi une plage de limites d'accélération pour différents usages est recommandée dans le tableau D-3. La limite de 4 % à 7 % de l'accélération gravimétrique indiquée dans le tableau D-3 pour une aire d'activités rythmiques dans un bureau ou un bâtiment d'habitation vise à réduire les vibrations des planchers dans les autres aires du bâtiment où se déroulent des activités sensibles. La limite de 10 % à 18 % de l'accélération gravimétrique pour les stades où ne se déroule aucune activité sensible est basée sur des essais^{[18][19]} et sur l'expérience.

Tableau D-3
Limites d'accélération recommandées pour les vibrations dues aux activités rythmiques

Usages touchés par les vibrations	Limite d'accélération, % d'accélération gravimétrique
Bureau et habitation	0,4 à 0,7
Restaurant et haltérophilie	1,5 à 2,5
Aire d'activités rythmiques	
dans un bureau ou un bâtiment d'habitation	4 à 7
dans un stade ou un aréna	10 à 18

13. L'accélération maximale, a_{pi} , d'une structure de plancher pendant une activité rythmique, pour chaque multiple harmonique, i , de la fréquence du pas, f_s , peut être déterminée à l'aide de l'équation^[15]

$$a_{pi}/g = \frac{1,3\alpha_i w_p/w_t}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_n}{if_s}\right)^2 - 1\right]^2 + \left(\frac{2\beta f_n}{if_s}\right)^2}} \quad (4)$$

où les variables sont définies aux paragraphes 10 et 14. L'accélération maximale effective pour toutes les harmoniques, a_{max} , est tirée de l'équation^[16]

$$a_{max} = \left[\sum a_{pi}^{1,5} \right]^{2/3} \quad (5)$$

14. Si une fréquence de plancher correspond à une fréquence d'excitation harmonique, il se produira de la résonance et les accélérations au cours d'activités rythmiques deviendront très importantes — habituellement supérieures à la limite recommandée dans le tableau D-3. La fréquence du plancher, f_n , doit généralement être supérieure à la fréquence d'excitation harmonique significative la plus

élevée, if_s . Le critère suivant, que l'on obtient^[15] en inversant l'équation (4) de calcul de la charge sinusoïdale, est recommandé :

$$\frac{f_n}{if_s} = \sqrt{1 + \frac{K}{a_o/g} \left(\frac{\alpha_i w_p}{w_t} \right)} \quad (6)$$

où

- a_o/g = limite d'accélération en fonction de l'accélération gravimétrique;
- $K = 1,3$ pour la charge sinusoïdale (tiré de l'équation (4));
- $= 2,0^{[16]}$ pour les exercices de sautillerment (3 harmoniques combinées);
- $= 1,7^{[10]}$ pour les autres activités rythmiques notées dans le tableau D-2 (2 harmoniques combinées);
- w_t = poids total soutenu, en kPa; et
- $\alpha_i w_p$ = voir le paragraphe 10.

15. Le tableau D-4 contient des exemples d'application de l'équation (6) pour des planchers types au moyen des limites d'accélération recommandées dans le tableau D-3. Une procédure simple et prudente d'analyse de la vibration des planchers consiste à comparer la fréquence du plancher calculée conformément au paragraphe 11 à la fréquence minimale pour un comportement acceptable fournie dans le tableau D-4. Si la fréquence minimale n'est pas atteinte, il est recommandé d'utiliser un calcul plus direct des propriétés et du comportement du plancher, comme il est illustré dans l'exemple présenté aux paragraphes 16 à 18.

Tableau D-4
Fréquence minimale du plancher basée sur l'équation (6)⁽¹⁾

Activité	Construction		
	Plancher lourd 5 kPa	Plancher moyen 2,5 kPa	Plancher léger 1 kPa
	Fréquence minimale du plancher, Hz		
Dîner dansant ($a_o/g = 0,02$, $if_s = 2,7$ Hz, $w_p = 0,6$ kPa)	6,5	8,0	11,0
Concerts animés ⁽²⁾ ou événements sportifs ($a_o/g = 0,05$, $if_s = 5$ Hz, $w_p = 1,5$ kPa)	6,0	6,5	7,5
Exercices aérobiques seulement ($a_o/g = 0,06$, $if_s = 8,25$ Hz, ⁽³⁾ $w_p = 0,2$ kPa)	9,0	9,5	12,0
Exercices aérobiques et haltérophilie ($a_o/g = 0,02$, $if_s = 8,25$ Hz, ⁽³⁾ $w_p = 0,12$ kPa)	9,0	11,0	15,0

(1) L'équation (6) s'applique à toutes les harmoniques (1, 2 ou 3), mais on utilise l'harmonique dominante. Dans certains cas, cependant, le produit de l'amortissement par la masse est suffisant pour réduire la résonance sous l'effet de l'harmonique élevée à un niveau acceptable.

(2) Suppose des sièges fixes (voir la note (1) du tableau D-2).

(3) La deuxième harmonique est parfois dominante, $f = 5,5$ Hz.

Exemple

16. Une salle de bal de 30 m sur 50 m dotée d'un plancher dont le poids atteint 5 kPa est utilisée comme salle à manger et salle de danse (voir la figure D-4). Le plancher consiste en un platelage en béton reposant sur des fermes en acier de 30 m de portée soutenues par des poutres maîtresses en acier de 5 m de portée posées sur des poteaux de 1 étage de hauteur; la flexibilité du plancher est principalement assurée par les fermes. Le tableau D-4 indique une fréquence propre minimale de 6,5 Hz en vue d'un comportement satisfaisant du plancher. Conformément à l'équation (2), cette fréquence propre correspond à une flèche du plancher, Δ , de seulement 7,7 mm (portée/3900), ce qui est très difficile à réaliser pour une portée de 30 m.

Commentaire D

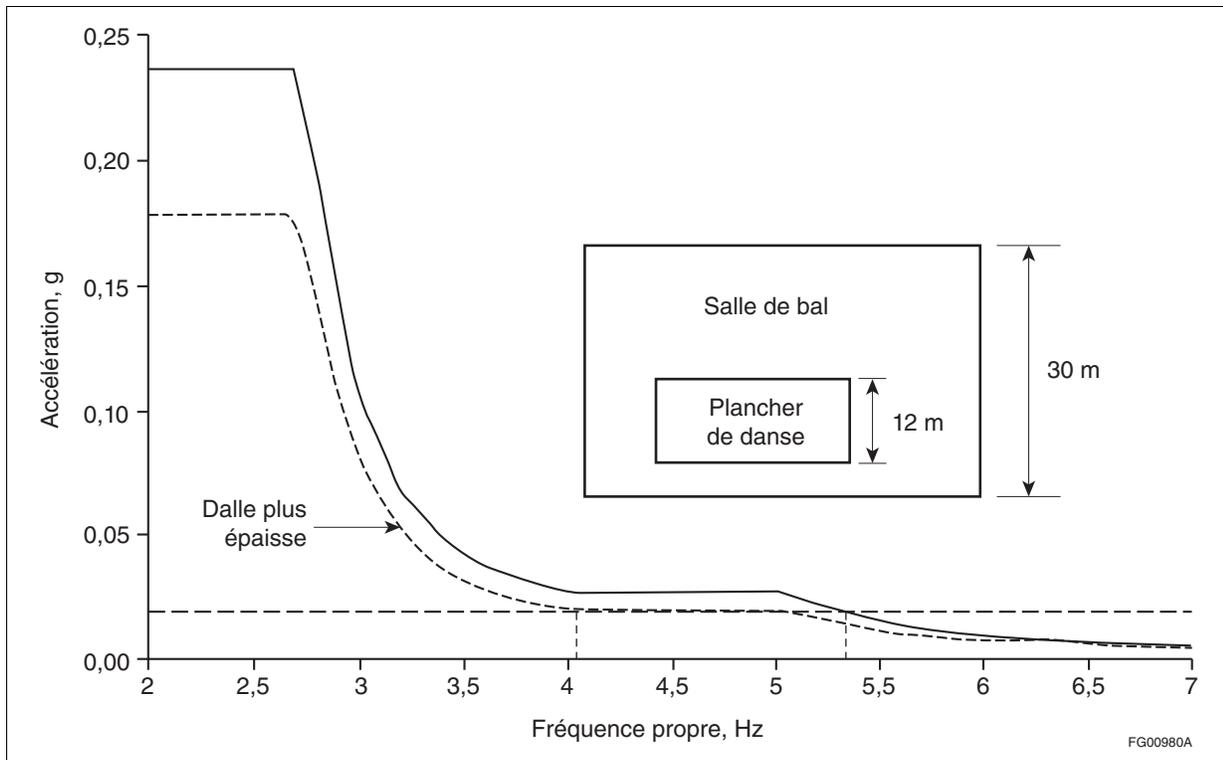


Figure D-4
Salle de bal utilisée comme salle à manger et salle de danse

17. On peut obtenir une estimation plus précise de la fréquence minimale requise du plancher en appliquant les équations (4) et (5), où le poids effectif des personnes est réduit de 0,6 kPa sur le plancher de danse (tiré du tableau D-2) à l'équivalent de 0,24 kPa sur l'ensemble de la portée (voir l'aménagement du plancher à la figure D-4). L'accélération maximale calculée illustrée à la figure D-4 en tant que fonction de la fréquence du plancher est basée sur un coefficient d'amortissement de 0,06 et les hypothèses de charge tirées du tableau D-2. Pour une fréquence du plancher de moins de 2,7 Hz, une vibration de 24 % de l'accélération gravimétrique se produit en raison de la résonance sous l'effet de la première harmonique. Pour une fréquence du plancher entre 4 et 5 Hz, une vibration de 2,7 % de l'accélération gravimétrique se produit sous l'effet de la résonance de la deuxième harmonique.
18. Pour parvenir à une limite de l'accélération de 2 % de l'accélération gravimétrique, la figure D-4 montre qu'une fréquence du plancher de 5,3 Hz est requise, soit un fléchissement du plancher, Δ , de 11,5 mm (portée/2510), ce qui n'est toujours pas facile à réaliser. La figure D-4 montre, cependant, qu'une masse accrue, w_t , résultant de l'ajout de 75 mm de béton signifie qu'une fréquence minimale inférieure de 4 Hz est acceptable, soit un fléchissement du plancher de 20 mm (portée/1500). Le poids accru du plancher mène à une diminution modérée de la fréquence du plancher. Par ailleurs, une analyse FEM dynamique visant à déterminer la fréquence du plancher peut indiquer que, sans le béton additionnel, une limite de 5,3 Hz est réalisable. On trouvera d'autres exemples de l'utilisation des équations (2) à (5) dans les références [9], [10] et [16].

Mesures visant à prévenir ou à corriger les vibrations inacceptables

19. Les mesures visant à prévenir ou à corriger les vibrations inacceptables dues aux activités rythmiques incluent :
- l'application de contrôles administratifs sur les activités rythmiques, comme une interdiction des exercices aérobiques à impact élevé pendant les heures de bureau;
 - le déplacement des activités rythmiques ou de l'activité sensible;
 - l'instauration d'une rigidité suffisante (c.-à-d. f_n plus élevée) ou d'une masse (w_t) pour satisfaire au critère recommandé (voir l'équation (6));
 - un amortissement suffisamment accru pour réduire la résonance, par exemple l'utilisation d'absorbeurs dynamiques des vibrations;^[9] ou

- e) la mise en place d'un plancher flottant ou d'une autre forme d'isolation sous les exercices de sautillerment dans le but de réduire les forces dynamiques à la deuxième ou à la troisième harmonique de la fréquence du pas.^[9]

Pour plus de conseils sur la façon de corriger les vibrations du plancher, voir les références [9] et [10]. Les références [12] à [16] abordent des problèmes concrets, y compris un cas non prévu de vibrations inacceptables qui étaient provoquées par des activités aérobiques dans un immeuble à bureaux de grande hauteur et qui provoquaient une oscillation verticale des poteaux.

20. D'après l'expérience documentée récente touchant les problèmes de vibration dans les bureaux et les bâtiments d'habitation, il est fortement recommandé, si un plancher existant doit servir à des exercices aérobiques ou à d'autres activités répétitives à impact élevé, que des essais soient effectués avant qu'on apporte des modifications ou qu'on signe un bail. De tels essais visent à évaluer le comportement des planchers dans les locaux à activité sensible avoisinants, y compris des planchers des étages au-dessus ou en dessous de l'activité.

Charge excessive

21. L'effet structural total d'une activité rythmique peut être déterminé à partir de l'effet statique de la charge, $w_t + \sum Q\alpha_i w_p$, où w_t est le poids total soutenu pendant l'activité et $Q\alpha_i w_p$ est la charge statique équivalente pour le composant dynamique à chaque harmonique, i , tel qu'il est défini au paragraphe 10. Une charge excessive se produit si la charge totale, y compris ses composantes statique et dynamique, est supérieure à la charge totale spécifiée que la structure peut soutenir. Une structure de plancher dotée d'une fréquence, f_n , de 5 Hz qui soutient des activités aérobiques constitue un exemple type. La résonance sous l'effet de la deuxième harmonique est le problème le plus critique lorsque des exercices aérobiques à impact élevé sont effectués à une fréquence rythmique de 2,5 Hz sur un plancher entièrement occupé. Pour la deuxième harmonique, f est égale à f_n , et le coefficient d'amplification dynamique, Q , tiré de l'équation (1) est égal à $1/(2\beta)$. La charge statique équivalente, $\alpha_2 w_p / (2\beta)$, est égale à $0,6 \times 0,2 / (2 \times 0,06) = 1$ kPa, où α_2 et w_p sont obtenus du tableau D-2 et le rapport d'amortissement, β , est supposé être égal à 0,06. Pour la première harmonique, $f = 0,5f_n$ et $Q = 1,33$ selon l'équation (1). La charge statique équivalente, $Q\alpha_1 w_p$, est égale à $1,33 \times 1,5 \times 0,2 = 0,4$ kPa, où α_1 est tiré du tableau D-2. La troisième harmonique, avec $\alpha_3 = 0,1$ et $f = 1,5f_n$ est très petite. La composante dynamique de la charge, $\sum Q\alpha_i w_p$, est donc à peu près égale à $1 + 0,4 = 1,4$ kPa, valeur qui est ensuite arrondie à 2 kPa pour inclure toutes les fréquences de vibration. La charge totale, $w_t + 2$ kPa, est habituellement inférieure à la charge permanente spécifiée plus la surcharge.

Fatigue

22. On peut évaluer le potentiel de dommages dus à la fatigue en estimant la plage des contraintes et le nombre de cycles par année pour chaque harmonique. La plage des contraintes pour chaque harmonique est égale à deux fois la contrainte attribuable à la charge statique équivalente, $\alpha_i w_p Q_i$, ou à la contrainte statique attribuable à la charge, $2Q\alpha_i w_p$. Dans l'exemple fourni au paragraphe 21, où de la résonance s'est produite sous l'effet de la deuxième harmonique dans un plancher de 5 Hz utilisé pour des exercices aérobiques, la plage des contraintes pour la deuxième harmonique est égale à la contrainte statique due à $2 \times 1 = 2$ kPa, tandis que pour la première harmonique, elle est égale à la contrainte statique due à $2 \times 0,4 = 0,8$ kPa, et que la troisième harmonique est très faible. Des essais sur le terrain visant à mesurer les vibrations provoquées par les exercices aérobiques ont permis de déterminer qu'une séance type d'exercices aérobiques à impact élevé dure en moyenne 10 minutes, environ, et que de la résonance se produit pendant 3 minutes sous l'effet de la deuxième harmonique. La première harmonique, à 2,5 Hz, devrait avoir une durée de 10 minutes résultant dans 1 500 cycles, alors que la deuxième harmonique, à 5 Hz devrait avoir une durée de 3 minutes résultant dans 900 cycles. D'autres composantes de fréquence sont enregistrées, mais elles sont de faible intensité et de courte durée. Deux séances par jour à raison de 300 jours par année résultent dans environ 1 million de cycles par année pour la première harmonique et 0,6 million de cycles par année pour la deuxième harmonique. La durée en fatigue pour chaque harmonique peut alors être estimée à partir de courbes de fatigue S-N dans la norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », et être combinée conformément à la règle de Palmgren-Minor.^[10] Dans cet exemple, une estimation rapprochée de la durée en fatigue est obtenue à partir de la deuxième harmonique seulement. Toutefois, la conception sera presque toujours régie par la réaction des occupants, et non par des considérations de fatigue structurale. Pour un bâtiment existant, il est recommandé que la

Commentaire D

durée en fatigue soit basée sur des essais de vibration pendant une séance d'exercices aérobiques à impact élevé afin que l'on puisse estimer les niveaux d'accélération par rapport au nombre de cycles.

Références

- [1] W.A. Russell, Deflection Characteristics of Residential Wood-Joist Floor Systems, Housing Research Paper 30, Housing and Home Finance Agency, Washington, D.C., avril 1954.
- [2] W.G. Plewes et G.K. Garden, Fléchissements affectant les pièces de charpente horizontales, Digest de la construction au Canada n° 54F, Division de la recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, juin 1964.
- [3] Subcommittee 1, ACI Committee 435, Allowable Deflections, Journal Am. Concrete Inst., vol. 65, n° 6, juin 1968, pp. 433-444.
- [4] H. Mayer et H. Rüschi, Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbeton-Bauteilen (Building Damage Caused by Deflection of Reinforced Concrete Building Components), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 193, Berlin 1967, Conseil national de recherches du Canada, traduction technique TT1412, 1970.
- [5] O. Pfeffermann, Les fissures dans les constructions, conséquences de phénomènes physiques naturels, Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, n° 250, octobre 1968.
- [6] A.W. Skempton et D.H. MacDonald, The Allowable Settlements of Buildings, Proc., Institution of Civil Engineers, vol. 5, n° 6, 1956, pp. 727-768.
- [7] F.R. Khan et M. Fintel, Effects of Column Exposure in Tall Structures – Design Considerations and Field Observations of Buildings, Journal Am. Concrete Inst., vol. 65, n° 2, 1968, pp. 99-110.
- [8] W.J. Smith, Vibrations of Structures: Applications in Civil Engineering Design, Chapman and Hall, Londres, 1988.
- [9] T.M. Murray, D.E. Allen, E.E. Ungar, 1997, Steel Design Guide 11: Floor Vibrations Due to Human Activity, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [10] Applied Technology Council (ATC), 1999, ATC Design Guide 1: Minimizing Floor Vibration, ATC, Redwood City, Californie.
- [11] D.M. Onysko, L.J. Hu, E.D. Jones et B. Di Lenardo, Serviceability Design of Residential Wood-Framed Floors in Canada, Proceedings of the World Conference on Timber Engineering 2000, du 31 juillet au 3 août, Whistler, Colombie-Britannique.
- [12] Pop Concert Shock for Loading Code, New Civil Engineer International, mai 1981, p. 18.
- [13] G. Pernica, Dynamic Live Loads at a Rock Concert, Revue can. génie civil, juin 1983, pp. 185-191.
- [14] H. Bachmann et W. Ammann, Vibrations in Structures Induced by Man and Machines, Structural Engineering, Document 3e, Association internationale des ponts et charpentes, Zurich, 1987.
- [15] D.E. Allen, J.H. Rainer et G. Pernica, Vibration Criteria for Assembly Occupancies, Journal can. génie civil, vol. 12, n° 3, 1985, pp. 617-623.
- [16] D.E. Allen, Floor Vibrations from Aerobics, Journal can. génie civil, vol. 17, n° 5, 1990, pp. 771-787.
- [17] D.E. Allen, Vibrations from Human Activities, Concrete International: Design and Construction, vol. 12, n° 6, 1990, pp. 66-73.
- [18] D. Braun, S.J. Kennedy, D.J.L. Kennedy et D.E. Allen, Sandwich Plate Systems Risers for Stadia, Structural Stability Research Council, Annual Stability Conference, du 24 au 27 avril 2002, Seattle, Washington.
- [19] M. Kasperski, 2001, Menschenerrege Schwingungen in Sportstadion (People-Induced Vibrations in Sports Stadia), Bauingenieur, Band 76, décembre 2001, pp. 575-581.

Commentaire E

Effets des déformations sur les composants des bâtiments

Effets sur la structure	E-1
Variations de température	E-2
Effets sur le revêtement extérieur	E-4
Références	E-4

Commentaire E

Effets des déformations sur les composants des bâtiments

Effets sur la structure

1. Des forces considérables peuvent se produire sous l'effet des variations de température dans les éléments structuraux qui ne sont pas libres de se dilater ou de se contracter. Souvent, ces forces s'ajoutent à celles que produisent le retrait, le fluage et les variations de la teneur en humidité, aussi est-il difficile de les analyser ou de les prédire. Cependant, dans maintes situations, il est très important pour le concepteur d'une structure de tenir compte des effets probables des forces imputables aux variations de température, ainsi que ceux de toutes les autres forces; en fait, il doit en tenir compte en vertu des exigences du paragraphe 4.1.2.1. 1) du CNB.
2. En plus de la dilatation et du retrait, les variations de température peuvent provoquer des déformations différentielles ou un gauchissement des matériaux, par suite du gradient de température à travers l'épaisseur des matériaux ou des ensembles. Là encore, un tel résultat a tendance à compliquer l'évaluation des déformations ou des contraintes, mais il faut user de jugement dans les calculs si l'on veut obtenir un comportement satisfaisant de la part des éléments du bâtiment.
3. Si l'on ne tient pas suffisamment compte des forces en jeu, les contraintes qui en résultent peuvent provoquer des défaillances graves (ordinairement des fissures) dans les matériaux et dans les éléments structuraux. Les défaillances se produisent lorsque le jeu entre les composants est insuffisant, lorsque les dispositifs de fixation ne se prêtent pas aux mouvements ou aux déformations ou, dans le cas d'éléments entravés, lorsque ces derniers ne sont pas assez solides pour résister aux contraintes qui y sont provoquées. Le phénomène des déformations provoquées par les variations de température ou d'humidité dans les matériaux de construction est étudié sommairement dans les ouvrages de référence [1] et [2]. Le tableau E-1 indique l'ordre de grandeur des mouvements susceptibles de se produire dans les divers matériaux. Les valeurs réelles peuvent différer considérablement des valeurs présentées.

Tableau E-1
Déformations typiques de quelques matériaux de construction courants

Matériau	Déformation thermique relative, en mm/m pour 100 °C de variation	Variations dimensionnelles dues à l'humidité, en mm/m		Module d'élasticité, en MPa x 10 ³	Coefficient de fluage, ⁽¹⁾ ϕ
		Permanentes	Temporaires		
Béton non armé ⁽²⁾ densité normale	1,0	0,5	± 0,1	30	3
Verre	0,9	0	0	70	0
Maçonnerie ⁽³⁾					
argile	0,7	- 0,2 (allongement)	± 0,1	20	1
silicate de calcium	1,0	0,2	± 0,1	15	2
béton					
densité normale	1,0	0,4	± 0,2	15	2
léger, séché à l'autoclave	1,0	0,4	± 0,2	10	2
aéré, séché à l'autoclave	1,0	0,7	± 0,2	6	2
Métaux					
aluminium	2,4	0	0	70	0
cuivre	1,7	0	0	110	0
plomb	3,0	0	0	14	0
acier	1,2	0	0	200 ⁽⁴⁾	0
Pierre					
calcaire	0,4	—	± 0,1	60	0
marbre	0,5	—	± 0,1	35	0
grès	1,2	—	± 0,3	20	0
Bois (épinette, pin, sapin)					
perpendiculaire aux fibres					
radial	4,0	30 ⁽⁵⁾	± Δmc ⁽⁵⁾	1	⁽⁶⁾
tangential	6,0	50 ⁽⁵⁾	± 2 Δmc ⁽⁵⁾	0,5	⁽⁶⁾
parallèle aux fibres	0,4	1 ⁽⁵⁾	± $\Delta mc/30$ ⁽⁵⁾	10	1

(1) Déformation sous charge continue = déformation à court terme basée sur le module d'élasticité multiplié par (1 + ϕ).

(2) Pour le béton armé, voir la norme CSA A23.3, « Design of Concrete Structures ».

(3) Pour de plus amples renseignements, consulter la norme CSA S304, « Calcul des ouvrages en maçonnerie ».

(4) Pour l'acier formé à froid, voir la norme CSA S136, « Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid ».

(5) Séchage initial jusqu'à un équilibre hygrométrique de 12 %; Δmc = variation du taux d'humidité (en %) à partir de 12 %.^[22]

(6) Application à éviter en général.

Variations de température

4. Dans un pays ayant une grande diversité de climats comme le Canada, les valeurs extrêmes de la température de l'air dont il faut tenir compte dans les calculs des éléments de bâtiment exposés à l'extérieur varient considérablement. On peut aborder le problème en utilisant les cartes des températures de documents comme la norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », qui donnent les températures maximales d'été et minimales d'hiver. Mais des données aussi précises ne sont pas nécessairement utiles pour les bâtiments. À la place, on peut utiliser pour la conception des installations de chauffage et de refroidissement les températures de calcul à 2,5 % de janvier et de juillet du tableau C-2 de l'annexe C de la division B du CNB, « Données climatiques de calcul pour certaines localités canadiennes ». Trois exemples sont illustrés un peu plus loin.
5. Les variations de température auxquelles sont exposés les éléments de bâtiment sont plus grandes que celles de l'air ambiant à cause du gain solaire en été et des pertes de chaleur par rayonnement en hiver. On trouvera aux tableaux E-2 et E-3 les écarts de température types entre de tels éléments et l'air ambiant en raison de ces effets.^[2]

Tableau E-2
Accroissement de température au-delà de la température de l'air ambiant dû au rayonnement solaire

Surface	Accroissement de température, en °C
Toit sombre	20 à 40
Acier et autres métaux	15 à 25
Béton et maçonnerie	10 à 15

Tableau E-3
Baisse de température au-dessous de la température de l'air ambiant due au rayonnement des surfaces par un ciel dégagé sombre

Surface	Baisse de température, en °C
Toit sombre	10
Acier et autres métaux	5 à 10
Béton et maçonnerie	5

6. Les valeurs indiquées dans le tableau E-2 dépendent de la couleur, de la pente, de l'orientation et de l'isolation de la surface.

Exemple : Pour une surface métallique horizontale sombre exposée à trois types de climat (côtier, central et intérieur), les variations de température à considérer dans les calculs peuvent être déterminées comme suit :

Côtier (Victoria) :

$$(24^{(i)} + 25^{(ii)}) - (-5^{(iii)} - 10^{(iv)}) = 64 \text{ °C}$$

Central (Ottawa) :

$$(30^{(i)} + 25^{(ii)}) - (-25^{(iii)} - 10^{(iv)}) = 90 \text{ °C}$$

Intérieur (Regina) :

$$(31^{(i)} + 25^{(ii)}) - (-34^{(iii)} - 10^{(iv)}) = 100 \text{ °C}$$

7. En général, sauf pour les régions côtières qui sont tempérées, la variation de température des surfaces horizontales exposées à l'extérieur peut être évaluée à 100 °C pour un matériau relativement sombre. Toutefois, à cause de l'isolation thermique, de l'inertie thermique et d'autres facteurs, la gamme des températures auxquelles des éléments structuraux d'une certaine épaisseur seront soumis sera souvent moins étendue que dans les exemples précédents.
8. Parmi les constructions dans lesquelles les variations de température exercent d'importants effets, on peut citer les immeubles d'appartements et de bureaux dont certains des poteaux extérieurs sont partiellement ou entièrement exposés aux intempéries. La longueur des poteaux exposés à des variations de température saisonnières varie tandis que celle des poteaux intérieurs dont l'environnement est contrôlé demeure invariable. Bien qu'un tel phénomène ne suscite que des problèmes de structure sans importance dans les bâtiments de faible hauteur, les contraintes produites par la température prennent une grande importance dans les bâtiments de grande hauteur et doivent être étudiées à fond.
9. Les modifications dimensionnelles des matériaux qui composent un bâtiment ne résultent pas uniquement des variations de température, mais aussi du retrait, des variations de la teneur en humidité, des phénomènes chimiques et du fluage. Si le bâtiment ou ses composants ne peuvent se contracter ni se dilater librement, il en résultera des contraintes de traction ou de compression. Ces contraintes peuvent être absorbées ou ramenées à des limites tolérables par des joints de contraction ou de dilatation. De tels joints revêtent une importance particulière parce qu'ils permettent à la

(i) Température de juillet à 2,5 %.

(ii) Accroissement de température pour métal sombre.

(iii) Température de janvier à 2,5 %.

(iv) Baisse de température pour métal sombre.

Commentaire E

contraction de se produire le long de lignes choisies d'avance au lieu de favoriser la formation de fissures le long de lignes accidentelles de moindre résistance.

Effets sur le revêtement extérieur

10. Dans la conception des bâtiments, en particulier de ceux qui sont très longs et très hauts, il faut prendre en compte les effets exercés sur le revêtement extérieur par les mouvements des éléments structuraux. Le raccourcissement et l'allongement des poteaux par suite des effets de la température et du retrait ainsi que du fluage peuvent provoquer dans le revêtement extérieur et ses dispositifs de fixation, des fissures, un flambage ou des contraintes exagérées. Les déformations et les mouvements linéaires des poutres ainsi que les oscillations du bâtiment peuvent produire des effets analogues. Nombre de revêtements extérieurs ont été endommagés parce qu'on n'a pas tenu compte de ces mouvements différentiels dans les calculs. On sait, par exemple, que les contre-murs extérieurs de briques et de pierres de nombreux bâtiments en béton de grande hauteur ont subi des dommages tels que l'effritement, la fissuration et le bombement^[3], nécessitant des réparations majeures. Cependant, le phénomène ne se limite pas aux ossatures en béton ni ses effets aux revêtements de pierres et de briques. Les références [4] à [24] donnent de plus amples détails sur ces effets.

Références

- [1] M.C. Baker, Déformation des matériaux de construction par suite des variations thermiques et hygrométriques, Digest de la construction au Canada n° 56F, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, août 1967.
- [2] Estimation of Thermal and Moisture Movements and Stresses, Parts 1-3, British Building Research Establishment Digests nos 227-229, Building Research Station, Garston, Watford, Grande-Bretagne, août 1979.
- [3] W.G. Plewes, Défaillance des parements de briques sur les immeubles de grande hauteur, Digest de la construction au Canada n° 185F, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, avril 1977.
- [4] Principles of Modern Building, vol. 1, Building Research Station of DSIR, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1959 (voir en particulier le chapitre 2 sur la stabilité dimensionnelle).
- [5] D.G. Stephenson, Températures extrêmes à la surface extérieure des bâtiments, Digest de la construction au Canada n° 47F, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, août 1966.
- [6] M. Fintel et F.R. Khan, Effects of Column Exposure in Tall Structures: Temperature Variations and Their Effects, Journal of American Concrete Inst., vol. 62, n° 12, 1965, pp. 1553-1556.
- [7] F.R. Khan et M. Fintel, Effects of Column Exposure in Tall Structures: Analysis of Length Changes of Exposed Columns, Journal of American Concrete Inst., vol. 63, n° 8, 1966, pp. 843-868.
- [8] F.R. Khan et M. Fintel, Effects of Column Exposure in Tall Structures: Design Considerations and Field Observations of Buildings, Journal of American Concrete Inst., vol. 63, n° 8, août 1966 et vol. 65, n° 2, 1968, pp. 99-110.
- [9] P. Weidlinger, Temperature Stresses in Tall Reinforced Concrete Buildings, Civil Engineering, New York, vol. 34, n° 8, août 1964.
- [10] K. Jones, Restraint of Structures Attached to Mass Concrete, Journal of the Structural Division, Am. Soc. Civ. Eng., vol. 87, n° ST8, décembre 1961.
- [11] W.T. Marshal, Shrinkage and Temperature Stresses in Reinforced Concrete, Civil Engineering, Londres, vol. 56, n° 665, décembre 1961.
- [12] P. Fisher, Differential Temperature Movements in Rigid Frame, Journal of American Concrete Inst., vol. 59, n° 6, juin 1962.
- [13] D.W. Allen, The Calculation of Temperature Stresses, Concrete & Construction Engineering, vol. 57, n° 9, septembre 1962.
- [14] G.L. England et A.D. Ross, Reinforced Concrete under Thermal Gradients, Magazine of Concrete Research, vol. 14, n° 40, mars 1962.
- [15] J.H. Slack et M.J. Walker, Movement Joints in Concrete, Concrete Society Limited, Grosvenor Gardens, Londres, document technique, 1967.

- [16] Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members, rapport du ACI Committee 435, ACI Manual of Concrete Practice, partie 2, American Concrete Institute, 1970.
- [17] H. Mayer et H. Rüsçh, Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbeton-Bauteilen (Building Damage Caused by Deflection of Reinforced Concrete Building Components), (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, vol. 193, Berlin 1967), Traduction technique TT1412, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1970.
- [18] W.G. Plewes, Problèmes causés par les parements dus aux mouvements des charpentes, Digest de la construction au Canada n° 125F, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, juillet 1973.
- [19] R.E. Copeland, Flexible Anchorage of Masonry Walls, Concrete Products, vol. 71, n° 7, 1968, p. 54.
- [20] M. Fintel et F.R. Khan, Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures — Prediction of Inelastic Column Shortening, Journal of American Concrete Institute, vol. 66, n° 12, 1969, pp. 957-967.
- [21] D. Foster, Some Observations on the Design of Brickwork Cladding to Multi-storey R/C Framed Structures, BDA Tech. Note, vol. 1, n° 4, The Brick Development Association, Londres, septembre 1971.
- [22] Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), Movement and Cracking in Long Masonry Walls, Practice Note, Special Publication 44, CIRIA, Londres, 1986.
- [23] S.J. Alexander et R.M. Lawson, Design for Movement in Buildings, CIRIA Technical Note 107, Construction Industry Research and Information Association, Londres, 1981.
- [24] A.T. Hansen, Effets du retrait du bois dans les bâtiments, Digest de la construction au Canada, n° 244F, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, février 1987.

Commentaire F

Surcharges

Changements notables apportés au présent commentaire	F-1
Surcharge, L, et charge due à la neige, S, combinées (CNB, tableaux 4.1.3.2.-A et -B)	F-1
Considérations relatives aux surcharges (CNB, tableau 4.1.5.3.)	F-2
Locaux à bureaux – Étages au-dessus du premier étage	F-2
Locaux à bureaux – Sous-sol et premier étage	F-2
Trottoirs et voies d'accès privées pour automobiles au-dessus d'espaces à découvert et de sous-sols	F-2
Surcharges concentrées (CNB, article 4.1.5.9.)	F-2
Surface tributaire	F-3
Platelages et dalles	F-3
Poutres	F-5
Moments négatifs dans les éléments continus	F-5
Poteaux	F-6
Garde-corps (CNB, article 4.1.5.14.)	F-6
Charges appliquées aux garde-corps	F-6
Charges latérales appliquées aux éléments d'un garde-corps	F-6
Flèche des garde-corps	F-6
Charges de calcul applicables aux garde-corps pour les états limites ultimes	F-7
Murets ou glissières de sécurité pour véhicules (CNB, article 4.1.5.15.)	F-7
Murs servant de garde-corps (CNB, article 4.1.5.16.)	F-7
Norme relative aux structures de stationnement et aux garages de réparation (CNB, paragraphe 4.4.2.1. 1)	F-8
Références	F-9

Commentaire F

Surcharges

Changements notables apportés au présent commentaire

- Introduction de commentaires traitant des modifications apportées aux dispositions dans le CNB 2015 relatives aux garde-corps, aux murets ou glissières de sécurité pour véhicules, aux éléments d'un garde-corps et murs servant de garde-corps, ainsi qu'aux structures de stationnement et aux garages de réparation
- Ajout d'un commentaire sur les combinaisons de charges ultimes pondérées
- Ajout d'un commentaire sur les locaux à bureaux

Surcharge, L, et charge due à la neige, S, combinées (CNB, tableaux 4.1.3.2.-A et -B)

1. Les coefficients de simultanéité des charges précisés aux tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB pour les états limites ultimes sont basés principalement sur la règle de Turkstra,^[1] qui est limitée à la combinaison de charges statistiquement indépendantes. Turkstra a présumé que les valeurs extrêmes de charges différentes dont l'ordre de grandeur varie dans le temps sont peu susceptibles de survenir simultanément. Toutefois, il existe des cas isolés de valeurs relativement élevées de surcharge et de charge due à la neige agissant simultanément. La possibilité que surviennent de telles situations devrait donc être prise en considération lors du calcul de la structure au moyen de combinaisons de charges aux fins du calcul aux états limites ultimes.
2. Dans les éditions antérieures du CNB, la combinaison pondérée des charges L et S a généré des valeurs très faibles comparativement aux charges L et S spécifiées lorsque les valeurs de ces dernières étaient proches. Cette divergence a suscité des inquiétudes en ce qui a trait à la sécurité des bâtiments dans les régions présentant des charges spécifiées dues à la neige élevées. En 2008, de nombreux toits au Québec et dans l'Est de l'Ontario ont été soumis à des charges dues à la neige élevées pendant plusieurs semaines tandis que l'usage des étages en dessous demeurait inchangé. Cette constatation a conduit à envisager de traiter S comme étant similaire à un poids de stockage lors de sa combinaison avec L.

À ce titre, pour tenir compte de S comme étant un poids de stockage, le coefficient de charge d'action concomitante de S a été établi à 1,0 dans le CNB 2015. La combinaison pondérée révisée de L et S a peu d'effet sur le coût global de construction des bâtiments en général et n'a aucune répercussion sur le coût de construction des bâtiments dans les régions du Canada où la valeur spécifiée de S est égale ou inférieure à 1,5 kPa et où L n'est pas considérée comme un poids de stockage. La sécurité générale est toutefois grandement améliorée lorsque la valeur de L est proche de la valeur de S dans les régions où les charges spécifiées dues à la neige sur les toits sont de modérées à importantes.

Si L est un poids de stockage, le coefficient de charge d'action concomitante pour L passe de 1,0 à 1,5 pour tenir compte du risque accru d'occurrence simultanée avec la charge S.

Commentaire F

Considérations relatives aux surcharges (CNB, tableau 4.1.5.3.)

Locaux à bureaux – Étages au-dessus du premier étage

3. Le tableau 4.1.5.3. du CNB propose une surcharge spécifiée de 2,4 kPa comme exigence minimale pour les locaux à bureaux au-dessus du premier étage ne comportant pas des aires spécialement désignées pour les salles d'entreposage des dossiers, les bibliothèques ou les salles d'ordinateur. Les immeubles de bureaux modernes types incluent souvent ces aires spécialement désignées pour lesquelles la surcharge minimale spécifiée de 2,4 kPa pourrait ne pas être adéquate et dont l'utilisation pourrait être réservée à l'entreposage. En plus de la nécessité de calculer la structure de plancher en fonction des surcharges de ces aires désignées dans un immeuble à bureaux, le coefficient de réduction de la surface tributaire indiqué au paragraphe 4.1.5.8. 2) du CNB s'appliquera probablement. L'emplacement, la surcharge connexe et le type de surcharge pour ces aires spécialement désignées doivent être indiqués sur les dessins techniques.

Le système mobile de stockage dense, un assemblage compact de classeurs montés sur des rails fixés au plancher, est un système de stockage de dossiers couramment utilisé dans les immeubles à bureaux. La capacité du système structural de prendre en charge ces systèmes sans modification de la structure dépend grandement des caractéristiques du système structural. Par exemple, une épaisse structure en béton peut plus facilement permettre l'installation de ces systèmes qu'une dalle de béton mince sur platelage d'acier. Ce système est répandu dans les locaux à bureaux occupés par des organismes gouvernementaux et des sièges sociaux d'entreprises. Il convient de noter que les systèmes mobiles de stockage et d'autres aires spécialement désignées peuvent ne pas être prévus au moment de la conception de l'immeuble ou peuvent être ajoutés plusieurs années après la première occupation originale du bâtiment. Il appert que certains propriétaires et locataires d'immeubles à bureaux demandent que la surcharge spécifiée des étages soit supérieure à l'exigence minimale du CNB de 2,4 kPa pour tenir compte du besoin de souplesse dans l'installation de systèmes mobiles de stockage dense qui pourraient ne pas avoir été prévus au moment de la conception et de la construction. Les concepteurs doivent être conscients de ces circonstances et solliciter les instructions spécifiques du propriétaire relativement aux aménagements requis.

Locaux à bureaux – Sous-sol et premier étage

4. Le tableau 4.1.5.3. du CNB exige que la surcharge minimale spécifiée pour le sous-sol et le premier étage soit de 4,8 kPa; l'intention est d'appliquer la surcharge de 4,8 kPa à tous les étages de bureaux qui ont un accès direct au niveau du sol extérieur.

Trottoirs et voies d'accès privées pour automobiles au-dessus d'espaces à découvert et de sous-sols

5. La surcharge minimale spécifiée pour les trottoirs et les voies d'accès privées pour automobiles au-dessus d'espaces à découvert et de sous-sols est une surcharge uniforme de 12 kPa ou une surcharge concentrée unique de 54 kN, comme il est indiqué à l'article 4.1.5.9. du CNB. La note A-Tableau 4.1.5.3. du CNB fournit des directives sur les cas de charge additionnelle pour les véhicules dont le poids brut est supérieur à 9000 kg.

Surcharges concentrées (CNB, article 4.1.5.9.)

6. La taille de la surface soumise à la charge pour les surcharges concentrées de toit et de plancher de garage a été redéfinie dans le CNB de 2010 afin de tenir compte des situations réelles. La surcharge concentrée pour la surface de toit est basée sur l'empreinte d'un ouvrier et de ses outils tandis que la surcharge concentrée pour la surface de garage est basée sur la surface de la base d'un vérin pour véhicules pendant l'entretien des véhicules.

Surface tributaire

7. Étant donné qu'on considère en général que les surcharges sont uniformément réparties sur la surface d'un plancher et que la charge permanente peut ordinairement être assimilée à une charge uniforme sur une surface ou sur la longueur d'un élément travaillant en flexion, les ingénieurs chargés du calcul utilisent depuis nombre d'années la notion de surface tributaire pour déterminer les charges que supportent les poutres et les poteaux. Une fois la notion appliquée à un plancher quelconque, il est facile de l'étendre à tous les planchers des structures à plusieurs étages.
8. Les anciennes normes de calcul, reconnaissant qu'il était peu probable que tous les planchers d'un bâtiment à plusieurs étages supportent simultanément la totalité de la surcharge et partant qu'en pareille éventualité le calcul des poteaux devenait indûment restrictif, avaient réduit la surcharge en fonction du nombre d'étages supportés.
9. Dans l'édition de 1960 du CNB, cette notion de surcharge moyenne variant en fonction de la surface supportée a été élargie et on est allé jusqu'à autoriser une réduction de 15 % pour les poutres et les fermes supportant une surface supérieure à 20 m².
10. Dans les éditions subséquentes, on a adopté deux réductions différentes de la surcharge, fondées sur les surfaces tributaires, l'une pour les immeubles de bureaux et d'appartements, l'autre pour les surfaces de stockage ou autres surfaces semblables.
11. Lorsqu'il s'agit de déterminer la charge permanente totale que doit supporter un élément donné, ainsi que le coefficient de réduction de la surcharge, il faut donc définir clairement la surface tributaire qui incidemment semble avoir fait l'objet d'une certaine confusion.
12. Dans le cas d'un élément qui supporte directement une charge, telle qu'une dalle, la surface tributaire est définie comme étant la surface supportée par cet élément et délimitée par les lignes passant par les pièces d'appui. Dans le cas d'un élément qui ne supporte pas directement une charge mais qui supporte d'autres éléments, la surface tributaire est définie comme étant la surface délimitée par les lignes passant par les pièces d'appui de l'élément et par les lignes de cisaillement nul dans les éléments supportés, en supposant que la charge est uniformément répartie sur la structure. Ces définitions, qui dans le cas d'une construction continue exigent une analyse structurale pour déterminer les points de cisaillement nul, doivent être utilisées pour déterminer les forces supportées par les éléments. Pour le calcul de la réduction de la surcharge, toutefois, les simplifications suivantes sont recommandées.

Platelages et dalles

13. Il ne faut appliquer aucun coefficient de réduction de surcharge à un platelage en bois ou en tôle, à des éléments préfabriqués ou à des dalles armées dans un seul sens, à cause de l'incertitude du degré de répartition latérale des surcharges.
14. La surface tributaire des dalles-planchers et des parties des dalles armées dans les deux sens avec poutres est la surface délimitée par les alignements de poteaux ou par une combinaison des alignements de poteaux et des lignes passant par les pièces d'appui, telles que les poutres, en retenant la moindre de ces deux surfaces, tel qu'il est indiqué aux figures F-1, F-2 et F-3.

Commentaire F

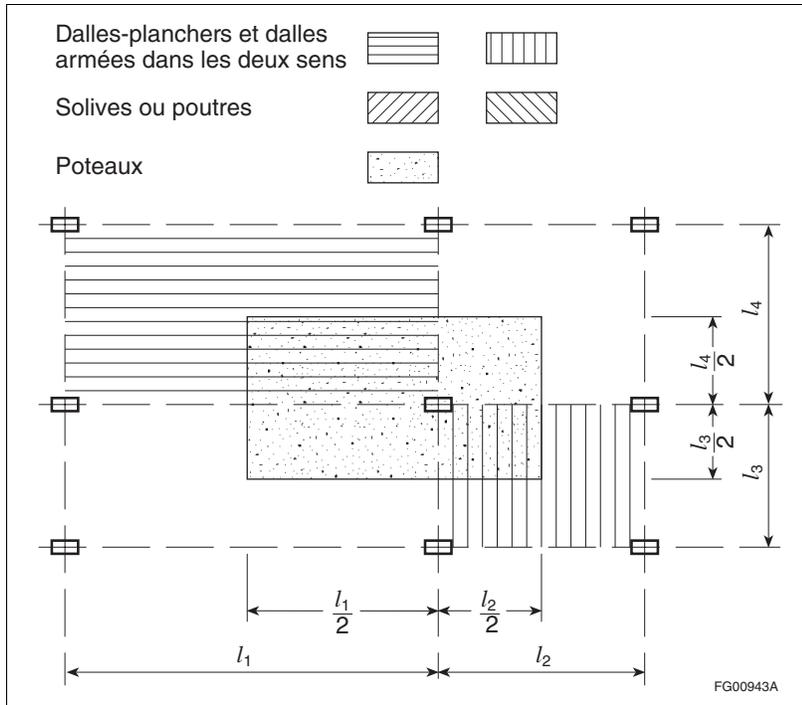


Figure F-1
Surfaces tributaires des dalles-planchers sans poutres

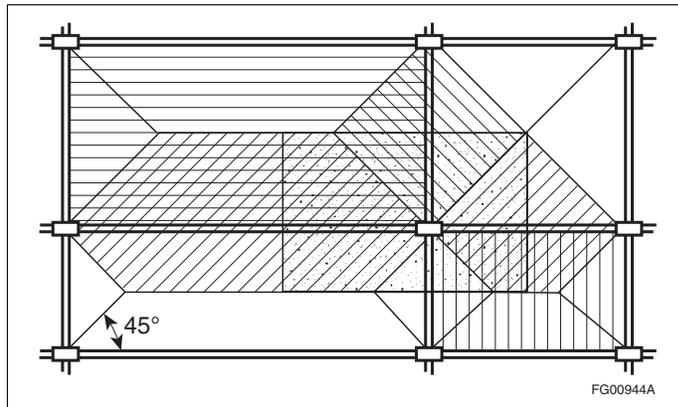


Figure F-2
Surfaces tributaires des dalles armées dans les deux sens sur poutres

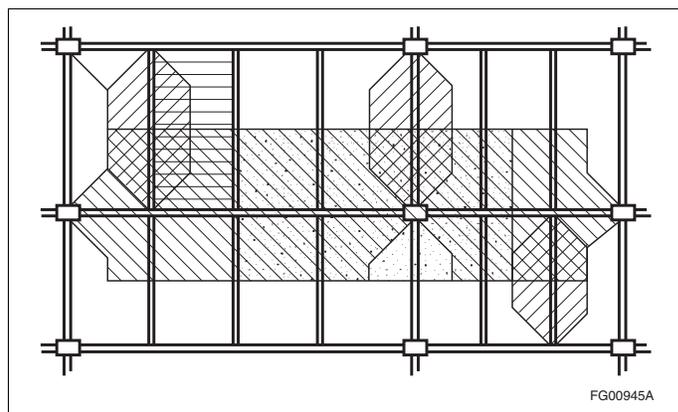


Figure F-3
Surfaces tributaires des dalles armées dans les deux sens sur solives et poutres

Poutres

15. La surface tributaire d'un élément supportant une partie d'un plancher est la surface contenant cet élément et délimitée par les lignes de cisaillement nul dans les éléments qu'il supporte. Lorsque des bâtiments comportent des travées réparties assez uniformément, on suppose que les lignes de cisaillement nul se trouvent à mi-distance des lignes passant par les pièces d'appui de l'élément. Les figures F-2 et F-3 illustrent la surface tributaire des poutres supportant des dalles armées dans les deux sens. Les figures F-4 et F-5 illustrent la surface tributaire des solives et poutres supportant des dalles armées dans un seul sens.

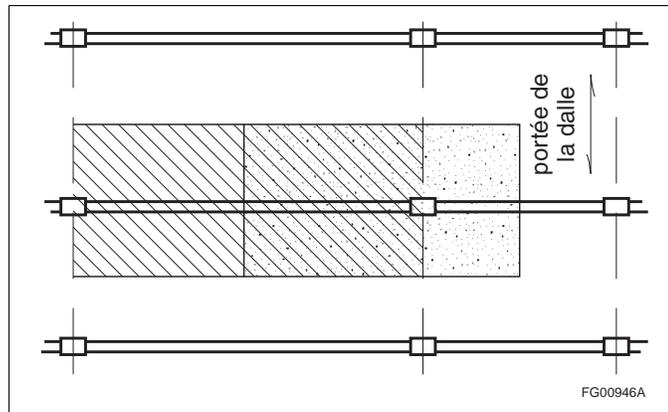


Figure F-4
Surfaces tributaires des dalles armées dans un seul sens avec poutres

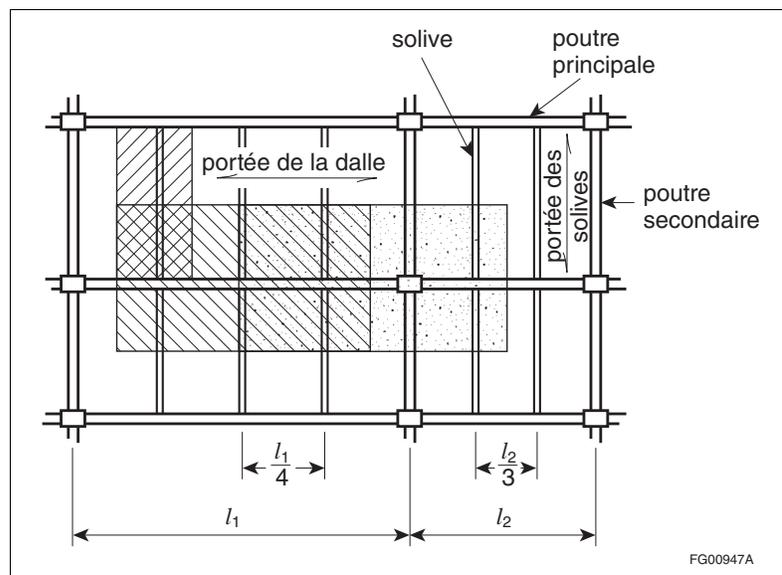


Figure F-5
Surfaces tributaires des dalles armées dans un seul sens sur solives et poutres

Moments négatifs dans les éléments continus

16. On peut supposer que la surface tributaire pour un moment négatif au-dessus d'un appui est égale à la somme des surfaces tributaires de la poutre de part et d'autre de l'appui. Pour le calcul du coefficient de réduction de la surcharge, dans les systèmes d'ossature à porte-à-faux avec poutres simplement déposées, la surface tributaire correspondant au moment négatif au-dessus d'un appui est considérée comme la somme des surfaces tributaires du porte-à-faux et de la moitié de la longueur de la poutre simplement déposée.

Commentaire F

Poteaux

17. La surface tributaire d'un poteau, par plancher, est la surface de plancher qu'il supporte, délimitée par les lignes de cisaillement nul qui, dans le cas de bâtiments comportant des travées réparties assez uniformément, se trouvent à mi-distance entre les alignements de poteaux, tel qu'indiqué par la partie pointillée des figures F-1 à F-5. Dans les structures comportant des poutres et des solives, la surface tributaire par plancher est la moitié de la somme des surfaces tributaires de chacun des éléments de plancher qui y aboutissent.
18. Dans le cas de bâtiments à plusieurs étages, la surface tributaire d'un poteau supportant un usage quelconque est la somme des surfaces tributaires de ce poteau pour chaque plancher au-dessus de l'étage en question.
19. Lorsqu'un poteau supporte plusieurs usages, l'article 4.1.5.8. du CNB exige que la surface tributaire pour chaque usage soit prise en considération séparément pour déterminer la réduction de surcharge et que la surface supportant une charge due à la neige n'ayant aucune réduction ne soit pas incluse.

Garde-corps (CNB, article 4.1.5.14.)

Charges appliquées aux garde-corps

20. Les charges spécifiées minimales appliquées horizontalement vers l'intérieur aux garde-corps ont été réduites à la moitié des charges appliquées vers l'extérieur pour tenir compte du fait que la conséquence d'une défaillance d'un garde-corps à la suite de l'application d'une charge vers l'intérieur n'est pas aussi grave qu'une défaillance à la suite de l'application d'une charge vers l'extérieur (c.-à-d. une personne tombant vers l'intérieur sur le plancher ou un autre élément porteur par rapport à une personne tombant dans le vide). Cette modification est également davantage le reflet des charges réelles appliquées aux garde-corps.

Charges latérales appliquées aux éléments d'un garde-corps

21. Le paragraphe 4.1.5.14. 3) du CNB précise que les éléments verticaux des garde-corps doivent individuellement pouvoir résister à une charge de 0,5 kN appliquée vers l'extérieur et perpendiculairement au garde-corps. En raison de l'importance de la charge, ces éléments doivent être conçus de manière à présenter une rigidité suffisante dans le sens de la charge et conformément au CNB, et à limiter les flèches à des niveaux acceptables conformément aux normes de la CSA relatives aux matériaux.
22. Au cours des dernières années, un nombre croissant de conceptions ont incorporé des éléments esthétiques verticaux minces qui présentent des flèches importantes sous l'effet de charges relativement petites dans le plan du système de garde-corps, c'est-à-dire qu'ils peuvent facilement être rompus et compromettre ainsi la distance libre maximale entre des éléments verticaux adjacents spécifiée à la partie 3 du CNB. Le nouveau paragraphe 4.1.5.14. 4) du CNB limite la grandeur de l'ouverture entre des éléments verticaux adjacents d'un garde-corps à la grandeur requise à la partie 3 du CNB lorsque ces éléments sont soumis à une charge spécifiée de 0,1 kN appliquée en sens opposé dans la direction en plan du garde-corps. Le point d'application de la charge qui est susceptible de produire l'effet le plus critique se situe à mi-hauteur des éléments verticaux. Les inspecteurs peuvent facilement approximer la charge de 0,1 kN en tirant sur les éléments visés avec leurs mains.

Flèche des garde-corps

23. Si l'article 4.1.5.14. du CNB précise clairement les charges minimales en fonction desquelles les garde-corps doivent être conçus pour résister, le fléchissement acceptable maximal n'est pas directement précisé dans le CNB.

Les exigences de performance générales sont définies à l'article 1.2.2.1. de la division A du CNB, qui précise que « tous les matériaux, appareils, systèmes et équipements... doivent posséder les caractéristiques nécessaires pour remplir les fonctions prévues dans le bâtiment », ainsi qu'à l'alinéa 4.1.3.5. 1)a) du CNB, qui vise à limiter les problèmes de tenue en service attribuables aux fléchissements. Si aucune limite maximale de fléchissement n'est précisée expressément, il est sous-entendu que les garde-corps, dans leur intégralité, doivent être suffisamment rigides

pour satisfaire aux exigences définies et résister à la désolidarisation possible de leurs éléments constitutifs.

Dans le calcul du fléchissement d'un garde-corps, la surcharge est appliquée à la hauteur minimale requise du garde-corps exigée par la partie 3 du CNB et la charge due au vent est appliquée sur la surface du garde-corps. La flèche maximale résultant de l'effet de ces charges appliquées au moyen des facteurs de combinaison des charges de tenue en service ne doit dépasser aucune des limites de fléchissement précisées dans la norme ASTM E 985, « Permanent Metal Railing Systems and Rails for Buildings ».

Les garde-corps doivent être conçus de manière à résister au fléchissement permanent et ne pas faire défaillance en raison de la fatigue due aux flèches répétées sous l'effet des charges de service normales.

Charges de calcul applicables aux garde-corps pour les états limites ultimes

24. Les garde-corps doivent être conçus de manière à résister non seulement aux charges spécifiées aux articles 4.1.5.14. à 4.1.5.16. du CNB, mais également aux charges d'action concomitante définies à l'article 4.1.3.2., à partir des combinaisons de charges présentées dans le tableau 4.1.3.2.-A.

Murets ou glissières de sécurité pour véhicules (CNB, article 4.1.5.15.)

25. L'application des charges vers l'extérieur dont il est question au paragraphe 4.1.5.15. 1) du CNB est présumée être appliquée dans le sens de déplacement des véhicules et perpendiculairement au muret de sécurité.

Lorsque des murets de sécurité pour véhicules sont installés pour protéger les piétons de l'impact des véhicules et non pour prévenir la chute de ces derniers d'un niveau à un autre dans une structure de stationnement ou une voie de circulation, par exemple, ils doivent seulement être conçus pour résister aux charges spécifiées à l'article 4.1.5.15. du CNB et n'ont pas à servir de garde-corps au sens de la définition fournie à l'article 1.4.1.2. de la division A du CNB.

Lorsqu'un garde-corps au sens de la définition donnée est également requis au même emplacement qu'un muret de sécurité pour véhicules, un élément ou l'autre servant de muret de sécurité ou de garde-corps peut être installé ou un garde-corps peut être érigé indépendamment du muret de sécurité pour véhicules.

Lorsqu'un élément sert à la fois de muret de sécurité pour véhicules et de garde-corps, il doit satisfaire aux exigences relatives aux garde-corps énoncées aux parties 3 et 4 du CNB, ainsi qu'aux exigences relatives aux murets de sécurité énoncées à la partie 4 du CNB. Il n'est toutefois pas nécessaire que les exigences relatives à chaque type de garde-corps soient appliquées simultanément.

Murs servant de garde-corps (CNB, article 4.1.5.16.)

26. La surcharge mentionnée à l'article 4.1.5.16. du CNB qui produit l'effet le plus critique doit être considérée indépendamment comme une surcharge principale ou d'action concomitante pour toutes les combinaisons de charges énumérées aux tableaux 4.1.3.2.-A ou -B du CNB, selon le cas. Il existe de nombreuses configurations de murs intérieurs et extérieurs adjacents à une dénivellation de plus de 600 mm pour lesquelles il faudrait vérifier la présence de toutes ces combinaisons de charges possibles, y compris un mur pleine hauteur entre des planchers, un mur de hauteur partielle en porte-à-faux à partir du plancher ou un mur-tympan qui se projette partiellement au-dessus et en dessous d'un plancher.

Commentaire F

Exemple à la figure F-6: dans chaque cas de charge montré, il faudrait analyser le mur en fonction de tous les cas de combinaisons de charges latérales pour L et W comme suit :

Cas de charge tiré du tableau 4.1.3.2.-A du CNB	Charge principale	+	Charge d'action concomitante
2	1,5L	+	0,4W
4	1,4W	+	0,5L
5	1,0E	+	0,5L

où

- E = charge due aux séismes;
- L = charge du garde-corps applicable appliquée à la hauteur appropriée pour le cas de charge A ou 0,5 kPa pour le cas de charge B; et
- W = charge due au vent uniforme, selon la pire éventualité, appliquée vers l'extérieur et exercée sur le mur correspondant à la somme des pressions positives internes et des pressions négatives externes.

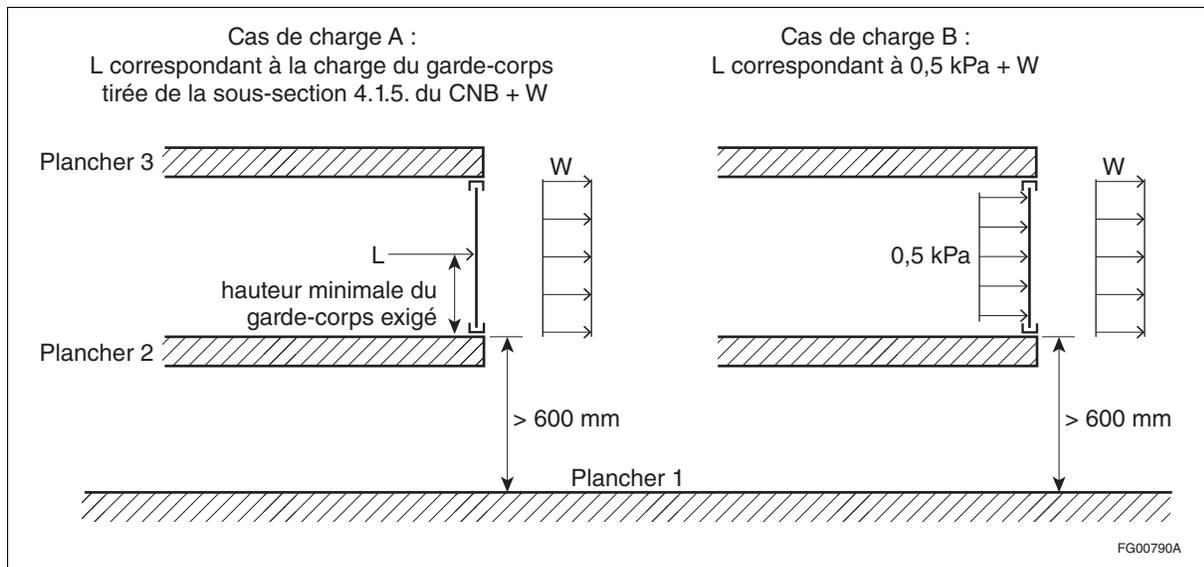


Figure F-6

Cas de charge sur un mur pleine hauteur adjacent à une dénivellation de plus de 600 mm

Norme relative aux structures de stationnement et aux garages de réparation (CNB, paragraphe 4.4.2.1. 1))

27. La norme CSA S413, « Parking Structures », s'applique à toutes les structures de stationnement ou parties de telles structures faites d'acier de charpente, de béton armé, de béton précontraint ou d'une combinaison de ces matériaux. De telles structures sont exposées à une détérioration accélérée sous l'effet des produits chimiques de déglçage et d'autres facteurs environnementaux, comme l'eau, qui sont entraînés à l'intérieur par les véhicules ou les piétons ou qui sont appliqués intentionnellement aux surfaces de béton.

La norme CSA S413 vise à augmenter la longévité de ces structures et à prévenir le ruissellement de l'eau au travers des dalles d'un niveau vers la surface en contrebas.

Certaines parties de la structure des bâtiments, comme les balcons, les escaliers, les rampes, les passages piétons et les entrées extérieures du bâtiment sont elles aussi exposées à une détérioration accélérée pour les mêmes raisons que les structures de stationnement. La protection contre la corrosion doit être intégrée à la conception de ces aires.

Les dalles de béton armé non protégées exposées aux produits chimiques de déglçage ou à d'autres facteurs environnementaux peuvent commencer à se détériorer dès le début de leur durée de vie et

nécessiter des travaux de réparation importants. Les bâtiments faits de telles dalles qui sont conçus et entretenus conformément aux exigences minimales de la norme CSA S413 devraient cependant durer beaucoup plus longtemps.

Le fondement des méthodes de protection contre la corrosion présentées dans la norme CSA S413 est le modèle informatique Life-365^{MC}, une maquette logicielle qui prédit la durée de vie et le coût du cycle de vie du béton armé exposé aux chlorures.

Les concepteurs et les promoteurs devraient évaluer avec soin la durée de vie prévue des éléments du bâtiment soumis à des attaques par les chlorures, ainsi que les coûts associés à l'entretien, à la réparation et au remplacement de ces éléments.

28. Lorsque des matériaux autres que l'acier et le béton sont utilisés pour construire une structure de stationnement, les concepteurs doivent s'assurer que la performance de la structure satisfera aux objectifs de la partie 4 du CNB dans les conditions d'utilisation et d'emplacement de la structure.
29. Les garages de réparation sont eux aussi exposés à une détérioration accélérée pour les mêmes raisons que les structures de stationnement. C'est pourquoi la norme CSA S413 s'applique également à la conception des garages de réparation.

Une finition à la truelle appliquée manuellement ou à la machine peut être nécessaire sur les planchers des garages de réparation en raison de la fonction de ces derniers comme installations de réparation de véhicules. Il est important de noter que l'application d'un durcisseur au moment de la finition d'une dalle de béton à air occlus entraînera probablement le boursoufflement du durcisseur et/ou le déliaisonnement du béton à mesure qu'il durcit. Les chapes qui présentent des qualités de durcisseur et les chapes à membrane épaisse peuvent toutefois être appliquées avec succès à des dalles de béton à air occlus si elles sont liaisonnées avec la surface supérieure de la dalle après que le béton a suffisamment durci. Les concepteurs devraient vérifier le degré de durcissement requis du béton et la compatibilité de la chape choisie avec le béton à air occlus.

Références

- [1] Turkstra, C.J., Theory of Structural Safety, SM Study No. 2, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1970.

Commentaire G

Charges dues à la neige

Changements notables apportés au Code national du bâtiment – Canada 2015 (CNB)	G-1
Changement notable apporté au présent commentaire	G-1
Charges de neige au sol	G-1
Variations selon le climat	G-2
Variations locales dans les régions montagneuses	G-2
Poids spécifique de la neige au sol	G-2
Charges dues à la neige sur les toits	G-3
Poids spécifique de la neige sur les toits	G-3
Rayonnement solaire et déperdition thermique	G-3
Coefficients de charge due à la neige sur les toits	G-4
Explication détaillée des coefficients d'accumulation	G-7
Toits de forme inhabituelle	G-19
Toits servant de stationnement	G-19
Toits de bâtiments occupés avec enlèvement de neige	G-19
Toits de bâtiments occupés sans enlèvement de neige	G-19
Toits de bâtiments inoccupés	G-20
Pare-soleil	G-20
Charge totale et charge partielle	G-20
Enlèvement de la neige	G-20
Charges dues à la glace sur les structures	G-20
Surcharge minimale des toits	G-21
Historique des dispositions relatives aux charges dues à la neige dans le CNB	G-21
Références	G-22

Commentaire G

Charges dues à la neige

Changements notables apportés au Code national du bâtiment – Canada 2015 (CNB)

- Déplacement de directives essentielles sur la détermination des charges dues à la neige de ce commentaire au CNB afin de centraliser les renseignements dont les concepteurs ont besoin pour mener à bien leurs travaux
- Modification du calcul du coefficient de charge de neige sur le toit, C_b , selon de nouvelles recherches, et mise en tableau des valeurs de C_b pour des toits de diverses tailles et divers coefficients d'exposition au vent
- Introduction d'une méthode pour calculer le poids spécifique de la neige dans les amoncellements
- Déplacement (de ce commentaire au CNB) et modification du calcul du coefficient d'accumulation, C_a , (appelé auparavant coefficient de forme)
 - 1) modification du calcul de C_a pour les toits à plusieurs niveaux et les saillies hors toit afin de mieux tenir compte de l'amoncellement pouvant se former entre un toit supérieur et une zone de dénivellation, pour un amoncellement pouvant se former entre un toit en contrebas et une zone de dénivellation, ainsi que pour les amoncellements contre une saillie hors toit, au moyen d'une méthode plus uniforme visant à couvrir les trois types d'accumulation
 - 2) diminution (de trois à deux) du nombre de cas de charge dans le calcul de C_a pour les toits en voûte et les toits arrondis
 - 3) modification du calcul de C_a pour les dômes
- Déplacement du calcul des charges de neige dues au glissement d'un toit supérieur vers un toit en contrebas de ce commentaire au CNB et modification du calcul pour faire en sorte que la charge additionnelle sur les toits en contrebas soit prise en considération pour toutes les pentes des toits supérieurs lorsqu'ils sont glissants
- Déplacement du calcul des charges dues à la neige dans les noues des toits à versants ou arrondis de ce commentaire au CNB
- Introduction d'une interdiction de réduction des charges de calcul dues à la neige en fonction de l'enlèvement de la neige par divers moyens
- Introduction d'une disposition relative à l'accumulation de glace sur les structures en treillis ou les autres composants ou constructions du bâtiment qui incorpore par renvoi la norme CSA S37

Changement notable apporté au présent commentaire

Des discussions sur les sujets suivants ont été ajoutées :

- toits en voûte et dômes ayant une forme géométrique qui n'est pas abordée dans le CNB
- toits à plusieurs versants avec lignes de toiture non parallèles
- calculs des charges dues à la neige balayée par le vent
- garde-neige
- effet des panneaux solaires sur les charges dues à la neige

Charges de neige au sol

1. Au Canada, on utilise les charges de neige au sol pour déterminer les charges dues à la neige sur les toits. Ces charges font donc partie des données climatiques nécessaires au calcul des bâtiments. Elles

Commentaire G

se trouvent à l'annexe C de la division B du CNB au tableau C-2 intitulé « Données climatiques de calcul pour certaines localités canadiennes ». Les charges de neige au sol se composent de la charge due à la neige, S_s , qui est basée sur les épaisseurs et les densités mesurées et a une probabilité de dépassement de 1 pour 50 par an, et de la charge S_r correspondant à la pluie qui peut tomber sur la couche de neige, mais dont le poids ne dépasse pas celui de cette dernière.^[1] (Voir le paragraphe 4.)

Les charges de neige données pour une localité correspondent à la latitude et à la longitude exactes qui figurent dans la Base de données toponymiques du Canada (BDTC).^[2] Ces charges de neige peuvent varier dans les villes où il y a un grand écart d'altitude. Il est possible d'obtenir les valeurs recommandées S_s et S_r pour de tels écarts d'altitude et pour les localités qui ne figurent pas au tableau C-2 du CNB auprès du Service météorologique du Canada d'Environnement et Changement climatique Canada, courriel : ec.enviroinfo.ec@canada.ca. Les altitudes ne sont pas fournies dans la BDTC, mais on peut les obtenir dans des cartes topographiques offertes sur le marché et préparées par Ressources naturelles Canada.

Variations selon le climat

2. En raison de la diversité du climat canadien, les charges de neige varient grandement d'une région à l'autre du pays. Les régions montagneuses de la Colombie-Britannique et de l'Alberta subissent les plus forts enneigements du pays; la couche de neige persiste tout l'hiver et varie considérablement avec l'altitude. Dans certaines régions de la côte du Pacifique, la neige tombée ne se déplace à peu près pas. Les provinces des Prairies, le Yukon, le Nunavut et les Territoires du Nord-Ouest ont des hivers très froids et de faibles enneigements annuels; la neige y est fortement déplacée, tant sur les toits que sur le sol, par des vents forts et fréquents. La région qui comprend l'Ontario, le Québec et les régions à l'intérieur des provinces atlantiques est caractérisée par des vents et des enneigements modérés, ainsi que par des températures suffisamment basses dans la plupart des endroits pour permettre à la neige de s'accumuler pendant tout l'hiver. Il se produit dans cette région des enneigements uniformes modérés et de fortes accumulations de neige balayée par le vent. Les vents froids du nord-ouest peuvent souvent causer localement de fortes chutes de neige du côté sous le vent en bordure des plans d'eau comme les Grands Lacs et le fleuve Saint-Laurent, ce qui fait augmenter les charges de neige.

Variations locales dans les régions montagneuses

3. Dans les régions montagneuses, les charges de neige au sol augmentent en fonction de l'altitude. D'après les observations faites par l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches du Canada (maintenant connu sous le nom de CNRC Construction) sur un certain nombre de montagnes de la Colombie-Britannique, il ressort que la charge de neige au sol augmente considérablement avec l'altitude selon la topographie et le climat de la région.^[3] Certaines montagnes ou chaînes de montagnes peuvent modifier considérablement le climat local ou le microclimat sur de faibles distances. Il est donc important de préciser que les charges de neige indiquées au tableau C-2 du CNB ne sont valables que pour une altitude particulière de la localité désignée par son nom, sa latitude et sa longitude qui sont donnés dans la BDTC.^[2] Pour d'autres écarts d'altitude importants concernant une localité qui figure sur la liste, il faut consulter Environnement et Changement climatique Canada, qui donnera des recommandations particulières (voir aussi le paragraphe 1).

Poids spécifique de la neige au sol

4. Les flocons de neige sont des cristaux de glace dont la configuration est complexe. En raison du rapport de leur surface à leur poids, ils tombent lentement. La neige fraîchement tombée forme une couche légère et floconneuse dont le poids spécifique, γ , varie d'environ 0,5 à 1,0 kN/m³. Toutefois, immédiatement après leur chute, les cristaux de neige commencent à changer : les fines aiguilles dentelées se subliment et les cristaux se transforment progressivement en grains de formes irrégulières. Une telle modification provoque un tassement de la neige et le poids spécifique, γ , augmente rapidement à environ 2,0 kN/m³ ou plus, même lorsque la température est inférieure au point de congélation. Le poids spécifique de la neige tassée continue d'augmenter avec le temps, passant de 2,0 à 5,0 kN/m³. Comme cela est expliqué à l'annexe C de la division B du CNB, les valeurs moyennes de la neige tassée pendant une saison ont été recueillies pour différentes régions du pays afin de calculer la charge de neige au sol.^[1] Les relevés qui permettent de calculer γ sont faits jusqu'à quatre fois par mois. Bien que l'on puisse supposer que ces mesures tiennent compte jusqu'à un certain point de la pluie qui est emprisonnée dans la couche de neige tassée, il n'y a

probablement qu'une petite quantité des mesures qui ont été faites après une pluie. Ces mesures ne reflètent donc pas fidèlement l'augmentation du poids spécifique à court terme due à l'absorption de la pluie par la neige. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire d'inclure la charge de pluie, S_r , dans le calcul de la charge due à la neige sur les toits.^[1]

Charges dues à la neige sur les toits

5. Les charges dues à la neige sur les toits varient selon la situation géographique (climat), l'exposition de l'emplacement, la forme et le genre de toit. Elles varient également d'un hiver à l'autre. Pour tenir compte de ces facteurs, la charge spécifiée due à la neige, S , sur un toit ou sur une autre surface est donnée à la sous-section 4.1.6. du CNB comme étant la somme de deux composants (l'un étant le produit d'une série de coefficients) multipliée par le coefficient de risque de la charge due à la neige :

$$S = I_s [S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r] \quad (1)$$

où

- I_s = coefficient de risque de la charge due à la neige;
- S_s = charge de neige au sol, en kPa, avec une probabilité de dépassement annuel de 1 pour 50;
- C_b = coefficient de charge de neige sur le toit;
- C_w = coefficient d'exposition au vent;
- C_s = coefficient de pente du toit;
- C_a = coefficient d'accumulation; et
- S_r = charge correspondante due à la pluie, en kPa. Toutefois, en aucun point d'un toit, il n'est nécessaire de retenir une valeur supérieure à la charge due à la neige (c.-à-d., $S_r \leq S_s (C_b C_w C_s C_a)$).

Les coefficients sont fondés sur des études des charges dues à la neige sur les toits^[4], sur des études analytiques des charges sur des toitures-terrasses de grandes dimensions, sur l'expérience, y compris les défaillances, et sur le jugement. Ils sont abordés individuellement aux paragraphes 10 à 21.

Poids spécifique de la neige sur les toits

6. Pour calculer les charges dues à la neige sur les toits, il est nécessaire de faire une estimation du poids spécifique de la neige, soit γ . D'après les mesures relevées dans diverses stations météorologiques dispersées dans tout le Canada, les valeurs γ varient entre 1,0 et 4,5 kN/m³. Les valeurs γ suggérées dans les éditions précédentes du présent commentaire variaient entre 2,4 kN/m³ et 3,0 kN/m³.^[5] Toutefois, le poids spécifique de la neige peut être encore plus élevé, notamment dans les régions où la charge due à la neige sur les toits n'atteint son maximum qu'après plusieurs tempêtes, les régions côtières et celles où les chutes de pluie sont abondantes l'hiver. La valeur γ à utiliser peut alors atteindre 4,0 kN/m³. Le poids spécifique de la neige a tendance à augmenter lorsque les charges dues à la neige sont plus élevées et les charges dues à la neige sur les toits ont tendance à augmenter lorsque la charge de neige au sol est plus élevée. La norme ASCE 7, « Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures » comporte une formule visant à calculer l'augmentation de la valeur γ en fonction d'une augmentation de la charge de neige au sol : $0,43S_s + 2,2$ kN/m³. Cette formule donne des résultats qui correspondent raisonnablement à la réalité climatique du Canada. Elle a donc été ajoutée à l'article 4.1.6.13. du CNB de sorte que les concepteurs aient une base commune pour déterminer le poids spécifique de la neige sur les toits. Le poids spécifique de la neige est plafonné à 4,0 kN/m³, les valeurs plus élevées que celle-ci étant extrêmement rares.

Rayonnement solaire et déperdition thermique

7. Certains facteurs qui modifient les charges dues à la neige correspondent à des conditions particulières. Par exemple, on a constaté que le rayonnement solaire ne réduit guère la charge par temps froid. De même, par temps froid, les déperditions thermiques par le toit ne font guère fondre la neige, surtout si le toit est bien isolé et bien ventilé. On ne peut donc pas compter sur ces deux facteurs pour réduire considérablement la charge due à la neige pendant les périodes de temps froid. Toutefois, pendant les dégels et vers la fin de l'hiver, lorsque la température de l'air s'approche du point de congélation, le rayonnement solaire et les déperditions thermiques contribuent à la fonte de la neige.

Commentaire G

Coefficients de charge due à la neige sur les toits

8. Les coefficients C_b , C_w , C_s et C_a sont issus de recherches et d'observations sur le terrain étant donné que dans la plupart des cas des analyses statistiques rigoureuses n'ont pas été possibles à cause du manque de données. Ces coefficients ont néanmoins été choisis parce qu'ils donnent des calculs relatifs aux toits qui sont acceptables en pratique.
9. **Coefficient de base de la charge due à la neige sur les toits, C_b .** Le coefficient de base de la charge due à la neige sur les toits est fixé à 80 % de la charge de neige au sol (soit $C_b = 0,8$), à l'exception des toits plus grands. Ce coefficient de base est fondé sur les résultats des relevés de la charge due à la neige sur les toits au Canada obtenus par l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches du Canada (maintenant connu sous le nom de CNRC Construction) et un certain nombre de bénévoles. Pour les grands toits, l'efficacité du vent à balayer la neige est diminuée en raison des plus grandes quantités à déplacer et que des amoncellements peuvent se former à d'autres endroits du toit.^[6] C'est pourquoi des valeurs C_b plus grandes sont précisées aux alinéas 4.1.6.2. 2)a) et b) du CNB.

Il faut noter que lorsque $C_w = 1$, C_b peut être calculé comme suit :

$$C_b = 0,8 \text{ pour } l_c \leq 70 \text{ m, et}$$
$$C_b = 1 - 0,2 \exp\left(-\frac{l_c - 70}{100}\right) \text{ si } l_c > 70 \text{ m}$$

où l_c est la longueur caractéristique du toit supérieur ou en contrebas, en m, conformément au paragraphe 4.1.6.2. 2) du CNB.

10. **Coefficient d'exposition au vent, C_w .** Les observations réalisées dans de nombreuses régions du Canada ont montré que lorsqu'un toit ou une partie de toit est entièrement exposé au vent, une partie de la neige y est balayée par le vent ou ne peut s'accumuler, ce qui réduit la charge moyenne due à la neige.
11. Pour les toits entièrement exposés au vent, le coefficient d'exposition au vent, C_w , peut être égal à 0,75 dans les zones rurales seulement au lieu de 1,0 (ou 0,5 au lieu de 1,0 pour les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres) à condition que :
- le bâtiment soit situé sur un terrain plat dégagé ne comportant que des bâtiments, des arbres ou d'autres obstacles dispersés, une zone d'eau libre ou de rivage correspondant, ces conditions ne devant pas changer pendant la durée utile prévue du bâtiment;
 - la surface de toit considérée est exposée au vent de tous les côtés et ne comporte pas d'obstacle important, comme un parapet, à une distance d'au moins 10 fois la différence entre la hauteur de l'obstacle et $C_b C_w S_s / \gamma$ mètres, où la valeur applicable de C_w est de 0,75 ou de 0,5, tel qu'indiqué au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB;
 - l'accumulation de la neige considérée ne tienne pas compte du balayage de la neige des surfaces adjacentes, comme c'est le cas, par exemple, pour l'un des versants d'un toit à 2 versants;
 - les bâtiments ne font pas partie des catégories de risque « élevé » ou « protection civile » du tableau 4.1.2.1. du CNB.

Le coefficient C_w doit avoir la valeur 1,0 pour les charges dues à la neige où il y a accumulation provenant des surfaces adjacentes.

12. La valeur de $C_b C_w S_s / \gamma$ est la hauteur de la neige répartie uniformément sur un toit sans obstacles, y compris les parapets. Tout obstacle inférieur à cette hauteur n'entraîne pas une accumulation de neige supplémentaire.
13. En pratique, il est parfois difficile d'établir une distinction claire entre les toits qui seront entièrement exposés au vent et ceux qui ne le seront pas. De concert avec le propriétaire, le concepteur devrait envisager la probabilité qu'un agrandissement au bâtiment, la croissance d'arbres ou la construction de bâtiments voisins de plus grande hauteur ne viennent causer un effet de masque sur le toit. Pareils changements peuvent en effet entraîner des charges dues à la neige balayée par le vent ou de plus fortes charges moyennes. Dans le premier cas, qui est le plus grave, le concepteur devrait tenir compte de la neige balayée par le vent lorsque le bâtiment se trouve à moins de 5 m de tout autre bâtiment existant ou futur, ou de la limite de propriété. C'est la distance indiquée à l'alinéa 4.1.6.2. 8)a) du CNB pour les toits à plusieurs niveaux. Dans le second cas, il importe

d'utiliser le coefficient $C_w = 1,0$ pour toute partie de toit susceptible d'être mieux abrité à l'avenir. D'ailleurs, compte tenu des incertitudes concernant l'exposition éventuelle, C_w devrait correspondre à 1,0 en pratique dans la plupart des cas.

14. Le concepteur doit également savoir que les charges dues à la neige qui s'exercent sur le toit d'un bâtiment existant situé sur la même propriété ou sur une propriété adjacente peuvent être modifiées par la présence d'un bâtiment plus élevé ou d'un autre obstacle.
15. L'installation de capteurs solaires sur les toits peut entraîner des charges dues à la neige plus élevées semblables à celles dues à des obstacles, à moins qu'un espace suffisant sous les capteurs permette le balayage de la neige par le vent et non son amoncellement.^[7]
16. **Coefficient de pente du toit, C_s .** Une charge due à la neige sur une surface en pente agit sur la projection horizontale de cette surface. Dans la plupart des cas, la neige a beaucoup moins tendance à s'accumuler sur les toits à forte pente que sur les toitures-terrasses et les toits à pente moyenne à cause du glissement, du fluage, d'un meilleur écoulement et des déplacements par saccades.^{[8][9][10]} Le coefficient C_s , tel que défini au paragraphe 4.1.6.2. 5) du CNB, prend en compte ces effets en réduisant la charge due à la neige de façon linéaire entre la valeur maximale, correspondant à une pente de 30° et zéro, correspondant à une pente de 70°. Le paragraphe 4.1.6.2. 6) permet une valeur de C_s plus faible pour des toits glissants et lisses sans obstacles, tels ceux recouverts de verre ou de métal. Dans ce cas, la charge peut être réduite de façon linéaire entre la valeur maximale pour une pente de 15° et zéro pour une pente de 60°. On ne peut utiliser la pleine réduction indiquée dans l'une ou l'autre de ces relations que si la neige peut glisser complètement du toit en question.
17. Il faut éviter de créer des situations où la sécurité du public peut être mise en danger par de la neige ou de la glace qui tombe des toits. Si des barrières à neige sont nécessaires, elles doivent être conçues pour transmettre à la structure du bâtiment les forces importantes qui s'exercent.^{[8][9]} Il peut aussi être nécessaire de prévoir des gouttières chauffantes, des larmiers chauffants, etc., pour empêcher la formation de glaçons dangereux par l'eau de fonte de la neige retenue sur les toits. La neige et la glace qui tombent d'un toit peuvent être déviées contre la façade et causer des dommages.
18. **Coefficient d'accumulation, C_a .** Les coefficients d'accumulation, C_a , sont abordés aux articles 4.1.6.5. à 4.1.6.12. du CNB pour un certain nombre de formes de toit. Pour toutes les autres formes de toit, ils doivent être choisis par le concepteur d'après des observations faites sur place, des études spéciales prenant en compte les effets du climat local,^{[11][12][13]} des essais sur modèles^[7] ou d'une combinaison de ces méthodes. Afin de guider les concepteurs, l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches du Canada (maintenant connu sous le nom de CNRC Construction) a publié deux séries d'études informatives^{[14][15]} de cas de charges dues à la neige non uniformes.
19. **Accumulation de neige balayée par le vent sur les toits.** Lorsque le vent se heurte à des obstacles, il se forme des zones d'écoulement rapide et des zones d'écoulement lent. Les zones d'écoulement lent peuvent être appelées « zones d'ombre aérodynamique ». ^[16] Il faut que la vitesse du vent atteigne une certaine valeur pour entraîner la neige, autrement celle-ci s'accumule et forme des amoncellements dont la forme détermine la valeur du coefficient C_a . En général, plus le vent souffle longtemps, plus la hauteur des amoncellements sur les toits augmente, surtout s'il neige en même temps, et plus la vitesse du vent est élevée, moins les amoncellements sont uniformes.
20. Les toits situés en contrebas d'un toit voisin risquent particulièrement d'être soumis à de grandes charges dues à la neige balayée par le vent parce que le toit supérieur peut fournir un apport considérable de neige qui forme des amoncellements^{[5][6][17][18][19]}, et la neige qui s'accumule sur le toit en contrebas peut également former des amoncellements au bas du changement de zone de dénivellation du toit. Ces types d'accumulation sont traités à l'article 4.1.6.5. du CNB sous les cas de charge I et II. Les auvents, les balcons et les porches présentent la même caractéristique. Sur des toits de ce genre, la neige qui s'accumule dépend surtout de la différence de niveau entre les deux toits et de la grandeur du toit supérieur et du toit en contrebas.^[6]
21. Lorsque le toit situé en contrebas a une grande surface, le vent qui souffle pendant un temps considérable en formant un angle dans la direction du toit supérieur peut former une crête allongée ou une accumulation en pointe se prolongeant du côté abrité du changement de niveau.^[20] Ce type d'accumulation est abordé à l'article 4.1.6.5. du CNB sous le cas de charge III.

Commentaire G

22. L'article 4.1.6.5. du CNB vise les charges de neige typiques qui se produisent sur les toits en contrebas. Pour des géométries de toit inhabituelles, en particulier lorsqu'il y a de grandes surfaces de toit, des études de modèles peuvent être utiles pour détecter des accumulations de neige inhabituelles.
23. Sur les toitures-terrasses comportant des saillies telles que des constructions hors toit ou des parapets, on observe souvent des amoncellements trapézoïdaux de neige, mais les charges correspondantes sont habituellement moins importantes que les charges dues à la neige qui s'exercent sur un toit situé en contrebas d'un toit voisin. L'article 4.1.6.7. du CNB décrit le calcul de ce type de charge.
24. Lorsque le vent passe au-dessus des toits à 2 versants ou des toits en voûte, il est accéléré par suite de sa déviation vers le haut du côté du vent. Du côté sous le vent, sa vitesse diminue et la neige transportée par le vent se dépose. Il peut donc en résulter des charges dues à la neige importantes très asymétriques résultant du soufflage de la neige du versant exposé au vent à l'autre versant.^{[21][22]} Cette asymétrie est très critique, notamment pour des bâtiments comme les dômes ou les arénas où les portées sont importantes et pour lesquels un effondrement peut être catastrophique.^[4] Les structures légères de forme arrondie, comme les bâtiments à arcs de métal plié à froid, sont particulièrement sensibles aux charges dues à la neige asymétriques parce que le poids propre de la structure est relativement faible. En général, ces structures peuvent être analysées comme des arcs. Cependant, en raison de la flexibilité des arcs, une analyse de deuxième ordre peut être nécessaire pour la prédiction du comportement structural.^{[17][21]} Ces structures peuvent aussi être analysées comme des voiles minces si le transfert du cisaillement et la capacité axiale des raidisseurs longitudinaux sont des critères importants. Des essais de charge peuvent être nécessaires pour évaluer le comportement et la résistance mécanique des éléments structuraux, surtout s'ils comportent des nervures transversales. Les articles 4.1.6.9. et 4.1.6.10. traitent des cas de charge symétrique et asymétrique pour les toits à 2 versants, en voûte et arrondis, ainsi que pour les dômes.
25. Il est recommandé de faire des essais en soufflerie et des essais d'écoulement hydraulique, comme ceux décrits dans la norme ASCE/SEI 49, « Wind Tunnel Testing for Buildings and Other Structures », pour la détermination des valeurs de calcul appropriées pour les toits en voûte et les dômes ayant des formes géométriques qui ne sont pas visées par l'article 4.1.6.10. du CNB.
- Il faut également prendre en considération l'expérience locale. L'accumulation de neige à la base des dômes est fréquente par suite du glissement et de l'action du vent. Il faut en tenir compte.
26. Dans les régions parfaitement calmes, une couche de neige uniforme se dépose sur les toits et sur le sol. La neige peut alors être considérée comme une charge uniformément répartie égale à une fraction convenable de la charge de neige au sol s'il n'y a pas glissement. Toutefois, une répartition vraiment uniforme des charges est rare; elle n'a été observée que dans certaines vallées des régions montagneuses de la Colombie-Britannique (C.-B.) et occasionnellement ailleurs, sur des toits bien abrités de tous les côtés par de grands arbres. Généralement, les vents qui accompagnent ou suivent les chutes de neige déplacent la neige fraîche des parties exposées vers les parties protégées. La probabilité de la formation d'une charge due à la neige élevée uniformément répartie sur un toit exposé est donc faible tandis que la formation d'amoncellements est plus probable. Il ne se forme pas d'amoncellements dans certaines régions côtières de la C.-B. où les grosses chutes de neige sont toujours constituées de neige mouillée. Dans ces endroits particuliers, les exigences du paragraphe 4.1.6.2. 8) relatives au balayage de la neige peuvent être exagérées. Lorsque l'autorité compétente a la certitude qu'il ne peut y avoir de balayage de la neige, elle peut supprimer ces exigences. Toutefois, le fluage et le glissement de la neige peuvent produire des charges asymétriques pour les toits à 2 versants dont la pente est supérieure à 15°, les toits en voûte dont le rapport de la hauteur à la largeur, h/b , est supérieur à 0,05, et les autres toits qui ont une pente suffisamment importante.
27. Les situations^{[5][23]} décrites ci-dessous sont caractéristiques des régions du Canada qui connaissent de fortes accumulations de neige, comme les régions montagneuses et les vallées de la Colombie-Britannique :
- La neige forme parfois sur les toitures-terrasses ou les toits en pente des corniches qui se prolongent en porte-à-faux sur une distance égale à l'épaisseur de neige accumulée. Ces corniches peuvent se former sur les parties abritées ou protégées du vent de même que sur les versants exposés des toits. On a signalé des cas où des murs et des poteaux avaient cédé sous les charges imposées par ces accumulations. En outre, ces amas de neige sont dangereux lorsqu'ils se détachent. Ils peuvent emporter des balcons, des escaliers, des porches, des fils électriques, etc. et mettre en danger les personnes qui se trouveraient au-dessous.

- b) On sait que les amas de neige sur les toits glissants en pente peuvent entraîner avec eux des événements, des cheminées, des antennes, des fils électriques, des tuyaux d'aération, des lanterneaux et des ventilateurs. Leur chute constitue un danger pour les personnes en contrebas. Il arrive parfois que la neige s'enroule lentement autour de l'avant-toit jusqu'à toucher le mur extérieur; elle pourrait ainsi briser une vitre. Les éléments en saillie devraient toujours être placés près du faite du toit ou comporter des dispositifs qui les protègent contre l'effort de cisaillement des accumulations de neige.
- c) Sur les toits en L ou comportant des lucarnes, le glissement de la neige sur les deux versants se fera dans le sens des nervures ou des ondulations du matériau de couverture et la neige s'accumulera dans les noues. Si l'un des versants est plus long ou plus incliné, il peut retenir une masse de neige plus abondante qui forcera la neige de l'autre versant contre les nervures de la couverture, provoquant ainsi leur déchirement ou leur déformation. Si les nervures parviennent à empêcher le glissement de la neige, la charge de retenue qui s'exercera sur la partie inférieure du plus petit versant peut être extrêmement élevée.

- 28. Nouvelle répartition de la charge par suite de la fonte de la neige.** Une nouvelle répartition de la charge due à la neige peut provenir de la fonte et de l'écoulement de la neige ou de la glace ou du glissement vers des zones où elle gèle de nouveau, ou encore de sa chute sur un toit moins élevé où elle s'accumule sous forme de neige fondante ou de glace. Dans le cas des toits en pente, l'eau provenant de la fonte de la neige sur les parties chaudes (probablement mal isolées) peut geler sur des parties froides ou sur les débords de toit et constituer de fortes charges dues à la glace, des barrages de glace, des infiltrations d'eau sous les bardeaux ou des glaçons dont la chute peut être dangereuse. On peut réduire ces effets en adoptant des mesures propres à diminuer les déperditions thermiques des parties chaudes des toits.
- 29.** Comme l'écoulement qui se produit sous la couche de neige des toitures-terrasses et des toits à très faible pente est moins bon que sur les toits à pente moyenne ou forte, l'eau de fonte, la neige fondante et la glace y demeurent plus longtemps. De plus, les amoncellements de neige situés à proximité de saillies hors toit peuvent fondre à cause de la déperdition de chaleur par le toit ou du rayonnement solaire ou encore à cause des sorties d'air chaud. L'eau provenant de la fonte peut s'écouler et créer de lourdes charges. Les parties médianes des travées sont particulièrement sensibles à ces charges si les avaloirs de toit sont situés à des points de déformation minimale. La nouvelle répartition de la charge peut accroître la déformation et créer une instabilité semblable à celle due à l'accumulation d'eau pluviale (voir le Commentaire H).

Explication détaillée des coefficients d'accumulation

- 30. Principales formes de toits (articles 4.1.6.9. et 4.1.6.10. du CNB).** Les articles 4.1.6.9. et 4.1.6.10. du CNB s'appliquent aux principales formes de toits : toitures-terrasses ou toits à un seul versant, toits à 2 versants, toits en voûte et arrondis, et dômes. La plupart des formes plus complexes ne sont en fait qu'une combinaison de ces formes simples. Lorsque les toits illustrés dans ces articles sont adjacents à des toits plus élevés ou comportent des saillies ou des noues, on doit aussi prendre en compte les articles 4.1.6.5. à 4.1.6.8., 4.1.6.11. et 4.1.6.12.
- 31. Toitures-terrasses, toits en appentis et toits à 2 versants (articles 4.1.6.3. et 4.1.6.9. du CNB).** Sur les toits à 2 versants, il faut prendre en compte les charges dues à la neige symétriques et asymétriques pour toute pente inférieure à 70° (ou à 60° pour les toits lisses sans obstacles), comme il est décrit aux articles 4.1.6.3. et 4.1.6.9. du CNB. Lorsque les toits à 2 versants ont des pentes inférieures ou égales à 15°, la répartition de la charge est déterminée par le cas I de l'article 4.1.6.9. du CNB, mais il faut également satisfaire aux exigences générales de l'article 4.1.6.3. du CNB pour la charge totale et la charge partielle qui s'appliquent maintenant seulement au cas I. Pour les toits à 2 versants ayant des pentes supérieures à 15°, le cas II de l'article 4.1.6.9. du CNB, qui tient compte de la charge due à la neige asymétrique, et le cas I s'appliquent. Le cas de charge II prend en compte l'effet du balayage de la neige vers le côté sous le vent ainsi que la possibilité que la neige tombe d'un seul côté par glissement. Les toitures-terrasses et les toits en appentis (à un seul versant) doivent être seulement calculés pour le cas I et pour la charge totale et la charge partielle.
- 32. Toits en voûte, toits arrondis et dômes (article 4.1.6.10. du CNB).** Les répartitions de charges symétriques et asymétriques sont particulièrement importantes pour le calcul des toits en voûte, des toits arrondis et des dômes.^{[18][21][22]} De plus, les exigences relatives à la charge totale et à la charge partielle s'appliquent.

Commentaire G

33. Les répartitions de charges asymétriques causées par des accumulations de neige et/ou par le glissement de la neige, sur un côté du toit en voûte ou du dôme ou sur les deux, se produisent régulièrement et il faut en tenir compte.^[21]
34. **Noues des toits à versants ou en voûte (article 4.1.6.12. du CNB).** Pour les noues des toits, il faut tenir compte de la charge uniformément répartie et des charges qui résultent de la neige qui glisse ou s'écoule sous forme d'eau. Une réduction selon la pente est autorisée pour le cas I car la neige glisse le long de la pente, se plisse et s'amoncelle au bas des noues, ce qui réduit la charge en partie supérieure. Comme les cas II et III sont plus critiques dus au glissement de la neige et aux pentes, le coefficient C_s est pris égal à 1,0.
35. **Toits à plusieurs versants avec lignes de toiture non parallèles.** La section 1641.3 du California Building Code^[24] contient des renseignements concernant l'accumulation possible de neige aux intersections de noues en pente créées par des sections de toits à 2 versants non parallèles.
36. **Toits à plusieurs niveaux, obstacles et parapets (article 4.1.6.5. du CNB).** Les toits à plusieurs niveaux, les obstacles et les parapets entraînent la formation de sillages tourbillonnaires aux endroits qu'ils abritent du vent et où la neige peut s'accumuler. Ces toits et obstacles peuvent être considérés comme des variantes géométriques d'objets rectangulaires de dimensions diverses, situés sur une toiture-terrace inférieure ou à proximité aux fins du présent commentaire. Si l'objet est étroit et d'une hauteur inférieure à l'épaisseur de calcul de la couche de neige uniformément répartie sur le toit, il « ne fait pas obstacle », tandis que s'il est plus élevé que cette épaisseur il constitue un obstacle. Si, par contre, il est plus haut qu'un parapet ne faisant pas obstacle et assez large pour qu'un important dépôt de neige s'accumule sur sa surface supérieure, on le considère alors comme un « toit supérieur ».
37. Pour un toit en contrebas, il faut adopter comme charge de calcul une charge trapézoïdale, de la manière indiquée à la figure 4.1.6.5.-A du CNB. La valeur C_a variera donc en fonction de la distance x de la zone de dénivellation, commençant à C_{a0} lorsque $x = 0$ et décroissant de façon linéaire jusqu'à $C_a(x_d)$ à la queue de l'amoncellement correspondant à $x = x_d$. L'importance de l'amoncellement sur le toit en contrebas est fonction de la quantité de neige provenant du toit supérieur ou s'accumulant sur le toit en contrebas et qui est retenue dans la zone de dénivellation après avoir été balayée par le vent. Par conséquent, plus le toit supérieur ou le toit en contrebas est grand, plus l'accumulation de neige dans cette zone tend à augmenter.^[6] Pour les toits avec des hauteurs de dénivellation relativement peu importantes, et plus particulièrement lorsque l'accumulation est principalement due au balayage de la neige provenant d'un toit supérieur de grande dimension (voir le cas I à l'article 4.1.6.5. du CNB), la neige accumulée peut remplir toute la dénivellation. Dans ce cas, la valeur de C_{a0} à retenir est :

$$C_{a0} = \beta \frac{\gamma h}{C_b S_s} \quad (2)$$

où

h = différence d'élévation entre le toit en contrebas et le sommet du parapet du toit supérieur;
 γ = poids spécifique de la neige; et
 β = valeur établie à 1,0.

À l'endroit où se forme l'amoncellement, C_w est égal à 1,0, le toit en contrebas étant protégé par la zone de dénivellation. Lorsque la neige est balayée sur l'ensemble du toit en contrebas et dans la zone de dénivellation (voir les cas II et III de l'article 4.1.6.5. du CNB), la neige ne parvient pas à remplir toute la zone de dénivellation. On peut donc déterminer que la valeur $\beta = 0,67$ pour ces cas.

Là où il n'y a pas suffisamment de neige pour remplir la zone de dénivellation, toutefois, une limite supérieure pour C_{a0} , calculée comme suit, peut être utilisée :

$$C_{a0} = \frac{F}{C_b} \quad (3)$$

où

- F = coefficient spécifié à l'article 4.1.6.5. du CNB comme étant une fonction de β , le poids spécifique de la neige, γ , la longueur caractéristique de l'aire d'origine de la neige, l_{cs} , la hauteur du parapet, et la charge de neige au sol, S_s ; et
- C_b = coefficient de base de la charge due à la neige pour le toit en contrebas.

L'expression pour l_{cs} à l'article 4.1.6.5. du CNB tient compte du rapport entre la longueur du toit et la largeur du toit. Lorsqu'une dimension est beaucoup plus grande que l'autre, les simulations par ordinateur^[6] ont montré qu'en raison de la variabilité de la direction du vent, la neige ne peut être poussée le long de la pleine longueur de la dimension la plus longue et dans la zone de dénivellation à l'extrémité du toit sans qu'une bonne partie de celle-ci tombe de part et d'autre des côtés du toit. Cela réduit l'aire d'origine réelle et l'effet est incorporé à l'article 4.1.6.5. du CNB au moyen de la variable l_{cs} .

Les renseignements de base sur la dérivation de la méthode présentée à l'article 4.1.6.5. du CNB sont fournis dans la référence [6]. Dans le cas des bâtiments situés dans des emplacements abrités (c.-à-d. exposition B, telle qu'elle est définie dans le Commentaire I), une limite supérieure de 5,0 est adoptée pour la valeur de F puisqu'il se produit moins d'amoncellement dans ces emplacements. La longueur horizontale de l'amoncellement, x_d , s'étendant à partir de la zone de dénivellation, est basée sur la surface supérieure de l'amoncellement présentant une pente de 1:5.

Les amoncellements dus à une différence de niveau entre deux toits ne se forment pas seulement si un bâtiment comporte plusieurs niveaux de toit, mais également si deux bâtiments de hauteur différente sont à moins de 5 m l'un de l'autre, comme il est décrit à l'article 4.1.6.5. du CNB. Si le toit supérieur est très grand, la distance limitative, a , de 5 m, devrait être confirmée par des essais sur maquette. Si d'après l'article 4.1.6.5. du CNB la longueur de l'amoncellement obtenue est supérieure à celle du toit en contrebas, la longueur de l'amoncellement devrait être limitée à la longueur du toit.

Les amoncellements peuvent s'accumuler dans les coins des toits à plusieurs niveaux à la suite d'amoncellements provenant de plusieurs directions. Les formes des amoncellements illustrées à l'article 4.1.6.8. du CNB reposent en grande partie sur le jugement d'ingénieurs et servent de fondement commun aux calculs.

- 38. Exemple de calcul 1 : charge due à la neige balayée par le vent sur un toit en contrebas.** Une construction hors toit ayant une hauteur de 3,2 m est érigée sur la toiture-terrasse d'un bâtiment à Ottawa; le toit comporte un parapet de 0,5 m de hauteur le long de son périmètre. Le calcul cherche à déterminer la charge due à la neige balayée par le vent dans la zone A du toit en contrebas (voir les figures G-1 à G-3).

Commentaire G

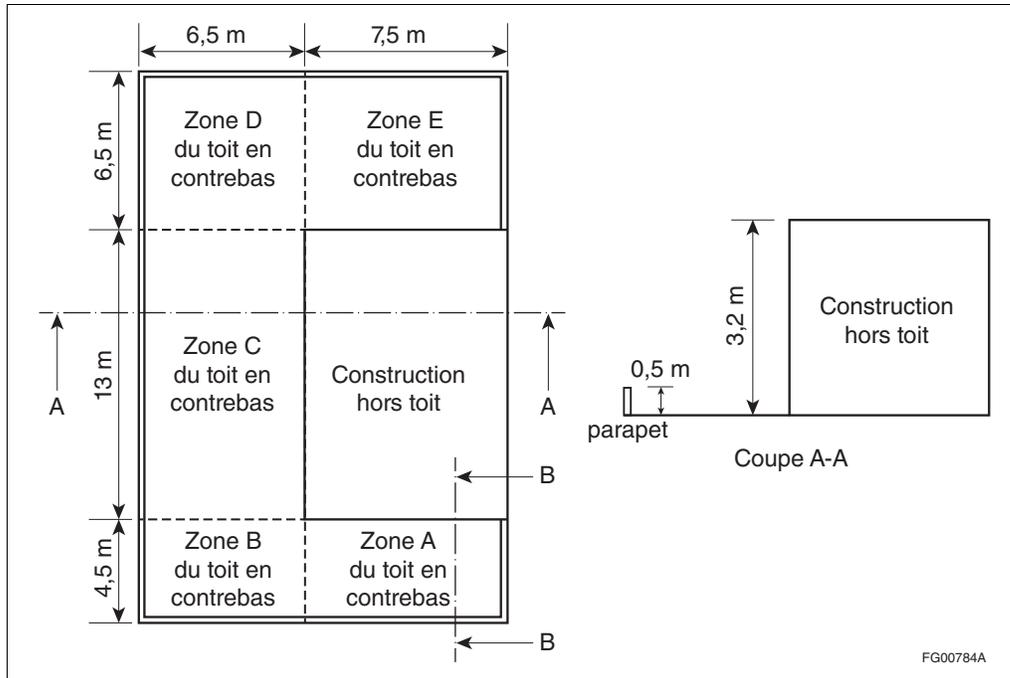


Figure G-1
Dimensions des zones de toit pour l'exemple de calcul 1

Les paramètres suivants servent à estimer les charges dues à la neige balayée par le vent sur un toit en contrebas :

- $C_w = 1,0$;
- $C_s = 1,0$ (toiture-terrasse);
- $C_b = 0,8$;
- $I_s = 1$ (bâtiment appartenant à la catégorie de risque « normal »);
- $S_s = 2,4$ kPa (tableau C-2 de l'annexe C du CNB); et
- $S_r = 0,4$ kPa (tableau C-2 de l'annexe C du CNB).

Étape 1 (paragraphe 4.1.6.13. 1) du CNB) : calculer γ au moyen du min ($0,43S_s + 2,2$ kN/m³, 4 kN/m³)
 $\gamma = 3,23$ kN/m³

Étape 2 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer l_{cs} au moyen de $2w_s - \frac{w_s^2}{I_s}$

Cas I	Cas II	Cas III
$l_s = 13$ m	$l_s = 14$ m	$l_s = 13$ m
$w_s = 7,5$ m	$w_s = 4,5$ m	$w_s = 6,5$ m
$l_{cs} = 10,67$ m	$l_{cs} = 7,55$ m	$l_{cs} = 9,75$ m

Étape 3 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer h'_p au moyen de $h_p - \frac{0,8S_s}{\gamma}$ mais $0 \leq h'_p \leq \frac{l_{cs}}{5}$

Cas I	Cas II	Cas III
$h_p = 0$	$h_p = 0,5$ m	$h_p = 0,5$ m
$h'_p = 0 - \frac{0,8 \times 2,4}{3,23} = -0,58 < 0$	$h'_p = 0,5 - 0,58 = -0,08 < 0$	$h'_p = 0,5 - 0,58 = -0,08 < 0$
$h'_p = 0$	$h'_p = 0$	$h'_p = 0$

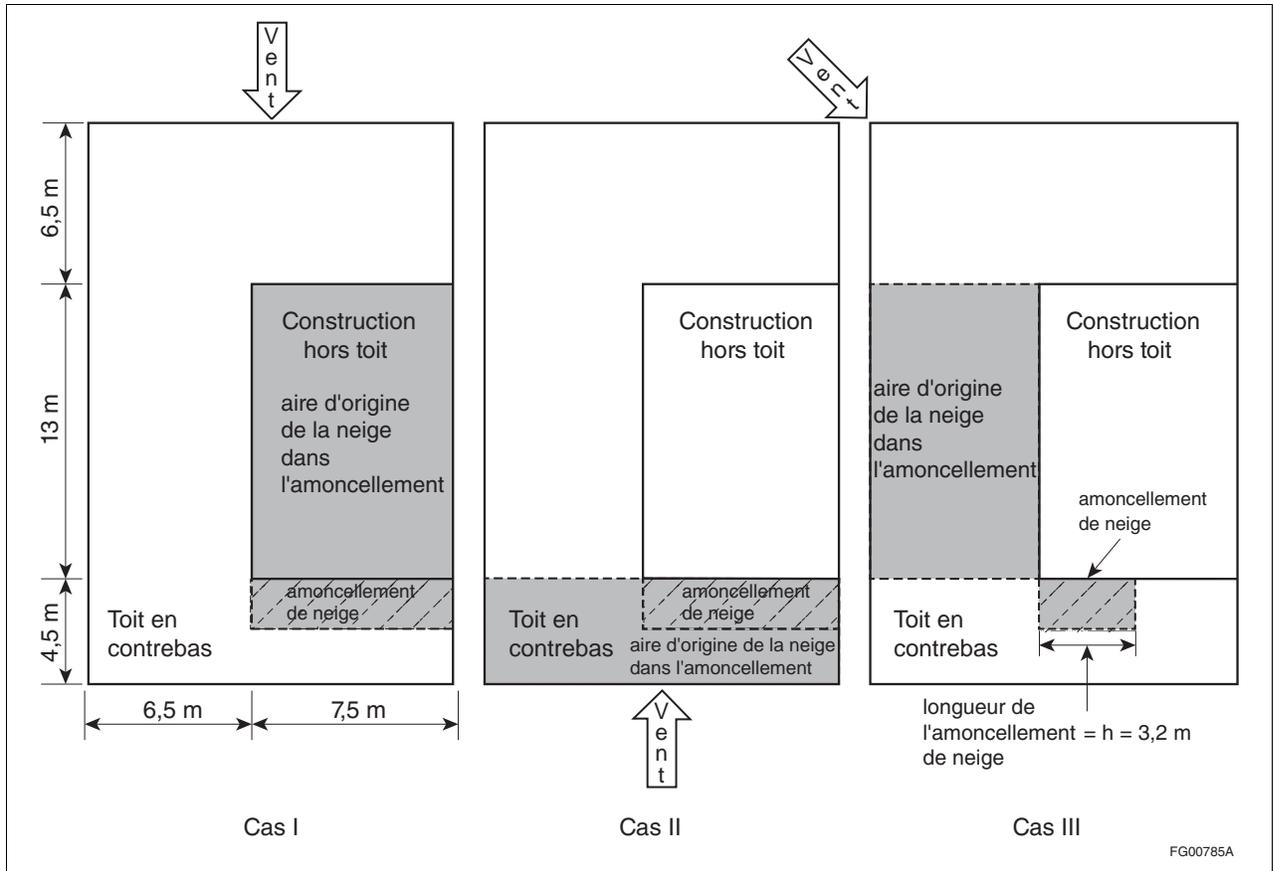


Figure G-2
Cas de charge due à la neige pour un toit en contrebas (exemple de calcul 1)

Étape 4 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer F au moyen de $0,35\beta\sqrt{\frac{\gamma(l_{cs}-5h'_p)}{S_s}} + C_b$

Cas I	Cas II	Cas III
$F = 0,35 \times 1 \sqrt{\frac{3,23 \times 10,67}{2,4}} + 0,8$ $F = 2,13$	$F = 0,35 \times 0,67 \sqrt{\frac{3,23 \times 7,55}{2,4}} + 0,8$ $F = 1,55$	$F = 0,35 \times 0,67 \sqrt{\frac{3,23 \times 9,75}{2,4}} + 0,8$ $F = 1,65$

Étape 5 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer C_{a0} au moyen du $\min\left(\beta \frac{\gamma h}{C_b S_s}, \frac{F}{C_b}\right)$

Cas I	Cas II	Cas III
$C_{a0} = \min\left(\frac{3,23 \times 3,2}{0,8 \times 2,4}, \frac{2,13}{0,8}\right)$ $C_{a0} = \min(5,38, 2,66) = 2,66$	$C_{a0} = \min\left(0,67 \times \frac{3,23 \times 3,2}{0,8 \times 2,4}, \frac{1,55}{0,8}\right)$ $C_{a0} = \min(3,6, 1,94) = 1,94$	$C_{a0} = \min\left(0,67 \times \frac{3,23 \times 3,2}{0,8 \times 2,4}, \frac{1,65}{0,8}\right)$ $C_{a0} = \min(3,6, 2,06) = 2,06$
$C_{a0} = \max(2,66, 1,94, 2,06) = 2,66$		

Commentaire G

Étape 6 (paragraphe 4.1.6.5. 2) du CNB) : calculer x_d au moyen de $5 \frac{C_b S_s}{\gamma} (C_{a0} - 1)$

$$x_d = 5 \times \frac{0,8 \times 2,4}{3,23} (2,66 - 1) = 4,93 \text{ m}$$

Étape 7 (figure 4.1.6.5.-A du CNB) : calculer h' au moyen de $h - \frac{C_b C_w S_s}{\gamma}$

$$h' = 3,2 - \frac{0,8 \times 1 \times 2,4}{3,23} = 2,6 \text{ m}$$

Étape 8 (figure 4.1.6.5.-A du CNB) : calculer x au moyen de $10h'$

$$x = 10 \times 2,6 = 26 \text{ m}$$

Étape 9 (paragraphe 4.1.6.5. 1) du CNB) : calculer C_a au moyen de $C_{a0} - (C_{a0} - 1) \frac{x}{x_d}$ si $0 \leq x \leq x_d$ et $C_a = 1$ si $x > x_d$

$$C_a = 2,66 - (2,66 - 1) \frac{x}{4,93} \text{ si } 0 \text{ m} \leq x \leq 4,93 \text{ m}$$

$$C_a = 1 \text{ si } x > 4,93 \text{ m}$$

Étape 10 (alinéa 4.1.6.7. 1a) du CNB) : calculer l'effet du parapet sur le toit en contrebas au moyen de $C_{a0} = \min \left(\frac{0,67\gamma h}{C_b S_s}, 1 + \frac{\gamma l_0}{7,5 C_b S_s} \right)$

$$C_{a0} = \min \left(\frac{0,67 \times 3,23 \times 0,5}{0,8 \times 2,4}, 1 + \frac{3,23 \times 14}{7,5 \times 0,8 \times 2,4} \right)$$

$$C_{a0} = \min(0,56, 4,14) = 0,56 < 1$$

L'effet du parapet n'est pas considérable et ne devrait donc pas être pris en compte.

Étape 11 (paragraphe 4.1.6.2. 1) du CNB) : calculer la répartition des charges dues à la neige balayée par le vent, S , dans la zone A (coupe B-B de la figure G-1) au moyen de $I_s [S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r]$. Selon les résultats de l'étape 5, la surface balayée correspond au cas I. Par conséquent :

$$S = 1 \times [2,4 (0,8 \times 1 \times 1 \times 2,66) + 0,4] = 5,5 \text{ kPa de la construction hors toit}$$

$$S = 1 \times [2,4 (0,8 \times 1 \times 1 \times 1,15) + 0,4] = 2,6 \text{ kPa pour } 4,5 \text{ m de la construction hors toit}$$

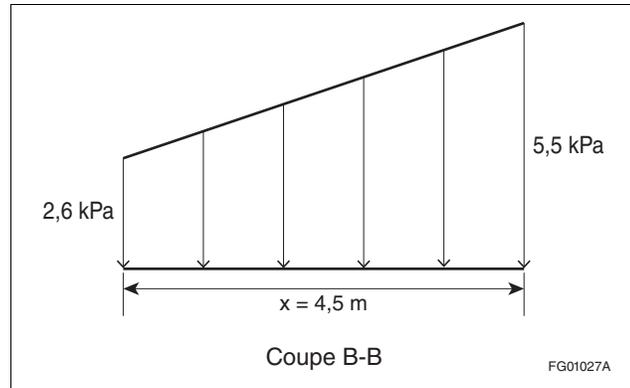


Figure G-3
Charges dues à la neige balayée par le vent dans la zone A du toit en contrebas (coupe B-B de la figure G-1)

Les mêmes calculs sont effectués pour la neige balayée dans les zones C et E. Les amoncellements dans les coins des zones B et D sont calculés conformément au paragraphe 4.1.6.8. 1) du CNB.

39. **Exemple de calcul 2 : effet d'écart sur la charge due à la neige balayée par le vent.** Deux bâtiments administratifs situés à Dorval, Québec sont à 2 m l'un de l'autre et ont une toiture-terrasse présentant une différence d'élévation de 3,2 m. Le toit le plus bas mesure 24 m de longueur et 14 m de largeur et le toit plus élevé mesure 16 m de longueur et 14 m de largeur. Le calcul cherche à déterminer la charge due à la neige balayée par le vent dans la zone A du toit en contrebas (voir les figures G-4 à G-6).

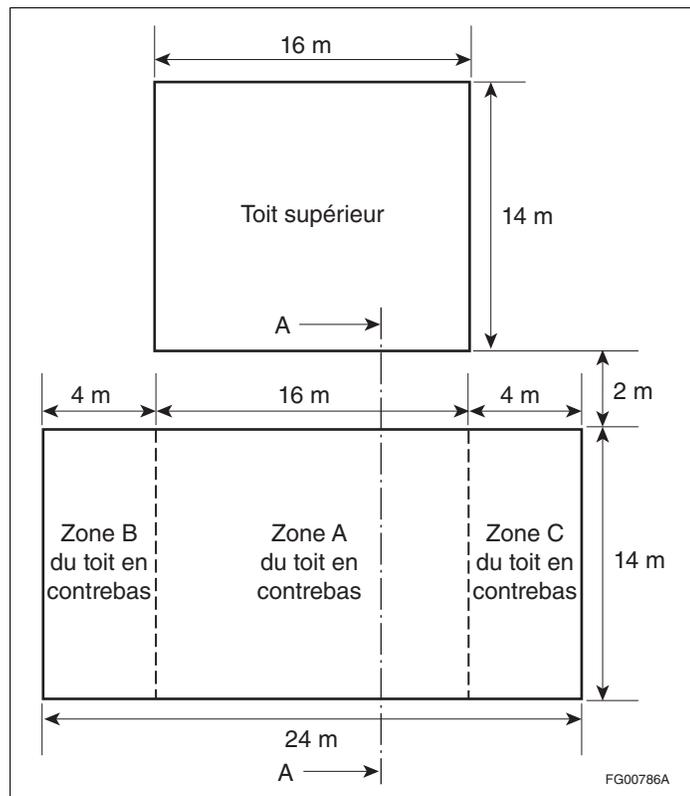


Figure G-4
Dimensions des zones de toit pour l'exemple de calcul 2

Commentaire G

Les paramètres suivants servent à estimer l'effet d'écart sur la charge due à la neige balayée par le vent sur la zone A du toit en contrebas :

$$C_w = 1,0;$$

$$C_s = 1,0 \text{ (toiture-terrasse);}$$

$$C_b = 0,8;$$

$$I_s = 1 \text{ (bâtiment appartenant à la catégorie de risque « normal »);}$$

$$S_s = 2,4 \text{ kPa (tableau C-2 de l'annexe C du CNB); et}$$

$$S_r = 0,4 \text{ kPa (tableau C-2 de l'annexe C du CNB).}$$

Étape 1 (paragraphe 4.1.6.13. 1) du CNB) : calculer γ au moyen du min $(0,43S_s + 2,2 \text{ kN/m}^3, 4 \text{ kN/m}^3)$

$$\gamma = 3,23 \text{ kN/m}^3$$

Étape 2 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer l_{cs} au moyen de $2w_s - \frac{w_s^2}{I_s}$

Cas I	Cas II	Cas III
$l_s = 16 \text{ m}$	$l_s = 24 \text{ m}$	
$w_s = 14 \text{ m}$	$w_s = 14 \text{ m}$	s.o.
$l_{cs} = 15,75 \text{ m}$	$l_{cs} = 19,83 \text{ m}$	

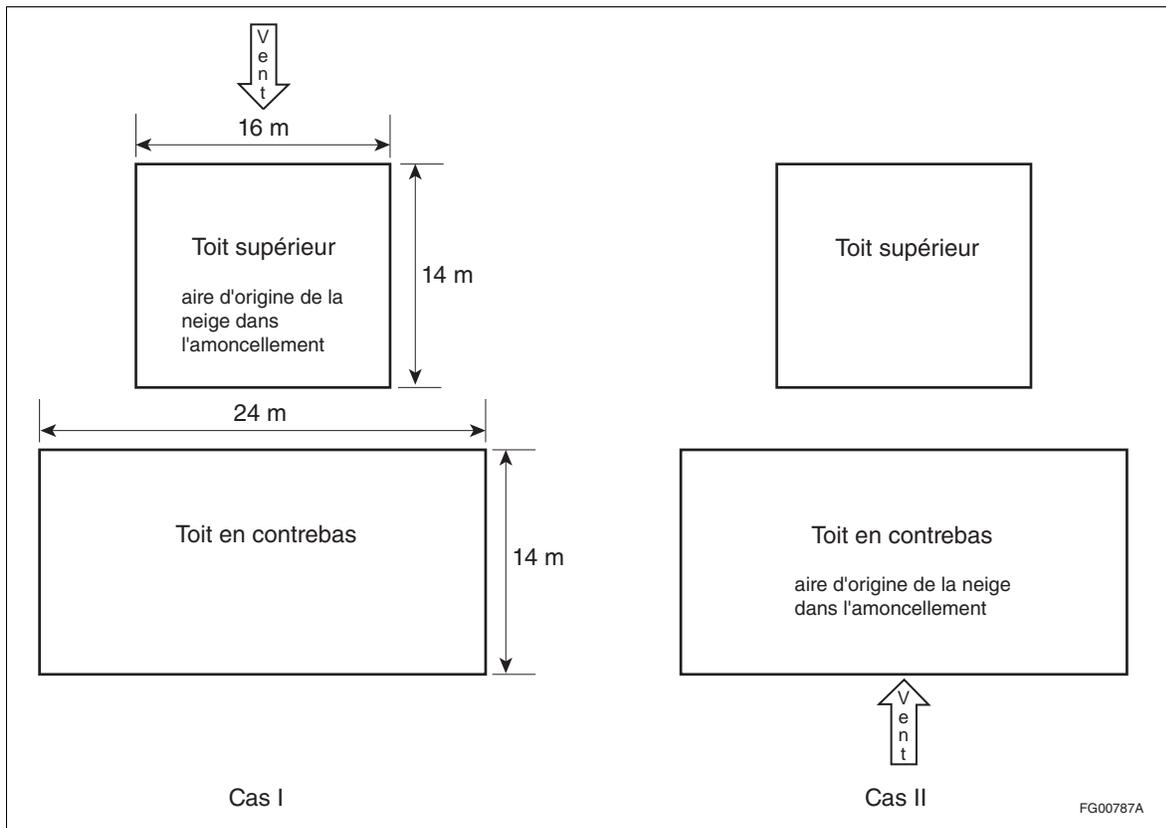


Figure G-5

Cas de charge due à la neige pour le toit en contrebas (exemple de calcul 2)

Étape 3 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer h'_p au moyen de $h_p - \frac{0,8S_s}{\gamma}$ mais $0 \leq h'_p \leq \frac{l_{cs}}{5}$

Cas I	Cas II
$h_p = 0$ $h'_p = 0 - \frac{0,8 \times 2,4}{3,23} = -0,58 < 0$ $h''_p = 0$	$h_p = 0$ $h'_p = 0$

Étape 4 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer F au moyen de $0,35\beta\sqrt{\frac{\gamma(l_{cs}-5h'_p)}{S_s}} + C_b$

Cas I	Cas II
$F = 0,35 \times 1 \sqrt{\frac{3,23 \times 15,75}{2,4}} + 0,8 = 1,61$	$F = 0,35 \times 0,67 \sqrt{\frac{3,23 \times 19,83}{2,4}} + 0,8 = 2,01$

Étape 5 (paragraphe 4.1.6.5. 3) du CNB) : calculer C_{a0} au moyen du $\min\left(\beta\frac{\gamma h}{C_{sb}S_s}, \frac{F}{C_b}\right)$

Cas I	Cas II
$C_{a0} = \min\left(\frac{3,23 \times 3,2}{0,8 \times 2,4}, \frac{1,61}{0,8}\right)$ $C_{a0} = \min(5,38, 2,01) = 2,01$	$C_{a0} = \min\left(0,67 \times \frac{3,23 \times 3,2}{0,8 \times 2,4}, \frac{2,01}{0,8}\right)$ $C_{a0} = \min(3,6, 2,51) = 2,51$
$C_{a0} = \max(2,01, 2,51) = 2,51$	

Étape 6 (paragraphe 4.1.6.5. 2) du CNB) : calculer x_d au moyen de $5\frac{C_b S_s}{\gamma} (C_{a0} - 1)$

$$x_d = 5 \times \frac{0,8 \times 2,4}{3,23} (2,51 - 1) = 4,49 \text{ m}$$

Étape 7 (figure 4.1.6.5.-A du CNB) : calculer h' au moyen de $h - \frac{C_b C_w S_s}{\gamma}$

$$h' = 3,2 - \frac{0,8 \times 1 \times 2,4}{3,23} = 2,6 \text{ m}$$

Étape 8 (figure 4.1.6.5.-A du CNB) : calculer x au moyen de $10h'$

$$x = 10 \times 2,6 = 26 \text{ m}$$

Commentaire G

Étape 9 (paragraphe 4.1.6.5. 1) du CNB) : calculer

C_a au moyen de $C_{a0} - (C_{a0} - 1) \frac{x}{x_d}$ si $0 \leq x \leq x_d$ et $C_a = 1,0$ si $x > x_d$

$$C_a = 2,51 - (2,51 - 1) \frac{x}{4,49} \text{ si } 0 \text{ m} \leq x \leq 4,49 \text{ m}$$

$$\therefore C_a = 2,51 \text{ si } x = 0 \text{ m et } 1,84 \text{ si } x = 2 \text{ m}$$

$$C_a = 1 \text{ si } x > 4,49 \text{ m}$$

Étape 10 (paragraphe 4.1.6.2. 1) du CNB) : calculer la répartition des charges dues à la neige balayée par le vent, S , dans la zone A (coupe A-A de la figure G-4) au moyen de $I_s[S_s(C_b C_w C_s C_a) + S_r]$

$$\text{Où } x = 0 \text{ m, } S = 1 \times [2,4(0,8 \times 1 \times 1 \times 2,51) + 0,4] = 5,22 \text{ kPa}$$

$$\text{Où } x = 2 \text{ m, } S = 1 \times [2,4(0,8 \times 1 \times 1 \times 1,84) + 0,4] = 3,93 \text{ kPa}$$

$$\text{Où } x > 4,49 \text{ m, } S = 1 \times [2,4(0,8 \times 1 \times 1 \times 1) + 0,4] = 2,32 \text{ kPa}$$

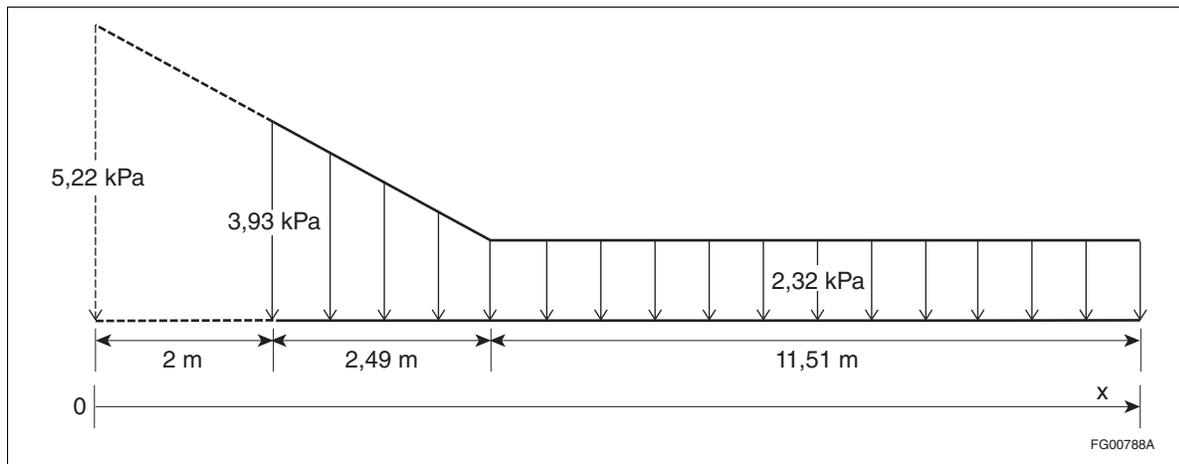


Figure G-6

Charges dues à la neige balayée par le vent dans la zone A du toit en contrebas (coupe A-A de la figure G-4)

Les amoncellements dans les coins dans les zones B et C sont calculés conformément à l'article 4.1.6.8. du CNB.

40. **Auvents ou petits toits adjacents à des bâtiments élevés.** Si les dimensions d'un toit en contrebas sont restreintes par rapport à la différence de niveau entre ce toit et le toit supérieur, comme dans le cas d'un auvent protégeant l'entrée d'un bâtiment de grande hauteur, les charges seront inférieures à celles indiquées à l'article 4.1.6.5. du CNB. En effet, la neige étant répartie sur une grande surface du toit supérieur, les quantités balayées par le vent qui atteindront le petit toit en contrebas ne seront pas suffisantes pour créer des accumulations importantes. Bien que les recherches n'aient pas permis de calculer ces charges réduites, on recommande d'adopter la méthode suivante. Pour les petits toits inférieurs de moins de 25 m² situés à plus de 20 m en contrebas, C_a peut être de 1,0, tandis que pour ceux dont la différence de niveau h est de moins de 10 m, C_a est déterminé conformément à l'article 4.1.6.5. du CNB. Pour les différences de niveau h de 10 à 20 m, on utilisera la forme de l'amoncellement décrite à l'article 4.1.6.5. du CNB mais on appliquera à C_{a0} réduit de façon linéaire lorsque h varie de 10 à 20 m, c.-à-d. :

$$C_{a0} = 1,0 + \left[\left(\frac{20 - h}{10} \right) \left(\frac{F}{C_b} - 1,0 \right) \right] \quad (4)$$

où C_b représente le coefficient de base de la charge due à la neige sur le toit applicable au toit en contrebas.

41. Si un bâtiment est à l'abri du vent, le coefficient d'exposition au vent, C_{wv} est de 1,0 pour toutes les parties du toit en contrebas. Dans le cas de bâtiments de catégories de risque « faible » ou « normal » exposés, C_w doit être de 1,0 pour la surface du toit abritée par la zone de dénivellation et se prolongeant sur une distance à $10h'$, où h' est la différence de niveau entre le sommet du parapet du toit supérieur et le niveau de la neige recouvrant la partie exposée du toit en contrebas. Ainsi,

$$h' = h - \frac{C_b C_w S_s}{\gamma} \quad (5)$$

où C_w peut être de 0,75 ou de 0,5, selon les dispositions du paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB et C_b représente la valeur correspondant à la surface exposée du toit, soit généralement 0,8, mais pouvant être plus élevée pour les toits de grandes dimensions, comme l'indiquent les alinéas 4.1.6.2. 2)a) et b) du CNB.

42. **Toits à plusieurs niveaux dont le niveau supérieur est en pente (figure 4.1.6.11. du CNB).** Un toit situé en contrebas est calculé pour supporter les charges indiquées à l'article 4.1.6.5. du CNB en plus d'une charge additionnelle possible produite par la neige qui glisse du niveau supérieur, tel qu'il est décrit à l'article 4.1.6.11. du CNB. Comme il est peu probable que le niveau supérieur et le niveau inférieur du toit doivent supporter la charge de calcul due à la neige simultanément sur la totalité de leur surface au moment du glissement, on peut admettre que le toit en contrebas aura à supporter la charge totale conformément à l'article 4.1.6.5. du CNB, plus 50 % de la charge totale due à la neige du niveau supérieur donné dans le cas I de l'article 4.1.6.9. du CNB depuis la partie du toit supérieur qui est inclinée vers le toit inférieur. La charge est répartie selon les dimensions, les pentes et les positions des deux toits. Si le toit en contrebas est trop petit pour retenir toute la neige qui peut glisser, on peut réduire la charge en conséquence. Il faut dessiner un profil de la neige sur le toit en contrebas pour confirmer que le chargement est raisonnable. La quantité de neige qui pourrait glisser du niveau supérieur au niveau inférieur dépendra du coefficient de friction de la membrane de couverture du toit supérieur. De la neige peut aussi glisser d'un toit ayant une pente très faible si la surface est glissante. Par conséquent, le paragraphe 4.1.6.11. 1) du CNB n'inclut pas de limite inférieure pour les pentes de toit.

Le paragraphe 4.1.6.11. 2) du CNB précise que lorsqu'un parapet ou un autre moyen efficace est intégré à la conception du toit supérieur pour retenir la neige et éviter qu'elle glisse sur le toit inférieur, la charge additionnelle due à la neige causée par le glissement sur le toit inférieur n'a pas à être prise en considération. L'efficacité de la rétention dépendra de l'approche de conception choisie : p. ex., garde-neige, parapets, barrières à barres, barrières à câbles, plaques, rugosité générale. Le choix de l'approche appropriée doit tenir compte de la pente du toit et de l'exposition au vent et au soleil conjointement avec les avalanches, les glissements de neige, les charges dues aux chocs causés par des glissements de neige et de glace, et les cycles de gel et de dégel, qui créent des couches glissantes multiples. Il incombe au concepteur ou au fournisseur du produit de rétention de fournir des preuves suffisantes de l'efficacité du produit à retenir les accumulations de neige du niveau de calcul compte tenu de l'application visée. Dans certains cas, les preuves recueillies sur place ou l'efficacité déterminée au moyen d'essais de simulation en chambre froide sont utiles. Il convient de noter que si le toit en pente supérieur intègre des mesures de rétention, les réductions des charges dues à la neige ne peuvent pas être appliquées.

On doit supposer que les garde-neige (également appelés barrières à neige) sont seulement en mesure de retenir une accumulation maximale de neige égale à leur hauteur pour ce qui est de la charge due à la neige sur le toit inférieur. Si l'accumulation de neige de calcul est supérieure au garde-neige, la portion de l'accumulation de neige non retenue par le garde-neige peut glisser depuis le toit supérieur jusqu'au toit inférieur. Par exemple, une fine couche de glace peut se former sur la neige entre les chutes de neige, créant un plan glissant. Qu'un garde-neige atteigne ou non la hauteur de neige de calcul, celui-ci, de même que ses joints, doit être conçu en fonction des forces potentielles exercées par la pleine charge de calcul due à la neige, dans l'hypothèse que toute la neige est retenue. Ceci inclut également la neige des deux côtés du garde-neige. Les gouttières et les autres obstructions installées pour prévenir le glissement de la neige doivent également être conçus de façon similaire. La figure G-7 illustre comment les charges de calcul pour les garde-neige sont déterminées.

Pour qu'un garde-neige soit considéré comme efficace aux fins de rétention de la neige, il doit être fait de rails horizontaux d'un diamètre minimal de 25 mm espacés d'au plus 100 mm.

Commentaire G

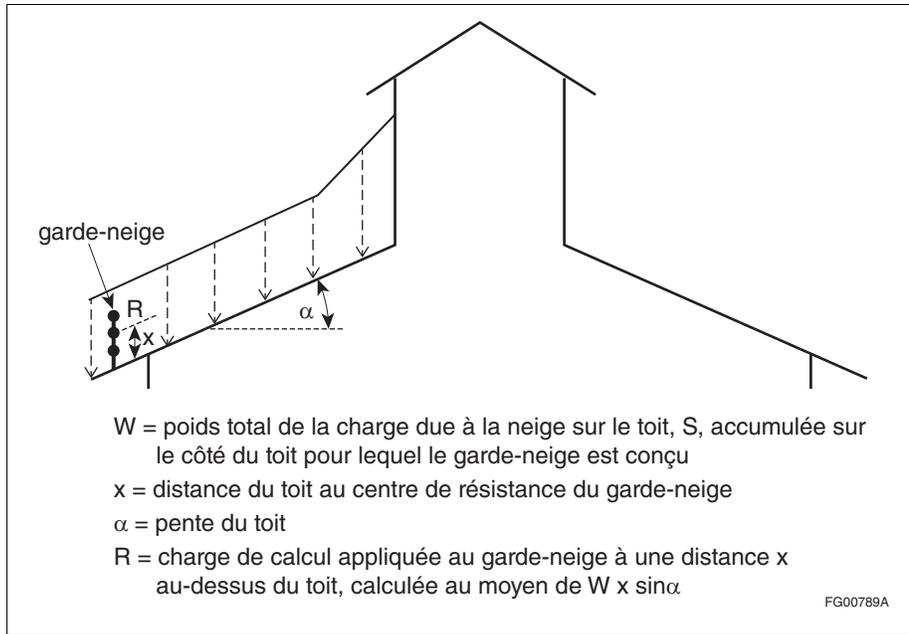


Figure G-7
Conception de garde-neige sur un toit en pente

43. **Zones contiguës aux saillies hors toit (article 4.1.6.7. du CNB).** L'article 4.1.6.7. traite des charges trapézoïdales dues à la neige balayée par le vent qui sont attenantes à d'importantes saillies hors toit verticales, par exemple, les gaines d'ascenseurs, les abris d'installations de ventilateurs et de conditionnement d'air, les petites constructions et les cheminées de grande section, qui sont causées par de la neige balayée sur l'ensemble du toit. Dans les éditions antérieures du présent commentaire, on présumait que de tels amoncellements atteignaient une hauteur égale à $0,67h$, h étant la hauteur de la saillie, et qu'ils s'étendaient sur une distance de $2h$ à partir de la saillie hors toit. Dans l'édition 2015 du CNB, la pente de la surface de l'amoncellement est considérée comme étant la même que celle de la zone de dénivellation, c.-à-d. 1 pour 5, et en plus d'être limitée à $0,67h$, la hauteur de l'amoncellement est également limitée de manière à être inférieure à $\left(\frac{C_b S_s}{\gamma} + \frac{1}{7,5} l_0\right)$, où l_0 = la dimension horizontale la plus longue de la saillie hors toit. Cette dernière limite reflète la différence entre les saillies hors toit et les zones de dénivellation. Voir la figure G-8.

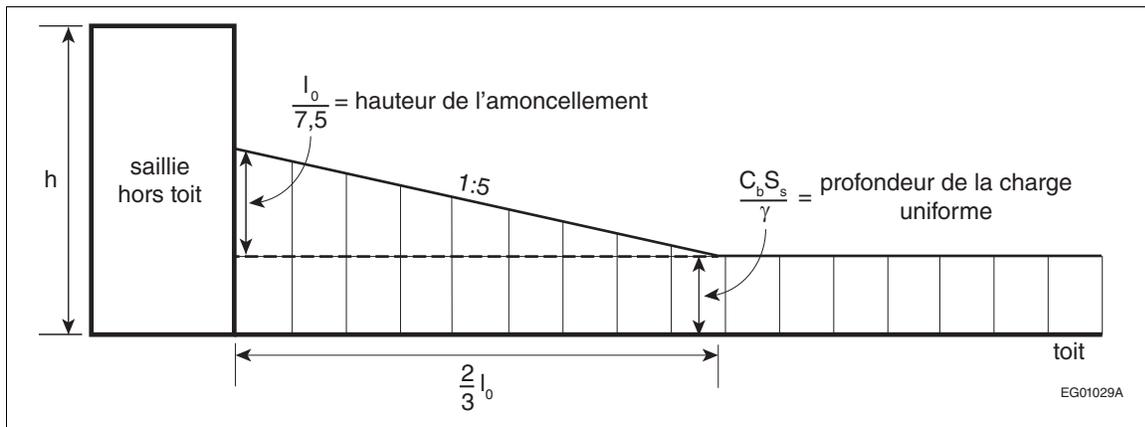


Figure G-8
Profondeur des amoncellements adjacents à une saillie hors toit

Les saillies hors toit sont davantage touchées par les changements de direction du vent compte tenu que les zones d'ombre aérodynamique deviennent facilement des zones d'érosion à la suite d'un changement de direction, ce qui a tendance à limiter la longueur des amoncellements. On suppose

que les amoncellements ne peuvent pas être plus longs que $\frac{2}{3}l_0$ et ceci, combiné à l'hypothèse d'une pente de 1 pour 5, entraîne la deuxième limite pour la hauteur de l'amoncellement, $\left(\frac{C_b S_s}{\gamma} + \frac{1}{7,5}l_0\right)$.

L'article 4.1.6.7. du CNB permet d'utiliser la mesure la moins élevée ou la limite de 0,67h et propose une approche simplifiée pour calculer les charges dues à la neige balayée par le vent autour des saillies hors toit. Toutefois, avec des valeurs de l_0 plus élevées, cette approche simplifiée peut occasionner des charges plus élevées que si la surface autour de la saillie était considérée comme un toit inférieur. Ainsi, le paragraphe 4.1.6.7. 2) du CNB permet que les amoncellements à la base de grandes saillies soient calculés de la même façon que l'on calculerait les amoncellements dans une zone de dénivellation, conformément à l'article 4.1.6.5. du CNB.

Les amoncellements autour des saillies hors toit qui sont d'une longueur inférieure à 3 m peuvent être ignorés puisqu'ils n'auront pas d'incidence considérable sur la structure.

- 44. Effet des panneaux solaires sur les charges dues à la neige.** Les capteurs solaires peuvent influencer sur la répartition de la neige aux changements d'élévation du toit. Les plus gros systèmes de capteurs sont particulièrement préoccupants en raison de la neige qui peut en glisser et fondre, menant à une accumulation de neige et de glace à leur base, et causer une surcharge de la structure aux points de support du système. Ces effets et la configuration des capteurs solaires doivent être pris en considération dans la détermination des charges de calcul pour les nouvelles structures ou l'évaluation de la faisabilité d'une installation ultérieure.

Toits de forme inhabituelle

- 45.** Il est parfois difficile de prédire la charge due à la neige des toits de forme inhabituelle, des toits de très grandes dimensions et des toits sur lesquels l'écoulement d'air est fortement perturbé à cause des bâtiments voisins ou de certaines caractéristiques topographiques. Dans ces cas, le concepteur doit calculer et tracer à l'échelle les épaisseurs de neige en utilisant le poids spécifique approprié de la neige afin de déterminer si les répartitions semblent raisonnables. Dans certaines circonstances, il peut être bénéfique d'avoir recours à des essais en soufflerie ou d'écoulement hydraulique. Les méthodes utilisées pour ces types d'essais visant les charges dues à la neige balayée par le vent et les analyses connexes sont décrites dans la norme ASCE/SEI 49.

Toits servant de stationnement

- 46.** Les toits servant de stationnement doivent être conçus pour les surcharges réparties uniformément précisées dans le tableau 4.1.5.3. du CNB, pour les surcharges concentrées précisées dans le tableau 4.1.5.9. du CNB, ou pour les charges dues à la neige ou à la pluie sur le toit indiquées à la sous-section 4.1.6. du CNB, en retenant les valeurs qui ont l'effet le plus critique dans les éléments en cause. Lorsque l'enlèvement de la neige a lieu de temps à autre, il faut tenir compte des charges du matériel utilisé à cette fin et des tas de neige.

Toits de bâtiments occupés avec enlèvement de neige

- 47.** Les toits qui servent à des usages autres que le stationnement et où la neige est enlevée de temps à autre devraient être calculés en fonction des surcharges indiquées pour l'usage prévu, conformément à la sous-section 4.1.5. du CNB, ou des charges dues à la neige et à la pluie sur le toit indiquées à la sous-section 4.1.6. du CNB, en retenant les valeurs qui ont l'effet le plus défavorable sur les éléments en cause.

Toits de bâtiments occupés sans enlèvement de neige

- 48.** Les toits qui servent à un usage et sur lesquels une charge devrait être maintenue tout au long de l'hiver sans enlèvement de neige devraient être calculés en fonction des effets des charges dues à la neige et des surcharges agissant simultanément en appliquant les coefficients de combinaison de charges du tableau 4.1.3.2.-A du CNB. Un concessionnaire automobile qui utilise le toit pour stationner ses véhicules est l'exemple d'une situation où les deux charges peuvent agir simultanément.

Commentaire G

Toits de bâtiments inoccupés

49. Les toits qui ne servent à aucun usage devraient être calculés en fonction des charges dues à la neige et à la pluie indiquées à la sous-section 4.1.6. du CNB, de la surcharge minimale de 1,0 kPa indiquée au tableau 4.1.5.3. du CNB, ou de la surcharge concentrée minimale de 1,3 kN indiquée au tableau 4.1.5.9. du CNB, en retenant les valeurs qui ont l'effet le plus défavorable sur les éléments en cause.

Pare-soleil

50. Les pare-soleil formés de lattes métalliques sont de plus en plus courants dans les bâtiments. Ces pare-soleil devraient être calculés en fonction des charges dues à la neige et à la glace. Lorsque les espaces horizontaux entre les lattes ne dépassent pas 100 mm, la neige peut recouvrir ces espaces et il faudrait alors considérer le pare-soleil comme s'il était monobloc du point de vue de la charge due à la neige. Lorsque la neige et la glace peuvent glisser d'un toit en pente surplombant le pare-soleil, même des espaces supérieurs à 100 mm peuvent faire en sorte que le pare-soleil se comporte comme s'il était monobloc.

Charge totale et charge partielle

51. Toutes les surfaces de toit, y compris celles pour lesquelles il faut tenir compte des accroissements ou des réductions de charge indiqués aux articles 4.1.6.5. à 4.1.6.12. du CNB, doivent être calculées en fonction de la charge totale spécifiée à l'article 4.1.6.2. du CNB répartie sur toute la surface. Toutefois, les toitures-terrasses, les toits en appentis, les toits à 2 versants à faible pente traités à l'article 4.1.6.9. du CNB et les toits en voûte, les toits arrondis et les dômes mentionnés à l'article 4.1.6.10. du CNB doivent être calculés selon le cas I avec la charge totale sur une partie quelconque de la surface du toit et la demi-charge sur le reste de la surface de manière à produire les effets les plus défavorables sur les éléments ou les assemblages à calculer. Ces exigences ne s'appliquent pas aux répartitions de charges en damier car il est très peu probable qu'elles produisent des conditions critiques pour les éléments porteurs. Elles ne doivent donc pas être prises en compte dans les calculs.^[25] Pour de nombreux types de toit dont certains sont abordés aux articles 4.1.6.9. et 4.1.6.10. du CNB, un petit nombre de ces cas particuliers faisant intervenir la charge totale et les charges partielles doit être envisagé pour assurer un calcul convenable de tous les éléments.
52. Ces exigences sont justifiables parce que l'accumulation de la neige est rarement aussi simple que dans les articles 4.1.6.9. et 4.1.6.10. du CNB. Par conséquent, il faut tenir compte de la charge totale et des charges partielles pour le calcul des éléments porteurs qui sont sensibles aux variations de répartition de la charge (notamment les diagonales des fermes et les poutres en porte-à-faux) et qui ne seraient pas autrement calculés pour des charges asymétriques.

Enlèvement de la neige

53. Bien qu'il soit courant d'enlever la neige des toits dans certaines régions après de fortes chutes, l'article 4.1.6.14. du CNB n'autorise pas pour autant une réduction de la charge due à la neige de calcul pour les raisons suivantes :
- a) l'enlèvement de la neige est incertain : dans plusieurs pays l'expérience a révélé que pendant et après les très fortes tempêtes de neige, la circulation est bloquée et qu'il est souvent impossible pour les équipes de déneigement de se rendre sur place;
 - b) la neige ne peut pas être facilement retirée du centre des toits de grandes dimensions;
 - c) il peut se produire une charge asymétrique indésirable lorsque l'on retire la neige à certains endroits seulement.
54. L'article 4.1.6.14. du CNB n'autorise pas non plus que la charge de calcul due à la neige soit réduite en raison de l'installation de systèmes spéciaux de fonte de la neige qui éliminent périodiquement la neige sur le toit, car l'énergie nécessaire pour la fonte de la neige peut ne pas être disponible en temps utile. De plus, après plusieurs années, on est porté à oublier l'importance de l'utilisation du système, malgré son coût parfois élevé.

Charges dues à la glace sur les structures

55. Les charges dues à la formation de glace sur les éléments des superstructures, les garde-corps, les mâts d'antenne et les enseignes sont traitées dans la norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », et la norme CSA S37, « Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures ».

Pour les charges dues à la glace sur les surfaces verticales et horizontales ainsi que sur les câbles, Environnement et Changement climatique Canada possède un modèle de calcul mis au point à l'aide des données recueillies dans les stations météorologiques. L'article 4.1.6.15. du CNB renvoie les concepteurs à la norme CSA S37 pour de telles structures.

Surcharge minimale des toits

56. Les articles 4.1.5.3. et 4.1.5.9. du CNB prévoient une surcharge de toit uniforme minimale de 1 kPa et une surcharge concentrée minimale de 1,3 kN. Il s'agit de surcharges « dues à l'usage » qui prennent en compte le poids de l'équipement d'entretien, des travailleurs, etc. Elles ne peuvent donc pas être réduites en fonction de l'aire ou en fonction de la pente.

Historique des dispositions relatives aux charges dues à la neige dans le CNB

57. Dans l'édition de 1953 du CNB, on considérait que les charges de calcul dues à la neige étaient égales à la charge de neige au sol, en prévoyant des réductions dans le cas des toits inclinés uniquement. De telles valeurs de charges étaient évidemment grossières avec le résultat que certains toits ont été calculés de façon trop sévère et d'autres pas assez, en particulier dans les régions où le vent amoncelle la neige en grande quantité. Toutefois, il n'existait pas de données sur lesquelles s'appuyer pour faire une évaluation plus poussée des charges avant l'étude effectuée dans tout le pays sur les charges réelles dues à la neige sur les toits, par l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches du Canada (maintenant connu sous le nom de CNRC Construction), avec le concours de plusieurs bénévoles. L'étude en question a fait ressortir la relation qui existe entre les charges au sol et les charges sur les toits, et a permis aux comités chargés de revoir le CNB en 1960 de faire des modifications. La charge sur les toits avait été établie à 80 % de la charge au sol, qui était fondée sur une période de récurrence de 30 années et avait été rectifiée de façon à y inclure l'augmentation de charge imputable à l'eau de pluie absorbée par la neige.
58. Le Comité de révision des charges et des calculs statiques a adopté dans l'édition de 1965 du CNB et du Commentaire sur la partie 4 d'autres modifications qui ont permis d'évaluer de façon plus rationnelle les charges dues à la neige pour le calcul des toits. Toutes les charges de toits ont été liées directement à la charge de neige au sol et on a omis en conséquence la colonne indiquant la charge due à la neige sur les toits au tableau des Valeurs de calcul pour certaines localités canadiennes. La charge de calcul de base pour les toits est demeurée à 80 % de la charge au sol, sauf que pour les toits exposés au vent, on a permis de prendre 60 % de la charge au sol. Cette réduction a été adoptée parce qu'en même temps, on a tenu compte de divers facteurs qui provoquent l'amoncellement de la neige sur des toits. Pour cette réduction on a utilisé des coefficients de charge due à la neige ou coefficients d'accumulation, qui sont représentés sous forme de diagrammes et de formules simples semblables à ceux des articles 4.1.6.5. à 4.1.6.12. du CNB 2015. De plus, la formule de réduction de la charge due à la pente est devenue une fonction linéaire alors qu'en 1960, elle était une fonction en escalier.
59. Dans l'édition 1970 du CNB et du Commentaire, quelques changements mineurs ont été apportés aux exigences relatives aux toits à 2 versants et en voûte et les exigences concernant la charge totale et les charges partielles sont devenues plus rigoureuses : la « charge totale et zéro » a remplacé la « charge totale et demi-charge ».
60. Peu de changements ont été apportés à l'édition 1975 du CNB et du Commentaire, sauf que les exigences relatives aux charges totales et partielles ont été jugées trop rigoureuses et qu'on est revenu à la « charge totale et demi-charge » à la place de la « charge totale et zéro ».
61. Dans les Commentaires 1977 et 1980, les exigences relatives aux charges qui s'exercent sur les toits en voûte ont été modifiées et certains changements ont été apportés en vue de faciliter la compréhension de la question des charges dues à la neige sur les toits.
62. Les exigences du CNB 1985 et du Commentaire ont été réécrites dans le but d'en simplifier la présentation et pour préciser que la charge minimale exigée pour les toits était de 1,0 kPa. De plus, cette charge minimale ne dépendait plus de la pente, le poids spécifique de la neige sur les toits a été augmenté de 1,9 % pour donner $\gamma = 2,4 \text{ kN/m}^3$, le calcul de la charge totale et de la charge partielle a été limité au cas I sur les bâtiments des articles 4.1.6.9. et 4.1.6.10. du CNB 2015 et celui de la charge asymétrique sur les arcs a été simplifié.

Commentaire G

63. Dans le CNB et le Commentaire de 1990, on a donné une nouvelle formule de réduction de pente pour les toits sans obstacles à couverture lisse, une valeur plus élevée pour le poids spécifique de la neige sur les toits $\gamma = 3,0 \text{ kN/m}^3$, on a insisté davantage sur la nécessité de déterminer les charges asymétriques dues à la neige sur les dômes, le minimum C_w est réduit à 0,5 au lieu de 0,75 pour les toits exposés situés au nord de la limite des arbres et les charges de calcul dues à la neige sur les toits ont été divisées en composantes pluie et neige en tenant compte des charges de neige au sol données au chapitre 1 du supplément de 1990.
64. L'édition 1995 du CNB et du Commentaire donnait de nouvelles formules pour le facteur d'accumulation, C_a , utilisé dans le calcul des charges de neige uniformément réparties sur les niveaux supérieur et inférieur de toitures-terrasses de grandes dimensions. Des renseignements supplémentaires ont été fournis pour les charges de neige des toits en contrebas et les accumulations en pointe sur les configurations de toits à deux niveaux.
65. En 2005, la période de récurrence des charges dues à la neige est passée de 30 à 50 ans, et un coefficient de risque pour les charges dues à la neige a été introduit. L'augmentation de la charge sur les toits de grandes dimensions, qui était auparavant prise en compte par le facteur d'accumulation, C_a , a été retirée de C_a et intégrée au coefficient de base de la charge due à la neige, C_b . Les dispositions relatives aux charges asymétriques sur les toits en voûte ont été modifiées pour s'appliquer aux voûtes ayant un rapport de la hauteur à la largeur, h/b , aussi bas que 0,05, comparativement à la limite antérieure de 0,10.
66. Pour l'édition 2010, seules des modifications mineures ont été apportées, dont la clarification des charges dues à la neige balayée par le vent autour des coins des toits supérieurs et des saillies hors toit.

Références

- [1] M.J. Newark, L.E. Welsh, R.J. Morris et W.V. Dynes, Revised Ground Snow Loads for the 1990 National Building Code of Canada, R. can. génie civil, vol. 16, n° 3, juin 1989, pp. 267-278.
- [2] Commission de toponymie du Canada, Base de données toponymiques du Canada (BDTC), Ressources naturelles Canada, site Web : <http://www.rncan.gc.ca/sciences-terre/geographie/noms-lieux/recherche/917/>, courriel : rncan.gnbc-ctc.rncan@canada.ca.
- [3] B.R. Claus, S.O. Russell et P.A. Schaerer, Variation of Ground Snow Loads with Elevation in Southern British Columbia, R. can. génie civil, vol. 11, n° 3, septembre 1984, pp. 480-493.
- [4] D.A. Taylor, A Survey of Snow Loads on the Roofs of Arena-Type Buildings in Canada, R. can. génie civil, vol. 6, n° 1, 1979, pp. 85-96.
- [5] D.A. Taylor, Snow on Two-level Flat Roofs — Measured vs 1990 NBC Loads, R. can. génie civil, vol. 19, n° 1, 1992, pp. 59-67.
- [6] P.A. Irwin, S.L. Gamble, et D.A. Taylor, Effects of Roof Size, Heat Transfer and Climate on Snow Loads: Studies for the 1995 NBC, Revue canadienne de génie civil, vol. 22, n° 4, 1995, pp. 770-784.
- [7] Ministère des Affaires municipales de l'Ontario, Prevention of Excess Snow Accumulation due to Roof Mounted Solar Collectors, (Rapport fait sous contrat par MHTR Ltd., Guelph, Ontario), Toronto, décembre 1981, 76 pp.
- [8] D.A. Taylor, Snow Loads on Sloping Roofs, Two Pilot Studies in the Ottawa Area, R. can. génie civil, vol. 12, n° 2, 1985, pp. 334-343.
- [9] D.A. Taylor, Glissement de la neige sur les toits en pente, Digest de la construction au Canada 228F, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1984, 4 pp.
- [10] R.L. Sack, Snow Loads on Sloped Roofs, ASCE J. Str. Eng., vol. 114, n° 3, mars 1988, pp. 501-517.
- [11] N. Isyumov, Roof Snow Loads — Their Variability and Dependence on Climatic Conditions, Symposium on the Structural Use of Wood in Adverse Environments, 15-18 mai 1978, Vancouver, Van Nostrand Reinhold, 510 pp.
- [12] N. Isyumov et M. Mikitiuk, Climatology of Snowfall and Related Meteorological Variables with Application to Roof Snow Load Specifications, R. can. génie civil, vol. 4, n° 2, 1977, pp. 240-256.
- [13] N. Isyumov et A.G. Davenport, A Probabilistic Approach to the Prediction of Snow Loads, R. can. génie civil, vol. 1, n° 1, 1974, pp. 28-49.

- [14] W.R. Schriever, Y. Faucher et D.A. Lutes, Snow Accumulation in Canada: Case Histories I, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, janvier 1967, CNRC 9287.
- [15] D.A. Lutes et W.R. Schriever, Snow Accumulation in Canada: Case Histories II, DBR Technical Paper 339, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, mars 1971, CNRC 11915.
- [16] J.T. Templin et W.R. Schriever, Loads due to Drifted Snow, ASCE J. Str. Div., vol. 108, n° ST8, août 1982, pp. 1916-1925.
- [17] M.J. O'Rourke et E. Wood, Improved Relationship for Drift Loads on Buildings, R. can. génie civil, vol. 13, n° 6, 1986, pp. 647-652.
- [18] D.A. Taylor, Roof Snow Loads in Canada, R. can. génie civil, vol. 7, n° 1, 1980, pp. 1-18.
- [19] N. Isyumov et M. Mikitiuk, Wind Tunnel Model Tests of Snow Drifting on a Two-level Flat Roof, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 36, partie 2, 1990, pp. 893-904.
- [20] D.J.L. Kennedy, N. Isyumov et M. Mikitiuk, The Effectiveness of Code Provisions for Snow Accumulations on Stepped Roofs, 2nd International Conference on Snow Engineering, Engineering Federation, Santa Barbara, Californie, juin 1992.
- [21] D.A. Taylor, Snow Loads for the Design of Cylindrical Curved Roofs in Canada, 1953-1980, R. can. génie civil, vol. 8, n° 1, 1981, pp. 63-76.
- [22] T.H.R. Kennedy, D.J.L. Kennedy, J.G. MacGregor et D.A. Taylor, Snow Loads in the 1985 National Building Code of Canada: Curved Roofs, R. can. génie civil, vol. 12, n° 3, 1985, pp. 427-438.
- [23] D.A. Taylor, Snow Loads on Roofs in British Columbia – Results of a Survey, Proc. 1991 CSCE Annual Conference, vol. 111, 1991, pp. 205-213.
- [24] California Building Standards Commission (CBSC), 1998 California Building Code, CBSC, Sacramento, Californie, 1998.
- [25] R.L. Booth et D.A. Taylor, Discussion, Design of Light Industrial Buildings, R. can. génie civil, vol. 7, n° 4, 1980, pp. 660-661.

Commentaire H

Charges dues à la pluie

Instabilité due à l'accumulation d'eau	H-1
Références	H-2

Commentaire H

Charges dues à la pluie

1. Le paragraphe 4.1.6.4. 1) du CNB stipule que tout toit sur lequel l'eau peut s'accumuler doit être calculé en fonction de la charge produite par une pluie de 1 jour sur sa projection horizontale. Cette exigence s'applique que le toit soit pourvu ou non de moyens d'évacuation des eaux de pluie, tels que des descentes pluviales. Le concepteur doit déterminer la répartition de la charge due à la pluie en tenant compte de la forme du toit, de sa cambrure, et des flèches dues aux eaux pluviales et au fluage causé par la charge permanente.
2. Nonobstant l'exigence susmentionnée, on considère qu'il est de bonne pratique de déterminer l'emplacement des avaloirs de toit en tenant compte non seulement de la pente du toit, mais aussi de la flèche due au fluage, à la neige et aux eaux pluviales. Ces avaloirs de toit doivent être équipés de dispositifs appropriés pour empêcher qu'ils ne soient obstrués par les feuilles, et le cas échéant, il faut prévoir des dispositifs de trop-plein dans les parapets.
3. Dans certaines régions du Canada, le réseau d'évacuation principal d'un toit peut devenir obstrué en raison des conditions de gel et de dégel. Dans ces régions, les toits doivent être conçus en conséquence.

Instabilité due à l'accumulation d'eau

4. Si une toiture-terrasse est trop flexible, les eaux pluviales ne s'y accumuleront pas uniformément, mais formeront des flaques. Il peut en résulter une instabilité analogue au flambage et susceptible de provoquer sa défaillance par suite d'une charge locale excessive. Dans le cas d'éléments de toits travaillant dans un seul sens sur des appuis simples et solides, cette instabilité peut se produire lorsque leur rigidité est inférieure à EI_{crit} donnée par :

$$EI_{crit} = \rho g S \left(\frac{L}{\pi} \right)^4 \quad (1)$$

où

- E = module d'élasticité;
- I = moment d'inertie de l'élément;
- ρ = masse volumique de l'eau, en kg/m^3 ;
- S = espacement des éléments;
- L = portée.

5. Dans le cas d'un système travaillant dans les deux sens et composé de solives de toit placées sur des poutres, la rigidité critique peut être donnée approximativement par :

$$\frac{EI_{jcrit}}{EI_j} + \frac{EI_{gcrit}}{EI_g} = 1 \quad (2)$$

où EI_{jcrit} et EI_{gcrit} sont données par l'équation (1) pour les solives et les poutres respectivement.

6. Même si l'ensemble du toit a une rigidité supérieure aux valeurs calculées au moyen des équations (1) et (2), les moments et flèches calculés peuvent être amplifiés par suite des effets

Commentaire H

d'accumulation. En pratique on peut exiger une rigidité de toit égale au moins au double de la rigidité critique. Dans le cas d'éléments de toit travaillant dans un seul sens sur appuis solides, les exigences relatives aux flèches peuvent s'exprimer comme suit :

$$w > 15,4L \left(\frac{\Delta}{L} \right)_{\text{admissible}} \quad (3)$$

où w est la charge de calcul, en kPa, prescrite pour le calcul des flèches et $(\Delta/L)_{\text{admissible}}$ est le rapport de la flèche admissible à la portée (voir le tableau D-1 du Commentaire D). Si, pour des éléments de toit travaillant dans un seul sens, la charge de calcul, w , est inférieure à la valeur critique donnée au tableau H-1, il faut envisager les effets dus à l'accumulation d'eau. Cette exigence s'applique particulièrement aux grandes toitures-terrasses dans les zones de forte pluviométrie. Les références [1] à [7] fournissent de plus amples renseignements.

Tableau H-1
Valeurs critiques de w pour l'accumulation d'eau dans le cas d'éléments travaillant dans un seul sens (équation (3))

Rapport flèche/portée	w , en kPa			
	$L = 5$ m	$L = 10$ m	$L = 20$ m	$L = 30$ m
1 : 180	0,43	0,86	1,71	2,57
1 : 240	0,32	0,64	1,28	1,93

Références

- [1] D.A. Sawyer, Ponding of Rainwater on Flexible Roof Systems, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 93, ST1, février 1967, p. 127.
- [2] R.W. Haussler, Roof Deflection Caused by Rainwater Pools, Civil Engineering, vol. 32, octobre 1962, p. 58.
- [3] F.J. Marino, Ponding of Two-Way Roof Systems, Engineering Journal, Am. Inst. of Steel Construction, vol. 3, n° 3, juillet 1966, p. 93.
- [4] Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Am. Inst. of Steel Construction, New York, février 1969.
- [5] A.E. Salama et M.L. Moody, Analysis of Beams and Plates for Ponding Loads, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 93, ST1, février 1967, p. 109.
- [6] J. Chinn, A.H. Mansouri et S.F. Adams, Ponding of Liquids on Flat Roofs, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 95, ST5, mai 1969, p. 797.
- [7] D.A. Sawyer, Roof-Structural Roof-Drainage Interactions, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 94, ST1, janvier 1969, p. 175.

Commentaire I

Charges et effets dus au vent

Changements notables apportés au Code national du bâtiment – Canada 2015 (CNB)	I-1
Changements notables apportés au présent commentaire	I-1
Méthodes de calcul de la charge due au vent	I-1
Pression dynamique de référence	I-4
Méthode statique	I-4
Application	I-4
Coefficient d'exposition, C_e	I-4
Coefficients de rafale, C_g et C_{gi}	I-8
Coefficients de pression, C_p et C_{pi}	I-9
Charge partielle	I-13
Méthode dynamique	I-13
Application	I-13
Coefficient d'exposition, C_e	I-14
Coefficient de rafale, C_g	I-14
Coefficients de pression, C_p	I-17
Charge partielle	I-17
Charge due au vent sur des structures diverses	I-17
Réseaux solaires montés sur des toits	I-17
Murs intérieurs et cloisons	I-23
Stationnements à l'air libre	I-24
Éléments structuraux et ossatures, et structures arrondies	I-24
Charge due au vent accrue par suite de la formation de glace	I-25
Base de calcul du verre (article 4.3.6.1. du CNB)	I-25
Tourbillons alternés	I-27
Flèche horizontale des bâtiments de grande hauteur	I-28
Vibrations des bâtiments	I-28
Exemple de calcul de a_w et de a_D	I-30
Effets de turbulences de sillage et de couloir	I-31
Tornades	I-31
Comparaison des risques sismiques et des risques liés au vent	I-33
Historique des dispositions relatives aux charges dues au vent dans le CNB	I-34
Figures	I-35
Références	I-42

Commentaire I

Charges et effets dus au vent

Changements notables apportés au Code national du bâtiment – Canada 2015 (CNB)

- Déplacement d'information contenue dans le commentaire vers le CNB
- Clarification de la méthode statique, de la méthode dynamique et de la méthode des essais en soufflerie afin de déterminer les charges dues au vent à l'article 4.1.7.1. du CNB
- Introduction d'un coefficient topographique, C_t , qui était précédemment considéré comme faisant partie du coefficient d'exposition, C_e
- Élimination de la direction du vent comme facteur pris en compte dans le calcul des charges dues au vent s'exerçant sur le revêtement extérieur des toits et des murs
- Introduction de dispositions relatives aux ornements, à l'équipement et aux accessoires extérieurs
- Introduction de dispositions traitant de la méthode des essais en soufflerie

Changements notables apportés au présent commentaire

Des discussions sur les sujets suivants ont été ajoutées :

- réseaux solaires montés sur toits
- limites relatives à la dynamique des fluides numérique
- base de calcul du verre fondée sur les normes ASTM E 1300 et CAN/CGSB-12.20-M
- effets de turbulences de sillage ou de couloir
- comparaison des risques parasismiques et des risques découlant des charges dues au vent, et probabilité de défaillance

Méthodes de calcul de la charge due au vent

1. Trois méthodes de détermination de la charge due au vent s'exerçant sur les bâtiments sont indiquées à la sous-section 4.1.7. du CNB, soit la méthode statique, la méthode dynamique et la méthode des essais en soufflerie.
2. La méthode statique convient à la plupart des cas de calcul de charges dues au vent, y compris au calcul du système structural principal de la plupart des bâtiments de faible hauteur et de hauteur moyenne, ainsi que pour la conception du revêtement extérieur de tous les bâtiments. Le système structural principal est un assemblage d'éléments structuraux qui assurent soutien et stabilité au bâtiment dans son ensemble. Le système reçoit généralement des charges dues au vent provenant de plus d'une surface. La structure ou l'élément à calculer dans ces cas sont relativement rigides. Ainsi, une connaissance détaillée des propriétés dynamiques de ces structures ou éléments n'est pas requise, et les actions dynamiques du vent peuvent être représentées par des charges statiques équivalentes.
3. La méthode dynamique vise principalement à déterminer les effets totaux du vent, y compris la réponse de résonance, sur le système structural principal des bâtiments de grande hauteur et les structures élancées ou de grande portée (avec une fréquence inférieure à 1 Hz), mais pas sur les revêtements extérieurs et les éléments structuraux secondaires.^[1] Son format est le même que celui de la méthode statique, sauf que le coefficient de rafale, C_g , et le coefficient d'exposition, C_e ,

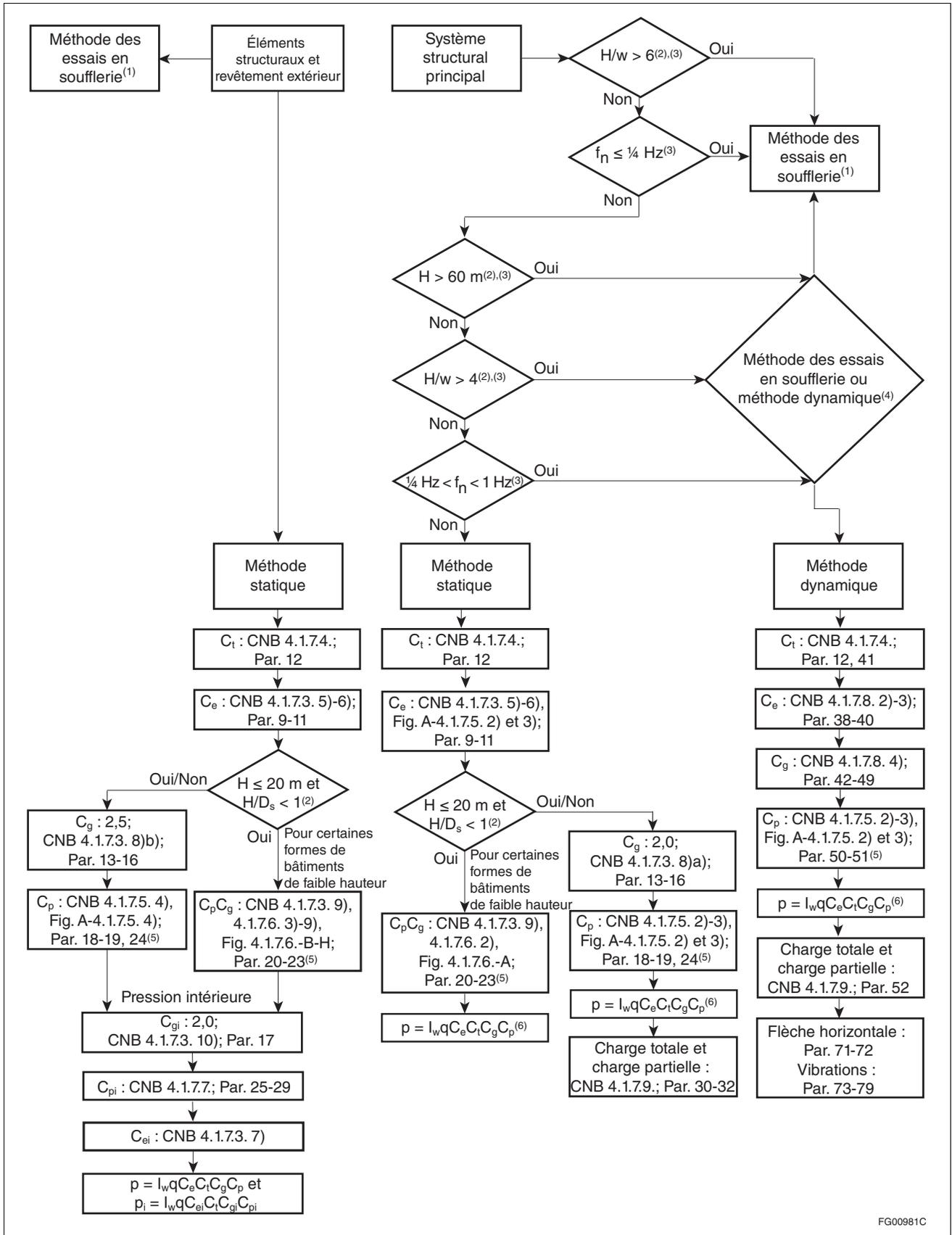
Commentaire I

sont déterminés différemment. C_g est dérivé d'une série de calculs qui prennent en compte les variables suivantes :

- a) l'intensité de la turbulence du vent à l'emplacement, en fonction de la hauteur et de la rugosité du terrain environnant; et
- b) les caractéristiques du bâtiment, comme la hauteur, la largeur, la fréquence propre de vibration et la capacité d'amortissement des oscillations.

Lorsqu'il est multiplié par la pression dynamique de référence, q , par le coefficient de risque, I_w , par le coefficient d'exposition, C_e , et par le coefficient de pression, C_p , le coefficient de rafale devrait donner une pression statique de calcul représentant la même charge maximale que la réponse de résonance à la turbulence réelle du vent. En plus du calcul de la charge due au vent, le calcul de la déformation latérale et de la vibration dues au vent peut également être important pour certains bâtiments qui doivent être calculés au moyen de la méthode dynamique. Ces sujets, ainsi que l'action des tourbillons alternés sur les structures arrondies, sont traités séparément dans le présent commentaire.

4. La méthode des essais en soufflerie consiste à utiliser des essais qui tiennent compte des propriétés dynamiques de la structure du bâtiment. On peut l'utiliser à la place des méthodes statique et dynamique. Elle est particulièrement recommandée pour les bâtiments qui peuvent être soumis à des effets de ballonnement ou de couloir causés par des obstacles contre le vent, des tourbillons alternés ou une instabilité aérodynamique. On peut également l'utiliser pour déterminer les coefficients de pression extérieure dans le calcul du revêtement extérieur des bâtiments dont la géométrie est très différente des formes courantes. La norme ASCE/SEI 49, « Wind Tunnel Testing for Buildings and Other Structures », et les références [2] à [5] donnent de plus amples renseignements sur les techniques d'essai en soufflerie.
5. Les techniques de dynamique des fluides numérique qui utilisent des méthodes de fermeture des turbulences, comme la modélisation de la moyenne de Reynolds appliquée aux solutions de l'équation de Navier-Stokes (RANS) et la simulation à grande échelle (LES), sont à l'occasion utilisées au cours de l'étape de la conception préliminaire pour déterminer les modèles approximatifs de circulation du vent autour des bâtiments du point de vue du confort des piétons et de la dispersion des polluants. Toutefois, les techniques de dynamique des fluides numérique donnent des résultats qui ne sont pas suffisamment précis ou fiables pour permettre la détermination des charges dues au vent qui influent sur l'intégrité structurale dans le contexte de courants turbulents hautement complexes autour des bâtiments. En outre, il n'existe actuellement aucune norme faisant consensus qui définisse les procédures appropriées de dynamique des fluides numérique (p. ex. modèle de fermeture des équations de turbulence, résolution de la grille de calcul, exigences relatives aux pas de temps, durée de la simulation, nombre de directions du vent à simuler, modélisation du milieu environnant, modélisation du terrain face au vent). Le CNB ne permet donc pas l'utilisation de la dynamique des fluides numérique indépendamment de la méthode des essais en soufflerie.
6. Les coefficients d'exposition et certains coefficients de rafale applicables à la méthode statique sont spécifiés aux paragraphes 4.1.7.3. 5), 7), 8) et 10) du CNB. Tous les facteurs et coefficients applicables à la méthode dynamique sont indiqués à l'article 4.1.7.8. du CNB. La figure I-1 montre l'ordinogramme de détermination de la méthode et fournit des renvois aux dispositions applicables de la sous-section 4.1.7. du CNB ainsi qu'au présent commentaire pour aider les utilisateurs à déterminer la charge et les effets dus au vent pour les bâtiments.



FG00981C

Figure I-1
Ordinogramme pour le calcul de la charge et des effets dus au vent sur les bâtiments

Commentaire I

- (1) La méthode des essais en soufflerie est une méthode de conformité acceptable pour tous les cas.
- (2) H représente la hauteur, D_s , la plus petite dimension en plan, et w la largeur effective du bâtiment telle que définie à l'article 4.1.7.2. du CNB.
- (3) Voir aussi l'article 4.1.7.2. du CNB.
- (4) La méthode des essais en soufflerie est recommandée dans certains cas; voir le paragraphe 4.
- (5) Pour les bâtiments ronds ou les toits sphériques ou en voûte, voir les figures I-13 à I-16.
- (6) La pression intérieure doit être prise en considération lorsqu'elle peut influencer les charges appliquées à la structure du bâtiment (p. ex., un soulèvement du toit qui influence les charges axiales appliquées aux poteaux).

Pression dynamique de référence

7. L'annexe C de la division B du CNB contient une description des méthodes utilisées pour obtenir les pressions dynamiques de référence du vent, q , et un tableau énumérant les valeurs pour diverses localités canadiennes, et d'autres données climatiques de calcul. Les valeurs de q ont été calculées à partir du maximum annuel de la vitesse moyenne du vent pendant 60 minutes à une hauteur de 10 m, \bar{V} , en terrain plat à découvert et ont une probabilité annuelle d'être dépassées de 1 : 50 (communément appelée « période de récurrence de 50 ans ». Cette annexe fournit également de l'information sur la conversion de q en \bar{V} , requise dans le calcul de la vitesse moyenne du vent au sommet de la structure, V_H (mentionnée au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB.

Méthode statique

Application

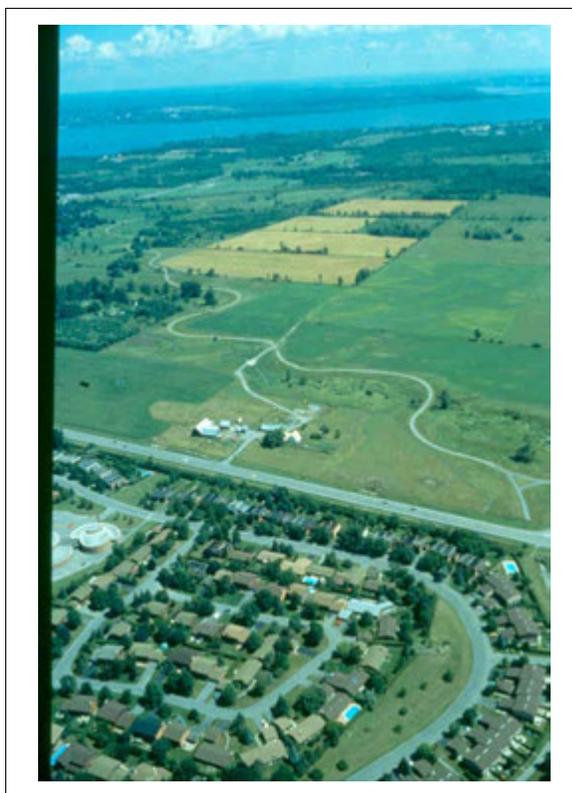
8. On peut utiliser la méthode statique pour calculer les charges dues au vent sur tous les bâtiments, à l'exception des bâtiments visés par l'un des critères indiqués aux paragraphes 4.1.7.2. 2) et 3) du CNB et à la figure I-1.

Coefficient d'exposition, C_e

9. Le coefficient d'exposition, C_e , reflète les changements de vitesse du vent en fonction de la hauteur, ainsi que les effets des variations de la planéité du terrain environnant.
10. La valeur de C_e à utiliser avec la méthode statique est fournie au paragraphe 4.1.7.3. 5) du CNB. Elle est basée sur le profil (variation et hauteur) des pressions exercées par les rafales sur deux types de terrain, soit les terrains à découvert et les terrains rugueux, qui sont illustrés aux figures I-2 à I-5. Pour les terrains à découvert, on suppose que le profil obéit à la puissance 0,2, laquelle équivaut à la puissance 0,1 pour la vitesse des rafales. Pour les terrains rugueux, on suppose la puissance 0,3 pour le profil des pressions exercées par les rafales (équivalant à la puissance 0,15 pour la vitesse des rafales). La rafale dont il est question dure environ 3 à 5 s et représente une parcelle de vent qui, par hypothèse, exerce son effet sur la totalité de la plupart des bâtiments ordinaires.

**Figure I-2**

Exemple de terrain à découvert selon la méthode statique et d'exposition A selon la méthode dynamique, en vue de la détermination du coefficient d'exposition, C_e . (Voir également la figure I-3.) (Reproduit avec la permission de la Commission de la capitale nationale ©CCN/NCC)

**Figure I-3**

Exemples de terrain à découvert et de terrain rugueux selon la méthode statique. Les bâtiments situés à l'avant-plan près de la route devraient être conçus pour une exposition de terrain à découvert. Les bâtiments éloignés de la route qui sont situés plus profondément dans le secteur construit devraient être conçus pour une exposition intermédiaire comme il est indiqué au paragraphe 11, ou une exposition de terrain rugueux comme il est indiqué au paragraphe 10, selon la distance par rapport à la route. (Voir également la figure I-4.) (Reproduit avec la permission de la Commission de la capitale nationale ©CCN/NCC)

Commentaire I



Figure I-4

Exemple de terrain rugueux selon la méthode statique et d'exposition B selon la méthode dynamique. Les bâtiments situés sur le pourtour du lac et du secteur à découvert à l'arrière-plan pourraient devoir être conçus pour une exposition de terrain à découvert. (Reproduit avec la permission de la Commission de la capitale nationale ©CCN/NCC)

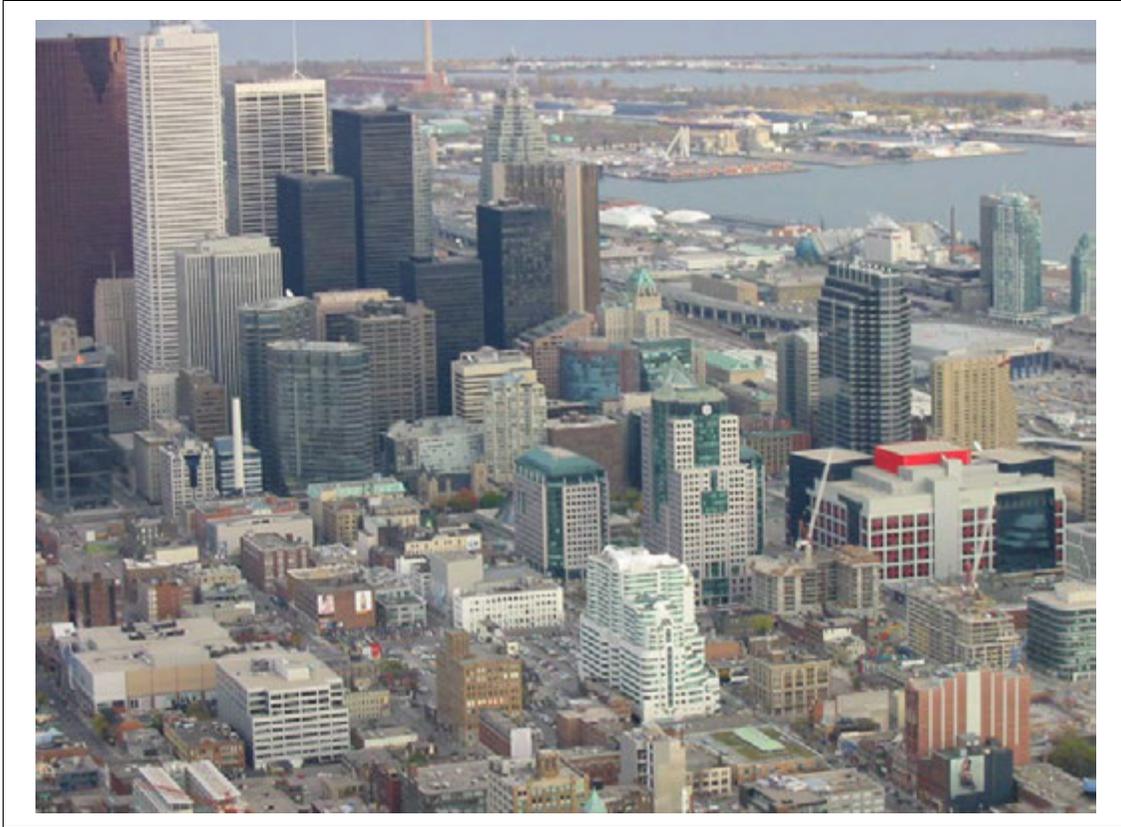


Figure I-5

Exemple d'exposition B selon la méthode dynamique. Les bâtiments situés sur le pourtour du lac, à droite à l'arrière-plan, pourraient devoir être conçus pour une exposition A. En outre, les bâtiments de grande hauteur à l'avant-plan pourraient devoir être conçus selon des méthodes empiriques visant à tenir compte des effets de couloir, de ballotement et de tourbillons alternés. (Reproduit avec la permission de l'entreprise The Helicopter Company, Toronto, 2003)

Changements du terrain

11. La valeur de C_e pour un terrain rugueux fournie au paragraphe 4.1.7.3. 5) du CNB peut être utilisée lorsque le terrain rugueux s'étend dans la direction contre le vent sur au moins 1 km (c.-à-d. $x_r \geq 1$ km) ou sur une distance égale à 20 fois la hauteur du bâtiment, H , si cette dernière valeur est plus élevée. Lorsque le terrain rugueux s'étend sur une distance de moins de 1 km (c.-à-d., $x_r < 1$ km) et que le bâtiment mesure moins de 50 m de hauteur, la valeur de C_e peut être obtenue par interpolation à partir de la valeur pour le terrain à découvert et de la valeur pour le terrain rugueux au moyen des formules suivantes :

pour x_r plus grand que 0,05 km et moins grand que 1 km,

$$C_e = C_{er} \left(0,816 + 0,184 \log_{10} \left(\frac{10}{x_r - 0,05} \right) \right) \leq C_{eo} \quad (1)$$

pour x_r inférieur ou égal à 0,05 km,

$$C_e = C_{eo} \quad (2)$$

où

- x_r = étendue du terrain rugueux contre le vent;
- C_{er} = C_e pour un terrain rugueux; et
- C_{eo} = C_e pour un terrain à découvert.

Les équations (1) et (2) sont fondées sur des études décrites dans la référence [6].

Commentaire I

Augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux – Coefficient topographique, C_t

12. Les collines et les coteaux peuvent augmenter de façon importante la vitesse du vent près du sol. Cet effet se reflète par l'application du coefficient topographique dans la détermination des charges dues au vent pour les bâtiments construits sur une colline ou un coteau. On trouvera à l'article 4.1.7.4. du CNB la méthode à utiliser tant avec la méthode statique qu'avec la méthode dynamique.

Les collines et les coteaux ayant des pentes inférieures à 1 : 10 ne sont pas susceptibles d'engendrer une augmentation considérable de la vitesse du vent. On retrouve une discussion plus détaillée de la question et d'autres modèles simplifiés pour des collines trois dimensions à la référence [7]. Des documents de référence sont mentionnés aux références [8] et [9]. Les essais en soufflerie peuvent être utilisés afin d'obtenir des données de calcul dans d'autres cas.

Coefficients de rafale, C_g et C_{gi}

Généralités

13. Les paragraphes 4.1.7.3. 8) et 10) du CNB contiennent les exigences visant à déterminer le coefficient de rafale extérieur et le coefficient de rafale intérieur. Ces deux coefficients, désignés C_g et C_{gi} , respectivement, sont définis comme étant le rapport entre l'effet maximal et l'effet moyen de la charge. Ils prennent en compte :
- les forces variables de courte durée agissant sur la totalité ou une partie de la structure par suite de la turbulence du vent;
 - les forces variables produites en aval de la structure elle-même;
 - les forces d'inertie additionnelles découlant des mouvements de la structure sous l'action des charges variables; et
 - les forces aérodynamiques additionnelles dues aux changements, dans l'écoulement de l'air autour de la structure, causés par les mouvements de celle-ci (effets aéroélastiques).
14. Toutes les structures sont soumises, à des degrés divers, à l'action de ces forces variables. La réponse totale peut être considérée comme la superposition d'une composante de base qui se comporte de façon quasi statique et d'une composante résonance due aux forces d'inertie découlant de l'excitation au voisinage d'une fréquence de vibration propre. Pour la majorité des structures, la composante résonance est faible et on peut traiter l'effet dynamique en ne prenant en compte que la composante de base, dans les méthodes statiques courantes. Ces structures relèvent de la méthode statique. Dans les structures qui sont particulièrement élevées, élancées, légères, flexibles ou peu amorties, la composante résonance peut être dominante. La méthode statique ne peut donc pas être utilisée.

Coefficient de rafale extérieur, C_g

15. Les valeurs du coefficient de rafale extérieur, C_g , pour les petites structures et les structures de faible hauteur, ou encore pour les structures et les composantes qui présentent une rigidité relativement élevée, sont fournies au paragraphe 4.1.7.3. 8) du CNB.
16. Les coefficients de pression de pointe pour certaines structures de faible hauteur peuvent être déterminés directement à partir d'essais en soufflerie. Ces coefficients sont des valeurs composites de $C_p C_g$ qui incorporent l'effet de rafale en plus des facteurs de forme aérodynamiques et sont fournis à l'article 4.1.7.6. du CNB portant sur les coefficients de pression. Un coefficient de rafale ne devrait donc pas être utilisé en conjonction avec ces coefficients.

Coefficient de rafale intérieur, C_{gi}

17. Comme il est stipulé au paragraphe 4.1.7.3. 10) du CNB, la valeur implicite du coefficient de rafale intérieur, C_{gi} , devrait être considérée comme étant égale à 2,0. Pour les grandes structures constituées d'un volume unique non cloisonné, toutefois, la pression intérieure prend un temps considérable à réagir aux changements de la pression extérieure, ce qui réduit d'autant le coefficient de rafale. Dans ces cas, le coefficient C_{gi} peut être modifié au moyen de l'équation donnée au paragraphe 4.1.7.3. 10) du CNB. La méthode suivante permettant d'estimer C_{gi} qui tient compte de la souplesse de l'enveloppe du bâtiment, peut également être utilisée :

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \tau}} \quad (3)$$

où τ est un paramètre associé au temps requis pour que la pression intérieure réagisse aux changements de pression extérieure aux ouvertures, et τ est calculé comme suit :

$$\tau = \frac{V_0}{6950A} \left[1 + 1,42 \times 10^5 \frac{A_s}{V_0} \delta \right] \quad (4)$$

où

- V_0 = volume intérieur, en m^3 ;
- A = superficie totale de toutes les ouvertures extérieures du volume, en m^2 ;
- A_s = superficie intérieure totale du volume (à l'exclusion des dalles sur le sol), en m^2 ; et
- δ = une mesure de la souplesse de l'enveloppe du bâtiment et de la flèche moyenne vers l'extérieur de l'enveloppe par unité d'augmentation de la pression intérieure, en m^3/N .

L'équation permettant de calculer C_{gi} fournie au paragraphe 4.1.7.3. 10) du CNB utilise une approximation prudente de τ en supposant que la valeur de δ est égale à zéro.

La valeur de δ dépend de nombreux facteurs, notamment la taille du bâtiment, le type de système de revêtement extérieur et la rigidité de la structure de soutien. Une valeur type de δ pour les bâtiments à revêtement extérieur de tôle est d'environ $5 \times 10^{-5} m^3/N$.

Exemple : Supposons un bâtiment dont les dimensions en plan sont de 100 m \times 50 m et qui mesure 20 m de hauteur. Ce bâtiment contient un volume unique non divisé, comporte une ouverture unique de 5 m^2 , et une valeur de $\delta = 5 \times 10^{-5} m^3/N$. Alors $V_0 = 100\,000 m^3$, $A = 5 m^2$, et $A_s = 6000 + 5000 = 11\,000 m^2$. Donc

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{10^5}{6950 \times 5} \left[1 + 1,42 \times 10^5 \frac{1,1 \times 10^4}{10^5} 5 \times 10^{-5} \right] \\ &= 2,88 [1 + 0,78] \\ &= 5,1 \end{aligned}$$

et

$$\begin{aligned} C_{gi} &= 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + 5,1}} \\ &= 1,40 \end{aligned}$$

La valeur de C_{gi} pour cet exemple en particulier aurait été de 1,51 si la souplesse du revêtement extérieur avait été ignorée, c.-à-d. si l'équation au paragraphe 4.1.7.3. 10) avait été utilisée.

Coefficients de pression, C_p et C_{pi}

Généralités

18. Les coefficients de pression sont les rapports non dimensionnels des pressions réelles exercées par le vent sur la surface d'un bâtiment à la vitesse du vent à la hauteur de référence. Ils tiennent compte des effets de la forme aérodynamique du bâtiment, de l'orientation de la surface par rapport au vent et du profil de vitesse du vent. Les coefficients de pression sont ordinairement déterminés à partir d'essais en soufflerie sur des modèles à échelle réduite, même si des mesures sont à l'occasion prises à partir de bâtiments en vraie grandeur. Il est très important de simuler le profil naturel de la vitesse du vent et la turbulence en soufflerie; les expériences réalisées en écoulement uniforme régulier peuvent être trompeuses.^{[10][11]}

Directionnalité

19. À tout emplacement géographique donné, les vents sont plus forts dans certaines directions. La probabilité que la direction du vent le plus fort s'alignera sur la direction qui produit la pression la plus élevée sur une surface donnée est de moins de 100 %. La charge réelle due au vent sur une

Commentaire I

surface donnée sera en conséquence inférieure à la charge calculée en combinant la pression de la vitesse de référence du vent pour l'emplacement avec le coefficient de pression de pointe pour la surface. Une tolérance pour les effets de la directionnalité a été incluse dans les charges pondérées et donc aucune autre réduction ne devrait y être apportée, à moins que les charges ne soient déterminées au moyen d'une étude détaillée des essais en soufflerie.

Coefficients de pression extérieure pour les bâtiments ayant une hauteur ≤ 20 m et inférieure à la plus petite dimension en plan

20. Les coefficients de pression extérieure recommandés, en vue du calcul des bâtiments ayant une hauteur d'au plus 20 m, sont indiqués à l'article 4.1.7.6. du CNB. Ces coefficients sont basés sur les données obtenues grâce à des essais systématiques en soufflerie à couche limite. Dans plusieurs cas, ces données ont été vérifiées par rapport à des mesures prises en vraie grandeur. Les coefficients sont basés sur les pressions de rafale et tiennent en conséquence compte du coefficient de rafale, C_g ; ces coefficients correspondent donc au produit de C_p par C_g . Ces coefficients s'appliquent à la surface tributaire associée à l'élément ou au composant en question, sur laquelle la pression dynamique est sensée agir.
21. Les coefficients de rafale-pression extérieures donnés à l'article 4.1.7.6. du CNB conviennent plus aux bâtiments dont le rapport de la hauteur à la largeur est inférieur à 1,0 et dont la hauteur de référence ne dépasse pas 20 m, où la largeur est basée sur la plus petite dimension en plan, D_s . Au-delà de ces limites, l'article 4.1.7.5. du CNB doit être utilisé. Ces coefficients sont basés sur les références [12] et [13].
22. La figure 4.1.7.6.-A du CNB donne les valeurs de $C_p C_g$ pour le système structural principal du bâtiment sur lequel les pressions du vent s'exercent simultanément sur toutes les surfaces, comme dans le cas des bâtiments à ossature. La répartition simplifiée des charges de la figure 4.1.7.6.-A a été mise au point de manière à rendre, de la façon la plus exacte possible, les efforts structuraux (poussée horizontale, soulèvement, moments de l'ossature) déterminés directement à partir d'expériences. Ces résultats tiennent compte de la charge partielle due aux rafales mentionnée au paragraphe 4.1.7.9. 1) du CNB.
23. Les figures 4.1.7.6.-B à 4.1.7.6.-H du CNB servent au calcul du revêtement extérieur et des éléments structuraux, comme les pannes et les entremises, qui sont touchés surtout par le vent agissant sur des surfaces simples. Elles devraient également être utilisées pour le calcul des éléments structuraux à simple surface, comme les toits qui n'ont pas de liaisons résistant aux moments à l'intersection des murs. Dans un tel cas, il n'est pas nécessaire d'inclure les charges de bordure à tout le périmètre du toit, mais seulement au voisinage des bords au vent. Pour les pentes supérieures à 7° dont la bordure du faîte doit aussi résister à des charges plus fortes, il suffit de prendre en compte pour ces charges le côté sous le vent. Pour les charges de bordure situées ailleurs, on peut utiliser les valeurs prescrites pour les parties centrales.

Voir les références [14] à [25] pour plus d'information et de clarification sur les notes des figures 4.1.7.6.-B à 4.1.7.6.-E du CNB comme suit :

- références [14] et [15] pour les façades sur lesquelles se trouvent des nervures verticales ayant une profondeur de plus de 1 m mentionnées à la note (5) de la figure 4.1.7.6.-B et à l'alinéa 4.1.7.5. 4)b) du CNB
- références [16] et [17] pour les toits en surplomb mentionnés à la note (1) de la figure 4.1.7.6.-C du CNB
- référence [18] pour les surfaces tributaires supérieures à 100 m² mentionnées à la note (6) de la figure 4.1.7.6.-C du CNB
- références [19] et [20] pour les toits qui sont bordés par un parapet de 1 m ou plus de hauteur mentionnés à la note (7) de la figure 4.1.7.6.-C du CNB
- références [21] et [22] pour les toitures-terrasses en gradins mentionnées à la note (1) de la figure 4.1.7.6.-D du CNB
- références [23] et [24] pour les toits en surplomb mentionnés à la note (1) de la figure 4.1.7.6.-E du CNB
- référence [25] pour les toits en croupe mentionnés à la note (5) de la figure 4.1.7.6.-E du CNB

Coefficients de pression extérieure pour les bâtiments de toute hauteur

24. L'article 4.1.7.5. du CNB donne les coefficients de pression extérieure, C_{pv} , qui peuvent être utilisés pour le calcul des bâtiments de toute hauteur.

Aux paragraphes 4.1.7.5. 2) et 3) du CNB, les coefficients sont indiqués sous la forme de coefficients de pression, C_p , moyennés en fonction du temps ou de l'espace pour le calcul du système structural principal et des toits.

On retrouve au paragraphe 4.1.7.5. 4) du CNB les valeurs moyennes de pression locale C_p établies en fonction du temps pour le calcul du revêtement extérieur et des éléments structuraux secondaires qui le soutiennent.

Le paragraphe 4.1.7.5. 5) du CNB contient les coefficients moyens de pression locale établis en fonction du temps pour le calcul des garde-corps de balcons.

Les figures A-4.1.7.5. 2) et 3) du CNB présentent les valeurs de C_e et C_p telles qu'elles sont définies aux articles 4.1.7.3. et 4.1.7.5. du CNB, respectivement, pour le calcul du système structural principal. La figure A-4.1.7.5. 4) du CNB présente les valeurs de C_p pour le calcul du revêtement extérieur et des éléments structuraux secondaires qui supportent le revêtement.

Le tableau I-1 indique quelle figure du CNB consulter pour dériver les coefficients de pression pour tous les types de bâtiments.

Tableau I-1
Index des figures du CNB contenant des coefficients de pression extérieure

Caractéristique du bâtiment	Élément structural	Pente du toit (α)	Numéro de la figure du CNB	Coefficient donné	
$H \leq 20$ m et $H/D_s^{(1)} < 1$	Système structural principal	—	4.1.7.6.-A	$C_p C_g$	
	Éléments structuraux et revêtement extérieur mural	—	4.1.7.6.-B		
	Éléments structuraux et revêtement extérieur de toit	a) général	$\alpha \leq 7^\circ$		4.1.7.6.-C
		b) terrasse en gradins	$\alpha = 0^\circ$		4.1.7.6.-D
	c) à deux versants et en croupe, faite simple	$\alpha \leq 7^\circ$	4.1.7.6.-C		
		$\alpha > 7^\circ$	4.1.7.6.-E		
	d) à deux versants, faites multiples	$\alpha \leq 10^\circ$	4.1.7.6.-C		
		$\alpha > 10^\circ$	4.1.7.6.-F ^[26] [27]		
	e) pente simple	$\alpha \leq 3^\circ$	4.1.7.6.-C		
		$3^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	4.1.7.6.-G ^[28] [29]		
f) en dents de scie	$\alpha \leq 10^\circ$	4.1.7.6.-C			
	$\alpha > 10^\circ$	4.1.7.6.-H ^[29]			
Bâtiment de toute hauteur	Système structural principal	—	A-4.1.7.5. 2) et 3)	C_p	
	Éléments structuraux et revêtement extérieur de toit et de mur	—	A-4.1.7.5. 4)		

(1) D_s = plus petite dimension en plan

Coefficient de pression intérieure, C_{pi}

25. Le coefficient de pression intérieure, C_{pi} , définit l'effet du vent sur la pression d'air à l'intérieur du bâtiment et joue un rôle important dans le calcul du revêtement extérieur et du système structural principal. L'ordre de grandeur de ce coefficient dépend de la répartition et de l'importance des surfaces d'infiltration et des ouvertures qui font communiquer l'intérieur avec l'extérieur. Avec de très petites fissures et pores répartis uniformément, l'infiltration est lente. Si la pression intérieure se stabilisera à une valeur approximativement égale à la pression extérieure moyenne qui s'exerce sur la surface exposée du bâtiment, l'influence des rafales sera toutefois atténuée. Lorsque les ouvertures aménagées dans l'enveloppe du bâtiment sont plus grandes — au niveau des portes ou des fenêtres — la pression intérieure a tendance à se rapprocher de la pression extérieure près de la plus grande ouverture principale et les pressions de rafale sont ressenties à l'intérieur.

26. En raison de la variabilité et de l'incertitude dans les dimensions et la répartition des ouvertures, les coefficients de pression intérieure peuvent varier considérablement. Face à ces incertitudes, il est approprié d'utiliser les coefficients fournis au tableau 4.1.7.7. du CNB tant pour la méthode statique que pour la méthode dynamique. Le choix du coefficient dépend de la présence ou non d'ouvertures importantes et de la répartition uniforme ou non de petites ouvertures produisant des infiltrations en arrière-plan. Dans ce contexte, on considère comme importante une ouverture ou une combinaison d'ouvertures, dans un mur quelconque, offrant un passage au vent et dont la surface dépasse de 2 fois ou plus la surface de fuite du reste de l'enveloppe, toit compris. Une ouverture importante peut être constituée par des portes d'entrée, des portes réservées aux marchandises, des fenêtres et des ouvertures de ventilation si, pendant une tempête, ces portes, fenêtres ou ouvertures sont ouvertes à cause des conditions normales d'utilisation ou à la suite de dommages imprévus.

Pour tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent régner, trois catégories d'ouvertures de bâtiment sont prévues à l'article 4.1.7.7. du CNB.

Ouverture de bâtiment de catégorie 1 : $C_{pi} = -0,15$ à $0,0$

Cette catégorie s'applique aux bâtiments qui ne comportent pas de grandes ouvertures, mais de petites ouvertures réparties uniformément et représentant moins de 0,1 % de la surface totale du bâtiment. La valeur de C_{pi} devrait être $-0,15$, sauf lorsque de telles ouvertures réduisent une charge extérieure, auquel cas $C_{pi} = 0$ devrait être utilisé. Même à l'intérieur des bâtiments qui ont de petites ouvertures réparties, la pression intérieure fluctue, et les fluctuations atteignent à l'occasion 0. Cette catégorie comprend les bâtiments de grande hauteur qui sont théoriquement étanches, ne comportent pas de fenêtres manoeuvrables et de portes-moustiquaires, et sont ventilés mécaniquement. Certains bâtiments de faible hauteur moins courants, comme les entrepôts sans fenêtres dont les portes sont bien protégées contre les tempêtes, appartiennent également à cette catégorie.

Ouverture de bâtiment de catégorie 2 : $C_{pi} = -0,45$ à $+0,3$

Cette catégorie comprend les bâtiments où les grandes ouvertures peuvent être fermées pendant les tempêtes, mais dont les infiltrations par l'enveloppe ne sont pas nécessairement réparties uniformément. La plupart des bâtiments de faible hauteur tombent dans cette catégorie si tous les éléments — en particulier les portes réservées aux marchandises — sont conçus pour résister au vent. La plupart des bâtiments de grande hauteur dotés de fenêtres manoeuvrables ou de portes de balcon appartiennent également à cette catégorie.

Ouverture de bâtiment de catégorie 3 : $C_{pi} = -0,7$ à $+0,7$

Cette catégorie comprend les bâtiments qui ont des ouvertures importantes par lesquelles les rafales pénètrent à l'intérieur. Les bâtiments ayant une porte ou une fenêtre ouverte en permanence et les hangars ouverts sur un ou plusieurs côtés constituent des exemples de bâtiments entrant dans cette catégorie. Les bâtiments de protection civile devraient également être classés dans la catégorie 3 afin d'obtenir un niveau de fiabilité plus élevé.

27. Pendant une tempête, le risque que des objets emportés par le vent brisent de grands panneaux vitrés non protégés (ou d'autres composants vulnérables) est toujours présent. Les structures abritant des services de protection civile doivent être capables de résister à tous les dommages causés par le bris du verre et doivent satisfaire aux exigences prescrites pour les ouvertures de bâtiment de catégorie 3. Pour les autres structures, dans lesquelles le verre est calculé pour résister au vent et qui sont suffisamment protégées contre le risque de soulèvement du toit, les risques de dommages causés aux vitrages par les débris sont pris en compte par les facteurs normaux de charge due au vent.
28. Dans la plupart des cas, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les pressions intérieures qui ne sont pas réparties uniformément, sauf pour le calcul des cloisons (voir le paragraphe 4.1.7.10. 1) du CNB). Pour les besoins du calcul, la plupart du temps, les deux valeurs limites de la pression intérieure peuvent être prises en compte séparément. Il peut y avoir des exceptions si les compartiments intérieurs du bâtiment sont bien étanches et que les dommages occasionnés par le vent ou d'autres phénomènes semblables risquent d'exposer une partie du bâtiment aux conditions de l'ouverture de bâtiment de catégorie 3, le reste du bâtiment appartenant toujours à une ouverture de bâtiment de catégorie 1 ou 2, ce qui produirait un déséquilibre des pressions à l'intérieur.
29. Les pressions intérieures sont aussi modifiées par la ventilation mécanique et par l'effet de tirage dû à la différence de température entre l'air intérieur et l'air extérieur. Dans les conditions normales de fonctionnement, les installations de ventilation mécanique créent un différentiel inférieur à $0,1$ kPa

de part et d'autre d'un mur, mais, pour des différences de température de 40 °C, l'effet de tirage pourrait représenter un différentiel de 0,2 kPa pour 100 m de hauteur de bâtiment.^[30]

Charge partielle

30. La charge partielle due au vent peut, dans certains cas, causer des effets plus graves que la charge totale. Les variations de pression observées en cas de turbulences indiquent une charge réduite sur des portions des faces d'un bâtiment, laquelle peut produire une torsion additionnelle en raison du déplacement horizontal du vecteur de charge due au vent. Une charge réduite mais simultanée le long des principaux axes peut être provoquée par le vent soufflant diagonalement par rapport au bâtiment, ce qui peut soumettre certains éléments structuraux à des contraintes plus élevées que les contraintes produites par le vent le long de tout axe principal. Certaines structures, comme les toits en voûte, peuvent être soumises à des contraintes plus élevées sous l'effet d'une charge partielle. Le paragraphe 4.1.7.9. 1) du CNB exige en conséquence que tous les bâtiments soient calculés en fonction des charges partielles tout autant que de la charge totale.
31. Lorsque les bâtiments de faible hauteur sont calculés selon la méthode statique et conformément aux spécifications de la figure 4.1.7.6.-A du CNB, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les charges déséquilibrées (voir le paragraphe 22). Les bâtiments de grande hauteur, en plus d'être calculés en fonction de la pleine charge due au vent le long de chacun de leurs axes principaux, comme il est montré au cas A de la figure A-4.1.7.9. 1) du CNB, devraient faire l'objet d'une vérification de la torsion additionnelle maximale découlant des charges partielles créées par l'application de la pression dynamique à une partie seulement des aires du bâtiment, comme il est montré au cas B de la figure A-4.1.7.9. 1) du CNB.
32. Pour prendre en compte les effets potentiellement plus graves causés par le vent soufflant diagonalement, ainsi que la tendance des structures à osciller transversalement par rapport à la direction du vent, on devrait calculer les structures de grande hauteur de façon qu'elles puissent résister à 75 % des pressions dynamiques maximales appliquées simultanément dans chacune des directions principales, comme il est montré au cas C de la figure A-4.1.7.9. 1) du CNB. Il conviendrait en outre d'étudier l'influence qu'aurait un retrait de 50 % des charges du cas C sur des parties des aires où la torsion est maximisée, comme il est montré à la figure A-4.1.7.9. 1) du CNB, cas D. Les références [31] et [32] traitent plus en détail des effets des charges combinées.

Méthode dynamique

Application

33. Le paragraphe 4.1.7.1. 3) du CNB exige l'utilisation de la méthode dynamique ou de la méthode des essais en soufflerie pour les bâtiments dont la hauteur est supérieure à 4 fois leur largeur effective minimale, ou à plus de 60 m, ou pour les autres bâtiments dont la fréquence propre la plus faible, telle que déterminée par une analyse rationnelle, est < 1 Hz et $\geq \frac{1}{4}$ Hz. La largeur effective minimale est définie au paragraphe 4.1.7.2. 2) du CNB.
34. Le paragraphe 4.1.7.1. 4) du CNB exige que la méthode des essais en soufflerie soit utilisée pour les bâtiments dont la fréquence propre la plus faible, f_n , est inférieure ou égale à $\frac{1}{4}$ Hz telle que déterminée par une analyse rationnelle, ou ayant une hauteur correspondant à plus de 6 fois leur largeur effective minimale.
35. La fréquence propre la plus faible, f_n , mentionnée aux paragraphes 4.1.7.2. 2) et 3) du CNB peut être déterminée au moyen de la modélisation par éléments finis ou estimée au moyen de l'approche suivante (méthode de Rayleigh) :
 - le bâtiment est divisé en un certain nombre, N , de niveaux verticaux, chaque niveau étant typiquement un étage appelé le i^e niveau ou le toit;
 - à chaque niveau ou étage est associée une force du vent, F_i , qui peut être calculée au moyen de la méthode statique;
 - à chaque niveau ou étage est également associée une masse, M_i ; et
 - les flèches horizontales de chaque étage, x_i , causées par F_i sont calculées au moyen des méthodes appropriées d'analyse statique, y compris la flèche du niveau supérieur, x_N , soit au N^e niveau.

Commentaire I

La fréquence propre la plus faible, exprimée en Hz, peut ensuite être estimée au moyen de l'équation suivante :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N F_i \frac{x_i}{x_N}}{x_N \sum_{i=1}^N M_i \left(\frac{x_i}{x_N}\right)^2}} \quad (5)$$

Il est important de noter que la fréquence déterminée à partir de l'équation (5) doit être utilisée seulement pour l'estimation de la fréquence propre la plus faible déclenchant l'obligation d'utiliser la méthode dynamique pour le calcul des forces du vent, et non dans le calcul des charges sismiques théoriques.

36. Dans la méthode dynamique utilisée pour le calcul de la charge due au vent sur la structure du bâtiment, le coefficient d'exposition, C_{ev} , et le coefficient de rafale extérieur, C_{ge} , sont différents des coefficients utilisés dans la méthode statique, mais le coefficient de pression, C_{pe} , est le même. Voir la figure I-1 pour des directives sur la façon d'utiliser la méthode dynamique pour la structure de concert avec la méthode statique pour le revêtement extérieur.
37. En plus du calcul de la charge due au vent, le calcul de la flèche horizontale causée par le vent, des vibrations et des tourbillons alternés peut également être important pour certains bâtiments qui doivent être calculés selon la méthode dynamique. Ces sujets sont traités séparément dans les sections du présent commentaire intitulées « Flèche horizontale des bâtiments de grande hauteur », « Vibrations des bâtiments » et « Tourbillons alternés ».

Coefficient d'exposition, C_e

38. Dans la méthode dynamique, le coefficient d'exposition, C_{ev} , est fondé sur le profil de la vitesse moyenne du vent, qui varie considérablement en fonction de la rugosité générale du terrain sur lequel le vent souffle avant d'atteindre le bâtiment. Pour déterminer le coefficient d'exposition, deux catégories d'exposition ont été établies et sont illustrées aux figures I-2 à I-5.
39. Les expositions B ne doivent être utilisées que si la rugosité pertinente du terrain persiste en direction de la provenance du vent sur une distance d'au moins 1,0 km ou de 20 fois la hauteur du bâtiment, H , si cette dernière valeur est plus élevée, et le coefficient d'exposition doit être recalculé si la rugosité du terrain diffère d'une direction à une autre.
40. En plus d'être utilisé pour calculer les pressions sur les surfaces des bâtiments, le coefficient d'exposition est nécessaire au calcul de la vitesse horaire moyenne du vent au faite du bâtiment, V_H , et du coefficient de rafale, C_g (paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB).

Augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux

41. Le coefficient topographique, C_t , abordé à l'article 4.1.7.4. du CNB, sert à tenir compte de l'augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux tant dans la méthode statique que dans la méthode dynamique. L'augmentation de la vitesse du vent, qui influe principalement sur la vitesse moyenne du vent et non sur l'amplitude des turbulences, est prise en compte dans la formulation de C_t .

Coefficient de rafale, C_g

Généralités

42. La discussion générale sur le coefficient de rafale présentée aux paragraphes 13 et 14 pour la méthode statique s'applique également à la méthode dynamique.

Coefficient de rafale extérieur, C_g

43. Le rapport d'amortissement critique, β , qui est exigé à l'article 4.1.7.8. du CNB pour calculer la réaction du vent, est basé principalement sur des expériences faites sur de vraies structures. Pour le

calcul des charpentes en acier et en béton armé, on utilise généralement des valeurs, exprimées en fraction de l'amortissement critique, de 0,01 et 0,02, respectivement. Parmi les exemples de bâtiments composites auxquels une valeur β de 0,015 s'applique, on retrouve les bâtiments ayant une charpente en acier et des noyaux de béton, et les bâtiments dans lesquels l'acier et le béton résistent aux charges latérales. Par ailleurs, les mâts, les cheminées et les bâtiments extrêmement élancés, qui résistent aux charges dues au vent principalement en raison d'une structure en porte-à-faux, peuvent avoir un rapport d'amortissement inhérent ou structural bien plus faible. L'amortissement dynamique dans la direction du vent devient significatif lorsque la vitesse du vent est élevée, mais ne contribue pas à limiter le mouvement perpendiculaire à la direction du vent dû aux tourbillons alternés. Des semelles de répartition sur sol meuble ou sur sol semi-consistant fournissent un amortissement plus élevé par rapport aux fondations sur pieux ou aux semelles de répartition sur sol consistant et sur roche. On trouvera un tableau des valeurs d'amortissement mesurées sur plus de 20 cheminées à la référence [33] et les résultats pour cinq autres cheminées sont fournies à la référence [34]. Le décrétement logarithmique mentionné est de 2π fois le rapport d'amortissement critique. Sachs^[33] conclut en établissant une plage de valeurs allant de 0,002 à 0,008 pour β pour l'amortissement global des cheminées d'acier circulaires soudées et sans chemisage, et suggère d'utiliser les valeurs minimales lors de la conception. Les valeurs correspondantes pour les cheminées d'acier soudées avec chemisage et pour les cheminées en béton armé sans chemisage ont été établies comme suit : 0,005 à 0,01 et 0,01 à 0,02, respectivement.

Notes explicatives touchant σ/μ et g_p

44. On peut évaluer la réaction d'un bâtiment haut et élancé aux effets d'une force fluctuant au hasard en le traitant simplement comme une structure libre en tête, rigide et montée sur ressorts, dont les propriétés dynamiques sont dictées par une seule fréquence propre et une valeur appropriée d'amortissement. La variance de la quantité produite, ou l'effet de charge, est l'aire comprise sous le spectre de l'apport, c'est-à-dire la force agissante, après multiplication par la fonction de transfert. La fonction de transfert est le carré du coefficient bien connu d'amplification de la charge dynamique d'un système mécanique oscillant à un seul degré de liberté.
45. Lorsque le vent est la force fluctuant au hasard, le spectre de la vitesse du vent doit d'abord être multiplié par une autre fonction de transfert appelée fonction d'admission aérodynamique, laquelle décrit la modification de sa turbulence au contact du bâtiment, du moins en ce qui concerne sa capacité à produire une action sur le bâtiment en question.
46. Pour le calcul du rapport de l'écart-type de l'effet de charge, σ , à l'effet de charge moyen, μ , c.-à-d. le coefficient de variation, σ/μ , le spectre de la vitesse du vent est représenté par une expression algébrique fondée sur des observations réelles. La fonction d'admission aérodynamique est aussi une expression algébrique, calculée d'après des hypothèses simplifiées mais qui semblent en accord raisonnable avec les observations expérimentales dont on dispose actuellement. Le spectre de la vitesse du vent est une fonction de la fréquence et prend la forme d'une large bosse (voir la figure A-4.1.7.8. 4)-C du CNB). L'admission aérodynamique a pour effet de réduire les ordonnées de la courbe du côté droit de la bosse, de façon de plus en plus prononcée à mesure que la fréquence augmente. Cela explique en partie la réduction d'efficacité des charges produites par les petites rafales sur une grande surface. Le coefficient d'amplification de la charge dynamique, ou admission mécanique, a tendance à créer une nouvelle pointe ou bosse dont le centre se trouve à la fréquence propre de la structure, ordinairement à la droite de la large pointe, qui représente la densité maximale de la puissance fluctuante du vent.
47. L'aire comprise sous le spectre de la charge, dont la racine carrée est le coefficient de variation, σ/μ , est égale à la somme de deux composantes qui sont, d'une part, l'aire située sous la large bosse, qui doit être intégrée numériquement pour chaque structure, et, d'autre part, l'aire située sous la pointe de résonance, pour laquelle il existe une seule expression analytique. Ces composantes sont représentées par B et sF/β , respectivement, dans l'expression pour σ/μ au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB. On peut considérer que le rapport K/C_{eH} modifie le résultat selon le niveau approprié de l'apport de turbulence. Si la résonance est faible, le rapport sF/β le sera également en comparaison avec la turbulence d'arrière-plan, B, et inversement.
48. Le coefficient de pointe, g_p , dépend du nombre moyen de fois que la valeur moyenne de l'effet de charge est surpassée pendant un temps moyen de 1 heure (3 600 s). La relation fonctionnelle de la figure A-4.1.7.8. 4)-A du CNB prévaut lorsque la distribution de probabilité de l'effet de charge présente une répartition normale (Gaussienne).^[35]

Commentaire I

Exemple de calcul de C_g

49. L'exemple de calcul suivant montre comment calculer le coefficient de rafale, C_g .

Caractéristiques du bâtiment et hypothèses relatives à l'emplacement :

Hauteur, H : 183 m

Largeur effective perpendiculairement au vent, w : 30,5 m

Profondeur effective dans la direction du vent, d : 30,5 m

Fréquence propre fondamentale, f_{nD} : 0,2 Hz

Rapport d'amortissement critique, β : 0,015

Terrain : Exposition B

Vitesse de référence du vent, \bar{V} , à 10 m et en terrain dégagé : 27,4 m/s

Étape 1 : Calculer les paramètres requis.

$$C_{eH} = 1,90 \text{ (d'après les figures A-4.1.7.8. 2) et 3) du CNB)}$$

$$\begin{aligned} V_H &= \bar{V} \sqrt{C_{eH}} \text{ (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB)} \\ &= 27,4 \times \sqrt{1,90} \\ &= 37,8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w/H &= \text{rapport largeur-hauteur} \\ &= 30,5/183 \\ &= 0,17 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{nD}/V_H &= \text{nombre d'ondes pour le calcul de F} \\ &= 0,2/37,8 \\ &= 0,0053 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{nD}H/V_H &= \text{fréquence réduite pour le calcul de s} \\ &= 0,2 \times 183/37,8 \\ &= 0,968 \end{aligned}$$

Étape 2 : Calculer σ/μ (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB) au moyen des paramètres suivants :

$K = 0,10$ pour l'exposition B;

$B = 0,62$ (d'après la figure 4.1.7.8. du CNB);

$s = 0,11$ (d'après la figure A-4.1.7.8. 4)-B) du CNB);

$F = 0,28$ (d'après la figure A-4.1.7.8. 4)-C) du CNB; et)

$\beta = 0,015$ (donné).

$$\begin{aligned} \sigma/\mu &= \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta} \right)} \\ &= \sqrt{\frac{0,10}{1,90} \left(0,62 + \frac{0,11 \times 0,28}{0,015} \right)} \\ &= 0,375 \end{aligned}$$

Étape 3 : Calculer v (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB.

$f_{nD} = 0,2$ Hz (donnée)

$$\begin{aligned} v &= f_{nD} \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \\ &= 0,2 \sqrt{\frac{0,11 \times 0,28}{0,11 \times 0,28 + 0,015 \times 0,62}} \\ &= 0,175/\text{s} \end{aligned}$$

Étape 4 : Obtenir le coefficient de pointe, g_p .

$g_p = 3,75$ (d'après la figure A-4.1.7.8. 4)-A) du CNB)

Étape 5 : Calculer C_g (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB).

$$\begin{aligned}C_g &= 1 + g_p(\sigma/\mu) \\ &= 1 + 3,75(0,375) \\ &= 2,41\end{aligned}$$

Coefficients de pression, C_p

Généralités

50. La discussion générale présentée aux paragraphes 18 et 19 pour la méthode statique s'applique également à la méthode dynamique.

Coefficient de pression extérieure, C_p

51. Les coefficients fournis à l'article 4.1.7.5. du CNB pour la méthode statique s'appliquent également à la méthode dynamique (voir le paragraphe 24).

Charge partielle

52. Voir les paragraphes 30 à 32 pour les exigences applicables à une charge partielle.

Charge due au vent sur des structures diverses

Réseaux solaires montés sur des toits

53. Un réseau solaire est un ensemble de panneaux solaires, généralement des modules photovoltaïques ou des capteurs solaires, formant des rangées interconnectées. Un toit peut comporter des réseaux multiples, habituellement séparés par des passerelles, des lanterneaux et d'autres équipements qui se trouvent sur le toit. Les panneaux solaires captent le rayonnement solaire et le convertissent en électricité ou en énergie thermique. Dans le présent commentaire, seuls les modules et les panneaux plats sont pris en considération.
54. L'information sur les calculs des charges dues au vent applicables aux réseaux solaires est fournie aux paragraphes 56 et 57. Ces calculs supposent que les panneaux et leur système de montage sont rigides, de sorte qu'aucune tolérance n'est prévue pour les effets des vibrations induites par le vent sur eux. Toutefois, si les panneaux et leur système de montage ont une fréquence propre inférieure à environ 10 Hz, les charges pourraient être amplifiées en raison des vibrations. En pareils cas, il faudrait solliciter l'avis d'experts et procéder à une analyse plus détaillée des effets dynamiques.

Charges dues à la neige

55. Il est important de noter que la construction de réseaux solaires sur un toit peut influencer de façon significative sur la répartition des charges dues à la neige : la neige peut s'accumuler au bas des panneaux et avoir une incidence sur le mouvement général de la neige sur le toit, ce qui pourrait accroître l'accumulation de neige. Les concepteurs doivent savoir que l'accumulation de neige autour des capteurs peut influencer sur les calculs décrits aux paragraphes 56 et 57. Par exemple, la neige accumulée peut obstruer les surfaces de ventilation entre le toit et la face inférieure des panneaux, ce qui peut modifier l'équilibrage de la pression. À ce titre, l'ancrage des réseaux au toit et des panneaux au système de montage doit être conçu en utilisant une valeur de γ_a égale à 1 au paragraphe 56 à moins qu'il puisse être démontré que l'accumulation de neige et de glace n'influera pas sur l'équilibrage de la pression.

Charges dues au vent

56. Les charges dues au vent sur les réseaux solaires qui sont proches de la surface du toit et parallèles à cette dernière ont tendance à être inférieures aux charges sur un toit nu en raison de l'équilibrage de la pression.^{[36][37]} On peut tenir compte de cette différence en appliquant un coefficient d'équilibrage de la pression γ_a à la pression de calcul. Voir la figure I-6 pour les valeurs de γ_a basées sur l'aire tributaire.

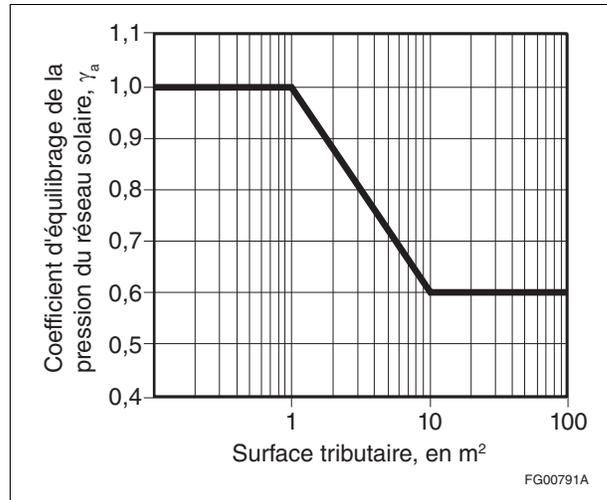


Figure I-6

Coefficient d'équilibrage de la pression sur le réseau solaire, γ_a , pour les bâtiments à construction fermée et à construction partiellement fermée de toute hauteur

Pour que l'équilibrage de la pression se produise, des limites sur la taille, la hauteur et la proximité des panneaux doivent être observées. La méthode de conception proposée dans cette section est fondée sur des panneaux d'au plus 2 m de longueur installés à moins de 250 mm au-dessus de la surface du toit suivant un écart minimal de 6 mm entre chaque panneau à au moins tous les 2 m le long d'une rangée et entre chaque rangée. L'installation des panneaux à des hauteurs inférieures et selon des écarts plus importants pourrait diminuer davantage les charges dues au vent, mais des essais en soufflerie pourraient être requis pour vérifier cette hypothèse. Les réseaux doivent être placés à au moins $2h_2$ (h_2 étant la hauteur du bord supérieur d'un panneau solaire au-dessus du toit et h étant la hauteur moyenne du toit) par rapport à un bord de toit, un faitage ou un arêtier pour qu'une valeur de $\gamma_a < 1,0$ puisse être utilisée. Les panneaux situés aux abords d'un réseau peuvent être exposés à des charges dues au vent plus grandes dont on peut tenir compte en appliquant un coefficient de rive, E , comme suit :

- $E = 1,5$ pour les panneaux qui sont exposés et ceux qui sont à une distance de $1,5L_p$ (L_p étant la longueur des membrures du panneau) mesurée à partir de la fin d'une rangée d'un rebord exposé du réseau; et
- $E = 1,0$ pour les panneaux non exposés.

Un panneau est considéré comme étant exposé si la distance d_1 par rapport au bord du toit est $> 0,5h$, et la distance d_1 par rapport à un réseau adjacent ou la distance d_2 par rapport à un réseau adjacent $= \max(4h_2, 1,2 \text{ m})$ (d_1 étant la distance horizontale dans le plan orthogonal par rapport au bord du panneau dans un réseau adjacent ou le bord du toit (sans tenir compte de tout équipement qui se trouve sur le toit) et d_2 étant la distance horizontale depuis le bord d'un panneau jusqu'au bord le plus proche de la rangée suivante). Voir la figure I-7.

La pression de calcul nette du vent pour les panneaux solaires qui satisfont à toutes les exigences susmentionnées est calculée comme suit :

$$p = I_w q C_e C_t C_g C_p E \gamma_a$$

où I_w , q , C_e , C_t et $C_g C_p$ sont déterminés pour le revêtement extérieur du toit du bâtiment sur lequel les panneaux solaires sont installés au moyen de la méthode statique décrite à l'article 4.1.7.3. du CNB. De plus, $C_g C_p$ est déterminé à partir de l'aire tributaire pour le composant considéré.

Il n'est pas nécessaire que la surface d'un toit qui est recouverte d'un réseau soit calculée pour permettre l'application simultanée des charges dues au vent sur le réseau solaire et des charges dues au vent sur le toit. Le toit doit également être calculé en fonction des cas où les réseaux solaires ont été enlevés.

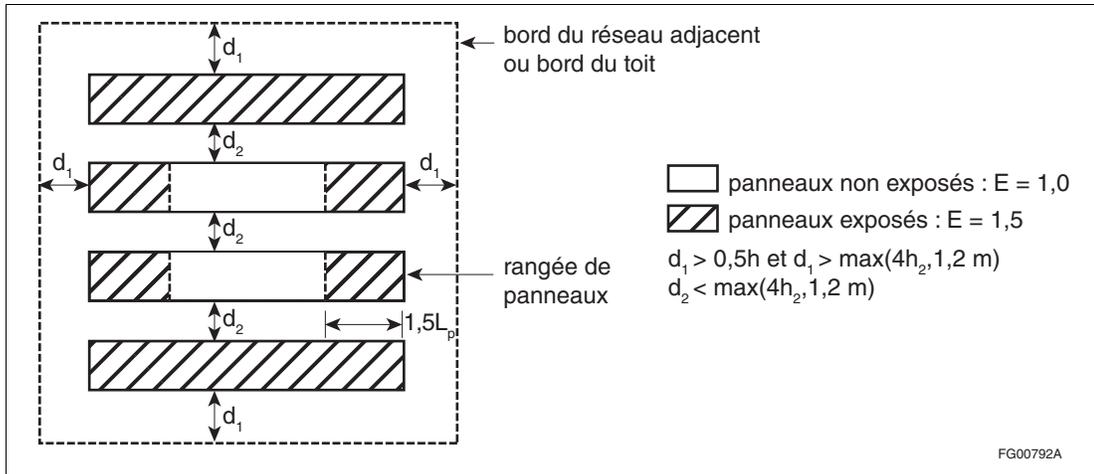


Figure I-7
Croquis de définition des panneaux exposés et non exposés dans un réseau solaire monté sur un toit

57. La présente section fournit de l'information sur le calcul des charges dues au vent pour les réseaux solaires à profil bas installés sur des toits à faible pente (toitures-terrasses ou toits à 2 versants ou en croupe dont les pentes sont inférieures à 7°) de bâtiments de toute hauteur. Ce type d'installation est courant et a fait l'objet d'essais en soufflerie importants. La méthode de calcul proposée dans cette section a intentionnellement une portée d'application limitée : h_2 est limitée à 1,2 m, L_p est limitée à 2,0 m et h_1 (hauteur du bord inférieur d'un panneau solaire au-dessus du toit) est limitée à 0,6 m, pour éviter que le vent sous les panneaux cause un soulèvement supérieur à celui qui est prévu dans les présentes recommandations. Les données résultant des essais en soufflerie (p. ex. Kopp^[37]) montrent que des valeurs plus élevées de h_1 et h_2 ou de L_p augmentent les charges dues au vent. La méthode ne s'applique pas aux panneaux montés sur des structures ouvertes parce que les données d'essai applicables sont tirées d'études sur des structures fermées, qui présentent des processus aérodynamiques différents de ceux des structures ouvertes.

La pression de calcul nette du vent pour des panneaux solaires conformes à ces limites est calculée comme suit :

$$p = I_w q C_e C_t C_g C_p$$

où I_w , q , C_e et C_t sont déterminés pour le revêtement extérieur du toit du bâtiment sur lequel les panneaux solaires sont installés au moyen de la méthode statique décrite à l'article 4.1.7.3. du CNB et $C_g C_p$ est calculé au moyen de l'équation (6).

Les parapets font généralement accroître les charges dues au vent sur les panneaux solaires, en particulier dans le cas de bâtiments larges; le coefficient de parapet du panneau, γ_p , permet de tenir compte de cet effet. Les membrures de panneau de grandes dimensions font typiquement accroître les charges dues au vent sur les réseaux solaires; le coefficient de membrure du panneau, γ_c , permet de tenir compte de cet effet. Les charges dues au vent appliquées aux panneaux solaires sont largement tributaires de la taille du bâtiment.^{[37][38]} Les coefficients de rafale-pression nets sont donc représentés sous la forme $(C_g C_p)_n$ puisque les valeurs doivent être ajustées en fonction de la taille du bâtiment. Le coefficient de rafale-pression net pour l'aire tributaire applicable est calculé comme suit :

$$C_g C_p = \gamma_p \gamma_c E (C_g C_p)_n \quad (6)$$

où

- $\gamma_p = \min(1,2, 0,9 + h_{pt}/h)$ (h_{pt} étant la hauteur du parapet au-dessus de la surface du toit);
- $\gamma_c = \max(0,6 + 0,2L_p, 0,8)$;
- E = coefficient de rive, tel qu'il est défini au paragraphe 56; et
- $(C_g C_p)_n$ = coefficients de rafale-pression normalisés établis par moyenne des surfaces, tels que définis à la figure I-8.

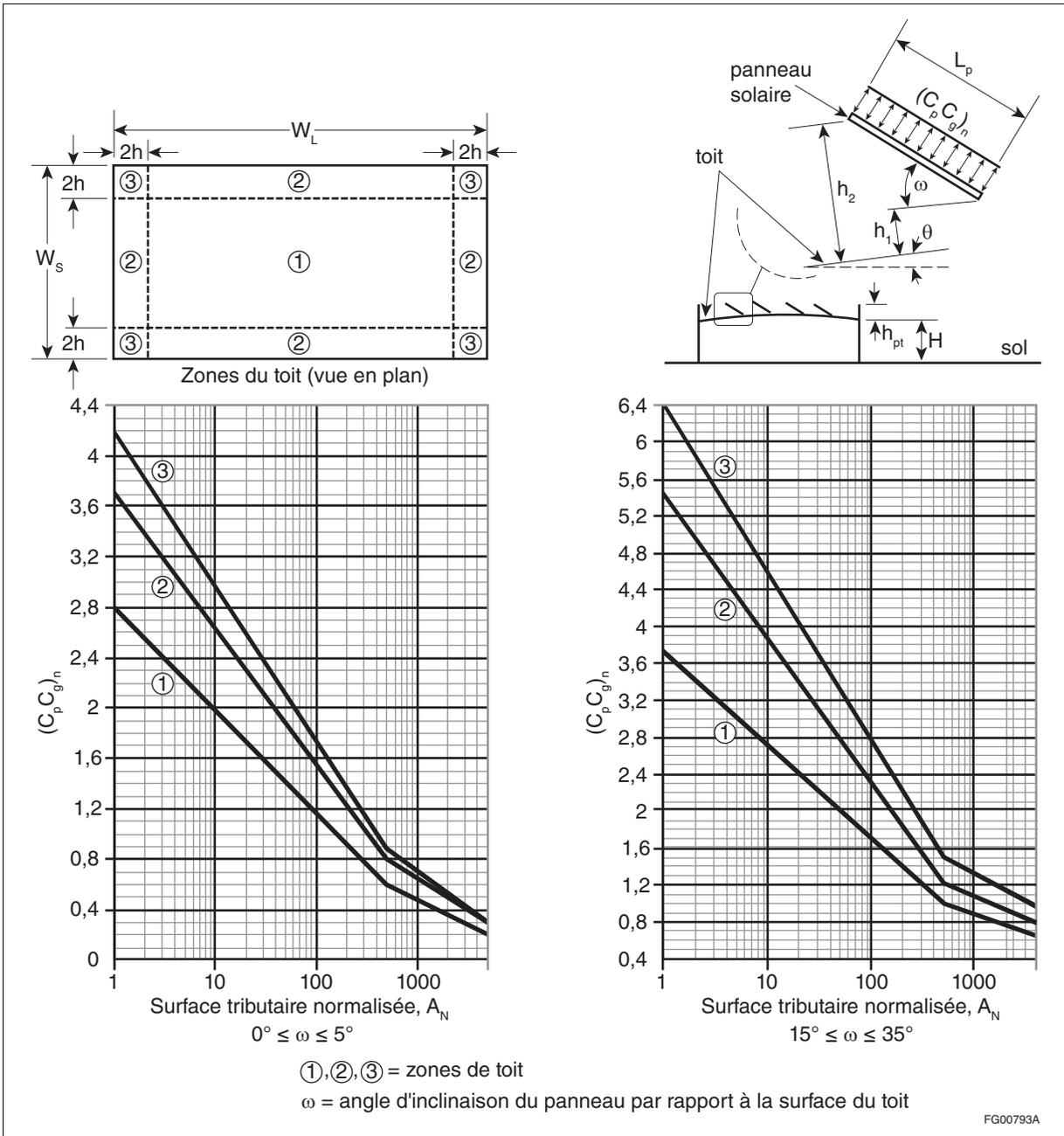


Figure I-8

Coefficients de rafale-pression normalisés établis par moyenne des surfaces, $(C_g C_p)_n$, pour des réseaux solaires montés sur des toits à faible pente

- (1) Les courbes $(C_g C_p)_n$ illustrées sont pour des panneaux où $L_p \leq 2$ m installés comme suit : $h_1 \leq 0,6$ m, $h_2 \leq 1,2$ m, $\omega \leq 35^\circ$ et un écart minimal de 6 mm entre les panneaux à au moins tous les 2 m le long d'une rangée et entre chaque rangée. Pour les panneaux où $\omega \leq 2^\circ$ et $h_2 \leq 250$ mm, la méthode décrite au paragraphe 56 peut être utilisée. Pour les panneaux où $5^\circ < \omega < 15^\circ$, une interpolation linéaire est permise.
- (2) Les valeurs de $(C_g C_p)_n$ sont des valeurs tant positives que négatives.
- (3) Conformément à la norme CSA SPE-900, « Solar Photovoltaic Rooftop-Installation Best Practices Guideline », le pourtour du toit doit être exempt de panneaux solaires pour permettre l'accès au toit :
 - pour les bâtiments dont la plus petite dimension horizontale, W_s , est inférieure à 73 m, la distance dégagée horizontale minimale entre les panneaux et le bord du toit doit être égale à la plus grande des valeurs suivantes, soit $2(h_2 - h_{pt})$ ou 1,2 m;
 - pour les bâtiments dont la plus petite dimension horizontale, W_s , est égale ou supérieure à 73 m, la distance dégagée horizontale minimale entre les panneaux et le bord du toit doit être égale à la plus grande des valeurs suivantes, soit $2(h_2 - h_{pt})$ ou 1,8 m.
- (4) $A_N = \left(\frac{1000}{[\max(L_p, 5)]^2} \right) \times A$, où
 - A_N = surface tributaire pour le composant de réseau considéré, normalisée en fonction de la taille du bâtiment;
 - A = surface tributaire dimensionnelle, en m^2 , pour le composant de réseau considéré; et

$$L_b = \min(0,4(h \times W_L)^{0,5}, h, W_s), \text{ où}$$

L_b = longueur normalisée du bâtiment;
 h = hauteur moyenne du toit;
 W_L = largeur du bâtiment sur son côté le plus long; et
 W_s = largeur du bâtiment sur son côté le plus court.

Il n'est pas nécessaire que la surface d'un toit qui est recouverte d'un réseau soit calculée pour permettre l'application simultanée des charges dues au vent sur le réseau solaire et des charges dues au vent sur le toit. Le toit doit également être calculé en fonction des cas où les réseaux solaires ont été enlevés.

Les zones de toit 2 et 3 illustrées à la figure I-8 sont plus grandes que les zones analogues servant à déterminer les charges sur le revêtement extérieur (voir la figure 4.1.7.6.-C du CNB et l'explication dans Kopp^[37] et Banks^[39]). Pour les bâtiments de forme non rectangulaire, les recommandations dans SEAOC^[38] peuvent être utilisées comme guides.

Les courbes $(C_g C_p)_n$ illustrées à la figure I-8 sont tirées des données d'essais en soufflerie pour les valeurs de paramètre permises par la figure. Elles sont fondées sur une méthode concordant avec celle qui est utilisée pour les charges appliquées aux composants et au revêtement extérieur.

Exemple de calcul de la pression de calcul nette, $p = I_W q C_e C_t C_g C_p$

Cet exemple de calcul démontre comment calculer la pression de calcul nette pour les panneaux solaires installés sur la toiture-terrasse sans parapet d'un bâtiment à Toronto. (Il ne s'agit pas d'un exemple complet de calcul incluant le système de montage et les charges d'ancrage; il sert seulement à clarifier la méthode de calcul au moyen de la surface tributaire d'un panneau unique.) Voir la figure I-9 pour la disposition géométrique de base de réseaux multiples sur le toit.

Dimensions du bâtiment :

- hauteur de référence : $h = 15 \text{ m}$
- $W_s = 80 \text{ m}$
- $W_L = 100 \text{ m}$

Dimensions du panneau photovoltaïque et angle d'inclinaison :

- 1,0 m (longueur de la membrure) sur 1,8 m
- $h_1 = 0,5 \text{ m}$
- $h_2 = 1,0 \text{ m}$
- $\omega = 30^\circ$

Étape 1 : Déterminer la taille des zones du toit.

$$\text{Zone 1 : } (W_L - 4h) \times (W_s - 4h) = (100 \text{ m} - 60 \text{ m}) \times (80 \text{ m} - 60 \text{ m}) = 40 \text{ m} \times 20 \text{ m}$$

$$\text{Zone 2 : } (W_s - 4h) \times 2h = (80 \text{ m} - 60 \text{ m}) \times 30 \text{ m} = 20 \text{ m} \times 30 \text{ m}$$

$$\text{Zone 3 : } 2h \times 2h = 30 \text{ m} \times 30 \text{ m}$$

Étape 2 : Déterminer les coefficients et la pression dynamique de référence (voir le paragraphe 57).

Coefficient de risque (selon le tableau 4.1.7.3. du CNB, catégorie de risque « normal ») : $I_W = 1,0$

Pression dynamique de référence de Toronto (selon le tableau C-2 du CNB) : $q = 0,44 \text{ kPa}$

Coefficient d'exposition (selon l'alinéa 4.1.7.3. 5)b) du CNB) : $C_e = 0,7(h/12)^{0,3} = 0,7(15/12)^{0,3} = 0,75$

Coefficient topographique (selon le paragraphe 4.1.7.4. 1) du CNB) : $C_t = 1,0$

Coefficient de pression nette (voir le paragraphe 57 et l'étape 5) : $C_g C_p = \gamma_p \gamma_c E (C_g C_p)_n$

Coefficient de parapet du panneau (voir le paragraphe 57) : $\gamma_p = \min(1,2, 0,9 + h_p/h) = \min(1,2, 0,9) = 0,9$

Coefficient de membrure du panneau (voir le paragraphe 57) : $\gamma_c = \max(0,6 + 0,2L_p, 0,8) = \max([0,6 + 0,2 \cdot 1,0], 0,8) = 0,8$

Coefficient de rive : $E = 1,5$ pour un panneau exposé et $1,0$ pour un panneau non exposé $(C_g C_p)_n$ (selon la figure I-8, et les étapes 3 et 4)

Commentaire I

Étape 3 : Calculer A_N (voir les notes de la figure I-8).

$$A_N = \left(\frac{1000}{[\max(L_b, 5)]^2} \right) \times A$$

où

$$\begin{aligned} L_b &= \min[0,4(h \times W_L)^{0,5}, h, W_S] \\ &= \min[0,4(15 \times 100)^{0,5}, 15, 80] \\ &= \min[24, 15, 80] \\ &= 15 \text{ m; et} \\ A &= \text{aire du panneau} \\ &= 1,0 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} \\ &= 1,8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Par conséquent

$$\begin{aligned} A_N &= \left(\frac{1000}{[\max(15, 5)]^2} \right) \times A \\ &= \left(\frac{1000}{15^2} \right) \times 1,8 \\ &= 8 \end{aligned}$$

Étape 4 : Déterminer les valeurs de $(C_g C_p)_n$ à $A_N = 8$ au moyen de la figure I-8.

$$\begin{aligned} (C_g C_p)_{n1} &= 2,8 \\ (C_g C_p)_{n2} &= 4,0 \\ (C_g C_p)_{n3} &= 4,8 \end{aligned}$$

Étape 5 : Calculer $C_g C_p$ pour chaque zone du toit.

$$\begin{aligned} (C_g C_p)_{1\text{exposé}} &= 0,9 \times 0,8 \times 1,5 \times 2,8 = 3,0 \\ (C_g C_p)_{2\text{exposé}} &= 0,9 \times 0,8 \times 1,5 \times 4,0 = 4,3 \\ (C_g C_p)_{3\text{exposé}} &= 0,9 \times 0,8 \times 1,5 \times 4,8 = 5,1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (C_g C_p)_{1\text{non exposé}} &= 0,9 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,8 = 2,0 \\ (C_g C_p)_{2\text{non exposé}} &= 0,9 \times 0,8 \times 1,0 \times 4,0 = 2,9 \\ (C_g C_p)_{3\text{non exposé}} &= 0,9 \times 0,8 \times 1,0 \times 4,8 = 3,4 \end{aligned}$$

Étape 6 : Calculer la pression nette pour chaque zone du toit.

$$p = I_W q C_e C_t C_g C_p$$

$$\begin{aligned} p_{1\text{exposé}} &= 1,0 \times 0,44 \text{ kPa} \times 0,75 \times 1,0 \times 3,0 = 1,0 \text{ kPa} \\ p_{2\text{exposé}} &= 1,0 \times 0,44 \text{ kPa} \times 0,75 \times 1,0 \times 4,3 = 1,4 \text{ kPa} \\ p_{3\text{exposé}} &= 1,0 \times 0,44 \text{ kPa} \times 0,75 \times 1,0 \times 5,1 = 1,7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{1\text{non exposé}} &= 1,0 \times 0,44 \text{ kPa} \times 0,75 \times 1,0 \times 2,0 = 0,7 \text{ kPa} \\ p_{2\text{non exposé}} &= 1,0 \times 0,44 \text{ kPa} \times 0,75 \times 1,0 \times 2,9 = 1,0 \text{ kPa} \\ p_{3\text{non exposé}} &= 1,0 \times 0,44 \text{ kPa} \times 0,75 \times 1,0 \times 3,4 = 1,1 \text{ kPa} \end{aligned}$$

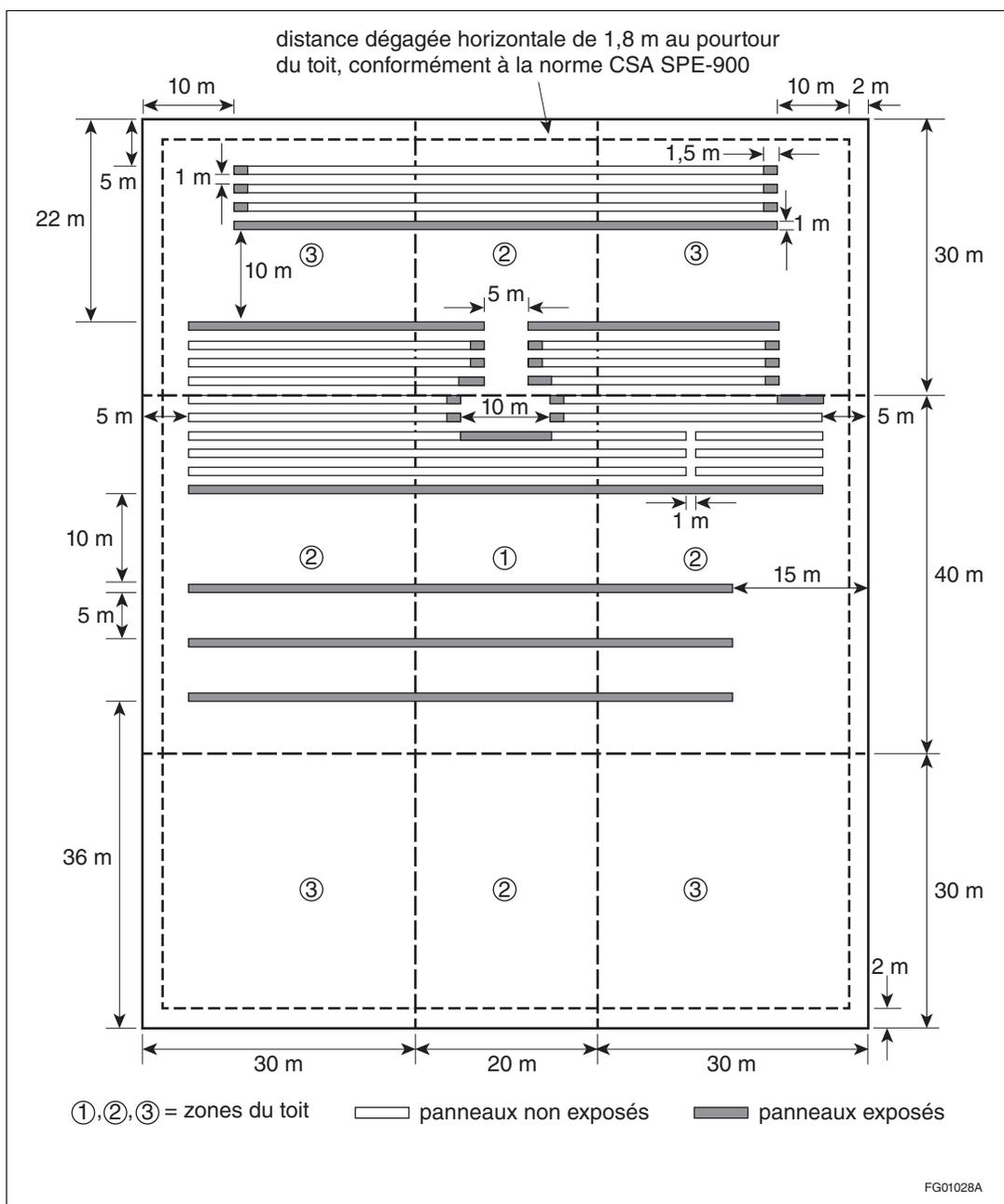


Figure I-9
Schéma des réseaux solaires montés sur un toit (vue en plan) dans l'exemple de calcul

Murs intérieurs et cloisons

58. Il peut se produire des différences de pression considérables sur les murs intérieurs et les cloisons des bâtiments de grande ou de faible hauteur construits dans les endroits exposés si des fenêtres se brisent au cours d'une tempête. En certains endroits, c'est comme si la différence totale de pression entre le côté au vent et le côté sous le vent du bâtiment était appliquée sur des murs intérieurs ou des cloisons. Cela peut survenir, par exemple, lorsque des débris volants brisent une grande fenêtre située du côté au vent et que toute la pression positive s'exerce sur les murs d'une petite pièce où se trouve cette fenêtre. Les mêmes conditions pourraient se présenter dans un immeuble d'appartements lorsqu'on ouvre les portes extérieures ou les fenêtres. Cette différence de pression pourrait être aggravée par la ventilation mécanique et les effets de tirage qui se produisent en hiver dans les bâtiments de grande hauteur. D'autre part, l'expérience révèle que la rupture des murs intérieurs est rarement imputable à une telle cause et on en déduit qu'il n'est pas nécessaire de calculer les murs intérieurs et les cloisons pour la différence de pression maximale possible. Une

Commentaire I

différence de pression non pondérée d'au moins 0,25 kPa est suggérée et une valeur de 0,5 kPa ou plus peut être appropriée dans les cas où les pressions extérieures du vent sont susceptibles d'être transmises aux murs intérieurs et aux cloisons par les grandes ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment.

Stationnements à l'air libre

59. Les stationnements à plusieurs niveaux à l'air libre ont une aire extérieure exposée réduite, par rapport aux stationnements fermés. Toutefois, les parties intérieures de ces bâtiments et les véhicules qui y sont stationnés sont soumis à des charges dues au vent plus fortes que celles qui sont présentes dans les bâtiments fermés. Au lieu de faire une analyse détaillée, il est parfaitement raisonnable et prudent de traiter ces stationnements à l'air libre comme s'il s'agissait de bâtiment fermés.

Éléments structuraux et ossatures, et structures arrondies

60. Si le CNB traite principalement de structures de bâtiment, il est de tradition que le présent commentaire fournisse des conseils sur la détermination de la charge due au vent pour diverses autres structures. Les figures I-11 et I-13 à I-22 qui sont tirées de la norme n° 160 de la SIA(1956),^[40] « Normes des hypothèses de charge, d'acceptation et d'inspection des structures », fournissent de tels conseils. Les figures sont basées sur des expériences en soufflerie au cours desquelles le profil dynamique correct et la turbulence du vent n'ont pas été simulés; les renseignements fournis devraient en conséquence être utilisés avec prudence. Il est à noter que nombre de ces figures fournissent des formules pour la charge totale due au vent plutôt que pour la pression dynamique, comme le fait le CNB, et utilisent en conséquence un coefficient de force au lieu d'un coefficient de pression. L'exposition et les coefficients de rafale requis dans les figures pour le calcul de la charge due au vent peuvent être déterminés au moyen de la méthode statique, de la méthode dynamique ou de la méthode des tourbillons alternés des structures arrondies décrite dans le présent commentaire, comme on le jugera approprié.
61. Les charges dues au vent qui s'exercent sur des éléments structuraux libres, ainsi que sur les ossatures, les fermes et les structures en treillis faites de tels éléments, peuvent être calculées au moyen des figures I-18 à I-22. L'indice ∞ , dans ces figures, indique que les coefficients s'appliquent à des éléments structuraux de longueur infinie et doivent être multipliés par un coefficient de réduction, k , pour les éléments structuraux de longueur finie. Si l'élément est en saillie par rapport à une grande plaque ou à un mur, le coefficient de réduction, k , doit être calculé pour un élancement égal à deux fois la longueur réelle. Si l'élément se termine aux deux extrémités par de grandes plaques ou par des murs, il faut utiliser les coefficients de réduction correspondant aux longueurs infinies.
62. Dans le cas des éléments d'ossature placés les uns derrière les autres selon la direction du vent, l'effet de masque peut être pris en compte. On doit calculer les parties masquées des éléments sous le vent en prenant la pression réduite, q_v , selon la figure I-20. Pour un examen détaillé des charges appliquées sur l'ossature de bâtiment ne comportant aucun revêtement extérieur, voir la référence [41].
63. Une structure peut changer de forme au cours de son montage. Par conséquent, les charges dues au vent peuvent être temporairement plus critiques au cours du montage qu'après le parachèvement de la structure.^[23] Il faut prendre en compte ces charges dues au vent accrues en utilisant les coefficients appropriés tirés des figures 4.1.7.6.-A à 4.1.7.6.-H du CNB, de la figure A-4.1.7.5. 2) et 3) et des figures I-11 à I-22.
64. Dans les constructions à section circulaire pour lesquelles $D\sqrt{qC_e} < 0,167$ et $A_s/A > 0,3$, les coefficients imputables à l'effet de masque peuvent être obtenus par approximation à partir de la figure I-17. Si $D\sqrt{qC_e} > 0,167$, l'effet de masque est faible et pour un rapport de perméabilité $A_s/A \leq 0,3$, on peut le prendre en compte en le multipliant par un coefficient de masque constant $k_x = 0,95$.
65. Dans les structures arrondies (contrairement aux structures angulaires), les pressions transversales varient avec la vitesse du vent et sont étroitement liées au nombre de Reynolds. Les coefficients de pression pour certaines structures arrondies sont fournis aux figures I-13, I-14, I-17 et I-22, dans lesquelles le nombre de Reynolds est exprimé différemment du nombre classique par $D\sqrt{qC_e}$, où D est le diamètre de la sphère ou du cylindre en m et q est la pression dynamique en kPa. Pour convertir au nombre de Reynolds classique, multiplier $D\sqrt{qC_e}$ par $2,7 \times 10^6$.

66. La rugosité des structures arrondies peut revêtir une importance considérable. Si l'on se reporte à la figure I-13, le métal, le béton, le bois d'œuvre et la maçonnerie soignée sans crépi peuvent être considérés comme présentant une surface « moyennement lisse ». Les surfaces avec des nervures en saillie de plus de 2 % du diamètre sont considérées comme étant « très rugueuses ». En cas de doute, on recommande d'utiliser des coefficients qui donnent les plus grandes forces. Dans le cas des objets cylindriques ou sphériques comportant une proportion appréciable de nervures raidisseuses, de supports et d'éléments structuraux en saillie, les coefficients de pression dépendent du type, de l'emplacement et de la grandeur relative de ces rugosités. Pour les tourbillons alternés de cylindres circulaires, voir la référence [42].

Charge due au vent accrue par suite de la formation de glace

67. Dans les endroits où peuvent se produire simultanément des vents très forts et de la glace, il faut calculer les éléments structuraux et les câbles en supposant qu'ils sont recouverts d'une couche de glace correspondant aux conditions climatiques et à l'expérience locale. En cas de formation de glace, il faut utiliser les valeurs de C_f données à la figure I-17 pour les gros câbles et une surface « rugueuse ». Pour de l'information sur les charges dues à la formation de glace, consulter la norme CSA S37, « Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures », et la norme ISO 12494, « Charges sur les structures dues à la glace ».

Base de calcul du verre (article 4.3.6.1. du CNB)

68. Dans les éditions antérieures du CNB, la norme CAN/CGSB-12.20-M, « Règles de calcul du verre à vitre pour le bâtiment », était incorporée par renvoi comme base de calcul du verre. Dans l'édition 2015, tant la norme CAN/CGSB-12.20-M que la norme ASTM E 1300, « Determining Load Resistance of Glass in Buildings », sont incorporées par renvoi afin de donner un choix aux concepteurs. La norme CAN/CGSB-12.20-M a été rédigée en 1989 et n'a pas été mise à jour depuis, tandis que la norme ASTM E 1300 a été régulièrement mise à jour depuis la première édition. Les deux normes valent d'être incorporées par renvoi puisque chacune traite de points dont l'autre ne traite pas.

Le tableau I-2 compare les exigences des deux normes.

Tableau I-2
Comparaison des exigences de la norme CAN/CGSB-12.20-M et des exigences de la norme ASTM E 1300

Paramètres de conception	Exigences	
	CAN/CGSB-12.20-M	ASTM E 1300
Base de calcul	Calcul aux états limites	Calcul aux contraintes admissibles
Code ou norme régissant l'exigence ⁽¹⁾	CNB	ASCE 7
Coefficient de charge ⁽²⁾	1,5 avant le CNB 2005 1,4 depuis le CNB 2005	1,0 jusqu'en 2010 0,6 depuis 2010
Pression du vent de référence ⁽³⁾	Pression du vent horaire moyenne	Basée sur la vitesse du vent du mile le plus rapide jusqu'en 1998 Vitesse de rafale de 3 secondes depuis 1998
Pressions du vent spécifiées	Pressions de 3 secondes	Pressions de 3 secondes
Durée de la charge effective théorique dans les diagrammes de résistance ⁽⁴⁾	60 secondes	60 secondes avant 2002 3 secondes depuis 2002 ⁽⁵⁾
Période de récurrence des charges dues au vent	10 ans en 1989 (CNB 1985) 50 ans depuis le CNB 2005 ⁽⁶⁾	50 ans avant 2010 dans les régions non exposées aux ouragans 700 ans depuis 2010
Coefficient d'exposition	Terrain à découvert seulement avant le CNB 2005 Terrain à découvert et suburbain depuis le CNB 2005	Terrains à découvert et suburbains
Coefficient de pression atmosphérique pour les unités de verre isolant ⁽⁷⁾	Coefficient de 1,2 appliqué à la charge due au vent	Coefficient de 0,95 appliqué à la résistance

Tableau I-2 (suite)

- (1) La norme ASCE/SEI 7, « Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures », est incorporée par renvoi seulement pour illustrer les changements influant sur la fiabilité générale; le renvoi ne signifie pas que la norme peut être utilisée comme solution de rechange aux dispositions relatives aux charges dues au vent du CNB.
- (2) Dans l'édition 2005 du CNB, le coefficient de charge est passé de 1,5 à 1,4, ce qui a réduit légèrement les charges. Dans l'édition 2010 de la norme ASCE 7, l'effet de la modification du coefficient de charge de 1,0 à 0,6 a été annulé par la modification de la période de récurrence de la vitesse de référence.
- (3) Tant le CNB que la norme ASCE 7 ont toujours fourni des pressions du vent de calcul pour le revêtement extérieur d'une durée nominale de 3 secondes. Dans l'édition 1998 de la norme ASCE 7, les vitesses de référence du mile le plus rapide ont été remplacées par des vitesses de référence de 3 secondes, mais les coefficients de pression ont été ajustés de sorte que les pressions théoriques calculées exercées sur le revêtement extérieur, et qui sont utilisées selon la norme ASTM E 1300, sont demeurées les mêmes. Même si le CNB fournit des pressions de référence sous la forme de valeurs horaires moyennes, les coefficients de pression pour le revêtement extérieur ont été étalonnés de manière à fournir des pressions théoriques d'une durée nominale de 3 secondes.
- (4) La justification initiale pour l'utilisation de charges d'une durée de 3 secondes avec des diagrammes de résistance d'une durée de 60 secondes (tant dans la norme CAN/CGSB-12.20-M que dans la norme ASTM E 1300) était que pendant une tempête, non seulement la charge maximale de 3 secondes contribue à la dégradation de la résistance du verre, mais un certain nombre d'autres charges de pointe d'un ordre de grandeur légèrement inférieur surviennent également pendant la même tempête. La durée totale « effective » était à l'origine estimée à environ 60 secondes. Des estimations plus récentes indiquent que la durée de 60 secondes est probablement une valeur prudente et qu'une hypothèse plus réaliste est de l'ordre de 10 secondes.
- (5) Le passage à des diagrammes de résistance de 3 secondes dans l'édition 2002 de la norme ASTM E 1300, tandis que les charges spécifiées dans la norme ASCE/SEI 7 sont demeurées inchangées, a effectivement permis une réduction par rapport aux niveaux de fiabilité antérieurs.
- (6) Dans l'édition 2005 du CNB, l'augmentation de la période de récurrence, qui est passée de 10 à 50 ans, a effectivement imposé un niveau plus élevé de fiabilité qu'auparavant, même si celui-ci a été en partie compensé par le coefficient d'exposition plus permissif introduit au même moment.
- (7) La différence dans le traitement des vitrages isolants a rendu la norme ASTM E 1300 environ 15 % plus permissive par rapport à la norme CAN/CGSB-12.20-M.

Compte tenu des différences d'approche des deux normes, il a été décidé qu'un retour au niveau de fiabilité originellement atteint en 1989 au moyen du CNB et de la norme CAN/CGSB-12.20-M s'imposait. Au fil du temps, l'application combinée de la norme CAN/CGSB-12.20-M et du CNB a fourni des résultats plus prudents, tandis que l'application de la norme ASTM E 1300 combinée à la norme ASCE 7 a fourni des résultats moins prudents. Pour rendre le niveau général de fiabilité similaire au niveau atteint en 1989 au moyen de la norme CAN/CGSB-12.20-M, un coefficient d'ajustement de la charge de 0,75 appliqué à la charge due au vent, W , a été introduit dans l'article 4.3.6.1. du CNB 2015. Ce coefficient d'ajustement est différent du coefficient de charge due au vent de 1,4, qui doit néanmoins être appliqué. Ainsi, en utilisant la norme CAN/CGSB-12.20-M combinée au CNB 2015, la valeur de W à utiliser avec les diagrammes de résistance de 60 secondes est calculée comme suit :

$$\text{Coefficient de charge due au vent} \times \text{coefficient d'ajustement de charge} \times W = 1,4 \times 0,75 \times W$$

Pour éviter de favoriser l'utilisation de la norme ASTM E 1300 par rapport à celle de la norme CAN/CGSB-12.20-M, il a été déterminé que l'application d'un coefficient d'ajustement de charge de 1,0 à W était requise lorsque la norme ASTM E 1300 est combinée au CNB 2015. Dans les études d'un certain nombre de configurations de verre représentatives, cette valeur a produit des résultats très similaires aux résultats obtenus au moyen de la norme CAN/CGSB-12.20-M avec un coefficient d'ajustement de charge de 0,75. Ainsi, en combinant la norme ASTM E 1300 et le CNB 2015, la valeur de W à utiliser avec les diagrammes de résistance de 3 secondes est calculée comme suit :

$$\text{Coefficient de charge due au vent} \times \text{coefficient d'ajustement de charge} \times W = 1,4 \times 1,0 \times W$$

Le tableau I-3 compare les capacités maximales de sept configurations différentes de vitrages isolants recuits doubles, lesquelles capacités sont calculées au moyen des normes ASTM E 1300 et CAN/CGSB-12.20-M.

Tableau I-3
Capacités maximales des vitrages isolants recuits doubles : comparaison des normes CAN/CGSB-12.20-M et ASTM E 1300

Propriétés des vitrages isolants						Résultats selon la norme					
Nombre de carreaux – Épaisseur de chaque carreau, en mm	Hauteur, en mm	Largeur, en mm	Aire, en m ²	Rapport hauteur-largeur	Épaisseur/Aire ^{1/2}	Résistance d'une durée de 60 s ⁽¹⁾ , en kPa	Résistance d'une durée de 3 s ⁽²⁾ , en kPa	Résistance ⁽³⁾	Charge de calcul maximale, en kPa	Charge de calcul maximale, en kPa	Charge de calcul maximale, en kPa
						CAN/CGSB	ASTM	CAN/CGSB/ASTM	CAN/CGSB	ASTM	CAN/CGSB/ASTM
2 – 6	1000	1000	1,00	1,00	2,45	4,93	6,65	0,74	4,70	4,75	0,99
2 – 6	2000	1000	2,00	2,00	1,22	2,45	3,35	0,73	2,33	2,39	0,98
2 – 6	3000	1000	3,00	3,00	0,82	1,71	2,21	0,77	1,63	1,58	1,03
2 – 6	1500	1500	2,25	1,00	1,09	2,80	3,87	0,72	2,67	2,76	0,96
2 – 6	3000	1500	4,50	2,00	0,54	1,39	1,94	0,72	1,32	1,39	0,96
2 – 6	4500	1500	6,75	3,00	0,36	0,78	1,12	0,70	0,75	0,80	0,93
2 – 8	4500	1500	6,75	3,00	0,42	1,23	1,63	0,75	1,17	1,16	1,01

- (1) La résistance d'une durée de 60 s de la norme CAN/CGSB doit être divisée par la charge due au vent et les facteurs d'ajustement de charge applicables, c.-à-d. $1,4 \times 0,75 = 1,05$, afin d'obtenir la charge de calcul admissible maximale de la norme CAN/CGSB.
- (2) La résistance d'une durée de 3 s de la norme ASTM doit être divisée par la charge due au vent et les facteurs d'ajustement de charge applicables, c.-à-d. $1,4 \times 1,0 = 1,4$, afin d'obtenir la charge de calcul admissible maximale de la norme ASTM.
- (3) La valeur de résistance des normes CAN/CGSB/ASTM sera de 0,75 dans toute configuration pour laquelle les maximums des normes CAN/CGSB et ASTM sont les mêmes.

Même si les charges de calcul dues au vent spécifiées et les coefficients de charge due au vent sont au centre de la base de calcul du verre, les exigences relatives à la surcharge de la section 4.1. du CNB s'appliquent également au calcul des panneaux de verre, y compris les fenêtres, installés là où le plancher d'un côté du verre est situé à plus de 600 mm au-dessus du plancher ou du sol de l'autre côté et des panneaux de verre qui se prolongent sous la hauteur minimale d'un garde-corps. Dans ces cas, les exigences relatives aux charges s'exerçant sur les garde-corps de l'article 4.1.5.14. ou 4.1.5.16. du CNB s'appliquent de concert avec les exigences relatives aux charges dues au vent conformément au tableau 4.1.3.2.-A du CNB. Lorsque les panneaux de verre, y compris les fenêtres, ne se prolongent pas sous la hauteur minimale d'un garde-corps, il n'est pas nécessaire de tenir compte des charges s'exerçant sur les garde-corps dans le calcul du verre.

Tourbillons alternés

69. Les structures cylindriques élancées et autoportantes, telles que les cheminées, les tours d'observation et, dans certains cas, les bâtiments de grande hauteur, doivent être calculées pour résister à l'action des tourbillons alternés. Une structure peut être considérée comme élancée, dans ce contexte, si le rapport de la hauteur à la largeur ou au diamètre dépasse 5. Lorsque le vent souffle sur un corps prismatique ou cylindrique élancé, des tourbillons se détachent alternativement d'un côté puis de l'autre sur toute la longueur de la structure, créant une force fluctuante et perpendiculaire à la direction du vent. La vitesse du vent, V_{Hc} , au faite de la structure lorsque la fréquence des tourbillons alternés est égale à la fréquence propre, f_n , est donnée par :

$$V_{Hc} = \frac{1}{S} f_n D \tag{7}$$

où

- V_{Hc} = vitesse moyenne du vent critique au faite de la structure, en m/s, lorsque la résonance due aux tourbillons alternés se produit;
- S = nombre de Strouhal, qui dépend de la forme de la section transversale;
- f_n = fréquence, en Hz; et
- D = largeur ou diamètre, en m.

Commentaire I

Pour les cylindres à base circulaire ou quasi circulaire, le nombre de Strouhal est d'environ 1/6 pour les structures de petit diamètre comme les cheminées, et de 1/5 pour les structures de grand diamètre comme les tours d'observation ou les bâtiments. Pour les structures cylindriques à base non circulaire, le nombre de Strouhal est d'environ 1/7.

70. Les effets dynamiques des tourbillons alternés sur les structures cylindriques à base circulaire ou quasi circulaire, y compris les structures effilées, peuvent être estimés conformément à la référence [42]. Des essais en soufflerie sont recommandés pour les structures cylindriques à base non circulaire (voir la norme ASCE/SEI 49).

Flèche horizontale des bâtiments de grande hauteur

71. Du point de vue de la tenue en service et du confort, il peut se révéler nécessaire de prendre en compte les flèches horizontales provoquées par l'action du vent sur les bâtiments de grande hauteur. On observe une tendance générale à construire des structures plus flexibles, tendance qui s'explique en partie par le fait qu'il est actuellement possible d'obtenir une résistance suffisante en utilisant des matériaux à plus haute résistance qui n'augmentent pas pour autant la rigidité.
72. On peut considérer comme des exemples de mauvaise tenue en service les fissures de la maçonnerie et des revêtements intérieurs de finition. Une flèche horizontale d'au plus 1/250 à 1/1000 de la hauteur de bâtiment devrait seule être tolérée, à moins que des précautions soient prises pour permettre le mouvement des cloisons sans que celles-ci subissent de dommages. À moins d'effectuer une analyse détaillée ou que d'autres limites de glissement soient spécifiées dans les normes de calcul mentionnées à la section 4.3. du CNB, il faut utiliser une flèche de 1/500 conformément au paragraphe 4.1.3.5. 3) du CNB.

Vibrations des bâtiments

73. Bien que l'on constate généralement que l'action du vent et la flèche horizontale maximales se produisent dans une direction parallèle au vent, c'est toutefois dans une direction perpendiculaire au vent que peut se produire l'accélération maximale d'un bâtiment qui peut provoquer un mouvement ou même des impressions désagréables perceptibles par l'homme. Les accélérations perpendiculaires au vent dépasseront probablement les accélérations qui se produisent dans le sens du vent si le bâtiment est élancé suivant ses deux axes, c'est-à-dire si \sqrt{wd}/H est inférieur à 1/3, où w et d sont la largeur effective perpendiculaire au vent et la profondeur effective parallèle au vent, respectivement, et H est la hauteur du bâtiment. On calcule la profondeur effective parallèle au vent, d , au moyen de la formule donnée au paragraphe 4.1.7.2. 2) du CNB en remplaçant w_i par d_i .
74. Les accélérations dans un bâtiment sont étroitement liées à la forme du bâtiment, à son orientation et à l'effet de ballonnement dû aux structures environnantes. Les données sur l'accélération maximale dans la direction perpendiculaire au vent au faite des bâtiments produites à la suite d'une variété d'essais en soufflerie à couche limite turbulente présentent une dispersion certaine par rapport à la formule empirique suivante :

$$a_w = f_{nW}^2 g_p \sqrt{wd} \left(\frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\beta_W}} \right) \quad (8)$$

75. Dans le cas des structures moins élancées et à des vitesses de vent plus faibles, l'accélération maximale peut se produire dans le sens parallèle au vent et être estimée au moyen de l'équation suivante :

$$a_D = 4\pi^2 f_{nD}^2 g_p \sqrt{\frac{K_s F}{C_{eH} \beta_D}} \frac{\Delta}{C_g} \quad (9)$$

Les définitions qui suivent s'appliquent aux variables dans les formules données aux paragraphes 74 et 75 :

w, d = largeur effective perpendiculaire au vent et profondeur effective parallèle au vent, respectivement, en m;

- a_W, a_D = accélération maximale dans la direction perpendiculaire au vent et la direction parallèle au vent, respectivement, en m/s^2 ;
 $a_r = 78,5 \times 10^{-3} \left[V_H / (f_{nW} \sqrt{wd}) \right]^{3,3}$, en N/m^3 ;
 Q_B = masse volumique moyenne du bâtiment, en kg/m^3 ;
 β_W, β_D = fraction de l'amortissement critique dans les directions perpendiculaire et parallèle au vent, respectivement;
 f_{nW}, f_{nD} = fréquences propres fondamentales dans les directions perpendiculaire et parallèle au vent, respectivement, en Hz ;
 Δ = flèche horizontale maximale provoquée par le vent au faite du bâtiment, dans la direction parallèle au vent, en m , à la période de récurrence pour laquelle les accélérations sont évaluées; et
 g = accélération due à la pesanteur = $9,81 m/s^2$.

Les variables g_p, K, s, F, C_{eH} et C_g ont été définies précédemment relativement au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB.

76. Bien qu'on reconnaisse que de nombreux autres facteurs, comme les indices visuels, la position et l'orientation du corps, ainsi que l'état d'esprit, exercent une influence sur la perception du mouvement, il semble qu'à partir du moment où l'amplitude de l'accélération se situe entre 0,5 % et 1,5 % de g , la plupart des gens peuvent percevoir le mouvement d'un bâtiment.^{[30][43][44]}
77. Historiquement, les équations (8) et (9) ont été utilisées avec des limites d'accélération du vent 1 fois en 10 ans de 1 % à 3 % de g pour l'évaluation préliminaire des bâtiments de grande hauteur. En Amérique du Nord, au cours de la période 1975 à 2000, nombre des bâtiments de grande hauteur qui ont fait l'objet d'essais détaillés en soufflerie ont été calculés pour une accélération maximale 1 fois en 10 ans de l'ordre de 1,5 % à 2,5 % de g . L'extrémité inférieure de cette plage était généralement appliquée aux habitations et l'extrémité supérieure, aux tours à bureaux. Leur performance sur la base de ces critères semble avoir été généralement satisfaisante. Récemment, d'autres critères comme ceux de la norme ISO 10137, « Bases du calcul des constructions – Aptitude au service des bâtiments et des passerelles sous vibrations », liés à la fréquence propre la plus faible du bâtiment ont été publiés et sont fondés sur une fréquence de récurrence de 1 an plutôt que de 10 ans. Les critères de l'ISO qui sont exprimés en accélération maximale pour 1 an en % de g , évaluée à la vitesse moyenne du vent pendant 10 minutes, $V_{10-min,1}$, ne devraient pas dépasser $0,61 f_n^{-0,454}$ pour les tours à bureaux et $0,41 f_n^{-0,454}$ pour les habitations, où f_n est la fréquence de vibration propre la plus faible, en Hz . Ces formules s'appliquent aux bâtiments pour lesquels la valeur de f_n est inférieure à 1 Hz . Pour les tours à bureaux, on obtient une limite d'accélération maximale pour un an de 1,3 % de g lorsque $f_n = 0,2 Hz$ et de 1,7 % de g lorsque $f_n = 0,1 Hz$. Pour les habitations, les limites correspondantes sont 0,9 % de g et 1,2 % de g . La vitesse moyenne du vent pour un an sur 10 minutes, $V_{10-min,1}$, en m/s , à utiliser avec le critère de la norme ISO 10137, est estimée comme suit :

$$V_{10-min,1} = 1,06 (V_{10} - 1,45 \times (V_{50} - V_{10})) \quad (10)$$

où V_{10} et V_{50} , en m/s , sont des valeurs de la vitesse horaire moyenne du vent pour des périodes de récurrence de 10 ans et 50 ans.

78. Compte tenu de la sensibilité relative des équations (8) et (9) à la fréquence propre des vibrations, et de celle de l'équation (9) à la rigidité correspondante du bâtiment, on recommande de déterminer ces propriétés en ayant recours à des méthodes assez rigoureuses et d'utiliser les équations approximatives avec prudence. Par exemple, l'adoption d'une fréquence propre de $10/N$, où N est le nombre d'étages, peut ne pas concorder avec l'hypothèse selon laquelle le déplacement sous l'action du vent risque d'atteindre une valeur égale à $H/500$.

Commentaire I

Exemple de calcul de a_w et de a_p

79. L'exemple suivant donne le calcul détaillé de a_w et de a_p au moyen des équations (8) et (9). Il est fondé sur le problème abordé au paragraphe 49 et sur les hypothèses suivantes :

$$f_{nW} = f_{nD} = 0,2 \text{ Hz}$$

$$q_{10} = 0,37 \text{ kPa}$$

$$\beta_W = \beta_D = 0,015$$

$$\rho_B = 176 \text{ kg/m}^3$$

$$\bar{V} \text{ (vitesse du vent une fois en 10 ans)} = 23,9 \text{ m/s}$$

Étape 1 : Calculer les paramètres exigés.

$$C_{eH} = 1,9 \text{ (tiré de la figure A-4.1.7.8. 2) et 3) du CNB)}$$

$$V_H = \bar{V} \sqrt{C_{eH}} \text{ (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB)}$$

$$= 23,9 \times \sqrt{1,9}$$

$$= 32,9 \text{ m/s}$$

$$w/H = \text{rapport largeur-hauteur}$$

$$= 30,5/183$$

$$= 0,17$$

$$f_n/V_H = \text{nombre d'ondes pour le calcul de F (} f_n \text{ représente } f_{nW} \text{ ou } f_{nD} \text{ étant donné qu'ils sont les mêmes et correspondent à 0,2 Hz)}$$

$$= 0,2/32,9$$

$$= 0,0061$$

$$f_n H/V_H = \text{fréquence réduite pour le calcul de s}$$

$$= 0,2 \times 183/32,9$$

$$= 0,112$$

Étape 2 : Calculer σ/μ (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB) au moyen des paramètres suivants :

$$K = 0,10 \text{ pour l'exposition B;}$$

$$B = 0,62 \text{ (tiré de la figure 4.1.7.8. du CNB);}$$

$$s = 0,093 \text{ (tiré de la figure A-4.1.7.8. 4)-B) du CNB);}$$

$$F = 0,26 \text{ (tiré de la figure A-4.1.7.8. 4)-C) du CNB); et}$$

$$\beta = 0,015 \text{ (donné).}$$

$$\begin{aligned} \sigma/\mu &= \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta} \right)} \\ &= \sqrt{\frac{0,1}{1,9} \left(0,62 + \frac{0,093 \times 0,26}{0,015} \right)} \\ &= 0,343 \end{aligned}$$

Étape 3 : Calculer ν (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB).

$$\begin{aligned} \nu &= f_n \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \\ &= 0,2 \sqrt{\frac{0,093 \times 0,26}{0,093 \times 0,26 + 0,015 \times 0,62}} \\ &= 0,170/\text{s} \end{aligned}$$

Étape 4 : Obtenir le coefficient de pointe, g_p .

$$g_p = 3,74 \text{ (tiré de la figure A-4.1.7.8. 4)-A) du CNB)}$$

Étape 5 : Calculer C_g (conformément au paragraphe 4.1.7.8. 4) du CNB).

$$\begin{aligned} C_g &= 1 + g_p(\sigma/\mu) \\ &= 1 + 3,74 \times 0,343 \\ &= 2,28 \end{aligned}$$

Étape 6 : Calculer a_r (conformément au paragraphe 75).

$$\begin{aligned} a_r &= 78,5 \times 10^{-3} \left[V_H / (f_{nw} \sqrt{wd}) \right]^{3,3} \\ &= 78,5 \times 10^{-3} [32,9 / (0,2 \times 30,5)]^{3,3} \\ &= 20,4 \text{ N/m}^3 \end{aligned}$$

Étape 7 : Calculer a_w (conformément à l'équation (8)).

$$\begin{aligned} a_w &= 0,2^2 \times 3,74 \times 30,5 \left(\frac{20,4}{176 \times 9,81 \sqrt{0,015}} \right) \\ &= 0,45 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

En conséquence, $a_w/g = 0,45/9,81 = 4,6 \%$.

Étape 8 : Calculer a_D (conformément à l'équation (9)) (la valeur de Δ est habituellement déterminée à partir d'une analyse structurale. Dans cet exemple, Δ_{10} , la valeur de Δ pour un vent 1 fois en 10 ans, est supposée être égale à 0,35 m).

$$\begin{aligned} a_D &= 4\pi^2 \times 0,2^2 \times 3,74 \sqrt{\frac{0,1 \times 0,093 \times 0,26}{1,9 \times 0,015}} \frac{0,35}{2,28} \\ &= 0,264 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

En conséquence, $a_D/g = 0,264/9,81 = 2,7 \%$

Dans cet exemple, il est évident que les accélérations perpendiculaires au vent éclipsent les accélérations parallèles au vent.

Effets de turbulences de sillage et de couloir

80. Les vitesses du vent et le spectre de turbulence autour d'un bâtiment qui se trouve dans le sillage de bâtiments au vent situés à proximité peuvent être altérés de façon substantielle, ce qui en modifie la réponse. Les bâtiments au vent peuvent abriter les bâtiments sous le vent ou amplifier les charges dues au vent. La turbulence de sillage peut altérer les charges de ballonnement et intensifier la réaction de structures dynamiquement sensibles. Des essais en soufflerie peuvent servir à étudier ces effets.

Tornades

81. Les tornades sont les phénomènes qui peuvent provoquer le plus grand nombre de décès et de blessures graves par suite d'une défaillance des éléments de charpente, et causer des pertes économiques considérables. Cependant, si la probabilité de l'occurrence d'une tornade par km² peut dépasser de beaucoup 1×10^{-5} par année, la probabilité qu'une tornade frappe un bâtiment donné soit très faible, soit moins de 10^{-5} par année.^[45] À quelques exceptions près, dans le cas des centrales nucléaires, par exemple, il n'est habituellement pas rentable de dépasser les exigences actuelles de la sous-section 4.1.7. de la division B du CNB dans la conception de bâtiments capables de résister aux tornades étant donné que les risques de perte sont faibles (il est plus économique pour les propriétaires de prendre des assurances). Il importe, cependant, de prescrire des normes de construction propres à garantir la sécurité des occupants. Les rapports d'enquête sur les régions de l'est du Canada qui ont été dévastées par des tornades^{[46][47]} ont démontré que plus de 90 % des

Commentaire I

occupants qui avaient péri ou subi de graves blessures se trouvaient dans des bâtiments qui ne respectaient pas les deux grands principes de construction suivants :

- ancrage des planchers aux fondations ou au sol (des planchers ont été arrachés en emportant les occupants avec eux); et
- ancrage des toits aux murs de blocs de béton (après arrachement du toit, des murs en blocs de béton se sont effondrés sur les occupants).

82. Le premier principe — l'ancrage des planchers — est essentiellement couvert par l'article 9.23.6.1. de la division B du CNB portant sur les habitations ordinaires construites sur des fondations permanentes. Dans la norme CSA Z240.10.1, « Aménagement du terrain, construction des fondations et ancrage des maisons usinées », applicable aux maisons mobiles, on prescrit en outre des moyens d'ancrage permettant de résister aux tornades. Le deuxième principe — l'ancrage des toits aux murs en blocs de béton — est essentiellement couvert par la norme CSA S304.1, « Calcul des ouvrages en maçonnerie », qui prescrit les calculs aux états limites pour le soulèvement dû au vent. À l'alinéa F.1.4 de cette norme, on propose une méthode empirique pour la conception de la maçonnerie. Le non-respect de ce principe de conception est particulièrement grave dans le cas des établissements de réunion à aires ouvertes, car ces derniers n'offrent aux occupants aucune protection physique contre l'effondrement des murs, comme le feraient des marchandises stockées, par exemple. On recommande d'ancrer les murs de blocs au toit à l'aide de tiges d'armatures verticales si ces bâtiments sont situés dans des régions à risque.

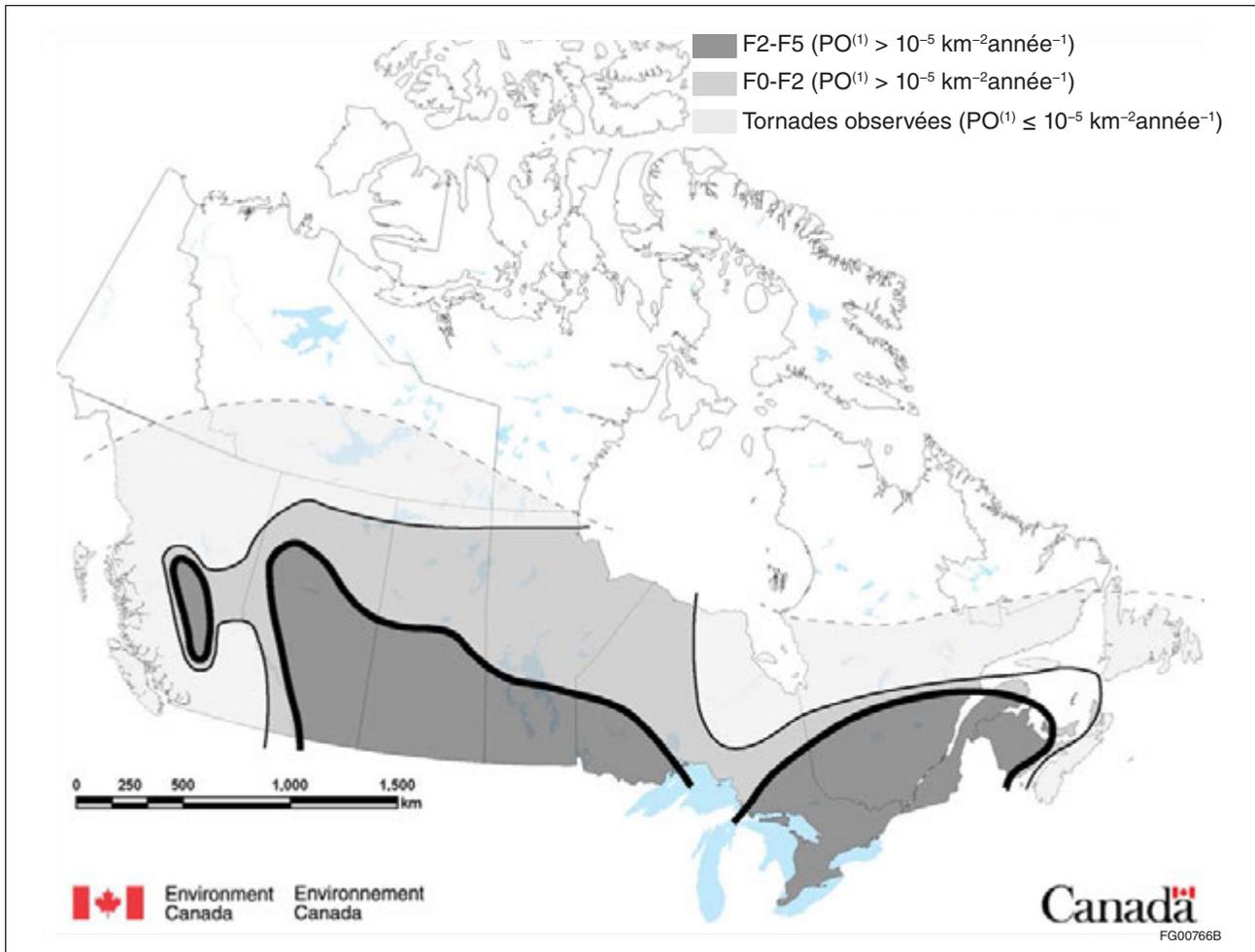


Figure I-10
Régions propices aux tornades au Canada, au moyen de l'échelle de Fujita (F)

(1) PO = probabilité d'occurrence.

83. Ces importants détails de construction conçus pour offrir une protection contre les tornades doivent être calculés en fonction d'un soulèvement dû au vent pondéré de 2 kPa pour le toit, d'une pression latérale pondérée de 1 kPa pour le mur au vent et d'une succion de 2 kPa pour le mur sous le vent.
84. Sur la base des indications fournies par la littérature technique et météorologique sur les tornades et leurs effets, ainsi que d'une base de données nationale des tornades confirmées, la figure I-10 définit trois seuils pour les régions propices aux tornades au Canada comme suit :
- 1) les « régions propices à des tornades importantes » sont les régions où la probabilité estimée de l'occurrence d'une tornade importante (F2-F5 avec des vitesses de rafale sur 3 secondes de plus de 180 km/h) par km² par année dépasse 10⁻⁵;
 - 2) les « régions propices aux tornades » sont les régions où la probabilité estimée de l'occurrence d'une tornade (F2-F5 avec des vitesses de rafale sur 3 secondes de plus de 60 km/h) par km² par année dépasse 10⁻⁵; et
 - 3) les « régions où les tornades sont possibles » sont les régions où des tornades ont été observées, mais où la probabilité estimée de l'occurrence d'une tornade par km² par année est d'au plus 10⁻⁵.

Pour obtenir plus de renseignements, s'adresser à Environnement et Changement climatique Canada; www.climate.meteo.gc.ca.

Comparaison des risques sismiques et des risques liés au vent

85. Des modifications majeures ont été apportées aux dispositions sur les charges sismiques dans les trois dernières éditions du CNB (2005–2015), y compris l'utilisation d'un spectre de risques uniforme, l'adoption d'une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (c.-à-d. une période de récurrence de 2 475 ans) visant à spécifier le paramètre de charge sismique et le remplacement du coefficient général de réduction de force par deux coefficients : un coefficient de sur-résistance explicite, R_o , et un coefficient de réduction de force, R_d , qui est explicitement lié à la capacité de ductilité inélastique du système à soutenir une charge sismique cyclique.^{[48][49]} Comme la force sismique de calcul est réduite par $R_d R_o$, la limite d'élasticité de calcul correspond à une valeur de charge sismique d'une période de récurrence inférieure à 2 475 ans. En raison des différences des caractéristiques probabilistes du risque sismique pour l'est et l'ouest du Canada et des différences dans la capacité de ductilité des systèmes calculés, la probabilité annuelle supposée d'une rupture naissante des structures calculées varie d'environ 10⁻² (1 sur 100) à 10⁻³ (1 sur 1 000), tandis que la probabilité annuelle supposée d'un quasi-effondrement des structures calculées se situe autour de 4 × 10⁻⁴ (1 sur 2 500), mais avec une variabilité importante si le calcul est régi par une exigence de résistance.^{[50][51]} Ces probabilités diminuent si une exigence relative au glissement régit le calcul des structures ou si les sur-résistances réelles sont supérieures au coefficient R_o .

La théorie du calcul parasismique quant au recours à un comportement ductile n'est actuellement pas appliquée au calcul des charges dues au vent.^{[52][53]} Le coefficient de charge due au vent de 1,4 dans le CNB est ajusté en fonction d'une probabilité annuelle tolérable de défaillance de 3 × 10⁻⁵ (1 sur 33 000, soit un indice de fiabilité cible de 3 pour une durée utile de 50 ans) et considère que la charge due au vent nominale est spécifiée en fonction de la valeur de la périodicité de 50 ans de la vitesse horaire moyenne du vent.^{[54][55]} La charge due au vent de calcul pondérée correspond à une valeur de charge due au vent d'une période de récurrence d'environ 500 ans, à laquelle la structure résiste au moyen d'une résistance pondérée (réduite). Avec une sur-résistance nominale de 1,3, cependant, une structure peut résister à une charge due au vent à une période de récurrence d'environ 5 000 à 10 000 ans.

Les différences de périodes de récurrence et de probabilités annuelles d'occurrence notées ci-dessus sont dues à la forme différente des courbes de périodicité. Par exemple, de façon très approximative :

- la pression du vent basée sur un vent d'une période de récurrence de 50 ans est égale à environ 60 % de la pression du vent, sur la base d'un vent d'une périodicité de 2 500 ans;
- le mouvement sismique du sol basé sur la période de récurrence de 50 ans est égal à environ 15 % du mouvement sismique du sol sur la base d'une périodicité de 2 500 ans.

Ceci explique pourquoi il semble y avoir plus de jours de vent notable que de jours de mouvements sismiques du sol notables. Pour des observations plus détaillées, voir Bartlett et coll.,^{[54][55]} et DeVall.^[56]

Historique des dispositions relatives aux charges dues au vent dans le CNB

86. En 1995, l'information sur les méthodes utilisées pour obtenir les pressions du vent, q , pour les périodes de récurrence de 10, 30 et 100 ans a été retirée du chapitre 1 du Supplément au Code national du bâtiment – Canada 1990 et ajoutée à l'annexe C du CNB.
87. Dans le CNB 2005 :
- les trois périodes de récurrence de 10, 30 et 100 ans ont été remplacées par une seule période de récurrence de 50 ans;
 - un coefficient de risque de la charge due au vent, I_w , a été introduit dans les expressions pour calculer les pressions du vent p et p_i ;
 - sous la méthode statique, une catégorie pour terrain rugueux a été ajoutée pour le calcul du coefficient d'exposition, C_e , et un coefficient de rafale intérieure modifié, $C_{g,i}$, a été introduit pour le calcul de la pression intérieure du vent;
 - une définition de la « largeur effective » a été ajoutée; et
 - les pourcentages d'élimination des charges dues au vent permis pour la répartition des charges partielles dues au vent ont été augmentés.
88. Dans le CNB 2010 :
- la hauteur de bâtiment qui dicte l'utilisation de la méthode dynamique ou des essais en soufflerie est passée de 120 m à 60 m;
 - la fréquence propre la plus faible de 1 Hz a été introduite pour rendre obligatoire l'utilisation de la méthode dynamique ou des essais en soufflerie;
 - la fréquence propre la plus faible de $\frac{1}{4}$ Hz a été introduite pour rendre obligatoire l'utilisation de la méthode des essais en soufflerie;
 - la pression dynamique de référence minimale du vent est devenue 0,30 kPa; et
 - l'exposition C a été supprimée.

Figures

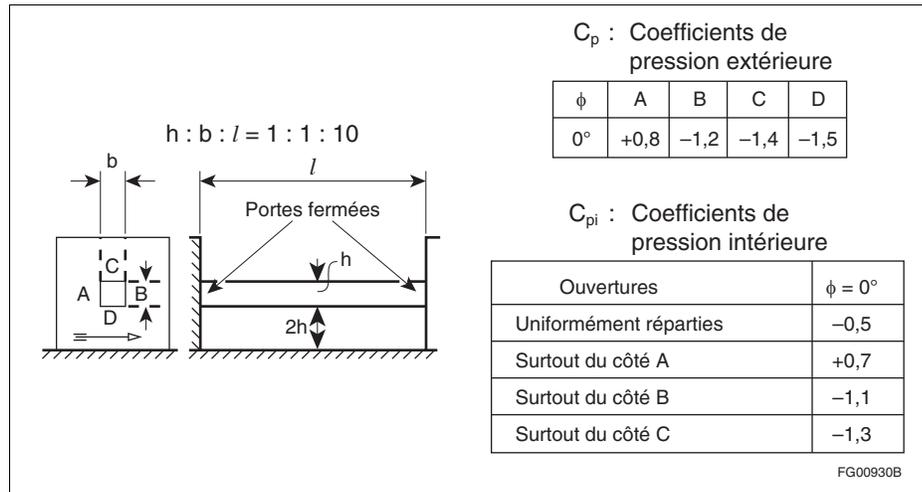


Figure I-11
Passage fermé entre murs de grandes dimensions

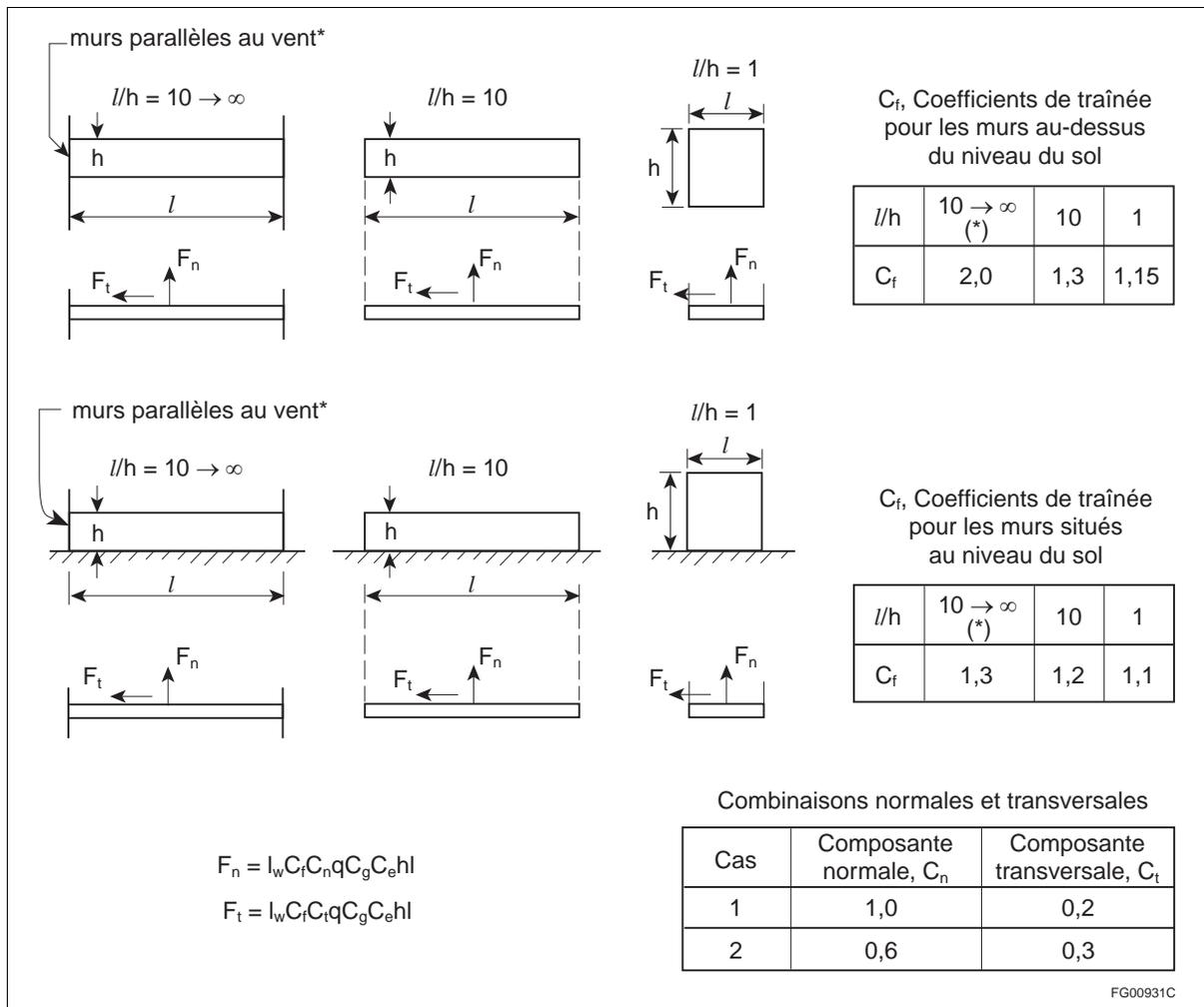


Figure I-12
Plaques, murs et panneaux d'affichage autoporteurs

Commentaire I

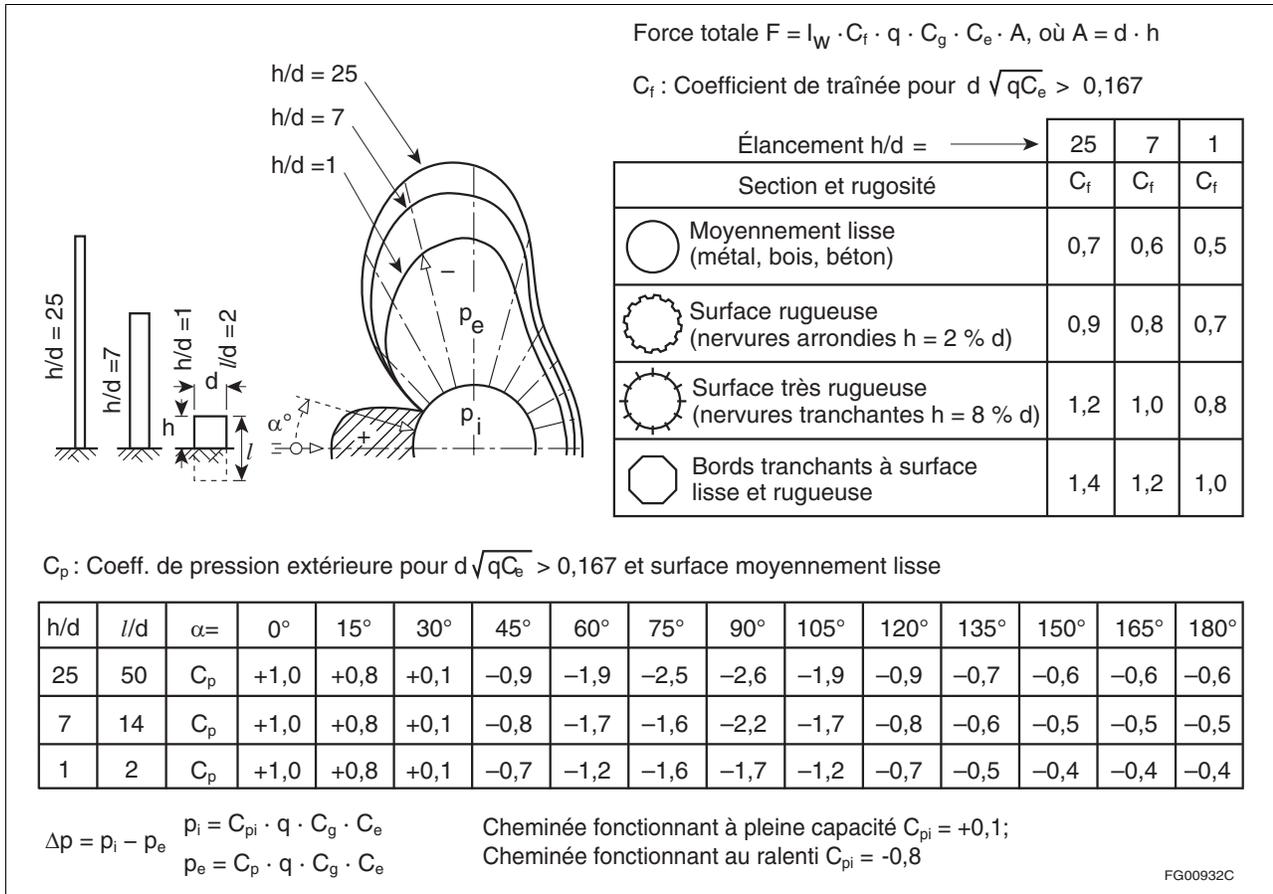


Figure I-13
Cylindres, cheminées et réservoirs

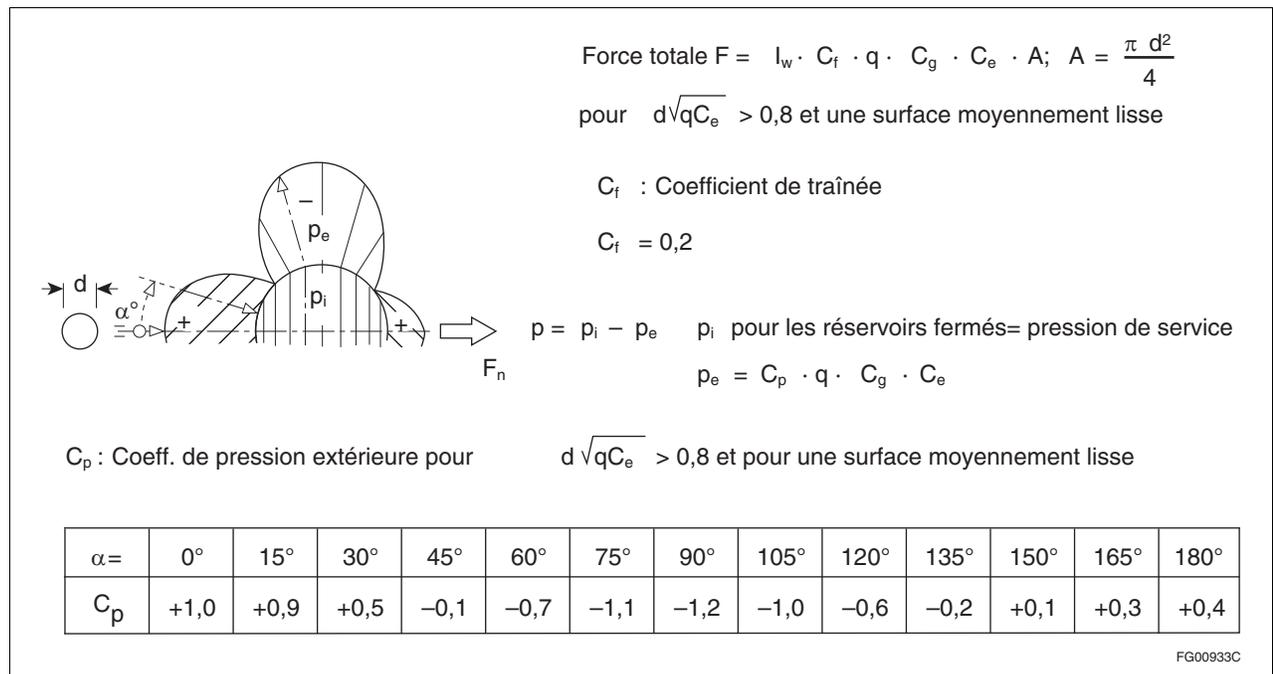


Figure I-14
Sphères

(1) Le plein éventail des pressions intérieures possibles doit être considéré pour p_i .

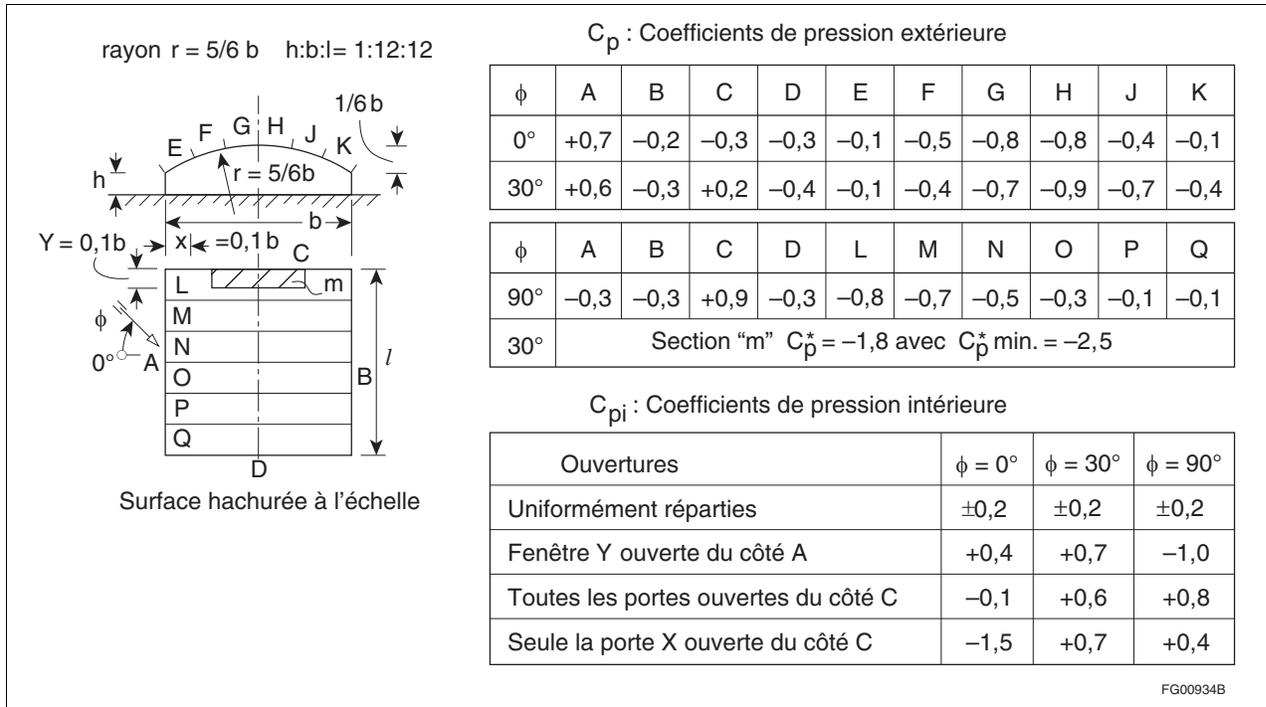


Figure I-15
Hangar, toit en voûte à surface moyennement lisse

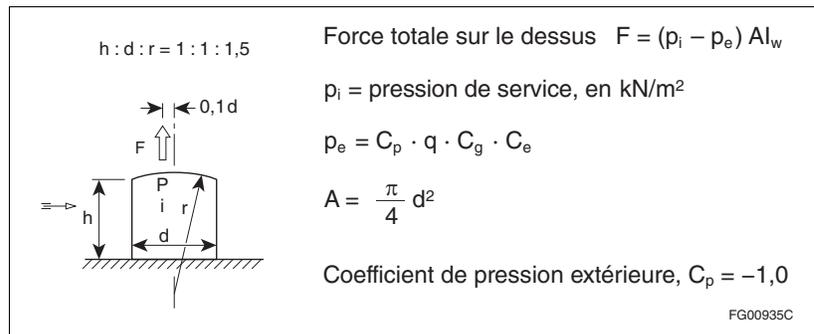


Figure I-16
Charge sur le dessus d'un réservoir fermé lisse

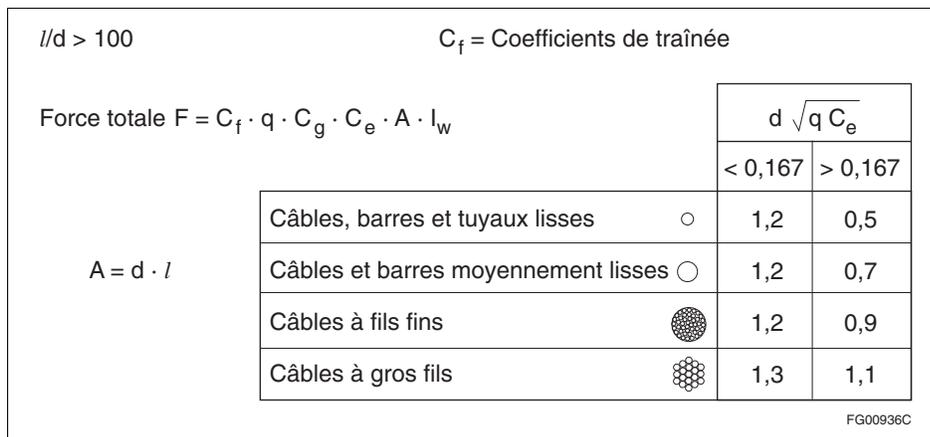


Figure I-17
Poteaux, barres et câbles

Commentaire I

l = Longueur de l'élément

$A = h \cdot l$ = Surface

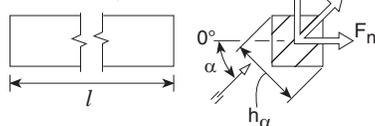
Pour un vent normal à l'axe de l'élément : Force normale $F_n = k \cdot C_{n\infty} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A \cdot l_w$

Force tangentielle $F_t = k \cdot C_{t\infty} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A \cdot l_w$

$C_{n\infty}$ et $C_{t\infty}$: coefficients de traînée pour un élément infiniment long

α	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$										
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0	+2,0	0	+2,05	0
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	-0,1	+1,75	-0,95	+0,7	-1,6	+2,15	0	+0,6
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0	-1,7	$\pm 2,1$	-1,8	0
α	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$										
0°	+1,4	0	+2,05	0	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0
45°	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55
90°	0	+2,2	$\pm 0,5$	+0,9	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75	0	+2,0

Pour l'élançement, prendre h_α



k : Coefficient de réduction pour les éléments d'élançement fini (en général, utiliser la longueur totale et non celle du panneau)

l/h_α	5	10	20	35	50	100	∞
k	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	0,95	1,0

FG00937C

Figure I-18
Éléments structuraux, simples ou composés

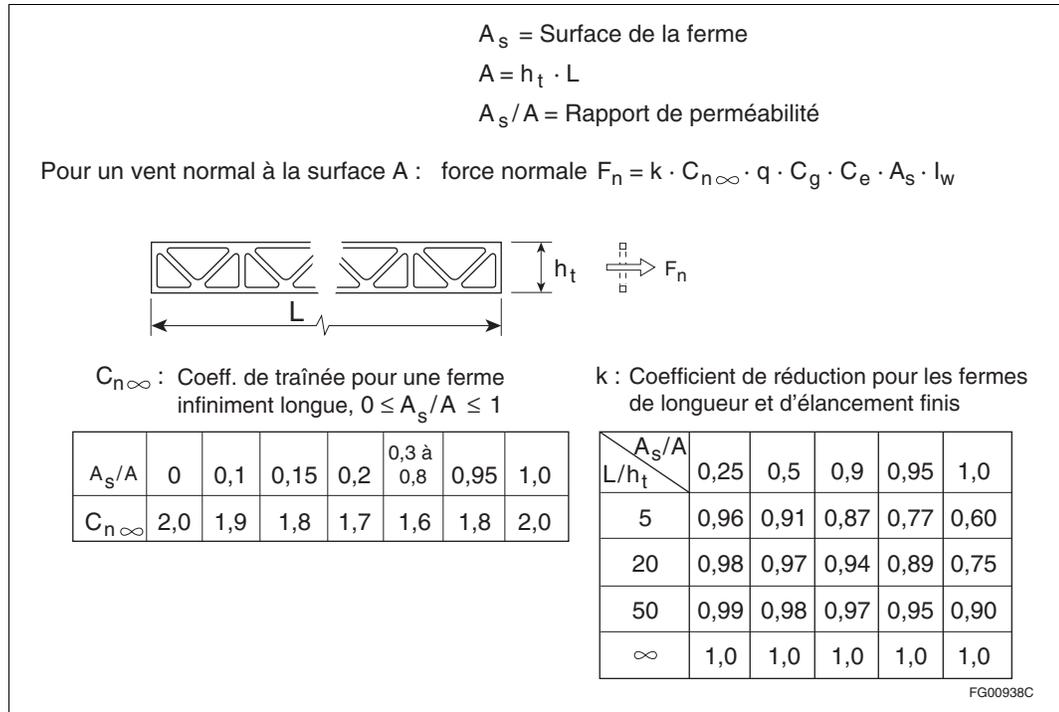


Figure I-19
Fermes courantes composées d'éléments à arêtes vives

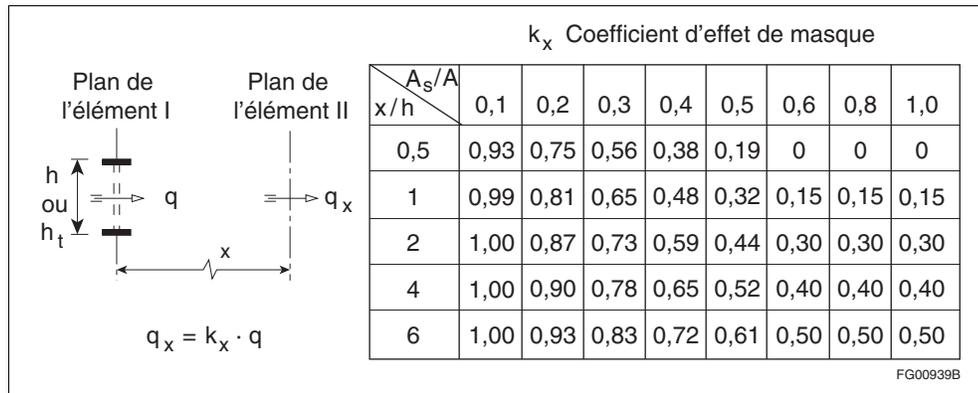


Figure I-20
Coefficients d'effet de masque

(1) $A_s/A =$ rapport de perméabilité où A_s et A correspondent respectivement à la surface de la ferme et à la superficie nette de la ferme (voir la figure I-19).

Commentaire I

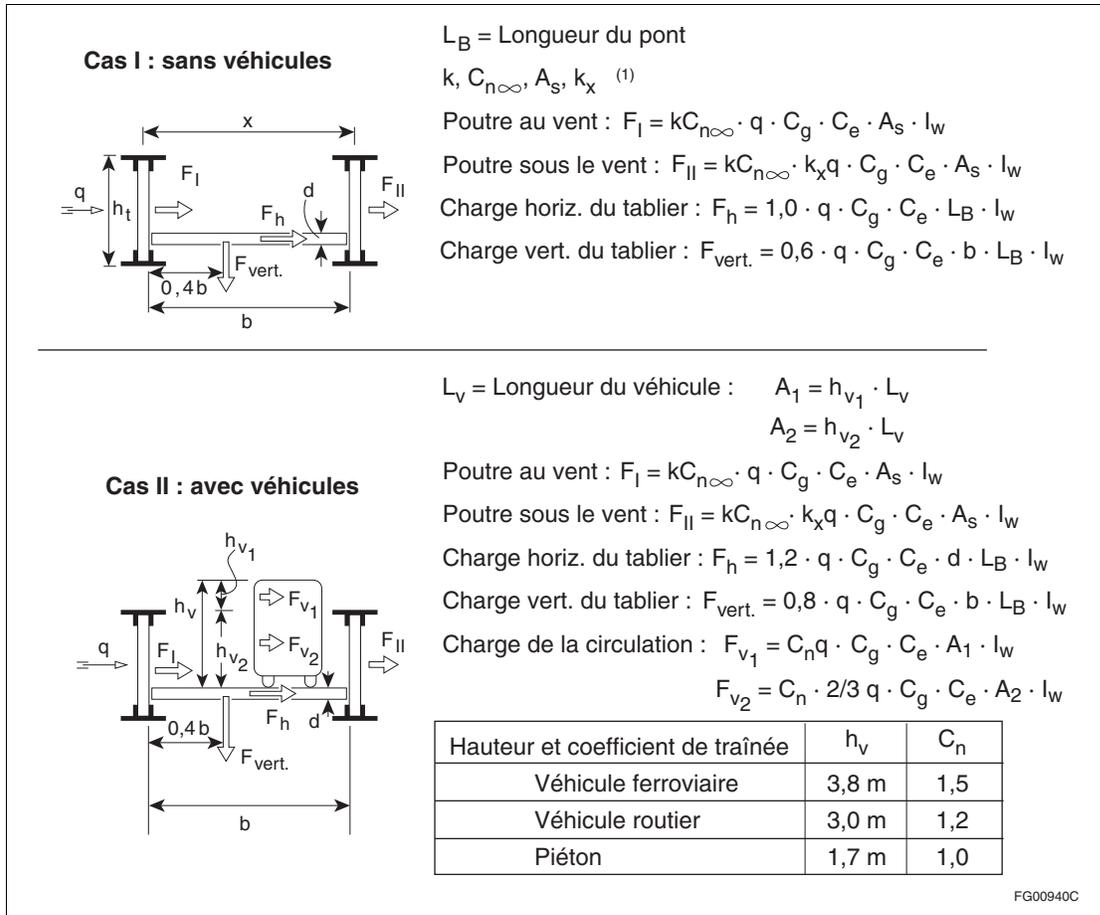


Figure I-21

Ponts à fermes et à poutres composées

(1) Les valeurs des coefficients proviennent des figures I-18 et I-19.

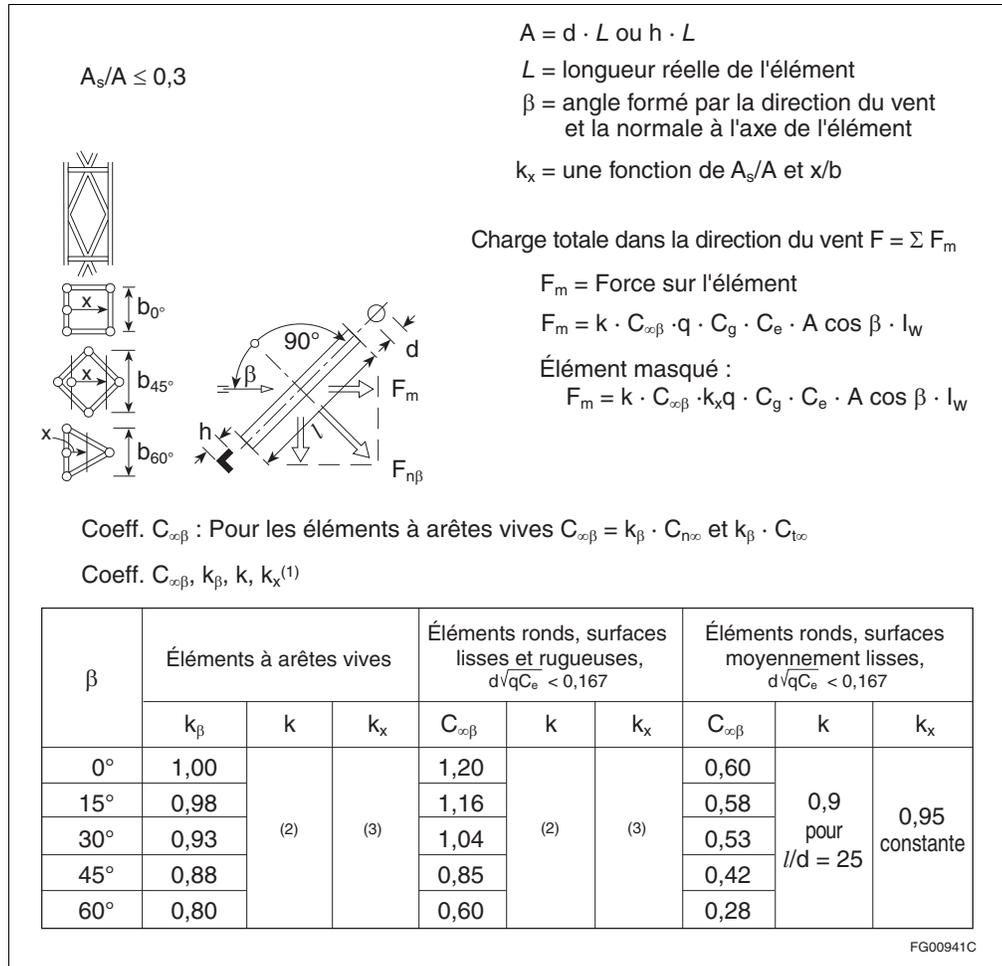


Figure I-22
 Poutres à treillis tridimensionnelles

- (1) Voir la figure I-18 pour les valeurs de $C_{n\infty}$ et $C_{t\infty}$.
- (2) Voir la figure I-18.
- (3) Voir la figure I-20.

Références

- [1] A.G. Davenport, Gust Loading Factors, Journal of the Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 93, juin 1967, pp. 12-34.
- [2] J.E. Cermak, Application of Fluid Mechanics to Wind Engineering, Freeman Scholar Lecture, Journal of Fluid Engineering, ASME, vol. 97, n° 1, mars 1975.
- [3] E. Simiu et R.H. Scanlan, Wind Effects on Structures: An Introduction to Wind Engineering, John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [4] ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67, Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures, American Society of Civil Engineers, 1999.
- [5] D. Surry et N. Isyumov, Model Studies of Wind Effects: A Perspective on the Problems of Experimental Technique and Instrumentation, Int. Congress on Instrumentation in Aerospace Simulation Facilities, 1975 Record, pp. 79-90.
- [6] P.A. Irwin, Exposure Categories and Transitions for Design Wind Loads, ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 132, n° 11, 2006, pp. 1755-1763.
- [7] D.R. Lemelin, D. Surry et A.G. Davenport, Simple Approximations for Wind Speed-Up Over Hills, 7th International Conference on Wind Engineering, Aix-la-Chapelle, Allemagne de l'Ouest, 6 au 10 juillet 1987.
- [8] P.S. Jackson et J.C.R. Hunt, Turbulent Wind Flow Over a Low Hill, Quart. Journal R. Met. Soc., vol. 101, 1975, pp. 929-955.
- [9] J.L. Walmsley, P.A. Taylor et T. Keith, A Simple Model of Neutrally Stratified Boundary-Layer Flow Over Complex Terrain With Surface Roughness Modulations, Boundary-Layer Meteorology, vol. 36, 1986, pp. 157-186.
- [10] M. Jensen et N. Franck, Model Scale Tests in Turbulent Wind, Part II, Danish Technical Press, Copenhagen, 1965.
- [11] D. Surry, R.B. Kitchen et A.G. Davenport, Design Effectiveness of Wind Tunnel Studies for Buildings of Intermediate Height, Revue canadienne de génie civil., vol. 4, n° 1, 1977, pp. 96-116.
- [12] T. Stathopoulos, D. Surry et A.G. Davenport, Internal Pressure Characteristics of Low-Rise Buildings Due to Wind Action, Proc. Fifth International Conference on Wind Engineering, Colorado State University, juillet 1979, Pergamon Press.
- [13] D. Surry, T. Stathopoulos et A.G. Davenport, The Wind Loading of Low Rise Buildings, Proc. Can. Struct. Eng. Conference, Toronto, 1978.
- [14] T. Stathopoulos et X. Zhu, Wind Pressures on Buildings with Appurtenances, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 31, 1988, pp. 265-281.
- [15] T. Stathopoulos et X. Zhu, Wind Pressures on Buildings with Mullions, Journal of Structural Eng., ASCE, vol. 116, n° 8, 1990, pp. 2272-2291.
- [16] T. Stathopoulos, Wind Loads on Eaves of Low Buildings, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 107, n° ST10, octobre 1981, pp. 1921-1934.
- [17] T. Stathopoulos et H.D. Luchian, Wind-Induced Forces on Eaves of Low Buildings, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 52, 1994, pp. 249-261.
- [18] D. Surry et E.M.F. Stopar, Wind Loading of Large Low Buildings, Revue canadienne de génie civil., vol. 16, 1989, pp. 526-542.
- [19] T. Stathopoulos et A. Baskaran, Wind Pressures on Flat Roofs with Parapets, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 113, n° 11, nov. 1987, pp. 2166-2180.
- [20] T. Stathopoulos, Wind Pressures on Flat Roof Edges and Corners, Proc. of Seventh International Conference on Wind Engineering, Aachen, Allemagne de l'Ouest, 6-10 juillet 1987.
- [21] T. Stathopoulos et H.D. Luchian, Wind Pressures on Building Configurations with Stepped Roofs, Revue canadienne de génie civil, vol. 17, n° 4, 1990, pp. 569-577.
- [22] T. Stathopoulos et H.D. Luchian, Wind Loads on Flat Roofs with Discontinuities, CSCE Annual Conf., Vancouver, mai 1991.
- [23] D.E. Walshe, Measurements of Wind Force on a Model of a Power Station Boiler House at Various Stages of Erection, NPL Aero Report 1165, National Physical Laboratory, Teddington, Angleterre, septembre 1965.

- [24] D. Surry et T. Stathopoulos, The Wind Loading of Low Buildings with Mono-sloped Roofs, Final Report BLWT-SS38, University of Western Ontario, London, Ontario, 1988.
- [25] D. Meecham, D. Surry et A.G. Davenport, The Magnitude and Distribution of Wind-Induced Pressures on Hip and Gable Roofs, 8th Coll. on Ind. Aerodynamics, Aachen, Allemagne, septembre 1989.
- [26] J.D. Holmes, Wind Loading on Multi-span Building, 1st National Structural Eng. Conf., Melbourne, Australie, août 1987.
- [27] T. Stathopoulos and P. Saathoff, Wind Pressures on Roofs of Various Geometries. Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, Vol. 38, 1991, pp. 273-284.
- [28] T. Stathopoulos et A.R. Mohammadian, Wind Loads on Low Buildings with Monosloped Roofs, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 23, 1986, pp. 81-97.
- [29] P. Saathoff et T. Stathopoulos, Wind Loads on Buildings with Sawtooth Roofs, Journal of Structural Eng., ASCE, vol. 118, n° 2, 1992, pp. 429-446, document n° 675.
- [30] R.J. Hansen, J.W. Reed et E.H. Van Marcke, Human Response to Wind-Induced Motion of Buildings, Journal of the Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 99, juillet 1973, pp. 1587-1605.
- [31] Wind Effects Committee, American Society of Civil Engineers (ASCE), Wind Loading and Wind-Induced Structural Response, ASCE, New York, 1987.
- [32] N. Isyumov, The Aeroelastic Modelling of Tall Buildings, International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications, Gaithersburg, Maryland, avril 1982, Cambridge University Press, 1982.
- [33] P. Sachs, Wind Forces in Engineering, 2nd Edition, Pergamon Press, Toronto, 1978.
- [34] L. Christensen et S. Frandsen, A Field Study of Cross Wind Excitation of Steel Chimneys: Safety of Structures under Dynamic Loading, Institut norvégien de technologie, Trondheim, juin 1977, pp. 689-697.
- [35] A.G. Davenport, Note on the Distribution of the Largest Value of a Random Function with Application to Gust Loading, Proc., Inst. Civ. Eng., Londres, vol. 28, juin 1964, pp. 187-196.
- [36] G.A. Kopp, S. Farquhar, et M.J. Morrison, Aerodynamic Mechanisms for Wind Loads on Tilted, Roof-Mounted, Solar Arrays, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 111, 2012, pp. 40-52.
- [37] G.A. Kopp, Wind Loads on Low Profile, Tilted, Solar Arrays Placed on Large, Flat, Low-Rise Building Roofs, Journal of Structural Engineering, vol. 140, n° 2, 2013, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000821.
- [38] Structural Engineers Association of California (SEAOC), Wind Design for Low-Profile Solar Photovoltaic Arrays on Flat Roofs, SEAOC Report PV2-2012, SEAOC, Sacramento, Californie, 2012.
- [39] D. Banks, Wind Loads on Tilted Flat Panels on Commercial Roofs: The Effects of Corner Vortices, Advances in Hurricane Engineering, eds. C.P. Jones and L.G. Griffis, ASCE, octobre 2012.
- [40] SIA 160(1956), Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten (Normes des hypothèses de charge, d'acceptation et d'inspection des structures), Schweizerischer Ingenieur und Architekten Verein (Société suisse des ingénieurs et des architectes), Zurich, 1956.
- [41] P.N. Georgiou et B.J. Vickery, Wind Loads on Building Frames, Proc. Fifth International Conference on Wind Engineering, Colorado State University, juillet 1979, Pergamon Press.
- [42] B.J. Vickery et R.I. Basu, Simplified Approaches to the Evaluation of the Across-Wind Response of Chimneys, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 14, décembre 1983, pp. 153-166.
- [43] P.W. Chen et L.E. Robertson, Human Perception Thresholds of Horizontal Motion, Journal of the Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 98, août 1972, pp. 1681-1695.
- [44] F.K. Chang, Human Response to Motions in Tall Buildings, Journal of the Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 99, juin 1973, pp. 1259-1272.
- [45] M.J. Newark, A Design Basis Tornado, Revue canadienne de génie civil., vol. 18, 1991, pp. 521-524.
- [46] D.E. Allen, Tornado Damage at Blue Sea Lake and Nicabong, Note d'information de recherche sur le bâtiment n° 222, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1984.

Commentaire I

- [47] D.E. Allen, Tornado Damage in the Barrie/Orangeville Area, Ontario, mai 1985, Note d'information de recherche sur le bâtiment n° 240, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1986.
- [48] A.C. Heidebrecht, Overview of Seismic Provisions of the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, 2003, pp. 241-254.
- [49] D. Mitchell, R. Tremblay, E. Karacabeyli, P. Paultre, M. Saatcioglu et D.L. Anderson, Seismic Force Modification Factors for the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, 2003, pp. 308-327.
- [50] H.P. Hong et P. Hong, Reliability-Consistent Seismic Design Load Contour Maps, 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering, 2007, Ottawa, Canada.
- [51] H.P. Hong, P. Hong et W. Wang, Reliability of Steel Frames Designed in Accordance with the NBCC Seismic Provisions and Implication in Codified Design, *Engineering Structures*, vol. 32, numéro 5, mai 2010, pp. 1284-1291.
- [52] B.J. Vickery, Wind Action on Simple Yielding Structures, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, vol. 96, n° EM2, 1970, pp. 107-120.
- [53] H.P. Hong, Accumulation of Wind Induced Damage on Bilinear Systems, *Wind and Structures, An International Journal*, vol. 7, n° 3, 2004, pp. 145-158.
- [54] F.M. Bartlett, H.P. Hong et W. Zhou, Load Factor Calibration for the Proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada: Companion-Action Load Combinations, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, 2003a, pp. 429-439.
- [55] F.M. Bartlett, H.P. Hong et W. Zhou, Load Factor Calibration for the Proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada: Statistics of Loads and Load Effects, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, 2003b, pp. 440-448.
- [56] R.H. DeVall, Background Information for Some of the Proposed Earthquake Design Provisions for the 2005 Edition of the National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, 2003, pp. 279-286.

Commentaire J

Calcul fondé sur les effets dus aux séismes

Domaine d'application	J-1
Objectifs du calcul parasismique et performance attendue	J-1
Fondement de la mise à jour des dispositions parasismiques du CNB de 2010	J-3
Sommaire des modifications importantes apportées au CNB de 2015	J-4
Expression du risque sismique dans les éditions précédentes du CNB	J-4
Modifications importantes au modèle des risques sismiques du CNB de 2015	J-5
Coefficients d'emplacement dépendant de la période	J-5
Limites des effets de la sur-résistance et de la ductilité	J-6
Calcul de la période	J-6
Effets des modes supérieurs dans la méthode des forces statiques équivalentes	J-7
Irrégularités	J-7
Exigences relatives à l'analyse dynamique	J-8
Dispositions spéciales	J-9
Risque sismique	J-9
Raisons du nouveau calcul du risque sismique	J-9
Brève description des paramètres utilisés dans le modèle des risques sismiques du CNB de 2015	J-10
Démarche probabiliste pour les séismes de la zone de subduction de Cascadia	J-13
Risque sismique calculé et mouvements de calcul du sol	J-13
Choix d'un niveau de confiance	J-14
Choix des conditions de référence du sol	J-14
Valeurs de risque sismique et cartes	J-14
Effets de la réponse sismique des emplacements	J-19
Amplification locale	J-19
Fondement théorique de l'amplification locale	J-20
Amplification locale non linéaire	J-20
Coefficients d'emplacement	J-21
Coefficients d'emplacement du CNB	J-22
Calcul parasismique ne faisant pas partie des dispositions du CNB ...	J-23
Évaluation et réhabilitation des bâtiments existants	J-23
Sous-section 4.1.8. du CNB, Charges et effets dus aux séismes	J-23
Analyse (CNB, article 4.1.8.1.)	J-23
Exigences générales (CNB, article 4.1.8.3.)	J-24
Caractéristiques de l'emplacement (CNB, article 4.1.8.4.)	J-30
Coefficient de risque (CNB, article 4.1.8.5.)	J-40
Configuration structurale (CNB, article 4.1.8.6.)	J-40
Méthodes d'analyse (CNB, article 4.1.8.7.)	J-47
Direction de la charge (CNB, article 4.1.8.8.)	J-48

Coefficients de modification de force liée à la ductilité et de sur-résistance du SFRS et restrictions générales (CNB, article 4.1.8.9.)	J-49
Restrictions additionnelles (CNB, article 4.1.8.10.)	J-52
Méthode de calcul de la force statique équivalente pour les structures satisfaisant aux conditions de l'article 4.1.8.7. du CNB (CNB, article 4.1.8.11.)	J-55
Méthode d'analyse dynamique (CNB, article 4.1.8.12.)	J-66
Déformations et limites de glissement (CNB, article 4.1.8.13.)	J-76
Séparation des structures (CNB, article 4.1.8.14.)	J-78
Critères de calcul (CNB, article 4.1.8.15.)	J-79
Fondations (CNB, article 4.1.8.16.)	J-85
Stabilité de l'emplacement (CNB, article 4.1.8.17.)	J-91
Éléments de structure, composants non structuraux et équipement (CNB, article 4.1.8.18.)	J-91
Calcul parasismique au moyen de l'isolation sismique (CNB, articles 4.1.8.19. et 4.1.8.20.)	J-98
Calcul parasismique au moyen de dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie (CNB, articles 4.1.8.21. et 4.1.8.22.)	J-109
Annexe	J-121
Références	J-131

Commentaire J

Calcul fondé sur les effets dus aux séismes

Domaine d'application

1. Les exigences de la sous-section 4.1.8. du Code national du bâtiment – Canada 2015 (CNB) s'appliquent uniquement au calcul parasismique des bâtiments neufs et ne devraient pas être utilisées pour les ouvrages spéciaux, comme les ponts, les tours, les barrages et les réservoirs de stockage (pour des recommandations sur les réservoirs de stockage autoporteurs, voir le paragraphe 247). Les effets des réservoirs situés à l'intérieur des bâtiments sont toutefois traités à l'article 4.1.8.18. La sous-section 4.1.8. du CNB ne vise pas expressément l'évaluation et la mise à niveau des bâtiments existants, mais les concepts et les méthodes d'analyse et de calcul présentés ici peuvent généralement être aussi appliqués à cette fin, comme il est abordé dans le Commentaire L.
2. Même si, dans certaines situations, les forces de calcul du vent peuvent être supérieures aux forces sismiques de calcul (c.-à-d. si le vent régit le calcul), il peut être nécessaire de prévoir certains détails parasismiques. Même si les forces du vent sont le facteur dominant, le calcul doit tenir au moins compte des exigences pour ce type de système de résistance aux charges latérales et des détails qui correspondent aux forces sismiques calculées pour le bâtiment.

Objectifs du calcul parasismique et performance attendue

3. Différents phénomènes sismiques peuvent causer des dommages aux bâtiments : secousses du sol, défaillance du sol due aux secousses (y compris l'étalement latéral et le tassement causés par la liquéfaction ou l'instabilité des pentes), effets des failles superficielles sur les structures ou tsunamis. Les secousses sont le seul de ces risques qui est traité directement dans le CNB, bien que les risques de liquéfaction et d'instabilité des pentes, ainsi que leurs conséquences sur les bâtiments, soient pris en compte dans le calcul de la structure et de ses fondations; on contrôle les autres risques liés aux failles superficielles sur les structures, glissements de terrain et tsunamis surtout au moment de la planification et du choix de l'emplacement. Le calcul parasismique a les objectifs suivants, lesquels s'inscrivent dans les objectifs globaux du CNB :
 - 1) préserver la vie et la sécurité des occupants du bâtiment et du public lorsque le bâtiment est soumis à de fortes secousses;
 - 2) limiter les dommages au bâtiment pendant des secousses faibles à modérées; et
 - 3) accroître la probabilité que les bâtiments de protection civile continuent d'être occupés et fonctionnels après de fortes secousses, même si le bâtiment subit des dommages mineurs.
4. Selon le CNB, les fortes secousses demeurent un phénomène rare au Canada; en effet, à l'article 4.1.2.1., on définit les charges sismiques comme des charges rares. Dans la section du présent commentaire intitulée « Risque sismique », les fortes secousses sont définies en fonction de l'amplitude moyenne des mouvements du sol ayant une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (ou d'approximativement 0,1 % en 2 ans ou 4 % en 100 ans), ce qui correspond à un taux annuel de dépassement de 1/2475. Le mouvement du sol dont la probabilité est de 2 % en 50 ans peut donc être considéré comme le mouvement sismique maximal du sol devant être pris en compte, ou en d'autres termes, le mouvement de calcul du sol (DGM). Toutefois, des secousses plus fortes peuvent se produire. Dans ce cas, il s'agit de calculer les bâtiments en tenant compte d'exigences supérieures à celles du CNB.
5. L'objectif premier du calcul parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité aux occupants du bâtiment et au public lorsque le bâtiment est soumis à de forts mouvements du sol, en

d'autres termes de réduire les pertes de vie. Ceci signifie que, bien que le DGM pourrait occasionner des dommages structuraux et non structuraux importants, on peut raisonnablement supposer que le bâtiment ne s'effondrera pas et que les éléments qui y sont fixés ne se détacheront pas et ne tomberont pas sur les personnes qui se trouvent à proximité du bâtiment. Ce niveau de performance est appelé « dommages importants » parce que, bien que la structure puisse avoir perdu une partie considérable de sa résistance et de sa rigidité initiales, elle conserve une résistance à l'effondrement. Certains bâtiments peuvent toutefois être endommagés au point de devoir être démolis.

6. On peut obtenir un niveau élevé de sécurité des personnes compatible avec la faible probabilité de « dommages importants » en dissipant l'énergie par action non élastique, dissipation qui est au centre de la démarche de calcul parasismique utilisée dans les dispositions du CNB. La dissipation de l'énergie par action non élastique entraîne une réduction des forces de calcul. Les systèmes de résistance aux forces sismiques (SFRS) dont la capacité de dissipation de l'énergie par action non élastique est faible, c'est-à-dire ceux qui possèdent une ductilité limitée, sont soumis à des charges plus élevées et comportent des détails moins rigoureux; dans certains cas, les systèmes peu ductiles peuvent ne pas être permis dans les régions où les mouvements sismiques de calcul sont importants. On assure la résistance des divers SFRS aux charges sismiques prévues en appliquant les dispositions de calcul et de détail du CNB et des normes relatives aux matériaux qui y sont incorporées par renvoi. Il est plus probable que l'intégrité de la structure sera maintenue après une forte secousse du sol si les limites de déplacement entre les étages est compatible avec l'objectif de performance correspondant à des « dommages importants ».
7. Bien que les paragraphes qui précèdent décrivent l'objectif premier du calcul parasismique, les concepteurs désirent souvent obtenir plus d'information sur les objectifs associés de performance prévue, en particulier lorsque l'intensité des secousses approche du DGM ou le dépasse. Heidebrecht^[1] traite de ces objectifs et décrit un certain nombre de caractéristiques de calcul qui contribuent largement à l'atteinte des objectifs prévus de performance. Outre les caractéristiques de dissipation de l'énergie, d'autres facteurs jouent un rôle important, notamment la régularité de la configuration du bâtiment, la sur-résistance et la ductilité de réserve des éléments structuraux et des joints. Au cours de séismes antérieurs, l'expérience a montré que les structures ductiles qui présentent des configurations régulières et dans lesquelles l'énergie est dissipée dans toute la structure peuvent conserver leur intégrité lorsqu'elles sont soumises à des mouvements du sol de beaucoup supérieurs au DGM (Hall^[2] et Park et al.^[3]). En revanche, les structures irrégulières qui possèdent une ductilité limitée donnent souvent une performance médiocre lorsqu'elles sont exposées au DGM, parce que la dissipation de l'énergie et les dommages sont concentrés dans une seule partie de la structure (p. ex., les structures à étages flexibles). Heidebrecht^[1] aborde également le rôle primordial que joue la résistance de calcul dans l'amélioration des objectifs de performance à des niveaux étonnamment élevés de mouvements sismiques.
8. Un calcul conforme aux dispositions du CNB devrait en outre limiter les dommages sous l'effet de secousses qui se situent bien en deçà du niveau du DGM. Lorsque l'amplitude maximale des mouvements du sol est inférieure à la moitié du DGM, les structures bien conçues et détaillées devraient subir des dommages structuraux limités (Heidebrecht^[1]). Étant donné que l'objectif premier du calcul est fondé sur la dissipation de l'énergie par action non élastique, il est entendu que certains dommages structuraux sont prévus lorsque les mouvements maximaux du sol approchent le DGM. On peut réduire ces dommages en choisissant un système structural suffisamment rigide pour que les glissements soient inférieurs aux limites spécifiées, limites qui sont davantage fixées pour limiter la probabilité d'un effondrement et pour restreindre les dommages catastrophiques. On peut réduire les dommages aux éléments non structuraux en limitant la flèche de ces éléments, en limitant les glissements entre les étages de la structure, en portant une attention particulière aux détails, en prévoyant des dégagements suffisants par rapport à la structure et en protégeant les éléments fixés par un assemblage rigide à la structure contre les déformations, qui risquent d'entraîner une fissuration.
9. Les objectifs de performance applicables aux bâtiments de protection civile diffèrent des objectifs décrits ci-dessus parce que ces bâtiments doivent demeurer opérationnels immédiatement après le séisme. Par conséquent, pour les bâtiments de protection civile soumis à des secousses correspondant au DGM, l'objectif de performance en est un d'occupation immédiate. Les dommages subis par le système structural ne devraient pas empêcher le bâtiment de continuer à être utilisé et occupé, et ceux subis par les systèmes non structuraux devraient être mineurs; la structure devraient conserver la plus grande partie de la résistance et de la rigidité qu'elle possédait avant le séisme; les installations mécaniques et électriques, la plomberie et les autres systèmes nécessaires

à l'exploitation normale du bâtiment devraient demeurer fonctionnels. Pour atteindre cet objectif de performance plus rigoureux, on procède de deux manières :

- 1) on utilise un coefficient de risque (de 1,5 dans le cas des bâtiments de protection civile et de 1,3 pour les bâtiments de la catégorie de risque « élevé », comme les écoles et les centres communautaires qui sont susceptibles d'être utilisés comme refuges en cas de catastrophe) pour augmenter les charges latérales de calcul; et
- 2) on établit une limite beaucoup plus faible pour les glissements entre étages.

D'autres facteurs, comme la configuration du bâtiment, le type d'ossature, les matériaux et les détails de construction, ont un effet considérable sur la capacité du bâtiment à atteindre cet objectif de performance. Le CNB tient compte de certains de ces aspects en interdisant la plupart des irrégularités de structure dans les localités qui présentent un DGM modéré à élevé et en exigeant que les SFRS aient un minimum de ductilité.

10. Lorsqu'on considère les objectifs de performance, il est important de reconnaître que la vaste gamme de caractéristiques possibles des bâtiments, de conditions locales et de caractéristiques sismiques contribuera à définir une plage très étendue de niveaux de performances au cours des séismes futurs. Bien que les dispositions parasismiques du CNB visent à assurer un niveau acceptable de protection, l'expérience et les observations faites au cours de séismes antérieurs dans d'autres pays montrent qu'il faut s'attendre à des dommages d'importance extrêmement variable au cours des futurs tremblements de terre. Les structures irrégulières et celles qui sont mal détaillées devraient donner une performance médiocre, tandis que celles qui sont régulières, bien conçues et détaillées devraient donner une bien meilleure performance. Quoique les exigences minimales contenues dans ces dispositions visent à garantir un niveau acceptable de protection contre l'effondrement, le bâtiment a de meilleures chances de donner une bonne performance si le concepteur adopte une démarche de conception et de détail cohérente, conforme à l'intention des dispositions parasismiques du CNB et si le bâtiment est construit en stricte conformité avec ces calculs.

Fondement de la mise à jour des dispositions parasismiques du CNB de 2010

11. Essentiellement, on a révisé les dispositions parasismiques du CNB de 2010 afin d'y incorporer les connaissances plus poussées au chapitre des risques parasismiques et de leur répartition géographique dans l'ensemble du pays. Les dispositions du CNB de 2010 étaient fondées sur des données et des connaissances acquises au cours des années 90. Depuis, une grande quantité de nouvelles données ont été recueillies, et de nouvelles équations de prédiction des mouvements du sol (GMPE) ont été formulées. On résume au tableau J-1 du Commentaire J du Guide de l'utilisateur – CNB 2010, Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B) comment l'information sur les risques parasismiques a été utilisée dans la détermination des forces sismiques de calcul dans le CNB de 2010 et les éditions antérieures.
12. Il existe plusieurs autres raisons importantes à la mise à jour des dispositions parasismiques du CNB outre celles qui sont directement liées au risque sismique. Tout d'abord, l'étude et les leçons tirées des dommages causés par d'importants séismes survenus dans le monde entier permettent aux ingénieurs de déterminer si les dispositions actuelles du CNB peuvent offrir un niveau de protection satisfaisant dans les bâtiments et les autres installations construits au Canada. Chaque grand tremblement de terre est une source de leçons qui peuvent permettre d'améliorer le CNB.
13. On met aussi périodiquement à jour les dispositions parasismiques du CNB pour tenir compte des résultats des recherches techniques à grande échelle menées sur les phénomènes sismiques au Canada et dans le monde entier.
14. Il a également fallu mettre à jour les dispositions parasismiques du CNB afin de tenir compte des changements apportés aux codes des autres pays. Les Canadiens tirent parti de l'expérience et des recherches qui ont servi à améliorer d'autres codes; lorsque l'analyse de ces développements montre que les dispositions du CNB peuvent être améliorées, les développements en question sont adaptés et incorporés au CNB.

Sommaire des modifications importantes apportées au CNB de 2015

- Révision et mise à jour complètes des renseignements relatifs au risque sismique à la lumière de nombreuses nouvelles données et des nouvelles GMPE
- Modification de la méthode de détermination des coefficients d'emplacement en fonction de l'amplification des mouvements du sol
- Modification de la valeur limite pour les structures de courte période aux fins de la détermination de la force de calcul sismique latérale minimale
- Introduction d'une méthode d'analyse simplifiée pour les régions de faible sismicité qui correspond également au niveau minimal de calcul à respecter pour assurer l'intégrité structurale
- Introduction d'un nouveau type d'irrégularité, à savoir l'irrégularité de la demande latérale produite par la pesanteur
- Plusieurs ajouts et modifications au tableau 4.1.8.9. du CNB, notamment l'ajout d'entrées pour les structures mises en place par relèvement et une note au tableau sur les structures en acier de type industriel
- Introduction d'exigences relatives aux irrégularités et au niveau de force de calcul pour les bâtiments qui sont une construction en bois continue de plus de quatre étages
- Introduction d'exigences relatives à la période latérale du mode fondamental et aux effets des déformations dans le plan du diaphragme pour les bâtiments d'un seul étage comportant un diaphragme de platelage de toit en acier ou en bois flexible
- Révision des coefficients de mode supérieur et des coefficients de réduction du renversement à la base
- Modification des dispositions relatives aux fondations, notamment celles qui portent sur les mouvements de la fondation et leur effet sur la structure
- Introduction d'exigences applicables au calcul du verre, des ascenseurs et des rayonnages pour palettes
- Introduction d'exigences applicables au calcul de structures comportant un isolant sismique et de structures dotées de systèmes complémentaires de dissipation de l'énergie

Expression du risque sismique dans les éditions précédentes du CNB

15. Dans les éditions de 1985, de 1990 et de 1995 du CNB, le risque sismique était décrit en termes de vitesse maximale du sol, v , et d'accélération maximale du sol, a , déterminées pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans. On calculait la variation dépendante de la période des forces sismiques en multipliant v par un coefficient de réponse sismique appelé S dans le CNB de 1995, la forme de S étant fonction du rapport entre a et v . Des valeurs spectrales de risque uniformes — c'est-à-dire les ordonnées de la réponse spectrale de l'accélération pour différentes périodes et calculées pour une même probabilité de dépassement — offrent une bien meilleure représentation en fonction de la période des effets des séismes sur les structures, et ces valeurs sont utilisées dans le CNB depuis 2005. La Commission géologique du Canada fournit certaines valeurs de réponse spectrale de l'accélération pour des emplacements géographiques précis au Canada. Comme les ordonnées d'accélération de la réponse spectrale sont déterminées directement à chaque emplacement géographique, les variations de forme spectrale que l'on retrouve au pays sont représentées directement dans la détermination des forces de calcul et ne font plus l'objet d'un calcul approximatif fondé sur une utilisation des valeurs zonales de la vitesse et de l'accélération maximales du sol.

Pour les éditions de 1985, 1990 et 1995 du CNB, la probabilité de dépassement utilisée pour définir le DGM était de 10 % en 50 ans, ce qui correspond à un intervalle de récurrence de 475 ans. Dans le cas du CNB de 2005, on a réduit la probabilité de dépassement à 2 % en 50 ans (correspondant à une période de récurrence de 2475 ans), une probabilité conforme aux « événements rares » pour lesquels des dommages considérables, sans toutefois parler d'effondrement, sont tolérables (voir la section intitulée « Modification de l'intervalle de récurrence (probabilité de dépassement) » dans le Commentaire J du Guide de l'utilisateur – CNB 2010, Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B) pour de plus amples détails). Cette probabilité est conservée dans le CNB de 2015.

Dans le CNB de 2015, on utilise les résultats moyens en matière de risques plutôt que les résultats médians en matière de risques utilisés dans le CNB de 2010. Les valeurs de risque moyennes sont en général plus élevées que les valeurs de risque médianes correspondantes. L'utilisation des valeurs de risque moyennes fait en sorte qu'il y a approximativement 1 chance sur 3 que les mouvements réels

du sol pour une probabilité de dépassement spécifiée dépassent la valeur du DGM et une probabilité moins élevée que les mouvements réels du sol ne dépassent considérablement la valeur du DGM.

On retrouve les valeurs de risque sismique pour certaines probabilités plus élevées sur le site Web de Séismes Canada de la Commission géologique du Canada (www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index-2015-fr.php). Il s'agit de préciser la latitude et la longitude d'un emplacement en particulier dans le calculateur de risque sismique. La probabilité de dépassement en n ans, $P(n)$, correspondant à un taux de dépassement annuel, λ , (ce qui équivaut à l'inverse de la période de récurrence en années) peut être exprimée comme suit : $P(n) = 1 - e^{-\lambda n}$. Par ailleurs, la formule approximative $P(n) = 1 - (1 - \lambda)^n$, qui convient aux périodes de récurrence pertinentes aux codes du bâtiment, peut être utilisée.

Modifications importantes au modèle des risques sismiques du CNB de 2015

Utilisation d'un modèle entièrement probabiliste

16. Le modèle utilisé pour produire les valeurs de risque sismique du CNB de 2015 est entièrement probabiliste. Il remplace le modèle quasi probabiliste « robuste » utilisé dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010, qui retenait, comme DGM, la plus forte des amplitudes pour un risque médian issues de trois autres modèles probabilistes de zone source et d'un modèle déterministe pour le scénario de séisme dans la zone de subduction de Cascadia (Adams et al.^[4]). L'adoption du modèle entièrement probabiliste a été rendue possible par une meilleure compréhension de la sismotectonique et une quantification plus juste de l'incertitude.

Utilisation des amplitudes des mouvements du sol pour un risque moyen

17. Dans le cadre du modèle entièrement probabiliste, l'utilisation des amplitudes des mouvements du sol pour un risque moyen a été adoptée dans le CNB de 2015, comme l'explique plus en détail le paragraphe 58. Les valeurs de risque moyen utilisées dans le CNB de 2015 sont plus représentatives du risque sismique prévu que les valeurs de risque médianes utilisées dans le CNB de 2010.

Inclusion des failles actives

18. Le modèle de risque sismique du CNB de 2005 introduisait un traitement probabiliste d'une source de faille (la faille de la Reine-Charlotte) et un traitement déterministe de la zone de subduction de Cascadia. Pour le CNB de 2015, le modèle probabiliste intègre des sources de faille pour trois failles chevauchantes de pendage faible dans la zone de subduction de Cascadia, un traitement actualisé des sources de faille au large des côtes de Haida Gwaii (anciennement, îles de la Reine-Charlotte) et cinq sources de faille continentale décrochante ou inverse dans la région du Yukon et de l'Alaska. L'inclusion de cinq sources de faille continentale fait en sorte que les séismes sont concentrés, à juste titre, à proximité des failles, plutôt que d'établir le risque moyen pour un secteur plus étendu (comme c'était le cas dans le CNB de 2010). Le risque sismique prévu dans le modèle de 2015 est beaucoup plus élevé à proximité de ces failles et diminue rapidement avec la distance. Pour les localités très proches des failles continentales modélisées, le risque sismique prévu est désormais beaucoup plus important que dans le CNB de 2010. Des lignes directrices de calcul pour les localités du Yukon qui se trouvent à proximité de failles actives sont fournies au paragraphe 94.

Coefficients d'emplacement dépendant de la période

19. On reconnaît depuis longtemps que l'amplification des mouvements sismiques entre les roches et les sols peut jouer un rôle de premier plan, surtout aux emplacements où le sol est meuble. Borcherdt^[5] et d'autres chercheurs ont mis au point une méthode afin de quantifier les effets des conditions de sol sur la réponse sismique d'un emplacement, méthode qui a été adoptée pour le CNB de 2005 et le CNB de 2010, comme il est précisé dans Finn et Wightman.^[6] Cette méthode reposait sur une catégorisation des profils de sol en fonction des mesures quantitatives des propriétés du sol (vitesse des ondes de cisaillement, résistance à la pénétration standard ou résistance au cisaillement du sol non drainé), des effets de l'intensité des mouvements de la roche sous-jacente et de l'amplification des mouvements de surface. Les effets de l'emplacement ont été représentés par deux coefficients d'emplacement, l'un pour la réponse spectrale moyenne pour des périodes courtes et l'autre, pour la réponse spectrale moyenne pour des périodes intermédiaires.

20. Au cours des dernières années, de nombreuses autres observations par instrument ont été recueillies sur la réponse sismique d'une grande diversité de sols. Cette base de données élargie a permis aux sismologues de diviser l'amplification ou la désamplification de sols de diverses consistances en périodes et d'incorporer celles-ci dans les GMPE. Par conséquent, des coefficients d'emplacement sont désormais proposés pour la réponse spectrale de l'accélération aux séismes de différentes périodes, pour l'accélération maximale du sol (PGA) et pour la vitesse maximale du sol (PGV), plutôt qu'uniquement pour la réponse spectrale moyenne pour des périodes courtes et intermédiaires. Les coefficients d'emplacement dépendant de la période qui ont été adoptés dans le CNB de 2015 sont tirés des travaux originaux de Choi et Stewart^[7] et ont été quelque peu simplifiés et adaptés par Boore et Atkinson^[8] dans leur GMPE de 2008. Les équations utilisées pour la détermination des coefficients d'emplacement renferment un terme linéaire et un terme non linéaire. Ces termes sont fonction de la PGA prédite à la limite des catégories d'emplacement B et C, de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_{s30} , pour chaque catégorie d'emplacement et d'un ensemble de coefficients de régression dépendant de la période. Les coefficients d'emplacement indiqués aux tableaux 4.1.8.4.-B à -I du CNB de 2015 ont été déterminés à l'aide des équations d'amplification en fonction de l'emplacement de Boore et Atkinson^[8] afin de représenter l'amplification ou la désamplification moyenne pour les plages de valeurs de \bar{V}_{s30} indiquées au tableau 4.1.8.4.-A du CNB.

Limites des effets de la sur-résistance et de la ductilité

21. Depuis longtemps, les dispositions parasismiques du CNB tiennent compte, soit implicitement, soit explicitement, du fait que les forces sismiques sont réduites lorsque la réponse de la structure entre dans la plage inélastique. Cette propriété importante permet à la structure de résister à de fortes secousses sismiques, dans la mesure où elle peut se déformer de façon inélastique sous l'effet de plusieurs inversions de charges, sans perte notable de résistance. Dans le CNB de 2005, on a introduit un coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d , dans le dénominateur de l'expression qui sert à calculer la force de calcul sismique latérale, V . Dans le CNB de 2015, les valeurs de R_d sont fournies pour un plus large éventail de systèmes structuraux que dans le CNB de 2010.
22. Il est bien reconnu que diverses caractéristiques des systèmes structuraux et de leur conception (p. ex., les coefficients de résistance des matériaux utilisés dans les calculs, les exigences minimales de calcul, le calcul de la résistance, les combinaisons de charges et la redistribution des forces découlant d'une redondance) donnent souvent lieu à une résistance latérale de beaucoup supérieure à celle qui est utilisée comme base de calcul. Ainsi, dans le CNB de 2005, on a introduit un coefficient de modification de force liée à la sur-résistance explicite, R_o , dans le dénominateur de l'expression utilisée pour calculer la force de calcul sismique latérale, V . Ce coefficient vise à représenter le niveau minimal de sur-résistance sur lequel on peut tabler pour chaque SFRS. Dans le CNB de 2015, la valeur de R_o varie de 1,0 à 1,7.
23. La justification de l'utilisation des coefficients R_d et R_o , ainsi qu'une explication de l'attribution d'une valeur ou d'une plage de valeurs particulière aux divers systèmes structuraux sont abordées dans l'ouvrage de Mitchell et al.^[9]

Calcul de la période

24. Le calcul de la période latérale du mode fondamental, T_a , est important parce que la valeur de la période détermine la réponse spectrale de l'accélération, $S(T_a)$, à cette période. D'une part, la détermination de T_a doit être relativement simple; d'autre part, sa valeur ne doit pas être surestimée. On peut s'attendre à ce que des valeurs de T_a qui sont supérieures à une valeur réaliste donnent lieu à une sous-estimation de la force de calcul sismique latérale, V , et à une surestimation des flèches latérales.
25. Bien que les formules empiriques de calcul des périodes des ossatures résistant aux moments, des ossatures en acier contreventées, des murs travaillant en cisaillement et d'autres structures demeurent les mêmes dans le CNB de 2015, de nouvelles formules empiriques ont été introduites pour le calcul des périodes des bâtiments d'un seul étage comportant des diaphragmes de platelages de toit flexibles en acier ou en bois. Il est important de noter que la période déterminée au moyen des formules empiriques doit être utilisée uniquement pour calculer V , et non pour le calcul des forces dues au vent.
26. Les dispositions du CNB permettent de calculer la période à l'aide d'autres méthodes de génie mécanique reconnues, mais on applique une limite supérieure aux périodes calculées selon ces

méthodes plutôt que d'imposer une limite inférieure aux forces de calcul sismiques latérales, V . Dans le cas des ossatures résistant aux moments et des bâtiments d'un seul étage comportant des diaphragmes de platelages de toit flexibles en acier ou en bois, la limite supérieure correspond à 1,5 fois la période déterminée au moyen des formules empiriques applicables tandis que pour les ossatures contreventées et les murs travaillant en cisaillement, la limite supérieure correspond à 2,0 fois la période déterminée au moyen des formules empiriques applicables. L'application d'une limite supérieure aux périodes latérales du mode fondamental des structures est justifiée parce que les modèles structuraux tendent à surestimer la flexibilité des systèmes structuraux (p. ex., en ne tenant pas compte des éléments non structuraux qui ont un effet de raidissement), ce qui entraîne une surestimation de la période naturelle.

Effets des modes supérieurs dans la méthode des forces statiques équivalentes

27. La méthode de calcul de la force statique équivalente utilisée pour déterminer la force de calcul sismique latérale, V , dans les dispositions du CNB et des autres codes est fondée sur l'hypothèse que les principales caractéristiques de la réponse dynamique de la structure peuvent être représentées par un seul mode de réponse pour la période latérale du mode fondamental, T_a . Toutefois, de nombreuses structures, en particulier celles qui présentent des périodes longues, ont des effets des modes supérieurs très marqués, qui sont pris en compte dans la modification de la valeur de V et de la répartition des efforts de cisaillement et des moments sur toute la hauteur de la structure.
28. Depuis le CNB de 2005, les effets des modes supérieurs sont représentés par une force supplémentaire appliquée au sommet de la structure, F_v , un coefficient de réduction du moment de renversement, J , et un coefficient de mode supérieur, M_v . Dans le CNB de 2015, les valeurs de M_v et de J ont été révisées conformément aux modifications apportées aux valeurs de risque sismique. Ces coefficients sont maintenant énumérés au tableau 4.1.8.11. du CNB pour quatre valeurs du rapport spectral, c.-à-d. le rapport des valeurs de la réponse spectrale de l'accélération de calcul à des périodes de 0,2 s et de 5,0 s, $S(0,2)/S(0,5)$, et sont interpolés pour les valeurs intermédiaires du rapport spectral. Ce point est abordé plus en détail dans la section du présent commentaire portant sur le paragraphe 4.1.8.11. 6) du CNB (à partir du paragraphe 63).
29. La simulation des effets des modes supérieurs dans la méthode de calcul de la force statique équivalente n'est pas valable pour les structures qui présentent des périodes longues parce que leur réponse peut être dominée par le deuxième, voire le troisième mode de vibration; la méthode de calcul de la force statique équivalente ne tient compte des effets des modes supérieurs que lorsque le mode fondamental domine la réponse. C'est pourquoi depuis l'édition 2005 du CNB, l'utilisation de la méthode de calcul de la force statique équivalente est permise pour les structures qui répondent à l'un ou l'autre des critères précisés à l'article 4.1.8.7. du CNB.
30. Pour toutes les autres structures, il faut procéder par analyse dynamique. Il est toutefois recommandé que toutes les structures présentant une irrégularité de type 9 soient calculées au moyen de l'analyse dynamique. Pour les valeurs supérieures de $I_E F_a S_a(0,2)$, la méthode d'analyse doit être dynamique et non linéaire et doit tenir compte des mouvements sismiques verticaux.

Irrégularités

31. Le CNB de 2005 et le CNB de 2010 renfermaient une définition de huit types d'irrégularités ainsi que des exigences d'analyse et de calcul pour chacun de ces types. Les types d'irrégularités 1 à 8 sont maintenus dans le CNB de 2015, et une irrégularité de type 9 a été introduite aux fins du calcul des structures pour lesquelles on considère qu'il y a une irrégularité de la demande latérale produite par le pesantier sur le SFRS. Les spécifications applicables aux différents types d'irrégularité comprennent des limites d'utilisation de la méthode d'analyse statique, des restrictions sur les irrégularités admissibles en regard du risque sismique, des restrictions applicables aux bâtiments de protection civile, une augmentation des forces sismiques de calcul et des exigences de calcul précises (p. ex., pour les diaphragmes, les ouvertures et les discontinuités). Une justification détaillée des dispositions relatives aux types d'irrégularités 1 à 8 est fournie dans l'ouvrage de DeVall.^[10] Le CNB de 2015 renferme toujours des exigences précises permettant de tenir compte des effets de torsion; on utilise un paramètre de sensibilité à la torsion, B , pour déterminer si une analyse dynamique doit être effectuée. Le fondement des exigences de calcul des effets de torsion est expliqué dans l'ouvrage de Humar et al.^[11]

Exigences relatives à l'analyse dynamique

32. L'analyse dynamique joue un rôle important dans les dispositions parasismiques du CNB de 2005, de 2010 et de 2015. Cela s'explique généralement par le fait qu'une analyse dynamique linéaire — en particulier la méthode modale du spectre de réponse — constitue une méthode directe qui permet de simuler beaucoup plus efficacement les effets d'un séisme sur une structure que la méthode de calcul de la force statique équivalente. La méthode d'analyse dynamique est désormais la méthode d'analyse prescrite, sauf dans le cas des structures suivantes, pour lesquelles la méthode de calcul de la force statique équivalente peut être employée :

- les structures situées dans des zones de sismicité relativement faible, définies par une réponse spectrale de l'accélération de calcul modifiée sur le plan de l'importance de période courte, $I_E F_a S_a(0,2)$, de moins de 0,35;
- les structures régulières de moins de 60 m de hauteur et dont la période latérale du mode fondamental est inférieure à 2 s; et
- certaines structures irrégulières de moins de 20 m de hauteur et dont la période latérale du mode fondamental est inférieure à 0,5 s.

Ces exceptions tiennent compte du fait :

- que l'utilisation de la méthode de calcul de la force statique équivalente ne devrait pas avoir d'incidences défavorables dans les zones de faible sismicité;
- que les charges statiques équivalentes peuvent simuler les effets dynamiques dans le cas de structures régulières de hauteur moyenne, dans la mesure où la période latérale du mode fondamental n'est pas trop longue; et
- que la force totale et les effets de la répartition des forces sont assez bien déterminés à l'aide de la méthode de calcul de la force statique équivalente pour des structures irrégulières de faible hauteur et présentant une période courte, sauf celles qui sont sensibles à la torsion.

33. Il est plus facile d'effectuer une analyse dynamique conformément aux dispositions du CNB de 2015, car le risque sismique est exprimé sous forme de réponse spectrale de l'accélération. Les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération de calcul sont déterminées à partir de la valeur de la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, $S_a(T)$, multipliée par les coefficients d'emplacement, $F(T)$, pour des périodes T de 0,2 s, de 0,5 s, de 1,0 s, de 2,0 s, de 5,0 s et de 10,0 s. Ainsi, les données utilisées dans l'analyse dynamique sont fondées sur les meilleures estimations disponibles de mouvement du sol, pour la probabilité de dépassement spécifiée. Le CNB de 2015 exige que les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération utilisées dans la méthode modale du spectre de réponse deviennent les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération de calcul (qui servent aussi de base à la détermination de la force de calcul sismique latérale minimale, V , dans la méthode de calcul de la force statique équivalente) et que les antécédents de mouvement du sol utilisés dans la méthode temporelle linéaire par intégration numérique soient compatibles avec un spectre de réponse construit à partir des valeurs de la réponse spectrale de l'accélération de calcul. Saatcioglu et Humar^[12] examinent les différentes méthodes d'analyse dynamique et les aspects dont il faut tenir compte dans la modélisation des structures aux fins de ces analyses.

34. Bien que l'analyse dynamique soit présentement la méthode implicite dans le CNB, on peut encore craindre que les forces sismiques résultantes soient trop faibles parce que les paramètres utilisés dans l'analyse (p. ex., la rigidité structurale) sont laissés à l'entière discrétion du concepteur et non pas spécifiés dans le CNB. Ainsi, bien que des limites soient imposées quant à la valeur maximale de la période latérale du mode fondamental, T_a , pouvant être utilisée dans la méthode de calcul de la force statique équivalente, aucune limite n'est prescrite pour la méthode de l'analyse dynamique. Pour prévenir un mauvais choix de paramètres de calcul, le CNB de 2015 exige que la force de calcul sismique latérale, V_d , déterminée à l'aide d'une méthode dynamique ne soit pas inférieure à 80 % de la force de calcul sismique latérale déterminée à l'aide d'une méthode statique, V , et que, dans le cas des structures irrégulières pour lesquelles une analyse dynamique est exigée et des bâtiments comportant plus de 4 étages de construction continue en bois, la valeur minimale de V_d corresponde à 100 % de V déterminé à l'aide d'une méthode statique. Pour déterminer la valeur minimale de V_d , on peut calculer la valeur de V à partir de la période latérale du mode fondamental déterminée à l'aide de la méthode dynamique, T_a , à condition que T_a ne dépasse pas :

- 1,5 fois la période déterminée à l'aide de la formule empirique applicable dans le cas des ossatures résistant aux moments et des bâtiments d'un seul étage comportant des diaphragmes de platelages de toit flexibles en acier ou en bois; et
- 2,0 fois la période déterminée à l'aide de la formule empirique applicable dans le cas des ossatures contreventées et des murs travaillant en cisaillement.

Dispositions spéciales

35. Dans les éditions de 2010 et de 2015 du CNB, de nombreuses restrictions applicables aux systèmes structuraux sont présentées dans le tableau 4.1.8.9., qui précise également les valeurs du coefficient de modification de la force liée à la ductilité, R_d , et du coefficient de modification de la force liée à la sur-résistance, R_o , pour chaque type de SFRS. Les restrictions sont régies par la réponse spectrale de l'accélération de calcul modifiée sur le plan de l'importance déterminée pour des périodes de 0,2 s et de 1,0 s. Le tableau 4.1.8.9. du CNB permet au concepteur de voir sur-le-champ les incidences qu'aura le choix d'un SFRS donné, tant sur le plan des coefficients R_d et R_o que sur celui des restrictions qui pourront s'appliquer à un système précis.
36. Les dispositions du CNB de 2015 renferment aussi des restrictions supplémentaires, notamment pour les structures qui présentent certaines irrégularités structurales, et pour les exigences de calcul relatives aux fondations. La raison d'être de ces restrictions est traitée plus en détail dans les sections du présent commentaire qui leur sont consacrées.
37. La réponse dynamique en plan des diaphragmes de platelages de toit flexibles en acier ou en bois dans les bâtiments d'un seul étage peut influencer la demande de ductilité imposée sur les éléments verticaux du SFRS et les demandes de force dans les diaphragmes de platelages de toit. Les dispositions qui tiennent compte de ces effets ont été ajoutées au CNB de 2015.

Risque sismique

38. Dans cette section du commentaire, on résume les principaux aspects dont il faut tenir compte dans la détermination des valeurs du risque sismique qui seront utilisées dans le CNB de 2015. Une étude plus détaillée est présentée dans les ouvrages de Adams et al.^[4] et de Atkinson et Adams^[13] ainsi que dans les autres ouvrages de références cités dans la présente section.

Raisons du nouveau calcul du risque sismique

Information plus complète sur la sismicité

39. Les éditions de 2005 et de 2010 du CNB utilisaient les cartes des zones sismiques de 2003 qui avaient été élaborées entre 1993 et 2003 à partir du catalogue des tremblements de terre, qui renfermait les données recueillies jusqu'en 1991. De nombreux séismes ont été enregistrés depuis, et les nouvelles données sismiques ont permis de mieux comprendre les modèles géographiques des occurrences sismiques dans de nombreuses régions du Canada et d'estimer la fréquence des séismes en fonction de leur amplitude (Halchuk et al.^[14] et Adams et al.^[4]). Il est à noter que d'importants tremblements de terre sont survenus dans des régions où personne n'avait prévu des séismes. Les séismes de 2002 à Denali, en Alaska, et ceux de 2012 à Haida Gwaii, en Colombie-Britannique, en sont des exemples.

Meilleure compréhension de la séismotectonique et de sa relation avec le risque sismique

40. Les découvertes recensées depuis la fin des années 90 ont permis de mieux comprendre la relation entre les occurrences de tremblements de terre et la structure géologique de la croûte terrestre. Parmi ces découvertes, mentionnons :
 - a) des signes de déformation de la croûte observés à partir de mesures GPS indiquant les mouvements stables et instables de grands blocs de l'Ouest canadien, ce qui a des répercussions sur les taux de récurrence d'importants séismes aux frontières de ces blocs;
 - b) des signes indiquant des tremors (sur les sismographes) et des glissements épisodiques (sur les réseaux de surveillance GPS) dans la zone de subduction de Cascadia, au large de la Colombie-Britannique et des états de Washington et de l'Oregon, ce qui a des conséquences sur l'activité des zones de subduction qui ne présentent pas de signe de séismes importants, comme la zone Explorer (Rogers et al.^[15]); et
 - c) l'hypothèse révisée de l'occurrence sur la côte est de l'Amérique du Nord de séismes plus importants et de leurs répliques liées aux failles relativement jeunes qui forment une discontinuité dans la croûte continentale (Adams^[16]), ainsi que des recherches additionnelles sur les répercussions de telles caractéristiques pour le risque sismique (Tuttle et Atkinson^[17] et Atkinson et Goda^[18]).

De telles découvertes ont un effet considérable sur la détermination du risque sismique dans l'ouest et l'est du Canada.

Meilleures estimations des forts mouvements sismiques du sol

41. Les nombreuses recherches menées depuis le début des années 80 ont permis d'établir les relations des mouvements du sol fondées sur la réponse spectrale de l'accélération (souvent appelées « équations de prédiction des mouvements du sol » ou GMPE), qui sont à la base de la détermination des valeurs de risque sismique utilisées dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010 (p. ex., Atkinson et Boore^[19], Atkinson^{[20][21]} et Boore et al.^[22]).
42. La dernière décennie, en particulier, a connu une amélioration notable des méthodes d'analyse utilisées et une augmentation considérable du volume de données de grande qualité sur les mouvements du sol, notamment sur les séismes importants à des emplacements bien instrumentés, comme Chi-Chi (Taiwan, 1999) et Tohoku (Japon, 2011). D'autres observations des mouvements du sol et des travaux de modélisation avancés ont aussi permis d'améliorer grandement les GMPE pour l'est du Canada. Des GMPE de meilleure qualité sont donc désormais disponibles, et le niveau de confiance dans la prédiction des mouvements du sol lors d'événements sismiques importants (auparavant dérivés par extrapolation) est plus élevé. Néanmoins, la dispersion des données d'observation des mouvements du sol (incertitude aléatoire) et les écarts entre les diverses relations des mouvements du sol (incertitude épistémique) demeurent significatifs. Ces incertitudes doivent être quantifiées afin d'être fidèlement prises en compte dans l'estimation des valeurs de risque moyen (voir le paragraphe 43). Les GMPE utilisées dans le modèle de risque sismique de 2015 sont décrites en détail par Atkinson et Adams.^[13] Ces équations permettent de déterminer le risque sismique sous forme de spectre uniforme de risque en définissant les ordonnées de la réponse spectrale de l'accélération de différentes périodes, chaque ordonnée présentant la même probabilité de dépassement.

Calcul amélioré du risque sismique

43. On a établi le modèle des risques sismiques du CNB de 2015 en appliquant la méthode probabiliste de Cornell-McGuire (Cornell^[23]) à une série de sources aréales et de failles au Canada et dans les régions adjacentes (Halchuk et al.^[14]). Le modèle porte notamment sur le traitement de l'incertitude dans tous les principaux paramètres d'entrée, comme l'activité sismique, les magnitudes maximales, la profondeur focale, les relations de mouvement du sol et les modèles de zones sources (McGuire^[24]). Il existe deux sortes d'incertitude :
 - 1) l'incertitude aléatoire qui découle de la variabilité physique inhérente à la nature imprévisible des événements futurs; et
 - 2) l'incertitude épistémique qui est issue des différences entre les hypothèses de modélisation, des paramètres inconnus ou partiellement inconnus et de l'extrapolation au-delà de la plage des données observées.

On peut donc utiliser les valeurs réalistes des diverses incertitudes pour calculer les mouvements du sol pour une probabilité de dépassement cible au niveau de confiance désiré, p. ex., moyen, médian ou médian plus un écart-type.

Brève description des paramètres utilisés dans le modèle des risques sismiques du CNB de 2015

Zones de source sismique

44. Les zones sismiques sources, qui servent de base aux données sur le risque sismique du CNB de 2005 et du CNB de 2010, consistaient en deux modèles distincts, soit, essentiellement le modèle historique et le modèle régional — appelés modèles H et R, respectivement. Contrairement aux zones sources historiques contenues dans le modèle H, le modèle R utilisait des zones régionales plus vastes définies en fonction de critères séismotectoniques et géologiques.
45. Pour le modèle des risques sismiques du CNB de 2015 (Adams et al.^[4]), des modèles historiques et régionaux actualisés ont été combinés à l'aide de la méthode probabiliste pour certaines localités du nord-est du Canada. Pour les localités situées dans le sud-est, un autre type de source — un croisement entre les modèles historiques et régionaux — a été ajouté aux modèles historiques et

régionaux mis à jour; les trois modèles ont été combinés à l'aide de la méthode probabiliste. Dans le cas des localités de l'ouest du Canada, un seul ensemble de modèles de sources a été utilisé, mais avec des variantes dans la géométrie des sources, le cas échéant (p. ex., aux emplacements du sud-ouest de la Colombie-Britannique les plus proches de la zone de subduction de Cascadia). Dans tous les cas, les limites de chaque zone de source ont été révisées pour tenir compte des nouvelles données et leurs paramètres de sismicité ont été recalculés.

46. Le modèle des risques sismiques du CNB de 2005 intégrait une source de faille, soit la faille de la Reine-Charlotte, et un traitement déterministe de la zone de subduction de Cascadia. Le modèle probabiliste des risques sismiques du CNB de 2015 comprend des sources de faille pour des failles chevauchantes de subduction à pendage faible, un traitement actualisé de la source de faille océanique de Reine-Charlotte et cinq sources de faille active décrochante ou inverse dans la région de l'Alaska et du Yukon (une seule géométrie est utilisée pour les sources de faille décrochante). Des failles chevauchantes de subduction à pendage faible de profondeurs variables sont utilisées pour modéliser les segments Juan de Fuca, Explorer et Winona de la zone de subduction de Cascadia et la faille chevauchante de Haida Gwaii. L'incertitude quant au potentiel sismogénique en aval-pendage de ces failles chevauchantes de subduction est importante aux fins de la prédiction du risque sismique continental et a été modélisée.
47. Certaines autres failles en Alaska et dans l'État de Washington n'ont pas été explicitement incluses dans le modèle de 2015, leur contribution au risque sismique du Canada étant adéquatement représentée par les sources aréales utilisées dans le modèle.
48. Les modèles de zones sources mentionnés ci-dessus s'appliquent aux régions canadiennes où l'activité sismique est la plus intense. Cependant, pour environ la moitié de la masse continentale canadienne, on constate une stabilité sur le plan tectonique et une fréquence des séismes trop faible pour qu'il soit possible de définir de façon fiable des zones sismiques sources (voir la figure J-1).

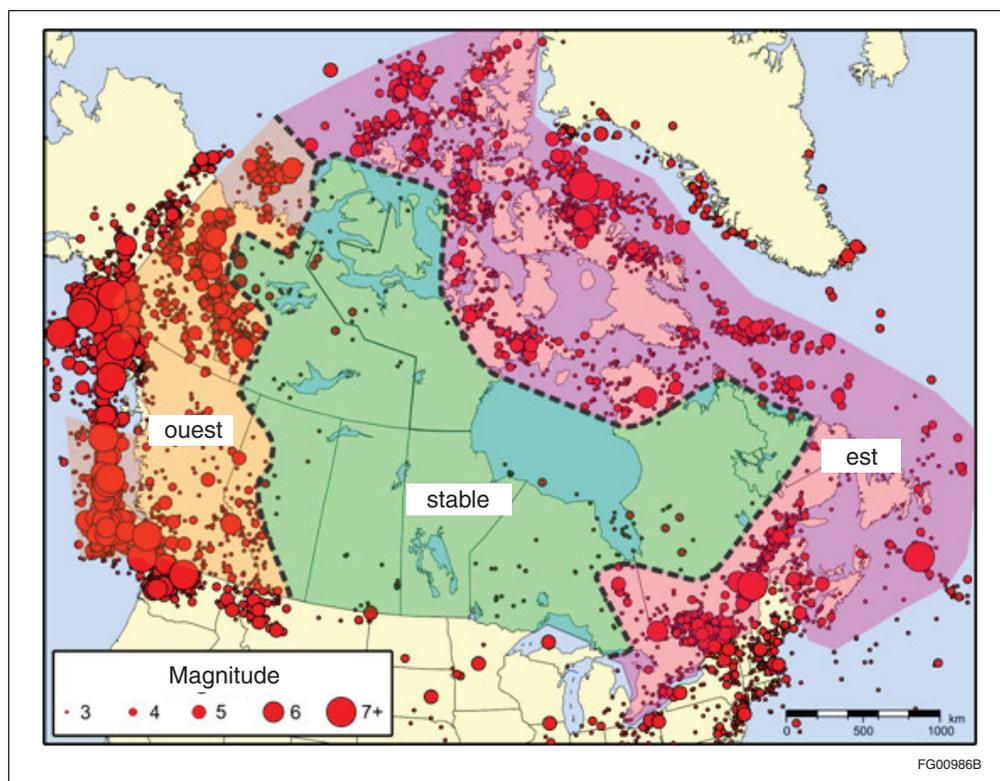


Figure J-1
 Carte des séismes au Canada jusqu'en 2010 — délimitation des régions sismiques de l'est et de l'ouest et de la région continentale centrale de faible sismicité

Étant donné que des tremblements de terre intenses peuvent survenir dans n'importe quelle région du Canada — quoique cette éventualité soit très improbable dans les régions les plus stables sur

le plan tectonique et les moins sismiques — il est important de disposer d'estimations fiables du risque sismique pour toutes les régions. Les estimations des niveaux d'activité sismique dans ces régions stables sont fondées sur certains facteurs qui constituent une mise à jour de ceux décrits dans l'ouvrage de Adams et Halchuk^[25] et qui sont utilisés dans le CNB de 2010.

Paramètres de sismicité

49. Le modèle des risques sismiques du CNB de 2015 s'appuie sur les données contenues dans le catalogue canadien des séismes et recueillies jusqu'en 2010. Ce catalogue contient une très grande quantité d'information additionnelle découlant du catalogue antérieur à 1991 qui avait été utilisé pour la carte de 2005, en particulier pour l'Arctique. Les épisodes plus anciens dans le catalogue ont été révisés (Bent^[26]). Les magnitudes de tous les tremblements de terre sont maintenant uniformément exprimées sur l'échelle de moment sismique; les valeurs d'autres échelles de magnitude ont été converties en moments sismiques au moyen d'équations de conversion indiquées dans l'ouvrage de Halchuk et al.^{[27][28]}.

Les relations magnitude-réurrence des sources aréales reposent sur un ajustement par maximum de vraisemblance à troncature asymptotique, dans lequel les courbes supérieures et inférieures, qui correspondent à environ 1,73 fois l'écart-type, permettent de tenir compte de l'incertitude. Les modèles de récurrence des séismes pour les failles définies reposent sur l'information relative à l'occurrence de séismes préhistoriques ou le nombre de séismes nécessaires pour satisfaire au taux de déformation quantifié par GPS. Pour les failles définies, des modèles de distribution axés sur la vraisemblance maximale et approximativement caractéristiques (Youngs et Coppersmith^[29]) sont utilisés.

Pour les sources aréales, la limite supérieure des magnitudes pour chaque zone de source sismique a été estimée à partir des plus importants tremblements de terre observés dans des régions sismotectoniques comparables à travers le monde et pour les failles définies, à partir de la zone sismogénique de la faille. La profondeur des séismes est prise en compte dans les estimations, même si le risque sismique probabiliste pour la plus grande partie du Canada est relativement insensible à la profondeur exacte utilisée, sauf dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique.

Équations de prédiction des mouvements du sol

50. Les GMPE sont l'un des éléments les plus importants des calculs du risque sismique parce qu'elles régissent l'amplitude du mouvement du sol estimée pour une magnitude et une distance données. Même si une méthode courante consiste à choisir une série d'équations pertinentes en vue de les utiliser (de même que leur incertitude) dans une combinaison pondérée comme partie intégrante d'un arbre logique complet pour calculer les valeurs de risque sismique, cette démarche ne mène pas nécessairement à une caractérisation rationnelle, uniforme et transparente de l'incertitude quant aux mouvements des sols prévus de toute ampleur, à toute distance et dans toutes les régions (Atkinson et al.^[30]). Par conséquent, Atkinson et Adams^[13] ont dégagé diverses démarches pour réduire les relations et leur incertitude en des relations centrales, minimales et maximales pour chaque type de GMPE. En guise de mesure délibérément prudente, la pondération relative des trois relations utilisées dans le CNB de 2015 a été modifiée par rapport à la pondération de Atkinson et Adams^[13] qui suggérait de mettre légèrement l'accent sur les relations maximales (voir Adams et al.^[4]).
51. Les GMPE utilisées dans le CNB de 2015 étaient toutes formulées pour une condition de sol de référence à la limite des catégories d'emplacement B et C. Les valeurs calculées à l'aide de ces GMPE ont été rajustées au moyen des facteurs de conversion indiqués dans Atkinson et Adams^[13] afin d'obtenir le risque sismique pour la catégorie d'emplacement C (à $\bar{V}_{s30} \approx 450$ m/s). Les valeurs des réponses spectrales de l'accélération calculées au moyen des GMPE représentent la pseudo-accélération avec amortissement de 5 % à la période de vibration définie, pour la moyenne géométrique de deux composants horizontaux de la pseudo-accélération.
52. Différentes GMPE sont nécessaires, selon la nature de la croûte terrestre et le type de source sismique. Le modèle des risques sismiques utilisé dans le CNB de 2015 emploie cinq relations centrales qui, au moyen des limites supérieures et inférieures de ces relations, tiennent compte de l'incertitude épistémique :
- 1) les GMPE de prédiction de séisme crustal sont utilisées pour l'est du Canada, les Prairies et l'est de l'Arctique;

- 2) les GMPE de prédiction de séisme crustal pour l'ouest sont utilisées pour les séismes crustaux dans l'ouest du Canada et en Alaska;
- 3) une GMPE de prédiction de séisme intraplaque est utilisée pour les séismes intraplaques dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique et en Alaska;
- 4) une GMPE de prédiction de séisme d'interface de subduction est utilisée pour les événements touchant une faille chevauchante à faible pendage dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique (y compris dans la zone de subduction de Cascadia) et en Alaska; et
- 5) une variante « océanique » de la GMPE de prédiction de séisme crustal pour l'ouest est utilisée pour les autres séismes crustaux dans la plaque océanique au large de la Colombie-Britannique.

53. Pour la plupart des localités canadiennes, ce sont les modifications apportées aux GMPE qui ont le plus contribué aux différences observées entre les valeurs de risque sismique du CNB de 2010 et du CNB de 2015. Cependant, pour les localités de l'ouest du Canada qui sont touchées par la source de subduction de Cascadia, les écarts entre les valeurs sont surtout attribuables à l'ajout probabiliste de la contribution de la source de subduction de Cascadia. De façon générale, pour les localités de l'est du Canada, le risque sismique de longue période estimé a augmenté, tandis que le risque sismique de courte période estimé a diminué. Pour les localités de l'ouest du Canada, le risque sismique de longue période estimé a augmenté considérablement pour les secteurs touchés par la zone de subduction de Cascadia.
54. Dans la plupart des localités canadiennes, le risque sismique découle d'un seul type de séisme (p. ex., séismes crustaux), mais dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique, différents risques sismiques, à savoir les séismes crustaux, les séismes intraplaques et les séismes d'interface de subduction, contribuent au risque sismique. La contribution relative de chaque type de source au risque sismique total dépend de la période considérée mais, règle générale, la plus grande partie du risque sismique de courte période est imputable aux séismes intraplaques et le risque sismique de longue période découle essentiellement de séismes d'interface de subduction. De plus amples détails sont fournis dans Adams et al.^[4]

Démarche probabiliste pour les séismes de la zone de subduction de Cascadia

55. À l'époque préhistorique, la zone de subduction de Cascadia a été à de nombreuses reprises à l'origine de grands tremblements de terre (probablement de magnitude 9) au large de l'île de Vancouver (Adams^[31] et Goldfinger et al.^[32]). Ces séismes étaient accompagnés de mouvements du sol d'une durée beaucoup plus longue que ne le laissent prévoir les mouvements du sol des séismes survenus dans les zones crustales et subcrustales adjacentes. Les données géologiques indiquent un intervalle de récurrence moyen d'environ 600 ans avec un écart-type d'environ 170 ans; le dernier tremblement de terre important dans cette région est survenu en l'an 1700.

Pour les éditions de 2005 et de 2010 du CNB, la Commission géologique du Canada a adopté un scénario de séisme de Cascadia de magnitude 8,2 afin de fournir une estimation déterministe plutôt que probabiliste des mouvements prévus du sol (Adams et Halchuk^[25]). Pour le CNB de 2015, la Commission a adopté un scénario de séisme de Cascadia d'une magnitude de 9,0 (avec limites d'incertitude) et l'a inclus selon la méthode probabiliste dans les calculs du risque sismique.

56. Le modèle des risques sismiques du CNB de 2005 visait uniquement le segment Juan de Fuca de la zone de subduction de Cascadia, tandis que le modèle du CNB de 2015 tient aussi compte de la contribution des segments Explorer et Winona. Comme les preuves qui indiquent que le segment Winona peut engendrer d'importants séismes sont ambiguës, la probabilité que ce segment soit sismogénique a été fixée à 50 %. Pour tous les segments, l'étendue en aval-pendage de la rupture reçoit une attention particulière dans le modèle de 2015, car il s'agit de la partie de la rupture qui est la plus susceptible d'engendrer des secousses dévastatrices dans les zones urbaines. De plus amples renseignements sur le traitement probabiliste des séismes de subduction de Cascadia sont fournis dans Adams et al.^[4] et Halchuk et al.^[14] Les effets des mouvements du sol de longue durée de Cascadia sont abordés dans Tremblay,^[33] Tremblay et Atkinson^[34] et Goda et al.^[35]

Risque sismique calculé et mouvements de calcul du sol

57. Des calculs probabilistes complets du risque sismique ont été effectués pour le Canada afin de définir le spectre uniforme de risque pour la moyenne géométrique des composants horizontaux de la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, pour les périodes de mouvement de calcul du sol (DGM), ainsi que la PGA et la PGV. Le risque sismique a été calculé

Commentaire J

par la Commission géologique du Canada au moyen du logiciel exclusif FRISK88. L'ouvrage de Halchuk et al.^[14] indique les paramètres d'entrée pour le modèle utilisé, et les calculs peuvent être reproduits (avec de légers écarts dus à l'utilisation d'algorithmes différents) à l'aide du logiciel en source ouverte EqHaz, disponible à l'adresse www.seismotoolbox.ca. Les utilisateurs compétents peuvent donc reproduire et examiner ces calculs.

Choix d'un niveau de confiance

58. Les valeurs de risque sismique présentées dans le CNB de 2015 sont des estimations du risque moyen des mouvements du sol qui tiennent compte des incertitudes du modèle. Celles qui étaient indiquées dans les éditions de 2005 et de 2010 du CNB étaient des valeurs hybrides obtenues à partir des estimations les plus élevées du risque médian produites par deux ou plusieurs modèles sismotectoniques (le risque médian a été retenu parce qu'il a été jugé plus stable aux modifications apportées à la quantification de l'incertitude, qui en était à ses premiers balbutiements lorsque les premiers modèles ont été mis au point). Dans d'autres publications sur le sujet, la Commission géologique du Canada a présenté des valeurs de risque sismique pour deux niveaux de confiance, le 50^e centile (médiane) et le 84^e centile, qui comprennent une mesure de l'incertitude épistémique. Bien que le 84^e centile soit parfois considéré comme la médiane plus un écart-type, cette description n'est pas entièrement valable lorsqu'il s'agit de risque sismique parce qu'elle ne s'applique qu'aux distributions symétriques normales ou log-normales. Vu la nature asymétrique de l'incertitude épistémique, les distributions des mouvements du sol de part et d'autre de la médiane sont plutôt asymétriques. Les valeurs de risque moyennes tirées des analyses probabilistes sont en général plus élevées que les valeurs de risque médianes correspondantes en raison de la distribution normale logarithmique de certaines des variables du modèle. Pour ce qui est du risque sismique au Canada, les valeurs de risque moyennes se situent généralement entre le 65^e et le 80^e centiles de la distribution (Adams et al.^[4]).
59. Il faut souligner que les valeurs de DGM actuellement calculées par la U.S. Geological Survey pour les codes américains sont également des valeurs de risque moyennes; cependant, les méthodes de modélisation employées, en particulier dans la quantification de l'incertitude, sont tellement différentes des méthodes canadiennes que la relation entre les valeurs de DGM américaines et canadiennes n'est ni uniforme ni facile à quantifier. Une comparaison directe des valeurs de DGM canadiennes et américaines — p. ex., celles pour les secteurs à la frontière ou dans les régions limitrophes, même après rajustement en fonction de la même catégorie d'emplacement — a donc une valeur limitée et devrait être abordée avec prudence.

Choix des conditions de référence du sol

60. Il est essentiel que les valeurs cartographiées de risque sismique soient spécifiées pour les mêmes conditions de référence du sol pour l'ensemble du Canada, ce qui permet de comparer les valeurs de risque pour différentes parties du pays, même si celles-ci sont calculées à partir de modèles de zones sources et de GMPE différents.
61. Les conditions de référence du sol choisies pour les valeurs de risque sismique du CNB de 2010 correspondaient à un sol très dense et à une roche tendre, soit un emplacement de type C, et à une vitesse de cisaillement moyenne établie en fonction du temps dans les premiers 30 m du sol ou de la roche, \bar{V}_{s30} de 360 à 760 m/s (voir le tableau 4.1.8.4.A. du CNB de 2010). Une analyse rétroactive de cette condition de référence du sol à la lumière des GMPE applicables à la croûte terrestre sur la côte ouest de Atkinson et Boore^[36] révèle que la condition choisie avait un \bar{V}_{s30} d'environ 450 m/s, ce qui est légèrement inférieur au point milieu de l'étendue de la catégorie d'emplacement C. La catégorie d'emplacement C demeure la condition de référence du sol dans le CNB de 2015, mais elle est explicitement définie comme ayant une valeur de \bar{V}_{s30} équivalant à 450 m/s.
62. La catégorie d'emplacement C comme condition de référence du sol présente l'avantage de correspondre étroitement aux conditions de sol utilisées pour la détermination des équations qui tiennent compte des forts mouvements du sol et dont on se sert dans l'ouest du Canada.

Valeurs de risque sismique et cartes

63. Adams et al.^[4] montrent le risque sismique calculé pour différentes localités canadiennes. Le tableau C-3 à l'annexe C du CNB, fondé sur l'information contenue dans leur ouvrage, donne les valeurs de risque moyennes avec une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (c.-à-d. les valeurs de DGM)

de la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(T)$, pour des périodes, T , de 0,2 s, de 0,5 s, de 1,0 s, de 2,0 s, de 5,0 s et de 10,0 s, ainsi que les valeurs de PGA et de PGV, pour la moyenne géométrique des composants horizontaux des mouvements du sol. On retrouve ces valeurs de risque sismique et les valeurs des emplacements qui ne sont pas énumérés au tableau C-3 du CNB sur le site Web de Séismes Canada de la Commission géologique du Canada. Il s'agit de préciser la latitude et la longitude d'un emplacement en particulier dans le calculateur de risque sismique. Ce site Web comporte également des cartes illustrant les valeurs de $S_a(T)$, de PGA et de PGV. (Voir également le paragraphe 93.)

64. La figure J-2 est une carte représentant la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 % pour une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, pour l'ensemble du Canada. Les figures J-3 à J-6 sont des cartes représentant la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 % pour des périodes de 0,2 s, $S_a(0,2)$, et 1,0 s, $S_a(1,0)$, pour le sud-est et le sud-ouest du Canada, des régions très peuplées enregistrant un risque sismique important. Toutes les valeurs $S_a(T)$ s'appliquent à une catégorie d'emplacement de type C, soit un sol très dense et de la roche tendre. Ces cartes ont pour but de montrer comment la configuration du risque sismique varie selon la région géographique et ne devraient pas être utilisées pour obtenir des valeurs $S_a(T)$ pour une localité précise.

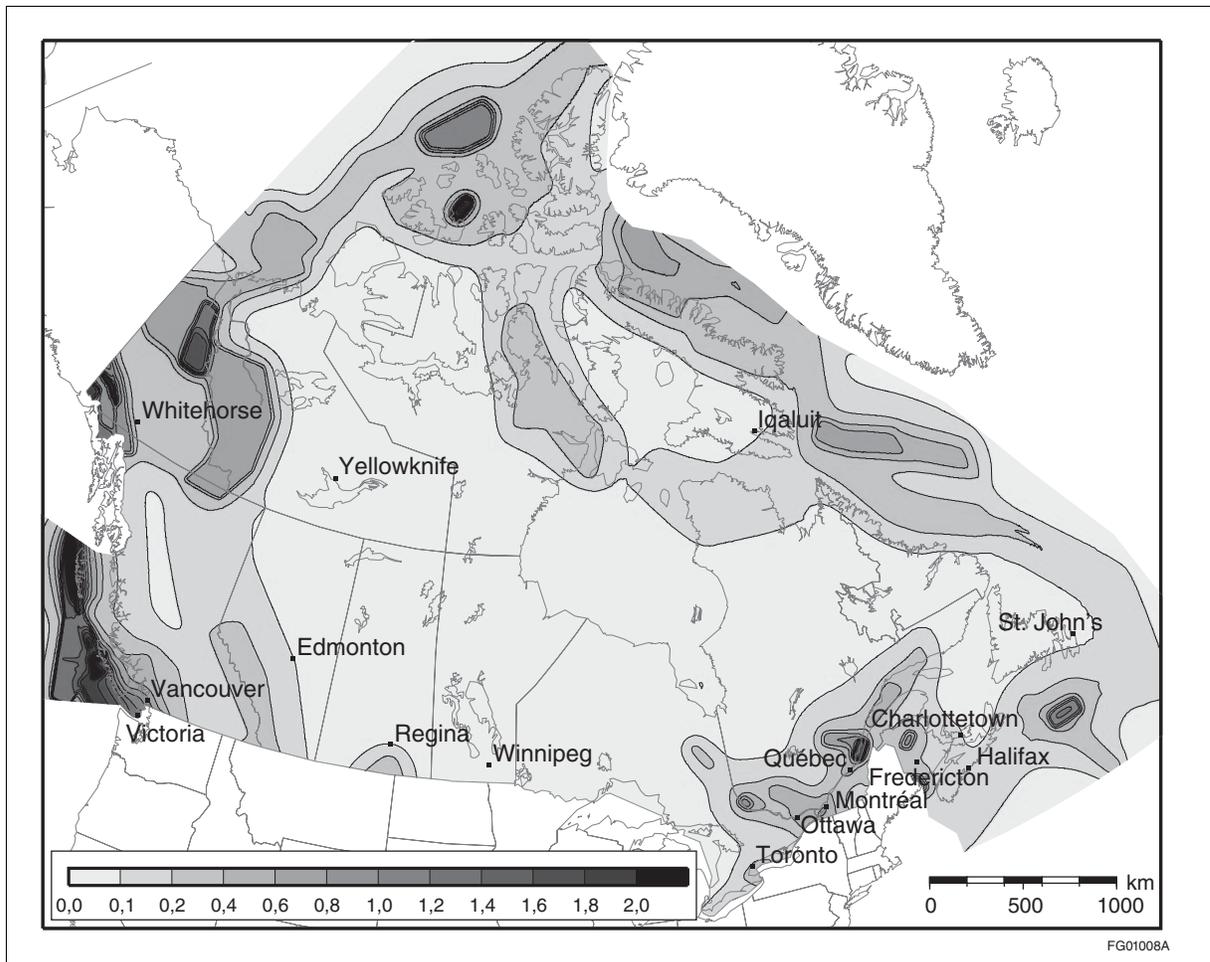


Figure J-2

Carte représentant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour une catégorie d'emplacement de type C au Canada

Commentaire J

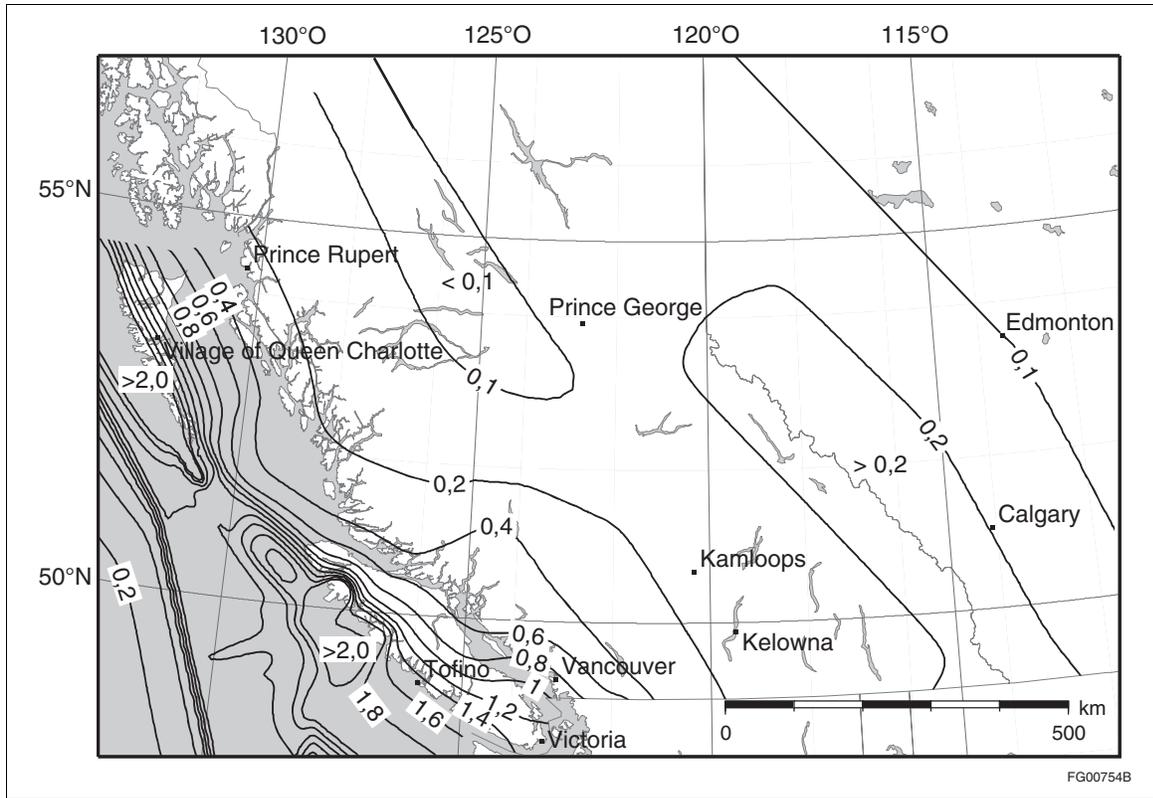


Figure J-3

Carte représentant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour une catégorie d'emplacement de type C dans le sud-ouest du Canada

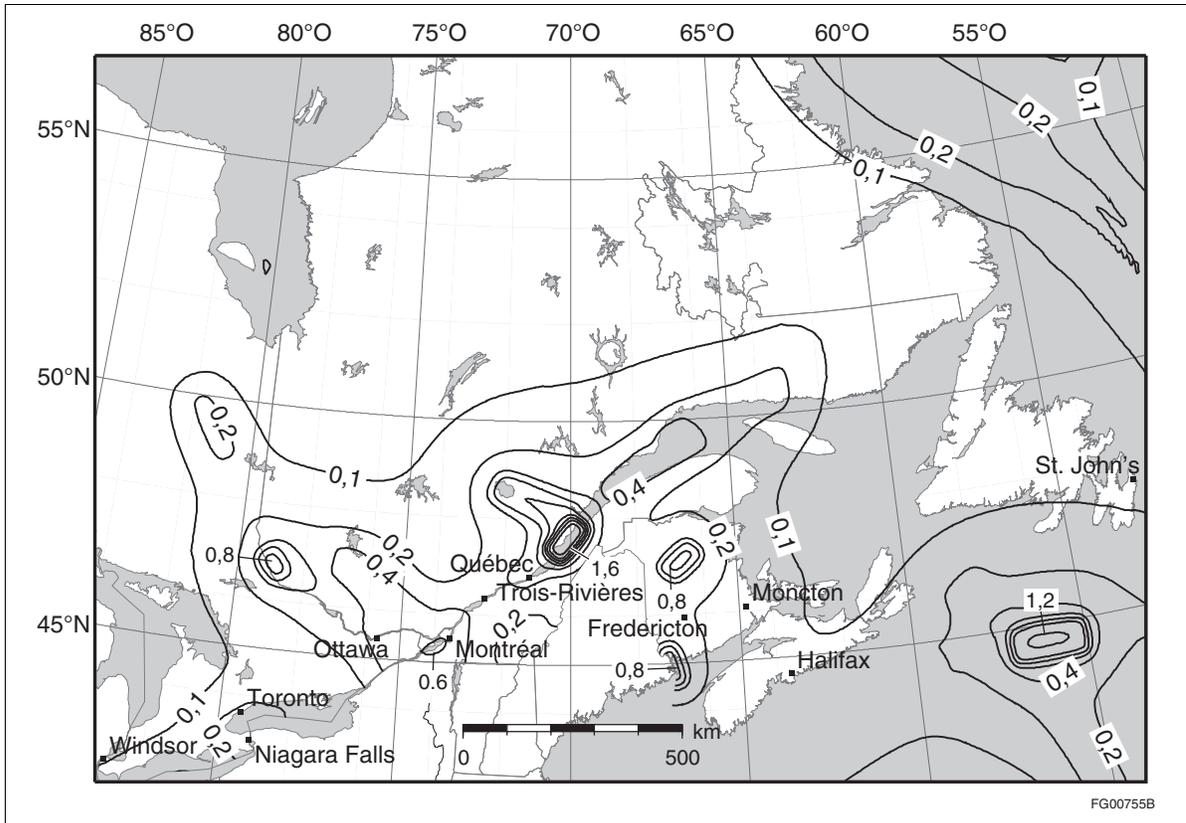


Figure J-4
 Carte représentant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour une catégorie d'emplacement de type C dans le sud-est du Canada

Commentaire J

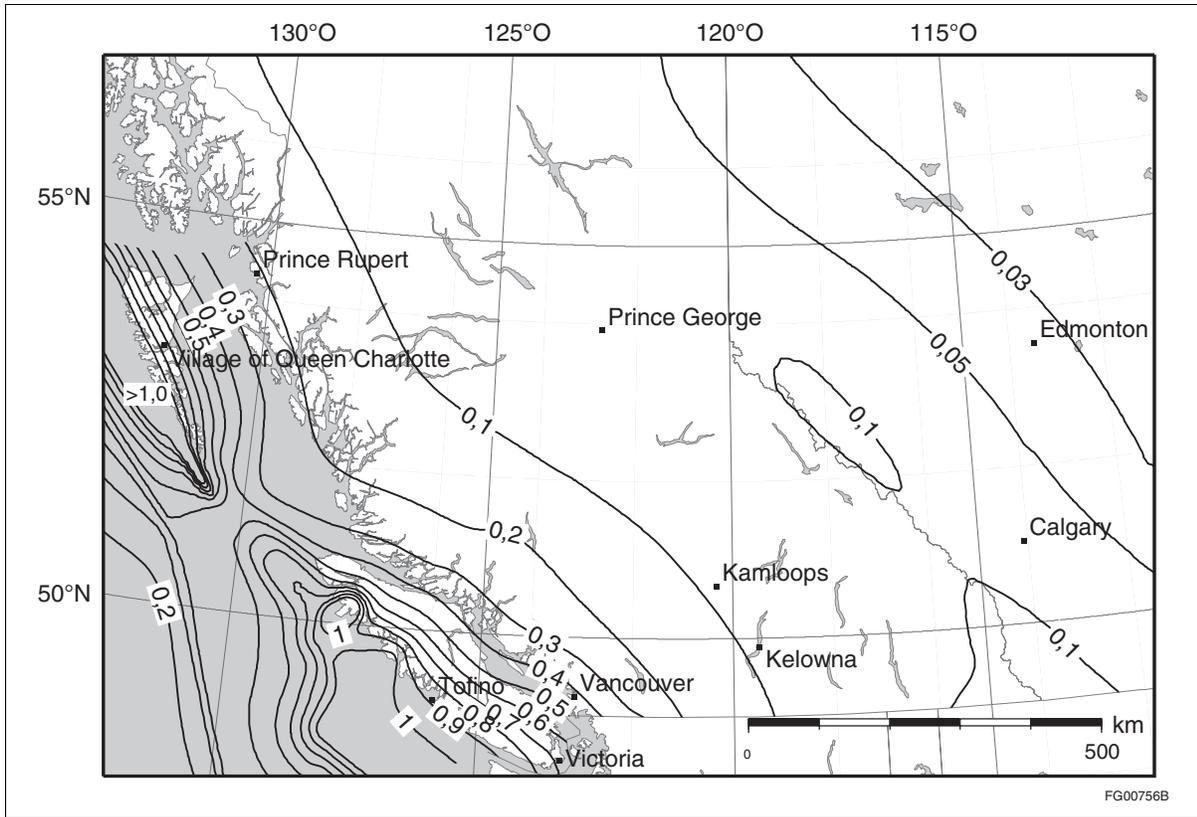


Figure J-5

Carte représentant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 1,0 s, $S_a(1,0)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour une catégorie d'emplacement de type C dans le sud-ouest du Canada

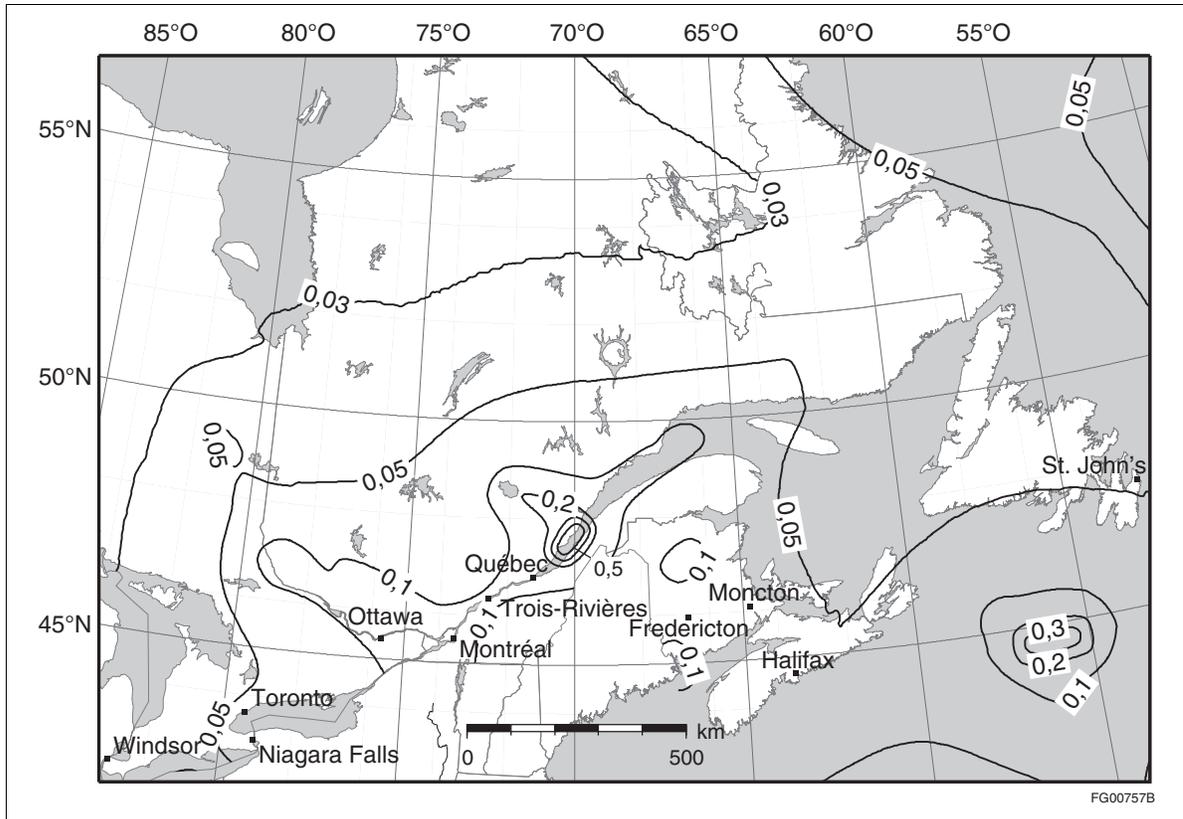


Figure J-6
 Carte représentant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 1,0 s, $S_a(1,0)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour une catégorie d'emplacement de type C dans le sud-est du Canada

Effets de la réponse sismique des emplacements

Amplification locale

65. Les conditions locales jouent un rôle de premier plan dans l'établissement des dommages que pourraient causer les ondes sismiques entrantes lors de grands tremblements de terre. Les modèles des dommages causés à Mexico en 1985 par le séisme de Michoacan ont montré de manière concluante les effets considérables des conditions locales sur la réponse sismique du sol (Seed^[37]). Les accélérations maximales des mouvements entrants de la roche étaient généralement inférieures à 0,04 g et présentaient des périodes prédominantes d'environ 2 s. Bon nombre des sols argileux du lit de lac asséché sur lequel la ville d'origine a été fondée présentaient également des périodes locales d'environ 2 s et affichaient une réponse de résonance aux mouvements entrants. Les mouvements des affleurements rocheux ont donc été amplifiés d'environ 5 fois. Les mouvements amplifiés ont eu des effets dévastateurs sur les structures dont les périodes de vibration se rapprochaient des périodes du sol. Au cours du tremblement de terre de 1989 à Loma Prieta, des dommages importants ont été observés sur les sols meubles de la région de San Francisco-Oakland, où les réponses spectrales de l'accélération ont été amplifiées de 2 à 4 fois par rapport aux sols rocheux adjacents (Housner^[38]). Il va sans dire que le calcul parasismique doit tenir compte des effets d'amplification des conditions de sol locales; ce travail doit être fait efficacement sans compliquer indûment le processus de calcul structural. Dans les codes parasismiques, on utilise surtout des coefficients d'emplacement (coefficients d'amplification locale ou coefficients de fondation) pour représenter les effets d'amplification des conditions de sol locales sur les mouvements du sol et donc, sur les forces sismiques de calcul.

Fondement théorique de l'amplification locale

66. Les effets des conditions locales sur les mouvements sismiques du sol désignent la façon dont les ondes sismiques qui se propagent dans la roche sous-jacente sont modifiées par les structures géométriques et géologiques des dépôts de surface plus meubles lorsque ces ondes sont transmises aux couches superficielles. Une théorie élémentaire sur la propagation des ondes (c.-à-d. la façon dont les conditions du sol modifient les ondes), ainsi que son application à la réponse sismique des emplacements pour les besoins des codes du bâtiment, est présentée dans l'ouvrage de Finn et Wightman.^[6] Pour comprendre le mécanisme de base de l'amplification, il suffit d'examiner l'effet d'une couche de surface élastique amortie sur une onde harmonique entrante de période, T_w , provenant de la roche sous-jacente. Comme il est illustré à la figure J-7, la couche élastique du sol est caractérisée par une épaisseur, H , une vitesse des ondes de cisaillement, V_{ss} , une masse volumique, ρ_s et une période fondamentale de $T_s = 4H/V_{ss}$. La vitesse des ondes de cisaillement et la masse volumique de la roche sous-jacente sont désignées par les variables V_{sr} et ρ_r respectivement.

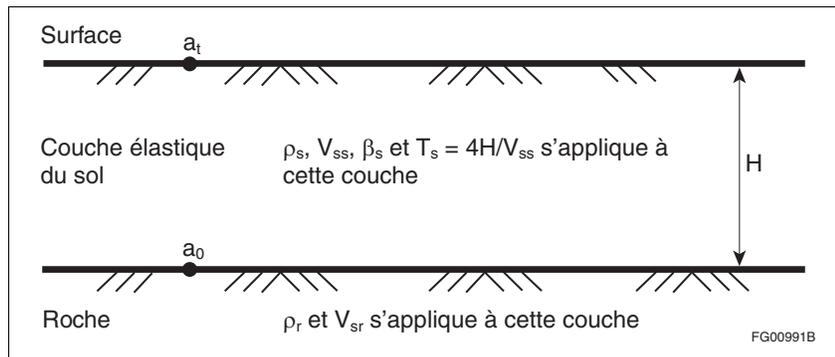


Figure J-7
Amplification dans une couche élastique de sol rocheux

67. Au moment où les coefficients d'amplification locale qui étaient à la base des coefficients d'emplacement des éditions de 2005 et de 2010 du CNB ont été élaborés, la plupart des instruments de mesure des forts mouvements étaient situés sur des sols rocheux ou consistants. Ces instruments ont permis de constituer la base de données servant à prédire les mouvements du sol à ces emplacements. On déterminait les mouvements du sol utilisés dans le calcul parasismique pour les sols plus meubles en estimant d'abord les mouvements de la roche ou du sol consistant, puis l'amplification de ces mouvements dans les sols sus-jacents plus meubles. Le rapport d'amplification, A , entre l'accélération dans les affleurements, a_0 , et l'accélération dans les couches superficielles, a_t , lorsque $T_w = T_s$ est calculé comme suit :

$$A = 1 / (\kappa + \beta_s \pi / 2)$$

où β_s est le rapport d'amortissement critique et $\kappa = \rho_s V_{ss} / \rho_r V_{sr}$ est le rapport d'impédance. Les résultats théoriques qui en découlent ont révélé que les principaux paramètres qui régissent l'amplification du mouvement du sol dans les couches superficielles élastiques sont :

- la relation entre la période prédominante des mouvements des affleurements rocheux et la période du mode fondamental de vibration de la couche superficielle;
- l'impédance entre la couche superficielle et le matériau de fondation; et
- l'amortissement dans la couche superficielle.

Les principaux paramètres locaux qui régissent l'amplification des mouvements des affleurements rocheux sont donc H , V_{ss} , κ et β_s .

Amplification locale non linéaire

68. Sous de fortes secousses, la réponse du sol sera non linéaire. Le module de cisaillement et l'amortissement sont fonction de la déformation; les déformations importantes produites par les fortes secousses réduisent donc le module de cisaillement effectif et augmentent l'amortissement. La résistance au cisaillement du sol limite également la magnitude de l'accélération de surface parce

que les ondes sismiques ne peuvent engendrer des efforts de cisaillement supérieurs à la résistance au cisaillement mobilisée du sol. Des données recueillies sur le terrain montrent qu'en raison du comportement non linéaire des sols, les coefficients d'amplification des mouvements du sol sont fonction de l'intensité des secousses.

69. Dans la figure J-8, Idriss^[39] a commodément résumé la relation non linéaire entre les accélérations maximales enregistrées dans les sols meubles et dans les sols rocheux. La courbe médiane est fondée sur les données recueillies à Mexico au cours du tremblement de terre de Michoacan en 1985 et les données sur les forts mouvements du sol obtenues lors du séisme de Loma Prieta, en 1989. La portion de la courbe médiane qui correspond à des accélérations maximales de la roche de plus de 0,2 g s'appuie sur des analyses unidimensionnelles de la réponse sismique d'emplacements menées à l'aide du programme informatique SHAKE (Schnabel et al.^[40]). La courbe donne à penser qu'en moyenne, les accélérations dans la roche sont amplifiées dans les sols meubles jusqu'à ce qu'elles atteignent environ 0,4 g. Les rapports d'amplification plus élevés entre les sols rocheux et les sols meubles, qui se situent entre 1,5 et 4, sont associés à des niveaux d'accélération dans la roche de moins de 0,10 g, lorsque la réponse est presque élastique. La non-linéarité accrue de la réponse des sols meubles à des accélérations plus fortes réduit les rapports d'amplification parce qu'il y a augmentation de l'amortissement hystérétique et réduction des modules de cisaillement effectif.

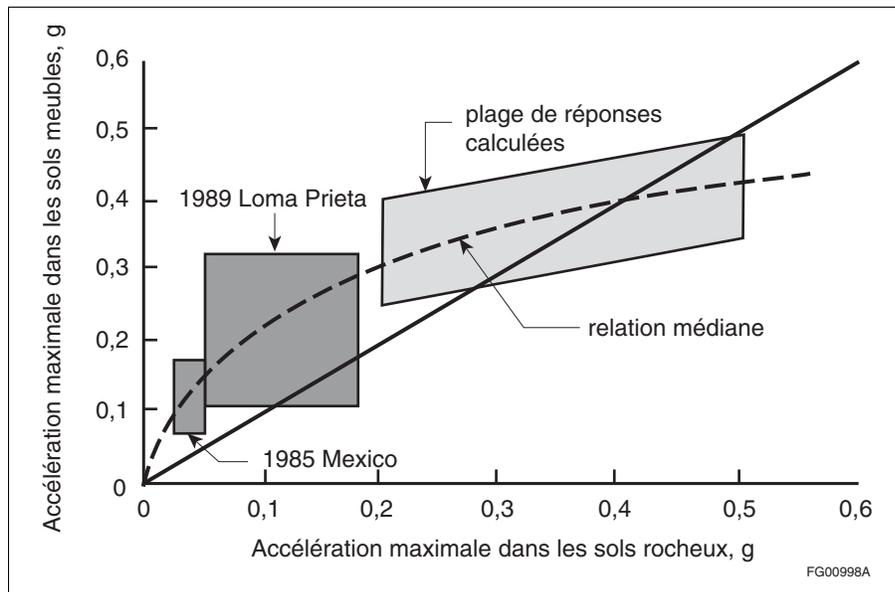


Figure J-8
Relation entre les accélérations maximales dans les sols meubles et les sols rocheux associés (d'après Idriss^[39])

Coefficients d'emplacement

70. Dans de nombreux codes du bâtiment, y compris le CNB de 2015, les effets d'amplification dus aux conditions de sol locales sont représentés par les coefficients d'emplacement. Les diverses conditions de sol sont regroupées en cinq catégories d'emplacement distinctes, et un coefficient d'amplification — appelé coefficient de fondation ou d'emplacement — est associé à chaque catégorie d'emplacement, accélération d'entrée et période. Ces catégories larges et bien définies d'emplacement ont l'avantage de fournir pour chaque catégorie des modèles relativement distincts de réponse sismique des sols; il est cependant parfois difficile de déterminer dans quelle catégorie d'emplacement doivent être classées certaines conditions de sol complexes.
71. Deux éléments clés peuvent être utilisés pour établir un coefficient d'emplacement fiable :
- 1) les conditions de sol doivent faire l'objet d'une caractérisation quantitative et être regroupées en catégories d'emplacement; et
 - 2) un coefficient numérique d'amplification doit être attribué à chaque catégorie d'emplacement en fonction de la fréquence et de l'intensité des secousses.

Dans le document FEMA 222A, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions », le NEHRP a adapté les travaux

Commentaire J

de Borcherdt^{[41][42][43]} et de Dobry et al.^[44] et élaboré une démarche fondée sur deux coefficients d'emplacement, F_a et F_v , pour décrire l'amplification des mouvements dans l'affleurement rocheux dans les plages des périodes courtes et longues, respectivement (voir la figure J-9). Le NEHRP a défini de nouvelles catégories d'emplacement surtout en fonction de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres du profil du sol, V_{30} . Pour faciliter l'utilisation de ces nouvelles catégories d'emplacement dans la pratique, on a établi des descriptions complémentaires fondées sur la résistance à la pénétration standard et la résistance au cisaillement du sol non drainé.

72. Des valeurs de F_a et de F_v ont été spécifiées pour chaque catégorie d'emplacement et pour différents niveaux d'accélération spectrale du sol. Les valeurs de F_a étaient des valeurs moyennes. Les valeurs de F_v , dérivées de travaux de recherche, étaient extrêmement variables selon les conditions locales et les mouvements d'entrée du sol; les valeurs de F_v indiquées correspondaient donc à la médiane plus un écart-type.

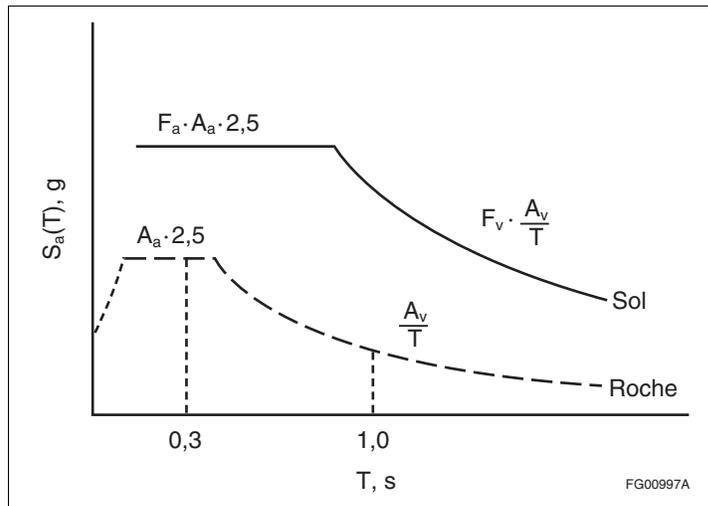


Figure J-9

Spectre de réponse de calcul fondé sur les coefficients d'emplacement dépendant des périodes (d'après le document FEMA 222A)

Coefficients d'emplacement du CNB

73. Les catégories d'emplacement dans le CNB de 2015, indiquées au tableau 4.1.8.4.-A., sont identiques à celles du CNB de 2010. Toutefois, les coefficients d'emplacement fondés sur la vitesse et sur l'accélération pour les périodes courtes et moyennes, F_a et F_v , respectivement, présentés dans le CNB de 2010 ont été remplacés dans le CNB de 2015 par des coefficients d'emplacement dépendant de la période pour l'accélération spectrale, $F(T)$, pour des périodes fondamentales, T , de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s, 2,0 s, 5,0 s et 10,0 s, selon le coefficient d'emplacement pour PGA, $F(PGA)$, et selon le coefficient d'emplacement pour PGV, $F(PGV)$ (voir les tableaux 4.1.8.4.-B à -I du CNB).
74. La mesure de l'intensité des mouvements du sol utilisée dans les tableaux, soit $S_a(0,2)$ et $S_a(1,0)$ dans le CNB de 2010, a été remplacée par une mesure rajustée de la PGA, PGA_{ref} (la PGA de référence), dans le CNB de 2015. L'atténuation des mouvements du sol de courte période étant moins importante dans l'est que dans l'ouest du Canada, l'utilisation directe de la valeur de PGA produirait des valeurs de $F(T)$ qui auraient des effets de désamplification non linéaires plus marqués que ne l'exige le niveau de secousse que peuvent subir les localités de l'est du Canada. Pour éviter que les valeurs de $F(T)$ ne soient pas suffisamment prudentes, ce qui présenterait un risque pour la sécurité, la PGA_{ref} est établie au paragraphe 4.1.8.4. 4) du CNB à 0,8 PGA pour les localités où le rapport $S_a(0,2)/PGA$ est inférieur à 2,0. Ce rajustement garantit que les coefficients d'emplacement appropriés sont utilisés pour les localités de l'est du Canada.
75. Comme il a été mentionné précédemment dans ce commentaire, les conditions de référence du sol utilisées pour la détermination du risque sismique dans le CNB de 2015 correspondent à une catégorie d'emplacement de type C, qui est très semblable à celle utilisée dans le CNB de 1995. Pour toutes les intensités de secousse, le coefficient d'emplacement d'un emplacement de type C est de 1,0. Les coefficients d'emplacement pour les catégories d'emplacement A, B, D et E ont été

déterminés en maintenant les amplifications relatives entre chaque catégorie d'emplacement et la catégorie d'emplacement C, obtenues au moyen de la GMPE de Boore et Atkinson^[8], qui s'appuie sur un volume croissant de données sur les mouvements du sol pour diverses conditions de sol. Cette démarche, qui découle des travaux de Choi et Stewart,^[7] a été adoptée parce que la GMPE de Boore et Atkinson est à la base de l'ensemble de GMPE de prédiction de séisme crustal utilisé dans la modélisation du risque sismique dans l'ouest du Canada (Atkinson et Adams^[13]). Il existe donc une cohérence interne entre les coefficients d'emplacement et les valeurs de risque sismique adoptées dans le CNB de 2015 pour les conditions de sol de référence de la catégorie d'emplacement C.

76. Les coefficients d'emplacement pour les catégories d'emplacement A, B, D et E sont déterminés par rapport aux coefficients de la catégorie d'emplacement C (1,0) à partir des valeurs caractéristiques de \bar{V}_{s30} de chaque catégorie d'emplacement. Il a été décidé que ces valeurs caractéristiques de \bar{V}_{s30} seraient déterminées non en tant que moyenne de la plage des valeurs de \bar{V}_{s30} pour chaque catégorie d'emplacement, comme dans le tableau 4.1.8.4.-A du CNB, mais en tant que valeur de \bar{V}_{s30} qui donnerait un coefficient d'emplacement correspondant à une moyenne des valeurs des coefficients d'emplacement pour chaque catégorie d'emplacement. Les valeurs \bar{V}_{s30} caractéristiques utilisées pour calculer les coefficients d'emplacement dans le CNB de 2015 sont indiquées dans le tableau J-1.

Tableau J-1
Valeurs caractéristiques de \bar{V}_{s30} pour la détermination du coefficient d'emplacement

Catégorie d'emplacement	\bar{V}_{s30} , en m/s
A	1600
B	1100
C	450
D	250
E	115

Calcul parasismique ne faisant pas partie des dispositions du CNB

Évaluation et réhabilitation des bâtiments existants

77. Bien que les dispositions parasismiques du CNB s'appliquent surtout aux nouveaux bâtiments, elles peuvent aussi être utilisées pour l'évaluation de la conformité parasismique des bâtiments existants. Le Commentaire L renferme des considérations générales pour l'évaluation structurale et la mise à niveau des bâtiments existants ainsi qu'une discussion sur certains aspects parasismiques, notamment les difficultés qui entourent l'application des dispositions parasismiques du CNB à cette fin.
78. La norme ASCE/SEI 41, « Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings », contient une démarche globale pour la modernisation parasismique des bâtiments existants. Cette norme présente une démarche de calcul axée sur la performance et a recours à des méthodes d'analyse simplifiées fondées sur la déformation qui reconnaissent explicitement le comportement non linéaire des composants et des éléments du bâtiment; elle aborde également l'utilisation de dispositifs d'isolation et de dissipation de l'énergie sismique.

Sous-section 4.1.8. du CNB, Charges et effets dus aux séismes

Analyse (CNB, article 4.1.8.1.)

79. Dans les éditions de 2005 et de 2010 du CNB, l'article 4.1.8.1. mentionnait qu'il n'était pas nécessaire de tenir compte des charges sismiques dans le calcul des bâtiments lorsque la valeur de $F_a S_a(0,2)$ était inférieure ou égale à 0,12, mais que lorsque la valeur de F_a était supérieure à 0,12, toutes les exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB devaient s'appliquer. Dans le CNB de 2015, l'article 4.1.8.1. a fait l'objet d'une révision pour tenir compte des points suivants :
- L'exemption de calcul tenant compte des charges sismiques dans les régions de faible sismicité signifiait que le risque sismique dans ces régions était faible comparativement au risque dans les régions de sismicité plus élevée, et ne signifiait pas qu'il était égal à zéro. En fait, dans le cas

de plusieurs types de bâtiments dans les régions exemptées, les charges de calcul sismique latérales émanant des DGM sont beaucoup plus importantes que les charges de calcul dues au vent.

- b) Les études sismologiques et données relatives aux séismes révèlent que les séismes ayant une magnitude aussi importante que 7 peuvent survenir n'importe où, même dans les régions ayant peu d'antécédents d'activité sismique. Bien que les grands séismes constituent des événements rares dans de telles régions et que les valeurs probabilistes de DGM pour ces régions peuvent être faibles, le risque n'est pas nul.
- c) Les données sismiques sont assez dispersées, ce qui occasionne beaucoup d'incertitude quant aux prédictions des mouvements du sol.
- d) Au fil des ans, la sous-section 4.1.8. du CNB est devenue plutôt longue et complexe. Ceci s'explique par le fait que l'on comprend mieux les séismes et donc qu'un plus grand nombre de données sont accessibles et que les connaissances évoluent. Toutefois, bon nombre des exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB de 2015 ne s'appliquent qu'aux bâtiments dans les régions de forte sismicité. Les bâtiments dans les régions de faible sismicité peuvent être exemptés de plusieurs des exigences.
- e) Un des principes fondamentaux du calcul parasismique a toujours été d'assurer une voie de transmission des charges complète ayant une bonne connectivité entre ses éléments, dans le but de maintenir une intégrité du bâtiment suffisante en cas d'évacuation lors d'un séisme. Plusieurs normes, comme la norme ASCE/SEI 7, « Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures », exigent des niveaux minimaux de forces sismiques de calcul et de connectivité pour assurer l'intégrité structurale dans les régions de faible sismicité.

80. Dans le CNB de 2015, les bâtiments construits dans des régions de faible sismicité doivent désormais être calculés pour résister aux secousses sismiques. L'article 4.1.8.1. du CNB actuel introduit une force de calcul sismique latérale minimale et une méthode d'analyse simplifiée indépendante pour les régions de faible sismicité où $I_E F_s S_a(0,2) < 0,16$ et $I_E F_s S_a(2,0) < 0,03$. Pour les bâtiments de catégorie normale ($I_E = 1,0$) situés dans des emplacements de catégorie C (F_s ou $F_a = 1,0$), la valeur limite de $I_E F_s S_a(0,2)$, qui est de 0,16 dans le CNB de 2015, est plus élevée que la valeur limite de $F_a S_a(0,2)$ de 0,12, dans le CNB de 2010. Certains bâtiments qui devaient auparavant être calculés conformément à toutes les exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB peuvent donc désormais être analysés à l'aide de la méthode simplifiée.
81. Afin d'élaborer la méthode d'analyse simplifiée, on a pris les exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB s'appliquant seulement aux régions de faible sismicité, on les a légèrement simplifiées, puis on les a regroupées dans l'article 4.1.8.1. du CNB. La méthode d'analyse qui en résulte est similaire à celle utilisée pour les charges dues au vent. Les structures calculées au moyen de cette méthode sont tenues de ne satisfaire qu'aux exigences non sismiques des normes de calcul applicables incorporées par renvoi dans la section 4.3. du CNB.

Exigences générales (CNB, article 4.1.8.3.)

Paragraphe 4.1.8.3. 1) du CNB

82. On a inclus ce paragraphe pour s'assurer que les concepteurs utilisent à la fois les exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB et celles des normes de calcul pertinentes incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB lorsqu'ils élaborent le concept qui conférera à la structure du bâtiment la résistance nécessaire aux mouvements sismiques du sol et les détails parasismiques de la structure du bâtiment.

Paragraphe 4.1.8.3. 2) du CNB

83. Dans ce paragraphe, on introduit le concept de la transmission des forces d'inertie produites par les séismes au sol par des voies de transmission des charges clairement définies. Dans ce concept, le calcul de la structure doit reposer sur une démarche systématique pour la transmission des forces d'inertie engendrées dans les parties les plus massives du bâtiment (p. ex., les dalles de plancher) aux poteaux ou aux murs qui sont dans le prolongement de la fondation de la structure. Lorsqu'il y a des discontinuités dans la transmission des charges, il faut se conformer à d'autres dispositions (p. ex., celles de l'article 4.1.8.15. du CNB) pour s'assurer que ces discontinuités ne deviennent pas des zones faibles.

Paragraphe 4.1.8.3. 3) du CNB

84. Le concepteur doit définir clairement le SFRS, qui fait partie du système structural du bâtiment et qui est conçu pour offrir une résistance aux séismes en devenant la voie de transmission des charges par laquelle les forces d'inertie sont transmises au sol. Le SFRS doit avoir les deux grands attributs suivants :

- 1) il offre une résistance suffisante pour transmettre les charges au sol; et
- 2) il offre une rigidité suffisante pour maintenir la déformation latérale dans des limites acceptables.

Le SFRS adoptera généralement un comportement inélastique lorsqu'il est soumis à des charges sismiques de calcul et doit être conçu de façon à respecter les exigences sismiques indiquées dans les normes de calcul applicables incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB. Certains éléments du système structural du bâtiment peuvent ne pas faire partie du SFRS (p. ex., les poteaux périphériques allongés); bien que ces éléments ne soient pas conçus pour résister aux charges sismiques, ils seront touchés par ces charges et leur calcul doit donc en tenir compte, tel qu'il est exigé au paragraphe 4.1.8.3. 5) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.3. 4) du CNB

85. Ce paragraphe garantit que seul le SFRS assurera la résistance aux charges sismiques spécifiées. Bien que d'autres composants structuraux possèdent implicitement une certaine résistance aux charges latérales, aucune des charges produites par un séisme ne peut leur être assignée, car ils ne sont conçus que pour conserver leur résistance aux charges verticales et non pour maintenir leur rigidité ou leur résistance sous les charges latérales. Ainsi, si le SFRS comprend un système mural central, aucune charge produite par un séisme ne doit être attribuée aux poteaux périphériques, lesquels sont conçus pour résister aux charges dues à la pesanteur mais peuvent présenter une résistance nominale aux charges latérales.

Paragraphe 4.1.8.3. 5) du CNB

86. Ce paragraphe exige qu'on étudie le comportement des éléments d'ossature structuraux qui ne font pas partie du SFRS. Lorsque de tels éléments sont soumis aux déformations dues aux séismes associées aux fléchissements latéraux calculés à l'article 4.1.8.13. du CNB, ils doivent conserver leurs intégrité tout en supportant les charges dues à la pesanteur pour lesquelles ils sont conçus. On assure cette intégrité si les éléments affichent un comportement élastique; si leurs déformations sont inélastiques, leur résistance aux charges ne doit pas être compromise. Ainsi, il faut étudier les poteaux allongés qui se trouvent à la périphérie d'un bâtiment dont le SFRS comprend un système mural central afin de démontrer que ces poteaux peuvent supporter les charges permanentes et les surcharges qui leur sont assignées lorsqu'ils sont soumis au déplacement latéral entre étages associé aux flèches maximales prévues qui sont dues aux séismes.

Paragraphe 4.1.8.3. 6) du CNB

87. Certains éléments rigides, comme les panneaux ou les murs en béton, en maçonnerie, en brique ou en béton préfabriqué, qu'ils soient structuraux ou non structuraux, peuvent ne pas être conçus pour faire partie du SFRS. Cependant, si ces éléments ne sont pas convenablement séparés des autres éléments structuraux (et pas uniquement de ceux qui font partie du SFRS), ils peuvent avoir un effet marqué sur le comportement du bâtiment au cours d'un séisme. En premier lieu, ils peuvent modifier considérablement les caractéristiques dynamiques de la structure du bâtiment (période naturelle et formes des modes) en la raidissant, ce qui tend à accroître les forces d'inertie exercées dans la structure et peut en provoquer l'effondrement. Deuxièmement, ces éléments rigides seront soumis à des charges pour lesquelles ils ne sont pas conçus, ce qui les rend vulnérables à une défaillance, en particulier parce qu'ils sont souvent relativement fragiles et ne peuvent pas être soumis à une déformation due aux séismes sans subir une défaillance. Troisièmement, ces éléments rigides peuvent entraîner une défaillance des éléments structuraux du bâtiment en engendrant des forces ou des déplacements pour lesquels les éléments structuraux ne sont pas conçus. Par exemple, un mur de remplissage de hauteur partielle peut causer des dommages graves à un poteau adjacent. Le paragraphe 4.1.8.3. 6) du CNB exige que les éléments rigides soient séparés de tous les éléments structuraux du bâtiment de manière à prévenir toute forme d'interaction, ou qu'ils soient conçus expressément pour faire partie du SFRS. Cette séparation visant à prévenir l'interaction des éléments exige que le jeu entre un élément rigide et un autre élément structural soit supérieur

à la déformation maximale due aux séismes dans cette partie de la structure. Ainsi, un mur de remplissage en maçonnerie devra être séparé des poteaux adjacents par au moins la distance maximale calculée de glissement entre étages. Si le concepteur décide d'incorporer un élément au SFRS, par exemple en reliant un panneau mural extérieur préfabriqué aux poteaux périphériques, toutes les exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB s'appliquent alors à l'analyse et au calcul de cet élément. Plus précisément, il faudra tenir compte de l'effet d'un élément rigide quelconque sur la période et la flèche de la structure sous l'effet d'une charge d'inertie due aux séismes en effectuant une modélisation adéquate (voir le paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB).

88. Il n'est pas nécessaire que les plaques de plâtre et les murs en stucco soient séparés du SFRS. L'effet des plaques de plâtre sur le SFRS dans les bâtiments à ossature de bois est abordé dans les dispositions de la norme CSA O86, « Règles de calcul des charpentes en bois » (des renseignements généraux sur les dispositions de la norme CSA sont fournis dans l'ouvrage de Ceccotti et Karacabeyli⁽⁴⁵⁾).

Paragraphe 4.1.8.3. 7) du CNB

89. Ce paragraphe porte sur les effets des éléments structuraux et des éléments non structuraux qui ne sont pas considérés comme faisant partie du SFRS sur la réponse du bâtiment lors d'un séisme. Bien que ces éléments contribuent souvent à la rigidité de la structure du bâtiment, ils ne sont pas réputés ajouter à la résistance sismique de la structure. Cependant, quoiqu'ils ne soient pas réputés faire partie du SFRS, leur présence peut contribuer de façon importante au comportement général de la structure au cours d'un séisme. Au paragraphe 4.1.8.3. 7) du CNB, on identifie trois situations précises dans lesquelles ces éléments doivent être pris en compte dans le calcul :

Alinéa a) : Étant donné que ces éléments augmentent la rigidité, ils diminuent la période latérale du mode fondamental, T_a , de la structure; si cette réduction est supérieure à 15 % de T_a , on doit utiliser la période diminuée pour déterminer les forces de calcul.

Alinéa b) : Étant donné que la présence de ces éléments peut avoir un effet sur le comportement de la structure, il faut en tenir compte lorsqu'on détermine si la structure est régulière ou irrégulière (comme il est indiqué au tableau 4.1.8.6. du CNB). On ne peut toutefois pas utiliser la rigidité supplémentaire que confèrent ces éléments pour transformer une structure irrégulière en une structure régulière ou réduire les effets de torsion. Ainsi, la rigidité d'un élément mural ou d'une ossature résistant aux charges dues à la pesanteur qui ne font pas partie du SFRS ne peut pas servir à éliminer ou à réduire une excentricité imputable au seul SFRS. Par exemple, si un bâtiment comporte un noyau décentré dont le SFRS comprend une ossature ou un mur contreventé, on ne peut utiliser une ossature rigide résistant aux charges dues à la pesanteur située sur la face opposée du bâtiment pour réduire l'excentricité en torsion à moins que cet élément n'ait été incorporé au SFRS et calculé en conséquence.

Alinéa c) : L'intégration d'éléments qui ne sont pas considérés comme faisant partie du SFRS peut avoir un effet nuisible sur celui-ci, notamment en modifiant la transmission des charges et en exposant certaines parties du SFRS à des forces ou à des déformations plus importantes que prévu. Le calcul du SFRS doit tenir compte de ces effets indésirables. Ainsi, le SFRS peut être formé d'ossatures résistant aux moments situées sur le périmètre du bâtiment dans une direction latérale et d'un mur central, orienté dans l'autre direction latérale. Cependant, une ossature résistant aux charges dues à la pesanteur érigée en périphérie du bâtiment, parallèlement au mur central, peut comporter un poteau en commun avec l'ossature résistant aux moments du SFRS. Étant donné l'effet d'encadrement de l'ossature résistant aux charges dues à la pesanteur, ce poteau sera soumis à des forces axiales, à des efforts de cisaillement et à des moments au cours d'une déformation latérale; ces forces supplémentaires doivent être prises en compte dans le calcul du poteau qui fait partie de l'ossature résistant aux moments.

Paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB

90. Ce paragraphe exige que la modélisation structurale du SFRS comprenne une représentation réaliste de l'importance et de la répartition spatiale de la masse et de la rigidité structurale du bâtiment; il exige plus précisément que la modélisation tienne compte des effets des éléments non séparés qui ne sont pas réputés faire partie du SFRS, comme il est énoncé au paragraphe 4.1.8.3. 6) du CNB.

Cette modélisation est exigée pour :

- la détermination des flèches latérales, comme il est spécifié à l'article 4.1.8.13. du CNB;
- le calcul de la sensibilité à la torsion, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.11. 10) du CNB; et

c) la détermination de la période latérale du mode fondamental de la structure, comme il est spécifié à l’alinéa 4.1.8.11. 3)d) du CNB.

91. La modélisation pour chacune de ces applications doit être uniforme, c’est-à-dire utiliser les mêmes hypothèses pour ce qui est des propriétés structurales et du comportement.

92. Il est tout particulièrement important de tenir compte des aspects suivants :

Alinéa a): Il faut modéliser les effets des sections fissurées au moment de déterminer la rigidité et la résistance du béton armé et des éléments de maçonnerie armée. Dans la norme CSA A23.3, « Calcul des ouvrages en béton », on spécifie la réduction de la rigidité due à la fissuration, qui dépend du type de charges exercées sur ces éléments.

Alinéa b): La modélisation doit tenir compte des dimensions finies des éléments et des joints; un modèle qui ne tiendrait pas compte de ce facteur pourrait entraîner une sous-estimation importante de la rigidité de la structure. L’ampleur de la sous-estimation dépendra du type de système d’ossature structurale et de la relation entre les dimensions des éléments et la longueur des portées. Il est particulièrement important d’inclure les dimensions finies des éléments et des joints lorsque des poutres sont encastées dans des murs de cisaillement; en utilisant une représentation linéaire du mur de cisaillement et en aboutant les poutres le long de l’axe du mur – plutôt qu’à la surface du mur – on obtiendra un modèle structural beaucoup plus souple que la structure réelle.

Alinéa c): Les effets de l’interaction des charges dues à la pesanteur avec la configuration déplacée de la structure accentuent les déplacements latéraux et les moments dans toute la structure; ces moments supplémentaires réduisent la résistance de la structure aux charges latérales. Ces effets, communément appelés « effets de P-delta », peuvent être particulièrement importants dans les structures ductiles, où les déplacements ont tendance à augmenter à chaque incursion dans la plage non élastique.

Les effets de P-delta n’ont que peu d’influence sur la réponse des bâtiments aux forces sismiques lorsque la résistance des étages au cisaillement dépasse certaines valeurs minimales et que les pentes des courbes cisaillement-déplacement des étages, qui tiennent compte des effets de P-delta, demeurent positives pour les déplacements sismiques prévus. Lorsque les résistances au cisaillement tombent en deçà des valeurs minimales et que les pentes des courbes cisaillement-déplacement des étages deviennent négatives, les déplacements enregistrés au cours d’un tremblement de terre peuvent être inacceptables. Il est donc essentiel de modéliser les effets de P-delta et d’en tenir compte s’ils sont marqués. Bien que de nombreux travaux de recherche aient été effectués sur la façon de tenir compte des effets de P-delta (p. ex., Paulay et Priestley,^[46] MacRae et al.,^[47] Tremblay et al.,^[48] Bernal,^{[49][50]} Montgomery,^[51] et Gupta et Krawlinker^[52]), il n’existe pas de méthode consacrée pour estimer les effets de P-delta dus aux séismes qui tiennent compte de la déformation inélastique. On recommande d’employer la méthode suivante, qui rappelle celle que proposent Paulay et Priestley.^[46]

Pour tenir compte des effets de P-delta, il faut multiplier les forces, les efforts de cisaillement, les moments de renversement et les moments de torsion produits par les séismes calculés à chaque étage par un coefficient d’amplification de $(1 + \theta_x)$, où θ_x est un coefficient de stabilité au niveau x (l’étage considéré), qui est calculé comme suit :

$$\theta_x = \frac{\sum_{i=x}^n W_i}{R_o \sum_{i=x}^n F_i} \frac{\Delta_{mx}}{h_s}$$

où

$\sum_{i=x}^n F_i$ = force de cisaillement sismique de calcul au niveau x , laquelle est égale à la somme des forces latérales de calcul agissant au niveau x et au-dessus de celui-ci, comme il est déterminé au paragraphe 4.1.8.11. 7) du CNB;

$\sum_{i=x}^n W_i$ = partie de la surcharge plus la charge permanente pondérées agissant au niveau x et au-dessus de celui-ci;

Δ_{mx} = déformation entre étages inélastique maximale définie au paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB;

h_s = hauteur entre étages;

R_o = coefficient de modification de la force liée à la sur-résistance; et

$R_o \sum_{i=x}^n F_i$ = mesure de la résistance au niveau x .

Il n'est pas nécessaire d'appliquer le coefficient d'amplification $(1 + \theta_x)$ aux déplacements.

Comme il est illustré pour un bâtiment d'un seul étage à la figure J-10, la méthode recommandée pour tenir compte des effets de P-delta revient à proportionner la structure à chaque niveau x afin de résister à une force de cisaillement sismique accrue, $\sum_{i=x}^n F_i^*$, calculée comme suit :

$$\begin{aligned}\sum_{i=x}^n F_i^* &= R_o \sum_{i=x}^n F_i + \sum_{i=x}^n W_i \frac{\Delta_{mx}}{h_s} \\ &= R_o \sum_{i=x}^n F_i (1 + \theta_x)\end{aligned}$$

Lors du calcul de $\sum_{i=x}^n W_i$, les coefficients de charge permanente et de charge d'action concomitante indiqués pour les conditions de charge 5 du tableau 4.1.3.2.-A du CNB doivent être appliqués. La surcharge peut être réduite pour les grandes surfaces tributaires, conformément à l'article 4.1.5.8. du CNB. Le calcul de $\sum_{i=x}^n W_i$ fournit une estimation de la charge due à la pesanteur réelle agissant à l'étage considéré au cours d'un séisme.

En augmentant les valeurs de résistance au cisaillement sismique à chaque étage pour tenir compte des effets de P-delta, on accroît également la capacité de la structure renforcée à absorber l'énergie inélastique au cours d'un séisme. Les déformations entre étages de la structure renforcée devraient être à peu près les mêmes que celles d'une structure non renforcée, pour laquelle les effets de P-delta seraient négligeables (voir la figure J-10).

Si le coefficient de stabilité, θ_x , calculé de la manière décrite ci-dessus est inférieur à environ 0,10, il n'est généralement pas nécessaire de tenir compte des effets de P-delta. Lorsque le coefficient de stabilité est supérieur à 0,40, il faut recalculer la structure pour empêcher les instabilités potentielles pendant de très forts séismes.

Bien que la méthode décrite ci-dessus soit prudente dans la plupart des cas, elle n'offre aucune protection contre le risque d'instabilité dynamique lorsque d'importantes déformations inélastiques sont prévues, en particulier lorsque les déformations ductiles sont concentrées dans un nombre restreint d'étages. On peut effectuer une analyse de type « pushover » statique pour évaluer si l'instabilité sous les effets de P-delta est probable. Cette analyse doit considérer l'impact des effets de P-delta sur l'amplification de la réponse et le modèle utilisé dans l'analyse doit tenir compte de toute dégradation de la résistance des éléments structuraux soumis à des déformations inélastiques. La compensation des effets de P-delta n'est pas nécessaire si la pente de la courbe de type « pushover » demeure positive pour les déplacements sismiques prévus. Humar et al.^[53] ont discuté de l'impact des effets de P-delta et de l'analyse de type « pushover » utilisée pour déterminer la possibilité d'instabilité. Le document FEMA P-695, « Quantification of Building Seismic Performance Factors », fournit de l'information additionnelle sur l'analyse de type « pushover » non linéaire statique, y compris l'impact des effets de P-delta et de la dégradation de la résistance.

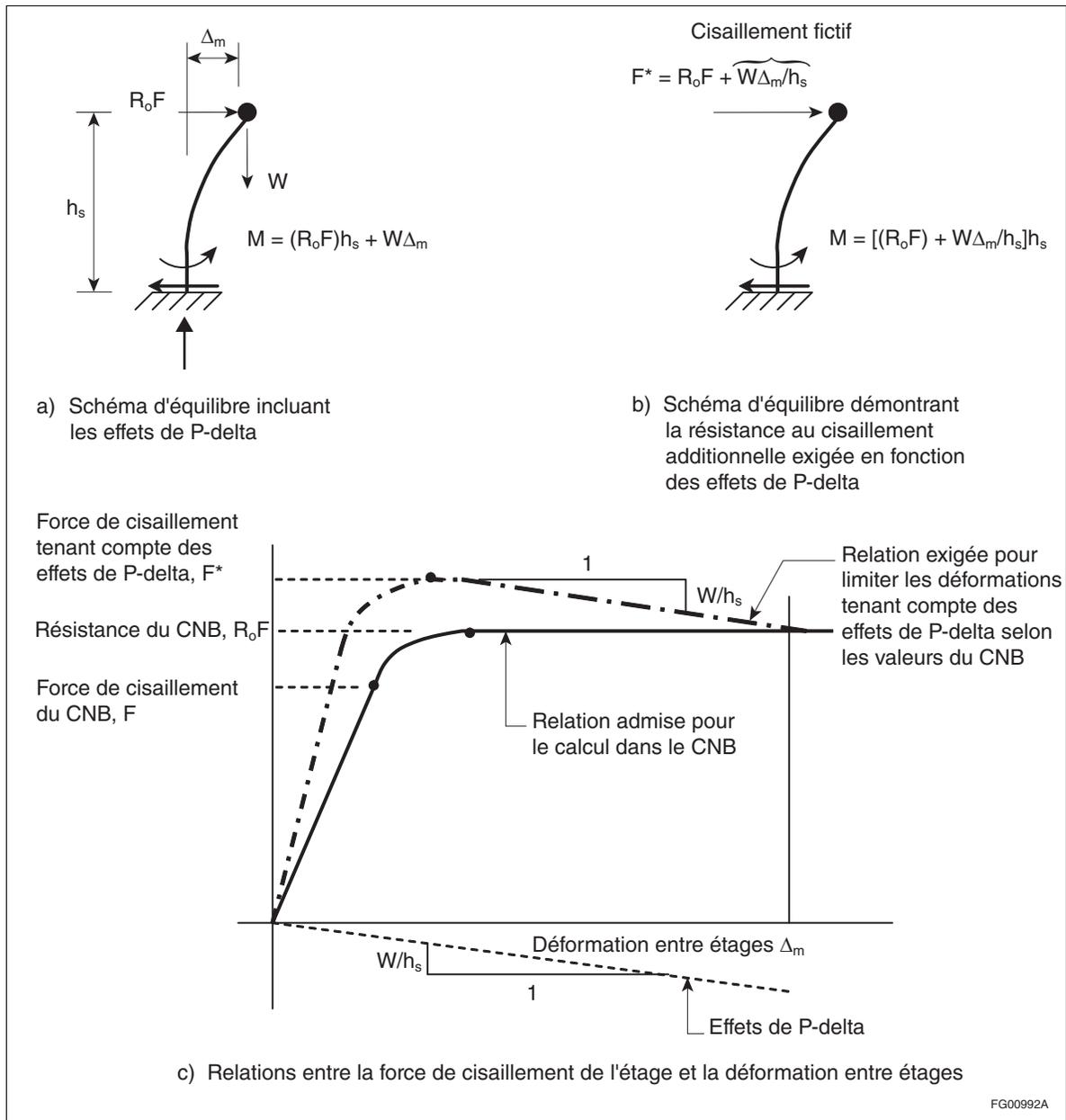


Figure J-10
 Effets de P-delta dans les bâtiments d'un seul étage

Alinéa d): La modélisation doit tenir compte de tous les autres effets qui pourraient influencer sur la rigidité latérale du bâtiment, p. ex., la déformation des zones planes dans les ossatures en acier résistant aux moments (Krawinkler et al.^[54]). La rigidité latérale est un paramètre particulièrement important pour deux raisons :

- 1) la charge produite par un séisme qui s'exerce sur le bâtiment est directement proportionnelle à la période naturelle, laquelle est directement proportionnelle à la rigidité latérale; et
- 2) la rigidité latérale est un facteur déterminant du déplacement latéral, lequel régit la performance structurale.

Commentaire J

Caractéristiques de l'emplacement (CNB, article 4.1.8.4.)

Paragraphe 4.1.8.4. 1) du CNB

93. Les valeurs de PGA, de PGV et de $S_a(T)$ pour les conditions de référence du sol (emplacement de type C au tableau 4.1.8.4.-A. du CNB) pour un grand nombre de villes et de municipalités canadiennes sont indiquées au tableau C-3 de l'annexe C du CNB. La valeur de PGA est utilisée pour déterminer les coefficients d'emplacement, ainsi que pour les analyses de liquéfaction et d'autres analyses géotechniques. La valeur de PGV n'est pas explicitement utilisée dans le CNB de 2015, mais constitue un paramètre utile dans la prédiction des dommages. Les concepteurs doivent utiliser les valeurs de risque sismique de calcul pour l'emplacement où se situera le bâtiment. On peut obtenir les valeurs pour les localités qui ne sont pas énumérées au tableau C-3 du CNB auprès de la Commission géologique du Canada (au moyen du calculateur de risque sismique affiché sur le site Web de Séismes Canada) en précisant la latitude et la longitude applicables. La méthode recommandée pour déterminer ces valeurs, qui correspondent aux résultats de risque moyens pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, est décrite à la section de ce commentaire intitulée « Risque sismique » (à partir du paragraphe 38). Les valeurs de ces paramètres de mouvement du sol peuvent présenter des gradients importants dans les régions urbaines, comme le sud-ouest de la Colombie-Britannique, l'extrémité ouest du lac Ontario, la région de Montréal et la région de Charlevoix (Québec). Les figures J-11 à J-14 montrent les variations de $S_a(0,2)$ dans ces quatre régions.

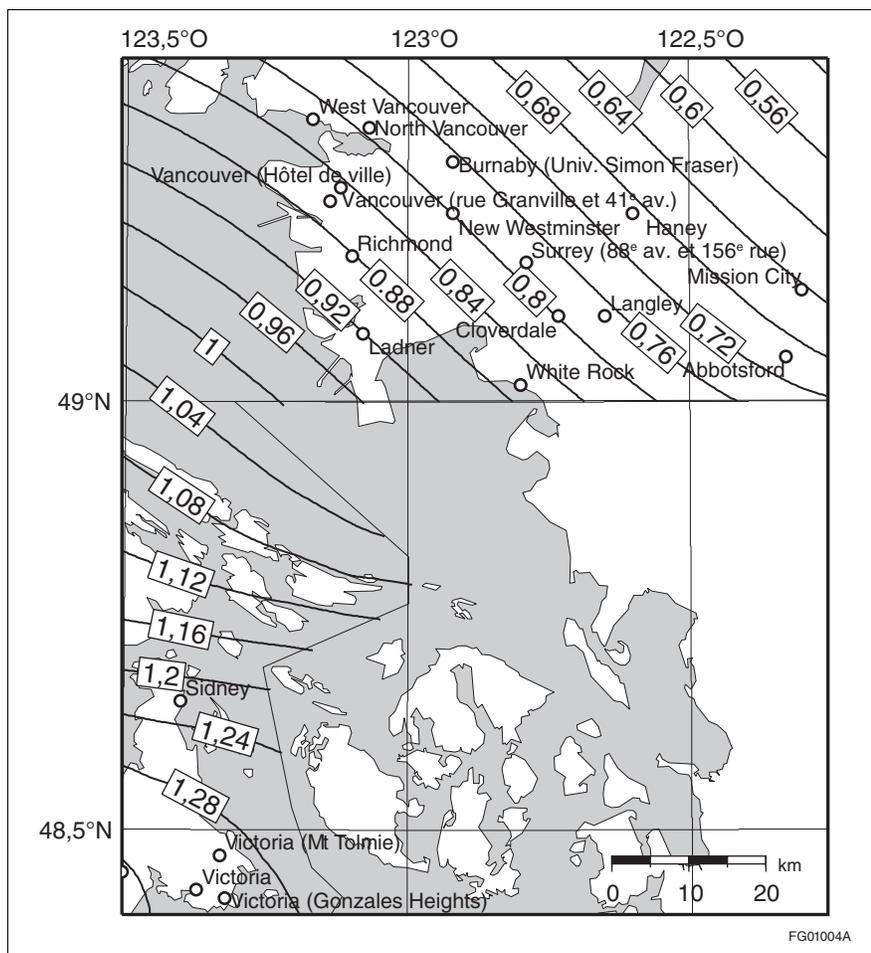


Figure J-11

Carte illustrant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour un emplacement de type C dans la région de Vancouver-Victoria

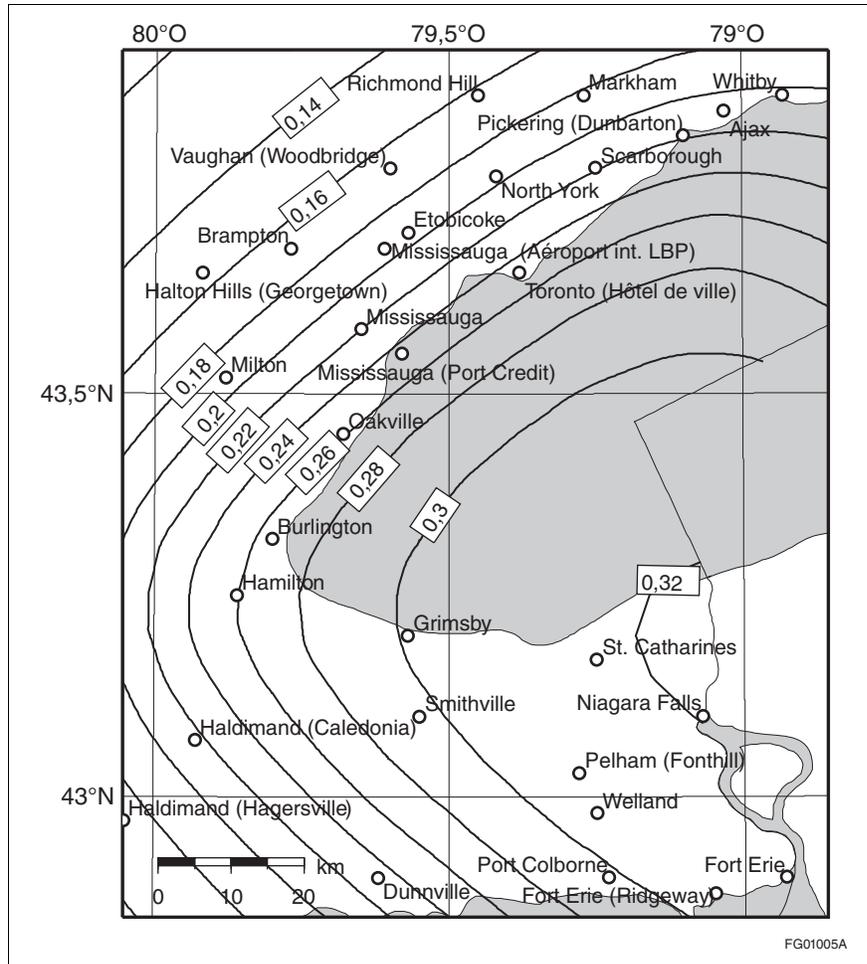


Figure J-12

Carte illustrant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour un emplacement de type C dans la région de Toronto-Niagara

Commentaire J

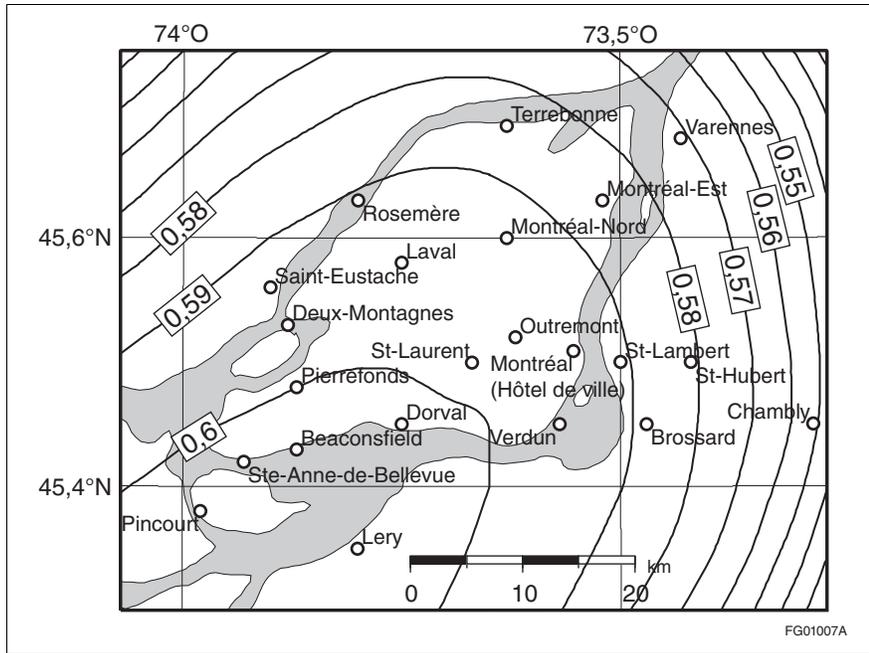


Figure J-13

Carte illustrant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour un emplacement de type C dans la région de Montréal

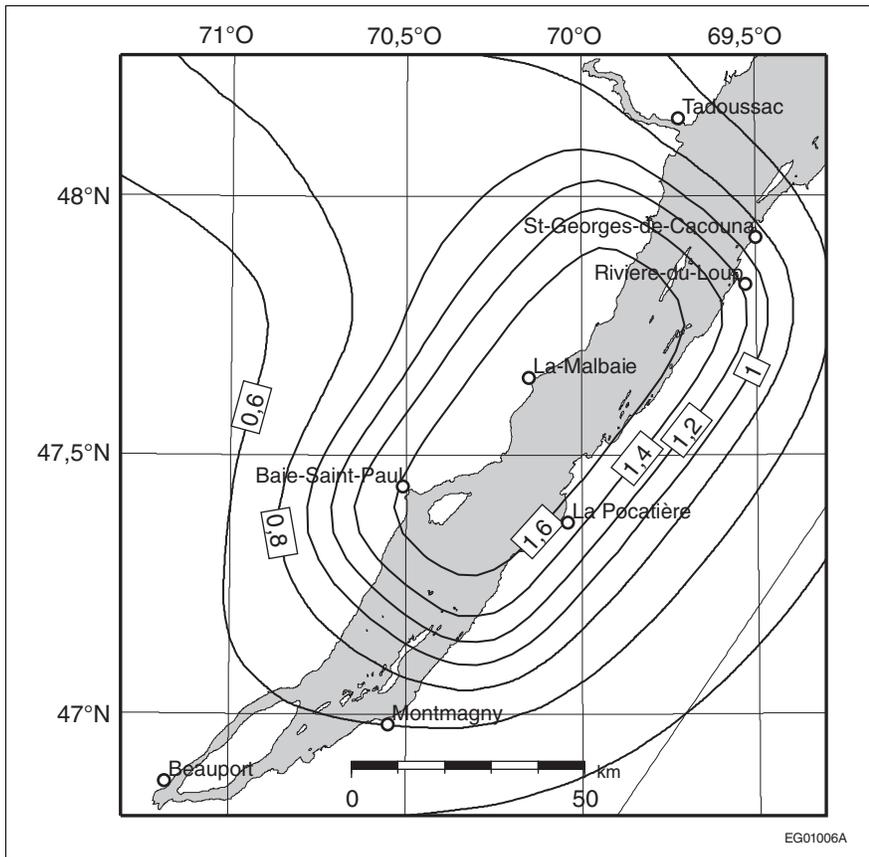


Figure J-14

Carte illustrant la réponse spectrale de l'accélération moyenne avec un amortissement de 5 % à une période de 0,2 s, $S_a(0,2)$, en g, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour un emplacement de type C dans la région de Charlevoix (Québec)

Lignes directrices de calcul pour les localités du Yukon situées à proximité de failles actives

94. Les valeurs de risque sismique du CNB constituent une norme minimale acceptable aux fins des calculs parasismiques : elles ne tiennent pas compte de la complexité accrue liée aux secousses survenant à proximité d'une faille active. Le modèle de risque sismique utilisé dans le CNB de 2015 est le premier modèle à tenir compte des sources de faille continentale et certaines structures qui peuvent se trouver à proximité immédiate des failles actives modélisées. Les coordonnées des sources de faille sont indiquées dans Halchuk et al.,^[14] mais elles ne sont pas suffisamment précises pour permettre la localisation exacte d'une faille à l'emplacement considéré ou à proximité de celui-ci. Il faudrait ainsi procéder à des études géologiques détaillées afin de déterminer la distance qui sépare l'emplacement de la faille et à des études sismologiques afin d'évaluer les mouvements du sol à proximité d'une faille pour les emplacements situés dans un rayon d'environ 10 km d'une des failles modélisées. Il existe une expertise considérable dans le calcul des structures à proximité de failles actives en Californie, et il est conseillé aux concepteurs de faire appel à des professionnels lors du processus de calcul.

Paragraphe 4.1.8.4. 2) du CNB

95. La raison pour laquelle on utilise les catégories d'emplacement du tableau 4.1.8.4.-A du CNB a été expliquée à la section de ce commentaire intitulée « Effets de la réponse sismique des emplacements » (à partir du paragraphe 65). La vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_{s30} , sert à déterminer si un emplacement rocheux appartient à la catégorie A ou B. Pour établir une distinction entre les emplacements de type C, D et E, il est préférable d'utiliser \bar{V}_{s30} , mais dans les cas où \bar{V}_{s30} n'est pas connue, on peut utiliser la résistance moyenne à la pénétration standard dont la valeur fait l'objet d'une correction énergétique, \bar{N}_{60} , pour les sols sableux, ou la résistance moyenne au cisaillement du sol non drainé, s_u , pour les sols argileux. Les valeurs limites de \bar{N}_{30} , \bar{V}_s et s_u sont indiquées au tableau 4.1.8.4.-A du CNB. Pour déterminer les valeurs de \bar{V}_{s30} , \bar{N}_{60} et s_u , on établit la moyenne des propriétés du sol sur une profondeur de 30 m, immédiatement sous le fond des semelles, des chapeaux ou des radiers supportant le SFRS. L'assignation d'un emplacement à la catégorie E est également fondée sur l'indice de plasticité, la teneur en eau et la résistance au cisaillement du sol non drainé. En utilisant cette méthode de classification des emplacements, on élimine les difficultés associées au choix d'une catégorie d'emplacement à partir d'une description qualitative, comme c'était le cas dans les éditions du CNB précédant 2005. Les adjectifs « très dense », « consistant » et « meuble » utilisés dans le tableau 4.1.8.4.-A du CNB sont des descriptions générales et ne correspondent pas nécessairement à l'usage géotechnique courant, tel qu'il est défini dans le « Canadian Foundation Engineering Manual »^[55], par exemple.

Les bâtiments situés sur des sols rocheux en pente ou sur des profils de sol hautement variables à la grandeur du bâtiment (p. ex., si une portion du bâtiment est construite sur de la roche et que le reste repose sur un sol faible) et les bâtiments dotés de fondations de différentes profondeurs nécessitent une étude attentive, car le mouvement d'entrée du sol peut varier d'une extrémité à l'autre du bâtiment. Dans ces cas, il peut être nécessaire d'effectuer des études spécifiques à l'emplacement dans au moins deux directions pour évaluer les conditions de la subsurface et la réponse de l'emplacement-superstructure. Dans certains cas, l'utilisation de plus d'une catégorie d'emplacement peut être justifiée pour des portions du même bâtiment avec différents supports de fondations. En cas de différences importantes de classification d'emplacement pour un même bâtiment, une étude spéciale par des spécialistes qualifiés est justifiée.

Tous les effets du sol sur chacun des éléments structuraux du bâtiment qui sont en dessous du niveau du sol doivent être pris en considération dans le calcul de ces éléments, avec l'aide d'un ingénieur en géotechnique.

96. Pour déterminer qu'un emplacement appartient à la catégorie A ou B, il faut mesurer la vitesse des ondes de cisaillement soit sur place soit sur des roches qui possèdent le même profil, font partie de la même formation et présentent un degré égal ou supérieur d'altération climatique et de fracturation. Lorsque la roche dure se prolonge sur une profondeur de 30 m, on peut extrapoler les mesures prises en surface. Si le sol renferme des roches plus tendres et plus fracturées et altérées que les profils de sol associés à la catégorie B, la vitesse des ondes de cisaillement doit être mesurée sur place, ou alors, l'emplacement doit être classé dans la catégorie C. Les deux catégories de sol rocheux, soit les emplacements de types A et B, ne doivent pas être utilisées s'il y a plus de 3 m de sol entre la surface de la roche et la sous-face de la semelle de répartition, du chapeau ou du radier supportant le SFRS, même si la moyenne calculée des vitesses des ondes de cisaillement (voir le paragraphe 97) est

supérieure à 760 m/s. La catégorie d'emplacement appropriée dans ces cas est établie d'après les propriétés moyennes de la couche totale de matériaux meubles.

Les coefficients d'emplacement, $F(T)$, pour les emplacements de type A aux tableaux 4.1.8.4.-B à -G du CNB sont appropriés pour les bâtiments reposant sur de la roche dure si $\bar{V}_{s30} = 1600$ m/s. Toutefois, certains emplacements rocheux, en particulier ceux dans le Bouclier canadien, ont une \bar{V}_{s30} se situant entre 2000 m/s et 3000 m/s et connaîtront des secousses plus faibles qu'un emplacement de roche dure de référence. La note (2) du tableau 4.1.8.4.-A du CNB permet un assouplissement des valeurs de $F(T)$ pour les bâtiments construits sur des sols de roche dure lorsque la valeur de \bar{V}_{s30} a été mesurée sur place. L'ajustement mentionné est un simple calcul de la vitesse qui ne tient pas compte des changements de densité; une valeur de 1500 m/s est donc utilisée au lieu de 1600 m/s.

97. Sous réserve des dispositions du paragraphe 96, on peut déterminer la vitesse des ondes de cisaillement à l'aide des techniques de cône sismique, de sondage transversal sismique ou de mesure en puits (Kramer^[56]) ou au moyen des techniques d'évaluation de l'ambiance vibratoire (Sheri et al.^[57] et Molnar et al.^[58]). Lorsque les 30 m sont composés d'un certain nombre de couches de sol nettement différentes, il faut déterminer la vitesse des ondes de cisaillement pour chaque couche et calculer la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_{s30} , à l'aide de l'équation suivante :

$$\bar{V}_s = \frac{\text{Épaisseur totale de toutes les couches}}{\sum \left(\frac{\text{Épaisseur de la couche}}{\text{Vitesse des ondes de cisaillement pour la couche}} \right)}$$

Paragraphe 4.1.8.4. 3) du CNB

98. Bien que, pour les sols non rocheux, il soit préférable de déterminer la catégorie d'emplacement à partir de la valeur mesurée de \bar{V}_{s30} , il est permis d'utiliser la résistance moyenne à la pénétration standard dont la valeur fait l'objet d'une correction énergétique, \bar{N}_{60} , pour les sols sableux, ou la résistance moyenne au cisaillement du sol non drainé, s_u , pour les sols argileux (valeur moyenne pour les premiers 30 m de sol) si la valeur de \bar{V}_{s30} n'est pas connue. Les autres définitions de catégorie d'emplacement au tableau 4.1.8.4.-A du CNB ne devraient pas être utilisées pour supposer une corrélation numérique spécifique entre les valeurs \bar{V}_{s30} , \bar{N}_{60} et s_u dans le tableau.

Lorsque les 30 m sont composés d'un certain nombre de couches de sol nettement différentes, il faut calculer la moyenne de la résistance à la pénétration standard ou de la résistance au cisaillement du sol non drainé pour chaque couche afin d'obtenir \bar{N}_{60} ou s_u comme suit :

$$\bar{N}_{60} = \frac{\text{Épaisseur totale de toutes les couches de sable}}{\sum \left(\frac{\text{Épaisseur de la couche}}{\text{Résistance à la pénétration standard de la couche}} \right)}$$

$$s_u = \frac{\text{Épaisseur totale de toutes les couches d'argile}}{\sum \left(\frac{\text{Épaisseur de la couche}}{\text{Résistance au cisaillement du sol non drainé pour la couche}} \right)}$$

Lorsque les catégories d'emplacement déterminées à partir de \bar{V}_{s30} , \bar{N}_{60} et s_u diffèrent, la catégorie déterminée à partir de \bar{V}_{s30} s'applique. Si seulement \bar{N}_{60} et s_u sont disponibles, la catégorie qui donne les coefficients d'emplacement les plus élevés s'applique.

La catégorie d'un emplacement dont le sol a été amélioré est déterminée au moyen des valeurs de \bar{V}_{s30} , \bar{N}_{60} et s_u pour l'emplacement amélioré, dont la moyenne est calculée sur une profondeur de 30 m immédiatement sous le fond des semelles, des chapeaux ou des radiers supportant le SFRS.

99. Si l'emplacement renferme plus de 3 m de sol meuble (soit un sol dont l'indice de plasticité est supérieur à 20, la teneur en eau est de 40 % ou plus et la résistance au cisaillement du sol non drainé est inférieure à 25 kPa) sous les semelles, chapeaux et radiers supportant le SFRS, il doit être classé dans la catégorie E, même si la valeur moyenne du paramètre, \bar{V}_{s30} , \bar{N}_{60} ou s_u permettrait de le classer dans une catégorie d'emplacement supérieure. Cette exigence s'explique par le fait que des couches

de sol meuble d'une épaisseur d'à peine 3 m peuvent produire une amplification considérable du mouvement de la roche sous-jacente, phénomène que l'on peut comparer aux flèches importantes que peut produire un étage flexible dans la structure d'un bâtiment.

100. La catégorie d'emplacement F comprend les sols pour lesquels il est difficile de déterminer l'amplification locale, comme les sols liquéfiables, les argiles très sensibles, les argiles organiques, les argiles très plastiques et les épaisses couches d'argiles molles à modérément raides. Si l'emplacement comporte l'un des quatre types de sol décrits dans la note (3) du tableau 4.1.8.4.-A du CNB, il doit être classé dans la catégorie F, et les coefficients d'emplacement, $F(T)$, $F(PGA)$ et $F(PGV)$, doivent être déterminés au moyen d'évaluations spécifiques à l'emplacement (y compris des analyses de la réponse de l'emplacement), comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.4. 6) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.4. 5) du CNB

101. La démarche de l'amplification locale décrite à la section de ce commentaire intitulée « Effets de la réponse sismique des emplacements » (à partir du paragraphe 65) a été utilisée pour dériver les coefficients d'emplacement, $F(T)$, $F(PGA)$ et $F(PGV)$, spécifiés aux tableaux 4.1.8.4.-B à -I du CNB, dont on se sert pour modifier les valeurs des mouvements du sol afin qu'elles soient compatibles avec les différentes catégories d'emplacement. Pour une période latérale donnée, on obtient les valeurs de $F(T)$ en fonction des valeurs de référence PGA , PGA_{ref} , en vue de tenir compte de l'effet de la réponse non linéaire du sol sur l'amplification locale. La variation de $F(0,5)$ combinée à PGA_{ref} pour les catégories d'emplacement A à E est présentée à la figure J-15.

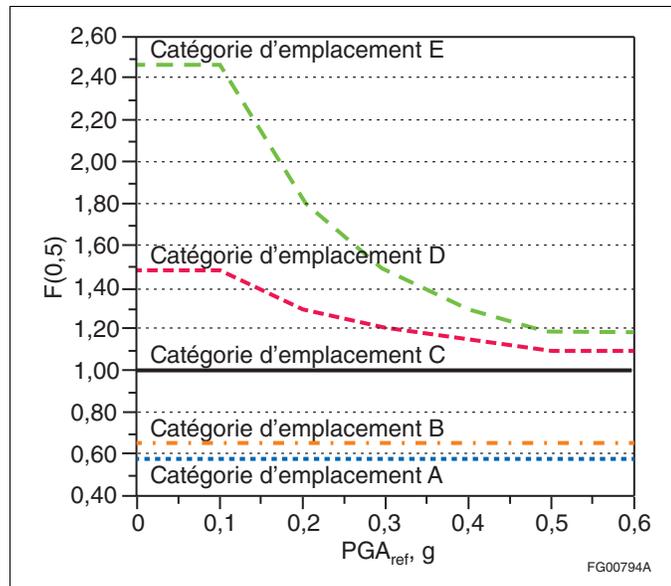


Figure J-15
Variation de $F(0,5)$ combinée à PGA_{ref} pour les catégories d'emplacement A à E

Pour une catégorie d'emplacement donnée, on obtient les valeurs de $F(T)$ pour les valeurs intermédiaires de PGA_{ref} par interpolation linéaire entre les valeurs dans les deux colonnes PGA_{ref} pertinentes des tableaux 4.1.8.4.-B à -G du CNB (voir la figure J-16).

Commentaire J

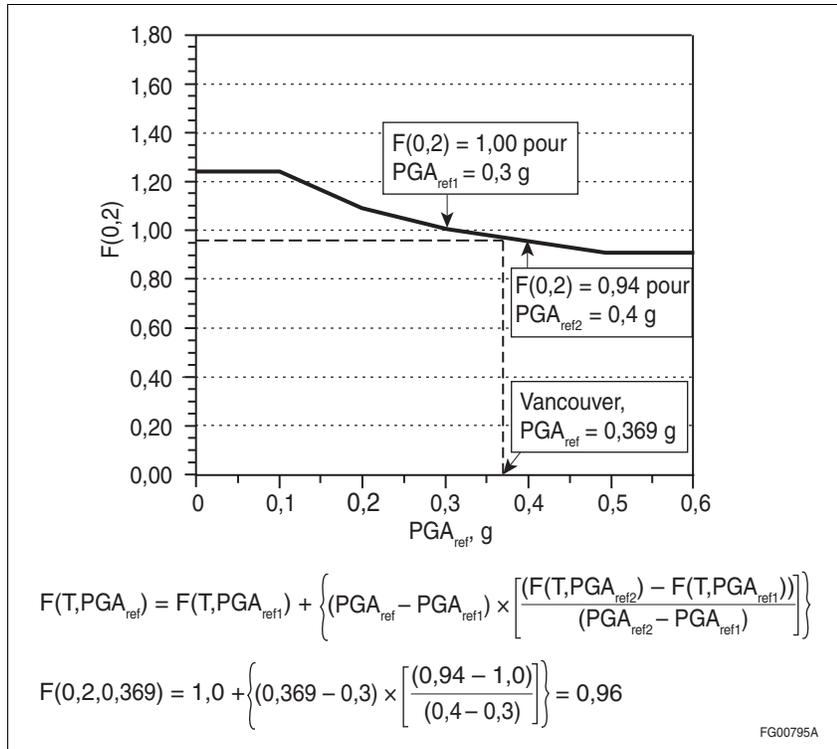


Figure J-16
Interpolation linéaire visant à déterminer $F(0,2)$ pour une catégorie d'emplacement de type D à Vancouver

Paragraphe 4.1.8.4. 6) du CNB

102. Des études spécifiques à l'emplacement, y compris des analyses dynamiques de la réponse de l'emplacement, des études géotechniques et des évaluations sont requises pour obtenir le spectre de la réponse de l'emplacement pour la catégorie d'emplacement F. Dans les analyses dynamiques de la réponse de l'emplacement, il faut modéliser le profil de sol, choisir les mouvements d'entrée du sol qui sont compatibles avec le spectre de réponse pour le matériau de base de référence (roche ou catégorie d'emplacement C) et effectuer une analyse dynamique non linéaire ou linéaire équivalente du profil de sol exposé aux mouvements d'entrée retenus. On doit utiliser un nombre suffisant d'enregistrements de séisme (typiquement au moins 11 enregistrements) pour tenir compte de l'incertitude associée à la sélection des mouvements d'entrée du sol en vue d'une analyse.

Pour les sols d'argile molle, des analyses des contraintes totales sont acceptables. Les sols sableux se qualifient comme emplacements de catégorie F seulement s'ils sont liquéfiables. Le cas échéant, l'analyse de la réponse de l'emplacement doit, si une telle analyse est souhaitée, être menée du point de vue de la contrainte effective. Dans de nombreux cas, il ne sera pas nécessaire d'analyser le sol naturel si l'on a amélioré celui-ci de manière à en éliminer le potentiel de liquéfaction en le modifiant de façon draconienne.

Le spectre lissé moyen dérivé des spectres de réponse de 11 enregistrements ou plus de mouvements d'entrée du sol servant aux analyses de réponse d'emplacement peut être utilisé comme spectre de réponse de calcul (voir la figure J-17). Étant donné que les spectres de réponse reflètent directement l'effet des conditions de l'emplacement, aucune dérivation de coefficients d'emplacement n'est nécessaire.

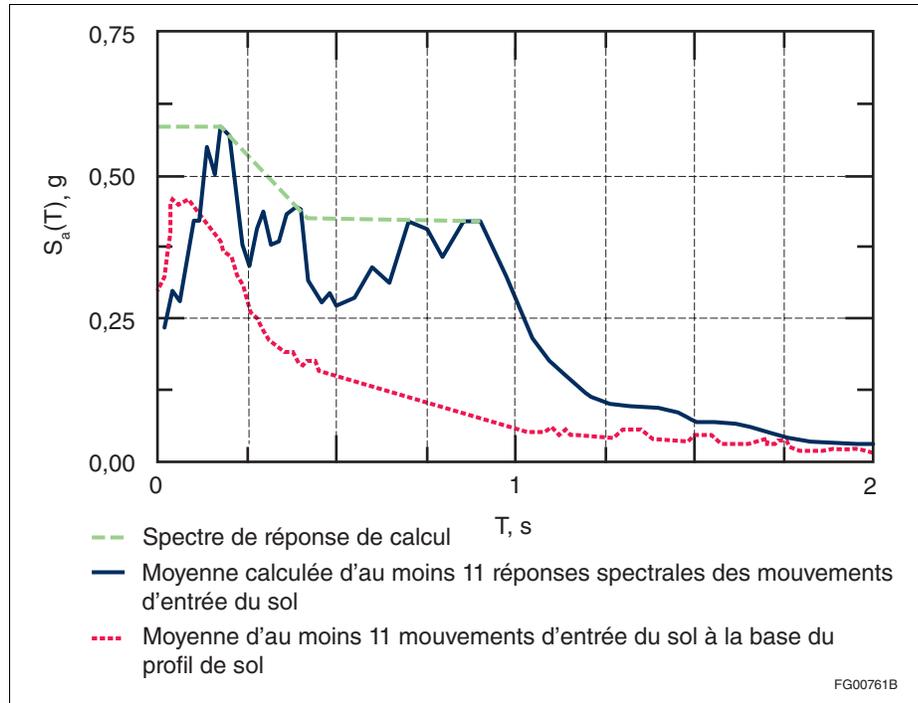


Figure J-17

Dérivation d'un spectre de réponse de calcul moyen spécifique à l'emplacement pour la catégorie d'emplacement F à partir d'au moins 11 analyses de la réponse de l'emplacement

Paragraphe 4.1.8.4. 8) du CNB

103. Pour les structures construites sur un sol liquéfiable et dont la période du mode fondamental de vibration est égale ou inférieure à 0,5 s, on peut déterminer les valeurs de $F(T)$ à partir des tableaux 4.1.8.4.-B et -C du CNB au moyen des définitions de catégorie d'emplacement présentées au tableau 4.1.8.4.-A en présumant que la liquéfaction ne se produit pas. Cette exception ne s'applique qu'aux fins de la définition de la catégorie d'emplacement et de l'obtention des coefficients d'emplacement. Le potentiel de liquéfaction et ses effets sur les structures du point de vue du risque d'effondrement doivent néanmoins être évalués.

Paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB

104. Ce paragraphe définit la façon dont les coefficients d'emplacement pour l'accélération spectrale, $F(T)$, sont utilisés pour modifier la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, $S_a(T)$, pour obtenir la réponse spectrale de l'accélération de calcul, $S(T)$, pour $T = 0,2$ s, $0,5$ s, $1,0$ s, $2,0$ s, $5,0$ s et 10 s.

Pour certaines catégories d'emplacement dans certaines localités, $S(0,5)$ est supérieur à $S(0,2)$. Il n'est pas considéré comme une bonne pratique d'effectuer les calculs en fonction d'un spectre dans lequel la valeur de $S(T)$ augmente selon la période. Étant donné que la période d'une structure s'allonge lorsque la réponse de cette structure est inélastique, une structure calculée pour une période plus courte pourrait migrer dans une plage de périodes plus longues et subir des forces plus importantes. Pour prévenir ce risque, la valeur de $S(0,2)$ doit correspondre à la valeur la plus élevée de $F(0,2)S_a(0,2)$ et de $F(0,5)S_a(0,5)$. Ainsi, comme il est indiqué dans la figure J-18, pour les catégories d'emplacement D et E à Vancouver, $S(0,5)$ est supérieur à $S(0,2)$, et les plateaux de période courte, représentés par les lignes pointillées, dans le spectre de réponse de calcul pour ces catégories d'emplacement vont de $T = 0$ à $T = 0,5$ s. La valeur de $S(0,2)$ est plus faible que celle de $S(0,5)$ en raison de la non linéarité associée aux sols plus meubles de ces catégories d'emplacement. Les plateaux de période courte du spectre de réponse de calcul pour les catégories d'emplacement A, B et C vont de $T = 0$ à $T = 0,2$ s, comme prévu.

Commentaire J

105. Généralement, les sols plus raides amplifient moins les mouvements du sol que les sols plus meubles. Les coefficients d'emplacement pour les catégories d'emplacement A et B sont donc toujours inférieurs à 1, et les valeurs de $S(T)$ pour les catégories d'emplacement A et B sont plus faibles que pour la catégorie d'emplacement C à toutes les périodes (voir le spectre pour Vancouver dans la figure J-18).

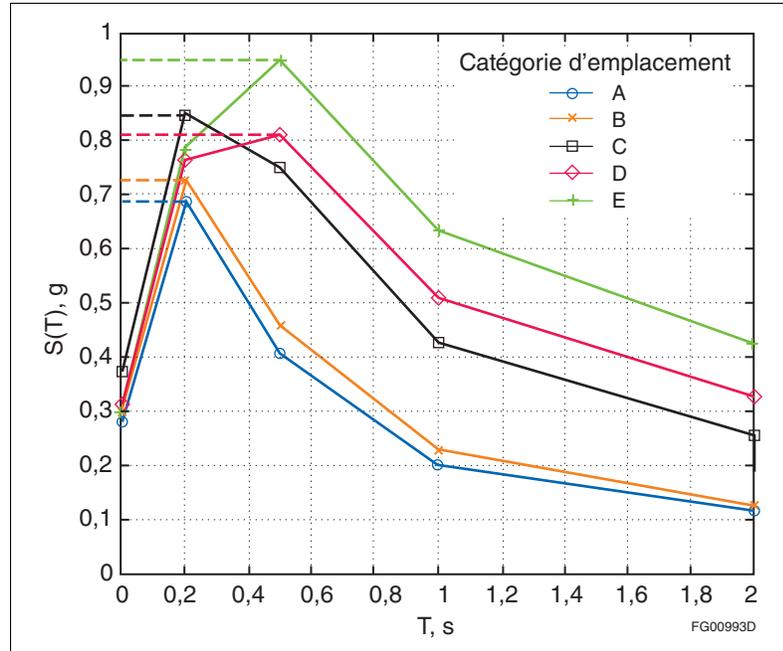


Figure J-18

Spectre de réponse de calcul pour les catégories d'emplacement A à E à Vancouver, où $S(0,5)$ est supérieur à $S(0,2)$ pour les catégories d'emplacements D et E

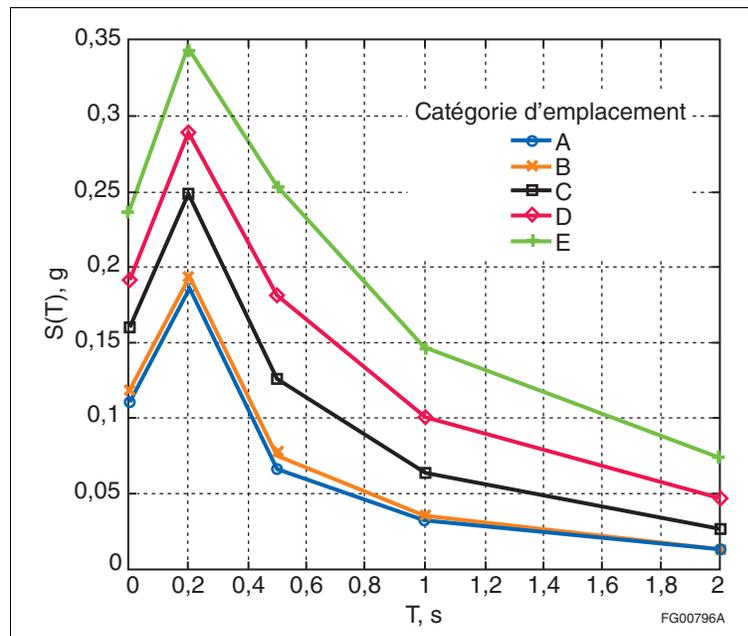


Figure J-19

Spectre de réponse de calcul pour les catégories d'emplacement A à E à Toronto, où des conditions de sol plus meubles font augmenter la valeur de $S(T)$ à toutes les périodes

Cependant, les sols plus meubles peuvent développer une non linéarité dans leur réponse à des secousses importantes, ce qui réduit l'intensité des mouvements du sol. L'effet net des deux phénomènes peut dans certains cas entraîner une désamplification des mouvements du sol. Par exemple, pour Vancouver, où la valeur de PGA_{ref} est de 0,369 g, les valeurs de $F(0,2)$ pour les catégories d'emplacement D et E sont de 0,96 et de 0,97, respectivement, ce qui représente une désamplification par rapport à la catégorie d'emplacement C. En revanche, pour les deux mêmes catégories d'emplacement, les valeurs de $F(0,5)$ sont de 1,16 et de 1,36, respectivement. Par conséquent, comme il est indiqué dans la figure J-18, les valeurs de $S(0,2)$ pour les catégories d'emplacement D et E sont plus faibles que pour la catégorie d'emplacement C, et les valeurs de $S(0,5)$ pour les catégories d'emplacement D et E sont plus élevées que les valeurs de $S(0,2)$. L'effet de la non-linéarité associée aux sols meubles est moins important pour des secousses de plus faible intensité. Par exemple, comme il est indiqué dans la figure J-19, pour Toronto, les valeurs de $S(T)$ pour les catégories d'emplacement D et E sont plus élevées que pour la catégorie d'emplacement C à toutes les périodes.

106. Bien que les réponses spectrales de l'accélération, $S_a(T)$, pour de très courtes périodes soient généralement égales ou légèrement inférieures à $S_a(0,2)$, les réponses spectrales de l'accélération de calcul, $S(T)$, pour $T < 0,2$ s spécifiées sont égales à $S(0,2)$. Ce niveau de prudence traduit l'imprécision associée à la détermination des périodes pour les structures très rigides parce que la période peut être un peu plus longue que la valeur calculée ou alors, être augmentée par les dommages causés à la structure et passer dans une plage supérieure de réponse. Dans certains cas, la valeur de $S_a(0,1)$ est en fait plus élevée que la valeur de $S_a(0,2)$, comme il est indiqué dans la figure J-20 pour Niagara Falls, Toronto et Kingston. Il semblerait que, dans ces cas, le calcul d'une structure de courte période pourrait être insuffisant si la valeur de $S(0,2)$ était définie comme la limite supérieure de la réponse spectrale de calcul. Cependant, étant donné que la valeur de $S(0,2)$ n'est généralement pas inférieure à environ 80 % de la valeur de $S(0,1)$, que les structures de courte période présentent une résistance de réserve importante et que la période est susceptible de s'allonger, le plateau supérieur du spectre de réponse de calcul correspond encore à $S(0,2)$ dans le CNB de 2015. Bien que la valeur de $S_a(0,1)$ ne soit pas définie dans le CNB de 2015, elle peut être obtenue auprès de la Commission géologique du Canada (au moyen du calculateur de risque sismique sur le site Web de Séismes Canada).

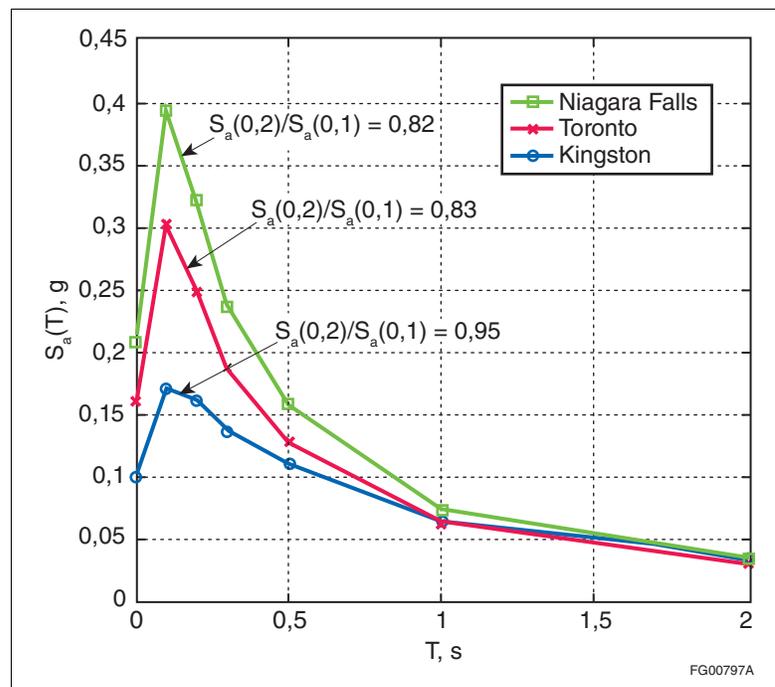


Figure J-20
Spectre de réponse pour Niagara Falls, Toronto et Kingston, où $S_a(0,1)$ est supérieur à $S_a(0,2)$

Commentaire J

Coefficient de risque (CNB, article 4.1.8.5.)

Paragraphe 4.1.8.5. 1) du CNB

107. Le tableau 4.1.2.1. du CNB présente quatre catégories de risque, fondées sur l'usage prévu des bâtiments : Faible, Normal, Élevé et Protection civile. Le tableau 4.1.8.5. du CNB donne pour chacune de ces quatre catégories les valeurs du coefficient de risque pour les charges et effets dus aux séismes, I_E , qui doivent être utilisés dans le calcul aux états limites ultimes : 0,8 pour « faible », 1,0 pour « normal », 1,3 pour « élevé » et 1,5 pour « protection civile ».
108. Le coefficient de risque parasismique, I_E , a comme fonction première de réduire la demande de ductilité des bâtiments à risque élevé ou des bâtiments de protection civile en modifiant le coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d , même si ces bâtiments sont considérés comme ayant une ductilité correspondant au coefficient R_d non modifié. La demande de ductilité réduite signifie que ces bâtiments subiront une déformation inélastique moins marquée que les bâtiments de la catégorie « normal » soumis au même niveau de mouvements sismiques du sol. Leurs SFRS subiront donc moins de dommages et seront plus susceptibles de demeurer fonctionnels après un séisme. Ces qualités sont importantes pour les bâtiments qui sont conçus pour être utilisés comme refuge et pour la fourniture de services essentiels après un désastre.
109. Les structures conçues pour abriter des services essentiels devraient demeurer fonctionnelles immédiatement après un séisme. Cependant, la seule application de $I_E = 1,5$ pour les bâtiments appartenant à la catégorie « de protection civile » ne garantira pas nécessairement la capacité opérationnelle d'une installation après un tremblement de terre. Pour déterminer ce qui permettrait d'assurer la survie fonctionnelle d'une installation, il faudrait mener une étude détaillée des équipements et des services qui doivent être opérationnels immédiatement après un séisme et du comportement prévu de l'équipement et des composants structuraux lors de forts tremblements de terre. Cette étude devrait permettre d'établir quels équipements doivent être reliés à l'alimentation de secours, pendant combien de temps les génératrices doivent fonctionner, si les réserves de combustibles sont dûment protégées et s'il faut prévoir des réserves d'eau potable. Le contenu du bâtiment, comme l'équipement et les services, qui doivent demeurer fonctionnels immédiatement après un tremblement de terre doivent pouvoir résister aux déformations du bâtiment spécifiées à l'article 4.1.8.18. du CNB (voir aussi la section du commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.18. du CNB à partir du paragraphe 229).
110. Le coefficient $I_E = 1,5$ pour les bâtiments de protection civile ne vise pas à résoudre tous les aspects de la conception des structures à usage spécial, comme les installations servant à la fabrication ou à l'entreposage de substances toxiques, dont la défaillance pourrait mettre en danger la vie de nombreuses personnes ou avoir des effets environnementaux bien au-delà des limites physiques du bâtiment. Ces types de structures peuvent nécessiter une analyse plus complexe.
111. Comme les charges dues aux séismes sont considérées comme des événements rares (voir la définition d'une charge sismique, E , au paragraphe 4.1.2.1. 1) du CNB), il n'y a pas d'exigence générale pour le calcul aux états limites de tenue en service (ÉLTS), et aucun coefficient de risque connexe n'est indiqué au tableau 4.1.8.5. du CNB. Cependant, les bâtiments de protection civile doivent conserver leur capacité de fonctionnement après un important tremblement de terre. Donc, plutôt que d'exiger un calcul aux ÉLTS pour ces bâtiments, on s'assure qu'ils pourront continuer à fonctionner en spécifiant une déformation latérale réduite entre étages, qui représente à peine 40 % de la limite imposée aux bâtiments de la catégorie « normal » (comme il est expliqué dans la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB à partir du paragraphe 196).

Configuration structurale (CNB, article 4.1.8.6.)

112. Lorsqu'on parle de configuration structurale, la première question qui se pose est celle de la régularité de la structure. L'observation des dommages causés aux bâtiments par les séismes indiquent que, tous les autres aspects étant plus ou moins égaux par ailleurs, les structures qui comportent un SFRS régulier donnent une performance de beaucoup supérieure à celle des structures qui présentent des irrégularités. Cette observation demeure vraie même pour les structures bien conçues et construites à l'aide de bonnes méthodes de construction. Les irrégularités de la rigidité ou de la masse influent également sur le comportement dynamique de la structure. Une analyse dynamique procurerait habituellement une répartition plus réaliste des forces sismiques

pour les structures présentant des irrégularités de masse ou de rigidité que ne le ferait une analyse statique, car cette dernière approche est basée sur des structures régulières.

113. Plusieurs raisons expliquent le comportement médiocre des structures irrégulières soumises à de forts mouvements sismiques du sol. Dans une structure régulière, les fortes secousses entraînent un comportement inélastique passablement prévisible du SFRS. Cependant, dans une structure irrégulière, le comportement inélastique tend généralement à être moins prévisible et peut être concentré dans les zones irrégulières, et les éléments structuraux qui se trouvent dans ces zones subissent une déformation excessive et, par conséquent, une défaillance rapide. Cet effet est amplifié par le fait que les concepteurs souvent ne tiennent pas compte des concentrations potentielles de contraintes dans les zones irrégulières au moment de concevoir les détails du système structural. Les structures irrégulières affichent également un comportement médiocre parce que l'analyse élastique habituellement utilisée pour répartir les demandes imposées par les mouvements sismiques du sol dans tout le système structural ne prédit pas correctement les demandes sur le plan de la force inélastique et de la déformation dans des structures irrégulières, ce qui donne lieu à un calcul erroné dans les zones irrégulières. Pour toutes ces raisons, il est préférable que les concepteurs utilisent des configurations régulières et que les irrégularités flagrantes soient interdites dans les localités de sismicité élevée si les forts mouvements du sol risquent d'imposer une demande inélastique importante au système structural.
114. Le CNB de 2015 renferme des définitions détaillées de neuf irrégularités et des exigences pour le calcul des bâtiments qui présentent de telles irrégularités. Règle générale, la présence d'irrégularités entraîne des restrictions et des exigences spéciales fondées sur :
- 1) la période naturelle ou la hauteur du bâtiment;
 - 2) le niveau de risque sismique, c'est-à-dire les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération de calcul; et/ou
 - 3) la catégorie de risque du bâtiment.
115. Les restrictions et les exigences spéciales peuvent être divisées comme suit :
- 1) un type précis d'irrégularité est interdit;
 - 2) les forces de calcul doivent être augmentées;
 - 3) le calcul doit être fondé sur une analyse dynamique;
 - 4) des méthodes spéciales de calcul de la résistance sont exigées pour certains éléments; et
 - 5) une étude spéciale incluant une analyse non linéaire du bâtiment est exigée.

Paragraphe 4.1.8.6. 1) du CNB

116. Les divers types d'irrégularités structurales sont définis au tableau 4.1.8.6. du CNB. Les numéros de note de la colonne de droite renvoient à des dispositions plus précises qui énoncent les restrictions et les exigences spéciales applicables. Cette démarche permet au concepteur de consulter uniquement les exigences qui s'appliquent à un type particulier d'irrégularité.
117. Les types d'irrégularités indiqués au tableau 4.1.8.6. du CNB peuvent être regroupés en deux grandes catégories, soit les irrégularités verticales (élévation) et horizontales (plan). Les irrégularités des types 1 à 6 sont des irrégularités verticales, et celles des types 7 et 8 sont des irrégularités horizontales. Les irrégularités de type 9 peuvent être verticales ou horizontales. Il faut également souligner que certaines configurations structurales peuvent comporter plusieurs types d'irrégularités. Ainsi, une ossature dans laquelle les étages supérieurs comprennent une tour qui est asymétrique par rapport aux étages inférieurs présenterait à la fois une irrégularité géométrique verticale (type 3) et une sensibilité à la torsion (type 7). Ces irrégularités s'appliquent à toutes les structures au-dessus du niveau du sol. Les structures en dessous du niveau du sol, qui incluent les dalles entourées par des murs de fondation périmétriques et reliées à ces derniers, lesquels sont à leur tour entourés par le sol, ont tendance à se comporter comme une base rigide reliée au sol et n'ont typiquement pas à être prises en considération dans la définition de l'irrégularité. Une structure située sur un emplacement en pente où des portions du périmètre de la structure inférieure sont ouvertes est un exemple d'une exception à ce principe. En pareil cas, il appartient au concepteur de décider s'il est nécessaire de tenir compte des niveaux inférieurs de la structure dans la définition de l'irrégularité. Il est toujours important de faire preuve d'un bon jugement technique lorsqu'on évalue une irrégularité et son influence sur la réponse de la structure.

118. Voici une description des irrégularités verticales des types 1 à 6 :

Type 1 – Irrégularité de la rigidité verticale : Ce type d'irrégularité est observé lorsque la rigidité latérale d'un étage quelconque d'un SFRS est inférieure à 70 % de la rigidité d'un étage adjacent ou inférieure à 80 % de la rigidité moyenne des trois étages directement au dessus ou en dessous. Étant donné que les rapports de rigidité des étages sont pris en considération, on peut utiliser la rigidité des éléments en béton non fissurés pour qualifier une irrégularité comme étant de type 1. Il convient de noter qu'un SFRS dont les dimensions sont inchangées sur la pleine hauteur est considéré régulier. Aux fins de la présente section, la rigidité latérale à un étage est constituée tant de la rigidité au cisaillement que de la rigidité à la flexion, qui sont considérées séparément; la structure est considérée comme irrégulière si la rigidité au cisaillement ou la rigidité à la flexion (ou les deux) ne satisfont pas aux critères susmentionnés.

La rigidité des murs en béton et en maçonnerie travaillant en cisaillement peut être déterminée comme suit :

- Pour les murs non couplés, la rigidité à la flexion à un étage peut être considérée comme proportionnelle à la somme des moments d'inertie multipliée par le module d'élasticité des murs à cet étage pour la direction considérée.
- Pour les murs couplés, la rigidité à la flexion à un étage est fonction des moments d'inertie de chaque mur, le moment d'inertie du système couplé étant calculé au moyen de la surface des murs et de la distance par rapport au centroïde des murs couplés, ainsi que du module d'élasticité des murs de cet étage pour la direction considérée. Pour les systèmes de murs couplés où les dimensions globales (à l'exception de l'épaisseur) ne changent pas, le changement de rigidité peut être considéré comme proportionnel au changement dans l'épaisseur du mur et le module d'élasticité des murs à cet étage pour la direction considérée. Les murs partiellement couplés peuvent être traités comme des ossatures.
- La rigidité au cisaillement à un étage peut être considérée comme proportionnelle à la surface de l'âme des murs multipliée par le module de cisaillement à cet étage pour la direction considérée.

La rigidité de murs en panneaux dérivés du bois travaillant en cisaillement peut être déterminée au moyen de l'approche définie dans la norme CSA O86.

La rigidité à la flexion et la rigidité au cisaillement des ossatures contreventées (y compris les ossatures renforcées à l'aide d'acier de faible épaisseur) peuvent être déterminées comme suit :

- la rigidité à la flexion à un étage peut être considérée comme proportionnelle au module d'élasticité multiplié par la somme des moments d'inertie des ossatures, le moment d'inertie pour chaque ossature dans la direction considérée étant calculé à partir de la longueur de chaque ossature et de la surface de chaque poteau d'extrémité cet étage;
- la rigidité au cisaillement à un étage peut être considérée comme inversement proportionnelle au rapport de glissement du plancher que l'on calcule en appliquant une charge unitaire, pour la direction considérée, aux contreventements isolés de la hauteur de l'étage à cet étage et en restreignant tant la déformation verticale des poteaux que la rotation du plancher autour d'un axe vertical.

Une approche générale que l'on peut utiliser pour les ossatures contreventées, les ossatures résistant aux moments et les murs en plaque d'acier consiste à séparer les calculs de rigidité au cisaillement et de rigidité à la flexion pour chaque étage comme suit.

- La rigidité au cisaillement peut être déterminée comme suit :
 - 1) construire un modèle informatique de la structure;
 - 2) restreindre la déformation verticale des poteaux à chaque plancher et toit et restreindre la rotation des planchers et des toits autour de l'axe vertical;
 - 3) appliquer une charge latérale au haut de la structure dans la direction d'intérêt;
 - 4) utiliser le rapport de glissement du plancher — le déplacement horizontal différentiel entre les planchers divisé par la hauteur du plancher — comme mesure de la rigidité au cisaillement à chaque étage.
- La rigidité à la flexion à chaque étage peut être déterminée comme étant la somme des moments d'inertie des ossatures multipliée par le module d'élasticité, le moment d'inertie de chaque ossature dans la direction considérée étant calculé pour l'étage au moyen de la longueur de l'ossature et de la surface de chaque poteau d'extrémité de l'étage.

Les conditions limites à la base peuvent influencer sur la détermination de la régularité, en particulier pour les ossatures résistant aux moments si l'on suppose que les poteaux sont fixes. Si l'ossature est uniforme pour les premiers étages au-dessus de la base, elle peut être considérée comme étant régulière à la base. Si l'ossature n'est pas uniforme pour les premiers étages, on doit la définir comme étant irrégulière ou améliorer l'approche d'évaluation en considérant des conditions limites plus réalistes à la base des poteaux.

Type 2 – Irrégularité du poids (masse) : Ce type d'irrégularité est observé lorsque le poids d'un étage est supérieur à 150 % du poids d'un étage adjacent; un toit dont la masse est sensiblement plus faible que celle de l'étage sous-jacent n'est toutefois pas considéré comme une irrégularité. Une dalle de plancher plus épaisse supportant un étage technique est un exemple d'irrégularité de type 2. La transition entre une superstructure légère abritant une habitation et un garage de stationnement plus massif en sous-sol en est un autre exemple.

Type 3 – Irrégularité géométrique verticale : Ce type d'irrégularité est observé lorsque la dimension horizontale du SFRS (mais non pas nécessairement celle de l'enveloppe du bâtiment) à un étage quelconque est supérieure à 130 % de celle d'un étage adjacent. Une réduction des dimensions totales du noyau renfermant les ascenseurs et les escaliers qui comprend le SFRS du bâtiment au-dessus d'un étage donné est un exemple d'irrégularité de type 3. Une réduction des dimensions horizontales d'une ossature résistant aux moments en deçà d'un étage donné en est un autre exemple. Souvent, comme dans ces exemples, des irrégularités des types 1 et 3 coexistent dans le même SFRS.

Type 4 – Discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales : À l'exception des ossatures contreventées et des ossatures résistant aux moments, ce type d'irrégularité est observé lorsqu'un élément résistant aux sollicitations latérales du SFRS comporte un décalage ou présente une rigidité latérale inférieure à celle de l'élément sus-jacent. Bien que le cisaillement puisse être distribué à un SFRS décalé au moyen de contre-fiches, le concepteur doit assurer la continuité des voies de transmission des charges pour les forces de renversement à partir des étages au-dessus du décalage. Un système de murs disposé entre des rangées de poteaux qui, à un étage donné, est décalé entre d'autres rangées de poteaux parallèles aux premières rangées mais décalées de celles-ci, est un exemple de décalage en plan dans un SFRS. Un système de murs se terminant à un étage donné constitue un exemple de réduction de la rigidité latérale en deçà d'un certain niveau dans un SFRS. Un mur de deux étages comportant des ouvertures sur un étage et des ouvertures plus petites ou aucune ouverture à l'étage adjacent est un autre exemple de ce type d'irrégularité.

Type 5 – Décalages latéraux : Ce type d'irrégularité est observé lorsqu'il existe une discontinuité dans un trajet de forces latérales, lequel devrait demeurer dans le plan d'application de la charge; un décalage latéral des éléments verticaux d'un SFRS produit ce type de discontinuité. Un espacement différent entre les rangées de poteaux de l'ossature résistant aux moments de la superstructure d'un bâtiment et celles de l'ossature du garage de stationnement en sous-sol constitue un exemple d'irrégularité de type 5. Le déplacement du contreventement d'une ossature en acier d'une travée extérieure aux étages inférieurs à une travée intérieure aux étages supérieurs en est un autre exemple. Ce type d'irrégularité pose un réel problème parce que des forces de cisaillement importantes doivent être transmises par le diaphragme de plancher au niveau de la discontinuité; ces forces ne peuvent être calculées à l'aide d'une analyse bidimensionnelle, et même une analyse élastique tridimensionnelle (statique ou dynamique) ne permet pas d'estimer avec précision l'ampleur de ces forces de cisaillement. Bien que le cisaillement puisse être distribué à un SFRS décalé au moyen de contre-fiches, le concepteur doit assurer la continuité des voies de transmission des charges pour les forces de renversement à partir des étages au-dessus du décalage.

Type 6 – Discontinuité de la résistance – étage faible : Ce type d'irrégularité est observé lorsque la résistance au cisaillement d'un étage est inférieure à celle de l'étage au-dessus, ce qui permet la formation d'un mécanisme d'oscillation dans l'étage faible. Un étage faible est différent d'un étage flexible, qui est un problème de rigidité et représente une irrégularité de type 1 ou de type 3. Il est à noter qu'en vertu des exigences de l'alinéa 4.1.8.3. 7)c) du CNB, les éléments de l'étage au-dessus de l'étage faible qui ne font pas partie du SFRS, mais qui ont un effet préjudiciable sur le calcul de ce dernier, doivent être pris en considération. On a enregistré de nombreux effondrements attribuables à la formation d'un mécanisme d'oscillation d'un étage faible qui concentre le déplacement, la demande non linéaire et les dommages à l'étage faible. Un étage comportant des murs sur-résistants au-dessus d'un étage faible à ossature résistant aux moments ou contreventée est un exemple d'une irrégularité de type 6. Il est possible d'éviter les irrégularités de type 6 dans les ossatures résistant aux moments ou contreventées en prenant des mesures pour s'assurer que la résistance

au cisaillement et la demande de cisaillement sont bien assorties à la grandeur du bâtiment, et que la résistance à l'oscillation de cisaillement à tout étage n'est pas inférieure à cette résistance à l'étage au-dessus. Comme il est exigé par les normes CSA S16, « Règles de calcul des charpentes en acier », et CSA A23.3, des poteaux continus forts aident également à prévenir un mécanisme d'oscillation d'étage faible dans les ossatures résistant aux moments et les ossatures contreventées en forçant la déformation non linéaire à se produire sur plusieurs étages. Pour les murs de cisaillement travaillant en flexion, on prévient un mécanisme d'oscillation de cisaillement en fournissant une résistance au cisaillement suffisante pour forcer une charnière de flexion au moyen de principes de calcul de la résistance. Les murs cédant en flexion et formant une charnière de flexion ne sont pas considérés comme étant des mécanismes d'oscillation et ne sont donc pas des irrégularités de type 6. Le paragraphe 4.1.8.10. 1) du CNB interdit ce type d'irrégularité, sauf dans les localités de faible sismicité; les forces de calcul doivent néanmoins être considérablement augmentées pour tenir compte de la concentration prévue des sollicitations.

119. Les irrégularités verticales ont toutes la caractéristique de produire des répartitions verticales non uniformes de la rigidité, de la résistance ou de la masse qui, à l'exception des irrégularités de type 5, sont observées dans le plan dans lequel les charges de calcul sont appliquées. Au chapitre du calcul structural, la répartition des forces sismiques et les déformations résultantes sur la hauteur du bâtiment seront donc vraisemblablement très différentes de celles déterminées à partir de la méthode de calcul de la force statique équivalente, qui repose sur l'hypothèse voulant que la rigidité, la résistance et la masse soient à peu près uniformes sur toute la hauteur du bâtiment. Pour obtenir une répartition verticale acceptable des forces sismiques, il faut habituellement procéder à une analyse dynamique élastique (voir l'article 4.1.8.7. du CNB pour les exceptions). D'autres restrictions sont imposées aux structures qui présentent des irrégularités verticales, en particulier les bâtiments de protection civile; ces restrictions sont présentées à l'article 4.1.8.10. du CNB. Des irrégularités extrêmes occasionneront d'importantes concentrations de déformations non linéaires lors de fortes secousses sismiques; l'analyse élastique ne tient pas compte de telles concentrations de déformations.
120. Les deux types d'irrégularités horizontales, soit les types 7 et 8, et l'irrégularité de type 9 sont définis ci-après :

Type 7 – Sensibilité à la torsion : Ce type d'irrégularité est observé lorsque les structures qui comportent des diaphragmes rigides sont flexibles en torsion; les efforts de torsions entraînent alors des déplacements importants. La méthode recommandée pour déterminer si un système est sensible à la torsion est décrite au paragraphe 4.1.8.11. 10) du CNB. La méthode de calcul de la force statique équivalente ne tient pas compte de tout le potentiel de déplacement dans les structures sensibles à la torsion. Il faut donc habituellement procéder à une analyse dynamique, comme il est indiqué à l'alinéa 4.1.8.11. 11)b) du CNB. L'article 4.1.8.7. décrit les cas d'exception dans lesquels il est permis d'utiliser la méthode de calcul de la force statique équivalente.

Type 8 – Systèmes non orthogonaux : Ce type d'irrégularité est observé lorsque le SFRS n'est pas orienté le long d'un ensemble d'axes orthogonaux, alors que les charges sont théoriquement réputées agir indépendamment le long des deux axes principaux de la structure. Les exigences applicables à la direction des charges pour ce type d'irrégularité sont énoncées au paragraphe 4.1.8.8. 1) du CNB.

Type 9 – Irrégularité de la demande latérale produite par la pesanteur : Ce type d'irrégularité est présent dans les bâtiments dont le SFRS subit une demande latérale produite par la pesanteur. Ces bâtiments sont plus susceptibles de subir des dommages importants pendant de fortes secousses sismiques parce qu'ils tendent à glisser dans la direction de la demande latérale produite par la pesanteur, ce qui donne lieu à d'importants déplacements résiduels ou à de l'instabilité. La demande latérale produite par la pesanteur peut être exercée par divers systèmes structuraux, notamment les poteaux inclinés ou décalés, les platelages de plancher en porte-à-faux et les portées de plancher excentrées, qui produisent un écart important dans les charges dues à la pesanteur exercées sur les différents côtés du SFRS.

Dans le cas spécial des poteaux inclinés, un déplacement latéral causé par la demande latérale produite par la pesanteur entraîne un déplacement vertical correspondant. L'amplitude du déplacement vertical est fonction de l'inclinaison des poteaux; plus l'inclinaison par rapport à la verticale est importante, plus le déplacement vertical sera marqué. Par exemple, un poteau incliné à un angle de 45 ° pourrait subir un déplacement aussi important verticalement que latéralement pendant un séisme. Tous les étages supportés par le poteau incliné subiraient ce déplacement vertical. Les effets du déplacement vertical sur les étages supportés, y compris les forces verticales

engendrées, doivent être pris en compte, en plus des effets de la demande latérale produite par la pesanteur.

La propension d'un bâtiment à une amplification des déplacements dus à la demande latérale produite par la pesanteur, c'est-à-dire à présenter un comportement « de rochet », dans une direction est liée au rapport α :

$$\alpha = Q_G/Q_y$$

où

Q_G = demande latérale produite par la pesanteur sur le SFRS au niveau critique du système élastique; et

Q_y = résistance du mécanisme élastique qui doit résister aux charges sismiques minimales.

La composante de force, Q , choisie pour déterminer la valeur de α dépendra du mécanisme élastique du SFRS. Par exemple, pour un système de murs où la capacité du bâtiment est limitée par la résistance au moment de renversement, Q devrait correspondre au moment de renversement, tandis que pour une ossature contreventée en acier ou une ossature résistant aux moments, Q devrait représenter le cisaillement de l'étage au niveau critique où le fléchissement des poteaux ou la déformation du contreventement est prévu.

Dans le rapport α , le dénominateur, Q_y , correspond à la résistance nécessaire du SFRS aux seules forces sismiques (à l'exclusion de toute capacité supplémentaire du SFRS à résister à la demande latérale produite par la pesanteur). La valeur de Q_y peut être déterminée de deux façons :

- 1) en multipliant par R_o la force de calcul sismique latérale, V ; ou
- 2) en soustrayant de la résistance probable du SFRS au niveau critique du système élastique la demande latérale produite par la pesanteur du SFRS à ce niveau.

La première méthode produit une valeur prudente de α et peut être utilisée si une irrégularité de type 9 est prévue, avant le calcul détaillé du SFRS.

Les études réalisées par Dupuis et al.^[59] ont montré que le comportement « de rochet » associé à une irrégularité de type 9 dépend de la réponse hystérétique du SFRS. Bien que les SFRS qui affichent une dissipation importante de l'énergie, comme le montrent les boucles d'hystérésis complètes, soient généralement considérés comme favorables au calcul parasismique, ces systèmes sont beaucoup plus susceptibles d'afficher un comportement « de rochet » lorsqu'ils sont soumis à une demande latérale produite par la pesanteur que les systèmes qui possèdent des caractéristiques d'auto-centrage démontrées par des boucles d'hystérésis élastique en forme de drapeau ou non linéaires. La définition d'une irrégularité de type 9 au tableau 4.1.8.6. du CNB impose donc différentes limites de α pour les SFRS qui ont des caractéristiques d'auto-centrage et les autres SFRS. Il ne faudrait pas présumer que le SFRS présente des caractéristiques d'auto-centrage à moins qu'il puisse être démontré que des contraintes résiduelles négligeables seront observées après le niveau prévu de dommages cycliques. Il faut souligner que de nombreux programmes d'analyse non linéaire de pointe ne tiennent pas correctement compte des contraintes résiduelles accrues en raison des dommages qui préviennent la réponse d'auto-centrage.

Les ossatures résistant au moment et les murs travaillant en cisaillement couplés ne présentent pas de caractéristiques d'auto-centrage. Les murs en béton en porte-à-faux (travaillant en flexion) pour lesquels une importante fraction de la résistance au renversement est fournie par la compression axiale en raison de la charge permanente, plutôt que par coulissement du renforcement longitudinal, conserveront leurs caractéristiques d'auto-centrage jusqu'à ce que la région de la charnière plastique soit gravement endommagée. Les murs travaillant en cisaillement non couplés en béton et en maçonnerie, pour lesquels une importante fraction de la résistance au renversement est assurée par la compression axiale plutôt que par le coulissement du renforcement longitudinal, sont réputés posséder des caractéristiques d'auto-centrage.

Le tableau J-2 résume comment le CNB traite les SFRS présentant une irrégularité de type 9. L'amplification des déplacements dus à la demande latérale produite par la pesanteur n'est prise en compte que pour les bâtiments qui affichent une irrégularité de type 9 et qui sont situés dans des régions de forte sismicité (c.-à-d. où $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,5$). Les déformations doivent alors être multipliées par 1,2. Pour ces bâtiments qui présentent des valeurs élevées de α ($\alpha > 0,2$ pour les SFRS qui possèdent des caractéristiques d'auto-centrage et $\alpha > 0,06$ pour les autres SFRS), les

Commentaire J

méthodes d'analyse dynamique linéaire du CNB de 2015 ne fournissent pas une estimation fiable des demandes de déplacement; cependant, les analyses dynamiques non linéaires temporelles effectuées conformément à l'article 4.1.8.12. du CNB peuvent produire une estimation plus fiable si la demande latérale produite par la pesanteur est directement introduite dans le modèle et qu'une attention particulière est accordée à la modélisation adéquate des caractéristiques hystérétiques du SFRS. Il est conseillé aux concepteurs d'utiliser des données expérimentales pour évaluer l'adéquation de la modélisation des caractéristiques hystérétiques, laquelle dépend de nombreux facteurs, notamment les charges axiales et les détails des profilés.

Tableau J-2

Sommaire des exigences du CNB relatives aux irrégularités de type 9 (demande latérale produite par la pesanteur) en fonction du rapport α

SFRS présentant des caractéristiques d'auto-centrage	Autres SFRS	Exigence du CNB
$\alpha \leq 0,1$	$\alpha \leq 0,03$	Non considéré comme une irrégularité de type 9
$0,1 < \alpha \leq 0,2$	$0,03 < \alpha \leq 0,06$	Bâtiments de protection civile où $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$: irrégularité de type 9 non permise ⁽¹⁾ Autres bâtiments où $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,5$: multiplier les déformations par 1,2 ⁽²⁾
$\alpha > 0,2$	$\alpha > 0,06$	Bâtiments de protection civile où $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$: irrégularité de type 9 non permise ⁽¹⁾ Autres bâtiments où $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,5$: analyses dynamiques non linéaires requises ⁽³⁾

(1) Voir l'alinéa 4.1.8.10. 2)a) du CNB.

(2) Voir le paragraphe 4.1.8.10. 6) du CNB.

(3) Voir le paragraphe 4.1.8.10. 7) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.6. 2) du CNB

121. Si aucun des divers types d'irrégularité décrits au tableau 4.1.8.6. du CNB n'est observé dans une structure, cette structure est considérée régulière, ce qui signifie que l'analyse peut être effectuée à l'aide de la méthode de calcul de la force statique équivalente, sauf s'il s'agit d'un bâtiment de grande hauteur (hauteur ≥ 60 m) présentant de longues périodes latérales du mode fondamental ($T_a \geq 2$ s) pour lesquelles les modes supérieurs dominent la réponse, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.7. 1)b) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.6. 3) du CNB

122. Sous réserve de l'article 4.1.8.10. du CNB, lorsque le produit $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$, il n'est pas nécessaire que les structures qui présentent l'une ou l'autre des irrégularités décrites au tableau 4.1.8.6. du CNB satisfassent aux dispositions du CNB mentionnées ici. Étant donné qu'une valeur inférieure à 0,35 pour $I_E F_a S_a(0,2)$ indique que les mouvements sismiques du sol prévus sont relativement restreints, les restrictions spécifiées pour les structures irrégulières sont considérées inutiles. Par exemple, le recours à l'analyse dynamique n'est pas nécessaire pour les structures irrégulières où $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$ parce que les approximations inhérentes à la méthode de calcul de la force statique équivalente sont peu susceptibles d'avoir des conséquences graves lorsque les mouvements du sol sont relativement faibles.

Indicateurs d'exigences spéciales

123. Le paragraphe 4.1.8.6. 3) du CNB utilise le produit $I_E F_a S_a(0,2)$ ($F_a = F(0,2)$, comme il est indiqué au paragraphe 4.1.8.4. 7) du CNB) comme indicateur d'exigences spéciales de calcul ou d'analyse. La valeur la plus courante pour cet indicateur de période courte est de 0,35, bien que des valeurs de 0,2 (paragraphe 4.1.8.10. 1) du CNB), 0,5 (paragraphe 4.1.8.10. 6) et 4.1.8.10. 7) du CNB) et 0,75 (paragraphe 4.1.8.16. 8) du CNB) soient également utilisées. Le CNB de 2015 utilise également le produit $I_E F_v S_a(1,0)$ ($F_v = F(1,0)$, comme il est indiqué au paragraphe 4.1.8.4. 7) du CNB) comme indication ayant une valeur de 0,25 (paragraphe 4.1.8.10. 3) du CNB). Au tableau 4.1.8.9. du CNB, les valeurs de ces indicateurs annoncent les restrictions d'utilisation de différents types de SFRS et de limites de hauteur pour différentes plages de sismicité.

124. Pour illustrer les situations dans lesquelles différentes exigences seraient signalées, le tableau J-3 précise les valeurs de $I_E F_a S_a(0,2)$ et de $I_E F_v S_a(1,0)$ pour certaines combinaisons de localités (Vancouver, Montréal et Toronto), la catégorie d'emplacement (A, C ou E) et le coefficient de risque parasismique, I_E (1,0 ou 1,5). Toutes les combinaisons de I_E et de catégories d'emplacement à Montréal et à Vancouver ont des valeurs de $I_E F_a S_a(0,2)$ supérieures à 0,35, la valeur d'indication de période courte la plus courante. À Toronto, cette valeur d'indication de période courte est dépassée seulement dans le cas des bâtiments de protection civile ($I_E = 1,5$) de catégorie d'emplacement C et des bâtiments de catégorie d'emplacement E. La valeur d'indication de période longue ($I_E F_v S_a(1,0) = 0,25$) n'est pas dépassée à Toronto; à Montréal, cette valeur n'est dépassée que pour les bâtiments de catégorie d'emplacement E, et à Vancouver, elle est dépassée pour toutes les combinaisons de I_E et de catégories d'emplacement.

Tableau J-3
Produits $I_E F_a S_a(0,2)$ et $I_E F_v S_a(1,0)$ pour Vancouver, Montréal et Toronto selon la catégorie d'emplacement et le coefficient de risque parasismique

Catégorie d'emplacement	I_E	$I_E F_a S_a(0,2)$			$I_E F_v S_a(1,0)$		
		Vancouver	Montréal	Toronto	Vancouver	Montréal	Toronto
A	1,0	0,64	0,44	0,17	0,30	0,06	0,026
	1,5	0,97	0,66	0,25	0,45	0,09	0,039
C	1,0	0,85	0,60	0,25	0,43	0,15	0,063
	1,5	1,27	0,89	0,37	0,65	0,23	0,095
E	1,0	0,82	0,62	0,38	0,68	0,26	0,16
	1,5	1,23	0,93	0,57	1,02	0,39	0,24

Méthodes d'analyse (CNB, article 4.1.8.7.)

Paragraphe 4.1.8.7. 1) du CNB

125. Comme dans les éditions de 2005 et de 2010 du CNB, la méthode d'analyse dynamique est la méthode d'analyse implicite dans le CNB de 2015, et la méthode de calcul de la force statique équivalente ne peut être utilisée que si certains critères sont satisfaits. On privilégie la méthode d'analyse dynamique parce que la réponse des structures aux séismes est dynamique et non statique; les paramètres de réponse globale (p. ex., la force de calcul sismique latérale maximale) et leur répartition à l'intérieur de la structure sont influencés par les propriétés dynamiques de la structure et le mouvement d'entrée du sol. À cet égard, la méthode de calcul de la force statique équivalente n'est qu'une simulation statique approximative de cette réponse dynamique et n'est raisonnablement précise que dans certaines conditions bien définies. Ainsi, lorsque la structure est uniforme sur toute sa hauteur et présente une période latérale du mode fondamental, T_a , relativement courte, les approximations de la période naturelle et de la répartition des forces sur la hauteur de la structure sont assez réalistes. La méthode de calcul de la force statique équivalente peut être utilisée dans une analyse si n'importe lequel des critères suivants sont satisfaits :

Alinéa a) : Dans les cas où $I_E F_a S_a(0,2)$ est inférieur à 0,35, la méthode de calcul de la force statique équivalente peut être utilisée. Dans de tels cas, les approximations inhérentes à la méthode statique sont donc peu susceptibles d'avoir des conséquences graves pour les mouvements du sol relativement faibles. Même si la répartition des forces internes dans les structures à périodes longues ($T_a \geq 2$ s) déterminée à l'aide de la méthode statique est erronée, dans la plupart des cas, le calcul qui en résulte sera satisfaisant dans les régions où le risque sismique est faible.

Alinéa b) : Les structures considérées régulières (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.6. 2) du CNB au paragraphe 121) qui font moins de 60 m de hauteur et qui ont une période latérale du mode fondamental de moins de 2 s peuvent être analysées à l'aide de la méthode de calcul de la force statique équivalente. Comme il a été mentionné précédemment, dans la plupart des cas, les structures régulières se prêtent généralement à une analyse statique. Les critères de cet alinéa liés à la hauteur et à la période latérale du mode fondamental tiennent compte du fait que les structures élancées qui présentent des périodes longues répondent aux mouvements sismiques du sol dans le deuxième mode dynamique ou

Commentaire J

dans un mode supérieur plutôt que dans le mode fondamental, qui est utilisé comme mode de calcul dans la méthode statique. C'est pourquoi une analyse dynamique doit être utilisée pour ces structures, même si leur configuration est régulière.

Alinéa c) : À l'exception des structures ayant une irrégularité de type 7 ou 9, les structures irrégulières (voir la section du commentaire sur le paragraphe 4.1.8.6. 1) du CNB à partir du paragraphe 116) qui font moins de 20 m de hauteur et qui ont une période latérale du mode fondamental de moins de 0,5 s peuvent être analysées au moyen de la méthode de calcul de la force statique équivalente. L'analyse statique est permise dans ces cas parce que les irrégularités ont un effet négligeable sur la réponse dynamique des structures à périodes courtes et que la méthode statique spécifiée à l'article 4.1.8.11. du CNB est, par nature, assez prudente. L'exclusion des structures sensibles à la torsion (irrégularité de type 7) tient compte du fait que les déplacements importants peuvent survenir dans les systèmes structuraux présentant une flexibilité en torsion, sans égard à la période latérale du mode fondamental de la structure.

Direction de la charge (CNB, article 4.1.8.8.)

Paragraphe 4.1.8.8. 1) du CNB

126. La source des mouvements sismiques du sol peut se trouver dans n'importe quelle direction horizontale par rapport au bâtiment. Pour que le calcul garantisse la bonne performance des éléments structuraux lorsque ceux-ci sont soumis à ces mouvements du sol, il faut donc poser comme hypothèse que les charges qui s'exercent sur le bâtiment peuvent être considérées comme agissant dans n'importe quelle direction horizontale. Toutefois, les mouvements du sol affichent souvent une directivité (p. ex., des amplitudes et des fréquences différentes dans les sens parallèle et orthogonal à la rupture). En général, les directions des charges exercées sur une structure devraient être celles qui produisent l'effet le plus défavorable sur un élément structural quelconque. Dans le CNB de 2015, tout comme dans le CNB de 2005 et de 2010, on considère que, pour la plupart des configurations de bâtiment, l'application indépendante des charges spécifiées le long des deux directions horizontales orthogonales suffit à produire cet effet; l'alinéa 4.1.8.8. 1)c) du CNB énonce les exigences qui doivent être respectées lorsque cette hypothèse ne peut être appliquée.

Alinéa a) : Lorsque les composants du SFRS sont orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, il faut procéder à une analyse indépendante pour chacun des deux axes principaux de la structure. Comme le montre DeVall,^[10] le choix des axes peut avoir un effet non négligeable sur les moments et les forces exercées dans les éléments du SFRS; en choisissant un ensemble arbitraire d'axes orthogonaux, on risque d'obtenir des forces et des moments beaucoup moins importants qu'en utilisant les axes principaux.

Alinéa b) : Lorsque les composants du SFRS ne sont pas orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, il est permis de procéder à une analyse indépendante pour deux axes orthogonaux, quels qu'ils soient, à condition que $I_{EF_a}S_a(0,2)$ soit inférieur à 0,35. Dans des situations où les mouvements du sol sont relativement faibles, l'utilisation d'un ensemble arbitraire d'axes orthogonaux est peu susceptible d'avoir un effet important sur la capacité de la structure à donner une performance satisfaisante au cours d'un séisme.

Alinéa c) : Lorsque les composants du SFRS ne sont pas orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux et lorsque $I_{EF_a}S_a(0,2)$ est égal ou supérieur à 0,35, il n'est pas permis d'utiliser la méthode d'analyse énoncée à l'alinéa 4.1.8.8. 1)b) du CNB parce qu'une analyse indépendante pour deux axes orthogonaux peut donner lieu à des forces ou des moments peu prudents dans les éléments. Dans la méthode exigée à l'alinéa 4.1.8.8. 1)c) du CNB, les effets, Effet_x et Effet_y (p. ex., les forces ou moments exercés sur un élément), dus à l'application indépendante des charges sismiques spécifiées dans les deux directions orthogonales, x et y, sont considérés et le calcul est fondé sur celle des combinaisons suivantes de ces effets qui est la plus rigoureuse (soit celle qui produira la plus grande résistance des éléments) :

$$\begin{aligned} & \pm 1,00 \text{ Effet}_x + \pm 0,30 \text{ Effet}_y; \text{ ou} \\ & \pm 0,30 \text{ Effet}_x + \pm 1,00 \text{ Effet}_y \end{aligned}$$

Les effets dus aux charges sismiques doivent être combinés à ceux des autres charges, conformément au paragraphe 4.1.3.2. 2) du CNB.

127. Pour les poutres, les poutres-maîtresses, les dalles et les autres éléments horizontaux qui résistent surtout aux charges dans une seule direction, les effets dus à l'application des charges sismiques

dans la direction orthogonale sont généralement faibles, mais ces effets orthogonaux peuvent être importants pour les poteaux et les autres éléments verticaux qui résistent à des charges appliquées dans les deux directions, tel que discuté dans le document FEMA 369, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 2: Commentary ».

128. Les mouvements sismiques du sol peuvent aussi présenter un composant vertical important. L'amplitude verticale d'un mouvement représente ordinairement de 60 à 75 % de l'amplitude horizontale, mais il existe des cas où l'amplitude verticale est similaire ou supérieure à l'amplitude horizontale. Le rapport entre les composants horizontal et vertical d'un mouvement du sol est une fonction liée à la fréquence qui dépend des conditions de l'emplacement (Siddiqi et Atkinson,^[60] et Ghofrani et al.^[61]) compte tenu que les mouvements horizontaux du sol sont associés à une plus grande amplification locale que les mouvements verticaux (Lermo et Chavez-Garcia^[62]). Étant donné la grande rigidité des bâtiments dans le sens vertical, les périodes verticales sont très courtes et ne produisent ordinairement que peu ou pas d'amplification des mouvements verticaux du sol. Les bâtiments sont également assez résistants dans le sens vertical. Peu de dommages dus aux accélérations verticales ont été enregistrés. C'est pourquoi le CNB n'exige pas que les bâtiments soient conçus pour résister aux mouvements verticaux du sol. Cependant, les éléments en porte-à-faux peuvent être sensibles aux accélérations verticales; l'application de charges sur les planchers et les poutres en porte-à-faux et les balcons est abordée à l'article 4.1.8.18. du CNB.

Coefficients de modification de force liée à la ductilité et de sur-résistance du SFRS et restrictions générales (CNB, article 4.1.8.9.)

129. Depuis l'édition de 2005, le CNB spécifie deux coefficients de modification de force : le coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d , et le coefficient de modification de force liée à la sur-résistance, R_o . Mitchell et al.^[9] justifie la valeur maximale de R_d et décrivent les coefficients semblables utilisés dans d'autres codes, notamment l'EN 1998,^[63] « Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance », et le FEMA 302, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions ».
130. Comme l'expliquent Mitchell et al.,^[9] les structures ont de tout temps été conçues de manière que leurs éléments présentent des résistances pondérées qui sont égales ou supérieures aux effets dus aux charges pondérées. C'est pourquoi de nombreuses structures, en particulier celles qui peuvent avoir un comportement ductile, possèdent parfois une réserve considérable de résistance, ce dont on ne tient pas expressément compte dans le processus de calcul. Dans le CNB de 2015, les DGM sont déterminés pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, et on prévoit que la capacité réelle des structures sera plus ou moins entièrement utilisée au cours d'événements aussi rares. Par conséquent, on peut raisonnablement tenir compte de la résistance de réserve dans le calcul, dans la mesure où l'existence de cette réserve peut être démontrée. Le coefficient de modification de force liée à la sur-résistance, R_o , représente la sur-résistance assurée ou minimale qui découle de l'application des exigences de calcul et de détail de la norme CSA pertinente, incorporée par renvoi au tableau 4.1.8.9. du CNB.
131. Mitchell et al.^[9] montrent les calculs détaillés de R_o pour divers SFRS et décrivent les coefficients des composants qui contribuent à R_o : les tailles (choix restreint de tailles pour les éléments et arrondissement des tailles et des dimensions), la différence entre les résistances nominales et les résistances pondérées, le rapport entre la résistance effective à la rupture et la résistance minimale spécifiée à la rupture, l'effet de rhéodurcissement et l'effet de mobilisation de toute la capacité du système structural par l'établissement d'un mécanisme d'effondrement.
132. Dans le CNB de 2015, plusieurs ajouts et modifications ont été apportés au tableau 4.1.8.9. :
- des entrées pour les murs couplés modérément ductiles et les murs partiellement couplés modérément ductiles ont été ajoutées pour satisfaire aux exigences de calcul et d'exécution qui ont été ajoutées à la norme CSA A23.3 pour ces systèmes;
 - les restrictions de hauteur pour les ossatures résistant aux moments de construction traditionnelle ont été assouplies afin de tenir compte des exigences de calcul et d'exécution dans la norme CSA A23.3;
 - une entrée pour les SFRS comportant des dalles armées dans les deux sens sans poutres a été ajoutée; le coefficient de modification de force liée à la ductilité plutôt faible et les restrictions de hauteur rigoureuses reflètent la piètre performance de tels systèmes en situation de séisme (Mitchell et al.^[64]); et

Commentaire J

- des entrées pour les SFRS utilisant des constructions mises en place par relèvement avec différents niveaux de ductilité ont été ajoutées compte tenu que de nouvelles exigences pour le calcul et l'exécution de ces systèmes, lesquelles sont fondées sur un certain nombre d'études (Lemieux et al.,^[65] Devine et al.,^[66] Dew et al.^[67] et Adebar et al.^[68]), ont été ajoutées à la norme CSA A23.3. Les limites de hauteur pour les constructions mises en place par relèvement sont fondées sur les pratiques de construction dans la région de Vancouver.

Paragraphe 4.1.8.9. 1) du CNB

133. Ce paragraphe spécifie que les valeurs de R_d et de R_o devant être utilisées dans le calcul doivent être conformes aux valeurs indiquées pour divers SFRS au tableau 4.1.8.9. du CNB et que les restrictions présentées dans le tableau et toutes les exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB doivent aussi être respectées. Pour chaque matériau structural (soit l'acier, le béton armé, le bois de construction ou la maçonnerie), les différents types de SFRS correspondent aux systèmes décrits dans la norme CSA applicable; la structure doit être calculée et détaillée conformément à la norme pour que les valeurs spécifiées de R_d et de R_o puissent s'appliquer.
134. Les valeurs de R_d indiquées au tableau 4.1.8.9. du CNB sont représentatives de la continuité et de la ductilité offertes par un SFRS donné. Une valeur de R_d égale à 1,0 indique que le SFRS ne présente que peu ou pas de ductilité; des valeurs de 1,0 ont été assignées aux systèmes qui ne sont pas indiqués au tableau 4.1.8.9. du CNB parce que leur ductilité n'a pas encore été démontrée. Des valeurs de R_d supérieures à 1,0 signifient que le SFRS peut tenir compte des déformations cycliques inélastiques.
135. Le tableau 4.1.8.9. du CNB présente des restrictions pour différentes plages de réponse spectrale de l'accélération de calcul modifiée par le coefficient de risque pour les périodes courtes et les périodes longues, $I_E F_a S_a(0,2)$ et $I_E F_v S_a(1,0)$, respectivement (voir la section du commentaire intitulée « Indicateurs d'exigences spéciales » à partir du paragraphe 123). Comme il est expliqué dans la note 2 du tableau, les restrictions sont désignées par la mention « NP » qui signifie « non permis » ou par un chiffre représentant la hauteur maximale permise des bâtiments au-dessus du niveau du sol, en m. L'absence de restrictions est désignée par la mention « NL » qui signifie « non limité ».
136. Quelques restrictions s'appliquent aux SFRS dans les régions de faible sismicité (où $I_E F_a S_a(0,2) < 0,2$). Par exemple, pour les SFRS qui ne sont pas énumérés au tableau 4.1.8.9. du CNB, une limite de hauteur de 15 m s'applique pour limiter le risque dans le cas des systèmes structuraux inhabituels et non éprouvés. Le paragraphe 4.1.8.9. 5) du CNB indique qu'une autre démarche peut être utilisée pour vérifier la performance de ces systèmes inhabituels. Règle générale, les restrictions sont plus rigoureuses pour des plages plus élevées de $I_E F_a S_a(0,2)$ (aucune restriction ne s'applique aux systèmes les plus ductiles). Mitchell et al.^[9] abordent les raisons derrière ces diverses restrictions.
137. Lorsqu'on choisit un SFRS pour un bâtiment, il faut éviter les SFRS qui présentent des écarts importants de rigidité et de ductilité dans les deux directions horizontales orthogonales. Ainsi, l'utilisation d'une ossature résistant aux moments qui est flexible et ductile dans une direction et des murs travaillant en cisaillement en maçonnerie peu ductiles dans la direction orthogonale constituerait un mauvais choix parce que les déplacements sismiques produits dans l'ossature entraîneraient probablement une défaillance dans les directions faibles des murs travaillant en cisaillement relativement fragiles. En revanche, l'utilisation de murs travaillant en cisaillement ductiles en béton armé dans une direction et de murs travaillant en cisaillement modérément ductiles dans la direction orthogonale constituerait un choix acceptable.

Paragraphe 4.1.8.9. 2) du CNB

138. Les valeurs de R_o et de R_d pour un SFRS sont interdépendantes en ce que le produit $R_d R_o$ devient une propriété inhérente du SFRS. Par conséquent, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.9. 2) du CNB, la valeur de R_d associée à chaque valeur de R_o au tableau 4.1.8.9. du CNB doit être utilisée. Il n'est pas permis par exemple d'utiliser une valeur de R_o différente déterminée au moyen d'une analyse indépendante.

Paragraphe 4.1.8.9. 3) du CNB

139. Un bâtiment peut renfermer différents types de SFRS qui sont combinés pour résister aux charges latérales dans la même direction. Un système structural double comportant une ossature résistant aux moments et un mur travaillant en cisaillement ou une ossature contreventée constitue un

exemple d'une telle combinaison. Le paragraphe 4.1.8.9. 3) du CNB exige que la valeur la plus faible du produit $R_d R_o$ soit utilisée lorsque différents types de SFRS combinés agissent dans la même direction au même étage. Ainsi, la combinaison d'une ossature résistant aux moments en acier ductile dont la valeur de $R_d R_o$ est égale à 7,5 et d'une ossature contreventée concentrique modérément ductile en acier dont la valeur de $R_d R_o$ est égale à 3,9 exigerait l'utilisation de la valeur la plus faible de $R_d R_o$ (3,9) pour l'ensemble du SFRS. De même, la combinaison d'une ossature résistant aux moments en béton armé modérément ductile ayant une valeur de $R_d R_o$ de 3,5 et d'un mur travaillant en cisaillement modérément ductile en béton armé ayant une valeur de $R_d R_o$ de 2,8 exigerait l'utilisation de la valeur la plus faible de $R_d R_o$ (2,8) pour l'ensemble du SFRS. Le paragraphe 4.1.8.9. 3) du CNB vise à garantir que la force sismique latérale de calcul, V , est fondée sur le SFRS qui présente la valeur de $R_d R_o$ la plus faible, ce qui donnera une valeur de V plus élevée. De cette façon, la réponse du système sera régie par sa partie la plus vulnérable, soit celle qui présente la combinaison la plus faible de ductilité et de sur-résistance.

140. Les forces sismiques qui s'exercent sur les deux types de SFRS d'un système structural double doivent être proportionnées à la rigidité relative des SFRS à l'aide des principes de mécanique structurale. Dans le cas des systèmes structuraux doubles où les composants des SFRS ont des coefficients de modification de force liée à la ductilité, R_d , différents, il est important de s'assurer que le SFRS le moins ductile peut résister aux déplacements du SFRS plus ductile sans perdre de sa résistance. Par ailleurs, si des éléments structuraux sont communs aux deux types de SFRS, le détail de ces éléments doit répondre aux exigences applicables au système le plus ductile.
141. Les systèmes structuraux doubles peuvent être calculés de manière que 100 % de la charge sismique soit supportée par le système qui présente la valeur la plus élevée de $R_d R_o$. Lorsque cette démarche de calcul est utilisée, l'autre système, qui ne fait désormais pas partie du SFRS, doit être conçu de manière à conserver sa fonctionnalité, c'est-à-dire à supporter les charges dues à la pesanteur, tout en subissant les déformations produites par un séisme, tel qu'il est spécifié au paragraphe 4.1.8.3. 5) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.9. 4) du CNB

142. Un bâtiment peut aussi incorporer différents types de SFRS sur toute sa hauteur. On peut par exemple utiliser une ossature résistant aux moments ductile en acier ou en béton ayant une valeur de $R_d R_o$ élevée pour la tour supérieure d'un bâtiment et un mur ou une ossature contreventée à ductilité limitée ayant une valeur de $R_d R_o$ faible pour la base.
143. Les dispositions du paragraphe 4.1.8.9. 4) du CNB relatives aux variations verticales des valeurs de $R_d R_o$ le long de la hauteur d'un bâtiment ont été introduites pour permettre une démarche de calcul pratique pour de nombreux cas où le maintien d'une valeur constante de $R_d R_o$ ne serait pas faisable ni nécessaire à un bon comportement structural au cours d'un séisme. Des exemples de ces cas sont fournis ci-dessous :
- a) un SFRS ductile supporté sur des fondations non ductiles, qui doivent être conçues de façon à ce que les résistances pondérées au cisaillement et au renversement soient supérieures à la résistance aux charges latérales du SFRS supporté, conformément au paragraphe 4.1.8.16. 2) du CNB;
 - b) un SFRS ductile au-dessus du niveau du sol reposant sur une structure en dessous du niveau du sol forte et rigide entourée de murs;
 - c) une haute structure ductile sur une base au-dessus du niveau du sol basse, en particulier une base qui contient des murs et des éléments latéraux additionnels; et
 - d) une structure ductile de murs travaillant en cisaillement à ossature de bois au-dessus d'une structure en béton rigide à ductilité limitée de 1 ou 2 étages.
144. Il n'est pas approprié de simplement prendre une répartition des charges déterminée au moyen d'une analyse linéaire statique ou dynamique basée sur une valeur de $R_d R_o$ de 1,0, de diviser les charges des étages supérieurs dans la répartition par la valeur de $R_d R_o$ élevée et de diviser les charges des étages inférieurs par la valeur de $R_d R_o$ faible. De manière générale, une analyse non linéaire est requise. Des approches linéaires simples, approximatives et prudentes sont toutefois décrites ci-dessous pour deux cas :
- 1) Pour les structures régulières où le changement de $R_d R_o$ est près du niveau moyen du sol, analyser la structure entière au moyen de la méthode de calcul de la force statique équivalente ou de la méthode modale du spectre de réponse pour les forces calculées à l'aide des deux valeurs de $R_d R_o$, concevoir la partie supérieure de la structure en fonction des forces calculées

Commentaire J

au moyen de la valeur de $R_d R_o$ élevée, et calculer la partie inférieure de la structure en fonction de la valeur la plus élevée des forces suivantes :

- a) les forces de la structure entière calculées au moyen de la valeur de $R_d R_o$ faible; et
 - b) les forces liées à la résistance aux charges latérales de la partie supérieure de la structure.
- 2) Pour les structures décrites au cas (d) au paragraphe 143 et pour lesquelles la rigidité du ou des étages inférieurs est supérieure à trois fois celle de chacun des étages de la structure supérieure :
- a) suivre la méthode décrite à 1 a), mais utiliser la méthode modale du spectre de réponse pour l'analyse; ou
 - b) utiliser la méthode de calcul de la force statique équivalente lorsqu'elle est permise; traiter la structure supérieure comme un bâtiment séparé avec une base fixe commençant au haut de la structure inférieure avec une période appropriée à sa hauteur; analyser ce bâtiment du point de vue des forces calculées au moyen de la valeur de $R_d R_o$ élevée; traiter la structure inférieure comme un bâtiment séparé de faible hauteur avec une période appropriée à sa hauteur; et analyser ce bâtiment de faible hauteur du point de vue des forces calculées au moyen de la valeur de $R_d R_o$ faible en ajoutant à ces forces celles générées en prenant la résistance aux charges latérales calculées à la base de la structure supérieure et en l'appliquant comme une charge au haut de la portion inférieure.

145. Dans ces deux cas spéciaux, il n'est pas nécessaire que les forces de calcul dépassent les forces calculées pour une valeur de $R_d R_o$ égale à 1,3, mais un étage faible n'est pas permis.

Pour toutes les structures avec des variations verticales de $R_d R_o$, la hauteur totale de la structure ne doit pas dépasser la limite établie pour les valeurs de $R_d R_o$ élevées et la hauteur de la portion inférieure de la structure ne doit pas dépasser la limite établie pour les valeurs de $R_d R_o$ faibles.

Paragraphe 4.1.8.9. 5) du CNB

146. Au tableau 4.1.8.9. du CNB, on aborde uniquement les types de SFRS les plus courants. Si un SFRS qui n'est pas expressément défini dans ce tableau est utilisé, alors une valeur de $R_d = R_o = 1,0$ doit être utilisée aux fins du calcul; cette exigence est fondée sur l'hypothèse voulant que les systèmes qui n'ont pas été définis dans le tableau doivent être calculés avec prudence. S'il peut être démontré par des essais, des recherches et des analyses que la performance d'un système structural donné est au moins équivalente à celle d'un SFRS mentionné au tableau 4.1.8.9. du CNB, le paragraphe 4.1.8.9. 5) permet alors l'utilisation des valeurs de R_d et R_o assignées à ce SFRS.

147. La démarche la plus courante pour l'établissement de la valeur appropriée du coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d , d'un système structural consiste à effectuer des essais cycliques sur ses éléments et sous-assemblages, c'est-à-dire à leur faire subir un certain nombre de cycles d'inversion de déformations qui augmentent jusqu'à ce que toute la résistance soit mobilisée. L'évaluation des résultats d'essai et l'analyse des configurations types de bâtiments qui comprennent les éléments et sous-assemblages sont ensuite utilisées pour déterminer la performance prévue du système structural du bâtiment en situation de séisme, en particulier sa réponse ductile aux déplacements. Des exemples de cette démarche sont donnés dans Mitchell et Paultre^[69] et Rahgozar et Humar.^[70] Conformément au paragraphe 4.1.8.9. 5) du CNB, la performance sismique déterminée doit être au moins équivalente à celle d'un SFRS énuméré au tableau 4.1.8.9. pour que la valeur de R_d correspondante puisse être utilisée dans le calcul.

148. Le coefficient de modification de force liée à la sur-résistance, R_o , peut être déterminé à l'aide de la méthode décrite par Mitchell et al.^[9] Il faut prendre des précautions pour s'assurer que les valeurs minimales ou assurées des divers coefficients sont utilisées. Certains de ces coefficients de composants peuvent être déterminés par une évaluation plus poussée des résultats des essais menés aux fins de la détermination de la valeur de R_d ; dans tous les cas, le coefficient du composant devrait être fondé sur des hypothèses qui sont compatibles avec les résultats des essais. La valeur de R_o déterminée au moyen de la méthode proposée par Mitchell et al.^[9] doit être comparable à celle du SFRS équivalent décrit au tableau 4.1.8.9. du CNB.

Restrictions additionnelles (CNB, article 4.1.8.10.)

Paragraphe 4.1.8.10. 1) du CNB

149. Comme il a été mentionné au paragraphe 118, les structures qui présentent une irrégularité de type 6 (discontinuité de la résistance – étage faible) comme il est décrit au tableau 4.1.8.6. du CNB

sont particulièrement vulnérables aux dommages et à l'effondrement au cours des mouvements sismiques du sol. Le paragraphe 4.1.8.10. 1) du CNB interdit ce type de structure sauf dans les régions de faible sismicité, où la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est inférieure à 0,2. Les forces utilisées dans le calcul du SFRS pour de telles structures, lorsqu'elles sont permises, doivent être multipliées par $R_d R_o$ pour s'assurer que le SFRS demeure élastique lorsqu'il est soumis aux DGM. L'alinéa 4.1.8.10. 2)b) du CNB interdit les irrégularités de type 6 dans les bâtiments de protection civile.

Paragraphe 4.1.8.10. 2) du CNB

150. On accorde une attention particulière aux bâtiments de protection civile en spécifiant un coefficient de risque parasismique I_E de 1,5 à l'article 4.1.8.5. du CNB. Le paragraphe 4.1.8.10. 2) du CNB impose par ailleurs d'autres restrictions au calcul du SFRS de ces bâtiments. Ces restrictions ont pour but d'accroître la probabilité que ces bâtiments demeureront opérationnels immédiatement après un séisme en éliminant les formes ou les types de structures les plus vulnérables.

Alinéa a) : Cet alinéa interdit la plupart des irrégularités dans les bâtiments de protection civile dans les régions de sismicité modérée à élevée, c'est-à-dire lorsque la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est égale ou supérieure à 0,35. Les irrégularités interdites — des types 1, 3, 4, 5, 7 et 9 décrits au tableau 4.1.8.6. du CNB — sont celles qui sont caractérisées par des discontinuités géométriques ou des irrégularités de la rigidité susceptibles de donner lieu à des concentrations localisées de déformations non élastiques, de sensibilité à la torsion ou de demandes latérales produites par la pesanteur.

Alinéa b) : Cet alinéa interdit les irrégularités de type 6 (discontinuité de la résistance – étage faible) dans les bâtiments de protection civile.

Alinéa c) : Cet alinéa exige que les bâtiments de protection civile comportent un SFRS dont la valeur de R_d est égale ou supérieure à 2,0. Ces SFRS ont au moins une ductilité limitée, qui leur confère au moins une capacité minimale de dissipation de l'énergie par déformation non élastique et offre une certaine protection contre les mouvements du sol qui dépassent le niveau de calcul.

Alinéa d) : Cet alinéa empêche la construction d'un étage flexible dans un bâtiment de protection civile en exigeant que la rigidité latérale de tout étage d'appui ne soit pas inférieure à celle de l'étage situé au-dessus.

Paragraphe 4.1.8.10. 3) du CNB

151. Ce paragraphe exige que, pour les bâtiments ayant une période fondamentale du mode latéral, T_{ν} , d'au moins 1,0 s, lorsque $I_E F_v S_a(1,0) > 0,25$, les murs travaillant en cisaillement construits en panneaux qui ne sont pas dérivés du bois et qui font partie du SFRS soient continus de leur sommet jusqu'aux fondations et ne comportent pas d'irrégularités de type 4 (discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales) ou de type 5 (décalages latéraux), comme il est décrit au tableau 4.1.8.6. du CNB. Lors d'un séisme, la présence de murs discontinus peut causer des dommages importants aux poteaux de soutien ou aux systèmes de transfert. On interdit ces discontinuités pour veiller à ce que les murs travaillant en cisaillement dans les bâtiments de grande hauteur (longue période) fonctionnent efficacement pendant les fortes secousses sismiques. Les exigences du paragraphe 4.1.8.10. 3) du CNB s'appliquent également aux murs d'acier profilé à froid travaillant en cisaillement calculés et détaillés conformément à la norme CSA S136, « Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid », qui comportent des poteaux en acier profilé à froid et des panneaux dérivés du bois (voir le tableau 4.1.8.9. du CNB).

Commentaire J

Paragraphe 4.1.8.10. 4) du CNB

152. Ce paragraphe interdit les irrégularités de types 4 et 5, telles qu'elles sont décrites au tableau 4.1.8.6. du CNB, dans le SFRS des bâtiments qui sont des constructions en bois continues de plus de 4 étages, lorsque $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$. L'interdiction de ces types d'irrégularités vise à garantir que la réponse structurale prévue est maintenue à un niveau raisonnable par un SFRS bien défini.

Détermination du nombre d'étages aux fins de l'application des paragraphes 4.1.8.10. 4), 4.1.8.11. 12) et 4.1.8.12. 12) du CNB

153. Les paragraphes 4.1.8.10. 4), 4.1.8.11. 12) et 4.1.8.12. 12) du CNB s'appliquent aux bâtiments qui sont des constructions en bois continues de plus de 4 étages mais ne dépassant pas 6 étages. Pour déterminer le nombre d'étages aux fins de l'application de ces paragraphes, il faut tenir compte de tous les étages constitués d'une construction en bois continue au-dessus de la base, y compris tous les étages complets ou partiels en construction de bois en dessous du premier étage, et les étages délimités par des murs nains en bois (parfois appelés « murs bas ») doivent être considérés comme des étages complets. De nombreux facteurs peuvent avoir un effet sur l'emplacement de la base, dont la pente et la hauteur du niveau moyen du sol, l'emplacement et la rigidité des éléments du SFRS, les ouvertures dans les murs du sous-sol et la proximité des bâtiments adjacents. De plus amples renseignements sur la détermination de l'emplacement de la base sont fournis dans la norme ASCE/SEI 7. À moins que les parties subdivisées d'un bâtiment soient séparées conformément aux exigences de l'article 4.1.8.14. du CNB, un bâtiment subdivisé par des murs coupe-feu est considéré comme un bâtiment distinct dans la détermination du nombre d'étages aux fins de l'application des paragraphes mentionnés ci-dessus. Voir la figure J-21 pour des exemples de bâtiments de 5 étages.

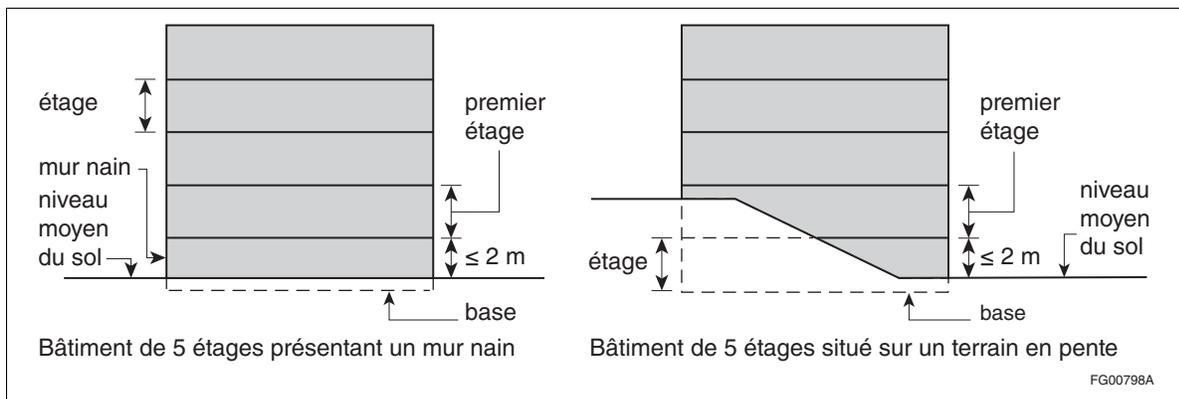


Figure J-21

Exemples de bâtiments de 5 étages aux fins de l'application des paragraphes 4.1.8.10. 4), 4.1.8.11. 12) et 4.1.8.12. 12)

Murs nains

154. Un mur nain est un petit mur à montants qui se trouve entre les fondations et le plancher sus-jacent. Bien que les murs nains puissent être faits de différents matériaux, ils ont généralement une ossature en bois. Les figures J-22 et J-23 montrent une configuration courante dans laquelle un mur de fondation en béton part d'une semelle, se prolonge légèrement au-dessus du niveau du sol et supporte un mur nain à ossature de bois qui aboutit au plancher en bois. Le calcul d'un tel système de mur doit tenir compte de l'instabilité horizontale en plan et hors plan afin de prévenir la formation d'une charnière à l'intersection du mur nain et du mur de fondation et d'assurer ainsi la stabilité de l'ensemble. Un contreventement suffisant ou un revêtement est nécessaire pour résister aux forces latérales dans le plan et prévenir le pivotement du mur nain et son effondrement potentiel (voir la figure J-22). Calculer un mur de fondation de manière qu'il soit en porte-à-faux par rapport à sa base ou se prolonge horizontalement entre des contreforts ou des murs en aile aidera le mur nain à résister aux charges latérales hors plan (voir la figure J-23). Le prolongement du mur de fondation en béton jusqu'à la sous-face du plancher en bois permettra de s'assurer que le mur nain peut résister aux forces latérales dans le plan et hors plan. Il faut souligner que les combinaisons de charges indiquées au tableau 4.1.3.2.-A du CNB doivent être prises en compte au moment de calculer ces murs afin d'en assurer la stabilité dans le plan et hors plan.

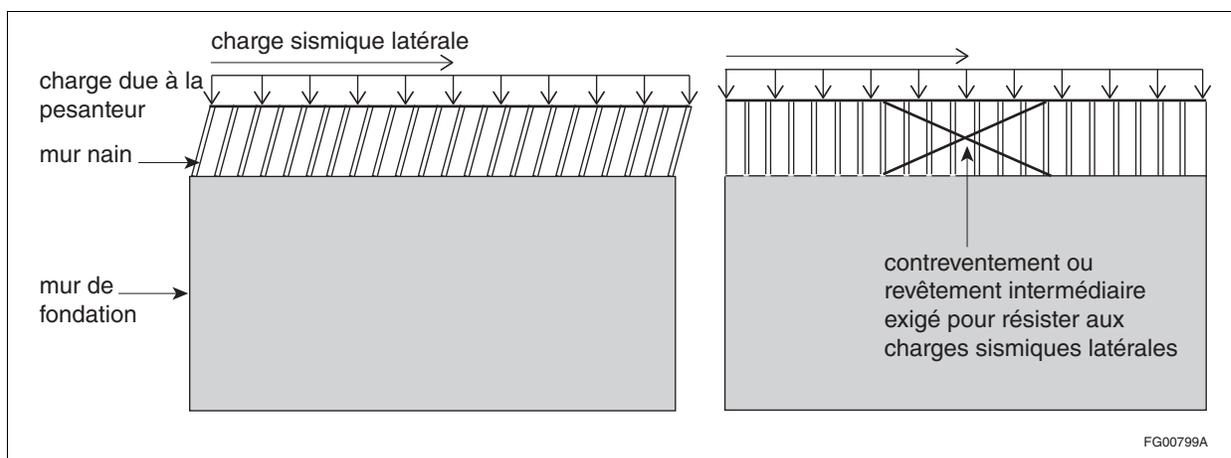


Figure J-22
Stabilisation d'un mur nain visant à contrer une défaillance hors plan

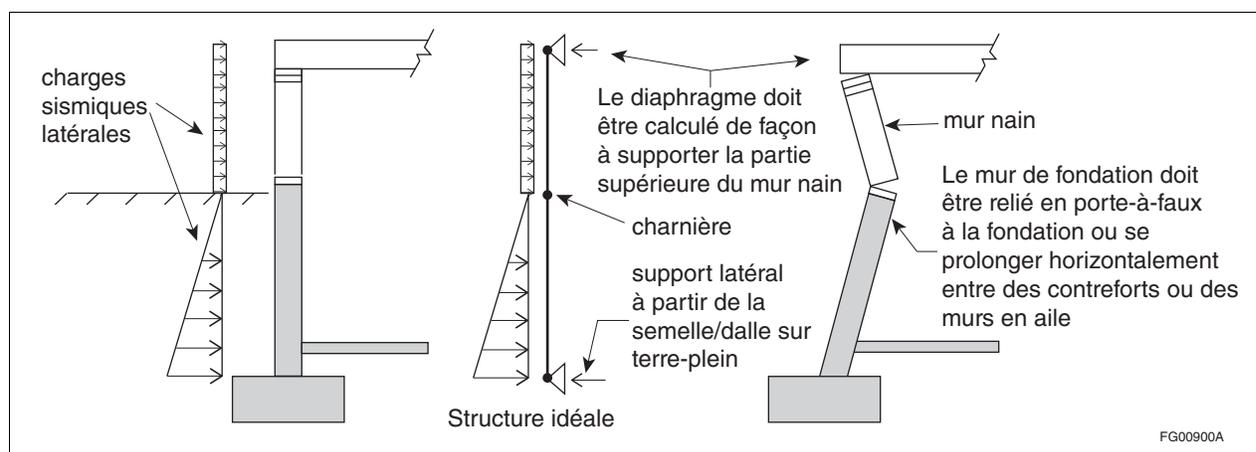


Figure J-23
Stabilisation d'un mur nain visant à contrer une défaillance dans le plan

Méthode de calcul de la force statique équivalente pour les structures satisfaisant aux conditions de l'article 4.1.8.7. du CNB (CNB, article 4.1.8.11.)

Paragraphe 4.1.8.11. 1) du CNB

155. Comme il est décrit dans la section du commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.7. du CNB (voir le paragraphe 125), la méthode de calcul de la force statique équivalente peut être utilisée dans certaines conditions au lieu d'une analyse dynamique pour déterminer les effets des séismes sur les calculs (c.-à-d. les forces qui s'exercent dans les éléments et les déformations structurales). Le paragraphe 4.1.8.11. 1) du CNB spécifie que les charges sismiques statiques doivent être déterminées conformément à l'article 4.1.8.11. Les charges latérales doivent être appliquées à un modèle mathématique linéaire du SFRS dans les directions spécifiées à l'article 4.1.8.8. du CNB. Le modèle doit répondre aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB et doit inclure la modélisation appropriée de l'interface entre le SFRS et les fondations. Une description détaillée de la méthode statique spécifiée à l'article 4.1.8.11. du CNB est présentée dans l'ouvrage de Humar et Mahgoub.^[71]

156. L'application des charges statiques spécifiée à l'article 4.1.8.11. du CNB vise à fournir une approximation rationnelle des effets dynamiques. Toutefois, cette approximation peut ne pas être valable dans certaines circonstances, et il faut alors procéder à une analyse dynamique, tel qu'il est mentionné dans d'autres articles de la sous-section 4.1.8. Plus précisément, la méthode statique suppose que la réponse de la structure se situe surtout dans le mode fondamental; on intègre ensuite les effets de l'apport des modes supérieurs en modifiant le comportement dans le mode fondamental. Si la réponse ne se situe pas principalement dans le mode fondamental, comme dans le cas des

Commentaire J

structures allongées à périodes longues, la méthode statique n'est pas appropriée et une analyse dynamique doit être effectuée, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.7. 1)b) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.11. 2) du CNB

157. Pour une structure présentant des périodes latérales du mode fondamental, T_a , la force de calcul sismique latérale minimale, V — souvent appelée « cisaillement à la base de calcul » — est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$V = S(T_a) M_v I_E W / (R_d R_o)$$

où

- W = poids de la structure;
 $I_E S(T_a)$ = réponse spectrale de l'accélération de calcul modifiée par le coefficient de risque, qui est ensuite multipliée par W , et représente la force sismique latérale maximale exercée dans un système élastique à un seul degré de liberté présentant une période T_a ;
 M_v = coefficient de mode supérieur qui tient compte de l'apport des modes supérieurs à la réponse dynamique de la structure, de sorte que le produit $S(T_a) M_v I_E W$ représente la force sismique latérale maximale exercée dans un système élastique à plusieurs degrés de liberté présentant une période T_a ; et
 $R_d R_o$ = coefficient de modification de force, qui tient compte à la fois de la ductilité et de la sur-résistance, comme il est expliqué dans la section du commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.9. du CNB (à partir du paragraphe 129) (la raison pour laquelle on réduit la force maximale en ajoutant ce produit au dénominateur de l'expression de V est expliquée dans Mitchell et al.^[9]).

Alinéa a) : En raison de l'incertitude associée à la détermination des forces et déformations produites par un séisme dans les bâtiments de grande hauteur à périodes longues, cet alinéa spécifie une valeur minimale de V qui correspond à sa valeur à $T = 4,0$ s, même si à des périodes supérieures à 4,0 s la réponse spectrale de l'accélération de calcul, $S(T)$, diminue avec chaque augmentation de la période. Cet alinéa ne s'applique pas aux murs en plaque d'acier ni aux murs travaillant en cisaillement en bois pour lesquels la force de calcul sismique latérale minimale, V , est régie par l'alinéa 4.1.8.11. 2)b) du CNB.

Alinéa b) : Pour les structures à périodes longues constituées d'ossatures résistant aux moments, d'ossatures contreventées ou d'autres SFRS, comme les murs en plaque d'acier ou les murs travaillant en cisaillement en bois, on peut craindre que la demande de ductilité puisse ne pas être répartie uniformément le long de la hauteur du SFRS et que la concentration de cette demande dans un étage unique puisse mener à la formation d'un étage faible. Pour minimiser la probabilité de formation d'un étage faible et d'effondrement précoce, cet alinéa spécifie pour ces systèmes une valeur minimale de V qui est égale à sa valeur à $T = 2,0$ s. Les systèmes comme les murs travaillant en cisaillement en béton armé (individuels ou couplés) sont moins propices à la formation d'un étage faible et peuvent être calculés conformément à l'alinéa 4.1.8.11. 2)a).

Alinéa c) : Cet alinéa spécifie un plafond pour la force de calcul sismique latérale minimale pour les bâtiments à courtes périodes. L'expérience a montré qu'il est rare que des structures à courtes périodes bien conçues, même si elles présentent une ductilité limitée, subissent des dommages au cours d'un séisme. Lorsque c'est le cas, les dommages aux structures sont dus à des déformations plutôt qu'à des niveaux élevés de force, mais les déformations de telles structures sont habituellement trop peu importantes pour causer des dommages parce que pour des périodes courtes, les déplacements spectraux sont infimes. Par ailleurs, l'excitation effective de ces structures est susceptible d'être inférieure à l'excitation prévue par la réponse spectrale de l'accélération spécifiée en raison de certains facteurs, comme les dimensions des fondations finies et la dissipation d'énergie à l'interface des fondations et de la structure, par exemple, par glissement ou par atténuation du rayonnement.

Les structures à périodes courtes tendent à avoir des sources de résistance et de déformabilité qui ne sont pas facilement quantifiables dans une analyse simplifiée et qui augmentent leur capacité à traverser des tremblements de terre majeurs (NZS 4203:1992,^[72] « General Structural Design and Design Loadings for Buildings »). Étant donné que ces structures sont naturellement rigides, elles n'atteignent généralement pas des niveaux de déformation

qui causent des dommages importants, en particulier si le système structural présente une certaine ductilité. Bien entendu, les structures à périodes courtes très fragiles n'auraient pas un comportement aussi satisfaisant parce qu'une fissuration pourrait entraîner une défaillance sans déformation notable.

Pour les raisons susmentionnées, cet alinéa propose deux formules, dont l'une applique un coefficient de réduction fondé sur l'expérience de 2/3 au cisaillement à la base maximal à périodes courtes, qui sont utilisées pour limiter les forces dans tous les systèmes structuraux, sauf les plus fragiles. Pour un SFRS ayant une valeur de $R_d \geq 1,5$, la force de calcul sismique latérale minimale ne doit pas dépasser la plus grande des valeurs suivantes :

$$(2/3) S(0,2) I_E W / (R_d R_o); \text{ et}$$

$$S(0,5) I_E W / (R_d R_o)$$

Le coefficient de mode supérieur, M_v , est absent de ces expressions parce que sa valeur est de 1,0 pour $T_a \leq 0,5$ s (voir le tableau 4.1.8.11. du CNB). La deuxième expression a été introduite dans le CNB de 2015 pour veiller à ce que le plafond relatif aux périodes courtes de $(2/3)S(0,2)$ ne soit pas étendu aux périodes supérieures à 0,5 s pour lesquelles le plafond n'était pas prévu. Dans les cas où la forme spectrale à des périodes courtes est plane, le plafond pour les périodes courtes irait au-delà de $T = 0,5$ s si on utilisait la première expression (voir la figure J-24).

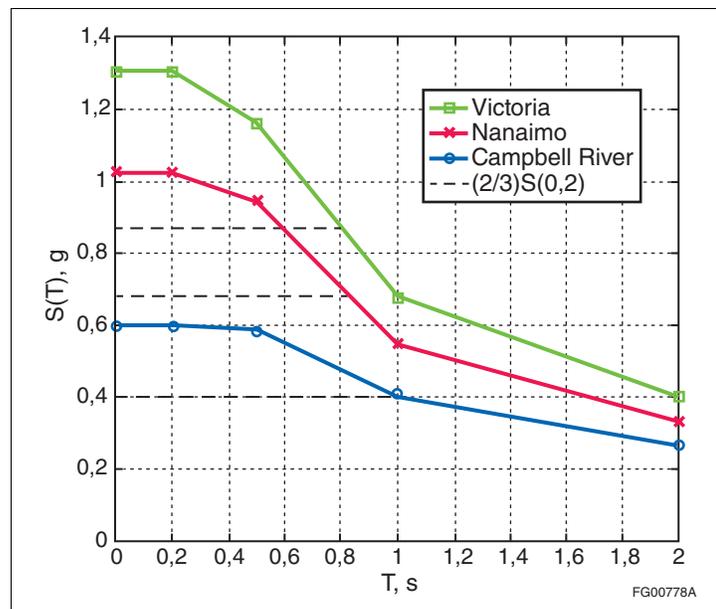


Figure J-24

Exemples de spectre de réponse de calcul pour la catégorie d'emplacement C dans les cas où le plafond pour les périodes courtes de $(2/3)S(0,2)$ dépasserait $T = 0,5$ s

Paragraphe 4.1.8.11. 3) du CNB

158. Dans la méthode de calcul de la force statique équivalente, l'expression pour la force de calcul sismique latérale minimale, V , tient compte de la réponse spectrale de l'accélération de calcul, $S(T_a)$, pour la période latérale du mode fondamental, T_a , appliquée dans la direction de la charge. La méthode utilisée pour déterminer T_a est particulièrement importante dans la plage des périodes courtes à moyennes ($0,2 \text{ s} \leq T \leq 1,0 \text{ s}$) où la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(T)$, fléchit brusquement en fonction de la période (T). Dans la plupart des cas, il est permis de calculer T_a au moyen d'une formule empirique fondée sur la géométrie du bâtiment (hauteur, h_n , ou nombre d'étages, N). Ces formules empiriques sont spécifiées aux alinéas 4.1.8.11. 3)a) à c) du CNB (Saatcioglu et Humar^[12] expliquent la raison de ces approximations). La valeur de T_a déterminée au moyen des formules empiriques doit être utilisée seulement pour estimer les charges sismiques de calcul et non pour déterminer les forces dues au vent.

Commentaire J

Alinéa a) : Cet alinéa propose les formules empiriques applicables aux ossatures résistant aux moments, qui sont identiques à celles présentées dans le CNB de 2010, notamment la formule axée sur la hauteur qui doit être utilisée pour les ossatures résistant aux moments en acier et en béton, et la formule fondée sur le nombre d'étages qui ne peut être utilisée que pour d'autres ossatures résistant aux moments.

Alinéa b) : Cet alinéa propose une formule empirique fondée sur la hauteur pour les ossatures contreventées, qui a été élaborée pour le CNB de 2005 parce que la formule spécifiée à l'alinéa 4.1.8.11. 3)c) du CNB s'est révélée indûment prudente pour de tels systèmes.

Alinéa c) : Cet alinéa propose une formule empirique fondée sur la hauteur applicable aux murs travaillant en cisaillement et aux autres structures, formule qui demeure inchangée par rapport au CNB de 2010.

Alinéa d) : Comme solution de rechange aux formules empiriques mentionnées aux alinéas 4.1.8.11. 3)a) à c) du CNB, on peut aussi utiliser des méthodes de génie mécanique établies pour déterminer T_a . Toutefois, ces méthodes doivent reposer sur un modèle de structure approprié qui respecte les exigences indiquées au paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB (voir la section du commentaire qui porte sur ce paragraphe à partir du paragraphe 90). Même si ces exigences sont respectées, les périodes latérales du mode fondamental calculées tendent à être plus longues que les périodes mesurées dans les structures réelles parce que la modélisation ne tient généralement pas compte des éléments non structuraux qui peuvent raidir la structure. L'utilisation de périodes calculées qui sont plus longues que les périodes réelles produit des forces sismiques de calcul peu prudentes parce que la réponse spectrale de l'accélération de calcul diminue aux périodes longues, ce qui entraîne une force de calcul sismique latérale minimale inférieure. Pour prévenir le calcul de périodes trop longues, l'alinéa 4.1.8.11. 3)d) du CNB exige que les périodes latérales du mode fondamental calculées ne soient pas supérieures à un certain degré de la valeur déterminée à l'alinéa 4.1.8.11. 3)a), b) ou c) du CNB, selon le type de SFRS. Une limite plus élevée est permise pour les murs travaillant en cisaillement parce que les études ont montré que les périodes calculées pour ces murs à l'aide des méthodes de génie mécanique établies sont comparables aux valeurs mesurées (Saatcioglu et Humar^[12]).

Bien qu'il puisse être prudent d'utiliser des périodes latérales du mode fondamental plus courtes au moment de déterminer les forces sismiques de calcul, il n'est pas prudent d'y avoir recours lorsqu'on calcule les flèches. Ainsi, l'utilisation de périodes irréalistes peut entraîner une sous-estimation importante des flèches latérales et des glissements entre étages, ce qui pourrait poser un problème dans le cas des systèmes structuraux flexibles, dans lesquels les déformations sont susceptibles de régir la performance, notamment les ossatures résistant aux moments.

Les limites supérieures pour les périodes latérales du mode fondamental calculées prescrites à l'alinéa 4.1.8.11. 3)d) du CNB permettent de tenir compte de la possibilité que la structure réelle soit plus rigide que le modèle utilisé pour calculer la période et puisse être soumise à des forces sismiques plus élevées. Les flèches calculées en appliquant ces forces plus élevées sur le modèle flexible sont plutôt prudentes. Pour des raisons d'uniformité, on devrait utiliser le même modèle pour le calcul des flèches et de la période latérale du mode fondamental et donc, des forces sismiques. Par conséquent, pour le calcul des flèches, il est permis d'utiliser la période latérale du mode fondamental déterminée à l'alinéa 4.1.8.11. 3)d) du CNB sans tenir compte de la limite supérieure spécifiée aux sous-alinéas 4.1.8.11. 3)d)i) à d)iv). Toutefois, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.11. 2) du CNB, la force de calcul sismique latérale minimale en fonction de laquelle les flèches sont calculées ne doit pas être inférieure à la force qui correspond à $T_a = 4$ s pour les murs, les murs couplés et les systèmes mur-ossature, et à $T_a = 2$ s pour les ossatures résistant aux moments, les ossatures contreventées et autres systèmes. Par conséquent, le sous-alinéa 4.1.8.11. 3)d)v) spécifie, pour de tels systèmes, une limite supérieure pour les périodes latérales du mode fondamental calculées de 4 s et de 2 s respectivement.

Paragraphe 4.1.8.11. 4) du CNB

159. Une nouvelle formule a été introduite dans le CNB de 2015 pour la détermination de la période latérale du mode fondamental de bâtiments d'un seul étage comportant un diaphragme de platelage de toit en acier ou en bois flexible. Des études expérimentales et numériques ont montré que ces bâtiments présentaient naturellement une plus grande flexibilité latérale en raison des déformations dans le plan du diaphragme sous des charges latérales. Ils affichent donc des périodes latérales fondamentales plus longues que les bâtiments de la même hauteur qui comportent un diaphragme

rigide (Tremblay et Stiemer,^[73] Medhekar et Kennedy,^[74] Tremblay et al.,^{[75][76]} Tremblay et Rogers^[77] et Lamarche et al.^[78]). La flexibilité du diaphragme est généralement proportionnelle à sa portée. Par ailleurs, étant donné que la plus grande partie du poids sismique est concentré au niveau du toit dans ces bâtiments, ceux-ci présentent des périodes plus longues que les bâtiments de la même hauteur dans lesquels le poids sismique est réparti sur toute la hauteur du bâtiment.

160. Il est possible de tenir compte de ces effets en effectuant une analyse dynamique à l'aide d'un modèle structural qui intègre explicitement la géométrie et les propriétés de résistance au cisaillement et à la flexion du diaphragme de platelage de toit. Medhekar et Kennedy^[74], Lamarche et al.^[78], Humar et Popovski^[79] et Wilson et al.^[80] ont proposé des démarches et des expressions simplifiées pour tenir compte de ces effets dans le calcul de la période latérale du mode fondamental des bâtiments simples. Dans la démarche décrite dans le document FEMA 356, « Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings », et selon Trudel-Languedoc et al.,^[81] la période latérale du mode fondamental, T_a , peut être estimée comme suit :

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gV} (\Delta_B + 0,76\Delta_D)}$$

où

- W = poids du bâtiment;
- g = accélération due à la pesanteur;
- V = force de calcul sismique latérale minimale;
- Δ_B = glissement moyen entre étages des éléments verticaux du SFRS adjacents au diaphragme, pour une valeur de V uniformément répartie le long de la portée du diaphragme, L; et
- Δ_D = déformation maximale dans le plan du diaphragme par rapport aux éléments verticaux adjacents du SFRS (voir la figure J-25).

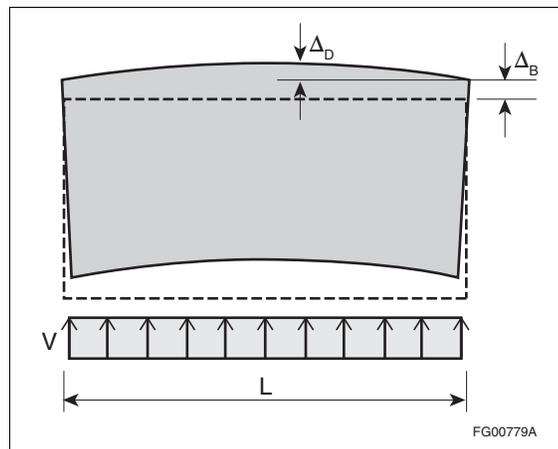


Figure J-25

Vue en plan de la déformation dans le plan d'un diaphragme de platelage de toit flexible, Δ_D , et du glissement entre étages des éléments verticaux adjacents du SFRS, Δ_B

161. Selon le paragraphe 4.1.8.11. 4) du CNB, il est possible d'obtenir une estimation de la limite inférieure de la période latérale du mode fondamental des bâtiments qui comportent des diaphragmes de platelage de toit flexibles et certains types de SFRS en ajoutant le terme $0,004L$, où L est la longueur la plus courte du diaphragme entre les éléments verticaux adjacents du SFRS, à la période latérale du mode fondamental déterminée pour le SFRS.

Alinéa a) : Cet alinéa présente une formule empirique pour la détermination de la période latérale du mode fondamental des bâtiments qui comportent des diaphragmes de platelage de toit flexibles et dont le SFRS est constitué de murs travaillant en cisaillement. La formule empirique est la même que celle qui est indiquée à l'alinéa 4.1.8.11. 3)c) du CNB, sauf que le terme $0,004L$ y est ajouté.

Alinéa b) : Cet alinéa présente une formule empirique pour la détermination de la période latérale du mode fondamental des bâtiments qui comportent des diaphragmes de platelage de toit flexibles et dont le SFRS est constitué d'une ossature en acier résistant aux moments ou d'une ossature en acier contreventée. La formule empirique est semblable à celle qui est indiquée à l'alinéa 4.1.8.11. 3)b) du CNB, sauf que le terme $0,004L$ y est ajouté et que le terme de hauteur a été augmenté pour assurer une meilleure concordance avec les périodes déterminées de façon analytique et expérimentale pour ces bâtiments.

Alinéa c) : Il est également possible de déterminer la période latérale du mode fondamental des bâtiments d'un seul étage qui comportent des diaphragmes de platelage de toit flexibles au moyen d'une méthode reconnue de génie mécanique. La valeur de T_a ainsi déterminée ne doit pas être supérieure à 1,5 fois la valeur obtenue au moyen de la méthode empirique de l'alinéa 4.1.8.11. 3)a) ou b) du CNB, selon le cas, pour des raisons semblables à celles qui sont indiquées dans le commentaire sur l'alinéa 4.1.8.11. 3)d) du CNB (voir le paragraphe 158).

La flexibilité du diaphragme de platelage de toit peut aussi donner lieu à une demande en ductilité plus importante sur les éléments verticaux du SFRS et à une augmentation des forces et des déformations dans le diaphragme de platelage de toit. Les exigences supplémentaires du paragraphe 4.1.8.15. 4) du CNB doivent être satisfaites dans le cas de bâtiments d'un seul étage qui comportent des diaphragmes de platelage de toit en acier ou en bois flexibles calculés au moyen d'une valeur de R_d supérieure à 1,5 et où la déformation relative maximale calculée, Δ_D , du diaphragme soumis à des charges latérales dépasse 50 % du glissement moyen des étages, Δ_B , des éléments verticaux adjacents du SFRS (c.-à-d., $\Delta_D/\Delta_B > 0,5$).

Paragraphe 4.1.8.11. 5) du CNB)

162. Le poids du bâtiment, W , utilisé dans la formule pour la force de calcul sismique latérale minimale, V , correspond à la somme des poids de tous les étages dans le bâtiment, W_i (voir l'article 4.1.8.2. du CNB pour la définition de W). Si le calcul d'un bâtiment tient compte des masses permanentes qui sont habituellement comprises dans la définition des surcharges, le poids de ces masses doit alors être pris en compte dans le calcul de W .

Paragraphe 4.1.8.11. 6) du CNB

163. Comme il a été mentionné dans la section du commentaire portant sur le paragraphe 4.1.8.11. 2) du CNB (voir le paragraphe 157), dans le calcul de la force de calcul sismique latérale minimale, la force dans un système à un seul degré de liberté est transformée en force dans un système à plusieurs degrés de liberté par l'application d'un coefficient de mode supérieur, M_v , qui tient compte de l'apport des modes supérieurs à la réponse dynamique de la structure. La mesure dans laquelle les modes supérieurs participent à cette réponse est fonction du type de SFRS, de la période latérale du mode fondamental de la structure et de la forme du spectre de réponse de calcul, qui est représentée par le rapport spectral, $S(0,2)/S(5,0)$. Le tableau 4.1.8.11. du CNB précise les valeurs de M_v pour les différentes combinaisons de ces paramètres. La méthode décrite par Humar et Mahgoub^[71] pour calculer M_v a été approfondie dans le CNB de 2015, en partie pour tenir compte des grandes variations maintenant présentes dans la forme spectrale, de manière que le rapport spectral, $S(0,2)/S(5,0)$, varie approximativement entre 5 et 65 et tient maintenant compte de l'effet des coefficients d'emplacement sur la forme spectrale.
164. Tel qu'il est indiqué au tableau 4.1.8.11. du CNB, les effets des modes supérieurs sont plus marqués pour les systèmes de murs à périodes longues; la valeur maximale de M_v dans le tableau est de 4,65 pour les murs et les systèmes mur-ossature où $S(0,2)/S(5,0) = 65$. La valeur de M_v est de 1,0 pour toutes les structures où $T_a \leq 0,5$ s, puisque les effets des modes supérieurs sont négligeables pour ces structures. En fait, Humar et Mahgoub^[71] montrent que la valeur calculée de M_v pour les structures à périodes courtes est généralement de 0,8 ou moins. On bénéficie d'une réduction de la force de calcul sismique latérale découlant d'une valeur de calcul de M_v inférieure en procédant par analyse dynamique; pour les structures régulières, le paragraphe 4.1.8.12. 8) du CNB permet en effet que la force de calcul sismique latérale déterminée par une analyse dynamique soit ramenée à 80 % de la valeur déterminée par une analyse statique.
165. Dans les structures à périodes longues, les effets des modes supérieurs tendent à augmenter la force de calcul sismique latérale, V , par rapport à la valeur calculée pour un système à un seul degré de liberté. Si on utilise M_v pour tenir compte des effets des modes supérieurs dans le calcul de V , on

risque également de surévaluer les moments de renversement dans la structure. Bien que l'apport des modes supérieurs à V puisse être important, l'apport correspondant des modes supérieurs au moment de renversement à la base est relativement faible. Il faut donc réduire les moments de renversement à la base en appliquant un coefficient de réduction du moment de renversement à la base, J (voir le tableau 4.1.8.11. du CNB). Humar et Mahgoub^[71] décrivent la méthodologie utilisée pour déterminer J, qui a été peaufinée pour le CNB de 2015.

166. Dans le tableau 4.1.8.11. du CNB, on précise la valeur de M_v et de J pour cinq types de SFRS en tant que fonction de la période latérale du mode fondamental, T_a , et du rapport spectral, $S(0,2)/(5,0)$. Puisque les valeurs de M_v et de J ne sont fournies que pour certaines valeurs de T_a et de $S(0,2)/(5,0)$, et parce que les valeurs de $F(T)$ ne sont fournies que pour certaines valeurs de T, plusieurs interpolations sont nécessaire pour déterminer $S(T_a)M_v$ et J pour les bâtiments ayant une valeur intermédiaire de T_a , comme l'illustrent les étapes suivantes :

Étape 1 : Déterminer la période latérale du mode fondamental, T_a , du bâtiment et obtenir la valeur de PGA, $S_a(0,2)$, $S_a(5,0)$, $S_a(T_1)$ et $S_a(T_2)$ pour l'emplacement du bâtiment tirée du tableau C-3 du CNB, où T_1 est la période du tableau la plus proche de T_a , mais inférieure à celle-ci, et T_2 est la période la plus proche de T_a et supérieure à celle-ci. Pour les murs couplés, les murs et les systèmes mur-ossature où $T_a > 4$ s, utiliser $T_a = 4$ s, $T_1 = 2,0$ s et $T_2 = 5,0$ s. Pour les ossatures résistant aux moments, les murs contreventés et les autres systèmes où $T_a > 2$ s, utiliser $T_a = 2$ s (T_1 et T_2 ne sont pas exigés).

Étape 2 : En utilisant les valeurs de PGA et $S_a(0,2)$, déterminer PGA_{ref} comme une PGA de 0,8 où $S_a(0,2)/PGA < 2$, sinon égale à la PGA.

Étape 3 : À partir des tableaux 4.1.8.4.-B à -F du CNB, déterminer les valeurs de $F(0,2)$, $F(5,0)$, $F(T_1)$ et $F(T_2)$ pour la catégorie d'emplacement appropriée et pour la valeur de PGA_{ref} déterminée à l'étape 2, en utilisant l'interpolation linéaire de PGA_{ref} .

Étape 4 : En utilisant les valeurs de $F(0,2)$, $F(5,0)$, $F(T_1)$ et $F(T_2)$ déterminées à l'étape 3, calculer $S(0,2)$, $S(5,0)$, $S(T_1)$ et $S(T_2)$ comme suit :

$$\begin{aligned} S(0,2) &= F(0,2)S_a(0,2); \\ S(5,0) &= F(5,0)S_a(5,0); \\ S(T_1) &= F(T_1)S_a(T_1); \text{ et} \\ S(T_2) &= F(T_2)S_a(T_2). \end{aligned}$$

Ensuite, calculer le rapport spectral, $S(0,2)/S(5,0)$.

Étape 5 : À partir du tableau 4.1.8.11. du CNB, déterminer les valeurs de $M_v(T_1)$, $M_v(T_2)$, $J(T_1)$ et $J(T_2)$ pour le type de SFRS du bâtiment et pour le rapport spectral déterminé à l'étape 4, en utilisant l'interpolation linéaire du rapport spectral.

Étape 6 : En utilisant les valeurs de $S(T_1)$ et de $S(T_2)$ déterminées à l'étape 4, et les valeurs de $M_v(T_1)$ et $M_v(T_2)$ déterminées à l'étape 5, calculer $S(T_1)M_v(T_1)$ et $S(T_2)M_v(T_2)$. En utilisant ces valeurs, déterminer $S(T_a)M_v(T_a)$ par interpolation linéaire de la période. De façon similaire, en utilisant les valeurs de $J(T_1)$ et de $J(T_2)$ déterminées à l'étape 5, déterminer $J(T_a)$ par interpolation linéaire de la période. Pour les ossatures résistant aux moments, les ossatures contreventées et d'autres systèmes où $T_a \geq 2$ s, $S(T_a)M_v(T_a) = S(2,0)M_v(2,0)$ et $J(T_a) = J(2,0)$.

Exemple de calcul de $S(T_a)M_v$ et de J

167. Cet exemple de calcul illustre comment calculer $S(T_a)M_v$ et J pour une structure comportant un mur travaillant en cisaillement ayant une valeur de $T_a = 1,5$ s et situé sur un sol consistant dans un emplacement de catégorie D à Toronto.

Étape 1 : La période du tableau C-3 du CNB la plus proche de T_a et inférieure à celle-ci est $T_1 = 1,0$ s, et la période du tableau la plus proche de T_a et supérieure à celle-ci est $T_2 = 2,0$ s. Selon le tableau C-3 du CNB, on obtient les valeurs suivantes pour Toronto :

$$\begin{aligned} PGA &= 0,160 \text{ g;} \\ S_a(0,2) &= 0,249 \text{ g;} \\ S_a(1,0) &= 0,063 \text{ g;} \\ S_a(2,0) &= 0,029 \text{ g;} \text{ et} \\ S_a(5,0) &= 0,0071 \text{ g.} \end{aligned}$$

Commentaire J

Étape 2 : Puisque $S_a(0,2)/PGA = 0,249/0,160 = 1,56$, ce qui est inférieur à 2,0, la valeur de PGA_{ref} est déterminée comme suit :

$$PGA_{ref} = 0,8 \times 0,160 = 0,128 \text{ g}$$

Étape 3 : Selon les tableaux 4.1.8.4.-B, -D, -E et -F du CNB, les valeurs de $F(0,2)$, $F(1,0)$, $F(2,0)$ et $F(5,0)$ sont obtenues pour les valeurs de PGA_{ref} de 0,1 g et 0,2 g et pour la catégorie d'emplacement D. Les valeurs de $F(T)$ correspondant à $PGA_{ref} = 0,128$ g déterminées par interpolation des valeurs pour $PGA_{ref} = 0,1$ g et 0,2 g sont :

$$\begin{aligned} F(0,2) &= 1,1980; \\ F(1,0) &= 1,5052; \\ F(2,0) &= 1,5336; \text{ et} \\ F(5,0) &= 1,5520. \end{aligned}$$

Étape 4 : En utilisant les valeurs de $F(T)$ déterminées à l'étape 3, les valeurs de $S(T)$ sont calculées comme suit :

$$\begin{aligned} S(0,2) &= 1,1980 \times 0,249 = 0,2983 \text{ g;} \\ S(1,0) &= 1,5052 \times 0,063 = 0,0948 \text{ g;} \\ S(2,0) &= 1,5336 \times 0,029 = 0,0445 \text{ g;} \text{ et} \\ S(5,0) &= 1,5520 \times 0,0071 = 0,0110 \text{ g.} \end{aligned}$$

Le rapport spectral est calculé comme suit :

$$\frac{S(0,2)}{S(5,0)} = \frac{1,1980 \times 0,249}{1,5520 \times 0,0071} = 27,07$$

Étape 5 : Selon le tableau 4.1.8.11. du CNB, les valeurs de $M_v(1,0)$, $M_v(2,0)$, $J(1,0)$ et $J(2,0)$ sont obtenues pour les rapports spectraux de 20 et 40. Les valeurs correspondant à $S(0,2)/S(5,0) = 27,07$ sont déterminées par interpolation des valeurs pour $S(0,2)/S(5,0) = 20$ et $S(0,2)/S(5,0) = 40$ comme suit :

$$M_v(1,0) = 1 + (27,07 - 20) \frac{(1,19 - 1)}{(40 - 20)} = 1,067$$

$$M_v(2,0) = 1,18 + (27,07 - 20) \frac{(1,75 - 1,18)}{(40 - 20)} = 1,381$$

$$J(1,0) = 0,80 + (27,07 - 20) \frac{(0,63 - 0,80)}{(40 - 20)} = 0,740$$

$$J(2,0) = 0,60 + (27,07 - 20) \frac{(0,46 - 0,60)}{(40 - 20)} = 0,551$$

Étape 6 : En utilisant les valeurs de $S(1,0)$ et $S(2,0)$ déterminées à l'étape 4 et les valeurs de $M_v(1,0)$ et $M_v(2,0)$ déterminées à l'étape 5, $S(1,0)M_v(1,0)$ et $S(2,0)M_v(2,0)$ sont calculées comme suit :

$$\begin{aligned} S(1,0)M_v(1,0) &= 0,0948 \times 1,067 = 0,1012 \text{ g;} \text{ et} \\ S(2,0)M_v(2,0) &= 0,0445 \times 1,381 = 0,0615 \text{ g.} \end{aligned}$$

La valeur de $S(T_a)M_v(T_a)$ correspondant à $T_a = 1,5$ s est déterminée par interpolation des valeurs de $T_a = 1,0$ et $T_a = 2,0$ comme suit :

$$S(1,5)M_v(1,5) = 0,1012 + (1,5 - 1,0) \frac{(0,0615 - 0,1012)}{(2,0 - 1,0)} = 0,0814 \text{ g}$$

La valeur de $J(T_a)$ correspondant à $T_a = 1,5$ s est déterminée par interpolation des valeurs de $T_a = 1,0$ et $T_a = 2,0$ comme suit :

$$J(1,5) = 0,740 + (1,5 - 1,0) \frac{(0,551 - 0,740)}{(2,0 - 1,0)} = 0,646$$

Paragraphe 4.1.8.11. 7) du CNB

168. Dans la méthode statique, il faut calculer la force de calcul sismique latérale, V , conformément au paragraphe 4.1.8.11. 2) du CNB, et la répartition de cette force sur la hauteur du bâtiment. Pour les structures régulières (par exemple, celles ayant une masse et une hauteur d'étage uniformes) où la réponse dynamique est surtout dans le mode fondamental (comme dans le cas des structures à périodes courtes), la réponse est proportionnellement très proche à la hauteur au-dessus de la base de la structure. Étant donné qu'il existe ordinairement une certaine variation dans la hauteur d'étage et le poids d'étage, le paragraphe 4.1.8.11. 7) du CNB exige que la force latérale qui agit à chaque étage x , F_x , soit proportionnelle au poids de l'étage x , W_x , multiplié par la hauteur au-dessus de la base jusqu'à l'étage x , h_x , comme suit :

$$F_x \propto w_x h_x / \sum_{i=1}^n W_i h_i$$

169. Cependant, cette répartition en triangle inversé des charges ne tient pas compte de l'effet des modes supérieurs, ce qui est significatif pour les structures ayant des périodes latérales du mode fondamental modérées à longues, même si le calcul de V prend en compte ces effets. Les modes supérieurs tendent à augmenter la force dans les étages supérieurs; cet effet est pris en compte dans la distribution de la charge en exigeant qu'une partie de la force de calcul sismique latérale, F_t , soit appliquée comme une charge concentrée au sommet du bâtiment et que le reste de la force $V - F_t$ soit répartie comme il est décrit au paragraphe 168. En conséquence, la force latérale appliquée à n'importe quel étage x , F_x , est calculée comme suit :

$$F_x = (V - F_t) W_x h_x / \left(\sum_{i=1}^n W_i h_i \right)$$

La valeur de F_t dépend de la période latérale du mode fondamental, T_a , comme suit :

$$\begin{aligned} F_t &= 0 && \text{pour } T_a \leq 0,7 \text{ s} \\ F_t &= 0,07T_a V && \text{pour } 0,7 \text{ s} < T_a < 3,6 \text{ s; et} \\ F_t &= 0,25V && \text{pour } T_a \geq 3,6 \text{ s} \end{aligned}$$

Humar et Mahgoub^[71] expliquent pourquoi la répartition spécifiée au paragraphe 4.1.8.11. 7) du CNB est acceptable aux fins des calculs.

Paragraphe 4.1.8.11. 8) du CNB

170. Comme il a été mentionné au paragraphe 165, le tableau 4.1.8.11. du CNB indique les valeurs du coefficient de réduction du renversement à la base, J , qui sont appliquées aux moments de

Commentaire J

renversement à la base de la structure pour compenser la surestimation des effets des modes supérieurs. Un coefficient de réduction doit également être appliqué aux moments de renversement à d'autres niveaux de la structure; le paragraphe 4.1.8.11. 8) du CNB exige que le coefficient J_x pour les moments de renversement au niveau x soit calculé comme suit :

$$J_x = 1,0 \text{ pour } h_x \geq 0,6h_n; \text{ et}$$
$$J_x = J + (1 - J) (h_x/0,6h_n) \text{ pour } h_x < 0,6h_n$$

Comme il est indiqué dans les expressions ci-dessus, aucune réduction n'est appliquée aux 40 % supérieurs de la hauteur du bâtiment (c.-à-d. $J_x = 1,0$) et J_x diminue linéairement aux 60 % inférieurs de la hauteur jusqu'à J à la base. Le coefficient J_x est appliqué en tant que multiplicateur au moment de renversement calculé au niveau x .

Paragraphe 4.1.8.11. 9) du CNB

171. Bien que les forces latérales, F_x , définies au paragraphe 4.1.8.11. 7) du CNB soient appliquées horizontalement à un modèle mathématique bidimensionnel de la structure, la structure réelle est tridimensionnelle et répond à la fois latéralement et en torsion aux mouvements sismiques du sol. Les observations faites au cours de tremblements de terre ont révélé que les vibrations en torsion sont souvent une source de dommages importants (Esteval^[82] et Mitchell et al.^[83]). Le paragraphe 4.1.8.11. 9) du CNB exige que les effets de torsion soient considérés parallèlement aux effets des forces latérales dans le calcul de la structure. Comme il est indiqué à l'article 4.1.8.8. du CNB, les effets sismiques sont pris en compte grâce à des analyses indépendantes dans deux directions orthogonales horizontales; les deux types de moments en torsion décrits aux alinéas 4.1.8.11 9)a) et b) du CNB doivent être pris en compte dans chacune des deux analyses indépendantes.
172. Étant donné que la méthode de calcul de la force statique équivalente est, par définition, une méthode d'analyse élastique, les effets de torsion décrits au paragraphe 4.1.8.11. 9) du CNB sont présumés résulter d'un comportement élastique. Cependant, les structures soumises à des DGM dont la probabilité de dépassement est de 2 % en 50 ans devraient avoir un comportement inélastique. L'application du coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d , est une façon simplifiée de tenir compte de l'effet d'un comportement inélastique sur la réponse latérale; il n'existe pas de méthode comparable pour tenir compte de l'effet d'un comportement inélastique sur la réponse en torsion. Cet effet est examiné par Humar et al.,^[11] qui montrent que, dans la plupart des cas, la sollicitation ductile aux extrémités des bâtiments asymétriques — soit les emplacements où les déformations sont les plus importantes — n'est pas plus marquée que dans des bâtiments symétriques comparables ou des bâtiments équilibrés en torsion.

Alinéa a) : Les mouvements de torsion sont observés dans les structures asymétriques, soit les structures dont le centre de rigidité à chaque niveau du système structural ne coïncide pas avec le centre de gravité à ce niveau. Les centres de rigidité du système structural sont définis comme l'ensemble des positions, une pour chaque étage, auxquelles l'application de toutes les forces latérales ne produit qu'une flèche latérale à tous les étages. Lorsqu'une structure asymétrique répond à une excitation dynamique, comme un mouvement sismique du sol, il peut également y avoir une amplification dynamique du mouvement de torsion.

Alinéa b) : Les mouvements de torsion peuvent aussi se produire dans les structures nominalement symétriques avec des excentricités accidentelles en raison de l'incertitude liée à la détermination des centres de gravité et de rigidité, de l'imprécision des dimensions mesurées des éléments structuraux ou des variations dans les propriétés des matériaux, comme le module d'élasticité. Une autre source de vibration en torsion dans les structures nominalement symétriques est le mouvement de rotation du sol (Rutenberg et Heidebrecht^[84]). La torsion résultant de l'ensemble de ces sources est appelée « torsion accidentelle ».

Paragraphe 4.1.8.11. 10) du CNB

173. On peut tenir compte des effets de torsion dans une analyse statique si la structure ne présente pas de sensibilité à la torsion, ce qui peut être établi à l'aide du paramètre de sensibilité à la torsion, B , comme décrit dans ce paragraphe. Le calcul de B exige une analyse statique utilisant un modèle élastique tridimensionnel du SFRS, dans lequel la force latérale exercée à chaque niveau est

appliquée à des distances de $\pm 0,10D_{nx}$ du centre de gravité, où D_{nx} est la dimension en plan du bâtiment à l'étage x perpendiculairement à la direction de la charge sismique considérée. Le rapport, B_x , du déplacement latéral maximal de l'étage à l'une des deux extrémités, δ_{max} , à la moyenne des déplacements à ces deux extrémités, δ_{ave} , est calculé à chaque étage x . La valeur de B pour l'ensemble du bâtiment correspond à la valeur maximale de toutes les valeurs de B_x pour les deux directions orthogonales horizontales d'application des charges. Il n'est pas nécessaire de tenir compte de la valeur de B_x pour les constructions hors toit à un étage dont le poids cumulé est inférieur à 10 % du poids du niveau sous-jacent parce que les constructions de masse faible ont un effet négligeable sur les caractéristiques générales de torsion d'une structure.

174. La détermination de la sensibilité à la torsion ne s'applique qu'aux structures qui comportent des diaphragmes rigides, comme il est indiqué au tableau 4.1.8.6. du CNB. Les structures qui sont dotées de diaphragmes flexibles sont conçues de manière que les charges, y compris les effets de torsion accidentelle, soient réparties entre les éléments verticaux, suivant le concept de surface tributaire. On doit tenir compte de la torsion accidentelle en déplaçant le centre de gravité de $\pm 0,05D_{nx}$ et en utilisant la plus élevée des charges sismiques pour le calcul de chaque élément vertical.

Paragraphe 4.1.8.11. 11) du CNB

175. Dans les structures rigides en torsion, les valeurs de B sont faibles, et dans les structures flexibles en torsion, ces valeurs sont élevées. Comme le montrent Humar et al.^[11] la méthode statique décrite à l'alinéa 4.1.8.11. 11)a) du CNB pour la détermination des effets de torsion n'est valable que pour les bâtiments qui sont relativement rigides en torsion, c'est-à-dire ceux pour lesquels $B \leq 1,7$. Dans un bâtiment qui est flexible en torsion, c'est-à-dire lorsque $B > 1,7$, on ne peut prédire de façon fiable les déplacements dynamiques produits par la torsion à l'aide de mesures statiques de l'excentricité. Comme les déplacements produits dans les structures flexibles en torsion sont importants et sont donc susceptibles de causer des désordres considérables, il faut déterminer ces déplacements au moyen d'une analyse dynamique tenant compte des effets des excentricités accidentelles, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.11. 11)b) du CNB.

Alinéa a) : Dans la méthode de calcul de la force statique équivalente où $B \leq 1,7$ ou $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$, on tient compte des effets de torsion en appliquant les moments de torsion, T_x , à l'axe vertical à chaque niveau x du bâtiment. Pour chaque direction d'application des charges à chaque niveau x , les effets de ces moments de torsion, T_x , sont appliqués conjointement avec les effets de la force latérale, F_x .

Cet alinéa spécifie que les valeurs de T_x doivent être calculées séparément pour deux cas de charges avec différentes excentricités de calcul et que les éléments du bâtiment doivent être calculés en fonction de l'effet le plus marqué des deux cas de charges. Puisque les charges doivent être appliquées dans chacune des deux directions orthogonales horizontales, quatre scénarios distincts d'application des charges doivent être considérés.

Les deux excentricités de calcul, e_{d1} et e_{d2} , dans chaque direction et à chaque niveau x peuvent être exprimées comme suit :

$$e_{d1}, e_{d2} = e_x \pm 0,10D + 0,10D_{nx}; \text{ et}$$

$$e_{d2} = e_x - 0,10D_{nx}$$

où e_x est l'excentricité naturelle due à une différence de position entre les centres de rigidité et de gravité. De la Llera et Chopra^[85] montrent que $\pm 0,05D_{nx}$ de la période $\pm 0,10D_{nx}$ représente la torsion accidentelle; le reste tient compte de la torsion naturelle, y compris l'amplification dynamique.

La combinaison des effets latéraux et de torsion dans chaque direction d'application des charges peut être déterminée en appliquant la force latérale à des distances de $+ 0,10D_{nx}$ et de $- 0,10D_{nx}$ du centre de gravité. Les mêmes ensembles de charges sont utilisés pour la déterminer le paramètre de sensibilité à la torsion, B (voir le paragraphe 4.1.8.11. 10) du CNB).

Alinéa b) : Cet alinéa exige que la méthode d'analyse dynamique, comme il est indiqué à l'article 4.1.8.12. du CNB, soit employée lorsque $B > 1,7$ et que $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$, car la méthode de calcul de la force statique équivalente ne tient pas correctement compte des déplacements considérables possibles dans de tels cas ((Humar et al.^[11]). Cependant, comme il est précisé à

Commentaire J

l'alinéa 4.1.8.7. 1)a) du CNB, la méthode de calcul de la force statique équivalente peut être utilisée dans les régions ayant une faible sismicité, que la structure soit ou non sensible à la torsion et qu'elle présente ou non une irrégularité permise; les approximations inhérentes à la méthode statique sont peu susceptibles d'avoir des conséquences graves pour les mouvements du sol relativement faibles prédits pour ces régions.

Paragraphe 4.1.8.11. 12) du CNB

176. Lorsque le bâtiment est une construction en bois continue de plus de 4 étages, une étude bidimensionnelle réalisée par l'APEGBC Six Storey Wood Frame Building Structural Task Force^[86] recommande que, dans les cas où la période latérale du mode fondamental, T_a , est déterminée au moyen d'une méthode établie fondée sur le génie mécanique plutôt qu'au moyen d'une formule empirique, la force de calcul sismique latérale, V , déterminée à l'aide de la méthode de calcul de la force statique équivalente, soit augmentée de 20 % pour réduire le risque de formation d'un étage faible. Les paragraphes 4.1.8.11. 12) et 4.1.8.12. 12) du CNB sont basés sur les résultats de cette recherche. Voir le paragraphe 153 pour en savoir plus sur la détermination du nombre d'étages aux fins d'application de ces paragraphes.

Méthode d'analyse dynamique (CNB, article 4.1.8.12.)

177. Comme il est indiqué à l'article 4.1.8.7. du CNB, l'analyse dynamique est obligatoire pour déterminer les effets sismiques de calcul, sauf dans les situations où la méthode de calcul de la force statique équivalente est adéquate.
178. L'analyse dynamique linéaire doit être effectuée conformément aux dispositions de l'article 4.1.8.12. du CNB au moyen de deux modèles d'analyse différents : un dans lequel tous les déplacements latéraux autres que ceux dans la direction des forces sismiques sont restreints, et les rotations des planchers et du toit autour d'un axe vertical sont restreintes, et l'autre dans lequel les rotations du plancher et du toit sont non restreintes. La première analyse sert à déterminer le facteur d'échelle qui doit être appliqué aux résultats de la seconde analyse. La méthode d'analyse dynamique linéaire est constituée des étapes suivantes :

Étape 1 : Construire un modèle structural du bâtiment tenant compte des exigences précisées au paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB.

Étape 2 : Au moyen du modèle élaboré à l'étape 1, tous les déplacements latéraux autres que ceux dans la direction des forces sismiques étant restreints, effectuer une analyse dynamique linéaire en vue de déterminer la période latérale fondamentale, T_a , et le cisaillement élastique à la base (aussi appelé « force élastique sismique latérale »), V_e .

Étape 3 : Si le paragraphe 4.1.8.12. 6) du CNB s'applique, déterminer les coefficients suivants au moyen de la valeur de T_a établie à l'étape 2 :

$$\frac{2S(0,2)}{3S(T_a)} \leq 1,0; \text{ et}$$
$$\frac{S(0,5)}{S(T_a)} \leq 1,0$$

Multiplier le plus élevé des deux coefficients par la valeur de V_e établie à l'étape 2 afin de déterminer le cisaillement élastique à la base de calcul (aussi appelé « force de calcul sismique latérale élastique »), V_{ed} .

Étape 4 : Déterminer le cisaillement à la base de calcul (aussi appelé « force de calcul sismique latérale »), V , à l'aide de la méthode de calcul de la force statique équivalente indiquée à l'article 4.1.8.11. du CNB. Pour déterminer la valeur de V , la valeur de T_a utilisée peut être la plus petite valeur de T_a , soit la valeur obtenue à l'étape 2, et la limite supérieure applicable de T_a spécifiée aux sous-alinéas 4.1.8.11. 3)d)i) à d)iv) du CNB. Pour le calcul du facteur d'échelle à appliquer aux flèches à l'étape 5, V peut être déterminé en utilisant la plus petite valeur de T_a obtenue à l'étape 2 et la limite supérieure applicable de T_a spécifiée au sous-alinéa 4.1.8.11. 3)d)v) du CNB.

Si elles sont nécessaires pour le calcul des effets de la torsion accidentelle conformément au paragraphe 4.1.8.12. 4) du CNB, déterminer les forces latérales de chaque étage x , F_x , en répartissant V sur la hauteur de la structure. Si le paramètre de sensibilité à la torsion, B , n'a pas encore été déterminé, le calculer au moyen de ces valeurs de F_x .

Étape 5 : Au moyen de la valeur de V_{ed} établie à l'étape 3, obtenir le cisaillement à la base de calcul, V_d , conformément aux paragraphes 4.1.8.12. 7) à 9) et 12) du CNB. Il est à noter que la valeur de V_d ne peut pas être inférieure à $0,8V$ pour les structures régulières et irrégulières dont la conception est autorisée au moyen de la méthode de calcul de la force statique équivalente, et ne peut pas être inférieure à V pour les structures irrégulières exigeant une analyse dynamique ainsi que pour les bâtiments de plus de 4 étages qui sont des constructions en bois continues satisfaisant aux exigences du paragraphe 4.1.8.12. 12) du CNB, où V est le cisaillement à la base de calcul déterminé à l'étape 4. Déterminer le facteur d'échelle, V_d/V_e , au moyen de la valeur de V_e obtenue à l'étape 2. Ce facteur d'échelle sera appliqué aux cisaillements élastiques des étages, aux forces dues aux étages, aux forces dues aux éléments et aux déformations obtenus au moyen d'une analyse dynamique du modèle dans lequel les planchers et les toits sont non restraints.

Étape 6 : S'il faut tenir compte de la torsion accidentelle au moyen de la méthode spécifiée à l'alinéa 4.1.8.12. 4a) du CNB, effectuer une analyse dynamique linéaire tridimensionnelle sur le modèle construit à l'étape 1 afin d'obtenir les cisaillements élastiques des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations; autrement, passer à l'étape 8.

Étape 7 : Calculer les effets de la torsion accidentelle conformément à l'alinéa 4.1.8.12. 4a) du CNB et les ajouter aux effets déterminés à l'étape 6 en vue d'obtenir les cisaillements élastiques des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations, y compris les effets de la torsion accidentelle. Les forces latérales, F_x , au niveau de chaque étage x requises pour le calcul des effets statiques peuvent être les forces déterminées à l'étape 4 multipliées par $R_d R_o / I_E$ ou encore les forces obtenues des cisaillements des étages établis à l'étape 6 que l'on détermine en calculant F_x comme étant la différence entre le cisaillement dynamique maximal à l'étage sous le niveau x et la force à l'étage au-dessus du niveau x .

Étape 8 : S'il faut tenir compte de la torsion accidentelle au moyen de la méthode spécifiée à l'alinéa 4.1.8.12. 4b) du CNB, effectuer deux analyses dynamiques linéaires élastiques tridimensionnelles séparées : une utilisant le modèle construit à l'étape 1 avec les centres de gravité décalés de $-0,05D_{nx}$, et l'autre utilisant le même modèle avec les centres de gravité décalés de $+0,05D_{nx}$ (les centres de gravité sont décalés dans la même direction pour tous les étages). La plus grande des valeurs tirées des deux analyses fournit les cisaillements élastiques des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations, y compris les effets de la torsion accidentelle.

Étape 9 : Mettre à l'échelle les cisaillements élastiques des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations obtenus à l'étape 7 ou 8 au moyen du facteur d'échelle obtenu à l'étape 5. Il est à noter que les déformations sont élastiques et doivent être multipliées par $R_d R_o$.

Paragraphe 4.1.8.12. 1) du CNB

179. Ce paragraphe indique qu'il est permis d'utiliser une analyse dynamique linéaire ou non linéaire.

Alinéa a) : L'analyse dynamique linéaire, fondée soit sur la méthode modale du spectre de réponse ou la méthode temporelle linéaire par intégration numérique, constitue la méthode la plus courante parce qu'elle est directe et décrite dans les documents sur la dynamique structurale (p. ex., Chopra,^[87] et Humar^[88]). Par ailleurs, le logiciel couramment utilisé pour les analyses structurales offre généralement l'analyse dynamique linéaire comme option; la méthode modale du spectre de réponse est la plus souvent proposée dans ce type de logiciel. Le modèle structural utilisé dans l'analyse dynamique linéaire doit être conforme aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB de manière à offrir une représentation réaliste de la structure. Les autres paragraphes de l'article 4.1.8.12. du CNB prescrivent la façon dont l'excitation dynamique doit être déterminée et comment les résultats doivent être utilisés dans le calcul et notamment, comment la torsion accidentelle doit être prise en compte. Saatcioglu et Humar^[12] examinent certaines de ces exigences, ainsi que certains autres aspects, dont le nombre de modes nécessaires pour représenter correctement la réponse dynamique de la structure.

La méthode modale du spectre de réponse s'appuie sur le fait que la réponse d'un système élastique linéaire est une superposition des réponses de tous les modes naturels de vibration, chaque mode répondant à sa fréquence naturelle avec son propre mode de déformation, c'est-à-dire sa forme de mode. Dans la forme la plus courante de cette méthode, il faut combiner les paramètres de réponse maximaux dans chaque mode pour déterminer les valeurs maximales des paramètres de réponse pour l'ensemble de la structure. Il suffit d'un petit nombre de modes, environ de 3 à 5, pour fournir une bonne approximation de la réponse totale; Chopra^[87] examine les facteurs dont il faut tenir compte lorsqu'on choisit le nombre de modes, incluant le niveau de précision et la grandeur de la réponse. Le document FEMA 368, « NEHPR Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part1: Provisions », propose une règle simple pour déterminer le nombre de modes nécessaires : suivant l'exigence courante, la masse combinée contributive de tous les modes compris dans l'analyse doit être égale à au moins 90 % de la masse totale. Les principales sources d'incertitude de cette méthode sont la validité du modèle structural, la validité de la règle de combinaison modale et la valeur de l'amortissement dans chaque mode.

Dans la méthode temporelle linéaire par intégration numérique, il faut déterminer la réponse d'un modèle structural à un accélérogramme de mouvements sismiques précis du sol par intégration numérique des équations de mouvement. Le principal avantage que présente cette méthode sur la méthode modale du spectre de réponse est que les divers paramètres de réponse sont exprimés sous forme de diagrammes d'évolution, ce qui fournit de l'information sur la fluctuation dans le temps de l'état de déformation de la structure. Elle présente toutefois plusieurs inconvénients, notamment la production d'une très grande quantité de données qui doivent être interprétées et des résultats qui sont largement tributaires des caractéristiques de chaque accélérogramme des mouvements du sol, de sorte que l'analyse doit inclure un certain nombre d'antécédents. En raison de ces inconvénients et du coût élevé des analyses, cette méthode est rarement utilisée pour le calcul des structures ordinaires.

Le choix et la pondération des antécédents des mouvements du sol utilisés dans cette méthode doivent être effectués comme il est décrit dans la section du présent commentaire traitant de l'alinéa 4.1.8.12. 1)b) du CNB. La section sur la demande sismique de calcul figurant à l'annexe du présent commentaire définit les valeurs de la demande sismique tirées de l'analyse et devant être utilisées dans le calcul. Les glissements entre étages obtenus grâce à l'analyse ne doivent pas excéder les limites énoncées au paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB. Les valeurs des forces à utiliser pour le calcul des éléments du SFRS dépendent du fait que les forces sont soit désignées comme étant des actions commandées par les déformations, soit comme étant des actions commandées par les forces, telles qu'elles sont définies au point viii) de la section du présent commentaire portant sur l'alinéa 4.1.8.12. 1)b) du CNB. Les forces désignées comme étant des actions commandées par les déformations obtenues par le biais de l'analyse doivent être multipliées par I_E/R_dR_o pour obtenir les forces de calcul. Les forces désignées comme étant des actions commandées par les forces doivent être obtenues au moyen des principes de calcul de la résistance, par exemple, considérées comme des forces égales à celles produites par les charges dues à la pesanteur plus les forces produites par les charges latérales correspondant à la résistance latérale probable du SFRS, comme il est indiqué dans la norme CSA applicable. L'utilisation des forces désignées comme étant des actions commandées par les forces obtenues par le biais de l'analyse n'est pas permise dans le calcul.

Alinéa b) : Une analyse dynamique non linéaire est une méthode de rechange acceptable à une analyse linéaire dans la mesure où une étude spéciale est effectuée. Étant donné que ces études sont surtout menées dans un contexte de recherche, il est essentiel que l'étude spéciale soit confiée à des personnes compétentes et expérimentées qui pourront prendre les décisions appropriées et que l'étude fasse l'objet d'une révision par les pairs. Par ailleurs, le calcul qui en résulte doit être revu par une équipe d'ingénieurs indépendants qualifiés. Lorsqu'une analyse non linéaire est utilisée pour déterminer la réponse sismique de la structure, les exigences générales et particulières de la sous-section 4.1.8. du CNB continuent de s'appliquer malgré tout. Il faut accorder une attention particulière aux exigences applicables aux éléments rigides (paragraphe 4.1.8.3. 6) et 7) du CNB), à l'effet de la catégorie d'emplacement sur les valeurs du mouvement du sol (article 4.1.8.4. du CNB), à l'utilisation d'un coefficient de risque parasismique approprié (article 4.1.8.5. du CNB) et aux restrictions applicables à la configuration structurale (article 4.1.8.6. du CNB). Le calcul qui en résulte devra, dans la plupart des cas, présenter des caractéristiques (p. ex., dimensions et rigidité des éléments)

semblables à celles d'un calcul obtenu au moyen de l'analyse dynamique linéaire ou de la méthode de calcul de la force statique équivalente.

Dans le cadre de l'étude spéciale, il faut accorder une attention particulière aux considérations suivantes :

- i) Une révision indépendante du calcul est nécessaire lorsqu'une méthode d'analyse temporelle non linéaire est utilisée. La révision doit être effectuée par une équipe composée d'au moins trois membres, incluant au moins un réviseur ayant une expérience reconnue dans chacun des domaines suivants : l'analyse temporelle non linéaire, le calcul résistant aux séismes et les risques sismiques.
- ii) Les antécédents des mouvements du sol utilisés doivent être représentatifs de l'environnement sismotectonique et des conditions géotechniques de l'emplacement du bâtiment et devraient être choisis et mis à l'échelle selon les lignes directrices énoncées dans l'annexe du présent commentaire. Ces lignes directrices sont fondées sur les dispositions proposées pour la norme ASCE/SEI 7-16 (Haselton et al.^[89]), mais comportent plusieurs différences qui reflètent les dispositions du CNB.

Les enregistrements de mouvements du sol choisis doivent tenir compte de la plage de périodes contribuant de manière considérable à la réponse sismique du bâtiment, c'est-à-dire la plage des périodes d'intérêt, T_R , comme il est expliqué dans la section intitulée « Plage de périodes, T_R », à l'annexe du présent commentaire. Typiquement, on choisit les suites d'enregistrements de mouvements du sol de manière à couvrir deux segments ou plus de la plage de périodes d'intérêt en tenant compte des séismes associés à différents scénarios dominants d'amplitude-distance ou encore des séismes de différentes sources ou de différents environnements tectoniques (p. ex., séisme crustal peu profond, séisme d'interface de subduction et séisme intraplaque de subduction dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique) qui contribuent au risque sismique à l'emplacement, tel qu'il est révélé par la désagrégation du risque sismique spécifique à l'emplacement. Chacun de ces segments de période constitue une plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} ; ensemble, ils couvrent la totalité de la plage de périodes d'intérêt, T_R .

Les enregistrements de mouvements du sol choisis pour chaque suite doivent être représentatifs du scénario amplitude-distance et de l'environnement tectonique associé à T_{RS} . Il est recommandé qu'un minimum de 11 enregistrements de mouvements du sol soit utilisé pour chaque suite. L'utilisation de moins de 11 enregistrements pour une suite est permise à condition qu'au moins 5 enregistrements soient utilisés pour chaque suite, que le nombre d'enregistrements soit approuvé par le comité d'examen, et que le nombre total d'enregistrements dans l'ensemble des suites ne soit pas inférieur à 11. Par exemple, lorsque des séismes issus d'un seul environnement tectonique contribuent au risque sismique à l'emplacement, le nombre d'enregistrements par suite peut être réduit à 5, mais le nombre total d'enregistrements dans l'ensemble des suites doit être d'au moins 11. Ces nombres d'enregistrements sont généralement suffisants pour fournir une demande sismique moyenne en accord avec le spectre cible.

Pour les structures dotées d'un isolant sismique ou d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie, on ne détermine pas la demande sismique en prenant simplement les valeurs moyennes des forces et des déformations (voir la section intitulée « Demande sismique de calcul » à l'annexe du présent commentaire). Un nombre beaucoup plus élevé d'enregistrements de mouvements du sol, typiquement plus de 30, est nécessaire pour caractériser la dispersion de la réponse sismique de telles structures. Les spectres de réponse des enregistrements choisis pour chaque suite doivent coïncider avec le spectre cible pour la plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} .

Dans la méthode A décrite à l'annexe du présent commentaire, le spectre de réponse de calcul, modifié pour mieux tenir compte de la demande sismique dans la plage de courtes périodes, est utilisé comme spectre cible (voir la section du commentaire portant sur le paragraphe 4.1.8.12. 2) du CNB à partir du paragraphe 180).

Dans les méthodes de rechange B1 et B2 de l'annexe du présent commentaire, des spectres cibles de scénario spécifique à l'emplacement peuvent être élaborés pour chaque plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} , et utilisés comme spectre cible (voir la section intitulée « Spectre cible des composants horizontaux », à l'annexe du présent commentaire). Les antécédents des mouvements du sol enregistrés pour des

séismes antérieurs sont généralement privilégiés; des antécédents de mouvements du sol simulés peuvent toutefois être utilisés s'il n'existe pas d'enregistrements représentatifs. La section intitulée « Pondération des mouvements de sol » de l'annexe du présent commentaire fournit une méthode en deux étapes et des critères pour la pondération des enregistrements de mouvements du sol par rapport au spectre cible; la section fournit également de l'information sur la pondération des composants verticaux des mouvements du sol et les paires de composants orthogonaux horizontaux des mouvements du sol.

On trouvera des exemples de sélection et de pondération des antécédents des mouvements du sol conformes aux lignes directrices de l'annexe du présent commentaire dans Tremblay et al.^[90] On trouvera de l'information additionnelle sur la sélection et la pondération des antécédents des mouvements du sol dans Haselton et al.,^[91] NEHRP,^[92] Baker,^[93] et Daneshvar et al.^[94] Pour de l'information sur la sismicité au Canada et l'évaluation du risque sismique, consulter Atkinson et Adams,^[13] Halchuck et al.,^[14] Halchuck et al.,^{[27][28]} et Rogers et al.^[15]

Plusieurs bases de données renferment des antécédents de mouvements du sol. L'Engineering Seismology Toolbox (www.seismotoolbox.ca) renferme des enregistrements de mouvements du sol simulés pour les catégories d'emplacement A, C, D et E pour les régions sismiques de l'ouest et de l'est du Canada, ainsi que des prévisions de mouvements du sol pour les grands séismes de subduction anticipés dans la zone de subduction de Cascadia (Atkinson ^[95]). La base de données de mouvements du sol NGA-West2 (ngawest2.berkeley.edu) du Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) renferme un grand nombre d'enregistrements de mouvements du sol obtenus lors de séismes crustaux peu profonds sous des régimes tectoniques actifs (Ancheta et al.^[96]). La base de données de mouvements du sol NGA-East du PEER (ngawest2.berkeley.edu) renferme des enregistrements de mouvements du sol pour le centre et l'est de l'Amérique du Nord (Goulet et al.^[97] et PEER^[98]).

Les autres bases de données disponibles incluent la base de données du Strong Motion Data Center (strongmotioncenter.org/vdc/scripts/default.plx), Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems (COSMOS), et les bases de données K-NET et KiK-net (www.kyoshin.bosai.go.jp) du National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED) du Japon.

- iii) Les caractéristiques de la réponse cyclique non linéaire des éléments structuraux du modèle (p. ex., résistance, rigidité, ductilité et comportement hystérétique) doivent être représentatives du comportement des éléments réels qui ont été soumis aux essais d'inversion de charges de portée non linéaire. Alors qu'il est relativement facile de modéliser les éléments qui travaillent en flexion, subissent une déformation et affichent un comportement hystérétique bien définis, il est plus compliqué de modéliser des éléments structuraux présentant d'autres types de comportements non linéaires (p. ex., les liaisons affichant une dégradation de la résistance et de la rigidité, et les éléments de contreventement sujets à l'inversion du flambage inélastique et de la déformation due à la tension), en particulier si leurs modes de défaillance sont fragiles ou légèrement ductiles. Saatcioglu et Humar^[12] présentent de l'information sur des modèles hystérétiques qui sont couramment utilisés pour représenter des éléments structuraux.
- iv) Les propriétés de résistance utilisées pour modéliser les éléments non linéaires doivent être déterminées conformément aux exigences de la norme CSA applicable. Lorsqu'il n'existe pas de norme CSA applicable, les propriétés doivent être déterminées en collaboration avec le comité d'évaluation par les pairs.

Dans la détermination des demandes de déplacement, ainsi que des forces et des déformations désignées comme étant des actions commandées par les déformations, l'approche ci-dessous doit être suivie :

- les valeurs de résistance de la limite inférieure doivent être utilisées pour la modélisation des éléments du SFRS non linéaires;
- à moins qu'une valeur plus élevée puisse être justifiée, la valeur de résistance de la limite inférieure doit être prise comme étant égale à 1,1 fois la résistance nominale (résistance nominale avec un coefficient de résistance, ϕ , de 1);
- lorsqu'elles sont explicitement modélisées dans l'analyse, les capacités de déformation des éléments du SFRS non linéaires ne doivent pas dépasser les valeurs spécifiées pour les actions commandées par les déformations au point ix); et

- lorsque l'on s'attend à un rhéodurcissement, une réponse de rhéodurcissement appropriée doit être incluse dans le modèle.

Dans la détermination des forces désignées comme étant des actions commandées par les forces conformément au point x), l'approche ci-dessous doit être suivie :

- il faut utiliser des valeurs de résistance de la limite supérieure pour modéliser les éléments SFRS non linéaires;
- à moins qu'une valeur inférieure puisse être justifiée, la valeur de résistance de la limite supérieure doit être égale à 1,2 fois la résistance probable spécifiée dans la norme CSA applicable; et
- les effets du rhéodurcissement doivent être inclus dans le modèle.

- v) L'amortissement inhérent de la structure, qui n'est pas associé à la réponse des éléments non linéaires, peut être inclus dans le modèle en plus de la capacité de dissipation de l'énergie hystérétique des éléments non linéaires. À moins qu'une valeur plus élevée puisse être justifiée, l'amortissement inhérent de la structure ne doit pas dépasser 3 % de l'amortissement critique dans les modes dominant la réponse sismique de la structure. Il faut également tenir compte des non-linéarités géométriques (effets P-delta) dans l'analyse en utilisant les charges d'action concomitantes dues à la pesanteur, exprimées sous la forme de combinaisons de charges conformément à l'article 4.1.3.2. du CNB. Lorsque l'analyse est effectuée au moyen d'un modèle structural tridimensionnel avec des paires de composants de mouvements du sol orthogonaux horizontaux, la répartition de la masse dans le modèle doit correspondre aux conditions réelles et il faut tenir compte de l'excentricité accidentelle indépendamment dans chaque direction orthogonale horizontale en déplaçant le centre de la gravité de 5 % par rapport à la dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction considérée.
- vi) L'interprétation des résultats de l'analyse devant être utilisés dans le calcul des éléments doit tenir compte des demandes globales (p. ex., déplacements latéraux et glissements entre étages) et locales de force et de déformation imposées aux éléments du SFRS. La section intitulée « Demande sismique de calcul » à l'annexe du présent commentaire définit les valeurs de la demande sismique obtenues dans le cadre de l'analyse qui doivent être utilisées pour le calcul.
- vii) Les glissements entre étages peuvent être considérés comme étant les valeurs de demande de calcul obtenues à la suite d'une analyse utilisant les valeurs de résistance de la limite inférieure définies au point iv), mais ne doivent pas dépasser les limites spécifiées au paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB.
- viii) Les actions dans les éléments du SFRS doivent être classées comme étant commandées par les déformations ou commandées par les forces selon une approche similaire à celle qui est adoptée dans la norme ASCE/SEI 41. Les actions commandées par les déformations dans les éléments du SFRS sont les déformations et les forces associées à une réponse non linéaire ductile sous chargement cyclique inversé : p. ex., la rotation plastique ductile dans les poutres des ossatures ductiles en acier résistant aux moments et la déformation par flexion à la base de murs travaillant en cisaillement ductiles en béton armé. Des actions commandées par des déformations sont permises dans les éléments du SFRS qui sont spécifiquement calculés et exécutés en conformité avec la norme CSA applicable de manière à présenter une réponse non linéaire ductile sous chargement cyclique inversé, ainsi que dans les éléments pour lesquels une réponse non linéaire ductile satisfaisante sous chargement cyclique inversé a été démontrée par des essais physiques. Les forces dans les éléments du SFRS qui ne sont pas considérées comme des actions commandées par les déformations sont désignées comme étant des actions commandées par les forces : p. ex., les charges axiales dans les poteaux et les cisaillements dans les murs travaillant en cisaillement en béton armé.
- ix) Les déformations dans les éléments du SFRS qui sont désignées comme des actions commandées par les déformations doivent être considérées comme étant les valeurs de demande de calcul obtenues à partir d'une analyse utilisant les propriétés de résistance de la limite inférieure définies au point iv). Ces déformations ne doivent pas dépasser les limites spécifiées dans la norme CSA applicable multipliées par $1,0/I_E$. En l'absence de telles limites, les déformations ne doivent pas dépasser les critères d'acceptation relatifs au niveau de performance structurale pour la sécurité des personnes (Life Safety Structural Performance Level) définis dans la norme ASCE/SEI 41 multipliés par $0,7/I_E$. Il faut

utiliser les valeurs de résistance de la limite inférieure définies au point iv) avec la norme ASCE/SEI 41 pour déterminer les capacités de déformation qui dépendent de la résistance. En l'absence de limites spécifiées dans la norme CSA applicable, on peut utiliser des données d'essai pour déterminer les limites de déformation; en pareils cas, la limite de déformation d'un élément doit être prise comme étant égale à $0,5/I_E$ fois la moyenne des valeurs de déformation causant la défaillance de l'élément, à moins qu'une limite de déformation plus élevée puisse être justifiée devant le comité d'examen par les pairs.

- x) Les forces dans les éléments du SFRS qui sont considérées comme des actions commandées par les forces doivent être établies conformément aux principes de calcul de la résistance, c'est-à-dire considérées comme des forces produites par les charges dues à la pesanteur plus les forces produites par les charges latérales correspondant à la résistance latérale probable du SFRS, comme il est indiqué dans la norme CSA applicable. Les forces désignées comme des actions commandées par les forces peuvent être considérées comme étant les valeurs de demande de calcul obtenues par le biais d'une analyse utilisant des valeurs de résistance de la limite supérieure telles qu'elles sont définies au point iv).

Paragraphe 4.1.8.12. 2) du CNB

180. Dans la méthode modale du spectre de réponse, il faut représenter l'excitation dynamique sous forme de spectre de réponse des accélérations, soit la réponse maximale des accélérations d'un système à un seul degré de liberté présentant une période variable lorsqu'il fait l'objet d'un diagramme d'évolution précis des mouvements du sol. Le paragraphe 4.1.8.12. 2) du CNB spécifie que les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération, soit les ordonnées du spectre de réponse des accélérations, correspondent aux valeurs de la réponse spectrale de l'accélération de calcul, $S(T)$, telles que définies au paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB, dans lesquelles les effets de site sont pris en compte par l'application des coefficients d'emplacement $F(T)$.

181. En revanche, la méthode temporelle linéaire par intégration numérique et la méthode d'analyse dynamique non linéaire exigent des antécédents des mouvements du sol réalistes qui sont compatibles avec le spectre de risque uniforme de l'emplacement. À cette fin, le spectre de réponse de calcul peut être défini par les valeurs de $S(T)$ à des périodes de 0 s, 0,05 s, 0,1 s et 0,3 s en plus des valeurs de $S(T)$ précisées au paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB, et ne doit pas avoir un plateau supérieur à $T \leq 0,2$ s. La valeur de $S(0)$ est égale à la valeur de PGA modifiée par le coefficient d'emplacement correspondant, $F(PGA)$ (voir la section intitulée « Spectre de calcul, $S(T)$ », à l'annexe du présent commentaire). Les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(T)$, à des périodes de 0,05 s, 0,1 s et 0,3 s ne sont pas indiquées au tableau C-3 du CNB, mais elles peuvent être obtenues auprès de la Commission géologique du Canada (au moyen du calculateur de risque sismique sur le site Web de Séismes Canada). Les valeurs des coefficients d'emplacement correspondants, $F(0,05)$, $F(0,1)$ et $F(0,3)$, sont indiquées au tableau J-4. Un spectre de réponse de calcul comportant les valeurs de $S(T)$ pour les périodes additionnelles représentera mieux les effets du mode supérieur comparativement au spectre simplifié établi seulement à partir des valeurs de $S(T)$ précisées au paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB. Dans le spectre de réponse réaliste, la réponse spectrale de l'accélération diminue jusqu'à la PGA lorsque la période approche de zéro, et il n'y a pas de plateau supérieur tel qu'il est indiqué au paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB. Ainsi, l'ajustement des antécédents des mouvements du sol afin de les rendre compatibles avec un spectre de réponse de calcul ayant un plateau supérieur est susceptible de donner des résultats qui ne sont pas réalistes.

Tel qu'il est indiqué à la note (2) du tableau 4.1.8.4.-A du CNB, lorsque la vitesse \bar{V}_{s30} a été mesurée sur place, il est permis de multiplier les valeurs de $F(0,3)$ pour la catégorie d'emplacement A dérivées du tableau J-4 par le facteur $0,04 + (1500/\bar{V}_{s30})^{1/2}$. Toutefois, cet ajustement ne devrait pas être appliqué aux valeurs de $F(0,05)$ ou $F(0,1)$ dérivées du tableau.

Généralement, les sols de roche et de roche dure connaissent des amplitudes de mouvement du sol inférieures à celles des sols plus meubles. Toutefois, les valeurs de $F(0,05)$ pour une catégorie d'emplacement A au tableau J-4 sont supérieures à 1, ce qui révèle une amplification des mouvements du sol, étant donné qu'il a été observé que les sols de roche dure de l'est du Canada permettent à une plus grande quantité d'énergie de courte durée de se déplacer vers la surface plutôt que d'être atténuée ou répartie. Cet effet est moins prononcé pour la PGA parce que son contenu en énergie de courte durée est moins dominant.

Tableau J-4
Valeurs de F(0,05), F(0,1) et F(0,3) en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref}

Catégorie d'emplacement	Valeurs de F(0,05)				
	$PGA_{ref} \leq 0,1$	$PGA_{ref} = 0,2$	$PGA_{ref} = 0,3$	$PGA_{ref} = 0,4$	$PGA_{ref} \geq 0,5$
A	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
B	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
C	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
D	1,24	1,05	0,96	0,89	0,85
E	1,65	1,11	0,88	0,74	0,65
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
	Valeurs de F(0,1)				
A	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83
B	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
C	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
D	1,21	1,04	0,94	0,89	0,84
E	1,55	1,08	0,87	0,75	0,67
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
	Valeurs de F(0,3)				
A	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
B	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
C	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
D	1,34	1,17	1,08	1,02	0,98
E	1,97	1,46	1,22	1,08	0,97
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

(1) Une évaluation spécifique à l'emplacement est nécessaire pour déterminer la valeur de F(T) pour la catégorie d'emplacement F.

Paragraphe 4.1.8.12. 3) du CNB

182. Tel qu'il est indiqué dans la section du commentaire intitulée « Risque sismique » (à partir du paragraphe 38), le spectre de réponse de calcul construit à partir des valeurs de S(T) est essentiellement un spectre de risque uniforme, qui représente les ordonnées de réponse spectrale de l'accélération pour différentes périodes, chaque ordonnée ayant la même probabilité de dépassement. Même si le spectre de réponse de calcul n'est pas un spectre de réponse des accélérations provenant d'un seul séisme, Humar et Mahgoub^[71] montrent que le spectre de risque uniforme est une représentation légèrement prudente d'un véritable spectre de réponse, mais que son utilisation entraîne une surestimation d'au plus 10 % de la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté.

Paragraphe 4.1.8.12. 4) du CNB

183. L'analyse tridimensionnelle fournit une bonne représentation du comportement des structures qui présentent une excentricité en torsion et est exigée à l'alinéa 4.1.8.11. 11)b) du CNB pour les structures sensibles à la torsion, c'est-à-dire lorsque le paramètre de sensibilité à la torsion, B, est supérieur à 1,7. Une telle analyse devrait inclure les moments d'inertie de masse des planchers. Cependant, la modélisation structurale nécessaire pour cette analyse ne tient généralement pas compte des effets des excentricités accidentelles, qui sont réputées agir simultanément avec les effets des mouvements latéraux, y compris les excentricités réelles. Le paragraphe 4.1.8.12. 4) du CNB propose d'autres démarches pour la détermination des effets des excentricités accidentelles, la seconde n'étant permise que si $B < 1,7$.

Alinéa a) : Dans la première démarche, qui peut être utilisée pour toutes les valeurs de B mais qui vise principalement les structures sensibles à la torsion, les effets des moments de torsion statique, $(\pm 0,10 D_{nx})F_x$ à chaque niveau x sont calculés puis combinés aux effets déterminés à partir d'une analyse dynamique qui tient compte des excentricités réelles. Les

forces latérales, F_x peuvent être déterminées à partir d'une analyse statique (comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.11. 7) du CNB) multipliées par $R_d R_o / I_E$ ou celles déterminées à partir d'une analyse dynamique dans laquelle les planchers et les toits peuvent effectuer des translations aussi bien que des rotations. Lorsqu'on utilise une analyse dynamique, la force latérale au niveau x , F_x peut être la différence entre le cisaillement dynamique maximal à l'étage sous le niveau x et le cisaillement à l'étage au-dessus du niveau x . Comme il est abordé dans la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.11. 11) du CNB (voir le paragraphe 175), l'excentricité accidentelle correspond à $0,05D_{nx}$; la valeur de $0,10D_{nx}$ indiquée dans le présent alinéa tient compte d'une amplification dynamique de l'effet statique de l'excentricité accidentelle.

Alinéa b) : La deuxième démarche n'est permise que pour les structures qui ne sont pas sensibles à la torsion, soit lorsque $B < 1,7$. Cette démarche permet de tenir compte des effets de l'excentricité accidentelle en déplaçant les centres de gravité de $\pm 0,05D_{nx}$. Il faut donc effectuer deux analyses dynamiques tridimensionnelles — soit une pour chacun des deux emplacements correspondant à un déplacement du centre de gravité. Il faut utiliser la plus élevée des deux valeurs de V_e pour déterminer la valeur de calcul du cisaillement élastique à la base, V_{ed} , conformément aux dispositions du paragraphe 4.1.8.12. 5) du CNB. Pour tout effet, la plus élevée des valeurs obtenues à l'aide des deux analyses dynamiques doit être utilisée pour la détermination de la valeur de calcul.

Paragraphe 4.1.8.12. 5) du CNB

184. Pour les structures à périodes courtes qui ont une certaine capacité de ductilité et ne sont pas situées sur un sol très médiocre, la méthode de calcul de la force statique équivalente impose une limite supérieure au cisaillement à la base de calcul. Pour des raisons de cohérence, une exigence similaire existe lorsqu'on utilise une analyse dynamique pour déterminer les forces de calcul. Le paragraphe 4.1.8.12. 6) du CNB précise une marche à suivre pour l'ajustement du cisaillement élastique à la base, V_e , tiré de l'analyse dynamique linéaire et qui sert à obtenir le cisaillement élastique à la base de calcul, V_{ed} , pour les structures à périodes courtes. Pour les cas non visés par ce paragraphe, V_{ed} est égal à V_e . Pour la raison donnée à la section du présent commentaire portant sur le paragraphe 4.1.8.12. 9) du CNB (à partir du paragraphe 189), la valeur de V_e est déterminée à partir d'un modèle dans lequel les planchers et les toits sont restreints, de sorte qu'il y a du mouvement seulement dans la direction des forces sismiques. De la même façon, les valeurs de V_{ed} et V_d mentionnées aux paragraphes 4.1.8.12. 5) à 4.1.8.12. 12) du CNB sont tirées d'une analyse dynamique d'un modèle dans lequel les rotations de plancher et de toit sont restreintes. On utilise ces valeurs de V_e et V_d seulement pour déterminer le facteur d'échelle à appliquer aux cisaillements élastiques des étages, aux forces dues aux étages, aux forces dues aux éléments et aux déplacements obtenus à partir d'une analyse d'un modèle dans lequel les planchers et les toits peuvent effectuer des rotations.

Paragraphe 4.1.8.12. 6) du CNB

185. Pour les raisons décrites à la section du présent commentaire portant sur le paragraphe 4.1.8.11. 2) du CNB (voir le paragraphe 157), on applique un facteur de réduction au cisaillement élastique à la base pour les structures à périodes courtes ayant une valeur de $R_d \geq 1,5$ et situées sur des emplacements autres que les emplacements de catégorie F afin de limiter les forces de calcul pour ces structures. On multiplie le cisaillement élastique à la base, V_e , par le plus élevé des deux facteurs ci-dessous pour obtenir le cisaillement élastique à la base de calcul, V_{ed} :

$$\frac{2S(0,2)}{3S(T_a)} \leq 1,0; \text{ et}$$
$$\frac{S(0,5)}{S(T_a)} \leq 1,0$$

L'application du facteur de réduction V_e limite la réponse spectrale de l'accélération de calcul à la période latérale du premier mode fondamental à la valeur la plus élevée entre $2/3 S(0,2)$ et $S(0,5)$; les réponses spectrales de l'accélération pour les modes supérieurs sont réduites automatiquement au moyen du même facteur afin que les contributions relatives des divers modes demeurent inchangées.

Paragraphe 4.1.8.12. 7) du CNB

186. Le cisaillement élastique à la base de calcul, V_{ed} , ne tient compte ni de la réponse inélastique ni de la catégorie de risque de la structure. Par conséquent, pour déterminer le cisaillement à la base de calcul, V_d , il faut diviser la valeur du cisaillement élastique à la base de calcul par le produit $R_d R_o$ et multiplier le résultat par le coefficient de risque parasismique, I_E . Grâce à ces ajustements, on peut déterminer le cisaillement à la base de calcul, V_d , sur la même base que la valeur de calcul du cisaillement statique à la base, V , décrit au paragraphe 4.1.8.11. 2) du CNB. Il est à noter que la limite supérieure de V spécifiée à l'alinéa 4.1.8.11. 2)c) du CNB est appliquée à V_d par l'entremise de l'exigence contenue au paragraphe 4.1.8.12. 6) du CNB, tandis que l'on applique directement les limites inférieures de V des alinéas 4.1.8.11. 2)a) et b) du CNB par l'entremise de la forme du spectre de réponse de calcul spécifiée au paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB et indirectement en appliquant la limite inférieure du cisaillement de calcul dynamique à la base à $0,8V$ ou V conformément au paragraphe 4.1.8.12. 8), 9) ou 12) du CNB, selon le cas.

Paragraphe 4.1.8.12. 8) du CNB

187. Si la modélisation de la structure est bien faite, la valeur de calcul du cisaillement à la base déterminée par une analyse dynamique linéaire, V_d , constituera une représentation plus précise du comportement de la structure que la valeur de calcul du cisaillement à la base déterminée par la méthode de calcul de la force statique équivalente, V . Toutefois, les modèles structuraux tendent à être plus flexibles que les structures réelles, en partie parce qu'ils ne tiennent pas compte des éléments non structuraux rigides. Étant donné que la réponse spectrale de l'accélération de calcul diminue en fonction inverse de la flexibilité (et donc de la période), on peut craindre que cette tendance ne donne lieu à une sous-estimation de la valeur de V_d . Le paragraphe 4.1.8.12. 8) du CNB résout ce problème en exigeant que V_d prenne une valeur de $0,8V$ lorsque la valeur calculée de V_d est inférieure à 80 % de la valeur de V déterminée à l'article 4.1.8.11. du CNB. Une réduction d'au plus 20 % de V est jugée raisonnable parce que l'analyse dynamique produit une meilleure répartition des forces à l'intérieur de la structure. Bien entendu, lorsque $V_d \geq 0,8V$, la valeur calculée de V_d doit alors être utilisée comme cisaillement à la base de calcul étant donné que la valeur de V_d obtenue au moyen d'une analyse dynamique devrait en principe être plus exacte que la valeur de V obtenue au moyen d'une analyse statique. La valeur de V_d devrait être supérieure à la valeur de V dans les cas où le modèle dynamique est plus rigide que le modèle statique (ce qui produit une valeur plus faible de la période latérale du mode fondamental) ou lorsque les modes supérieurs dominent la réponse dynamique (comme c'est le cas dans les structures élancées et flexibles qui présentent des périodes longues ou lorsqu'une tour flexible à périodes longues surmonte une base large et lourde à périodes courtes).

188. La valeur de V utilisée pour déterminer la valeur minimale de V_d peut être calculée à partir d'une période latérale du mode fondamental obtenue à l'aide d'une méthode établie de génie mécanique plutôt qu'à partir d'une formule empirique, comme il est permis à l'alinéa 4.1.8.11. 3)d) du CNB, dans la mesure où cette période ne dépasse pas les limites spécifiées. Il est également acceptable de déterminer V à l'aide de la période latérale du mode fondamental calculée à partir du modèle structural qui a servi à l'analyse dynamique. Dans ce cas, la seule différence notable entre les méthodes statique et dynamique est que la méthode dynamique tient compte des modes supérieurs et de leurs effets sur la répartition des forces et des flèches sur la hauteur de la structure.

Paragraphe 4.1.8.12. 9) du CNB

189. Il n'est pas permis de ramener la valeur de calcul du cisaillement à la base à $0,8V$ dans les situations où une analyse dynamique est exigée pour tenir compte de l'irrégularité de la structure, conformément à l'article 4.1.8.7. du CNB. Dans ces cas, la modélisation de la structure aux fins de l'analyse dynamique peut ne pas saisir toute l'influence des irrégularités sur le comportement de la structure au cours d'un séisme et ce, principalement parce que la structure réelle aura un comportement inélastique et que les sollicitations inélastiques seront vraisemblablement concentrées à l'emplacement des points de rigidité ou des discontinuités de masse. C'est pourquoi, lorsque la présence d'irrégularités dicte l'utilisation d'une analyse dynamique, la valeur minimale de V_d utilisée pour le calcul doit être V ou la valeur calculée de V_d , selon la valeur la plus élevée.

190. Les paragraphes 4.1.8.12. 8), 9) et 12) du CNB exigent que la valeur de calcul du cisaillement à la base, V_d , ne soit pas inférieure à $0,8V$ ou V . Lorsqu'on détermine la valeur du cisaillement à la base élastique, V_e , à partir d'une analyse tridimensionnelle d'une structure à torsion

Commentaire J

excentrique, le couplage des réponses de torsion et latérales peut produire une valeur de V_e qui est considérablement inférieure à la valeur d'une structure équilibrée en torsion comparable, c'est-à-dire une structure ayant les mêmes caractéristiques, mais avec des centres de gravité et de résistance qui coïncident. L'exigence que la valeur de V_d ne soit pas inférieure à $0,8V$ ou V serait donc beaucoup trop prudente et nécessiterait l'application d'un facteur d'échelle important aux résultats. Une méthode de détermination du facteur d'échelle qui est davantage en accord avec l'intention des paragraphes 4.1.8.12. 8), 9) et 12) du CNB consiste à effectuer une analyse sur un modèle dans lequel les rotations des planchers et des toits sont restreintes, de sorte qu'il y a mouvement dans une seule direction, et à utiliser la valeur résultante de V_d pour calculer le facteur d'échelle. On peut ensuite appliquer celui-ci au cisaillement à la base de calcul, V_d , ainsi qu'aux forces dues aux éléments et aux déplacements déterminés à partir de l'analyse dynamique d'un modèle dans lequel les planchers et les toits peuvent effectuer des rotations.

Paragraphe 4.1.8.12. 10) du CNB

191. Les paragraphes 4.1.8.12. 5) à 7) du CNB spécifient comment la valeur de calcul du cisaillement à la base, V_d , doit être déterminée à partir du cisaillement élastique à la base, V_e . Bien que ces paragraphes portent sur la détermination du cisaillement à la base de calcul, il est important que tous les autres effets sur le calcul, notamment les forces qui agissent dans les éléments, les forces de cisaillement dans les étages et les glissements entre étages, y compris les effets des moments de torsion accidentels déterminés au paragraphe 4.1.8.12. 4) du CNB, soient proportionnés en conséquence. Comme la détermination initiale de ces effets est associée à V_e , le paragraphe 4.1.8.12. 10) du CNB exige qu'on calcule les effets sur le calcul en multipliant les effets initiaux par le rapport V_d/V_e . Il faut souligner que les flèches de calcul et les glissements entre étages ainsi obtenus sont élastiques et doivent être multipliés par le produit $R_d R_o / I_E$ pour produire des valeurs réalistes pour les flèches et les glissements prévus, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.13. 2) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.12. 12) du CNB

192. Une étude menée par l'APEGBC Six Storey Wood Frame Building Structural Task Force^[86] révèle que, dans les cas où la période latérale du mode fondamental d'un bâtiment de plus de 4 étages de construction en bois continue est déterminée au moyen d'une méthode établie de génie mécanique plutôt qu'au moyen d'une formule empirique, la valeur de calcul du cisaillement à la base déterminée au moyen d'une méthode d'analyse dynamique ne doit pas être inférieure à 100 % de la valeur de calcul du cisaillement à la base déterminée au moyen de la méthode de calcul de la force statique équivalente afin de réduire le risque de formation d'un étage faible. Par conséquent, le paragraphe 4.1.8.12. 12) du CNB exige que la valeur de calcul du cisaillement à la base, V_d , corresponde à la valeur la plus élevée de V_d déterminée au moyen d'une analyse dynamique ou à 100 % de la valeur de V déterminée au moyen d'une analyse statique, conformément à l'article 4.1.8.11. du CNB. Se reporter aux sections du commentaire portant sur les paragraphes 4.1.8.10. 4) (paragraphe 152) et 4.1.8.11. 12) (paragraphe 176) du CNB pour plus d'information sur les bâtiments de plus de 4 étages qui sont des constructions en bois continues.

Déformations et limites de glissement (CNB, article 4.1.8.13.)

193. Les dommages causés aux bâtiments par les mouvements sismiques du sol sont une conséquence directe de la flèche latérale du système structural. La capacité d'un bâtiment à résister à ces mouvements du sol découle dans une large mesure de la capacité de son système structural à se déformer sans subir une perte importante de sa capacité portante. L'article 4.1.8.13. du CNB traite à la fois de la détermination des flèches latérales et des limites qui doivent être imposées à ces flèches pour assurer une performance satisfaisante. Dans ce contexte, les flèches latérales sont calculées par rapport au sol, c'est-à-dire du sommet des fondations à la base de la structure.

Paragraphe 4.1.8.13. 1) du CNB

194. Ce paragraphe exige que les charges et les autres exigences définies à la sous-section 4.1.8. du CNB soient utilisées dans le calcul des flèches latérales. Les charges statiques sont définies à l'article 4.1.8.11. du CNB, et les charges dynamiques sont définies à l'article 4.1.8.12. du CNB. Une des plus importantes exigences précise que la modélisation structurale doit être représentative de la structure réelle du bâtiment et qu'elle doit tenir compte des caractéristiques et des effets mentionnés au paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB. Bien que la rigidité des éléments qui ne font pas partie du SFRS doive

être prise en compte dans la détermination de la période de la structure lorsque la rigidité ajoutée fait diminuer la période latérale du mode fondamental de plus de 15 % (voir le paragraphe 4.1.8.3. 7) du CNB), ces éléments ne doivent pas être incorporés dans la modélisation de la structure aux fins du calcul des flèches latérales. Les éléments rigides qui ne font pas partie du SFRS sont susceptibles de se fissurer et de perdre de leur rigidité lorsque la structure répond à de forts mouvements sismiques du sol; ils ne sont donc pas susceptibles de contribuer à limiter le fléchissement latéral de la structure. Seuls les éléments structuraux qui font partie du SFRS doivent être utilisés dans la détermination des flèches latérales.

Paragraphe 4.1.8.13. 2) du CNB

195. Comme l'expliquent Mitchell et al.,^[9] on réduit la force de calcul sismique latérale (valeur de calcul du cisaillement à la base) pour tenir compte du comportement inélastique et de la sur-résistance. Les flèches latérales calculées à partir de la force de calcul réduite sont des flèches élastiques, qui ne tiennent pas compte des incursions dans la plage inélastique, comparativement aux flèches maximales qui elles en tiennent compte. Comme le montre la figure 2 dans Mitchell et al.,^[9] pour $I_E = 1,0$, la flèche maximale correspond à $R_d R_o$ fois la flèche déterminée à partir de la force de calcul sismique latérale, V , spécifiée au paragraphe 4.1.8.11. 2) du CNB. Par conséquent, le paragraphe 4.1.8.13. 2) du CNB exige qu'on multiplie les flèches latérales déterminées à partir de la force de calcul sismique latérale, V ou V_d , de l'article 4.1.8.11. ou 4.1.8.12. du CNB par $R_d R_o / I_E$ pour obtenir des valeurs réalistes des flèches maximales prévues. Si la structure du bâtiment est constituée de SFRS qui présentent des valeurs différentes de $R_d R_o$, alors la valeur de $R_d R_o$, utilisée pour la détermination de la force de calcul sismique latérale doit être utilisée. Le coefficient de risque parasismique, I_E , est utilisé pour augmenter les charges de calcul et pour réduire la demande inélastique dans la structure pour les DGM. Il ne vise pas à amplifier les DGM, puisque la période de récurrence résultante serait beaucoup plus grande que 2475 ans. Le coefficient de risque réduit le produit $R_d R_o$, de sorte que l'on obtient des valeurs réalistes des flèches prévues lorsque les résultats d'une analyse linéaire sont multipliés par $R_d R_o / I_E$. Dans tous les cas, les effets de torsion, y compris ceux qui sont dus aux excentricités accidentelles, doivent être pris en compte dans le calcul des flèches latérales. Lorsque les effets de torsion sont pris en compte, la flèche la plus importante est celle qui se produit à un ou aux deux bords extrêmes du bâtiment et non à l'emplacement du centre de gravité. Les augmentations au niveau des déplacements et des glissements causés par les mouvements des fondations (principalement des rotations) et la demande latérale produite par la pesanteur (irrégularité de type 9) doivent aussi être prises en compte.

Paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB

196. Le paramètre de fléchissement qui représente le mieux le potentiel de dommage aux éléments structuraux et non structuraux est la déformation entre étages, aussi appelée « glissement entre étages ». La flèche latérale au sommet de la structure n'est pas un bon indicateur du potentiel de dommage parce que les divers types de SFRS présentent des profils différents de fléchissement dans le sens de la hauteur. Le paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB impose une limite de déformation entre étages, que l'on appelle limite de glissement, aux plus grandes déformations entre étages à un niveau quelconque de la structure. Ordinairement, la limite de glissement est de $0,025 h_s$, où h_s est la hauteur entre étages, sauf pour les bâtiments de protection civile et les bâtiments de la catégorie de risque « élevé », pour lesquels cette limite est de $0,01 h_s$ et de $0,02 h_s$ respectivement. Une déformation entre étages de $0,025 h_s$ définit un état de dommages importants dans un bâtiment; les déformations entre étages plus importantes sont du domaine des dommages considérables et doivent être évitées. Le fait de respecter la limite de glissement peut aider à restreindre les dommages architecturaux de façon considérable. Toutefois, il est important de souligner que des dommages structuraux importants peuvent survenir à la suite de déformations entre étages bien en deçà de la limite de glissement. Le risque de dommages structuraux est déterminé par l'évaluation des déplacements réalistes de la structure, des demandes de ductilité au niveau des éléments non linéaires du SFRS et des exigences en matière de détails des structures. Le reste de la structure est également vérifié et modifié pour faire en sorte que cette dernière puisse supporter les charges dues à la pesanteur dans le cas des déplacements réalistes, ce qui peut nécessiter de modifier les détails des éléments ou de réduire les déplacements en rendant la structure plus rigide.

197. Une limite plus rigoureuse de glissement de $0,01 h_s$ est imposée aux bâtiments de protection civile parce que certains établissements, comme les hôpitaux, les centrales énergétiques et les postes d'incendie, doivent demeurer opérationnels après un séisme. Un rapport du comité Vision 2000 de

Commentaire J

la SEAOC^[99] spécifie un niveau de performance opérationnelle qui limite le glissement d'un étage à $0,005 h_s$ pour ces bâtiments, mais cette limite est liée aux mouvements du sol calculés en fonction d'une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans. Étant donné que le CNB spécifie des DGM pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, la limite de glissement de $0,01 h_s$ indiquée au paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB est conforme au niveau de performance opérationnelle défini par le comité Vision 2000 de la SEAOC.^[99]

Séparation des structures (CNB, article 4.1.8.14.)

Paragraphe 4.1.8.14. 1) du CNB

198. Les dispositions de la sous-section 4.1.8. du CNB sont fondées sur l'hypothèse que le bâtiment calculé est un bâtiment autonome dont la réponse sismique n'interagira pas avec d'autres bâtiments. Les observations faites du comportement des bâtiments au cours de séismes réels ont révélé que des collisions entre les bâtiments pouvaient causer des dommages importants, en particulier si les bâtiments adjacents ont des hauteurs et des hauteurs d'étages différentes. Filiatrault et al.^[100] examinent les effets que peuvent avoir les chocs des bâtiments au cours d'un séisme. Pour prévenir ces chocs, on doit prévoir entre le bâtiment calculé et tout bâtiment adjacent une séparation suffisante à la fois pour permettre les flèches produites par le séisme et pour interdire tout contact. Le paragraphe 4.1.8.14. 1) du CNB exige une séparation au moins égale à la racine carrée de la somme des valeurs au carré des flèches calculées des deux bâtiments, comme il est recommandé par Filiatrault et al.^[100] ainsi que Filiatrault et Cervantes.^[101] Les bâtiments adjacents sont susceptibles de vibrer en opposition de phase à des périodes différentes plutôt qu'en phase à la même période.
199. Les flèches du bâtiment existant adjacent doivent être calculées sur la même base que celles du bâtiment calculé.
200. S'il est impossible de maintenir une distance suffisante entre deux bâtiments, il faut alors relier ces bâtiments. Les exigences relatives à la solidarisation des bâtiments sont indiquées aux paragraphes 4.1.8.14. 2) à 4) du CNB; elles s'appliquent également aux joints de dilatation à l'intérieur des bâtiments, qui doivent être calculés en fonction des forces sismiques appropriées ou détaillés de manière que les dommages sismiques soient confinés au joint et ne touchent pas les principaux éléments structuraux.

Paragraphe 4.1.8.14. 2) du CNB

201. Lorsque deux bâtiments sont reliés, leurs réponses aux mouvements sismiques du sol seront interactives, c'est-à-dire qu'ils répondront comme un seul système structural plutôt que comme deux systèmes indépendants. Bien que le CNB ne précise pas comment un tel système interactif doit être analysé, il exige que la méthode de solidarisation tienne compte des propriétés de chaque bâtiment (masse, rigidité, résistance et ductilité), des propriétés des assemblages et de la réponse prévue des bâtiments reliés. La compatibilité de déplacement des deux bâtiments devrait également être prise en compte. La modélisation des assemblages et des éléments de chaque bâtiment doit répondre aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB. Si le bâtiment adjacent est une structure existante, la modélisation de ses éléments doit alors être fondée sur les caractéristiques de l'ouvrage construit. En plus d'utiliser les résultats de l'analyse pour le calcul des assemblages entre les bâtiments, il est recommandé d'évaluer la capacité de la structure existante à donner une performance acceptable lorsqu'elle sera reliée au nouveau bâtiment. Aux fins de cette évaluation, les normes de performance utilisées pour le bâtiment existant, par exemple les limites des glissements entre étages, doivent être fondées sur les exigences du CNB de 2015 plutôt que sur l'édition du CNB qui était en vigueur au moment de la construction du bâtiment existant.

Paragraphe 4.1.8.14. 3) du CNB

202. Lorsque les bâtiments sont reliés par des assemblages rigides, l'application des charges et le calcul doivent être fondés sur la valeur la plus faible de $R_d R_o$ pour chaque bâtiment. On s'assure ainsi que les dispositions relatives à l'application des charges et au calcul pour le composant du bâtiment le moins ductile et qui possède le moins de sur-résistance régiront le calcul, et l'on pose comme hypothèse que la capacité de performance des deux bâtiments reliés sera limitée par la résistance du bâtiment qui présente la valeur la plus faible de $R_d R_o$. Les bâtiments sont réputés reliés par des

assemblages rigides si l'assemblage permet aux deux bâtiments de subir la même flèche latérale à chaque étage.

Paragraphe 4.1.8.14. 4) du CNB

203. Comme il a été mentionné précédemment, les bâtiments reliés à l'aide d'éléments non rigides ou d'éléments qui dissipent l'énergie, comme des amortisseurs à frottement ou des amortisseurs viscoélastiques, se comporteront comme un système structural interactif. En raison de la complexité d'un tel système — en particulier si un des composants est un bâtiment existant — ce paragraphe exige que l'on effectue une étude spéciale plutôt que l'on se conforme simplement aux exigences d'application des charges et de calcul de la sous-section 4.1.8. du CNB.

Critères de calcul (CNB, article 4.1.8.15.)

204. Cet article renferme un certain nombre d'exigences de calcul qui sont essentielles à la bonne performance des SFRS et de leurs éléments au cours de fortes secousses sismiques. Le calcul parasismique a en entre autres pour objectif de prévenir l'effondrement structural en garantissant que le comportement inélastique est confiné aux éléments qui peuvent dissiper l'énergie par action inélastique au cours d'inversions des déformations sans perdre de leur résistance. Une des principales façons d'atteindre cet objectif est de s'assurer que la résistance de calcul des éléments qui possèdent des caractéristiques faibles en matière de dissipation de l'énergie suffit à en prévenir la déformation. Cette démarche est l'une des caractéristiques clés de ce qu'on appelle le principe du calcul en fonction de la résistance (Paulay et Priestley^[46]). La norme de la Nouvelle-Zélande NZS 4203:1992^[72] exige que le calcul en fonction de la résistance soit utilisé pour toutes les structures ductiles. Bien que le CNB de 2015 n'exige pas que le principe du calcul en fonction de la résistance soit utilisé pour toutes les structures, l'application de ces principes au calcul des structures ductiles est prescrite dans la norme CSA sur le béton (CSA A23.3), l'acier (CSA S16), le bois (CSA O86) et la maçonnerie (CSA S304, « Calcul des ouvrages en maçonnerie »); l'article 4.1.8.15. du CNB renferme en outre plusieurs dispositions précises qui sont fondées sur le principe du calcul en fonction de la résistance.

Paragraphe 4.1.8.15. 1) du CNB

205. Le but premier des diaphragmes est de transmettre les charges latérales de leur point d'origine (soit les forces d'inertie qui agissent sur l'ensemble du bâtiment) aux éléments conçus pour résister à ces charges (p. ex., les murs ou les ossatures). Généralement, les diaphragmes sont formés d'une combinaison de dalles, de platelages en acier, de parois fléchies et de fermes. Bien que ces éléments soient soumis à des efforts axiaux, de cisaillement et de flexion, en tant que composants du SFRS, ils résistent surtout aux charges sismiques qui agissent en cisaillement. Comme la plupart de ces types d'éléments possèdent des caractéristiques médiocres de dissipation de l'énergie en cisaillement, ils devraient être conçus de manière à ne pas se déformer, sous réserve des paragraphes 4.1.8.15. 2) et 3) du CNB. Pour prévenir ces déformations, il faut absolument s'assurer que les composants du diaphragme sont bien rattachés de manière à agir solidairement. Étant donné que les contraintes sont susceptibles de se concentrer autour des ouvertures, le calcul du diaphragme doit tenir compte de ces ouvertures. Par ailleurs, comme les assemblages entre les diaphragmes et les éléments du SFRS (p. ex., les ancrages muraux) jouent un rôle extrêmement important dans le maintien de l'intégrité de la structure, ils devraient également être conçus pour ne pas se déformer.

Alinéa a) : Pour que le diaphragme ne se déforme pas, il doit être calculé de manière que les forces appliquées soient proportionnées à la résistance du SFRS et des éléments du SFRS auxquels le diaphragme est relié plutôt qu'aux simples charges sismiques latérales calculées. Il faut augmenter les forces exercées sur le diaphragme sous l'effet des charges sismiques latérales (déterminées à l'article 4.1.8.11. ou 4.1.8.12. du CNB) pour tenir compte de la résistance réelle du SFRS lorsqu'il est soumis à des charges latérales. Ainsi, si la résistance réelle au cisaillement à la base du SFRS est de 20 % supérieure à la valeur de calcul du cisaillement à la base, V , les forces de cisaillement exercées sur le diaphragme par les charges sismiques latérales doivent alors aussi être augmentées de 20 %. Par ailleurs, il faut appliquer des forces sur le diaphragme pour tenir compte du transfert des charges entre les éléments résistant aux charges latérales du SFRS. Ces transferts de charges peuvent être attribuables aux murs décalés, dans le plan ou hors plan, et aux murs discontinus qui prennent appui sur des poteaux à l'endroit où les discontinuités exercent sur le diaphragme des forces importantes dans le plan. Les forces de

Commentaire J

calcul agissant sur le diaphragme doivent être associées aux résistances réelles des éléments résistant aux charges latérales du SFRS et doivent tenir compte également des discontinuités et des variations de rigidité de ces éléments. Si le calcul est effectué en fonction de ces charges déterminées à partir des résistances, on prévient la déformation du diaphragme parce que les éléments d'assemblage se déformeront en premier et que la quantité de la charge qu'ils pourront transmettre sera limitée par leur résistance. La norme CSA A23.3 renferme des exigences détaillées de calcul pour les diaphragmes structuraux soumis aux forces produites par les séismes.

Alinéa b) : Quelle que soit la valeur de la force de calcul exercée sur le diaphragme, calculée conformément à l'alinéa a), le diaphragme doit, à n'importe quel niveau x , être conçu en fonction de la force de cisaillement minimale correspondant au cisaillement à la base de calcul, V , divisé par le nombre total d'étages, N . Cette force minimale de cisaillement, qui correspond au cisaillement moyen par étage, offre une protection suffisante aux diaphragmes situés dans la partie inférieure du bâtiment, pour lesquels la force de cisaillement exercée sur le diaphragme calculée à partir de la répartition des charges indiquée au paragraphe 4.1.8.11. 7) du CNB est plutôt faible.

Paragraphe 4.1.8.15. 2) et 3) du CNB

206. Lorsque les diaphragmes et leurs assemblages sont calculés afin de demeurer élastiques, les forces de calcul appliquées aux diaphragmes doivent satisfaire aux exigences de calcul de la résistance du paragraphe 4.1.8.15. 1) du CNB. Si les diaphragmes des platelages de toit en acier des bâtiments comportant moins de 4 étages ou les diaphragmes de toit ou de plancher en bois sont calculés et exécutés conformément à la norme CSA applicable (c.-à-d. CSA S16 ou CSA O86) afin de fournir les caractéristiques de ductilité et de dissipation de l'énergie, les forces de calcul appliquées aux diaphragmes peuvent alors être réduites. L'aptitude des diaphragmes des platelages de toit en acier à fournir une réponse inélastique ductile est déterminée à partir des essais d'inversion de charges (Essa et al.^[102] et Tremblay et al.^[103]) et d'analyses dynamiques non linéaires (Tremblay et Rogers^[104]). Toutefois, la ductilité des diaphragmes des platelages de toit en acier est généralement limitée, et des déformations inélastiques excessives peuvent se concentrer aux extrémités du diaphragme près des éléments verticaux du SFRS assujettis à des charges dynamiques (Cohen et al.^[105] et Massarelli et al.^[106]), comme le montre la figure J-26. Une réponse similaire en fonction des charges dynamiques est attendue aux discontinuités du diaphragme et aux endroits où la résistance au cisaillement est réduite sur la longueur de la portée du diaphragme, L . Jusqu'à ce que d'autres données de recherche ou diaphragmes affichant un meilleur comportement en matière de ductilité soient disponibles, la réponse inélastique des diaphragmes des platelages de toit en acier devrait être considérée comme étant limitée et ne devrait pas être perçue comme étant le principal système de dissipation de l'énergie d'un bâtiment.

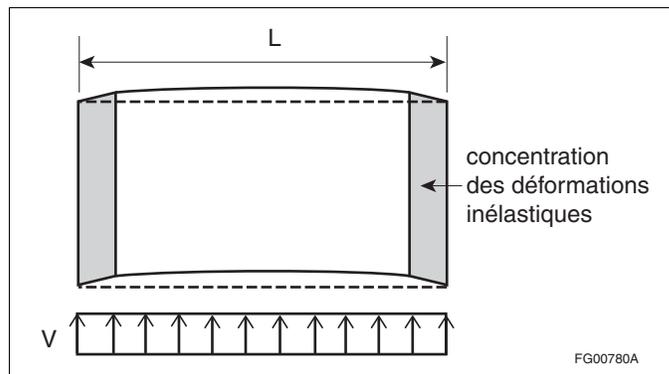


Figure J-26

Concentration des déformations inélastiques aux extrémités d'un diaphragme près des éléments verticaux du SFRS

Paragraphe 4.1.8.15. 4) du CNB

207. La flexibilité dans le plan des diaphragmes de toit et de plancher amplifie la réaction dynamique des bâtiments aux séismes. Cette amplification dynamique est particulièrement importante dans les bâtiments à un seul étage dotés de diaphragmes de toit flexibles faits de platelages de bois ou

d'acier nu et est prise en considération dans le calcul de leur période latérale du mode fondamental (voir le paragraphe 4.1.8.11. 4) du CNB). La flexibilité de tels diaphragmes de toit amplifie la demande de ductilité sur les éléments verticaux du SFRS (Tremblay et Stiemi,^[73] Adebar et al.,^[68] et Humar et Popovski^[79]) et augmente les demandes de force et de fléchissement dans le plan sur le diaphragme de toit (Tremblay et Stiemi,^[73] Medhekar et Kennedy,^[107] Tremblay et al.,^[75] et Massarelli et al.^[106]). Étant donné que ces effets augmentent le niveau de réponse inélastique dans le SFRS, une analyse dynamique non linéaire doit être utilisée pour les évaluer. Ces effets sont généralement plus prononcés pour des niveaux plus élevés de flexibilité du diaphragme, qui est caractérisée par le rapport Δ_D/Δ_B , où Δ_D est la flèche élastique maximale dans le plan du diaphragme par rapport à la flèche moyenne des éléments verticaux du SFRS adjacents au diaphragme, et Δ_B est le glissement moyen entre les étages de deux éléments verticaux du SFRS adjacents sous l'effet d'une charge horizontale répartie uniformément le long de la portée du diaphragme. Il est nécessaire de considérer l'amplification de la réponse inélastique due aux effets de la flexibilité du diaphragme lorsque le rapport Δ_D/Δ_B est supérieur à 0,5 et la valeur de R_d du SFRS utilisée dans les calculs est supérieure à 1,5.

On peut traiter de l'amplification de la demande de ductilité sur les éléments verticaux du SFRS en comparant la demande de ductilité anticipée à la capacité de déformation inélastique des éléments ou en augmentant la résistance des éléments de façon que la demande de ductilité soit en accord avec la valeur de R_d spécifiée pour le SFRS.

Dans la première approche, les déformations sismiques prévues des éléments verticaux du SFRS doivent être évaluées de façon appropriée et la performance de ces éléments soumis à des charges inélastiques cycliques inversées produisant de telles déformations doit se révéler satisfaisante. On peut estimer la demande de déformation sur les éléments verticaux du SFRS en utilisant l'expression simplifiée donnée au sous-alinéa 4.1.8.15. 4)a)i) du CNB plutôt qu'en procédant à une analyse dynamique non linéaire détaillée. Cette expression simplifiée suppose que le déplacement latéral maximal du bâtiment, y compris la réponse inélastique des éléments verticaux du SFRS et les effets de la flexibilité du diaphragme, est égal au déplacement élastique total, $R_o R_d (\Delta_B + \Delta_D)$, et que la flèche dans le plan du diaphragme correspond à la flèche calculée sous une charge sismique latérale statique de $R_o V$ (voir la figure J-27). On obtient la demande de ductilité, μ_B , imposée aux éléments verticaux du SFRS en soustrayant $R_o \Delta_D$ du déplacement élastique total et en divisant le résultat par $R_o \Delta_B$. Pour les bâtiments dotés d'un diaphragme de toit très flexible, il est recommandé d'évaluer le déplacement élastique total en utilisant la valeur de la période latérale du mode fondamental tirée d'une méthode établie de génie mécanique conformément à l'alinéa 4.1.8.11. 4)c) du CNB. Comme il est suggéré dans Adebar et al.,^[68] lorsque la résistance des éléments verticaux du SFRS est connue, le fléchissement du diaphragme peut être calculé sous une charge latérale correspondant à cette résistance plutôt que sous une charge latérale de $R_o V$.

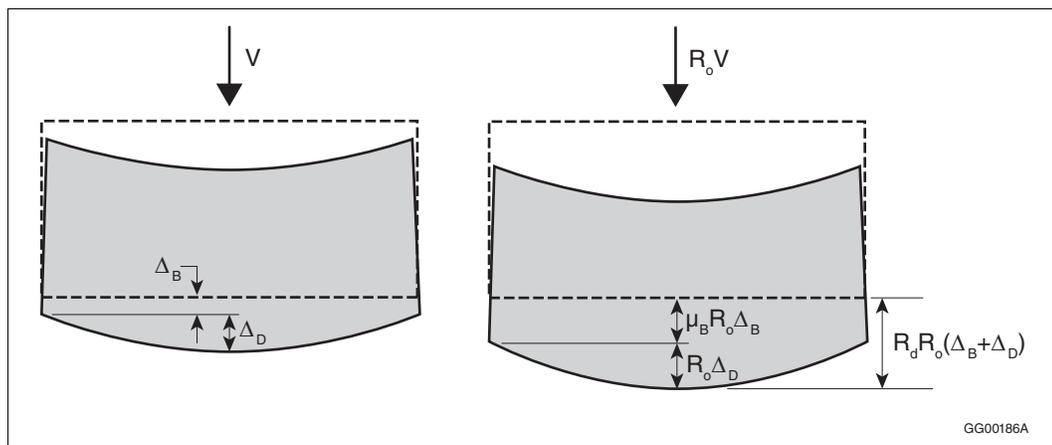


Figure J-27
 Vue en plan de la déformation latérale d'un diaphragme de platelage de toit flexible sous la force de calcul sismique latérale, V , et au déplacement latéral maximal du bâtiment soumis à une charge latérale de $R_o V$

Les capacités de déformation inélastique sont précisées dans la norme CSA S16 pour les éléments verticaux du SFRS formés d'ossatures résistant aux moments en acier des types D (ductiles), MD

(modérément ductiles) et LD (à ductilité restreinte) et d'ossatures à contreventement excentrique du type D. La norme CSA S16 exige des essais de qualification parasismique pour les éléments de contreventement des ossatures à contreventement limitant le flambement en acier de type D. Le protocole d'essai peut être utilisé tel quel ou peut être ajusté pour tenir compte de la demande de déformation anticipée. Les résultats d'essai peuvent servir à vérifier l'adéquation du SFRS. Les données d'essai sur les capacités de déformation de certains autres types d'éléments verticaux du SFRS sont disponibles; par exemple, des essais ont indiqué que les ossatures en acier à contreventement concentrique de type MD peuvent résister à des glissements entre étages supérieurs à 1,5 % sans présenter de défaillance (Lumpkin et al.^[108] et Palmer et al.^[109]).

Pour la mise en place par relèvement de constructions en béton où le SFRS vertical se compose de murs et d'ossatures modérément ductiles ($R_d = 2,0$), la norme CSA A23.3 exige une méthode de calcul basée sur le déplacement qui tient compte explicitement des demandes de déplacement inélastique sur les panneaux muraux. Les panneaux muraux pleins mis en place par relèvement dissipent l'énergie grâce à l'élasticité des assemblages panneaux-panneaux et panneaux-base. Les capacités de déplacement des assemblages de mise en place par relèvement standard ont été étudiées par Lemieux et al.^[65] et Devine et al.^[66] Les panneaux muraux pleins peuvent être calculés de manière à pivoter individuellement ou en groupes. Les panneaux muraux à grandes ouvertures, c'est-à-dire les panneaux à ossature, utilisés dans les constructions mises en place par relèvement dissipent l'énergie principalement par défaillance des montants (poteaux) à la base des panneaux. Sur la base des expériences menées par Dew et al.,^[67] la norme CSA A23.3 exige que les panneaux à ossature mis en place par relèvement soient conformes aux exigences relatives aux ossatures résistant aux moments coulés sur place modérément ductiles pour lesquels la demande rotationnelle inélastique sur tout élément des panneaux d'ossature mis en place par relèvement dépasse 0,02 radian, auquel cas la capacité rotationnelle inélastique est de 0,04 radian.

La deuxième approche visant à aborder l'amplification de la demande de ductilité sur les éléments verticaux du SFRS est adoptée dans les situations où la capacité de déformation des éléments est dépassée, et nécessite l'augmentation de la résistance des éléments pour limiter la demande de ductilité sur ces derniers. Humar et Popovski^[79] ont proposé l'application de facteurs d'ajustement aux charges sismiques de calcul sur les éléments verticaux du SFRS pour garantir que la demande de ductilité sur les éléments ne dépasse pas une valeur cible. Des forces sismiques de calcul similaires sont obtenues lorsque le facteur d'amplification spécifié au sous-alinéa 4.1.8.15. 4a)ii) du CNB est appliqué. La flexibilité du diaphragme peut influencer de façon importante sur le niveau de résistance requis pour résister aux forces sismiques de calcul. Par exemple, pour un diaphragme où $\Delta_D/\Delta_B = 2,0$ dans une structure calculée avec $R_d = 4,0$, les forces sismiques de calcul pour le SFRS doivent être amplifiées par le facteur suivant :

$$R_d \frac{\left(1 + \frac{\Delta_D}{\Delta_B}\right)}{\left(R_d + \frac{\Delta_D}{\Delta_B}\right)} = 4,0 \frac{(1 + 2,0)}{(4,0 + 2,0)} = 2,0$$

Toutefois, il n'est pas nécessaire que la résistance requise pour résister aux forces amplifiées dépasse la valeur correspondant à $R_d = 1,5$.

Les forces et les fléchissements dans les diaphragmes de toit flexibles sont amplifiés en raison de la contribution accrue des modes supérieurs de vibration aux déformations des diaphragmes; les modes supérieurs ne bénéficient pas de l'effet d'amortissement de la dissipation d'énergie dans les éléments verticaux du SFRS. Cette situation est semblable à l'augmentation des cisaillements et des moments produits par les modes supérieurs dans les murs travaillant en cisaillement fléchissant à leur base. En particulier, la répartition des cisaillements le long de la portée du diaphragme peut dévier considérablement de la variation linéaire prédite par l'analyse statique. Dans l'exemple illustré à la figure J-28, l'analyse dynamique non linéaire montre que les cisaillements d'une amplitude correspondant à la résistance au cisaillement pondérée, S_v , des éléments verticaux du SFRS surviennent jusqu'à une distance d'environ 30 % de la portée du diaphragme; cette demande n'est pas prévue par la méthode de calcul de la force statique équivalente ou la méthode modale du spectre de réponse (Trudel-Languedoc et al.^[81]). On trouvera une discussion plus détaillée de ce comportement, qui exige une étude approfondie, dans Mortazavi et Humar.^[110]

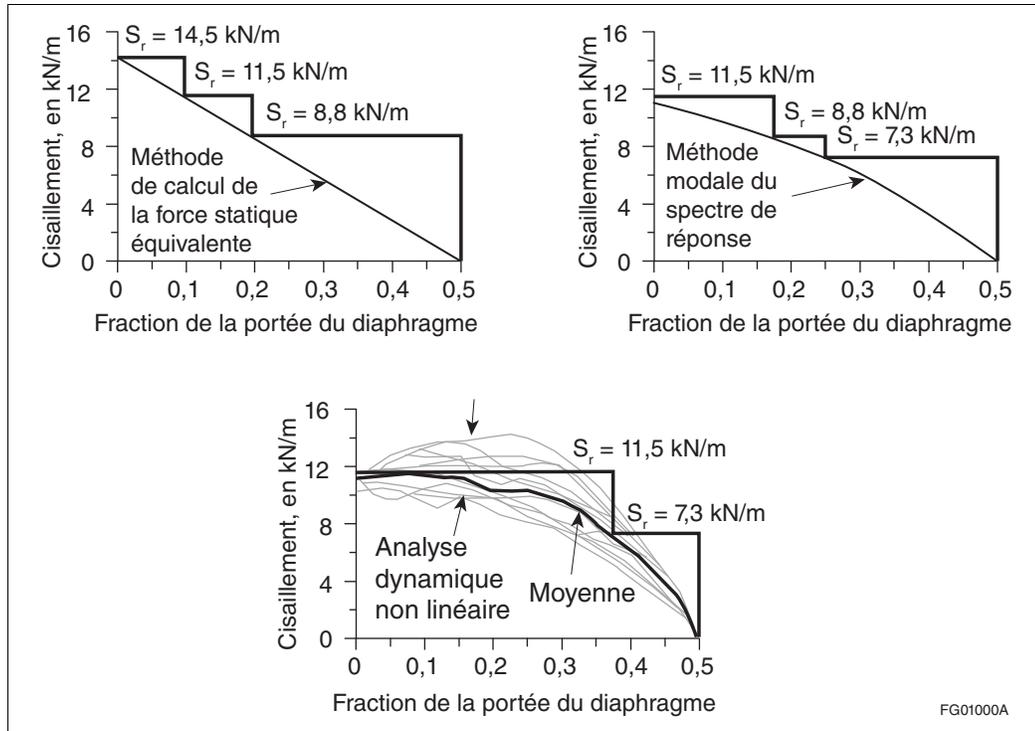


Figure J-28

Répartition des cisaillements sur la moitié de la portée d'un diaphragme, déterminée au moyen de la méthode de calcul de la force statique équivalente, de la méthode modale du spectre de réponse et de l'analyse dynamique non linéaire (adaptée de Trudel-Languedoc et al.^[B1])

Paragraphe 4.1.8.15. 5) du CNB

208. Un SFRS dont un élément vertical résistant aux forces latérales comporte une discontinuité dans le plan est considéré comme ayant une irrégularité de type 4 (voir le tableau 4.1.8.6. du CNB). Lorsque $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$, le paragraphe 4.1.8.6. 3) du CNB spécifie que les exigences applicables aux structures irrégulières du tableau 4.1.8.6. du CNB doivent être satisfaites. Pour une irrégularité de type 4, le paragraphe 4.1.8.15. 5) du CNB exige l'utilisation d'une méthode de calcul en fonction de la résistance en vertu de laquelle les éléments qui supportent un mur, un poteau ou une ossature contreventée discontinus sont calculés en fonction des forces transmises depuis le niveau situé au-dessus de la discontinuité et qui sont associées à la résistance aux charges latérales de la structure. Le calcul de ces éléments d'appui doit être fondé sur la résistance réelle des éléments discontinus qu'ils supportent plutôt qu'uniquement sur les forces produites par les charges spécifiées à l'article 4.1.8.11. ou 4.1.8.12. du CNB. Lorsqu'on calcule ces éléments en fonction de la résistance, on s'assure que la déformation ne se produira pas à l'emplacement de la discontinuité ou à un niveau inférieur à celle-ci.

Paragraphe 4.1.8.15. 6) du CNB

209. Le paragraphe 4.1.8.9. 4) du CNB spécifie la valeur de $R_d R_o$ devant être utilisée lorsqu'il existe une variation verticale de $R_d R_o$, c'est-à-dire lorsque le type de SFRS change à un ou à plusieurs niveaux de la structure. Le paragraphe 4.1.8.15. 6) du CNB spécifie une méthode de calcul en fonction de la résistance en vertu de laquelle les éléments du SFRS qui se trouvent en dessous du niveau où se produit le changement de $R_d R_o$ sont calculés en fonction des forces associées à la résistance aux charges latérales du SFRS au-dessus de ce niveau. Généralement, la portion supérieure du SFRS est plus ductile et possède donc moins de résistance que la portion inférieure. Dans ces cas — lorsque la portion supérieure est calculée pour des valeurs de $R_d R_o$ plus élevées que la portion inférieure — les forces agissant sur la portion supérieure sont plus faibles qu'elles ne le seraient si la même valeur de $R_d R_o$ était utilisée pour tout le bâtiment. Le paragraphe 4.1.8.15. 6) du CNB exige que les forces de calcul utilisées pour la portion inférieure ne soient pas inférieures à la résistance de la portion supérieure de manière à prévenir la présence d'un étage inférieur faible et la concentration indésirable de toutes les déformations à cet étage inférieur moins ductile.

Paragraphe 4.1.8.15. 7) du CNB

210. Selon l'article 4.1.8.8. du CNB, les forces sismiques sont réputées agir dans n'importe quelle direction horizontale; on peut satisfaire à cette exigence par une analyse indépendante et un calcul pour deux directions horizontales orthogonales. Dans de nombreux cas, certains des éléments du SFRS seront soumis à des forces provenant de deux directions (p. ex., les poteaux communs à deux ossatures orthogonales résistant aux moments ou à deux murs orthogonaux qui font partie du noyau central). Étant donné qu'on a réduit les charges de calcul pour tenir compte de la réponse inélastique, il est probable qu'il y ait défaillance simultanée dans les deux directions. Conformément au principe du calcul en fonction de la résistance, le paragraphe 4.1.8.15. 7) du CNB exige que, dans ces situations, on tienne compte du potentiel de défaillance simultanée des autres éléments s'imbriquant dans le poteau ou le mur depuis toutes les directions, tant au niveau considéré qu'à d'autres niveaux, le cas échéant.

Paragraphe 4.1.8.15. 8) du CNB

211. Des principes de calcul de la capacité ont été adoptés au Canada, dans le CNB, pour la conception parasismique. Le SFRS inclut toutefois des composants ductiles qui sont spécifiquement conçus et exécutés pour résister aux déformations inélastiques cycliques de même que des composants indéformables qui sont conçus pour demeurer essentiellement élastiques. Les composants ductiles sont dimensionnés en fonction des effets des charges dues à la pesanteur combinées aux charges sismiques réduits au moyen de R_d et R_o . Les composants indéformables à capacité protégée sont conçus pour supporter les charges dues à la pesanteur et pour résister aux effets des forces sismiques générées lorsque les composants ductiles se déforment. Dans les cas où un composant ductile du SFRS est sur-résistant — ce qui peut être le cas lorsque le calcul de ce dernier est régi par des limites de glissement, des exigences minimales de renforcement ou des charges dues à la pesanteur — les forces de calcul pour les éléments indéformables à capacité protégée peuvent être très importantes; le CNB impose en conséquence à ces forces une limite supérieure égale aux forces sismiques déterminées pour $R_d R_o = 1,0$, c'est-à-dire le niveau de force élastique. En reconnaissance du fait que les éléments indéformables peuvent posséder une certaine sur-résistance et ductilité, la limite supérieure sur les forces de calcul peut être réduite, dans la mesure où les normes applicables relatives aux matériaux de la CSA le permettent, à un niveau inférieur au niveau élastique. La limite supérieure réduite ne doit toutefois pas être inférieure à la force sismique déterminée au moyen de $R_d R_o$.

Exemple de détermination de la limite supérieure sur les forces de calcul associées à la résistance latérale du SFRS

212. L'analyse d'un bâtiment révèle que le moment fléchissant pondéré et que la force de cisaillement pondérée appliqués à un mur sont de 3000 kN·m et 300 kN, respectivement. Ces valeurs ont été calculées au moyen de la valeur de $R_d R_o$ appropriée pour le SFRS. Le calcul de la résistance exige que le mur se déforme (p. ex., dissipe une énergie inélastique) en flexion avant de se rompre par cisaillement. Ainsi, la résistance au cisaillement pondérée doit être supérieure au cisaillement associé à la résistance à la flexion nominale ou probable du mur, conformément à la norme applicable relative aux matériaux de la CSA. Étant donné que le mur a une très grande sur-résistance à la flexion, sa résistance à la flexion réelle est de 10 000 kN·m. Selon le rapport moment/cisaillement obtenu au moyen de l'analyse du bâtiment, le cisaillement associé à ce moment fléchissant est de 1000 kN. Si le bâtiment est analysé dans le but de déterminer les demandes de force élastique au moyen de $R_d R_o = 1,0$, la force de cisaillement appliquée au mur est de 900 kN, et si on l'analyse en utilisant $R_d R_o = 1,3$, la force de cisaillement diminue jusqu'à $900/1,3 = 692$ kN. Une application rigoureuse de l'exigence de calcul en fonction de la résistance exigerait donc que le mur présente une résistance au cisaillement pondérée de 1000 kN, tandis que la limite supérieure sur les forces de calcul correspondant au niveau de la force élastique ($R_d R_o = 1,0$) exige que le mur présente une résistance au cisaillement pondérée de 900 kN. La limite supérieure réduite correspondant à $R_d R_o = 1,3$, lorsque le permet la norme applicable relative aux matériaux de la CSA, exige que le mur présente une résistance au cisaillement pondérée de 692 kN. Il faut souligner que si le mur avait une résistance à la flexion réelle de 5000 kN·m, la force de cisaillement associée à ce moment fléchissant serait de 500 kN selon le rapport moment/cisaillement obtenu au moyen de l'analyse du bâtiment. Dans ce cas, le mur devrait être calculé en fonction d'une force de cisaillement de 500 kN, et la limite supérieure susmentionnée sur les forces de calcul de 900 kN ou 692 kN ne serait pas pertinente.

Paragraphe 4.1.8.15. 9) du CNB

213. Ce paragraphe prévoit une exception au principe du calcul en fonction de la résistance pour la protection des fondations, c'est-à-dire qu'il permet à la résistance au renversement pondérée des fondations d'être inférieure à la capacité de renversement des charges latérales du SFRS qu'elles supportent si les conditions énoncées au paragraphe 4.1.8.16. 4) du CNB sont respectées. Le paragraphe 4.1.8.15. 9) du CNB précise toutefois que le calcul et les valeurs de R_d et R_o pour le type de SFRS utilisé doivent néanmoins être conformes au tableau 4.1.8.9. du CNB. Par conséquent, des fondations moins ductiles ne peuvent être utilisées pour les SFRS ayant une grande sur-résistance (c.-à-d. une valeur de $R_d R_o$ moins élevée), à moins qu'elles ne soient autorisées selon le tableau 4.1.8.9. du CNB. Les éditions antérieures du CNB imposaient une limite supérieure aux forces de calcul pour les fondations qui basculent; cette limite supérieure ne s'applique plus dans le CNB de 2015 puisque des études récentes ont démontré que pour de nombreux types de sol, cette limite est imprudente (Adebar et al^[11]).

Paragraphe 4.1.8.15. 10) du CNB

214. Le paragraphe 4.1.8.15. 10) introduit dans le CNB de 2015 précise que les déplacements et les rotations des fondations doivent être pris en compte dans les calculs en fonction des exigences du paragraphe 4.1.8.16. 1) du CNB.

Fondations (CNB, article 4.1.8.16.)**Paragraphe 4.1.8.16. 1) du CNB**

215. Dans l'analyse de la réponse d'une structure durant un séisme, on suppose que les fondations sont rigides et qu'elles ne se déplacent pas sous la charge sismique. Pourtant, les fondations supportant le SFRS se déplacent sous l'effet de la charge sismique et ces déplacements engendrent des changements au niveau des déformations et des glissements de la structure. Ces changements influent sur la répartition des forces dans le SFRS et augmentent la demande de déplacement sur le reste de la structure. Une défaillance du système de soutien des charges dues à la pesanteur est un danger répandu pour la sécurité des personnes lors d'un séisme, de sorte qu'il est important que les augmentations dans les déplacements et les glissements du système de résistance aux charges dues à la pesanteur soient prises en considération.
216. Pour certains types de fondations, les effets dus aux déplacements sont mineurs : par exemple, pour les types de poteaux d'ossature, on retrouve les fondations sur pieux, les radiers et les semelles de répartition ayant des ancrages dans le sol ou la roche. Parmi les exemples de types de murs et d'ossatures contreventées, on compte les grandes fondations sur pieux, les radiers et les grandes semelles de répartition avec ancrages dans le sol ou la roche. Ces fondations sont généralement retenues de quelque manière que ce soit, par exemple par des pieux ou des ancrages dans le sol, et ont un comportement plus ou moins élastique dans le sol ou la roche. Néanmoins, le comportement des grandes semelles de répartition non limitées sous un mur travaillant en cisaillement ou une ossature contreventée résistant aux moments de renversement est plus complexe et variable. Les exemples de comportements de fondations en rotation ci-après sont fondés sur les calculs des charges pondérées types, c'est-à-dire les calculs aux états limites ultimes, où la résistance pondérée du sol ou de la roche équivaut à environ 50 % de la résistance ultime (un coefficient de résistance d'environ 0,5) :
- Les semelles dont la valeur résultant de la contrainte de pression dans le sol ou la roche due à la charge verticale appliquée et au moment de renversement se situe au plus au tiers médian de la semelle et dont l'arrière ne subira pas de soulèvement seront assujetties à des rotations relativement faibles. La réponse des moments de renversement ou de rotation des fondations se situera approximativement dans la plage linéaire initiale à condition que la contrainte de pression soit assez faible pour éviter une déformation considérable du sol à l'avant de la semelle.
 - Les semelles dont la valeur résultant de la contrainte de pression dans le sol ou la roche se trouve dans la semelle, mais dont l'arrière se soulève (voir la figure J-29) peuvent subir des rotations importantes. La semelle est généralement calculée au moyen de blocs de contrainte uniformes dans le sol ou la roche fondés sur la résistance pondérée du sol ou de la roche. Cette situation est plutôt non linéaire en raison du soulèvement de la semelle et on constatera probablement une certaine non-linéarité additionnelle dans le sol.

Commentaire J

- c) Les semelles où le moment de renversement appliqué, dont la valeur est présumée égale à la capacité de renversement du SFRS, est tel que l'excentricité exigée de la contrainte de pression dans le sol (voir la figure J-29) est plus importante que ce qui est possible compte tenu de la longueur de la semelle et de la capacité portante pondérée du sol ou de la roche. Dans ce cas, la semelle est plus faible que la capacité du SFRS et le système n'atteint pas l'équilibre statique. Néanmoins, dans certaines conditions, le système peut atteindre un équilibre dynamique, qu'on appelle généralement « semelle basculante », et cette situation donne lieu à des résultats fortement non linéaires en raison du soulèvement de la semelle, du comportement non linéaire du sol et du basculement de la semelle. Par conséquent, la semelle peut subir des rotations considérables.

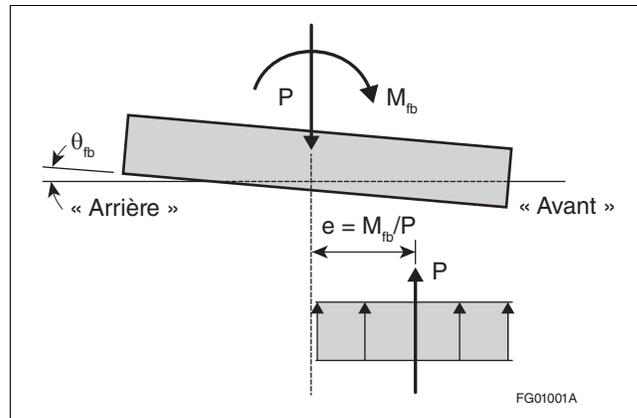


Figure J-29

Équilibre statique d'une semelle en rotation avec soulèvement à l'arrière et déformations importantes du sol à l'avant de la semelle en raison d'un moment de renversement appliqué, M_{fb}

- (1) La valeur résultant de la contrainte de pression uniforme dans le sol ou la roche est égale à la charge verticale appliquée, P , qui comprend le poids de la semelle.

217. Généralement, la relation entre le moment de renversement et la rotation des fondations est non linéaire (voir la figure J-30).

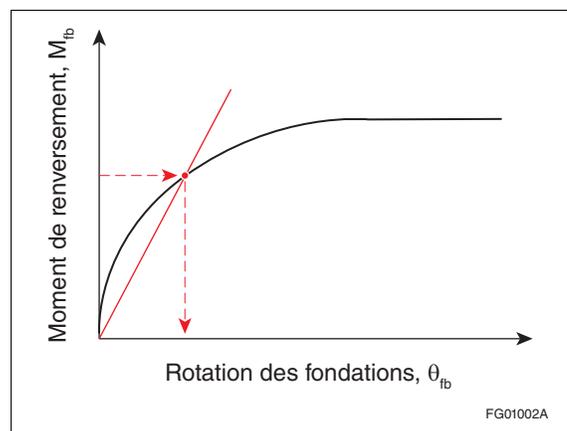


Figure J-30

Relation type moment de renversement/rotation des fondations pour une semelle de répartition qui n'est pas limitée en rotation

Lorsque la réponse au moment de renversement ou à la rotation des fondations est située dans la plage linéaire initiale, comme dans le cas a) du paragraphe 216, la rotation de la semelle peut être calculée au moyen des équations de rigidité de rotation linéaire des semelles, comme celles mentionnées dans la norme ASCE/SEI 41, ou au moyen de méthodes standard d'analyse structurale. Si la semelle se situe hors de la plage linéaire, utiliser une rigidité sécante effective (plus faible que

la rigidité initiale) des fondations dans une analyse structurale peut s'avérer incorrect puisqu'une structure plus flexible en résulterait, et, par conséquent, on sous-estimerait les forces de calcul et surestimerait les déplacements. La démarche simple suggérée dans la norme CSA A23.3 consiste à présumer que les fondations sont rigides au moment d'établir les forces de calcul pour ensuite calculer les déplacements de la structure en ajoutant les mouvements du SFRS dus à la rotation des fondations à la déformation calculée du SFRS. La norme CSA A23.3 suggère aussi une méthode simplifiée pour déterminer la rotation des fondations ayant une plus grande capacité que le SFRS (cas a) et b) du paragraphe 216), communément appelées fondations à « capacité protégée ». De plus, la norme CSA A23.3 inclut des estimations simples de la limite supérieure pour les mouvements additionnels des SFRS supportés sur des fondations qui ne sont pas en équilibre statique (c.-à-d. qui ne sont pas à capacité protégée comme dans le cas c) du paragraphe 216), mais qui satisfont aux exigences du CNB.

Comme énoncé précédemment, pour plusieurs types de structures, les rotations des fondations seront très faibles, et selon le jugement du concepteur, l'augmentation des déplacements du SFRS peut avoir des conséquences négligeables. Néanmoins, les effets peuvent être significatifs dans certaines situations, comme les cas suivants :

- a) Un haut mur de béton ou de maçonnerie travaillant en cisaillement se prolongeant sur plusieurs niveaux de dalles de stationnement en béton en dessous du niveau du sol qui sont reliées aux murs de fondation; la semelle n'est pas fixée à sa base et repose sur le sol meuble. Dans ce scénario, la rotation de la semelle peut être faible, mais peut avoir un impact significatif sur la répartition du cisaillement dans la portion sous le niveau du sol du mur travaillant en cisaillement. L'effet peut être limité en traitant le mur comme étant fixé puis goupillé au niveau de la semelle. Autrement, un ressort de rotation peut être développé pour la semelle et utilisé dans l'analyse plutôt que la base goupillée. Ce scénario présente un problème complexe, même si la base est considérée comme fixe et implique une rigidité de flexion et de cisaillement au niveau du mur et de la dalle, avec et sans fissures, ainsi que la rigidité du sol. Un bon jugement technique est de mise.
- b) Une semelle au niveau moyen du sol fixée à un SFRS où le SFRS et la semelle peuvent effectuer une rotation librement; la semelle n'est ni sur des fondations sur pieux, ni sur des radiers, elle n'est pas non plus fixée, et le SFRS n'est ni fixé aux murs qui l'entourent à l'étage inférieur ni restreint par ces derniers. Dans ce scénario, la rotation de la semelle se manifeste par un soulèvement additionnel plus ou moins constant vers le haut du bâtiment, potentiellement de l'ordre de 0,5 % à 1,0 %, ce qui peut influencer sur le système de résistance aux charges dues à la pesanteur. Une attention particulière doit être portée aux cas où des poteaux supportant une lourde charge sont fixés à une structure portante à transfert rigide près du niveau du sol où les glissements sont généralement considérés comme minimes.

Paragraphe 4.1.8.16. 2) du CNB

218. Il faut calculer les fondations de manière qu'elles ne soient pas endommagées par les mouvements sismiques de calcul du sol, entre autres, parce que les dommages causés aux fondations sont difficiles à localiser et à réparer. Il est particulièrement important de souligner que les fondations sont le mécanisme de transmission des charges sismiques à la structure : des dommages aux fondations mettraient le bâtiment en danger même s'ils ne touchent pas la structure proprement dite. Pour réduire au minimum le risque de dommages, le paragraphe 4.1.8.16. 2) du CNB exige que les fondations soient calculées en fonction d'une résistance au cisaillement pondérée suffisante leur permettant de résister aux charges latérales du SFRS, quelles que soient les charges sismiques utilisées pour le calcul du SFRS. C'est là une application particulièrement importante du principe du calcul en fonction de la résistance, la structure pouvant ainsi dissiper l'énergie par action inélastique pendant que les fondations demeurent essentiellement élastiques du point de vue linéaire. Le paragraphe 4.1.8.16. 3) du CNB, qui permet un seuil des forces sismiques de calcul, présente les exceptions à l'exigence de calcul des fondations compte tenu de la capacité de renversement du SFRS, de même que le paragraphe 4.1.8.16. 4), selon lequel la résistance de la semelle peut être inférieure à la demande de résistance du SFRS. Il est important de souligner que la résistance aux charges latérales du SFRS est la résistance réelle fondée sur le calcul final et peut être influencée par le calcul des charges dues à la pesanteur, le calcul des charges dues au vent, les exigences en matière de détails, le rhéodurcissement, la limite d'élasticité réelle, etc. L'augmentation par rapport aux charges dues aux séismes, dans bien des cas, est beaucoup plus importante que la valeur de R_o . Pour des conseils sur le calcul des structures comportant des fondations en béton, voir la norme CSA A23.3.

Paragraphe 4.1.8.16. 3) du CNB

219. Le paragraphe 4.1.8.15. 8) du CNB permet de calculer la force de calcul sismique selon la formule $R_d R_o = 1,0$, à moins que les normes régissant le matériau permettent que la valeur utilisée soit fondée sur la formule $R_d R_o = 1,3$, qui reconnaît la sur-résistance inhérente à la plupart des structures. Toutefois, les charges dues à la pesanteur donnent la résistance au renversement de plusieurs éléments, ou y contribuent, notamment la résistance au soulèvement dans les poteaux d'ossature et les semelles et la résistance au renversement des fondations en général. Il n'y a pas de composant de sur-résistance inhérente dans la charge due à la pesanteur, de sorte qu'une réduction de la force fondée sur la formule $R_d R_o = 1,3$ n'est pas appropriée; une réduction de la force basée sur la formule $R_d R_o = 1,0$ est plus appropriée pour les éléments soumis à une charge due à la pesanteur. Pour saisir la sur-résistance du sol ou de la roche, un coefficient de 1,5 est appliqué à la capacité portante, puisque la résistance ultime type du sol ou de la roche correspond à environ 2,0 fois la résistance pondérée. Pour la résistance au glissement et pour d'autres éléments des fondations, tels les pieux et les ancrages dans le sol ou la roche, il convient de multiplier la résistance pondérée par 1,3. L'augmentation de la capacité de renversement des fondations due à l'application d'un coefficient de 1,5 à la capacité portante du sol ou de la roche dépend de la longueur de la contrainte de pression uniforme calculée. Il peut y avoir une sur-résistance significative des fondations sur des sols faibles où l'augmentation de la contrainte de pression peut mener à un déplacement significatif de la force verticale résultante dans le sol extérieur vers l'avant de la semelle. En revanche, il pourrait y avoir très peu de sur-résistance possible pour les semelles situées sur des sols très durs ou sur la roche parce que la force verticale résultante dans le sol ou la roche due à la contrainte de pression pondérée se situe déjà à l'avant de la semelle.

Paragraphe 4.1.8.16. 4) du CNB

220. Le concept des semelles conçues pour basculer a été introduit dans l'édition 1994 de la norme CSA A23.3 et dans l'édition 2005 du CNB. Les exigences étaient basées sur les codes de la Nouvelle-Zélande, de même que sur les études non linéaires portant principalement sur les déplacements du SFRS. De nouvelles études sur le sujet réalisées en 2014 (Adebar et al.^[111]) s'attardaient sur les déplacements et mettaient davantage l'accent sur les rapports de glissement en raison de leur importance pour l'ossature soumise aux charges dues à la pesanteur. Les études ont démontré que :

- les structures reposant sur des sols meubles ne réagissent pas de la même manière que les blocs rigides classiques qui basculent sur une surface rigide;
- la capacité de sur-résistance du sol permet à certaines fondations situées sur des sols meubles de résister à l'augmentation des charges latérales, de sorte que la notion de « basculement » limitant la charge latérale n'est pas toujours valide;
- la rotation de la semelle peut produire des glissements pouvant influencer sur le calcul, même lorsque la semelle est plus résistante que le mur;
- lorsque le mur est plus résistant que la semelle, la rotation de la semelle peut devenir significative et engendrer des contraintes importantes sur le sol; et
- le rapport capacité du mur/capacité de la semelle est un meilleur paramètre pour prédire le comportement, plutôt que de simplement avoir un seuil de la résistance $R_d R_o$.

Aux fins d'application du paragraphe 4.1.8.16. 4) du CNB, la semelle et le SFRS soutenu doivent être en mesure d'effectuer une rotation et un soulèvement sur le sol ou la roche. Plusieurs structures types sont limitées d'une quelconque façon et ne respectent donc pas cette condition. Voici des exemples :

- les semelles sur pieux;
- les semelles ayant des ancrages dans le sol ou la roche pour résister au soulèvement;
- les radiers; et
- les murs qui se prolongent dans les structures sous le niveau du sol, le diaphragme du plancher étant fixé aux murs de fondation.

Les structures limitées en rotation doivent être calculées avec une résistance au renversement des fondations supérieure à la capacité de renversement du SFRS soutenu.

Paragraphe 4.1.8.16. 5) du CNB

221. Ce paragraphe spécifie que les résistances du sol et de la roche sur lesquels reposent les fondations ne doivent pas être dépassées au cours des mouvements de calcul du sol. L'évaluation de ces résistances doit tenir compte du potentiel de dégradation due à d'importantes inversions de

contraintes. Une perte de résistance du sol ne devrait pas non plus entraîner des déplacements latéraux importants dans les fondations pendant un séisme.

Paragraphe 4.1.8.16. 6) du CNB

222. Outre les exigences des paragraphes 4.1.8.16. 2) et 5) du CNB, pour que les fondations donnent une performance satisfaisante, les fondations doivent agir solidairement et permettre la transmission ininterrompue des charges de la structure au sol. A cette fin, il faut accorder une attention aux fondations composées d'éléments indépendants comme des pieux. Le paragraphe 4.1.8.16. 6) du CNB renferme des exigences précises pour ce qui est du fonctionnement solidaire des éléments de fondation dans des conditions de calcul autres que des conditions de faibles DGM, soit $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$.

Alinéa a) : Pour empêcher les poteaux ou les murs de se déplacer les uns par rapport aux autres, les pieux ou leurs chapeaux doivent être entretoisés de façon continue dans au moins deux directions; ces entretoises peuvent être formées de poutres sous mur porteur ou de dalles ou d'une combinaison de ces éléments. Ces éléments de fondation sont souvent utilisés dans les sols meubles ou peu consistants, qui n'ont pas la résistance nécessaire pour exercer des forces de retenue latérales près de la surface du sol. On exige des entretoises qu'elles exercent des forces de retenue latérales pour prévenir à la fois les dommages aux éléments structuraux qui se trouvent immédiatement au-dessus des fondations et l'écartement des pieux et les dommages qui en résulteraient. Les forces de calcul exigées pour ces entretoises sont spécifiées au paragraphe 4.1.8.16. 9) du CNB.

Alinéa b) : Outre les éléments de fondation qui doivent être entretoisés conformément aux exigences de l'alinéa a), il faut prévenir les déplacements dus au glissement entre ces éléments et la structure du bâtiment. L'alinéa b) exige que ces éléments soient encastrés dans la structure ou le chapeau (qui fait partie intégrante de la structure) sur au moins 100 mm, profondeur considérée suffisante pour assurer une continuité latérale entre la structure et les éléments de fondation.

Alinéa c) : Lorsque la structure subit un déplacement latéral, le moment de renversement engendré à sa base par les charges sismiques de calcul peut produire une tension nette dans les pieux à l'emplacement ou à proximité des bords extérieurs des fondations; conformément au paragraphe 4.1.8.16. 5) du CNB, il faut calculer les dispositifs d'assemblage de la structure aux éléments de fondation en fonction de cette tension pour prévenir la séparation de la structure et des éléments de fondation. Lorsque les effets des charges sismiques de calcul n'engendrent pas de tension (en raison des effets contraires des charges dues à la pesanteur), l'alinéa c) exige que les dispositifs d'assemblage qui relient la structure et les éléments de fondation soient calculés en fonction d'une force de traction égale à au moins 15 % de leur résistance pondérée à la compression. Cette résistance nominale à la traction, qui est relativement faible, est considérée nécessaire pour prévenir la séparation si les effets de renversement produisaient accidentellement une certaine tension, protéger l'intégrité des joints et favoriser ainsi la transmission des forces de cisaillement entre le pieu et le chapeau. Les dispositifs d'assemblage des pieux en bois sont exemptés de cette exigence parce que la faible résistance des pieux aux charges latérales devrait être compensée par un encastrement minimal.

Paragraphe 4.1.8.16. 7) du CNB

223. Dans les régions de sismicité modérée à élevée, c'est-à-dire où $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$, les murs des sous-sols doivent être calculés pour résister aux pressions latérales accrues dues au mouvement du remblai ou du sol naturel associé aux mouvements sismiques du sol (voir Mononobe et Matsuo^[112] et Seed et Whitman^[113]). Ces murs de sous-sol sont ordinairement considérés « indéformables » parce que les forces de retenue exercées au sommet et à la base de ces murs interdisent la petite quantité de mouvement nécessaire pour développer une poussée latérale des terres minimale. Le document FEMA 369 fournit de l'information sur les forces dynamiques qui agissent sur les murs indéformables érigés sur une base rigide.

Il y a deux cas limitatifs à considérer : ceux où le mur du sous-sol se déformera assez pour créer une pression active et ceux où le mur du sous-sol est considéré comme rigide. Les murs de sous-sol qui se déforment sont habituellement calculés en fonction de la théorie Mononobe-Okabe (Mononobe et Matsuo^[112] et Okabe^[114]) et des adaptations de cette théorie, comme celles proposées par Seed et Whitman^[113]. Les hypothèses concernant la pression active sont fondées sur le déplacement du

remblai pendant la construction, sur la flexibilité des murs du sous-sol entre les étages et sur la réaction du remblai aux contraintes de pression. Les pressions sismiques sur des murs réellement rigides peuvent être évaluées selon l'équation de Wood^[115]. Dans ces deux cas limitatifs, l'action sismique est généralement spécifiée par la force d'inertie basée sur la PGA totale. Néanmoins, des preuves suffisantes obtenues à la suite d'essais effectués à la centrifugeuse (p. ex., Sitar et al.^[116], Geraili Mikola^[117], Al Atik^[118], Al Atik et Sitar^[119], Lew et al.^[120] et Lew^[121]) et nombre d'analyses non linéaires (p. ex., Amirzehni^[122] et Amirzehni et al.^[123]) justifient l'usage d'une fraction de la PGA dans l'évaluation de la force d'inertie. Cette conclusion est corroborée par le fait qu'il n'y a pas de cas connu de défaillance de murs de sous-sol due à la charge sismique.

Paragraphe 4.1.8.16. 8) du CNB

224. On trouve au paragraphe 4.1.8.16. 8) du CNB d'autres exigences de calcul applicables aux fondations des bâtiments situés dans des régions de forte sismicité, c'est-à-dire où $I_E F_a S_a(0,2) > 0,75$, qui tiennent compte des forts mouvements du sol prévus et de la nature cyclique de ces mouvements.

Alinéa a) : Dans les régions de forte sismicité, les forces sismiques qui agissent sur la structure devraient engendrer des moments relativement importants dans les pieux. Il faut donc calculer et exécuter ces éléments en tenant compte du comportement inélastique cyclique; l'alinéa a) exige ces détails lorsque le moment de calcul de l'élément dépasse 75 % de sa résistance aux moments, calculée pour la quantité de la charge axiale qui est présente.

Alinéa b) : Les catégories d'emplacement E et F, définies au tableau 4.1.8.4.-A. du CNB, comprennent les sols meubles et très meubles. Lorsque, dans les régions de forte sismicité, les semelles de répartition reposent sur ces types de sol, elles doivent être entretoisées de manière à offrir une force de retenue latérale et prévenir les dommages au système structural qui se trouve immédiatement au-dessus. Les exigences relatives à la force de calcul de ces entretoises sont énoncées au paragraphe 4.1.8.16. 9) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.16. 9) du CNB

225. Bien qu'aucune analyse rationnelle ne soit disponible pour la détermination des forces de calcul pour les entretoises spécifiées aux alinéas 4.1.8.16. 6)a) et 4.1.8.16. 8)b) du CNB, la pratique courante veut que ces forces soient proportionnelles à la charge verticale exercée dans les éléments reliés par ces entretoises. Le document FEMA 302 spécifie que la force reprise par l'entretoise doit être égale à 0,25 fois la réponse spectrale de l'accélération de calcul pour les périodes courtes multipliée par la charge verticale maximale, tandis que l'édition plus récente du document FEMA 368 ramène ce multiplicateur de 0,25 à 0,10. Le paragraphe 4.1.8.16. 9) du CNB exige que le multiplicateur de charge verticale de la plus grande charge verticale pondérée soit de $0,10 I_E F_a S_a(0,2)$. Les entretoises doivent être calculées de manière à reprendre la force exercée par compression ou traction.

226. Le paragraphe 4.1.8.16. 9) du CNB permet également que la force de calcul de l'entretoise soit réduite ou que des segments d'entretoise soient omis s'il peut être démontré qu'une force de retenue équivalente peut être obtenue par d'autres moyens, notamment ceux qui sont indiqués dans le document FEMA 368. Des poutres en béton armé dans des dalles sur terre-plein ou des dalles en béton armé sur terre-plein constituent des moyens équivalents acceptables de retenue; le confinement assuré par la poussée passive des terres sur les chapeaux enfouis n'est pas considéré comme une méthode de retenue acceptable.

Paragraphe 4.1.8.16. 10) du CNB

227. Les secousses sismiques, décrites comme la réponse spectrale des accélérations pour une plage donnée de périodes, sont le risque sismique qui régit ordinairement le calcul des bâtiments et de leurs fondations, mais les séismes peuvent entraîner d'autres risques locaux, comme la rupture de faille, la liquéfaction, la déformation du sol et l'instabilité des pentes. De ces risques locaux, la liquéfaction et ses conséquences, soit le déplacement du sol et la perte de résistance et de rigidité du sol, ont été à l'origine d'importants dommages causés aux bâtiments au cours de séismes antérieurs. Le paragraphe 4.1.8.16. 10) du CNB exige que le potentiel de liquéfaction et ses conséquences soient évalués et pris en compte dans le calcul de la structure et de ses fondations. Youd et al.^[124] décrivent une méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction; Seed et al.^[125] ainsi que Idriss et Boulanger^[126] proposent des variations de cette méthode. Toutes ces méthodes ont recours aux valeurs de la PGA indiquées au tableau C-3 de la division B du CNB. La US National Science Foundation a mis sur

piéd un comité chargé d'examiner toutes les données et de recommander une pratique uniforme. Les conséquences de la liquéfaction à prendre en considération doivent inclure une évaluation des tassements de reconsolidation globaux et différentiels post-séisme et des étalements latéraux. Le Canadian Foundation Engineering Manual,^[55] Ishihara et Yoshimine^[127] ainsi que Tokimatsu et Seed^[128] décrivent des méthodes d'évaluation du tassement post-liquéfaction. Les procédures d'estimation des étalements latéraux sont décrites entre autres par Youd et al.,^[129] Zhang et al.,^[130] ainsi que Faris et al.^[131]. Compte tenu des différentes méthodes associées aux diverses procédures, il est recommandé d'avoir recours à plusieurs méthodes avant d'en arriver à une conclusion. Il est également important de souligner que le fait d'utiliser les mouvements probabilistes du sol indiqués dans le CNB de 2015 avec ces méthodes d'analyse empirique et semi-empirique, lesquelles sont basées sur des mouvements déterministes du sol, soulève une difficulté qui nécessite un bon jugement technique.

Stabilité de l'emplacement (CNB, article 4.1.8.17.)

228. La méthode d'évaluation parasismique de la stabilité des pentes et des déplacements dans des conditions de non-liquéfaction du sol est décrite dans le manuel de l'APEGBC.^[132]

Éléments de structure, composants non structuraux et équipement (CNB, article 4.1.8.18.)

229. Il faut calculer les éléments fixés au bâtiment, c'est-à-dire les éléments structuraux non-porteurs, les composants architecturaux et les installations mécaniques et électriques, de manière qu'ils ne subissent pas de défaillance ni ne se détachent du bâtiment au cours des mouvements sismiques de calcul du sol, et qu'ils ne deviennent pas une menace importante à la sécurité des personnes. Le tableau 4.1.8.18. du CNB indique les différentes catégories d'éléments fixés au bâtiment, lesquelles comprennent les réservoirs et leur contenu, lorsque ceux-ci sont situés à l'intérieur d'un bâtiment :

Composants structuraux : catégories 1 à 6

Composants architecturaux : catégories 7 à 10

Composants mécaniques et électriques, y compris les réservoirs : catégories 11 à 17

Autres composants : catégories 18 à 21

Équipement et rails d'ascenseur : catégorie 22

Rayonnages à palettes : catégories 23 et 24.

230. Les exigences de calcul de l'article 4.1.8.18. du CNB visent à garantir que les composants fixés au bâtiment et leurs assemblages conservent leur intégrité pendant de fortes secousses sismiques. Les équations qui expriment les forces de calcul et les valeurs des paramètres de ces équations sont fondées sur celles qui sont utilisées dans le document FEMA 368 et qui sont tirées d'une étude de Bachman et al.^[133] Leur adaptation pour les besoins du CNB et leurs incidences sur le calcul sont décrites par McKevitt.^[134] Des exigences particulières relatives aux ascenseurs, aux rayonnages à palettes et au verre ont été ajoutées au CNB de 2015. Des lignes directrices pour la réduction du risque sismique des composants fixés au bâtiment sont présentées dans la norme CAN/CSA S832, « Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments (CFO) ».

Paragraphe 4.1.8.18. 1) du CNB

231. Les composants fixés au bâtiment doivent être calculés et exécutés de manière à conserver leur intégrité et à ne pas se détacher de la structure lorsqu'ils sont soumis aux forces produites par les mouvements de calcul du sol. Pour conserver leur intégrité, ils doivent aussi pouvoir résister aux flèches des composants qui en résultent ainsi qu'aux flèches du bâtiment produites par les forces sismiques. Par exemple, les panneaux muraux intérieurs doivent pouvoir supporter les glissements entre étages dans le plan et hors plan. Le calcul et l'exécution des assemblages entre les composants et la structure du bâtiment sont aussi très importants (le paragraphe 4.1.8.18. 7) du CNB renferme des exigences supplémentaires relatives aux assemblages).

Commentaire J

La force de calcul dans le composant, V_p , qui doit être répartie conformément à la distribution de la masse, est exprimée comme suit :

$$V_p = 0,3 I_E F_a S_a (0,2) S_p W_p$$

où

$0,3 I_E F_a S_a (0,2)$ est équivalent à l'accélération maximale prévue à la base du bâtiment (cette valeur est fondée sur l'expérience et est à peu près égale au coefficient correspondant utilisé dans le document FEMA 368);

S_p est le coefficient de réponse du composant, décrit en détail ci-après, qui tient compte de la nature du composant, de sa position dans le bâtiment et de ses propriétés dynamiques par rapport à celles de la structure de support;

W_p est le poids du composant; et

F_a est le coefficient d'emplacement de période courte utilisé dans le calcul du bâtiment. Lors du calcul des éléments à l'intérieur de bâtiments existants pour lesquels on dispose de données géotechniques insuffisantes afin de déterminer F_a , la valeur maximale de $F(0,2)$ relative à la valeur appropriée de PGA_{ref} dans le tableau 4.1.8.4.-B du CNB peut être utilisée comme limite supérieure pour toute catégorie d'emplacement, y compris la catégorie F.

Le coefficient de réponse du composant, S_p , est déterminé comme suit :

$$S_p = C_p A_r A_x / R_p \text{ dans la mesure où } 0,7 \leq S_p \leq 4,0$$

Les facteurs de l'expression ci-dessus sont définis comme suit :

C_p tient compte du risque associé à la défaillance du composant. On assigne aux composants qui renferment des matières toxiques ou explosives des valeurs plus élevées pour tenir compte des conséquences que pourrait avoir le rejet de ces substances. C_p a une valeur de 1,00 pour les composants ordinaires et une valeur de 1,50 pour ceux qui renferment des matières toxiques ou explosives. La valeur de 0,70 assignée aux composants de la catégorie 13 (réservoirs à fond plat fixés directement à un plancher situé au niveau moyen du sol ou en dessous, dans un bâtiment) tient compte du faible risque de défaillance associé à ce type de réservoirs.

A_r représente l'amplification dynamique du composant en fonction de sa position de fixation à la structure du bâtiment. Cette valeur est tributaire du rapport de la période naturelle du composant à la période fondamentale de la structure du bâtiment. Les amplifications les plus fortes (2,50) sont observées lorsque les deux périodes sont semblables; il n'y a pas d'amplification ($A_r = 1,00$) lorsqu'elles sont très éloignées.

A_x représente l'amplification de l'accélération de la base de la structure du bâtiment jusqu'à la hauteur à laquelle le composant est fixé. Ce coefficient dépend uniquement de la hauteur à laquelle le composant est fixé et est exprimé comme suit :

$$A_x = (1 + 2h_x/h_n)$$

R_p est le coefficient de modification de réponse du composant, qui tient compte de la capacité de dissipation de l'énergie du composant et de son assemblage à la structure; il remplit la même fonction que le coefficient de réduction, $R_d R_o$. Les valeurs assignées aux différentes catégories de composants varient de 1,00 à 5,00 et sont fondées sur l'expérience acquise au cours de séismes antérieurs et le jugement des ingénieurs, qui connaissent bien le comportement de ces composants.

Les valeurs des coefficients C_p , A_r et R_p pour les 24 catégories de composants sont indiquées au tableau 4.1.8.18. du CNB.

Paragraphe 4.1.8.18. 2) du CNB

232. Les composants non structuraux fixés à des bâtiments autres que des bâtiments de protection civile ne posent qu'un faible risque pour la sécurité des personnes dans les régions de sismicité faible à modérée. Par conséquent, le paragraphe 4.1.8.18. 2) du CNB exempte ces composants (soit les catégories 7 à 22) lorsque l'accélération de calcul pour les périodes courtes modifiée par le coefficient de risque, $I_E F_a S_a(0,2)$, est inférieure à 0,35. Les composants de la catégorie 6 (planchers, balcons, poutres, etc. en porte-à-faux) sont aussi exemptés dans ces situations parce qu'ils sont soumis aux mouvements sismiques verticaux du sol, qui affichent généralement une amplitude plus faible que ceux qui sont horizontaux.

Les panneaux de revêtement en béton préfabriqué sont généralement considérés comme des éléments non-porteurs soumis aux charges dues au vent et aux séismes en plus de supporter une charge permanente. Ces types de panneaux ainsi que leurs assemblages doivent être calculés et exécutés de sorte que leur intégrité ne soit pas atteinte et qu'ils ne se détachent pas partiellement ni intégralement de la structure du bâtiment lors du séisme calculé. Ils entrent dans la catégorie de murs 1 ou 2 du tableau 4.1.8.18. du CNB, selon les cas. On retrouve de l'information supplémentaire sur le calcul parasismique des panneaux de revêtement en béton préfabriqué dans le manuel de calcul de l'Institut canadien du béton préfabriqué et précontraint, « Precast and Prestressed Concrete ». [135]

Paragraphe 4.1.8.18. 3) du CNB

233. Les catégories 11 et 12 du tableau 4.1.8.18. du CNB (machines, accessoires, équipement et réservoirs contenant ou ne contenant pas de matières toxiques ou explosives) sont divisées en sous-catégories qui distinguent les composants rigides avec assemblage rigide des composants souples ou avec assemblage souple. Ces distinctions sont importantes parce que chaque sous-catégorie est associée à une valeur différente du coefficient d'amplification dynamique, A_r , et du coefficient de modification de la réponse, R_p . Les composants rigides avec assemblage rigide n'ont pas d'amplification dynamique ($A_r = 1,00$) tandis que ceux qui sont souples ou avec assemblage souple ont une forte amplification dynamique ($A_r = 2,50$). En revanche, les composants rigides avec assemblage rigide ont une faible capacité de dissipation de l'énergie ($R_p = 1,25$) tandis que ceux qui sont souples ou avec assemblage souple ont une très bonne capacité de dissipation de l'énergie ($R_p = 2,50$). En raison des écarts marqués des valeurs de ces coefficients, il est nécessaire de proposer une démarche claire pour distinguer les deux sous-catégories. Au paragraphe 4.1.8.18. 3) du CNB, on précise que la caractéristique distinctive est la période du mode fondamental. Si la période du mode fondamental d'un composant et de son assemblage est égale ou inférieure à 1,5 s, ce composant est considéré rigide avec assemblage rigide; si la période est supérieure à 0,06 s, le composant est réputé souple ou avec assemblage souple. Dans la deuxième sous-catégorie, la flexibilité peut être attribuable à la souplesse du composant ou à celle de son assemblage à la structure. S'il est impossible de déterminer avec certitude la période du mode fondamental, le concepteur doit calculer la force V_p en se fondant sur l'hypothèse que le composant est souple ou avec assemblage souple, car ce sont les conditions qui produisent la plus grande force.

Paragraphe 4.1.8.18. 4) du CNB

234. Au moment de déterminer la force de calcul dans le composant, V_p , pour les planchers surélevés (catégorie 9), il faut inclure à la fois la charge permanente du plancher surélevé lui-même et le poids de l'équipement permanent qui est fixé à ce plancher, qui ne doit pas être inférieur à 25 % de la surcharge du plancher. Il faut utiliser cette valeur minimale de poids supplémentaire pour s'assurer que les planchers et les assemblages sont adéquatement calculés en fonction d'une augmentation du poids de l'équipement, dans l'éventualité où des modifications seraient apportées après l'installation initiale. Dans le calcul de l'assemblage du plancher surélevé à la structure et de l'ancrage de l'équipement monté sur le plancher, il faut tenir compte des forces de cisaillement et du moment de renversement engendrés par le mouvement de l'équipement. Il faut accorder une attention particulière au risque de renversement, qui est d'autant plus important que l'équipement est élancé, parce qu'il peut compromettre la sécurité des personnes; dans ces cas, la force V_p doit être appliquée à 75 % de la hauteur de l'équipement (plutôt qu'au centre de gravité) pour obtenir une représentation acceptable des effets de renversement. Il faut également souligner que le poids total, W_p , doit être inclus dans le poids du plancher, W_i , aux fins de la détermination du cisaillement à la base, V , conformément à l'article 4.1.8.7. du CNB.

Commentaire J

Paragraphe 4.1.8.18. 5) du CNB

235. Lorsque la masse d'un seul élément souple ou d'un réservoir et de son contenu est supérieure à 10 % de la masse du plancher qui les supporte, le réservoir interagit alors de façon dynamique avec le plancher plutôt que d'agir simplement comme un accessoire fixé au plancher. Dans ces situations, il faut déterminer les forces latérales par une analyse dans laquelle le réservoir ou l'élément souple et la structure d'appui sont considérés comme un système couplé dynamiquement.

Paragraphe 4.1.8.18. 6) du CNB

236. Pour toutes les catégories de composants, sauf la catégorie 6 (planchers, balcons, poutres, etc. en porte-à-faux), la force de calcul, V_p , doit être appliquée horizontalement dans la direction la plus critique pour le calcul. Dans certains cas, la direction critique peut varier pour différents assemblages du même composant (p. ex., les chemins de câbles électriques et la tuyauterie). Pour la catégorie 6, la force V_p doit être appliquée verticalement, vers le haut ou vers le bas, soit dans la direction qui produit l'effet le plus critique; les charges dues à la pesanteur des composants doivent être prises en compte.

Paragraphe 4.1.8.18. 7) du CNB

237. Comme il a été mentionné précédemment, les assemblages entre les composants fixés au bâtiment et la structure qui les supporte jouent un rôle de premier plan. Ils doivent être calculés pour transmettre les forces de fixation, V_p , et les charges dues à la pesanteur associées au soutien des composants. Les alinéas 4.1.8.18. 7)a) à f) du CNB renferment d'autres exigences importantes qui doivent être satisfaites.

Alinéa a) : Le frottement causé par les charges dues à la pesanteur n'est pas réputé augmenter la résistance aux forces sismiques; le mouvement dynamique tridimensionnel d'un composant au cours de la réponse sismique peut prendre la forme d'un basculement ou d'une torsion autour de l'axe vertical, ce qui peut entraîner un pivotement du composant. Ce type de mouvement a été observé lors de séismes antérieurs pour certains équipements, comme les réservoirs et les transformateurs. Dans le cas particulier de grands réseaux hors toit interreliés de panneaux photovoltaïques lestés adaptés aux toits existants, on peut trouver de l'information supplémentaire dans le rapport PV1 de la SEAOC,^[136] qui fournit des exigences prescriptives concernant l'utilisation, dans certaines conditions, de la friction comme dispositif de retenue contre les secousses sismiques.

Alinéa b) : La valeur de R_p pour les assemblages essentiellement non ductiles, notamment les adhésifs de surface ou les fixations à cartouche, comme les clous et les boulons, doit être de 1,0 de manière à tenir compte du manque de ductilité.

Alinéa c) : Pour les ancrages dans le béton utilisant des ancrages encastrés, comme les coquilles d'expansion, les ancrages contre-dépouille et la résine époxyde, lorsque la longueur d'encastrement est égale à moins de 8 fois le diamètre nominal des ancrages, la valeur de R_p est limitée à 1,5, ce qui tient compte de la ductilité limitée de ces ancrages. Ces types d'ancrage doivent être certifiés au moyen d'essais menés selon des méthodes semblables à celles qui sont décrites dans les normes ACI 355.2, « Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary », et CSA A23.3.

Alinéa d) : Les ancrages superficiels simplement déposés décrits dans la norme ACI 355.2 et les fixations à cartouche, comme les clous et les goujons utilisés dans le béton, ne doivent pas être employés pour supporter des charges cycliques de traction imposées par la réponse sismique, puisque ces types d'assemblages ne peuvent pas résister à ce type de charge. Les ancrages installés ultérieurement doivent être utilisés dans cette application; ils devraient être certifiés pour les charges sismiques conformément à la norme ACI 355.2 ou ACI 355.4, « Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary ».

Alinéa e) : Lorsque des murs intérieurs et extérieurs et des accessoires (soit les catégories 1 à 3 au tableau 4.1.8.18. du CNB) sont fixés à la structure du bâtiment à une certaine hauteur au-dessus du premier étage, le délogement ou la chute de ces composants peut présenter un risque grave pour la sécurité des personnes. Pour prévenir ce risque, cet alinéa exige que les assemblages utilisés pour fixer ces composants au côté d'un bâtiment soient calculés en fonction de forces supérieures à celles qui ont servi au calcul des composants. Si le corps du dispositif d'assemblage — qui est le lien entre les assemblages à chaque extrémité du dispositif — est

ductile, les forces de calcul utilisées pour le corps du dispositif d'assemblage doivent être les mêmes que pour le composant. Les assemblages à chaque extrémité du dispositif d'assemblage, comme les boulons, les soudures et les plaques, doivent toutefois être conçus en fonction de deux fois la capacité de déformation nominale du corps du dispositif d'assemblage. Lorsque le corps n'est pas ductile ou est inexistant, le facteur C_p est porté à 2,0 et la valeur 1,0 est attribuée à R_p , ce qui mène à une force de calcul accrue du dispositif d'assemblage.

Alinéa f) : Pour qu'un dispositif d'assemblage soit considéré comme ductile, son corps doit être l'élément inélastique déformable et l'assemblage à son extrémité doit être suffisamment résistant pour demeurer élastique.

Paragraphe 4.1.8.18. 8) du CNB

238. Bien que les planchers et les toits qui agissent comme diaphragmes soient classés dans la catégorie 4 au tableau 4.1.8.18. du CNB, aucune valeur n'est spécifiée pour les coefficients C_p , A_r et R_p . Ces composants structuraux ne doivent pas être calculés selon les dispositions de l'article 4.1.8.18. du CNB, mais doivent répondre aux exigences de l'article 4.1.8.15. du CNB.

Paragraphe 4.1.8.18. 9) du CNB

239. La charge V_p spécifiée au paragraphe 4.1.8.18. 1) du CNB doit être utilisée dans l'analyse des composants et de leurs assemblages aux fins de la détermination des déformations latérales. Lorsqu'une analyse élastique est effectuée pour déterminer les déformations latérales, on doit multiplier les déformations calculées par R_p pour obtenir des valeurs réalistes des déformations prévues. Cette exigence est comparable à l'exigence applicable à la détermination des flèches de la structure du bâtiment au paragraphe 4.1.8.13. 2) parce qu'on a réduit les forces du composant de R_p pour tenir compte de la capacité de dissipation de l'énergie par action inélastique du composant et de son assemblage. Si l'assemblage et le composant ont des valeurs de R_p différentes, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.18. 7)e) du CNB, la plus élevée des deux valeurs doit alors être utilisée comme multiplicateur.

Paragraphe 4.1.8.18. 10) du CNB

240. Dans la démarche spécifiée à l'article 4.1.8.18. du CNB pour le calcul des composants et de leurs assemblages, on prend pour hypothèse que les composants n'interagissent avec la structure qu'aux points de fixation et que la conception de la structure tient compte des forces exercées par les composants sur celle-ci. Il est donc important de prévoir un dégagement ou une séparation suffisants entre les composants fixés au bâtiment et la structure, fondés sur les déformations calculées au paragraphe 4.1.8.18. 9) du CNB, de manière à prévenir les interactions accidentelles qui pourraient favoriser la transmission de forces imprévues à la structure. Lorsque les composants sont des murs ou des panneaux rigides, les exigences de l'alinéa 4.1.8.3. 6)b) du CNB s'appliquent, ce qui signifie que ces composants doivent faire partie du SFRS si leur séparation n'est pas suffisante pour prévenir les interactions.

Paragraphe 4.1.8.18. 11) du CNB

241. S'il n'est pas isolé, l'équipement suspendu (p. ex., tuyaux, conduits et chemins de câbles) peut être endommagé s'il heurte la structure ou d'autres pièces d'équipement. On peut prévenir ces dommages en utilisant des dispositifs de retenue contre les secousses sismiques, comme des entretoises de contreventement, pour restreindre le mouvement latéral de l'équipement suspendu. Ces dispositifs de retenue doivent être conçus pour résister aux forces et aux déplacements de l'article 4.1.8.18. du CNB et construits de manière à ne pas faire fléchir les tirants de suspension, car ceux-ci, de même que leurs assemblages, sont conçus uniquement pour résister aux forces de traction. Notamment, les tiges filetées sont sujettes aux ruptures fragiles à la base du filetage lorsqu'elles sont soumises à la flexion.

Paragraphe 4.1.8.18. 12) du CNB

242. Si l'équipement suspendu est isolé des autres pièces d'équipement et des murs adjacents (p. ex., les appareils d'éclairage suspendus), il doit être conçu comme un système pendulaire, dans la mesure où les chaînes ou les tiges qui les retiennent puissent supporter 2,0 fois le poids de l'équipement

Commentaire J

suspendu et résister aux flèches du paragraphe 4.1.8.18. 9) du CNB, à moins que le dégagement prévu ne permette à l'équipement d'osciller de 45° sans heurter l'équipement ou les murs adjacents, comme il est indiqué dans la norme CAN/CSA S832.

Paragraphe 4.1.8.18. 13) du CNB

243. Les rayonnages à palettes peuvent être hauts et lourdement chargés, et ils peuvent constituer un risque important pour la sécurité des personnes s'ils ne sont pas adéquatement conçus et entretenus. Il est important qu'ils soient calculés pour résister aux charges dues aux séismes conformément au CNB. Les éléments structuraux intérieurs, comme les rayonnages sur pieds au niveau du sol ou en dessous du niveau du sol et qui sont entourés de la structure du bâtiment mais n'y sont pas autrement fixés, doivent être analysés en tant que structures distinctes ou composants de la catégorie 23 ou 24 du tableau 4.1.8.18. du CNB. Lorsque les structures internes sont analysées en tant que structures distinctes, elles doivent être séparées conformément au paragraphe 4.1.8.14. 1) du CNB, et les valeurs de R_d et de R_o doivent être appropriées au système structural choisi. Les dispositions relatives au calcul parasismique que l'on retrouve dans la norme CSA A344, « Guide de l'utilisateur pour les palettes en acier », sont fondées sur le CNB de 1995, mais elles ne précisent pas les valeurs de modification de la force sismique. Une norme mise à jour sur les rayonnages est en cours d'élaboration en vue de son inclusion possible dans la norme CSA S16; des valeurs de R_d et R_o sont proposées ainsi que d'autres méthodes d'analyse sismique. Une résistance adéquate aux forces latérales et une résistance à la déformation inélastique doivent être assurées sur toute la hauteur de la structure. La déformation inélastique des rayonnages survient habituellement aux assemblages. Le comportement des joints des rayonnages utilisés dans la conception doit être vérifié par le biais d'essais physiques. La norme ANSI MH16.1, « Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks », le document FEMA 460, « Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accessible to the Public », et la norme CSA A344 renferment des renseignements supplémentaires sur la conception et l'utilisation des rayonnages. Ces documents doivent être appliqués conformément aux exigences du CNB de 2015 tout en prenant en considération les valeurs de R_d , R_o , les caractéristiques de l'emplacement, les coefficients de risque, etc. D'autres structures de rayonnages présentes dans un bâtiment comme les rayonnages mobiles, les rayonnages en porte-à-faux, les rayonnages ouverts sur une face et ceux ouverts sur deux faces et les étagères ne sont pas visées par ces documents.
244. Sous réserve du paragraphe 243, les effets des séismes sur les rayonnages installés sur un plancher au-dessus du niveau du sol doivent être déterminés au moyen de la méthode décrite à l'article 4.1.8.18. du CNB ou au moyen de l'analyse dynamique linéaire, qui tient compte tant du rayonnage que de la structure du bâtiment. Dans le cas de la première méthode, les forces aux assemblages à la structure doivent être prises en considération dans le calcul des éléments structuraux qui les supportent.
245. Le calcul parasismique des rayonnages sur pieds exige une analyse particulière et, bien qu'il repose sur les mêmes principes que le calcul parasismique des bâtiments indépendants, on remarque des différences :
- Les rayonnages se comportent différemment dans la direction de l'allée centrale et dans la direction de l'allée transversale. Dans la direction de l'allée centrale, on s'attend souvent à ce que la réponse non linéaire survienne dans les assemblages du bâti; l'analyse doit tenir compte de cette réponse non linéaire selon les essais physiques auxquels sont soumis les assemblages particuliers qui sont utilisés.
 - Lorsque la réponse du rayonnage sera modifiée par le comportement non linéaire de la plaque de base, alors le modèle dynamique doit en tenir compte.
 - La période du mode fondamental des rayonnages ne doit pas être évaluée au moyen des formules de la période du mode fondamental des structures de bâtiment indiquées dans la partie 4 du CNB parce que ces formules ne représentent pas le comportement dynamique des rayonnages. Les périodes applicables aux rayonnages peuvent être calculées au moyen de l'analyse dynamique, qui tient compte du comportement non linéaire des assemblages et qui produira une période de limite supérieure propre aux structures de rayonnage.
 - Étant donné que les charges de produits sur un rayonnage peuvent varier grandement, la configuration la moins favorable des charges doit être prise en compte dans l'analyse sismique (un rayonnage pleine charge ne représente pas nécessairement la condition de chargement la plus critique). Le poids sismique comprend la charge permanente de la structure plus son contenu de fonctionnement habituel, mais pas moins qu'une fraction minimale de la charge de

- calcul du produit, selon la direction et/ou la période. Le poids sismique peut être réduit par la fraction dynamiquement active de la charge.
- e) Le mouvement de la charge du produit sur un rayonnement lors d'un séisme a un effet de limitation et/ou d'amortissement des forces.
 - f) Les effets de stabilité (effets P-delta et charges conceptuelles) doivent être pris en compte.
 - g) Les limites de glissement doivent être telles que la rotation totale imposée sur les assemblages poutre-poteau découlant des effets des séismes plus les charges dues à la pesanteur ne dépasse pas une fraction de la capacité de rotation des assemblages déterminée à partir des essais physiques.
 - h) Les mêmes valeurs de R_d et R_o que celles utilisées pour la construction traditionnelle devraient être employées, sauf que des valeurs plus élevées dans la direction de l'allée centrale peuvent être considérées, à condition que les essais physiques aient révélé que les assemblages résistants aux moments peuvent assurer une dissipation d'énergie stable.
 - i) Les méthodes d'analyse basées sur les déplacements peuvent être appropriées pour la direction de l'allée centrale. On peut y avoir recours si elles ont fait l'objet d'essais et d'analyses acceptables.
 - j) Les rayonnages de plus de 6 m n'ont pas fait l'objet d'essais; les principes susmentionnés peuvent ne pas fonctionner dans le cas des rayonnages plus hauts.

- 246.** La norme ASME-A17.1/CSA B44, « Safety Code for Elevators and Escalators », renferme des renseignements sur le calcul des escaliers mécaniques, ascenseurs et monte-charges. Lors de l'application de cette norme, le concepteur devrait se servir de paramètres de mouvement du sol qui sont compatibles avec ceux qui sont utilisés dans le CNB de 2015.
- 247.** Le calcul des réservoirs autoporteurs ne s'inscrit pas dans la portée du CNB. Le calcul de ces réservoirs doit être fondé sur les pratiques courantes acceptées par l'industrie et les normes de calcul consensuelles (API-620, « Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks », API-650, « Welded Tanks for Oil Storage », ANSI/AWWA D100, « Welded Steel Tanks for Water Storage », ANSI/AWWA D110, « Wire- and Strand-Wound Circular, Prestressed Concrete Water Tanks », ANSI/AWWA D115, « Circular Prestressed Concrete Tanks with Circumferential Tendons », et FEMA 450-1, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions »). Lorsque le concepteur applique ces normes de l'industrie aux localités canadiennes, il doit se servir de paramètres de mouvement du sol qui sont compatibles avec ceux qui sont utilisés dans le CNB de 2015.

Paragraphes 4.1.8.18. 14) et 15) du CNB

- 248.** La chute de verre constitue un danger important pour la sécurité des personnes lors d'un séisme. Le verre peut sortir de son cadre ou casser, puis tomber. Le paragraphe 4.1.8.18. 14) du CNB exige le calcul du déplacement du cadre maintenant le verre en place et la vérification de l'assemblage pour déterminer si le verre est susceptible de sortir de son cadre ou de se casser, puis de tomber. L'information sur les critères d'acceptation utilisés pour de tels essais est décrite dans la norme AAMA 501.6, « Recommended Dynamic Test Method for Determining the Seismic Drift Causing Glass Fallout from a Wall System ». Le paragraphe 4.1.8.18. 15) du CNB exempte certains systèmes de vitrage des exigences du paragraphe 4.1.8.18. 14) : les vitrages ayant suffisamment de dégagement entre le cadre et le verre pour permettre au verre de bouger dans le cadre sans briser ni tomber durant un séisme; les panneaux de verre installés dans des bâtiments situés dans des zones à faible risque; le verre trempé installé dans un bâtiment autre qu'un bâtiment de protection civile à faible hauteur au-dessus d'aires potentiellement occupées et les systèmes de vitrage pour lesquels le verre est feuilleté et fixé au cadre. Les normes ASCE/SEI 7, FEMA 450-1, FEMA 450-2, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 2: Commentary » et FEMA P-750 contiennent de l'information utile concernant le verre et les déformations sismiques.

Paragraphe 4.1.8.18. 16) du CNB

- 249.** Les éléments de structures, les composants non structuraux et l'équipement compris dans la structure d'un bâtiment doté d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie doivent être conçus conformément à ce paragraphe. Voir la figure J-31.

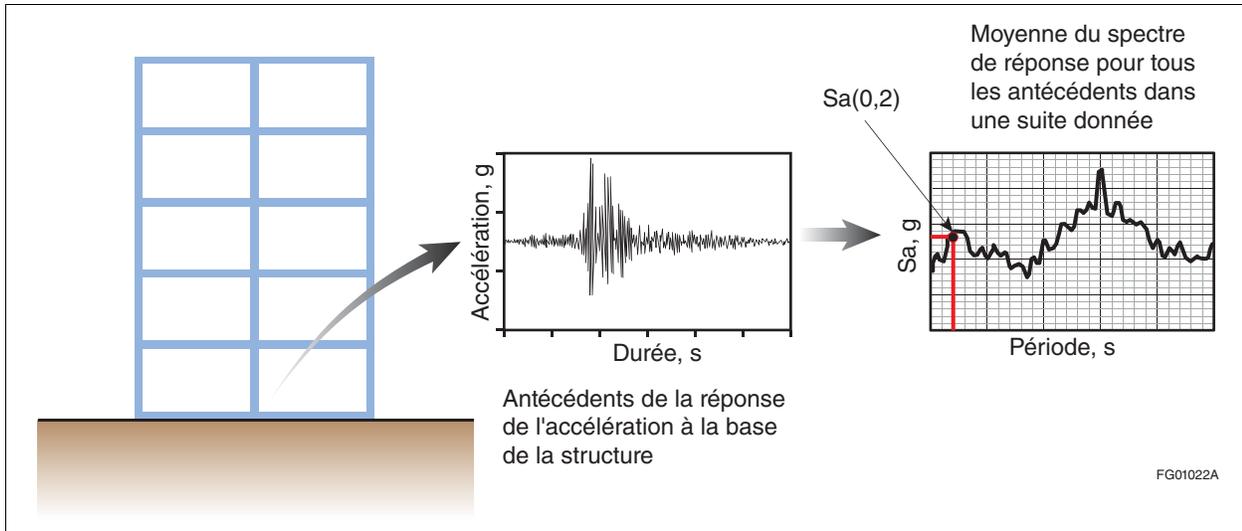


Figure J-31

Méthode de calcul des éléments de structures, des composants non structuraux et de l'équipement dans un bâtiment doté d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie

Calcul parasismique au moyen de l'isolation sismique (CNB, articles 4.1.8.19. et 4.1.8.20.)

250. L'isolation sismique est un concept de calcul parasismique des structures largement utilisé dans de nombreux pays pour le calcul des nouveaux bâtiments. Ce concept de calcul convient particulièrement aux bâtiments dans des régions à haute sismicité, mais convient également à certains types de bâtiments dans des régions à sismicité modérée ou faible, et peut être particulièrement efficace pour les bâtiments qui présentent des irrégularités. Le concept peut également être appliqué à la mise à niveau ou à la modernisation parasismiques de bâtiments existants. Le calcul parasismique des bâtiments au moyen de l'isolation sismique doit être adapté aux particularités de chaque bâtiment et il est fortement recommandé qu'un examen indépendant par des pairs soit effectué.
251. Le but fondamental de l'isolation sismique est de réduire les forces engendrées par les séismes et l'énergie transmise à la structure. On atteint ce but en interposant un système d'isolation à rigidité horizontale faible entre l'infrastructure et la superstructure d'un bâtiment. Pendant un séisme, les déplacements latéraux surviennent principalement dans le système d'isolation le long de l'interface de l'isolant; les charges latérales transmises à la structure et les déplacements latéraux relatifs de la structure sont donc grandement réduits. La faible rigidité horizontale du système d'isolation mène à une structure modifiée dont la période latérale du mode fondamental est beaucoup plus longue que si la même structure reposait sur une base fixe. Par conséquent, le premier mode dynamique de la structure isolée occasionne la déformation du système d'isolation seulement, tandis que la superstructure au-dessus de l'interface d'isolation demeure essentiellement non déformée. Les modes supérieurs de la structure, qui produiraient des déformations dans la superstructure, ont généralement des facteurs de participation modale très faibles, de sorte que leur contribution aux déformations du bâtiment est minimale, même si le mouvement du sol présente une énergie élevée aux périodes correspondant à ces modes. De manière générale, les systèmes d'isolation sismique comportent des isolateurs qui assurent un amortissement important et ne requièrent donc pas d'amortissement additionnel pour fonctionner efficacement. Un amortissement additionnel peut toutefois être utile pour supprimer la résonance possible au niveau de la période latérale du mode fondamental de la structure isolée.
252. Deux démarches sont couramment utilisées pour réaliser l'isolation sismique (Naeim et Kelly^[137]). La première fait appel à des éléments d'appui en élastomère fait de caoutchouc ou de caoutchouc revêtu d'acier (ou d'un autre matériau). Les exemples d'isolateurs élastomères incluent les éléments d'appui en caoutchouc au plomb avec noyau de plomb (voir les figures J-32 et J-33), les éléments d'appui en caoutchouc avec dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie (amortisseurs) et les éléments d'appui en caoutchouc à haut pouvoir d'amortissement. Dans certains cas, ces isolateurs sont combinés à des isolateurs à glissement qui incluent habituellement des disques en polytétrafluoréthylène (PTFE, communément appelé Téflon) glissant sur des plaques en acier

inoxydable. La seconde démarche utilise un système de glissement à recentrage, comme un système pendulaire de friction (voir la figure J-34), dans lequel un matériau d'interface spécial glisse sur un matériau comme de l'acier inoxydable. Dans un système pendulaire de friction, une plaque de glissement articulée placée dans un élément d'appui glisse le long d'une surface concave en acier inoxydable pendant un séisme et amène la superstructure à se déplacer dans un mouvement de pendule. D'autres démarches d'isolation sismique sont disponibles et de nouvelles approches sont en cours d'élaboration par des chercheurs et des fournisseurs.

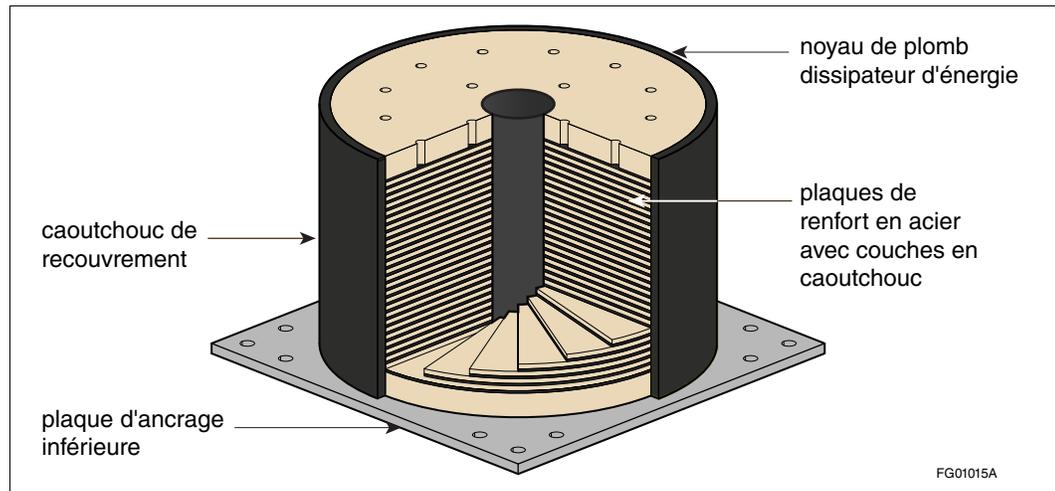


Figure J-32
Vue en coupe d'un élément d'appui en caoutchouc au plomb



Figure J-33
Installation d'un élément d'appui en caoutchouc au plomb

Commentaire J



Figure J-34
Système de friction à pendule triple (photo gracieusement offerte par Earthquake Protection Systems, Californie)

Paragraphe 4.1.8.19. 1) du CNB

253. La figure J-35 illustre de nombreux termes définis dans ce paragraphe. Les systèmes d'isolation peuvent utiliser des isolateurs qui sont tous du même type ou une combinaison de différents types, p. ex., des isolateurs à glissement sans capacité de recentrage avec des isolateurs en élastomère. Dans certains systèmes d'isolation, des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie ou des dispositifs de retenue contre le vent sont inclus en guise de compléments.
254. Comme il est illustré à la figure J-36, l'interface de l'isolant peut être située au-dessus du niveau du sol à l'intérieur de la superstructure, sous le niveau du sol dans le sous-sol (le plus souvent juste sous le rez-de-chaussée) ou sous les fondations du sous-sol. Il n'est pas nécessaire que l'interface de l'isolant soit dans un seul plan horizontal; les niveaux des isolateurs peuvent différer à condition que le déplacement de calcul total (TDD) latéral puisse être pris en compte à l'emplacement de chaque isolateur et que les exigences relatives aux diaphragmes rigides abordées au paragraphe 263 soient satisfaites. Il faut exercer une prudence particulière si le niveau de l'interface de l'isolant varie de façon importante.

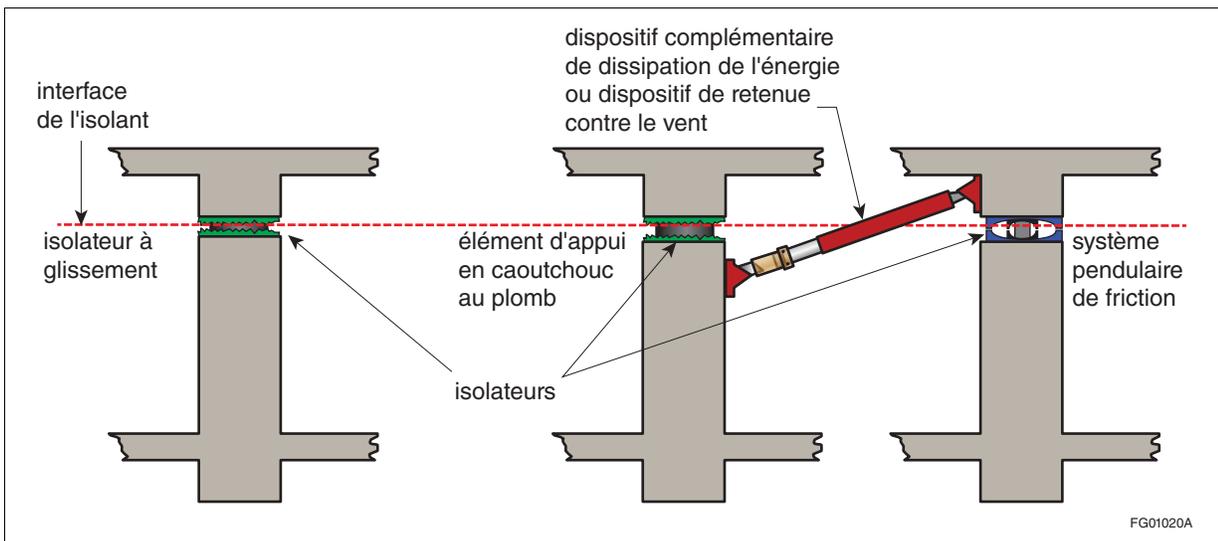


Figure J-35
Exemples d'isolateurs dans une structure dotée d'un isolant sismique

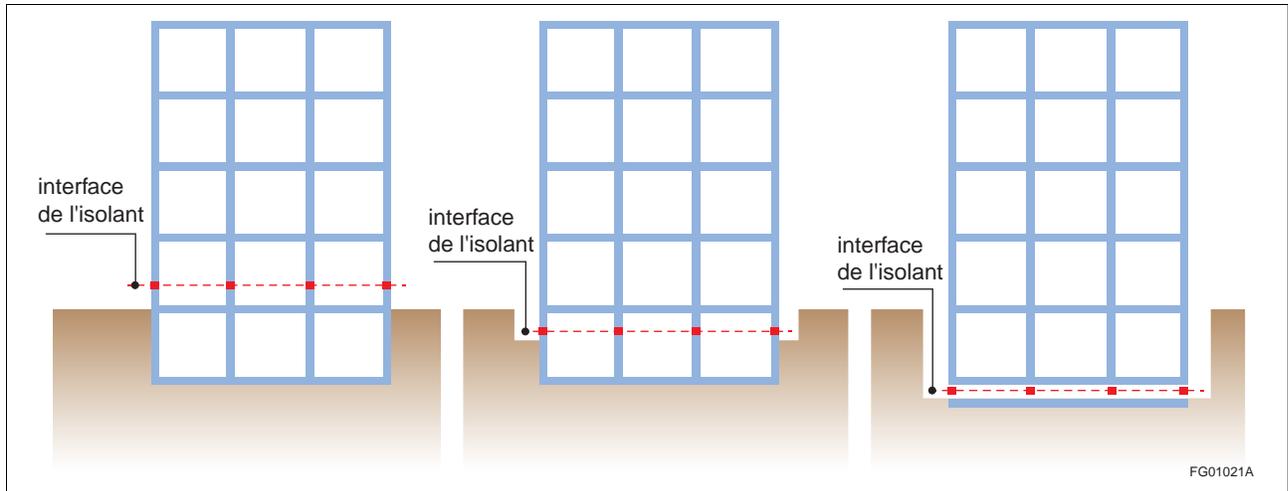


Figure J-36
Emplacements possibles de l'interface de l'isolant

Paragraphe 4.1.8.19. 2) du CNB

255. Il est fortement recommandé d'effectuer un examen du calcul de la structure dotée d'un isolant sismique et de son système d'isolation conformément à la note explicative A-4.1.8.19. 2) du CNB.

Alinéa c) : On trouvera de l'information détaillée sur le calcul parasismique des bâtiments au moyen de la méthode de l'isolation sismique, y compris les principes de base et des exemples d'applications pratiques dans le document FEMA P-751, « 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples », et dans Naiem and Kelly,^[137] Kelly et al.,^[138] et Kelly.^[139] On trouvera également de l'information utile sur le calcul des bâtiments dotés d'un isolant sismique dans les normes ASCE/SEI 7 et ASCE/SEI 41 ainsi que dans le document FEMA P-750, « NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures ». Si les exigences relatives à l'isolation sismique dans la norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », et le guide AASHTO intitulé « Specifications for Seismic Isolation Design »^[140] ne sont pas spécifiquement destinées à s'appliquer aux bâtiments, elles offrent un complément utile d'information sur l'isolation sismique.

Paragraphe 4.1.8.19. 3) du CNB

256. Une analyse dynamique non linéaire tridimensionnelle d'une structure dotée d'un isolant sismique est requise. Il est fortement recommandé de modéliser l'interface sol-structure dans l'analyse tridimensionnelle, car les variations dans la rigidité des fondations sous l'interface de l'isolant peuvent mener à des demandes sismiques sur la structure qui peuvent varier considérablement au-dessus de l'interface de l'isolant. Il est important de procéder à des analyses de sensibilité examinant l'interface sol-structure et la variation dans la rigidité du matériau soutenant les fondations (p. ex., sol ou piliers). L'interface sol-structure doit être modélisée au moyen de paramètres géotechniques obtenus à la suite du calcul des fondations. Les concepteurs doivent envisager la tenue d'analyses de sensibilité pour les valeurs de rigidité du sol aux limites inférieure et supérieure du sol. Généralement, une première série d'analyses de sensibilité considérant la limite de rigidité inférieure des fondations combinée aux propriétés de limite inférieure du système d'isolation est effectuée, et une deuxième série d'analyses de sensibilité considérant la limite de rigidité supérieure des fondations combinée aux propriétés de limite supérieure du système d'isolation est effectuée. Pour des analyses plus complètes, toutefois, d'autres combinaisons de propriétés des fondations et du système d'isolation devraient être considérées.

L'analyse dynamique non linéaire tridimensionnelle de la structure doit tenir compte de ce qui suit.

Alinéa b) : L'amortissement visqueux équivalent des portions de la structure au-dessus et en dessous de l'interface de l'isolant, à l'exclusion de l'amortissement hystérétique fourni par le système d'isolation à l'interface de l'isolant, doit être inférieur ou égal à 2,5 % de l'amortissement critique au mode fondamental. Il faut prendre en compte les propriétés des matériaux du système structural et l'influence des composants non structuraux dans la détermination de la valeur de l'amortissement visqueux équivalent. Si l'interface

de l'isolant est située sous les fondations, l'amortissement à l'interface fondations-sol n'est généralement pas pris en considération. Une étude spéciale incorporant l'examen par les pairs indépendant recommandé dans la note explicative A-4.1.8.19. 2) du CNB devra être effectuée si l'amortissement des fondations doit être pris en considération.

Alinéa c) : Il faut modéliser chaque isolateur en tenant compte de ses caractéristiques non linéaires de force-déformation. Il est fortement recommandé d'effectuer des analyses de sensibilité examinant la variation des caractéristiques non linéaires de force-déformation pour tenir compte des aspects suivants : variation dans les propriétés des charges des matériaux des isolateurs à la suite des tolérances de fabrication; effets des charges axiales, de cisaillement ou de ces deux types de charges combinés sur les caractéristiques de force-déformation des isolateurs (p. ex., le coefficient de friction des isolateurs à glissement peut varier en fonction de la charge axiale); effets de la vitesse de charge (effets de vitesse) sur les propriétés des isolateurs (les propriétés peuvent varier considérablement entre le chargement à basse vitesse et le chargement à vitesse élevée); effets de l'âge découlant des changements dans les propriétés des isolateurs au cours de la durée de vie de la structure (p. ex., les propriétés du caoutchouc changent avec le temps); effets des variations de température sur les propriétés des isolateurs (les propriétés aux températures maximales et minimales auxquelles les isolateurs seront exposés doivent être prises en compte); effets du premier cycle (p. ex., la force requise pour que les dispositifs à friction parviennent à glisser au cours de la première moitié du cycle de chargement peut être plus élevée que celle qui sera requise au cours des cycles subséquents); et autres effets qui peuvent être signalés par le fournisseur ou le fabricant des isolateurs. Les concepteurs doivent envisager la tenue d'au moins une série d'analyses utilisant les propriétés à la limite inférieure et une série d'analyses utilisant les propriétés à la limite supérieure, combinant au besoin une partie ou la totalité des effets énumérés ci-dessus.

Alinéa d) : La modélisation des éléments structuraux ne faisant pas partie du système d'isolation qui sont destinés à se comporter de façon élastique doit être basée sur des propriétés de faible déformation. Conformément aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB, l'effet des sections fissurées dans le béton armé et les éléments de maçonnerie armée doit être pris en compte. Pour le béton, se reporter à la norme CSA A23.3 pour les propriétés en accord avec les charges de service, et pour la maçonnerie armée, se reporter à la norme CSA S304 pour les propriétés en accord avec les charges sismiques. Si la variation de rigidité entre les sections non fissurées et les sections fissurées est importante, les concepteurs doivent envisager la tenue d'analyses de sensibilité utilisant les valeurs de rigidité des limites supérieure et inférieure. Les éléments non structuraux qui peuvent influencer sur la rigidité latérale ou en torsion de la structure doivent être inclus dans le modèle structural.

Paragraphe 4.1.8.19. 4) du CNB

257. **Alinéa a) :** Pour de l'information sur la sélection et la pondération des antécédents des mouvements du sol à utiliser dans l'analyse dynamique non linéaire tridimensionnelle, voir l'annexe et la section du présent commentaire portant sur l'alinéa 4.1.8.12. 1)b) du CNB (paragraphe 179).

Pour les structures dotées d'un isolant sismique, les exigences qui suivent s'appliquent et diffèrent des exigences relatives aux structures classiques dotées d'un SFRS figurant au tableau 4.1.8.9. du CNB, ou semblable à l'un de ces SFRS :

Sous-alinéa b)i) : L'utilisation du spectre de réponse de calcul (c.-à-d. le spectre dérivé des valeurs de calcul de l'accélération spectrale, $S(T)$, défini au paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB) comme spectre cible pour la sélection et la pondération des antécédents des mouvements du sol est seulement permise pour les emplacements de types A, B et C.

Sous-alinéa b)ii) : Un spectre de réponse de calcul spécifique à l'emplacement doit être utilisé comme spectre cible pour les types d'emplacement D, E et F. Le spectre de réponse de calcul spécifique à l'emplacement devrait être basé sur au moins trois études du terrain à différents endroits pour tenir compte des variations de réponse dans l'aire de la structure. Dans certains cas, les valeurs de calcul de l'accélération spectrale dans le spectre de réponse de calcul spécifique à l'emplacement peuvent être beaucoup plus élevées que les valeurs $S(T)$ spécifiées au paragraphe 4.1.8.4. 9) du CNB sur la plage de périodes d'intérêt, et l'utilisation de l'isolation sismique peut se révéler inefficace. La période d'une structure dotée d'un isolant sismique peut également se situer dans la plage de périodes de résonance du sol; en pareils cas, un amortissement complémentaire important peut être nécessaire pour assurer une isolation efficace.

Alinéa c) : Une plage de périodes de $0,2T_1$ à $1,5T_1$ est utilisée pour la pondération des antécédents des mouvements du sol, où T_1 est la période de la structure isolée déterminée au moyen de la

rigidité après plastification, k , du système d'isolation dans la direction horizontale considérée. La rigidité après plastification du système d'isolation est déterminée au moyen de l'approche montrée à la figure J-37, qui peut être utilisée pour les systèmes d'isolation munis de différents types d'isolateurs, comme des éléments d'appui en caoutchouc au plomb et des systèmes pendulaires de friction. La rigidité effective, k_{eff} , ne doit pas être utilisée pour déterminer T_1 .

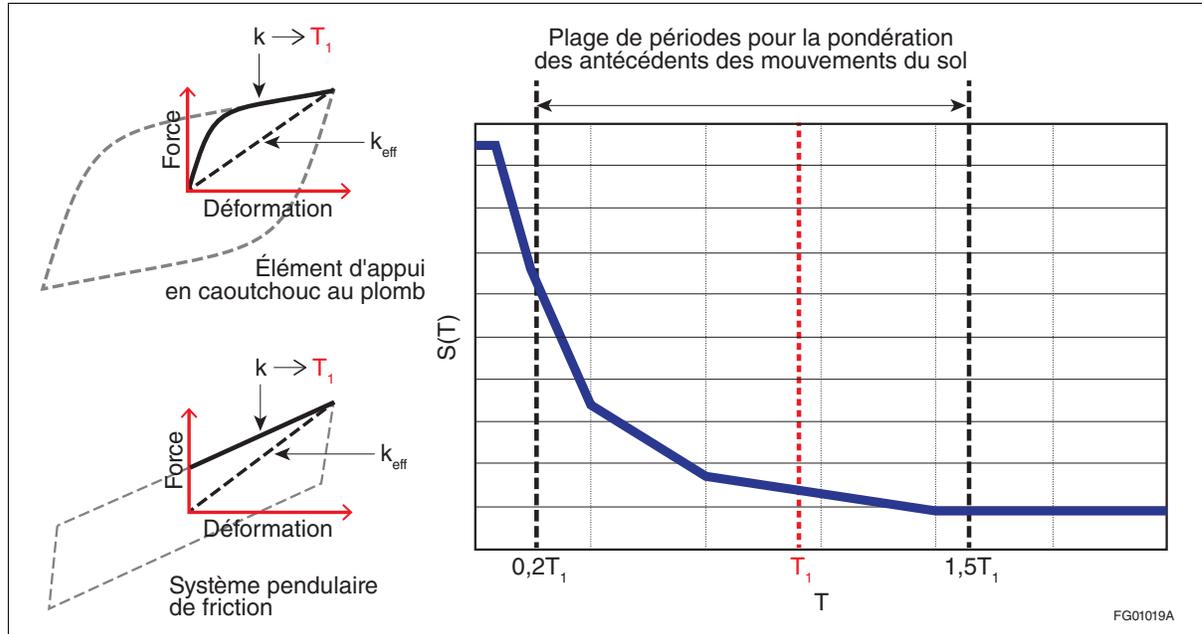


Figure J-37
Détermination de la rigidité après plastification et de la plage de périodes pour la pondération des antécédents des mouvements du sol

De manière générale, une suite d'enregistrements de mouvements du sol est utilisée pour l'analyse dynamique non linéaire, où chaque enregistrement inclut une paire de composants de mouvements du sol orthogonaux horizontaux et le composant de mouvement du sol vertical connexe. Si, toutefois, plusieurs sources tectoniques ou scénarios amplitude-distance différents influent sur le risque sismique dans la plage de périodes d'intérêt, il est recommandé d'utiliser une seule suite d'enregistrements de mouvements du sol pour chaque source ou scénario. Par exemple, pour les localités dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique, où trois sources différentes peuvent produire des mouvements du sol importants, trois suites différentes devraient être utilisées.

Paragraphe 4.1.8.20. 1) du CNB

258. Il faut modéliser la structure au-dessus de l'interface de l'isolant comme une structure de base fixe pour en calculer la période latérale du mode fondamental. Il est recommandé d'utiliser un modèle tridimensionnel de la structure de base fixe dans lequel des contraintes de translation sont appliquées à la base et des valeurs de rigidité de la limite inférieure des composants structuraux sont utilisées (voir le paragraphe 256). La période de la structure dotée d'un isolant sismique, T_1 , doit être supérieure à trois fois la période latérale du mode fondamental calculée pour la structure de base fixe afin de favoriser une réponse dominante du premier mode de la structure dotée d'un isolant sismique.

Paragraphe 4.1.8.20. 2) du CNB

259. Le système d'isolation doit avoir une rigidité positive aux déformations atteignant au moins le TDD. Le centre de gravité de la structure au-dessus de l'interface de l'isolant peut être déterminé à partir du modèle tridimensionnel, et ses coordonnées dans les directions x et y horizontales peuvent être projetées sur le diaphragme immédiatement au-dessus de l'interface de l'isolant (voir la figure J-38).

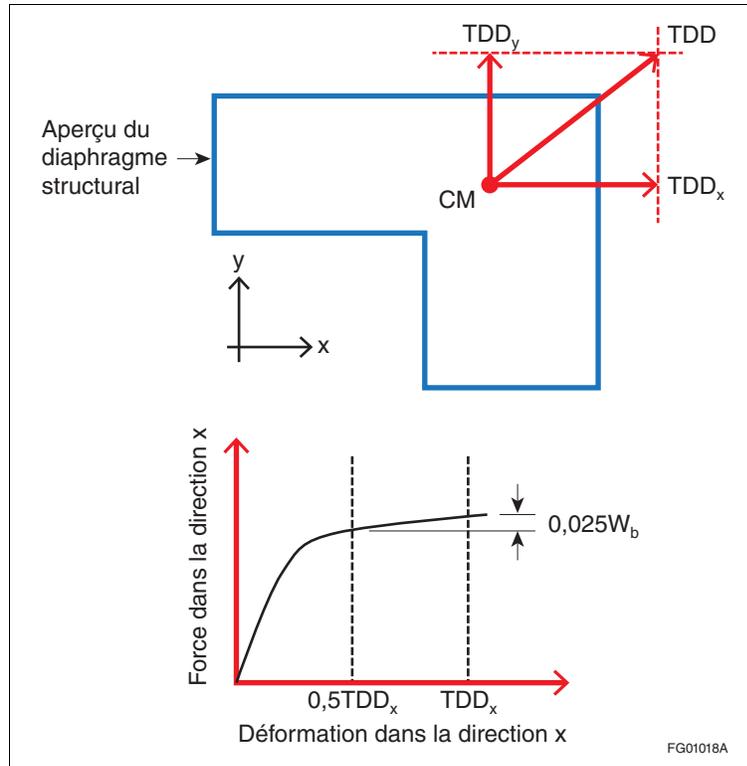


Figure J-38
Exigence de rigidité positive pour les systèmes d'isolation

Le TDD au centre de gravité projeté peut être déterminé à partir de l'analyse, et ses composants dans les directions x et y , TDD_x et TDD_y , peuvent ensuite être calculés. Le système d'isolation doit produire une force de rétablissement au TDD_x d'au moins $0,025W_b$ supérieure à la force de rétablissement à $0,5TDD_x$, où W_b est la portion de W au-dessus de l'interface de l'isolant, comme il est montré à la figure J-38; le système d'isolation doit également produire une force de rétablissement analogue dans la direction y .

Paragraphe 4.1.8.20. 3) du CNB

260. Les valeurs des forces et des flèches (déformations) utilisées dans le calcul des structures dotées d'un isolant sismique doivent être déterminées conformément aux exigences de ce paragraphe, qui diffèrent des exigences applicables aux structures classiques dotées d'un SFRS figurant au tableau 4.1.8.9. du CNB. Pour les structures classiques, les valeurs de calcul des forces et des flèches sont les valeurs moyennes des résultats de toutes les analyses dynamiques non linéaires (voir la section du présent commentaire portant sur l'alinéa 4.1.8.12. 1)b) du CNB au paragraphe 179 et la section intitulée « Demande sismique de calcul » de l'annexe du présent commentaire). Pour les structures dotées d'un isolant sismique, par contre, ces valeurs de calcul sont légèrement plus élevées que les valeurs moyennes des résultats parce qu'elles sont égales à la plus élevée des valeurs moyennes plus I_E fois l'écart-type des résultats et $\sqrt{I_E}$ fois la moyenne, où I_E est le coefficient de risque parasismique.

De plus, lorsque plus d'une suite d'enregistrements de mouvements du sol est nécessaire à la tenue des analyses aux emplacements touchés par différents scénarios d'amplitude-distance ou différentes sources tectoniques, une série de forces et de flèches de calcul doit être déterminée pour chaque suite.

Pour une suite donnée d'enregistrements de mouvements du sol, la valeur maximale ou minimale d'un paramètre spécifique (p. ex., la force ou le moment de flexion) pour un élément d'ossature ou un composant du système d'isolation est déterminée à partir d'une analyse et la combinaison critique des valeurs ainsi déterminées est utilisée pour le calcul. Par exemple, dans le calcul d'un poteau, la combinaison de la force axiale maximale, de la force de cisaillement maximale et du moment de flexion maximal est considérée pour chaque direction horizontale. Le calcul doit répondre à la demande sismique (c.-à-d. aux forces et aux flèches) pour chaque suite d'enregistrements de

mouvements du sol; il n'est pas nécessaire de combiner les valeurs maximales ou minimales des paramètres déterminées pour différentes suites.

Un poteau dans le SFRS d'une structure dotée d'un isolant sismique serait calculé et exécuté comme suit :

1. Pour chaque suite d'analyse des antécédents, déterminer les valeurs maximales de la force axiale, de la force de cisaillement et du moment de flexion comme étant la plus élevée des valeurs suivantes, soit la moyenne plus I_E fois l'écart-type ou $\sqrt{I_E}$ fois la moyenne.
2. Effectuer le calcul pour les résultats de chaque suite au moyen de $R_d R_o = 1,0$.
3. Effectuer l'exécution pour $R_d \geq 1,5$ où $I_E < 1,5$, et pour $R_d \geq 2,0$ où $I_E = 1,5$.

Paragraphe 4.1.8.20. 4) du CNB

- 261.** Les analyses dynamiques non linéaires (y compris les analyses de sensibilité) des structures dotées d'un isolant sismique sont généralement effectuées au moyen de caractéristiques de force-déformation non linéaires des isolateurs basées sur l'information fournie par le fournisseur. Il est fortement recommandé de consulter au préalable le fournisseur afin de s'assurer d'utiliser des isolateurs appropriés.

Il faut évaluer les propriétés de base du système d'isolation au moyen d'essais sur des prototypes avant l'utilisation. Ces essais de caractérisation du système visent à déterminer les propriétés des isolateurs et à vérifier les propriétés des limites inférieure et supérieure utilisées pour les isolateurs dans les analyses.

Il faut soumettre à l'essai au moins deux prototypes pleine grandeur de chaque type et taille prédominants d'isolateurs afin de vérifier les caractéristiques de force-déformation et d'amortissement utilisées pour les isolateurs dans l'analyse. Les isolateurs utilisés pour les essais de prototypes ne doivent pas être installés dans le bâtiment. Les essais de prototypes peuvent être organisés par le propriétaire du bâtiment pendant le processus de conception ou, plus typiquement, peuvent être effectués par l'entrepreneur ou le fournisseur au début de la construction, habituellement immédiatement après que les dessins d'assemblage des isolateurs (basés sur le cahier des charges et les dessins) ont été approuvés par l'ingénieur en calcul.

Le protocole d'essai des prototypes est élaboré par l'ingénieur en calcul ou par le fabricant des isolateurs avec l'approbation de l'ingénieur en calcul. La conformité des prototypes est évaluée du point de vue de la capacité d'absorption incrémentielle positive des forces, de la variation de la rigidité effective et de l'amortissement, de la stabilité sous une charge verticale et de la détérioration. Si un système sacrificiel de retenue contre le vent est utilisé, sa capacité ultime doit être établie au moyen d'essais. Il est recommandé que l'ingénieur en calcul ou un représentant désigné assistent aux essais de prototypes des isolateurs et de tout autre dispositif du système d'isolation et examinent le rapport d'essai fourni par le fournisseur ou l'organisme d'essai. On trouvera de l'information additionnelle sur les exigences et les critères d'acceptation relatifs aux essais de prototypes dans les références mentionnées au paragraphe 255.

Paragraphe 4.1.8.20. 5) du CNB

- 262.** Une fois les essais sur prototypes effectués avec succès et les ajustements à la conception des isolateurs mis en oeuvre, on procède aux essais de production des isolateurs. Un échantillon représentatif des isolateurs qui doivent être installés dans le bâtiment, incluant des éléments de chaque type et taille prédominants, est soumis à des essais avant l'installation des isolateurs. Les codes et les lignes directrices dans certains pays exigent de plus en plus que tous les éléments produits soient soumis à des essais. Un tel niveau d'essais devrait être considéré, en particulier si ces essais peuvent être effectués d'une manière économique.

Les caractéristiques de force-déformation des isolateurs sont déterminées à partir des résultats pour chaque cycle de chargement inversé des essais de charge cyclique et doivent satisfaire à des critères d'acceptation élaborés pour chaque type d'isolateur. Il est recommandé que l'ingénieur en calcul ou un représentant désigné assistent aux essais de production des isolateurs et examinent le rapport d'essai fourni par le vendeur ou l'organisme d'essai. Les mêmes exigences d'essai de production s'appliquent aux dispositifs sacrificiels de retenue contre le vent et aux dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie du système d'isolation. On trouvera plus d'information sur les exigences

Commentaire J

et les critères d'acceptation relatifs aux essais de production dans les références mentionnées au paragraphe 255.

Paragraphe 4.1.8.20. 6) du CNB

263. Il est important de fournir un diaphragme rigide (comme une dalle de béton armé) ou un ensemble d'éléments structuraux horizontaux (comme des poteaux de béton armé ou des poutres d'acier triangulées horizontales en treillis) au-dessus du système d'isolation de façon que ce dernier soit relié aux plaques supérieures des isolateurs. Ce composant structural rigide vise à garantir que les demandes horizontales et en torsion de la superstructure soient distribuées de façon appropriée entre tous les isolateurs.

Paragraphe 4.1.8.20. 7) du CNB

264. Une fois les forces de calcul déterminées conformément à la procédure décrite au paragraphe 4.1.8.20. 3) du CNB, il faut calculer tous les éléments d'ossature du SFRS de manière qu'ils présentent un comportement élastique sous l'effet de ces forces en utilisant $R_d R_o = 1,0$. Toutefois, afin que les éléments d'ossature présentent au moins un niveau modeste de ductilité leur permettant de résister à des demandes sismiques supérieures à celles qui sont déterminées au moyen de l'analyse, ils doivent être exécutés comme suit :

Alinéa a) : en conformité avec les exigences pour $R_d \geq 1,5$, pour les structures où $I_E < 1,5$; et

Alinéa b) : en conformité avec les exigences pour $R_d \geq 2,0$, pour les structures où $I_E = 1,5$.

Ces exigences s'appliquent à tous les éléments d'ossature du SFRS, tant ceux qui se trouvent en dessous que ceux situés au-dessus de l'interface de l'isolant.

Paragraphe 4.1.8.20. 8) du CNB

265. Étant donné que le SFRS dans les structures dotées d'un isolant sismique doit demeurer élastique, il n'y a pas de restrictions de hauteur pour ces structures. Il convient de noter que les structures de grande hauteur dotées d'un isolant sismique dont la période de base fixe au-dessus de l'interface de l'isolant est élevée peuvent finir par avoir une très grande période globale, T_1 , correspondant à une rigidité après plastification très basse, k , du système d'isolation (voir la figure J-37). Cette faible rigidité après plastification peut mener à des déformations latérales excessivement importantes au niveau de l'interface de l'isolant et au-dessus de celle-ci. En outre, la tension dans les isolateurs en élastomère (comme les éléments d'appui en caoutchouc au plomb) et la séparation dans les isolateurs à glissement (comme les systèmes pendulaires de friction) doivent être prises en considération dans l'analyse des structures de grande hauteur dotées d'un isolant sismique. Le programme d'essai pour de telles structures doit être étendu de manière à permettre une évaluation appropriée de ces comportements.

Paragraphe 4.1.8.20. 9) du CNB

266. Tous les isolateurs doivent être calculés de manière à tenir compte tant des forces déterminées par la procédure décrite au paragraphe 4.1.8.20. 3) du CNB que du TDD. Il est crucial de déterminer le TDD à l'emplacement de chacun des isolateurs, en particulier pour ceux dans les coins du bâtiment, où les effets de torsion peuvent causer des déformations horizontales accrues.

Paragraphe 4.1.8.20. 10) du CNB

267. Le déplacement latéral du système d'isolation à l'interface de l'isolant sous l'effet de la charge due au vent de calcul dans toute direction ne doit pas dépasser le produit de 1/500 fois la hauteur d'étage la plus faible de la structure au-dessus de l'interface de l'isolant. Par exemple, pour une hauteur d'étage de 3000 mm, le déplacement latéral sous l'effet de la charge due au vent de calcul (incluant le coefficient de rafale et tous les autres coefficients applicables) est limité à 6 mm. Il est recommandé que la limite d'élasticité des systèmes d'isolation élastomères et la force causant le recentrage des systèmes d'isolation à glissement correspondent à au moins 1,5 fois la charge due au vent de calcul pondérée, où le vent est la charge principale, à la base de la structure.

Séparation des structures

268. Le calcul d'une structure dotée d'un isolant sismique à l'interface de l'isolant et au-dessus de celle-ci doit tenir compte du TDD dans les deux directions orthogonales horizontales simultanément. Lorsque l'interface de l'isolant est en dessous du niveau du sol, une cavité ou une lacune sismique au niveau du sol et sous ce niveau est requise autour de la structure pour tenir compte du TDD (voir les figures J-39 à J-41).



Figure J-39
Cavité ou lacune sismique pour tenir compte du TDD



Figure J-40
Plaque de recouvrement par-dessus une cavité ou une lacune sismique

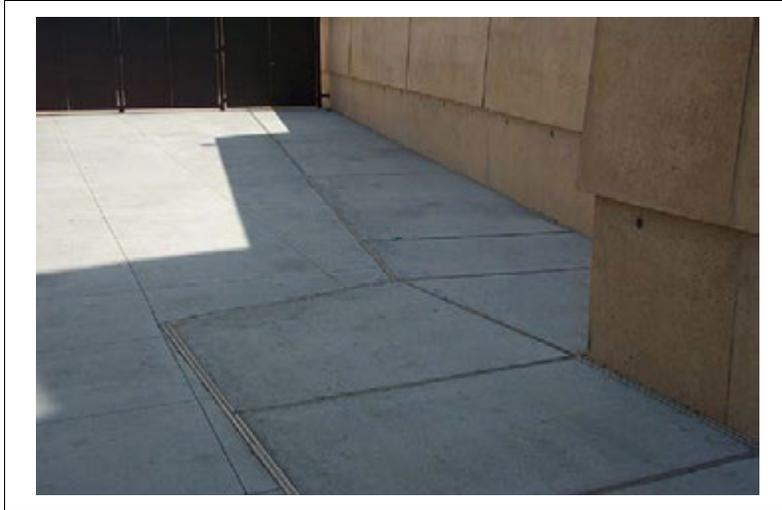


Figure J-41
Cavité ou lacune sismique avec plaque de recouvrement et revêtement de finition

Une structure dotée d'un isolant sismique doit être séparée de chaque structure adjacente comme suit :

- au niveau de l'interface de l'isolant et au-dessus de celle-ci, par la somme absolue de leurs flèches individuelles, où la flèche de la structure dotée d'un isolant sismique est considérée comme égale à la plus grande des valeurs du TDD en tous les points de la structure isolée qui font face à la structure adjacente; et
- sous l'interface de l'isolant, conformément au paragraphe 4.1.8.14. 1) du CNB.

Les murs de soutènement et autres obstructions fixes au niveau de l'interface de l'isolant et au-dessus de celle-ci doivent être séparés de la structure dotée d'un isolant sismique et du système d'isolation par une distance correspondant au moins au TDD au point de séparation minimale.

Degré de résistance au feu

269. Tous les composants d'un système d'isolation qui sont situés sous un plancher qui doit avoir un degré de résistance au feu doivent présenter un degré de résistance au feu au moins égal à celui qui est requis pour le plancher qu'ils supportent. Le degré de résistance au feu des composants doit également satisfaire aux exigences applicables aux murs porteurs, aux poteaux et aux autres éléments porteurs adjacents au système d'isolation. On peut atteindre le degré de résistance au feu requis en installant des gicleurs et/ou des couvertures ignifuges offertes sur le marché qui sont en mesure de s'adapter aux mouvements des isolateurs.

Éléments des structures, composants non structuraux et équipement

270. Il est recommandé de calculer les éléments des structures, des composants non structuraux et de l'équipement dans des structures dotées d'un isolant sismique conformément à l'article 4.1.8.18. du CNB, sous réserve de quelques exceptions résumées ci-dessous (voir la figure J-42).
- Pour les éléments et les composants dont le coefficient d'amplification de force, A_r , correspond à 1,00, la valeur de $S_a(0,2)$ au paragraphe 4.1.8.18. 1) du CNB est considérée comme étant la plus grande des valeurs moyennes de réponse spectrale de l'accélération des planchers avec un amortissement de 5 % aux périodes de 0 à 0,2 s.
 - Pour les éléments et les composants où $A_r = 2,50$, la valeur de $S_a(0,2)$ au paragraphe 4.1.8.18. 1) du CNB est considérée comme étant la plus grande des valeurs moyennes de réponse spectrale de l'accélération des planchers avec un amortissement de 5 % aux périodes de 0,2 s à $1,5T_1$.
 - On détermine les valeurs moyennes de réponse spectrale de l'accélération des planchers avec un amortissement de 5 % en calculant la moyenne des spectres de réponse des planchers avec un amortissement de 5 % au centre de gravité dans le plan immédiatement au-dessus de l'interface de l'isolant, à partir de toutes les analyses dynamiques non linéaires.
 - La valeur de F_a au paragraphe 4.1.8.18. 1) du CNB est considérée être égale à 1,00.

- e) Tous les éléments et les composants traversant l'interface de l'isolant doivent être conçus pour tenir compte d'un déplacement de $1,5TDD$, où TDD est déterminé à l'emplacement spécifique de chaque élément ou composant immédiatement au-dessus de l'interface de l'isolant.

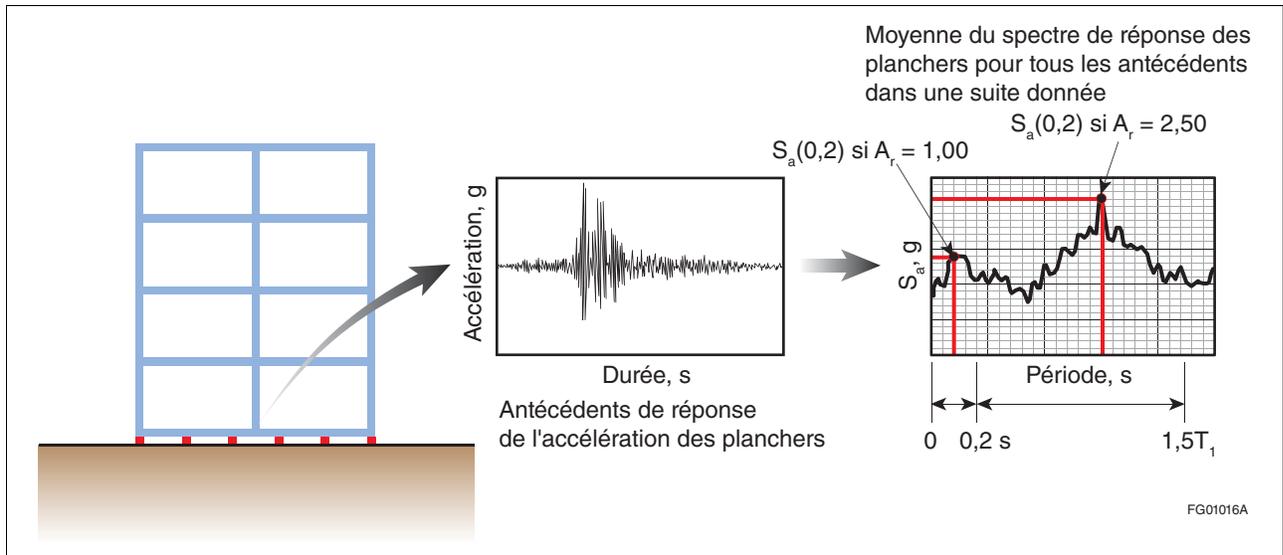


Figure J-42

Méthode pour le calcul des éléments des structures, des composants non structuraux et de l'équipement dans une structure dotée d'un isolant sismique

Le but de ces recommandations est de garantir que tous les équipements techniques qui traversent l'interface de l'isolant, comme les ascenseurs, les escaliers, et les installations électriques, mécaniques et CVCA, demeurent fonctionnels après un séisme.

271. Le calcul de la structure dotée d'un isolant sismique et des éléments des structures, des composants non structuraux et de l'équipement dans la structure doit être évalué en fonction des demandes sismiques de faible niveau, c'est-à-dire des forces sismiques qui ne dépassent pas la force seuil (la limite d'élasticité pour les systèmes d'isolation élastomères ou la force nécessaire pour causer le glissement en vue du recentrage des systèmes de glissement). Cette évaluation doit inclure ce qui suit :
- une analyse classique d'une structure de base fixe, comme il est expliqué au paragraphe 258, au moyen de la force seuil comme cisaillement de base;
 - une confirmation que les demandes sismiques sur les composants structuraux sont inférieures aux demandes sur le bâtiment doté d'un isolant sismique, comme il est expliqué au paragraphe 260;
 - une confirmation que les déplacements ne dépassent pas les limites du CNB correspondant au coefficient de risque parasismique de la structure dotée d'un isolant sismique; et
 - une confirmation que les demandes sismiques sur les éléments des structures, des composants non structuraux et de l'équipement et leurs assemblages sont inférieures à celles qui sont définies au paragraphe 270.

Calcul parasismique au moyen de dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie (CNB, articles 4.1.8.21. et 4.1.8.22.)

272. Le calcul parasismique au moyen de dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie est un concept de calcul des structures largement utilisé dans de nombreux pays pour le calcul des nouveaux bâtiments. Ce concept de calcul est particulièrement adapté aux bâtiments dans les régions à sismicité élevée, mais convient également à certains types de bâtiments dans les régions à sismicité modérée ou faible. Il peut également servir à la mise à niveau ou à la modernisation parasismiques des bâtiments existants. Le calcul parasismique des bâtiments au moyen de dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie doit être adapté aux particularités de chaque bâtiment et il est fortement recommandé qu'un examen indépendant par des pairs soit effectué.

Commentaire J

273. Les dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie, souvent appelés amortisseurs (même si l'amortissement n'est pas le principal mécanisme de dissipation de l'énergie), peuvent être incorporés dans un système structural expressément dans le but de réduire la réponse sismique du bâtiment dans son ensemble en absorbant ou dissipant l'énergie. Les plus courants de ces dispositifs peuvent être regroupés en deux catégories, soit les dispositifs tributaires du déplacement et les dispositifs tributaires de la vitesse, selon le mécanisme principal de dissipation de l'énergie. Les dispositifs tributaires du déplacement font appel aux déplacements relatifs à l'intérieur du dispositif pour la dissipation de l'énergie par coulisement métallique ou glissement par friction. Les exemples de tels dispositifs incluent les amortisseurs métalliques, comme les dispositifs d'amortissement et de rigidité supplémentaires (voir la figure J-43), les amortisseurs à extrusion au plomb et les amortisseurs à friction (voir les figures J-44 à J-46). Les dispositifs tributaires de la vitesse dissipent l'énergie dans des composants solides ou remplis de fluide, dans les dispositifs, et se fondent principalement sur les vitesses relatives à l'intérieur des dispositifs pour réaliser la dissipation de l'énergie. Les exemples de ces dispositifs incluent les amortisseurs à liquides visqueux (voir la figure J-47), les amortisseurs viscoélastiques (voir la figure J-48), et les murs visqueux (voir la figure J-49). D'autres démarches sont disponibles et de nouvelles approches sont en cours d'élaboration par des chercheurs et des fournisseurs.

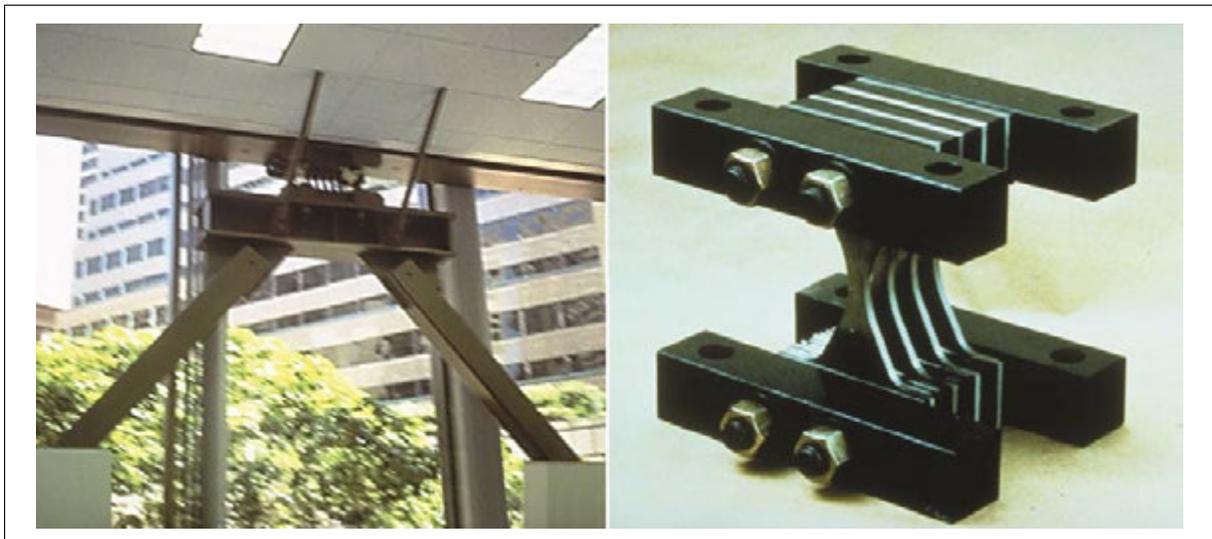


Figure J-43

Amortisseurs métalliques (dispositifs triangulaires d'amortissement et de rigidité supplémentaires et dispositifs d'amortissement et de rigidité supplémentaires)



Figure J-44
Amortisseur à friction

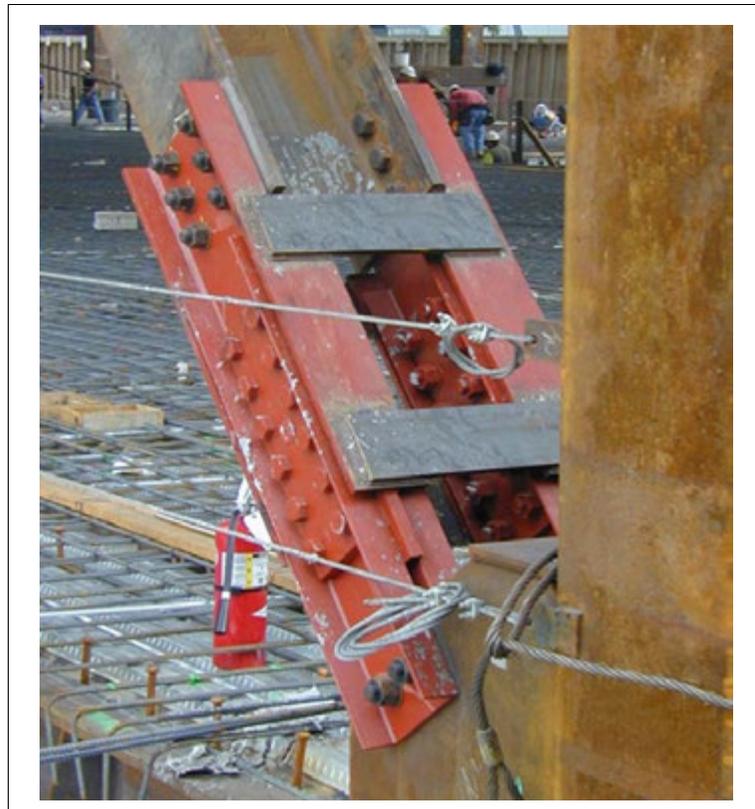


Figure J-45
Amortisseur à friction

Commentaire J



Figure J-46
Amortisseur à friction



Figure J-47
Amortisseurs à liquides visqueux

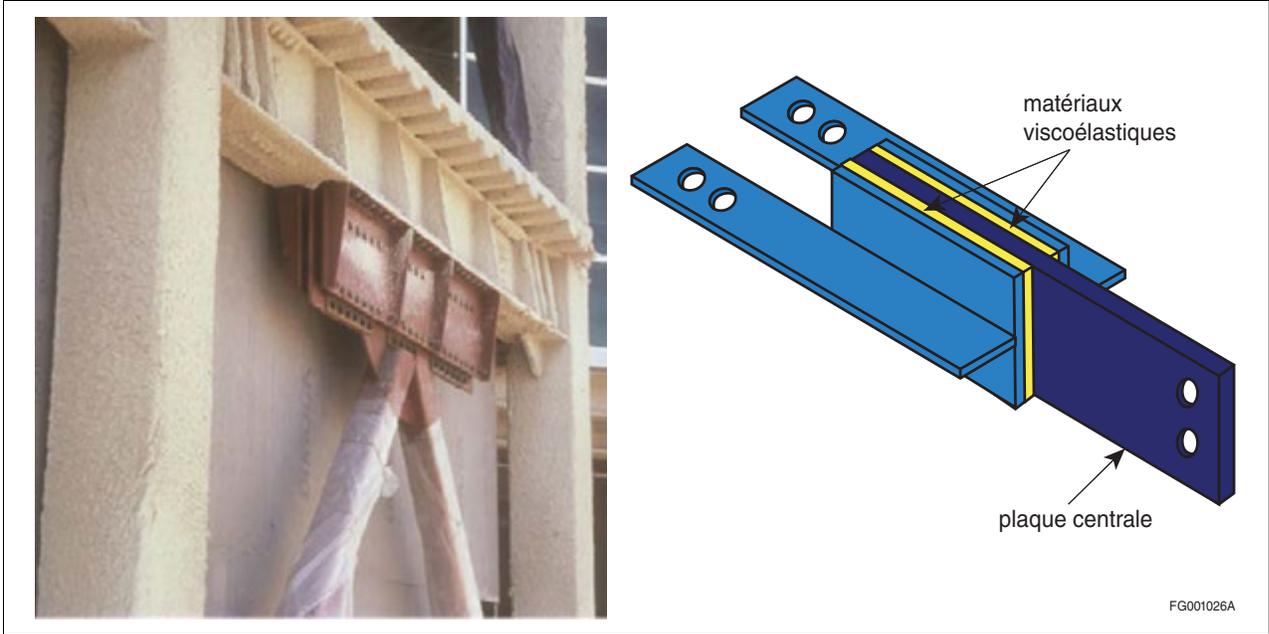


Figure J-48
Amortisseurs viscoélastiques



Figure J-49
Mur visqueux

Commentaire J

Paragraphe 4.1.8.21. 1) du CNB

274. La figure J-50 décrit un système complémentaire de dissipation de l'énergie qui inclut des amortisseurs à liquides visqueux comme dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie.

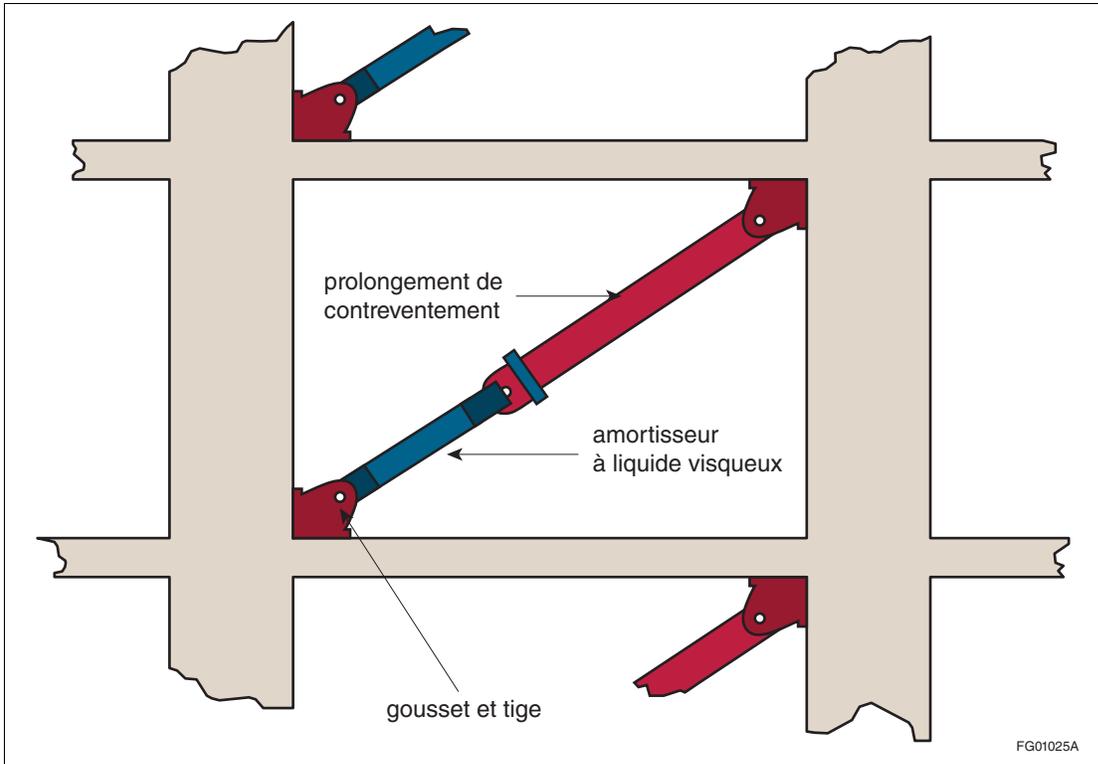


Figure J-50

Système complémentaire de dissipation de l'énergie comprenant des amortisseurs à liquides visqueux

Paragraphe 4.1.8.21. 2) du CNB

275. Il est fortement recommandé d'effectuer un examen du calcul de la structure et du système complémentaire de dissipation de l'énergie conformément à la note explicative A-4.1.8.21. 2) du CNB.

Alinéa c) : On trouvera de l'information détaillée sur le calcul parasismique des bâtiments au moyen de dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie, y compris les principes de base et des exemples d'applications pratiques, dans Hanson et Soong,^[141] Kelly,^[142] et Anderson et al.^[143] On trouvera également de l'information utile sur le calcul des bâtiments au moyen de dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie dans les normes ASCE/SEI 7 et ASCE/SEI 41, et dans les documents FEMA P-750 et FEMA P-751.

Paragraphe 4.1.8.21. 3) du CNB

276. Des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie sont couramment utilisés pour assurer un amortissement supplémentaire dans les bâtiments dotés d'un isolant sismique, comme il est illustré à la figure J-35 de la section du présent commentaire portant sur le paragraphe 4.1.8.19. 1) du CNB (à partir du paragraphe 253). Dans ces cas, les déplacements, les vitesses et les accélérations de calcul, et les demandes résultantes sur les dispositifs, doivent être déterminés conformément au paragraphe 4.1.8.20. 3) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.21. 4) du CNB

277. Une analyse dynamique non linéaire tridimensionnelle d'une structure comportant un système complémentaire de dissipation de l'énergie est requise. Les caractéristiques de force-déformation non linéaires doivent être modélisées pour chaque élément structural du SFRS qui doit se comporter de façon inélastique (c.-à-d. avec une valeur de $R_d > 1,0$). Généralement, les caractéristiques de

force-déformation non linéaires de ces éléments sont bien définies et une analyse de sensibilité visant à tenir compte de la variation dans les propriétés des éléments n'est pas requise.

Il est fortement recommandé de modéliser l'interface sol-structure dans l'analyse tridimensionnelle, car les variations dans la rigidité des fondations peuvent mener à des demandes sismiques considérablement différentes sur la structure et les dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie. Il est important de procéder à des analyses de sensibilité examinant l'interface sol-structure et la variation dans la rigidité du matériau soutenant les fondations (p. ex., sol ou piliers). L'interface sol-structure doit être modélisée au moyen de paramètres géotechniques obtenus à la suite du calcul des fondations. Les concepteurs doivent envisager la tenue d'analyses de sensibilité pour les valeurs de rigidité du sol aux limites inférieure et supérieure. Généralement, on effectue une première série d'analyses de sensibilité tenant compte de la rigidité à la limite inférieure des fondations combinée aux propriétés à la limite inférieure du système complémentaire de dissipation de l'énergie, et une seconde série d'analyses de sensibilité tenant compte de la rigidité à la limite supérieure des fondations combinée aux propriétés à la limite supérieure du système complémentaire de dissipation de l'énergie. Pour des analyses plus complètes, toutefois, d'autres combinaisons de propriétés des fondations et du système complémentaire de dissipation de l'énergie devraient être considérées.

L'analyse tridimensionnelle doit tenir compte de ce qui suit.

Alinéa c) : L'amortissement visqueux équivalent de la structure, à l'exclusion de l'amortissement assuré par des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie, doit être inférieur ou égal à 2,5 % de l'amortissement critique au mode fondamental. Il faut prendre en compte les propriétés des matériaux du système structural et l'influence des composants non structuraux dans la détermination de la valeur de l'amortissement visqueux équivalent.

Alinéa d) : Il faut modéliser chaque dispositif complémentaire de dissipation de l'énergie en tenant compte de ses caractéristiques de force-déformation non linéaires (pour les dispositifs tributaires du déplacement) ou de force-vitesse (pour les dispositifs tributaires de la vitesse). Il est fortement recommandé d'effectuer des analyses de sensibilité examinant la variation des caractéristiques de force-déformation ou de force-vitesse non linéaires pour tenir compte de ce qui suit : variation dans les propriétés des matériaux des dispositifs découlant des tolérances de fabrication; effets de la vitesse de charge (effets de la vitesse) sur les propriétés des dispositifs (les propriétés peuvent varier considérablement entre le chargement à faible vitesse et le chargement à vitesse élevée); effets de l'âge découlant des changements dans les propriétés des dispositifs au cours de la durée de vie de la structure; effets des variations de température sur les propriétés des dispositifs (les propriétés aux températures maximales et minimales auxquelles les dispositifs seront exposés doivent être prises en considération); effets du premier cycle (p. ex., la force requise pour que les dispositifs à friction parviennent à glisser au cours de la première moitié du cycle de chargement peut être plus élevée que celle qui sera requise au cours des cycles subséquents); et autres effets qui peuvent être signalés par le fournisseur ou le fabricant des dispositifs. Les concepteurs doivent envisager la tenue d'au moins une série d'analyses utilisant les propriétés à la limite inférieure et une série d'analyses utilisant les propriétés à la limite supérieure, combinant au besoin une partie ou la totalité des effets énumérés ci-dessus et les considérations énumérées au paragraphe 4.1.8.22. 7) du CNB.

Alinéa e) : La modélisation des éléments structuraux ne faisant pas partie du système complémentaire de dissipation de l'énergie qui sont destinés à présenter un comportement élastique doit être basée sur des propriétés de faible déformation. Conformément aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8) du CNB, l'effet des sections fissurées dans le béton armé et les éléments de maçonnerie armée doit être pris en compte. Pour le béton, se reporter à la norme CSA A23.3 pour les propriétés correspondant aux charges de service et pour la maçonnerie armée, se reporter à la norme CSA S304 relativement aux propriétés correspondant aux charges sismiques. Si la variation de rigidité entre les sections non fissurées et les sections fissurées est importante, les concepteurs doivent envisager la tenue d'analyses de sensibilité utilisant les valeurs de rigidité des limites inférieure et supérieure. Les éléments non structuraux pouvant influencer sur la rigidité latérale ou en torsion de la structure devraient être inclus dans le modèle structural.

Commentaire J

Paragraphe 4.1.8.21. 5) du CNB

278. **Alinéa a)** : Pour de l'information sur la sélection et la pondération des antécédents des mouvements du sol à utiliser dans l'analyse dynamique non linéaire tridimensionnelle, voir l'annexe et la section du présent commentaire portant sur l'alinéa 4.1.8.12. 1)b) du CNB (paragraphe 179).

Pour les structures dotées d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie, l'exigence qui suit s'applique et diffère de l'exigence relative aux structures classiques dotées d'un SFRS figurant au tableau 4.1.8.9. du CNB, ou semblable à l'un de ces SFRS :

Alinéa c) : La figure J-51 illustre la plage de périodes de $0,2T_1$ à $1,5T_1$ qui est utilisée pour la pondération des antécédents des mouvements du sol, où T_1 est la période latérale du mode fondamental d'une structure dotée d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie. La valeur de T_1 est déterminée au moyen d'un modèle tridimensionnel de la structure qui incorpore la rigidité supplémentaire du système complémentaire de dissipation de l'énergie.

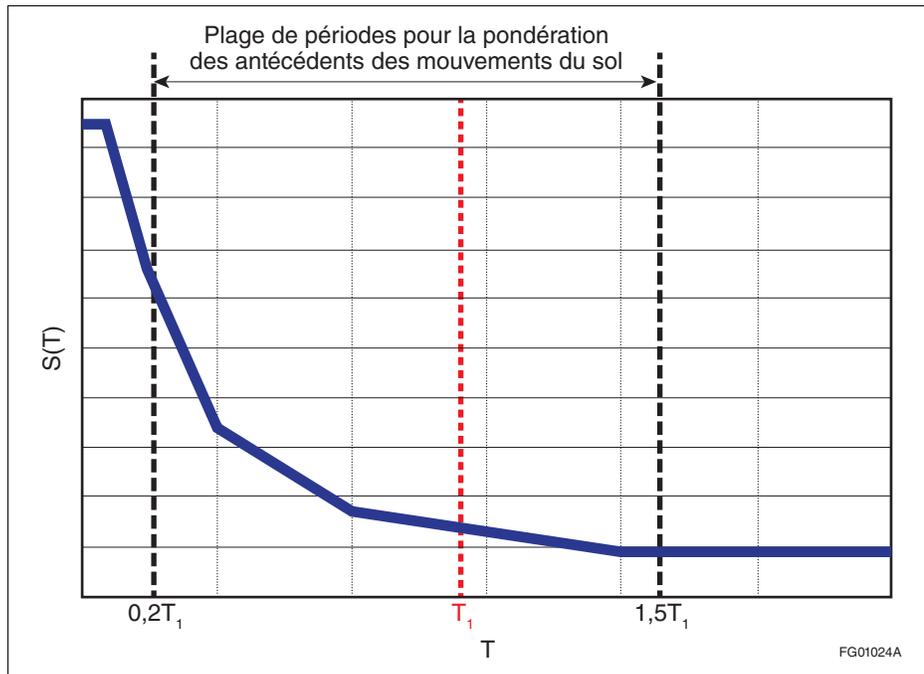


Figure J-51

Plage de périodes pour la pondération des antécédents des mouvements du sol

De manière générale, une suite d'enregistrements de mouvements du sol est utilisée pour l'analyse dynamique non linéaire, chaque enregistrement incluant une paire de composants de mouvements du sol orthogonaux horizontaux et le composant de mouvement du sol vertical connexe. Toutefois, si plusieurs scénarios différents d'amplitude-distance ou plusieurs sources tectoniques influent sur le risque sismique dans la plage de périodes d'intérêt, il est recommandé d'utiliser une seule suite d'enregistrements de mouvements du sol pour chaque scénario ou source. Par exemple, pour les localités dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique, où trois sources différentes peuvent produire des mouvements du sol importants, trois suites différentes devraient être utilisées.

Paragraphe 4.1.8.22. 1) du CNB

279. Les valeurs de forces et de flèches (déformations) utilisées dans le calcul des structures dotées d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie doivent être déterminées conformément aux exigences de ce paragraphe, qui diffèrent des exigences relatives aux structures classiques dotées d'un SFRS figurant au tableau 4.1.8.9. du CNB. Pour les structures classiques, les valeurs de calcul des forces et des flèches sont les valeurs moyennes des résultats de toutes les analyses dynamiques non linéaires (voir la section du présent commentaire portant sur l'alinéa 4.1.8.12. 1)b) du CNB au paragraphe 179 et la section intitulée « Demande sismique de calcul » de l'annexe du présent commentaire). Par contre, pour les structures dotées d'un système complémentaire de dissipation de

l'énergie, ces valeurs de calcul sont légèrement supérieures aux valeurs moyennes des résultats des analyses parce qu'elles sont égales à la plus élevée des valeurs moyennes plus I_E fois l'écart-type des résultats d'analyse et $\sqrt{I_E}$ fois la moyenne, où I_E est le coefficient de risque parasismique.

En outre, lorsque plus d'une suite d'enregistrements de mouvements du sol est nécessaire pour procéder aux analyses aux emplacements touchés par différents scénarios d'amplitude-distance ou différentes sources tectoniques, une série de forces et de flèches de calcul doit être déterminée pour chaque suite.

Pour une suite donnée d'enregistrements de mouvements du sol, la valeur maximale ou minimale d'un paramètre (p. ex., force ou moment de flexion) pour un élément d'ossature ou un dispositif complémentaire de dissipation de l'énergie est déterminée à partir d'une analyse et la combinaison critique des valeurs ainsi déterminées est utilisée pour le calcul. Par exemple, dans le calcul d'un poteau, la combinaison de la force axiale maximale, de la force de cisaillement maximale et du moment de flexion maximal est considérée pour chaque direction horizontale. Le calcul doit satisfaire à la demande sismique (c.-à-d. aux forces et aux flèches) pour chaque suite d'enregistrements de mouvements du sol; il n'est pas nécessaire de combiner les valeurs maximales ou minimales des paramètres déterminées pour différentes suites.

Un poteau dans le SFRS d'une structure comportant un système complémentaire de dissipation de l'énergie serait calculé et exécuté comme suit :

1. Pour chaque suite d'analyses des antécédents, déterminer les valeurs maximales de la force axiale, de la force de cisaillement et du moment de flexion comme étant la plus élevée des valeurs moyennes, soit la moyenne plus I_E fois l'écart-type et $\sqrt{I_E}$ fois la moyenne.
2. Lorsque tous les éléments du SFRS demeurent élastiques (avec $R_d = 1,0$),
 - a) calculer en fonction des résultats pour chaque suite en utilisant $R_d R_o = 1,0$; et
 - b) effectuer l'exécution pour $R_d \geq 1,5$.
3. Lorsque certains des éléments du SFRS peuvent se déformer (avec $R_d > 1,0$),
 - a) calculer en fonction des résultats pour chaque suite en modélisant les éléments élastiques du SFRS conformément à l'alinéa 4.1.8.21. 4)b) du CNB et les autres éléments du SFRS en utilisant $R_d R_o = 1,0$; et
 - b) effectuer l'exécution en fonction de la valeur de R_d des éléments élastiques du SFRS.

Paragraphe 4.1.8.22. 2) du CNB

280. Les déformations entre étages dans les structures dotées d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie doivent être conformes aux limites indiquées au paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB pour les structures classiques dotées d'un SFRS figurant au tableau 4.1.8.9. du CNB.

Paragraphe 4.1.8.22. 3) du CNB

281. Les analyses dynamiques non linéaires (y compris les analyses de sensibilité) des structures dotées d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie sont généralement effectuées au moyen de caractéristiques de force-déformation et de force-vitesse non linéaires des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie qui sont basées sur l'information fournie par le fournisseur. Il est fortement recommandé de consulter au préalable le fournisseur afin de s'assurer d'utiliser des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie appropriés.

Les propriétés de base du système complémentaire de dissipation de l'énergie doivent être évaluées au moyen d'essais sur des prototypes avant l'utilisation du système. Ces essais de caractérisation du système visent à déterminer les propriétés des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie et à vérifier les propriétés des limites inférieure et supérieure utilisées pour les dispositifs dans les analyses.

Au moins deux prototypes pleine grandeur de chaque type et taille prédominants de dispositif complémentaire de dissipation de l'énergie doivent être soumis à des essais visant à vérifier les caractéristiques de force-déformation, de force-vitesse et d'amortissement utilisées pour les dispositifs dans l'analyse. Les dispositifs utilisés pour les essais de prototypes ne doivent pas être installés dans le bâtiment. Les essais de prototypes peuvent être organisés par le propriétaire du bâtiment pendant le processus de conception ou, plus typiquement, être effectués par l'entrepreneur ou le fournisseur au début de la construction, habituellement immédiatement après que les dessins

d'assemblage des dispositifs (basés sur le cahier des charges et les dessins) ont été approuvés par l'ingénieur en calcul.

Le protocole d'essai des prototypes est élaboré par l'ingénieur en calcul ou par le fabricant des dispositifs avec l'approbation de l'ingénieur en calcul. La conformité des prototypes est évaluée du point de vue de la capacité d'absorption des forces, de la variation de l'amortissement, de la stabilité sous une charge verticale et de la détérioration. Il est recommandé que l'ingénieur en calcul ou un représentant désigné assistent aux essais de prototypes des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie et examinent le rapport d'essai fourni par le fournisseur ou l'organisme d'essai. On trouvera de l'information additionnelle sur les exigences et les critères d'acceptation relatifs aux essais de prototypes dans les références mentionnées au paragraphe 275 et dans le guide AASHTO intitulé « Specifications for Seismic Isolation Design ».^[140]

Paragraphe 4.1.8.22. 4) du CNB

282. Une fois les essais de prototypes terminés avec succès et les ajustements à la conception des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie mis en oeuvre, on procède aux essais de production des dispositifs. Un échantillon représentatif des dispositifs qui doivent être installés dans le bâtiment, incluant des dispositifs de chaque type et taille prédominants, est soumis à des essais avant l'installation. Il est recommandé que tous les dispositifs soient soumis à des essais, à moins qu'il puisse être démontré autrement que leurs propriétés satisfont aux exigences du cahier des charges du projet.

Les caractéristiques de force-déformation et de force-vitesse des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie sont déterminées à partir des résultats pour chaque cycle de chargement inversé des essais de charge cyclique et doivent satisfaire aux critères d'acceptation élaborés pour chaque type de dispositif complémentaire de dissipation de l'énergie. Il est recommandé que l'ingénieur en calcul ou un représentant désigné assistent aux essais de production des dispositifs et examinent le rapport d'essai fourni par le fournisseur ou l'organisme d'essai. On trouvera de l'information additionnelle sur les exigences et les critères d'acceptation relatifs aux essais de production dans les références fournies au paragraphe 275 et dans le guide AASHTO intitulé « Specifications for Seismic Isolation Design ».^[140]

Paragraphe 4.1.8.22. 5) du CNB

283. Les goupilles, les boulons, les goussets, les prolongements de contreventement et les autres composants qui relient les dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie à la structure doivent demeurer élastiques sous l'effet des forces de calcul déterminées à partir des analyses dynamiques non linéaires conformément au paragraphe 4.1.8.22. 1) du CNB.

Paragraphe 4.1.8.22. 6) du CNB

284. Ce paragraphe fournit deux démarches pour le calcul des structures dotées d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie. Une fois les forces de calcul déterminées conformément aux paragraphes 4.1.8.21. 4) et 4.1.8.22. 1) du CNB, les éléments d'ossature dans le SFRS sont calculés au moyen d'une des démarches suivantes :

Alinéa a) : Dans la démarche privilégiée et recommandée spécifiée à cet alinéa, on calcule tous les éléments d'ossature de manière qu'ils demeurent élastiques sous l'effet des forces de calcul en utilisant $R_d R_o = 1,0$. Toutefois, pour garantir que les éléments d'ossature présentent au moins un niveau modeste de ductilité leur permettant de résister à des demandes sismiques plus élevées que celles qui ont été déterminées à partir de l'analyse, tous les éléments sont exécutés conformément aux exigences pour $R_d \geq 1,5$.

Alinéa b) : Dans l'autre démarche spécifiée à cet alinéa, le calcul permet que certains des éléments d'ossature dans le SFRS — ceux avec une valeur de $R_d > 1,0$ — dépassent le domaine d'élasticité sous les forces de calcul. Il faut modéliser les éléments d'ossature qui sont conçus pour se déformer conformément à l'alinéa 4.1.8.21. 4)b) du CNB, et modéliser tous les autres éléments d'ossature comme étant élastiques en utilisant $R_d R_o = 1,0$. Pour garantir que les éléments d'ossature auront une ductilité adéquate advenant que la distribution réelle des forces mène à des demandes inélastiques sur certains des éléments conçus pour demeurer élastiques, tous les éléments sont exécutés conformément aux exigences pour la valeur de R_d des éléments élastiques.

Paragraphe 4.1.8.22. 7) du CNB

285. Ce paragraphe énumère certaines des considérations qu'il faut prendre en compte dans le calcul du système complémentaire de dissipation de l'énergie. On trouvera de l'information additionnelle sur ces considérations dans les références mentionnées au paragraphe 275.

Paragraphe 4.1.8.22. 8) du CNB

286. Ce paragraphe exige que des moyens d'accès soient fournis en vue des inspections après séisme et du remplacement de tous les dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie. Les moyens d'accès permettent le remplacement des dispositifs endommagés, y compris ceux dont les caractéristiques de force-déplacement ou de force-vitesse se révèlent différentes des caractéristiques de calcul et ceux qui sont conçus pour être endommagés et remplacés. Le remplacement des dispositifs endommagés en fonction des besoins vise à fournir une structure après séisme qui satisfait à l'intention de la structure avant séisme originale.

Sélection et pondération des antécédents des mouvements du sol

1. Généralités

La présente annexe aux paragraphes 179 et 181 présente des lignes directrices pour la sélection et la pondération des antécédents des mouvements du sol à utiliser dans l'analyse dynamique des antécédents des structures, comme le prescrit le Code national du bâtiment – Canada 2015 (CNB). La figure 1 décrit les étapes en cause et les sections correspondantes de l'annexe.

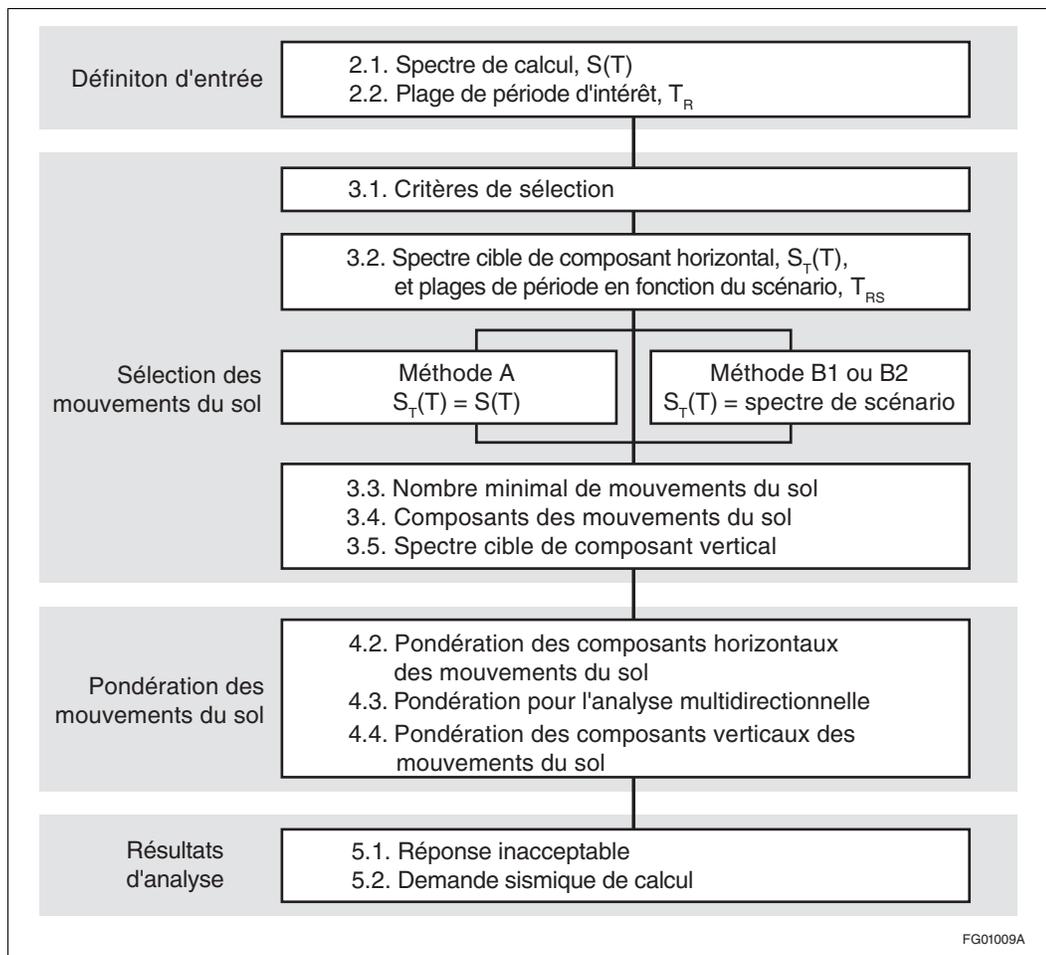


Figure 1
Étapes dans la sélection et la pondération des mouvements du sol pour l'analyse sismique

2. Spectre de calcul et plage de périodes

2.1. Spectre de calcul, S(T)

Le spectre de calcul, S(T), qui fournit la cible globale pour la sélection et la pondération des mouvements du sol, est conforme aux spécifications du CNB de 2015, pour des périodes, T, supérieures ou égales à 0,5 s; pour les périodes inférieures à 0,5 s, on peut obtenir S(T) par interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de T :

- S(T) = F(PGA)PGA pour T = 0 s;
- S(T) = F(0,05)S_a(0,05) pour T = 0,05 s;
- S(T) = F(0,1)S_a(0,1) pour T = 0,1 s;
- S(T) = F(0,2)S_a(0,2) pour T = 0,2 s; et
- S(T) = F(0,3)S_a(0,3) pour T = 0,3 s,

où

- PGA est l'accélération maximale du sol;
- F(PGA), F(0,05), F(0,1), F(0,2) et F(0,3) sont les coefficients d'emplacement pour T = 0, 0,05, 0,1, 0,2 et 0,3 s, respectivement; et
- S_a(0,05), S_a(0,1), S_a(0,2) et S_a(0,3) sont les réponses spectrales de l'accélération au risque uniforme avec un amortissement de 5 % pour les périodes T = 0,05, 0,1, 0,2 et 0,3 s, respectivement.

Les valeurs de F(0,05), F(0,1) et F(0,3) sont fournies au paragraphe 181; les valeurs de S_a(0,05), S_a(0,1) et S_a(0,3) peuvent être trouvées sur le site Web de Séismes Canada au moyen du calculateur de risque sismique.

Des exemples de spectres de calcul avec des modifications dans la plage de périodes courtes sont fournis à la figure 2.

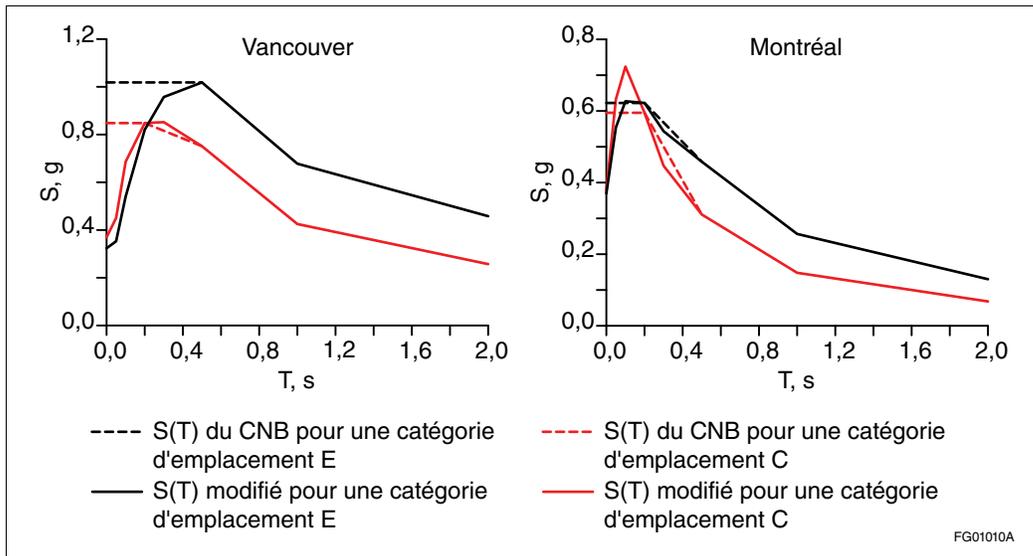


Figure 2 Exemples de spectres de calcul avec modifications dans la plage de périodes courtes pour des catégories d'emplacement C et E à Vancouver et Montréal

Pour les structures dotées d'un isolant sismique situées dans des emplacements des catégories D, E ou F, un spectre de réponse spécifique à l'emplacement doit être utilisé comme spectre de calcul, comme il est indiqué à l'alinéa 4.1.8.19. 4)b) du CNB.

2.2. Plage de périodes, T_R

Aux fins de la sélection et de la pondération des mouvements du sol, une plage de périodes, T_R, doit être définie et couvrir les périodes des modes de vibration qui contribuent de façon importante à la réponse dynamique du bâtiment, dans la direction translationnelle et/ou en torsion. La période de limite supérieure, T_{max}, doit être supérieure ou égale à deux fois la période du premier mode, sans toutefois être inférieure à 1,5 s; la période de limite inférieure, T_{min}, doit être établie de sorte que la

plage des périodes de la plus basse à la plus élevée inclut au moins les périodes des modes qui sont nécessaires pour atteindre une participation de masse de 90 %, sans toutefois dépasser 0,15 fois la période du premier mode (voir la figure 3). Les propriétés dynamiques du bâtiment doivent être obtenues au moyen du modèle structural utilisé pour l'analyse des antécédents.

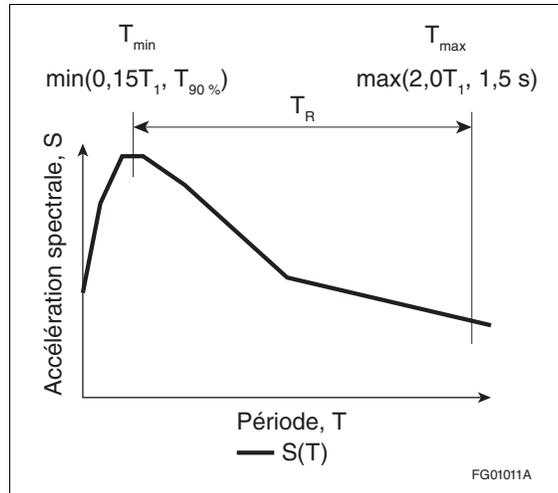


Figure 3
Plage de périodes, T_R

Lorsque l'analyse est effectuée sur un modèle structural bidimensionnel, les périodes de limites inférieure et supérieure doivent être déterminées au moyen des périodes obtenues dans la direction considérée. Lorsque l'analyse est effectuée sur un modèle structural tridimensionnel, avec des composants de mouvements du sol dans une seule direction horizontale ou avec des paires de composants de mouvements du sol orthogonaux horizontaux, la période de limite supérieure doit être basée sur la plus longue période du premier mode dans les deux directions orthogonales et la période de limite inférieure doit être établie de façon à inclure les périodes des modes nécessaires à l'atteinte d'une participation de masse de 90 % dans chaque direction orthogonale, sans dépasser 0,15 fois la plus courte période du premier mode dans les deux directions orthogonales. Lorsque des mouvements du sol verticaux sont utilisés dans l'analyse, la période de limite inférieure doit être établie de façon à inclure également les périodes des modes requis pour atteindre une participation de masse de 90 % dans la direction verticale. La plage de périodes susmentionnée s'applique aux SFRS figurant au tableau 4.1.8.9. du CNB et aux SFRS similaires. Des plages de périodes appropriées pour les structures dotées d'un isolant sismique ou d'un système complémentaire de dissipation de l'énergie sont indiquées aux alinéas 4.1.8.19. 4)c) et 4.1.8.21. 5)c) du CNB, respectivement.

3. Sélection des mouvements du sol

Cette section fournit de l'information sur la sélection des antécédents des mouvements du sol pour couvrir le spectre de calcul spécifié à la section 2.1., sur la plage de périodes, T_R , spécifiée à la section 2.2. Les suites d'enregistrements de mouvements du sol doivent être sélectionnées conformément aux critères spécifiés à la section 3.1. pour chaque plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} , du ou des spectres cibles, tels qu'ils sont définis à la section 3.2. Le nombre minimal d'enregistrements de mouvements du sol pour chaque suite est spécifié à la section 3.3. Des lignes directrices pour la sélection des enregistrements de mouvements du sol de composants multiples sont fournies aux sections 3.4. et 3.5.

3.1. Critères de sélection

Des mouvements du sol appropriés doivent être sélectionnés sur la base du régime tectonique, de l'amplitude et des distances qui régissent le risque sismique, ainsi que des conditions géotechniques locales à l'emplacement. Les spectres de réponse des mouvements sélectionnés doivent avoir des formes spectrales qui sont similaires à celles du ou des spectres de réponse cibles, tels qu'ils sont définis à la section 3.2.

Les mouvements du sol enregistrés sont généralement privilégiés; les mouvements du sol simulés au moyen d'un modèle sismologique peuvent toutefois être utilisés comme solution de rechange si des enregistrements appropriés ne sont pas disponibles. Si des données suffisantes existent, les mouvements du sol pour chaque suite doivent être sélectionnés à partir d'au moins deux séismes distincts; dans la mesure du possible, il faut sélectionner au plus deux enregistrements de mouvements du sol pour le même séisme.

3.2. Spectre cible des composants horizontaux, $S_T(T)$, et plages de périodes spécifiques au scénario, T_{RS}

Le ou les spectres de réponse cibles, $S_T(T)$, doivent être déterminés pour le composant horizontal du mouvement du sol au moyen de l'une des méthodes suivantes (voir la figure 4) :

Méthode A : Un spectre de réponse à cible unique, $S_T(T)$, peut être spécifié sur la base du spectre de calcul, tel qu'il est défini à la section 2.1., pour la plage de périodes, T_R , telle qu'elle est définie à la section 2.2. Lorsque la méthode A est utilisée, les considérations suivantes s'appliquent :

Les suites d'enregistrements de mouvements du sol doivent être sélectionnées de façon à couvrir les segments appropriés de la plage de périodes, T_R , compte tenu des combinaisons dominantes d'amplitude-distance des séismes révélées par la désagrégation du risque sismique spécifique à l'emplacement. Chacun des segments de période constitue une plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} . Pour les localités où des séismes de différents environnements (ou sources) tectoniques contribuent au risque – comme cela est le cas dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique, où l'on s'attend à des séismes crustaux peu profonds, des séismes intraplaques de subduction et des séismes d'interface de subduction – au moins une plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} , doit être définie pour chaque environnement (ou source) tectonique contribuant au risque.

Les plages de périodes spécifiques au scénario, T_{RS} , peuvent se chevaucher, mais doivent ensemble couvrir la plage de périodes, T_R , telle qu'elle est définie à la section 2.2.

Méthode B : Au moins deux spectres de réponse cibles de scénario spécifique à l'emplacement, $S_T(T)$, peuvent être spécifiés de façon à couvrir la plage de périodes, T_R , telle qu'elle est définie à la section 2.2. Chaque spectre cible sert à sélectionner et à pondérer les enregistrements de mouvements du sol au lieu du spectre de calcul, $S(T)$. Lorsque la méthode B est utilisée, les considérations suivantes s'appliquent :

Des suites d'enregistrements de mouvements du sol doivent être sélectionnées pour chaque spectre cible de scénario spécifique à l'emplacement, $S_T(T)$, compte tenu des combinaisons d'amplitude-distance des séismes et des sources tectoniques utilisées pour définir les spectres cibles de scénario. Chaque spectre cible de scénario doit couvrir un segment de la plage de périodes, T_R , telle qu'elle est définie à la section 2.2., et chacun des segments de période constitue une plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} . Les plages T_{RS} peuvent se chevaucher, mais doivent couvrir ensemble la plage de périodes, T_R . Les spectres cibles peuvent être obtenus au moyen de la méthode B1 ou de la méthode B2 :

Méthode B1 : Des spectres cibles de scénario spécifique à l'emplacement, $S_T(T)$, sont créés pour chaque combinaison dominante d'amplitude-distance des séismes et/ou pour chaque source tectonique contribuant au risque dans la plage de périodes, T_R , telle qu'elle est révélée par la désagrégation du risque sismique spécifique à l'emplacement. Pour les localités où les séismes de différentes sources tectoniques contribuent au risque – comme c'est le cas dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique – au moins un spectre cible de scénario est requis pour chaque source contribuant au risque. L'enveloppe des spectres cibles de scénario ne doit pas être inférieure au spectre de calcul, $S(T)$, tel qu'il est spécifié à la section 2.1, sur la plage de périodes, T_R , définie à la section 2.2.

Méthode B2 : Des spectres cibles de scénario spécifique à l'emplacement, $S_T(T)$, peuvent également être créés pour des périodes qui correspondent aux périodes des modes de vibration qui contribuent de façon importante à la réponse dynamique du bâtiment dans la plage de périodes, T_R . L'allongement des périodes élastiques dû à la réponse inélastique anticipée est pris en compte dans la sélection des périodes. Pour chaque période sélectionnée, un spectre cible de scénario, $S_T(T)$, qui correspond à la valeur du spectre de calcul ou la dépasse pour cette période, est créé. Dans l'élaboration du spectre cible de scénario, il faut procéder à une désagrégation spécifique à l'emplacement pour identifier les combinaisons d'amplitude-distance des séismes qui dominent le risque à chaque

période considérée. Les spectres cibles de scénario doivent être représentatifs d'une ou de plusieurs formes spectrales pour les combinaisons dominantes d'amplitude-distance des séismes révélées par la désagrégation; des équations de prévision des mouvements du sol (GMPE) peuvent être utilisées pour définir les formes spectrales pour des scénarios spécifiques; des spectres moyens conditionnels peuvent être utilisés comme spectres cibles de scénario. L'enveloppe des spectres cibles de scénario ne doit pas être inférieure à 75 % du spectre de calcul, $\hat{S}(T)$, tel qu'il est spécifié à la section 2.1., sur la plage de périodes, T_R , définie à la section 2.2.

3.3. Nombre minimal de mouvements du sol

Lorsque le spectre cible est défini au moyen de la méthode A décrite à la section 3.2., le nombre minimal d'enregistrements de mouvements du sol dans chaque suite de chaque plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} , doit être 5, mais le nombre total d'enregistrements dans toutes les suites ne doit pas être inférieur à 11.⁽¹⁾ Pour les localités où des plages de périodes spécifiques aux scénarios, T_{RS} , sont requises pour représenter le risque provenant de différentes sources tectoniques, comme il est spécifié à la section 3.2., une suite d'au moins 11 enregistrements doit être utilisée pour chaque source. Lorsque les spectres cibles spécifiques aux scénarios sont définis au moyen de la méthode B1 ou de la méthode B2 décrites à la section 3.2., chaque spectre cible de scénario doit être couplé au moyen d'une suite d'au moins 11 enregistrements de mouvements du sol appropriés. Dans les deux cas, l'utilisation de moins de 11 enregistrements par suite peut être permise à condition que le nombre d'enregistrements pour la suite ne soit pas inférieur à 5, que le nombre d'enregistrements soit approuvé par un comité d'examen par des pairs et que le nombre total d'enregistrements compte tenu de toutes les suites ne soit pas inférieur à 11.

3.4. Composants des mouvements du sol

Lorsqu'une analyse de la structure est effectuée de façon indépendante dans une direction horizontale, les enregistrements de mouvements du sol doivent être constitués des composants appropriés des mouvements du sol horizontaux uniques.

Lorsqu'une analyse de la structure est effectuée, des paires orthogonales d'antécédents d'accélération des mouvements du sol horizontaux étant appliquées simultanément, les enregistrements de mouvements du sol doivent être constitués de paires de composants de mouvements du sol horizontaux appropriés. Dans la mesure du possible, les enregistrements de mouvements du sol doivent être constitués de paires de composants de mouvements du sol orthogonaux enregistrés à la même station pendant le même séisme.

Lorsque des mouvements du sol verticaux sont utilisés dans l'analyse, les enregistrements de mouvements du sol doivent être constitués des composants appropriés des mouvements du sol verticaux. Dans la mesure du possible, les enregistrements de mouvements du sol doivent être constitués des composants de mouvements du sol horizontaux et verticaux enregistrés à la même station pendant le même séisme.

3.5. Spectre cible des composants verticaux

Un spectre cible des composants verticaux peut ne pas être requis si des antécédents de mouvements du sol sont utilisés (voir la section 3.4.). S'il y a lieu, un spectre cible des composants verticaux peut être élaboré à partir des relations entre des spectres verticaux et horizontaux tributaires de l'emplacement et des conditions du sol ou être défini comme une fraction du spectre cible des composants horizontaux, lequel peut être tributaire de la période. En l'absence d'information spécifique à l'emplacement, un coefficient de 2/3 est souvent appliqué au spectre cible des composants horizontaux pour produire le spectre cible des composants verticaux.

(1) Le nombre d'enregistrements auquel il est fait référence dans cette section est approprié pour obtenir la demande sismique correspondant au spectre de calcul, mais pas sa dispersion. Un nombre beaucoup plus élevé d'enregistrements est nécessaire si la dispersion est requise.

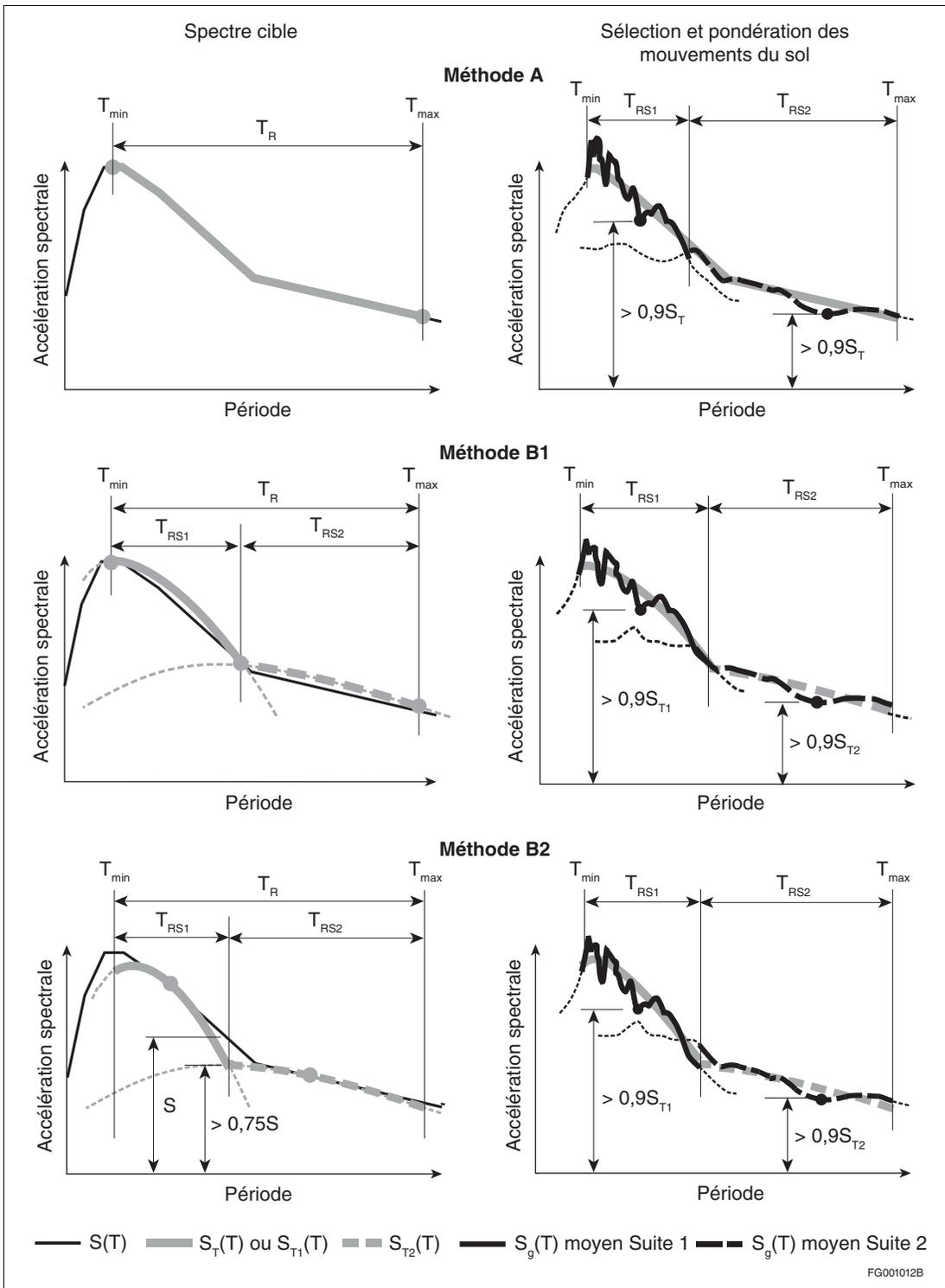


Figure 4 Définition du ou des spectres cibles, $S_T(T)$, et pondération de suites d'enregistrements de mouvements du sol sur des plages de périodes spécifiques au scénario, T_{RS} , au moyen des méthodes A, B1 et B2

4. Pondération des mouvements du sol

Cette section fournit de l'information sur la façon de faire correspondre la pondération des mouvements du sol au spectre (ou spectres) cibles, $S_T(T)$, définis à la section 3.2.

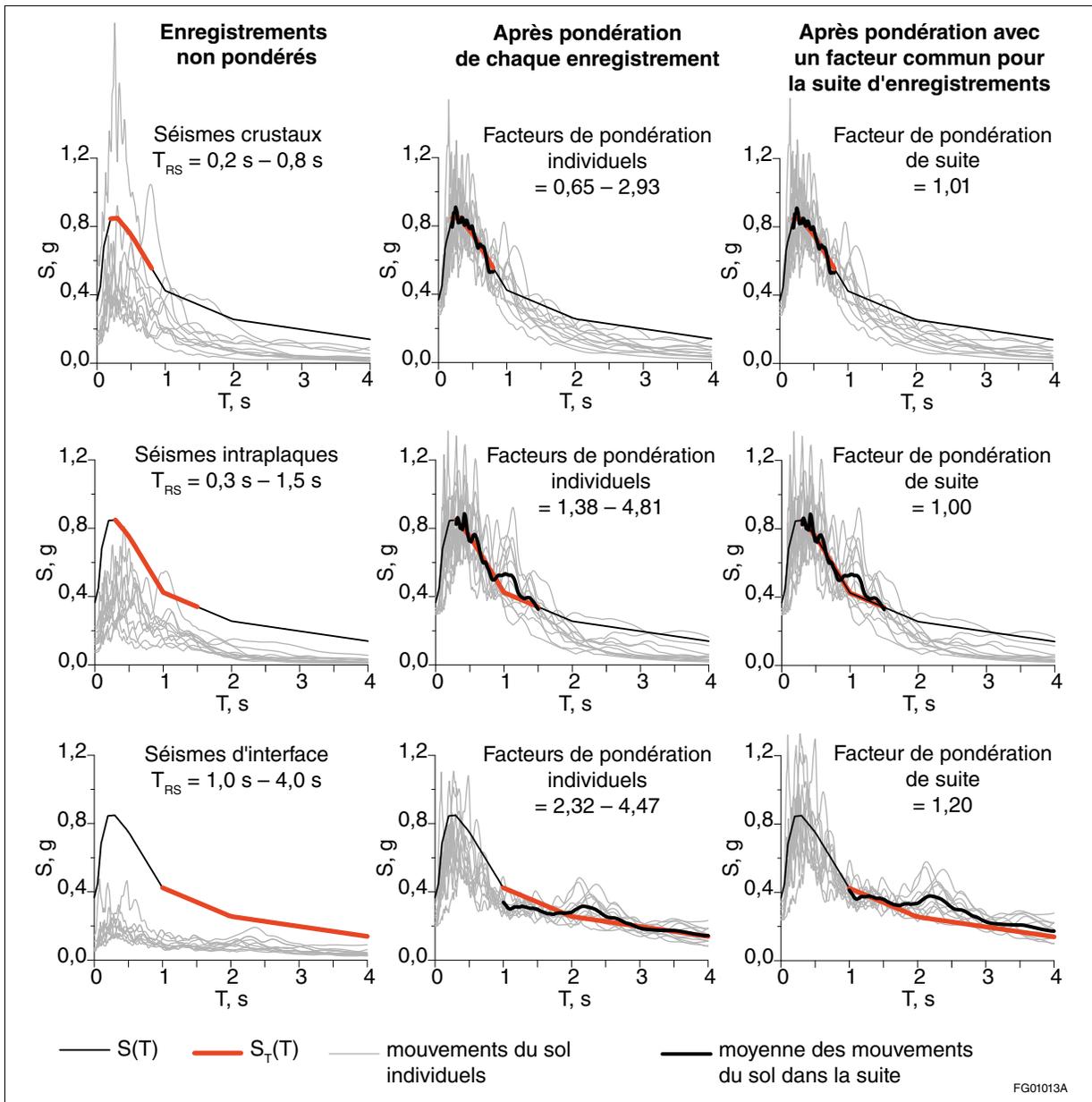


Figure 5

Sélection et pondération d'enregistrements de mouvements du sol à $0,2 \text{ s} \leq T_R \leq 4,0 \text{ s}$ pour un emplacement de catégorie C à Vancouver au moyen de la méthode A

Les spectres de réponse de l'accélération des enregistrements de mouvements du sol sont obtenus conformément à la section 4.1. Les enregistrements doivent être pondérés en deux étapes, comme il est indiqué à la section 4.2 : à l'étape 1, les enregistrements de chaque suite sont pondérés individuellement; à l'étape 2, s'il y a lieu, tous les enregistrements dans chaque suite sont pondérés au moyen d'un second facteur commun. La figure 5 illustre la pondération de trois suites de 11 enregistrements de mouvements du sol sélectionnés pour les trois sources tectoniques contribuant au risque dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique. Des lignes directrices portant sur la pondération d'enregistrements de mouvements du sol de composants multiples sont présentées aux sections 4.3. et 4.4.

4.1. Calcul des spectres de réponse pour les mouvements du sol sélectionnés

Les amplitudes spectrales de réponse des enregistrements de mouvements du sol sélectionnés, $S_i(T)$, doivent être calculées à des incréments de période d'au plus 0,02 s sur la plage de périodes, T_R . Au moins 20 valeurs de période doivent couvrir chaque plage de périodes spécifique au scénario, T_{RS} . Le

rapport d'amortissement utilisé pour calculer les spectres de réponse doit correspondre à celui du spectre cible, $S_T(T)$, tel qu'il est défini à la section 3.2.

4.2. Pondération des composants de mouvements du sol horizontaux

Chaque mouvement du sol doit être pondéré individuellement de façon que, en moyenne, son spectre de réponse égale ou dépasse le spectre de réponse cible, $S_T(T)$, sur la plage de périodes spécifique au scénario appropriée, T_{RS} , telle qu'elle est définie à la section 3.2.

En outre, tous les enregistrements dans chaque suite d'antécédents doivent être pondérés au moyen d'un second facteur commun de sorte que le spectre de réponse moyen de la suite, tel qu'il est défini à la section 3.3., ne soit pas inférieur de plus de 10 % au spectre cible, $S_T(T)$, pour toute période spécifiée à la section 4.1. sur la plage de périodes spécifique au scénario appropriée, T_{RS} , telle qu'elle est définie à la section 3.2.

Il faut faire preuve de prudence lorsque des facteurs de pondération excessivement faibles ou élevés sont requis (p. ex., inférieurs à 0,5 ou supérieurs à 4,0), car il se pourrait alors que le mouvement du sol ne soit pas compatible avec les mécanismes sources ou avec l'importance du risque sismique considéré et que la sélection du mouvement du sol doive être révisée.

On peut utiliser avec prudence les techniques de couplage spectral du domaine fréquentiel et du domaine temporel en vue du couplage du spectre cible tout en évaluant avec soin le comportement des traces d'accélération, de vitesse et de déplacement, y compris les impulsions d'accélération, avant et après le couplage spectral. Lorsque des techniques de couplage spectral sont utilisées, tous les enregistrements de mouvements du sol doivent être pondérés de la façon décrite ci-dessus, sauf que le facteur de pondération commun de l'étape 2 pour la suite doit être tel que le spectre de réponse moyen de la suite n'est pas inférieur à 110 % du spectre cible, $S_T(T)$, pour toute valeur de période spécifiée à la section 4.1. sur la plage de périodes spécifique au scénario appropriée, T_{RS} , telle qu'elle est définie à la section 3.2. Il n'est pas nécessaire d'appliquer le facteur de 110 % si chaque enregistrement de la suite est seulement rajusté à moins de 15 valeurs de période sélectionnées.

4.3. Pondération en vue de l'analyse multidirectionnelle

Lorsqu'une analyse multidirectionnelle est effectuée, des paires appropriées de composants de mouvements du sol orthogonaux horizontaux doivent être pondérées au moyen d'un facteur unique selon la procédure de pondération définie à la section 4.2. Le facteur doit être tel que la moyenne géométrique des spectres des deux composants horizontaux correspond au spectre de réponse cible.⁽²⁾

4.4. Pondération des composants de mouvements du sol verticaux

En l'absence d'un spectre cible spécifique des composants verticaux (section 3.5.), le composant vertical doit être pondéré au moyen du même facteur que celui utilisé pour le ou les composants de mouvements du sol horizontaux correspondants si des enregistrements des antécédents pour des composants multiples sont utilisés. Lorsque des composants de mouvements du sol simulés sont utilisés, ils doivent être pondérés de façon à correspondre au spectre cible des composants verticaux, tel qu'il est défini à la section 3.5., au moyen des mêmes procédures de pondération que celles utilisées pour les composants horizontaux (section 4.2.).

5. Résultats d'analyse

5.1. Réponse inacceptable

Les exemples de réponse inacceptable incluent une instabilité dynamique, une analyse non convergente, une demande de déformation d'un élément qui dépasse considérablement la plage de modélisation valide et une demande de force sur un élément qui dépasse la résistance de cet élément.

Une réponse inacceptable ne doit pas être permise, sauf dans les circonstances suivantes : pour chaque suite, une réponse inacceptable unique peut être considérée comme un cas particulier si

- la suite inclut au moins 11 mouvements du sol;

(2) L'orientation des composants de mouvements du sol horizontaux doit varier, comme il est indiqué dans l'article 4.1.8.8. du CNB.

- des évaluations additionnelles indiquent que la réponse prévue n'est pas indicatrice d'une performance structurale inacceptable; et
- des techniques de couplage spectral ne sont pas utilisées.

Lorsqu'une réponse aberrante est permise, les résultats de l'analyse qui produit la réponse inacceptable peuvent être écartés et la demande sismique de calcul, telle qu'elle est définie à la section 5.2, doit être déterminée au moyen des résultats des enregistrements de mouvements du sol restants.

5.2. Demande sismique de calcul

Lorsque seulement une suite d'enregistrements de mouvements du sol est utilisée, la demande sismique de calcul pour un paramètre de réponse structurale doit être égale à la valeur moyenne de tous les enregistrements de mouvements du sol dans la suite.

Lorsqu'on utilise au moins deux suites d'enregistrements de mouvements du sol sélectionnées et pondérées sur des plages de périodes spécifiques au scénario, T_{RS} , telles qu'elles sont définies à la section 3.2., la demande sismique de calcul d'un paramètre de réponse structurale doit être considérée comme égale à la plus grande des valeurs moyennes de chaque suite, à condition que toutes les suites renferment au moins 11 enregistrements de mouvements du sol. Si le nombre d'enregistrements dans une suite est inférieur à 11, la demande sismique de calcul d'un paramètre de réponse structurale doit être considérée comme égale à la moyenne des n plus grandes valeurs du paramètre de réponse, parmi tous les enregistrements de toutes les suites, où n est le nombre moyen de mouvements du sol dans l'ensemble des suites (p. ex., n sera égal à 7 si trois suites de 6, 7 et 9 enregistrements, respectivement, sont utilisées).

Les valeurs de demande sismique de calcul susmentionnées s'appliquent aux SFRS figurant au tableau 4.1.8.9 du CNB et aux SFRS similaires. Voir les paragraphes 4.1.8.20. 3) et 4.1.8.22. 1) du CNB pour les exigences relatives à l'obtention de valeurs de demande sismique de calcul pour le cisaillement des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations pour les structures dotées d'un isolant sismique et de dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie.

Références

- [1] Heidebrecht, A.C., 1995. Insights and challenges associated with determining seismic design forces in a loading code, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 28: 224-246.
- [2] Hall, J.F., éd. 1994, Preliminary Reconnaissance Report Northridge Earthquake January 17, 1994, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie.
- [3] Park, R., Billings, I.J., Clifton, G.C., Cousins, J., Filiatrault, A., Jennings, D.N., Jones, L.C.P., Perrin, N.D., Rooney, S.L., Sinclair, J., Spurr, D.D., Tanaka, H., et Walker, G., 1995, The Hyogo-ken Nanbu earthquake of 17 January 1995, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 28, n° 1, pp. 1-98.
- [4] Adams, J., Halchuk, S., Allen, T., et Rogers, G., 2015, Canada's 5th Generation Seismic Hazard Model, tel que préparé pour le Code national du bâtiment – Canada 2015, 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, Colombie-Britannique, document 93775.
- [5] Borcherdt, R.D., 1994, New developments in estimating site effects on ground motion, *Compte rendu du séminaire du ATC-35 sur les derniers progrès en matière d'estimation des mouvements du sol et ses incidences sur la conception technique*, Applied Technology Council, Californie, pp. 10-1 à 10-44.
- [6] Finn, W.D.L. et Wightman, A., 2003, Ground Motion Amplification Factors for the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, pp. 272-278.
- [7] Choi, Y. et Stewart, J.P., 2005, Nonlinear site amplification as function of 30 m shear wave velocity, *Earthquake Spectra*, vol. 21, n° 1, pp. 1-30.
- [8] Boore, D.M. et Atkinson, G.M., 2008, Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s, *Earthquake Spectra*, vol. 24, n° 1, pp. 99-138.
- [9] Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M. et Anderson, D.L., 2003, Seismic Force Modification Factors for the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, pp. 308-327.
- [10] DeVall, R.H., 2003, Background Information for Some of the Proposed Earthquake Design Provisions for the 2005 Edition of the National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, pp. 279-286.
- [11] Humar, J.M., Yavari, S. et Saatcioglu, M., 2003, Design for Forces Induced by Seismic Torsion, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, pp. 328-337.
- [12] Saatcioglu, M. et Humar, J.M., 2003, Dynamic Analysis of Buildings for Earthquake-Resistant Design, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, pp. 338-359.
- [13] Atkinson, G.M. et Adams, J., 2013, Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps, *Revue canadienne de génie civil*, 40 : 988-998, doi : 10.1139/cjce-2012-0544.
- [14] Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J. et Rogers, G. C., 2014, Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 National Building Code of Canada, rapport public 7576 de la Commission géologique du Canada, 15 pp., doi : 10.4095/293907.

- [15] Rogers, G., Adams, J., Halchuk, S. et Allen, T., 2015, 5th Generation (2015) seismic hazard model for southwest British Columbia, 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, Canada, document 94198.
- [16] Adams, J., 2011, Seismic hazard maps for the National Building Code of Canada, Jag Humar Symposium, document 1, CSCE 2011 General Conference, Ottawa, 10 pp.
- [17] Tuttle, M. et Atkinson, G., 2010, Localization of Earthquakes in the Charlevoix, Quebec Seismic Zone in the Last 10,000 Years, *Seismological Research Letters*, vol. 81, pp. 140-147.
- [18] Atkinson, G.M. et Goda, K., 2011, Effects of seismicity models and new ground-motion prediction equations on seismic hazard assessment for four Canadian cities, *Bull. Seism. Soc. Am.* 101, 176–189, doi : 10.1785/0120100093.
- [19] Atkinson, G.M. et Boore, D.M., 1995, New ground motion relations for eastern North America. *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol. 85, pp. 17-30.
- [20] Atkinson, G.M., 1995, Ground motion relations for use in eastern hazard analysis. *Proc. 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montréal.
- [21] Atkinson, G.M., 1997, Empirical ground motion relations for earthquakes in the Cascadia region, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 24, pp. 64-77.
- [22] Boore, D.M., Joyner, W.B. et Fumal, T.E., 1997, Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work, *Seismological Research Letters*, vol. 68, pp. 128-153.
- [23] Cornell, C.A., 1968, Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 58, pp. 1583-1606.
- [24] McGuire, R.K., 1993, Computations of seismic hazard, Giardini, D. et Basham, P.W., eds. *Global Seismic Hazard Assessment Program*, *Annali di Geofisica*, vol. 34, pp. 181-200.
- [25] Adams, J. et Halchuk, S., 2011, Seismic hazard model and values for the 2010 National Building Code of Canada, rapport public 6761 de la Commission géologique du Canada (voir aussi www.seismescanada.mcan.gc.ca.)
- [26] Bent, A.L., 2011, Moment Magnitude (M_w) Conversion Relations for Use in Hazard Assessment in Eastern Canada, *Seismological Research Letters*, vol. 82, pp. 984-990, doi : 10.1785/gssr.82.6.984.
- [27] Halchuk, S., Allen, T., Rogers, G. et Adams, J., 2015, Seismic Hazard Earthquake Epicentre File (SHEEF2010) used in the Fifth Generation Seismic Hazard Maps of Canada, rapport public 7724 de la Commission géologique du Canada, doi : 10.4095/296908.
- [28] Halchuk, S., Adams, J. et Allen, T.I., 2015, Fifth Generation Seismic Hazard Model for Canada: Grid values of mean hazard to be used with the 2015 National Building Code of Canada, rapport public 7893 de la Commission géologique du Canada, doi : 10.4095/297378.
- [29] Youngs, R.R. et Coppersmith, K.J., 1985, Implications of fault slip rates and earthquake recurrence models to probabilistic seismic hazard estimates, *Bull. Seism. Soc. Am.* 75, 939-964.
- [30] Atkinson, G.M., Bommer, J.L. et Abrahamson, N.A., 2014, Alternative Approaches to Modeling Epistemic Uncertainty in Ground Motions in Probabilistic Seismic Hazard Analysis, *Seismological Research Letters*, vol. 85, pp. 1141-1144.
- [31] Adams, J., 1990, Tectonics of the Cascadia subduction zone: evidence from turbidites off the Oregon-Washington margin, *Tectonics*, 9, 569-583.
- [32] Goldfinger, C., Nelson, C.H., Morey, A.E., Johnson, J.E., Patton, J.R., Karabanov, E., Gutiérrez-Pastor, J., Eriksson, A.T., Gràcia, E., Dunhill, G., Enkin, R.J., Dallimore, A. et Vallier, T., 2012, Turbidite event history – Methods and implications for Holocene paleoseismicity of the Cascadia subduction zone, *US Geological Survey Professional Paper 1661-F*, 2012.
- [33] Tremblay, R., 1998, Development of design spectra for long duration ground motions from Cascadia subduction earthquakes, *Revue canadienne de génie civil*, 25 : 1078-1090.
- [34] Tremblay, R. et Atkinson, G.M., 2001, Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western sites, *Earthquake Spectra*, 17 : 333-358.
- [35] Goda, K. et Hong, H.P., 2006, Optimal Seismic Design for Limited Planning Time Horizon with Detailed Seismic Hazard Information, *Structural Safety*, vol. 28, pp. 247-260, doi : 10.1016/j.strusafe.2005.08.001.

- [36] Atkinson, G.M. et Boore, D.M., 2011, Modifications to existing ground-motion prediction equations in light of new data, *Bull. Seism. Soc. Am.* 101, 1121–1135, doi : 10.1785/0120100270.
- [37] Seed, H.B., 1986, Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes, Eighth Nabor Carillo Lecture, Mexican Society for Soil Mechanics, Mazatlan, Mexique, 22 novembre.
- [38] Housner, G.W., Chairman, 1990, Competing Against Time, Report to Governor Deukmejian of California from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake.
- [39] Idriss, I.M., 1990, Response of soft soil sites during earthquakes, Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium, Berkeley, Californie, vol. II.
- [40] Schnabel, P.B., Lysmer, J. et Seed, H.B., 1972, SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report EERC 71-12, University of California, Berkeley.
- [41] Borcherdt, R.D., 1992, Dependent code provisions, Proc., NCCER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response During Earthquakes and Seismic Code Provisions, University of Southern California, Los Angeles, Simplified Site Classes and Empirical Amplification Factors for Site California, 18-20 novembre.
- [42] Borcherdt, R.D., 1994, Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification), *Earthquake Spectra*, vol. 10, n° 4, pp. 617-653.
- [43] Borcherdt, R.D., 2002, Empirical evidence for site coefficients in building code provisions, *Earthquake Spectra*, vol. 18, n° 2, pp. 189-218.
- [44] Dobry, R., Martin, G.M., Parra, E. et Bhattacharyya, A., 1994, Development of site-dependent ratios of elastic response spectra (RRS) and site categories for building seismic codes, Proc., NCCER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response During Earthquakes and Seismic Code Provisions, University of Southern California, Los Angeles, Californie, 18-20 novembre.
- [45] Ceccotti, A. et Karacabeyli, E., 2002, Validation of seismic design parameters for wood-frame shearwall systems, *Revue canadienne de génie civil*, 29 : 484-498.
- [46] Paulay, T. et Priestley, M.J.N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 744 pp.
- [47] MacRae, G.A., Priestley, M.J.N. et Tao, J., 1993, P- Δ design in seismic regions, rapport n° 93/05, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, La Jolla, Californie, 114 pp.
- [48] Tremblay, R., Côté, B. et Léger, P., 1999, An Evaluation of P- Δ Amplification Factors in Multistorey Steel Moment Resisting Frames, *Revue canadienne de génie civil*, 26(2) : 535-548.
- [49] Bernal, D., 1987, Amplification Factors for Inelastic Dynamic P-Delta Effects in Earthquake Analysis, *Journal Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, vol. 15, pp. 635-651.
- [50] Bernal, D., 1992, Instability of Buildings Subjected to Earthquakes, *Journal Struct. Eng.*, ASCE, vol. 118, n° 8, pp. 2239-2260.
- [51] Montgomery, C.J., 1981, Influence of P-Delta Effects on Seismic Design, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 8, pp. 31-43 avec erratum à la page 273.
- [52] Gupta, A. et Krawinkler, H., 2000, Dynamic P-Delta Effects for Flexible Inelastic Steel Structures, *Journal of Structural Engineering*, 126(1) : 145-154.
- [53] Humar J., Mahgoub, M. et Ghorbanie-Asl, M., 2006, Effect of second order forces on seismic response, *Revue canadienne de génie civil*, 33(6) : 692-706.
- [54] Krawinkler, H., Bertero, V. et Popov, E., 1975, Shear behavior of steel frame joints, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 101 : 2317-2336.
- [55] *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4^e édition, Société canadienne de géotechnique, Richmond, Colombie-Britannique, 2006.
- [56] Kramer, S.L., 1996, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, 653 pp.
- [57] Molnar, S., Ventura, C., Finn, L. et Taiebat, M., 2014, Development of an efficient procedure for probabilistic earthquake site class determination, Network for Earthquake Engineering Simulation (distributor), document, doi : 10.4231/D3NV99B65.

- [58] Molnar, S., Ventura, C.E., Finn, W.D.L., Taiebat, M., Dosso, S.E. et Cassidy, J.F., Probabilistic Site characterization Based on Bayesian Inversion of Ambient Vibration Array recordings in SW British Columbia, Canada, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbonne, Portugal, septembre 2012, 10 pp.
- [59] Dupuis, M.R., Best, T.D.D., Elwood, K.J. et Anderson, D.L., 2014, Seismic Performance of Shear Wall Buildings with Gravity-Induced Lateral Demands, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, n° 4, pp. 323-332.
- [60] Siddiqi, J. et Atkinson, G., 2002, Ground motion amplification at rock sites across Canada, as determined from the horizontal-to-vertical component ratio, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 92, 877-884.
- [61] Ghofrani, H., Atkinson, G., Goda, K. et Assatourians, K., 2013, Stochastic finite-fault simulations of the 11th March Tohoku, Japan earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 103, 1307-1320.
- [62] Lermo, J. et Chávez-García, F.J., 1993, Site effects evaluation using spectral ratios with only one station, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 83, 1574-1594.
- [63] EN 1998, Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, ébauche de mai 2001, Comité européen de normalisation, Bruxelles.
- [64] Mitchell, D., Adams, J., DeVall, R.H., Lo, R.C. et Weichert, D., 1986, Lessons from the 1985 Mexican Earthquake, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 13, n° 5 : 535-557.
- [65] Lemieux, K., Sexsmith, R. et Weiler, G., 1998, Behavior of Embedded Steel Connectors in Concrete Tilt-up Panels, *ACI Structural Journal*, vol. 95, n° 4 : 400-411.
- [66] Devine, F., Olund, O., Elwood, K. et Adebar, P., 2008, Seismic Performance of Concrete Tilt-up Buildings: Current Wall-to-Slab Connections, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pékin, Chine, 8 pp.
- [67] Dew, M., Sexsmith, R., Weiler, G., 2001, Effect of Hinge Zone Tie Spacing on Ductility of Concrete Tilt-up Frame Panels, *ACI Structural Journal*, 98-S78: 823-833.
- [68] Adebar, P., Guan, Z. et Elwood, K., 2004, Displacement-based design of concrete tilt-up frames accounting for flexible diaphragms, Proc. 13th World Conf. on Earthquake Eng., Vancouver, Colombie-Britannique, document n° 1054.
- [69] Mitchell, D. et Paultre, P., 1994, Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 21, n° 6, pp. 1049-1060.
- [70] Rahgozar, M.A. et Humar, J.L., 1998, Accounting for overstrength in seismic design of steel structures, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 25, n° 1, pp. 1-15.
- [71] Humar, J.M. et Mahgoub, M.A., 2003, Determination of Seismic Design Forces by Equivalent Static Load Method, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, pp. 287-307.
- [72] NZS 4203:1992, General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Standards New Zealand, Wellington, 1992.
- [73] Tremblay, R. et Stierner, S.F., 1996, Seismic Behavior of Single-Storey Steel Structures with a Flexible Roof Diaphragm, *Revue canadienne de génie civil*, 23, 1, 49-62.
- [74] Medhekar, M.S. et Kennedy, D.J.L., 1997, Seismic evaluation of steel buildings with flexible diaphragms, Structural Eng. Report No. 219, Dept. of Civil and Environmental Eng., University of Alberta.
- [75] Tremblay, R., Bérair, T. et Filiatrault, A., 2000, Experimental Behaviour of Low-Rise Steel Buildings with Flexible Roof Diaphragms, Proc. 12th World Conf. on Earthquake Eng., Auckland, Nouvelle-Zélande, document n° 2567.
- [76] Tremblay, R., Nedisan, C., Lamarche, C.-P. et Rogers, C., 2008, Periods of Vibration of a Low-Rise Building with a Flexible Steel Roof Deck Diaphragm, Proc. 5th Int. Conf. on Thin-Walled Structures, Brisbane, Australie, 615-622.
- [77] Tremblay, R. et Rogers, C.A., 2011, Seismic Design of Low-Rise Steel Buildings with Flexible Steel Roof Deck Diaphragms – A Canadian Perspective, *Steel Construction*, 4, 4, 242-250.
- [78] Lamarche, C.-P., Proulx, J., Paultre, P., Turek, M., Ventura, C.E., Le, T.P. et Lévesque, C., 2009, Toward a better understanding of the dynamic characteristics of single-storey braced steel frame buildings in Canada, *Revue canadienne de génie civil*, 36, 6, 969-979.
- [79] Humar, J. et Popovski, M., 2013, Seismic response of single-storey buildings with flexible diaphragms, *Revue canadienne de génie civil*, 40, 9, 875-886.

- [80] Wilson, A., Quenneville, P. et Ingham, J., 2013, Natural Period and Seismic Idealization of Flexible Timber Diaphragms, *Earthquake Spectra*, 29, 3, 1003-1019.
- [81] Trudel-Languedoc, S., Tremblay, R. et Rogers, C.A., 2014, Dynamic seismic response and design of single-storey structures with flexible steel roof deck diaphragms, Proc. 10th National Earthquake Eng. Conf., Anchorage, Alaska, document n° 387.
- [82] Esteva, L., 1987, Earthquake engineering research and practice in Mexico after 1985 earthquake, *Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering*, 20 : 159-200.
- [83] Mitchell, D., Tinawai, R. et Redwood, R.G., 1990, Damage to Buildings Due to the 1989 Loma Prieta Earthquake – A Canadian Perspective, *Revue canadienne de génie civil*, 17 : 813-834.
- [84] Rutenberg, A. et Heidebrecht, A.C., 1985, Rotational ground motion and seismic codes, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 17, n° 3, pp. 583-592.
- [85] De la Llera, J.C. et Chopra, A.K., 1994, Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings, rapport n° UCB/EERC-94/07, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Californie.
- [86] Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia (APEGBC), 2009 (révisé en 2015), APEGBC Technical and Practice Bulletin: Structural, Fire protection and Building Envelope Professional Engineering Services for 5- and 6-Storey Wood Frame Residential Building Projects (Mid-Rise Buildings), APEGBC, Burnaby, Colombie-Britannique.
- [87] Chopra, A.K., 2012, *Dynamics of Structures*, 4^e édition, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 944 pp.
- [88] Humar, J.L., 2012, *Dynamics of Structures*, 3rd Edition, CRC Press, Boca Raton, Floride, 1028 pp.
- [89] Haselton, C.B., Fry, A., Baker, J.W., Hamburger, R.O., Whittaker, A.S., Stewart, J.P., Elwood, K.J., Luco, N., Hooper, J.D., Charney, F.A., Zimmerman, R.B. et Pekelnicky, R.G., 2014, Response-History Analysis for the Design of New Buildings: A Fully Revised Chapter 16 Methodology Proposed for the 2015 NEHRP Provisions and the ASCE/SEI 7-16 Standard, *Proceeding 10th US National Conference in Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, Alaska.
- [90] Tremblay, R., Atkinson, G.M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P. et Koboevic, S., 2015, Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015, Proc. 11th Can. Conf. on Earthquake Eng., Victoria, Colombie-Britannique, document n° 99060.
- [91] Haselton, C.B., Whittaker, A.S., Hortacsu, A., Baker, J.W., Bray, J. et Grant, D.N., 2012, Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses, *Proceedings 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbonne, Portugal, document n° 4383.
- [92] National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), 2011, *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response History Analysis*, rapport n° NIST GCR 11-917-15, préparé par le NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Massachussets.
- [93] Baker, J.W., 2011, Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 137, n° 3, Special Issue: Earthquake Ground Motion Selection and Modification for Nonlinear Dynamic Analysis of Structures, pp. 322-331.
- [94] Daneshvar, P., Bouaanani, N. et Godia, A., 2015, On computation of conditional mean spectrum in Eastern Canada, *Journal of Seismology*, vol. 19, n° 2, pp. 443-467.
- [95] Atkinson, G.M., 2009, Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 36, n° 6, pp. 991-1000.
- [96] Ancheta, T.D., Darragh, R.B., Stewart, J.P., Seyhan, E., Silva, W.J., Chiou, B.S.J., Wooddell, K.E., Graves, R.W., Kottke, A.R., Boore, D.M., Kishida, T. et Donahue, J.L., 2013, PEER NGA-West2 Database, PEER Report 2013/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Californie.
- [97] Goulet, C.A., Kishida, T., Ancheta, T.D., Cramer, C.H., Darragh, R.B., Silva, W.J., Hashash, Y.M.A., Harmon, J., Stewart, J.P., Wooddell, K.E. et Young, R.R., 2014, PEER NGA-East Database, PEER Report 2014/17, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Californie.

- [98] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2015, NGA-East: Median Ground-Motion Models for the Central and Eastern North America Region, PEER Report No. 2015/04, PEER, University of California, Berkeley, Californie.
- [99] Vision 2000 Committee, 1995, Performance based seismic engineering of buildings, Structural Engineers Association of California (SEAOC), Sacramento, Californie.
- [100] Filiatrault, A., Cervantes, M., Folz, B. et Prion, H., 1994, Pounding of buildings during earthquakes: a Canadian perspective, *Revue canadienne de génie civil*, 21 : 251-265.
- [101] Filiatrault, A. et Cervantes, M., 1995, Separation between buildings to avoid pounding during earthquakes, *Revue canadienne de génie civil*, 22 : 164-179.
- [102] Essa, H.S., Tremblay, R. et Rogers, C., 2003, Behavior of Roof Deck Diaphragms under Quasi-Static Cyclic Loading, *J. of Struct. Eng., ASCE*, 129, 12, 1658-1666.
- [103] Tremblay, R., Rogers, C., Martin, É. et Yang, W., 2004, Analysis, Testing and Design of Steel Roof Deck Diaphragms for Ductile Earthquake Resistance, *J. of Earthquake Eng.*, 8, 5, 775-816.
- [104] Tremblay, R. et Rogers, C., 2005, Impact of Capacity Design Provisions and Period Limitations on the Seismic Design of Low-Rise Steel Buildings, *Int. J. of Steel Structures*, 5(1), 1-22.
- [105] Cohen, G.L., Klingner, R.E., Hayes, J.R. et Sweeney, S.C., 2004, Seismic Evaluation of Low-Rise Reinforced Masonry Buildings with Flexible Diaphragms: I, Seismic and Quasi-Static Testing, *Earthquake Spectra*, 20, 3, 779-801.
- [106] Massarelli, R., Franquet, J., Shrestha, K., Tremblay, R. et Rogers, C.A., 2012, Seismic testing and retrofit of steel deck roof diaphragms for building structures, *Thin-Walled Structures*, 61, 239-247.
- [107] Medhekar, M.S. et Kennedy, D.J.L., 1999, Seismic evaluation of single-storey steel buildings, *Revue canadienne de génie civil*, 26, 379-394.
- [108] Lumpkin, E.J., Hsiao, P.-C., Roeder, C.W., Lehman, D.E., Tsai, C.Y., Wu, A.-W., Wei, C.-Y. et Tsai, K.C., 2012, Investigation of the seismic response of three-story special concentrically braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 77, 131-144.
- [109] Palmer, K.D., Roeder, C.W., Lehman, D.E., Okazaki, T., Shield, C.K. et Powell, J., 2012, Concentric X-Braced Frames with HSS Bracing, *International Journal of Steel Structures*, 12, 3, 443-459.
- [110] Mortazavi, P. et Humar, J., 2015, Magnification of internal forces in the flexible diaphragms of single-story buildings, 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, juillet 2015, document n° 94155.
- [111] Adebar, P., DeVall, R., Bazargani, P. et Anderson, D., Seismic Design of Foundations – the 2015 Canadian Building Code, 10th US Nat. Conf. on Earthquake Eng., Anchorage, Alaska, juillet 2014, 10 pp.
- [112] Mononobe, N. et Matsuo, H., On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, *Proc. World Engineering Congress*, 1929, vol. 9, pp. 177-185.
- [113] Seed, H.B. et Whitman, R.V., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, *Am. Soc. Civ. Eng., Specialty Conference – Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, New York, 1970.
- [114] Okabe, S., 1924, General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams, *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers* 10(6), 1277-1323.
- [115] Wood, J.H., 1973, Earthquake-induced soil pressures on structures, Technical Report EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory – California Institute of Technology, Pasadena, Californie.
- [116] Sitar, N., Mikola, R.G. et Candia, G., 2012, Seismically induced lateral earth pressures on retaining structures and basement walls, *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice, GeoCongress 2012, ASCE*, 335-358.
- [117] Geraili Mikola, R., 2012, Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils, Doctoral thesis, University of California, Berkeley.
- [118] Al Atik, L., 2008, Experimental and analytical evaluation of seismic earth pressures on cantilever retaining structures, Doctoral thesis, University of California, Berkeley.
- [119] Al Atik, L. et Sitar, N., 2010, Seismic earth pressures on cantilever retaining structures, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(10), 1324-1333.

- [120] Lew, M., Sitar, N., Al Atik, L., Pourzanjani, M. et Hudson, M.B., 2010, Seismic earth pressures on deep building basements, SEAOC Convention Proceedings, Structural Engineers Association of California, 1–12.
- [121] Lew, M., 2012, Recent findings on seismic earth pressures, *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 21, S1:48-65.
- [122] Amirzehni, E., 2016, Seismic assessment of basement walls in British Columbia, Doctoral thesis, University of British Columbia, Vancouver, Colombie-Britannique.
- [123] Amirzehni, E., Taiebat, M., Finn, W.D.L. et DeVall, R.H., 2015, Seismic performance of deep basement walls, Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, Nouvelle-Zélande.
- [124] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andruss, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. et Stoke, K.H. III, 2001, Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n° 10, pp. 817–833.
- [125] Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. et Faris, A., Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, Californie, 30 avril 2003.
- [126] Idriss, I.M. et Boulanger, R.W., 2008, Soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie*.
- [127] Ishihara, K. et Yoshimine, M., 1992, Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, vol. 32, n° 1, pp. 173-188.
- [128] Tokimatsu, K. et Seed, H.B., 1987, Evaluation of settlement in sand due to earthquake shaking, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 113, n° 8, pp. 861-878.
- [129] Youd, T.L., Hansen, C.M. et Bartlett, S.F. (2002), Revised multi-linear regression equations for prediction of lateral spread displacement, *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, ASCE*, vol. 128, n° 12, pp. 1007-1017.
- [130] Zhang, G., Robertson, P.K. et Brachman, R.W.I. (2004), Estimating liquefaction-induced lateral spread displacements using the standard penetration test or cone penetration test, *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, ASCE*, vol. 130, n° 8, pp. 861-871.
- [131] Faris, A.T., Seed, R.B., Kayen, R.E. et Wu, J. (2006), A semi-empirical model for the estimation of maximum horizontal displacement due to liquefaction-induced lateral spreading, Proceedings 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Californie, avril, document n° 1323.
- [132] Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia (APEGBC), 2010, Guidelines for Legislated Landslide Assessments for Proposed Residential Development in British Columbia, Burnaby, Colombie-Britannique.
- [133] Bachman, R.E., Drake, R.M. et Richter, P.J., 1993, 1994 Update to 1991 NEHRP Provisions for Architectural, Mechanical, and Electrical Components and Systems, letter report to National Center for Earthquake Engineering Research, 22 février.
- [134] McKeivitt, W., 2003, Proposed Canadian code provisions for seismic design of elements of structures, non-structural components and equipment, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, pp. 366-377.
- [135] Institut canadien du béton préfabriqué et précontraint, 2007, CPCI Design Manual: Precast and Prestressed Concrete, 4^e édition, Ottawa, Ontario.
- [136] Structural Engineers Association of California (SEAOC), 2012, Seismic Structural Requirements and Commentary for Rooftop Solar Photovoltaic Arrays, SEAOC Report PV1-2012, SEAOC, Sacramento, Californie.
- [137] Naiem, F. et Kelly, J.M., 1999, Design of Seismically Isolated Structures: From Theory to Practice, John Wiley & Sons, New York, 304 pp.
- [138] Kelly, T.E., Skinner, R.I. et Robinson, W.H., 2010, Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers, Robinson Seismic and Holmes Consulting Group, Wellington, Nouvelle-Zélande, 345 pp.

- [139] Kelly, T.E., 2001, Base Isolation of Structures: Design Guidelines, Holmes Consulting Group, Wellington, Nouvelle-Zélande, 229 pp.
- [140] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2014, Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 4th Edition, AASHTO, Washington, District de Columbia, 471 pp.
- [141] Hanson, R.D. et Soong, T.T., 2001, Seismic design with supplementary energy dissipation devices, Monograph MNO-8, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie, 135 pp.
- [142] Kelly, T.E., 2001, In-Structure Damping and Energy Dissipation: Design Guidelines, Holmes Consulting Group, Wellington, Nouvelle-Zélande, 116 pp.
- [143] Anderson, D.L., DeVall, R.H., Loeffler, R.J. et Ventura, C.E., 2000, Preliminary guidelines for the non-linear analysis and design of hysteretic (displacement dependent) energy dissipation devices in buildings, Private report to RJC Consulting Engineers, Vancouver, Colombie-Britannique.

Sources de renseignements supplémentaires

Arnold, C. et Reitherman, R., 1982, Building Configuration and Seismic Design, John Wiley & Sons, 296 pp.

Biddah, A.M.S., 1998, Evaluation of the Seismic Level of Protection of Steel Moment Resisting Frame Building Structures, Doctoral Thesis, McMaster University, Hamilton, Ontario.

EERI Ad Hoc Committee on Seismic Performance, 1994, Expected Seismic Performance of Buildings, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie.

Heidebrecht, A.C., 1996, Major issues affecting the seismic design of building structures in Canada, exposé présenté à la conférence annuelle de la Société canadienne de génie civil, 1^{re} conférence spécialisée en construction, Edmonton.

Heidebrecht, A.C., 1997, Seismic level of protection for building structures, Revue canadienne de génie civil, 24 : 20-33.

Heidebrecht, A.C., 1999, Implications of new Canadian uniform hazard spectra for seismic design and the seismic level of protection of building structures, Proceedings of the Eighth Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Colombie-Britannique.

Heidebrecht, A.C., 1999, Concerning the seismic level of protection for the next edition of NBCC, unpublished report to CANCEE.

Heidebrecht, A.C., 2000, What's happening with seismic design in Canada, bulletin de l'Association canadienne du génie parasismique.

Naumoski, N. et Heidebrecht, A.C., 1997, Seismic level of protection of medium height reinforced concrete frame structures: design of frames, EERG Report 97-1, Dept. of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, Ontario.

Naumoski, N. et Heidebrecht, A.C., 1998, Seismic level of protection of medium height reinforced concrete frame structures: modelling and analysis, EERG Report 98-2, Dept. of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, Ontario.

Newmark, N.M. et Hall, W.J., 1982, Earthquake spectra and design, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie.

Okamoto, S., Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan, 1973, p. 126.

Stafford Smith, B. et Coull, A., 1991, Tall Building Structures: Analysis and Design. John Wiley & Sons.

Uzumeri, S.M., 1993, Development of Canadian seismic-resistant design code for reinforced concrete buildings, Proceedings of the Tom Paulay Symposium Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings, La Jolla, Californie.

Commentaire K

Fondations

Introduction	K-1
Calcul aux états limites	K-1
Excavations temporaires	K-5
Excavations non étayées	K-5
Excavations étayées	K-5
Poussée des terres	K-5
Mouvements reliés aux excavations	K-7
Reprises en sous-oeuvre	K-8
Tirants d'ancrage dans le sol ou dans la roche	K-9
Calcul et installation des éléments d'étayage	K-10
Contrôle de la nappe souterraine dans les excavations	K-10
Fondations superficielles	K-11
Généralités	K-11
Méthode de calcul aux états limites pour les fondations superficielles.	K-11
Capacité portante et tassement ultimes (tenue en service)	K-12
Calculs de base pour la conception des fondations superficielles	K-14
Évaluation de la pression de tassement (tenue en service) admissible	K-14
Tassements globaux et différentiels	K-16
Pénétration du gel	K-17
Fondations superficielles isolées	K-18
Fondations profondes	K-19
Généralités	K-19
Calcul aux états limites des pieux	K-19
Exigences géotechniques applicables aux fondations profondes	K-20
Pieux dans les sols granulaires	K-21
Pieux dans les sols cohérents	K-22
Espacement et disposition des pieux et des pieux forés	K-22
Tassement et effets de groupement des pieux	K-22
Essais de charge des fondations profondes	K-23
Exigences structurales et de mise en place pour les fondations profondes	K-23
Pieux battus	K-26
Fondations profondes coulées sur place	K-27
Position et alignement	K-27
Pergélisol	K-28
Références	K-29

Commentaire K

Fondations

Introduction

1. Le présent commentaire contient des lignes directrices fondées sur les règles de l'art pour le calcul des fondations et des excavations temporaires conformément à la section 4.2. du CNB. La sous-section 4.1.3. du CNB exige l'utilisation de la méthode aux états limites pour le calcul des bâtiments et des composants structuraux. Le présent commentaire traite de cette méthode pour le calcul des fondations superficielles et des fondations profondes. Les renseignements qu'il donne visent à fournir une explication sommaire des problèmes courants de conception et de construction des fondations. Il faut cependant souligner que le présent commentaire, tout comme les documents auxquels il renvoie, ne saurait remplacer l'expérience et le jugement d'un ingénieur qualifié compétent dans ce domaine si complexe.
2. Le présent commentaire est divisé en trois parties : les excavations temporaires, les fondations superficielles et les fondations profondes. Le calcul aux états limites des excavations temporaires n'a pas encore été incorporé au CNB et ces excavations doivent encore être calculées selon les méthodes traditionnelles aux contraintes admissibles ou utilisant un coefficient de sécurité global.
3. Le présent commentaire ne traite pas spécifiquement des sujets suivants : identification et classification des sols et des roches, reconnaissance du sol, gonflement et retrait de l'argile, soulèvement des fondations sous l'effet du gel, pressions du sol, pressions hydrostatiques et murs de soutènement; ces sujets sont analysés dans le Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM).^[1]

Calcul aux états limites

4. Les états limites sont les conditions d'une structure au-delà desquelles celle-ci cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Ils se subdivisent en deux groupes principaux :
 - les états limites ultimes; et
 - les états limites de tenue en service.
5. Les états limites ultimes portent principalement sur les mécanismes d'effondrement de la structure, donc sur la sécurité. Pour les fondations, les états limites ultimes sont :
 - le dépassement de la capacité portante des fondations (capacité portante ultime);
 - le glissement;
 - le soulèvement;
 - la déformation importante des fondations qui entraîne l'apparition d'un état limite ultime dans la superstructure ou le bâtiment;
 - le renversement; et
 - la perte de stabilité globale.
6. Les états limites de tenue en service correspondent aux mécanismes qui limitent ou empêchent l'usage prévu de la structure. Ils sont habituellement associés à des mouvements qui interrompent ou limitent la capacité de la structure à remplir sa fonction. Pour le calcul des fondations, les états limites de tenue en service peuvent se traduire par des :
 - mouvements excessifs (tassement, mouvement différentiel, soulèvement, mouvement latéral, inclinaison ou rotation); et
 - vibrations excessives.

Commentaire K

7. L'équation de base pour le calcul aux états limites est la suivante :

$$\phi R_n \geq \sum \alpha_i S_{ni}$$

où ϕR_n est la résistance géotechnique pondérée. Le coefficient de résistance, ϕ , tient compte de la variabilité de la force portante des sols et des dimensions d'après exécution ainsi que des variations introduites par les imprécisions du modèle de calcul. Il tient aussi indirectement compte des défaillances de ductilité et découlant de catastrophes. La résistance nominale, R_{nv} est la meilleure estimation de la résistance ultime de la fondation dont dispose l'ingénieur. La valeur de R_n devrait tenir compte, du moins en partie, des variations découlant des incertitudes géotechniques. Elle est fondée sur les forces portantes caractéristiques (nominales) des sols, sur les dimensions nominales (spécifiées) et sur le modèle normal de calcul.

8. S_{ni} est la valeur nominale des forces s'exerçant sur les fondations en raison de la i° charge. Ces forces sont déterminées par analyse structurale à partir des charges spécifiées. α_i est le coefficient de charge pour la i° charge. Il tient compte des variations de la charge en tant que telle, des approximations dans le modèle de charge fourni par le CNB et de la variabilité introduite par l'analyse structurale.
9. Les combinaisons de charges et les coefficients de charge sont ceux fournis à la sous-section 4.1.3. du CNB.
10. Les coefficients de résistance recommandés sont fournis au tableau K-1. Ces coefficients ont surtout été dérivés par correspondance directe avec le calcul aux contraintes admissibles classique. Cela veut dire que les dimensions des fondations déterminées par la capacité portante ne devraient pas varier tellement en utilisant le calcul aux états limites plutôt qu'aux contraintes admissibles. La dérivation du coefficient de résistance du tableau K-1 est décrite plus en détail dans la référence [2], où l'on démontre que l'indice de fiabilité estimatif, β , pour des fondations superficielles calculé à partir des coefficients de résistance du tableau K-1 se situe entre 2,8 et 3,5, une plage qui correspond aux valeurs couramment utilisées pour le calcul de la structure des bâtiments. La figure K-1, tirée de la référence [2], montre la relation entre le coefficient de sécurité global, le coefficient de résistance et l'indice de fiabilité, β , en utilisant des hypothèses statistiques pour la variabilité de la capacité portante (coefficient de variation de 0,3 et rapport de la valeur moyenne à la valeur nominale de 1,1) typiques pour des fondations profondes et superficielles. L'avantage de la figure K-1 est que β peut être rapidement interprété par des ingénieurs géotechniciens qui ont une expérience considérable de l'utilisation des valeurs conventionnelles du coefficient de sécurité global. Cela pourra aider les concepteurs, pendant la période de transition du calcul aux contraintes admissibles à celui aux états limites, en ce qui concerne les aspects géotechniques du calcul des fondations. Le CFEM^[1] contient d'autres commentaires à ce sujet.

Tableau K-1
Coefficients de résistance pour fondations superficielles et profondes

Description	Coefficient de résistance
1. Fondations superficielles	
a) Résistance du sol par analyse semi-empirique utilisant des données d'essais sur place et en laboratoire	0,5
b) Glissement	
i) basé sur le frottement ($c = 0$)	0,8
ii) basé sur la cohésion / adhérence ($\tan(f) = 0$)	0,6
2. Fondations profondes	
a) Résistance du sol à la charge axiale	
i) analyse semi-empirique utilisant des données d'essais sur place et en laboratoire	0,4
ii) analyse utilisant des résultats d'essais de charges statiques	0,6
iii) analyse utilisant des résultats de contrôle dynamique	0,5
iv) résistance au soulèvement selon une analyse semi-empirique	0,3
v) résistance au soulèvement selon des résultats d'essais de charge	0,4
b) Résistance aux charges horizontales	0,5

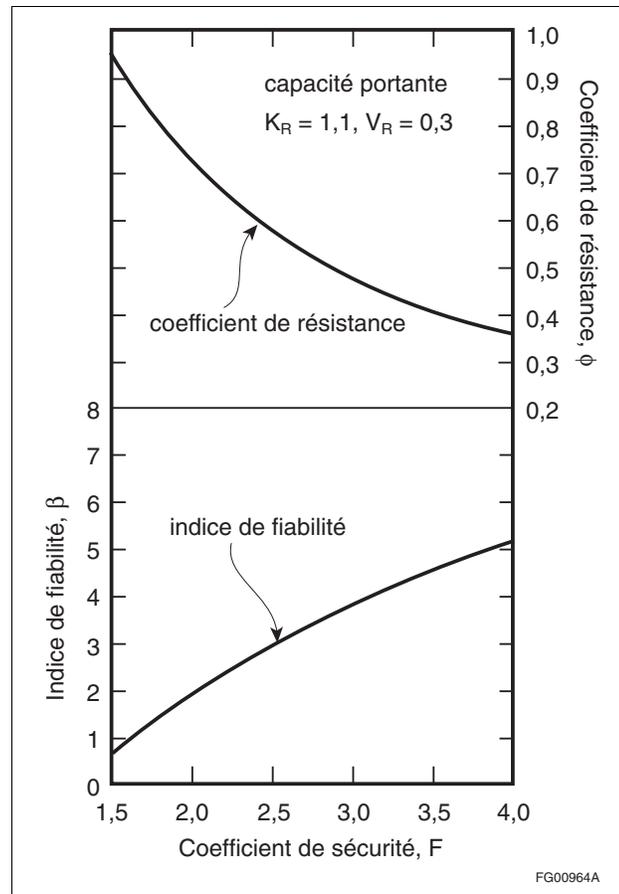


Figure K-1
Relation entre le coefficient de sécurité, le coefficient de résistance et l'indice de fiabilité par rapport à la capacité portante, $K_R = 1,1$, $V_R = 0,3$.

11. Le choix des valeurs caractéristiques des différentes propriétés du sol et de la roche convenant aux états limites étudiés doit être fondé sur les résultats d'essais en laboratoire et sur place et doit tenir compte de ce qui suit :
- les données géologiques et les autres renseignements historiques comme les données de projets antérieurs;
 - la variabilité des valeurs utilisées pour les propriétés;
 - l'étendue de la zone de terrain qui détermine le comportement de la structure géotechnique pour l'état limite considéré;
 - l'effet de la qualité d'exécution sur les sols mis en place artificiellement ou amendés;
 - l'effet des travaux de construction sur les propriétés du sol existant.

Le choix de la valeur caractéristique doit tenir compte de l'écart possible entre les propriétés mesurées lors des essais et les propriétés du sol et de la roche qui déterminent le comportement du sol en raison de facteurs comme :

- la présence de fissures, qui peuvent avoir des effets différents lors de l'essai et à l'intérieur de la structure géotechnique;
 - les effets du temps; et
 - la fragilité ou la ductilité du sol et de la roche soumis aux essais.
12. Les valeurs caractéristiques correspondent essentiellement à la meilleure estimation d'un ingénieur en géotechnique des valeurs probables les plus appropriées des propriétés géotechniques pertinentes aux états limites étudiés. Une estimation prudente de la valeur moyenne pour le terrain concerné (zone d'influence) est généralement considérée être une valeur logique pouvant être utilisée comme valeur caractéristique. D'autres renseignements et conseils concernant le choix des valeurs caractéristiques se trouvent dans le CFEM.^[1]

Commentaire K

13. Dans bien des cas, la variabilité de la valeur moyenne d'une propriété d'un sol ou de la roche devrait être analysée, de même que la variabilité d'une valeur individuelle obtenue par un essai. L'étendue de la zone d'influence déterminant le comportement d'un terrain est généralement beaucoup plus grande que celle de la zone touchée par un essai de sol ou de la roche; par conséquent, le paramètre déterminant est souvent une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume du terrain. Une exception à cette règle serait la présence d'une couche fragile, à l'intérieur de la zone de terrain visée, qui contrôlerait le mécanisme de défaillance (état limite) le plus probable. La valeur caractéristique appropriée serait alors la résistance moyenne de la couche fragile, ou une estimation prudente de celle-ci, et non pas la résistance moyenne du volume de terrain visé.
14. La zone de terrain déterminante peut également dépendre du comportement de la structure supportée. Par exemple, si on considère la capacité portante pour un bâtiment reposant sur plusieurs semelles de répartition et incapable de résister à une défaillance localisée, le paramètre déterminant serait probablement la résistance moyenne répartie sur la zone de terrain au-dessous d'une semelle. Si, au contraire, le bâtiment est rigide et assez résistant, le paramètre déterminant peut être la moyenne de ces valeurs moyennes sur toute la surface couverte par le bâtiment ou une partie de cette surface.

Tableau K-2
Données générales sur les excavations non étayées⁽¹⁾⁽²⁾

Catégorie	Type de sol	Eau souterraine	Type de défaillance	Apparition de défaillance	Remarques	Référence
A	Silts granulaires et non plastiques, à drainage naturel	Sous l'excavation ou contrôlée par assèchement préalable	En surface ou coin de glissement	Généralement rapide	Cause rarement des problèmes si l'eau souterraine est sous contrôle et si l'angle de la pente n'est pas supérieur à l'angle de frottement interne du sol. La cohésion apparente importe beaucoup dans le cas des excavations non saturées temporaires dont la pente est plus prononcée et qui peuvent s'écouler à la longue; les pentes supérieures à 45° ne sont pas recommandées; les excavations verticales ne doivent jamais dépasser 1,2 m de profondeur.	[3]
B	Silts granulaires et non plastiques, à drainage naturel	Excavation sous la nappe souterraine	Éboulement (divers degrés)	Rapide	Les sols fins et uniformes peuvent glisser sur des distances considérables par suite du pompage. Les pentes sont contrôlées par les effets hydrauliques et peuvent varier du tiers (ou moins) jusqu'à la valeur totale de l'angle de frottement interne.	[3]
C	Argiles non sensibles; silts plastiques et cohérents	Sol saturé ⁽³⁾	Avec rotation; plan de faiblesse ou surface de matériaux composites	Rapide ou tardive, selon le % de résistance au cisaillement du sol	En général, on peut se fier aux méthodes analytiques pour prédire la stabilité des argiles de consistances molle à ferme.	[3]
D	Argiles sensibles	Sol saturé ⁽³⁾	Avec rotation; glissements régressifs et comme pour la catégorie C	Comme pour la catégorie C; très peu de signes précurseurs	User d'extrêmes précautions; une fois la défaillance initiale provoquée, le glissement régressif peut affecter une grande surface; en général, ne pas trop se fier aux méthodes analytiques pour prédire les défaillances.	—

(1) Les sols mixtes tels les dépôts glaciaires doivent être classifiés dans la catégorie A, B ou C, selon leur granulométrie, leur plasticité et leur perméabilité, et être traités en conséquence.

(2) La pente d'une paroi non étayée qui est plus ou moins stable à la fin des travaux peut être affectée par des facteurs tels la perturbation du sol à son pied, la nature et l'importance de la charge à son sommet, les vibrations, les précipitations et la période pendant laquelle l'excavation est à découvert.

(3) Il faut étudier les conditions de la nappe souterraine dans chaque couche pour les excavations effectuées dans des couches alternativement cohérentes et granulaires ou pour celles qui aboutissent dans un sol cohérent reposant sur des couches granulaires; il faut, en outre, déterminer le coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond de l'excavation ou à la défaillance de la pente causée par la pression ascendante de l'eau.

Excavations temporaires

Excavations non étayées

15. La sécurité et la stabilité des excavations non étayées sont fonction de leur profondeur et de la pente de leurs parois ainsi que des propriétés du sol et de la nappe souterraine. En terrain granulaire, les éboulements sont généralement assez limités, tandis qu'en terrain argileux les glissements circulaires peuvent être assez considérables et affecter les parois aussi bien que le fond de l'excavation. Il faut également tenir compte de la période pendant laquelle l'excavation demeure non étayée.
16. Le tableau K-2 porte sur les excavations pratiquées dans divers types de sols. Pour établir l'angle des pentes dans le cas des types de sol C et D, il faut effectuer des analyses de stabilité. Le choix de paramètres appropriés pour le calcul de la résistance au cisaillement pour ces analyses exige une évaluation minutieuse des niveaux de contrainte de cisaillement imposés, des effets du temps, des propriétés directionnelles et de l'uniformité du sol, et doit être confié à un ingénieur qualifié en la matière. Les effets exercés par la nappe souterraine à l'intérieur des pentes, ou les niveaux piézométriques au pied ou au-dessous du pied de la pente proposée, doivent également être étudiés, car les pressions hydrostatiques peuvent réduire considérablement la résistance au cisaillement le long d'une zone de défaillance possible. Le CFEM^[1] contient d'autres renseignements et conseils sur le calcul des excavations non étayées.

Excavations étayées

17. L'étayage temporaire des parois verticales d'une excavation exige l'évaluation d'un certain nombre de facteurs, entre autres la durée de cet étayage compte tenu de la poussée des terres, de la pression causée par le gel ou de la corrosion provenant d'un sol ou d'une eau souterraine agressifs. Les parois de soutènement peuvent être non jointives permettant ainsi un drainage complet, ou jointives, formant alors une barrière contre l'écoulement de la nappe souterraine, selon la perméabilité du sol (conductivité hydraulique) et les conditions de la nappe souterraine. Les parois jointives sont conçues pour résister à la poussée des terres et à la pression totale de l'eau souterraine, tandis que les parois non jointives par où l'eau peut s'écouler ne sont pas affectées par les pressions hydrostatiques. Le CFEM^[1] ainsi que la norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », et son commentaire, CSA 6.1, contiennent d'autres renseignements et conseils sur l'analyse et le calcul d'excavations étayées.

Poussée des terres

18. Il n'y a aucune solution théorique générale qui puisse permettre de prévoir de façon satisfaisante la poussée des terres sur les parois de soutènement flexibles et semi-flexibles couramment utilisées dans toutes espèces de conditions d'appui possibles. La poussée de calcul des terres doit prendre en compte la méthode de construction et l'ordre des travaux ainsi que les limites admissibles de déformation des parois de l'excavation.
19. Lorsqu'une partie d'une paroi de soutènement flexible fléchit, des pressions s'exercent sur les parties plus rigides. Aussi, les pressions qui s'exercent à proximité des supports sont plus élevées qu'aux endroits non supportés et les charges appliquées aux supports varient essentiellement en fonction de la rigidité de ces derniers et des techniques de construction utilisées.
20. Les enveloppes de poussée des terres correspondant aux valeurs normalement prévues peuvent être représentées sous forme triangulaire, trapézoïdale ou rectangulaire, et les coefficients de poussée des terres applicables varient de K_A ,* coefficient de poussée active, à K_O ,** coefficient de poussée au repos, selon les mouvements admis pour le sol et la paroi.
21. **Sols non cohérents (granulaires).** Les renseignements indiqués au tableau K-3 ne sont qu'une première approximation et visent essentiellement les sols granulaires tels les remblais, les sables, les silts, les silts sableux, les sables graveleux, les graviers ou d'autres types de sols où l'on retrouve ces matériaux en couches superposées.

* $K_A = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi')$, où ϕ' = angle de frottement effectif du sol, la surface étant horizontale

** On suppose souvent que $K_O = 1 - \sin \phi'$

Tableau K-3
Enveloppe de poussée des terres pour le calcul des supports temporaires dans les sols granulaires

Type de retenue des parois	Poussée de calcul totale ⁽¹⁾	Enveloppe de répartition de la poussée ⁽²⁾	Limitation des mouvements du sol adjacent ⁽³⁾
Porte-à-faux	$1,0P_A$	Triangulaire	Généralement très faible à moins que la paroi soit très rigide et bien fichée dans un sol dense
Étayage	$1,2P_A$ à $1,3P_A$	Rectangulaire ou trapézoïdale	Généralement faible lorsque la nappe souterraine n'est pas bien contrôlée ou que l'exécution laisse à désirer; peut être assez bonne lorsque ces facteurs sont bien contrôlés et que l'étaillage est bien conçu et bien calé ou précontraint
Tirants	$1,1P_A$ à $1,4P_A$	Rectangulaire ou trapézoïdale	Généralement bonne lorsque la poussée totale des terres est élevée; il y a habituellement moins de mouvements que pour les parois étayées et ils sont fonction du degré de précontrainte, de la qualité d'exécution et de la rigidité des parois

(1) P_A = poussée active totale théorique = $0,5\rho gH^2 \times K_A$,
où

- ρ = masse volumique totale (apparente) du sol (submergé s'il est situé au-dessous de la nappe souterraine), en kg/m^3 ;
- H = profondeur de l'excavation; et
- g = accélération due à la pesanteur, en m/s^2

On recommande 0,2 comme limite inférieure de K_A même dans le cas des sols denses. Il faut ajouter au besoin les pressions dues aux surcharges ou au compactage et les pressions hydrostatiques.

(2) Une fois que P_A a été augmenté par le multiplicateur approprié, répartir la poussée totale sur la profondeur de l'excavation conformément aux indications de cette colonne; les limites triangulaires du trapézoïde généralement utilisées sont de $0,2H$ à $0,25H$ au sommet et à la base.

(3) Lorsqu'il faut exercer un plus grand contrôle sur les mouvements du sol adjacent, la poussée des terres au repos devrait être calculée à l'aide du coefficient K_0 , les étrépillons ou les tirants d'ancrage étant soumis à une précontrainte égale à la charge totale de calcul. Il serait aussi possible de choisir une paroi plus rigide et de réduire l'espacement vertical des étrépillons ou des tirants.

22. Sols cohérents. Pour ce type de sol, il faut établir une distinction entre les argiles molles à fermes et les argiles raides à très raides. Il faut aussi prendre en compte les effets de la sensibilité de l'argile et du coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond de l'excavation.

23. Les renseignements du tableau K-4 portent sur les sols composés d'argiles raides ($C_u > 50$ kPa), y compris les argiles silicieuses, les argiles sableuses et les silts argileux. Pour les argiles molles (12 kPa $< C_u < 25$ kPa) à fermes (25 kPa $< C_u < 50$ kPa), se reporter au tableau K-5. $C_u = 1/2$ de la résistance à la compression sans contrainte latérale = résistance au cisaillement du sol non drainé.

Tableau K-4
Enveloppe de poussée des terres pour le calcul des supports temporaires dans les argiles raides

Type de retenue des parois	Poussée de calcul totale	Enveloppe de répartition de la poussée ⁽¹⁾	Limitation des mouvements du sol adjacent
Porte-à-faux	$1,0P_A$ mais pas moins de $0,15\rho gH^2$ ⁽²⁾	Triangulaire	Peut être faible, selon la longueur du porte-à faux, la rigidité de la paroi, les conditions dans lesquelles elle est fichée et la sensibilité de l'argile ⁽³⁾⁽⁴⁾
Étayage ou tirants	$0,15\rho gH^2$ à $0,4\rho gH^2$ ⁽⁵⁾	Rectangulaire ou trapézoïdale	Est fonction de la résistance et de la sensibilité du sol, du préchargement ou de la précontrainte effective et de la rigidité de la paroi

(1) Les pressions dues aux surcharges et au compactage doivent être ajoutées au besoin, mais il n'est pas nécessaire d'inclure les pressions hydrostatiques et il faut utiliser la masse volumique totale (apparente) du sol, ρ , dans les calculs.

(2) La valeur P_A peut être obtenue en utilisant la résistance à court terme, c'est-à-dire $P_A = \rho gH - 2C_u$ si les travaux sont de courte durée. La poussée positive minimale indiquée devrait être utilisée, qu'elle soit négative ou nulle.

(3) La butée calculée à partir du fond de l'excavation doit être réduite de 50 % pour tenir compte des déplacements inévitables dus aux effets des déformations et à la libération des contraintes.

(4) Il faut aussi vérifier le coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond de l'excavation dans le cas des argiles raides et surconsolidées par suite de contraintes latérales existantes très élevées.

(5) Utiliser une gamme plus élevée si l'argile a une très grande sensibilité. Dans ce cas, si l'ordre des travaux ou leur mode d'exécution cause un mouvement important vers l'intérieur, quelle que soit d'ailleurs l'étape où en est rendue l'excavation, les pressions auront tendance à atteindre les valeurs caractéristiques des sols essentiellement fluides. Si les travaux sont bien exécutés, les pressions applicables à l'argile correspondent à celles indiquées au tableau K-2. En effectuant des essais de résistance sur des échantillons intacts d'argile raide fissurés, on risque de surévaluer

Tableau K-4 (suite)

les caractéristiques de résistance et, par le fait même, de sous-estimer la poussée des terres. Il faudrait tenir compte au besoin des effets des joints et des fissures afin de déterminer la résistance en service de la masse de sol.

Tableau K-5
Enveloppe de poussée des terres pour le calcul des supports temporaires dans les argiles molles à fermes

Type de retenue des parois	Poussée de calcul totale	Enveloppe de répartition de la poussée ⁽¹⁾	Limitation des mouvements du sol adjacent ⁽²⁾⁽³⁾
Porte-à-faux	$1,0P_A$ mais pas moins de $0,15\rho gH^2$ ⁽⁴⁾	Triangulaire	Très faible; en général, ne pas utiliser ce type de support dans le cas des argiles molles et sensibles
Étayage ou tirants	$0,4 \rho gH^2$ à $0,8\rho gH^2$ ⁽⁵⁾	Rectangulaire	Est fonction de la résistance de l'argile au cisaillement et de sa stabilité ⁽⁶⁾

- (1) Des pressions essentiellement fluides peuvent se produire dans les argiles très sensibles par suite des mouvements inévitables des parois avant la mise en place des supports de soutènement.
- (2) La butée calculée à partir du fond de l'excavation doit être réduite d'au moins 50 % pour tenir compte des déplacements inévitables dus aux effets des déformations.
- (3) Dans le cas des argiles sensibles de consistance molle à ferme on pourrait, comme mesure supplémentaire :
- placer l'étrésillon ou le tirant supérieur avant de poursuivre l'excavation dès que la profondeur atteint 1,5 à 3 m, et
 - dans les cas où la surface d'excavation est assez limitée, couler si possible une couche de béton de 150 à 300 mm d'épaisseur au fond de l'excavation dès que cette dernière est terminée.
- (4) La valeur P_A peut être obtenue en utilisant la résistance à court terme, c'est-à-dire $P_A = \rho gH - 2C_u$ si les travaux sont de courte durée. La poussée positive minimale indiquée devrait être utilisée, qu'elle soit négative ou nulle.
- (5) Utiliser une gamme plus élevée si l'argile est molle, et une plus basse si l'argile est ferme. Cette valeur peut s'avérer assez modérée pour les sols cohérents sableux-silteux, non homogènes, non sensibles et de consistance ferme. Utiliser une gamme plus élevée si le chiffre de stabilité $N = (\rho gH + \text{surchage})/C_u$ atteint 5 à 6. Le soulèvement du fond peut aussi se produire à cette profondeur et il faudrait prendre les précautions appropriées.
- (6) La conception d'un système d'étayage dans l'argile molle à ferme n'est pas un travail courant et on recommande de recourir aux conseils d'un spécialiste pour déterminer les pressions de poussée des terres, vérifier la stabilité d'ensemble et le soulèvement du fond et prédire les mouvements du sol adjacent.

24. La distribution de la poussée des terres calculée au moyen des valeurs nominales (non pondérées) K_A ou K_O et la distribution basée sur les tableaux K-3, K-4 et K-5 sont des distributions nominales (spécifiées) de poussée des terres. En ce qui concerne le calcul de la poussée latérale des terres dans des conditions d'états limites ultimes, il faut multiplier ces distributions par les coefficients de charge appropriés.

Mouvements reliés aux excavations

25. Les mouvements reliés aux excavations dépendent surtout des techniques de construction utilisées et consistent généralement en un déplacement horizontal du sol et du blindage vers cette excavation et en un déplacement vertical correspondant le long de ces parois. Ces mouvements horizontaux et verticaux sont généralement du même ordre de grandeur; toutefois, si les parois sont très flexibles, les mouvements horizontaux peuvent augmenter considérablement. Si les techniques de construction utilisées sont médiocres, des mouvements irréguliers peuvent également se produire derrière les parois à cause de la présence de vides ou de l'érosion du sol.
26. Les mouvements dus au déplacement des parois en porte-à-faux dépendent de la rigidité de ces dernières et de la dureté du sol. Pour la plupart des types de parois flexibles ou relativement flexibles, les déformations latérales dépassent les valeurs nécessaires à la mobilisation de la poussée des terres. Pour la plupart des sols et particulièrement pour ceux qui sont cohérents, il y a donc risque d'un accroissement des pressions latérales au-delà des valeurs de la poussée des terres par suite d'un certain relâchement dû aux effets des déformations. Toutefois, cette éventualité n'est pas à craindre si on utilise des pressions latérales du sol égales ou supérieures et si on prévoit des parois bien rigides, par exemple formées de pieux cylindriques de grand diamètre fichés dans un sol de résistance suffisante. Il faut aussi tenir compte de la poussée latérale des terres due au matériel de compactage (CFEM,^[1] norme CSA S6).

Commentaire K

27. Les mouvements dus au déplacement dans les excavations étayées sont jusqu'à un certain point inévitables, car ils ne sont pas fonction des hypothèses de calcul mais des détails et techniques de construction. De tels mouvements se produisent à chaque étape des travaux avant la mise en place de chaque niveau d'étrésillons.
28. Les méthodes de calcul permettent de prévoir le déplacement des parois ancrées avec plus de précision que celui des parois étayées. Le nombre de tirants et leur espacement vertical jouent un rôle important dans la détermination du degré de déformation latérale. En pratique, les mouvements dus au déplacement des parois entre pieux d'étayage, des rideaux de palplanches ou de toutes autres parois ancrées sont généralement moindres que ceux dus au déplacement des parois étayées, pour la même profondeur d'excavation.
29. Le tableau K-6 résume la gamme approximative des mouvements verticaux et latéraux à prévoir. Il faut souligner que dans certains cas il est possible d'obtenir de meilleurs résultats si on utilise de bonnes méthodes de conception et de bonnes techniques de construction, si on exerce une surveillance minutieuse en chantier et si on vérifie de près l'état de l'excavation. Le CFEM⁽¹⁾ contient d'autres renseignements et conseils à ce sujet.

Tableau K-6
Mouvements verticaux et horizontaux reliés aux excavations⁽¹⁾⁽²⁾

Type de retenue des parois ⁽³⁾	Type de paroi	Sols granulaires, % de la profondeur	Argiles raides, % de la profondeur	Argiles molles à fermes ⁽⁴⁾ , % de la profondeur	Remarques
Porte-à-faux	Rigidité courante	Moyen à grand	Moyen	Peut céder	Mouvements reliés aux parois, à la consistance du sol et aux conditions dans lesquelles elles sont fichées
Étayage	Parois entre pieux d'étayage (profilés en H) ou rideaux de palplanches	0,2 à 0,5	0,1 à 0,6 ⁽⁵⁾	1 à 2 ⁽⁵⁾	Étrésillons installés dès qu'un niveau de support est atteint et précontraints à 100 % de la charge de calcul
	Étrésillons ou contre-fiches	0,5 à 1,0	0,3 à 0,8	> 2	Les pourcentages peuvent être plus élevés si l'exécution est médiocre
Tirants d'ancrage	Parois entre pieux d'étayage (profilés en H) ou rideaux de palplanches	0,2 à 0,4	0,1 à 0,5	1 à 2	Précontraint à une valeur comprise entre la poussée et la pression au repos
	Diaphragme en béton	< 0,2	< 0,1 à 0,5	< 1 à 2	Précontraint comme ci-dessus. Comme la rigidité des parois et la poussée de calcul des terres sont généralement plus élevées, les mouvements sont en général plus faibles que pour les parois entre pieux d'étayage ou les rideaux de palplanches; très peu de données disponibles

(1) Les mouvements indiqués s'appliquent directement à l'arrière de la paroi; dans le cas des sols granulaires et des argiles raides, on prévoit que les mouvements s'étendent à peu près linéairement sur une distance horizontale de 1,0H à 1,5H, où H est la profondeur de l'excavation. Pour les argiles de consistance molle à ferme, cette distance est de 2,0H à 2,5H si l'exécution est passable, et de plus de 3H si elle est médiocre.

(2) Si la nappe souterraine n'est pas bien contrôlée dans les couches granulaires, les mouvements peuvent être supérieurs à ceux indiqués et il peut y avoir érosion du terrain.

(3) L'expérience révèle que les mouvements sont réduits si les étrésillons ou les tirants d'ancrage sont rapprochés verticalement et si on accorde beaucoup de soin aux détails de précontrainte.

(4) Si le coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond pour les argiles de consistance molle à ferme est peu élevé, des déformations importantes peuvent s'ensuivre.

(5) Une gamme plus élevée de mouvements s'applique généralement aux argiles très sensibles, qu'elles soient raides ou molles à fermes.

Reprises en sous-oeuvre

30. Les structures adjacentes aux excavations doivent souvent être supportées. La nécessité de les reprendre en sous-oeuvre est fonction de leur emplacement, des caractéristiques des fondations qui

les supportent, de leur sensibilité au tassement et aux déformations latérales, ainsi que du coût de l'opération. Tout cela devrait être comparé à ce qui se produirait en l'absence de reprise en sous-oeuvre, c'est-à-dire à l'obligation de supporter davantage les parois de l'excavation ou de prendre d'autres dispositions dans le même but, d'encourir des frais de réparations ou encore de subir d'autres conséquences.

31. La figure K-2 représente les zones à l'intérieur desquelles il faut ordinairement prévoir un support pour les structures adjacentes aux excavations. Si ces structures reposent sur la roche et que l'excavation elle-même est effectuée dans la roche, il faut prévoir moins de travaux de reprise en sous-oeuvre et plus de support latéral.
32. Le tableau K-6 résume l'ordre de grandeur des mouvements liés aux excavations, selon les diverses méthodes de support employées et les différents types de sols rencontrés. Ce tableau peut aussi être utilisé pour déterminer s'il y a lieu de prévoir des reprises en sous-oeuvre. Le CFEM^[1] contient des renseignements et des conseils supplémentaires à ce sujet.

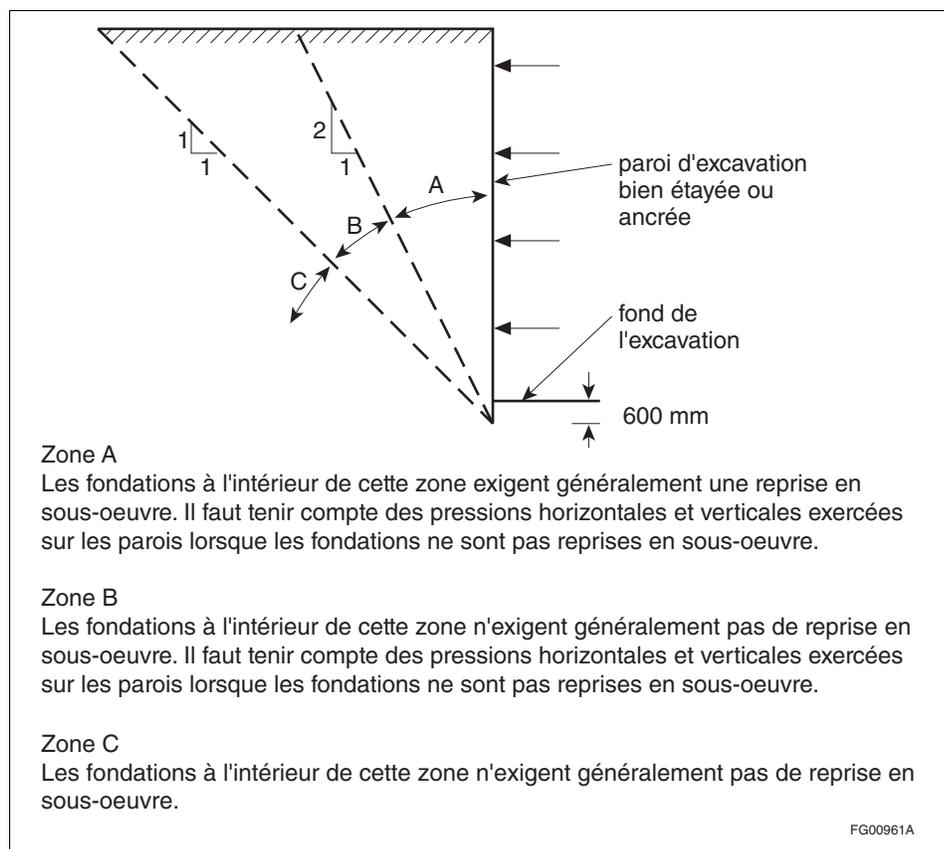


Figure K-2
Cas de reprise en sous-oeuvre

Tirants d'ancrage dans le sol ou dans la roche

33. Les tirants d'ancrage sont généralement inclinés vers le bas et transmettent aux éléments verticaux la composante verticale de l'effort total qu'ils exercent. Il faut tenir compte de ces composantes, ainsi que du poids des éléments verticaux, dans les calculs.
34. Les forces qui résistent au mouvement descendant causé par les tirants d'ancrage sont le frottement superficiel et la butée au pied des éléments verticaux. Lorsque des parois entre pieux d'étayage (profilés en H) sont utilisées, les forces verticales sont concentrées dans les pieux. Seule une minime partie du frottement peut servir, si toutefois il y a frottement. Ces forces verticales doivent être supportées au pied des pieux et il faudrait vérifier les résistances verticale et horizontale au pied pour empêcher des déformations inacceptables de se produire.

Commentaire K

35. Le tassement des éléments verticaux réduit quelque peu les efforts dans les tirants, ce qui a pour effet d'entraîner le déplacement vers l'extérieur de la paroi supportée. Il faudrait vérifier les mouvements verticaux et horizontaux dans les parties supérieure et inférieure de l'excavation à intervalles réguliers au cours des travaux.
36. Le comportement des tirants ancrés dans le sol et la roche est fonction non seulement des légères variations dans l'état du sol ou de la nappe souterraine, mais aussi des techniques et des détails de construction. Par conséquent, il pourrait être imprudent de se fier aux calculs théoriques pour prédire la résistance des tirants d'ancrage. Celle-ci devrait être déterminée par des essais tenant compte de la déformation sous la charge et du degré de « glissement » du terrain; chaque tirant devrait également être soumis à des charges d'essai au cours de la construction.
37. La stabilité d'ensemble d'un système d'ancrage doit être vérifiée en analysant celle du terrain compris entre la paroi de soutènement et les tirants. En général, les tirants doivent être ancrés au-delà d'une ligne tracée à 45° à partir du fond de l'excavation et il faut considérer que le terrain n'a aucune résistance effective en deçà de cette ligne.

Calcul et installation des éléments d'étagage

38. Les éléments tels les longrines, les étrépillons, les pieux d'étagage (profilés en H) et les palplanches doivent être conformes aux exigences de calcul contenues dans la partie 4 du CNB.
39. La profondeur de pénétration des éléments d'étagage verticaux doit correspondre à au moins 1,5 fois la profondeur exigée pour l'équilibre des moments par rapport à l'étrépillon le plus bas.
40. Dans le cas de pieux d'étagage battus, la force horizontale maximale appliquée sur leur semelle en dessous du fond de l'excavation peut être considérée comme égale à 1,5 fois la valeur calculée pour la largeur de cette semelle, à condition que l'espacement des pieux ne soit pas inférieur à 5 fois la largeur de la semelle.
41. Si la partie inférieure des pieux d'étagage est noyée dans un bloc cylindrique en béton, on peut substituer à la largeur de la semelle mentionnée au paragraphe précédent le diamètre de ce bloc.
42. Les madriers doivent être en bois dur de bonne qualité et de dimensions conformes aux règles de l'art. Ils doivent être mis en place dès que l'excavation a atteint une profondeur d'environ un mètre qui peut varier en fonction des propriétés du sol. Cette profondeur peut être très faible dans le cas des argiles molles et des sols non cohérents. La profondeur maximale que l'on peut atteindre sans mettre de madriers en place est de 1,2 m. L'espace derrière les madriers devrait être bien remblayé.
43. Pour réduire la possibilité d'érosion locale du sol lorsqu'on creuse dans des sables et des silts sous la nappe souterraine originale, il faudrait placer de la paille, de la toile épaisse et dans les cas extrêmes, du mortier, derrière les madriers de blindage au moment de leur pose.
44. Le calcul de tous les éléments, y compris les étrépillons, les longrines, les palplanches, les parois et les pieux d'étagage doit être vérifié à diverses étapes de l'excavation en tenant pour acquis que la paroi est continue au-delà des étrépillons situés immédiatement au-dessus du niveau d'excavation atteint et qu'elle est supportée sous ce niveau par la résistance passive disponible. C'est en effet dans ces conditions que la charge sur les étrépillons et les longrines pourrait être maximale.
45. Lorsque à certains moments les techniques de construction employées entraînent des charges ou des contraintes excessives, des tranchées peuvent être creusées pour améliorer la situation.
46. Il faut vérifier la résistance des éléments de soutènement une fois certaines parties du bâtiment situées à l'intérieur de l'excavation terminées et les étrépillons inférieurs enlevés. Il faut donc tenir compte de l'augmentation possible de la charge imposée aux étrépillons qui demeurent en place et il faudrait prendre en compte les contraintes de flexion développées dans le blindage par l'enlèvement des étrépillons inférieurs.

Contrôle de la nappe souterraine dans les excavations

47. Lors du drainage des excavations, il faut :
 - a) choisir une méthode de drainage qui non seulement assure la stabilité des parois et du fond de l'excavation, mais empêche aussi l'endommagement des structures adjacentes, par exemple par tassement;

- b) maîtriser constamment le niveau de la nappe souterraine, afin d'empêcher toute fluctuation susceptible de rendre l'excavation instable;
- c) installer des filtres au besoin pour retenir la terre;
- d) mettre en place des installations de pompage ordinaire et de secours d'un débit adéquat;
- e) évacuer l'eau pompée pour qu'elle ne nuise pas à l'excavation et ne cause pas de pollution;
- f) maintenir dans la plupart des sols, le niveau de la nappe de 600 à 1500 mm au moins au-dessous du fond de l'excavation pour permettre de travailler à sec dans cette dernière. Ce niveau devrait être maintenu plus bas dans les silts que dans les sables afin d'éviter la remontée de l'eau à la surface sous l'effet de la circulation des véhicules, et de rendre le fond de l'excavation humide ou boueux;
- g) bien surveiller les niveaux de la nappe souterraine au moyen de piézomètres ou de colonnes d'observation;
- h) abaisser la pression hydrostatique dans les couches perméables sur lesquelles reposent des couches peu perméables, lorsque cette pression et la profondeur de l'excavation le justifient afin de prévenir tout soulèvement ou perturbation de la couche imperméable;
- i) pomper l'eau des fossés ou puisards à l'intérieur des excavations qui sont généralement effectuées dans les sols denses à faible perméabilité, tels certains dépôts glaciaires ou sols cohérents, ou qui sont creusées dans la roche; cette méthode n'est pas recommandée pour les excavations pratiquées dans les sols perméables ou semi-perméables, tels les silts ou les sables fins, car elle peut provoquer l'éboulement des parois de l'excavation et la perturbation du fond.

Fondations superficielles

Généralités

48. Les fondations superficielles sont celles qui reposent sur le sol ou la roche tout près de la partie la plus basse de la structure qu'elles supportent. Leur profondeur est fonction des exigences de protection contre les effets du climat ou du gel; on ne tient généralement pas compte des charges verticales qui s'exercent sur les parois des fondations par adhérence ou frottement.

Méthode de calcul aux états limites pour les fondations superficielles.

49. Les états limites dont il faut tenir compte sont abordés aux paragraphes 4 à 6.

50. Pour le calcul d'une fondation superficielle, il faut utiliser l'une des méthodes suivantes :

- 1) la méthode directe, qui consiste à effectuer des analyses distinctes pour chaque état limite à l'aide de modèles de calcul recommandés par le CFEM^[1] ainsi qu'à l'aide des coefficients de charge et de résistance appropriés décrits dans le présent commentaire (voir le tableau K-1). Dans le cas des états limites de tenue en service liés au tassement, le tassement sous les charges en service est déterminé conformément aux méthodes fournies dans le CFEM^[1] selon des propriétés caractéristiques (nominales) du sol. Dans le cas des états limites ultimes liés à la capacité portante, les forces produites par les fondations en raison des charges pondérées (y compris celles dues au vent et aux séismes) sont comparées à la résistance géotechnique pondérée (c.-à-d. la résistance ultime nominale multipliée par les coefficients de résistance donnés au tableau K-1); la méthode directe, qui consiste à effectuer des analyses distinctes pour chaque état limite à l'aide de modèles de calcul recommandés par le CFEM^[1] ainsi qu'à l'aide des coefficients de charge et de résistance appropriés décrits dans le présent commentaire (voir le tableau K-1). Dans le cas des états limites de tenue en service liés au tassement, le tassement sous les charges en service est déterminé conformément aux méthodes fournies dans le CFEM^[1] selon des propriétés caractéristiques (nominales) du sol. Dans le cas des états limites ultimes liés à la capacité portante, les forces produites par les fondations en raison des charges pondérées (y compris celles dues au vent et aux séismes) sont comparées à la résistance géotechnique pondérée (c.-à-d. la résistance ultime nominale multipliée par les coefficients de résistance donnés au tableau K-1);
- 2) la méthode empirique, dans laquelle les pressions/résistances géotechniques estimées de façon empirique dans le CFEM^[1] sont comparées aux pressions dues aux charges spécifiées. Les pressions de tenue en service limites du CFEM^[1] sont généralement basées sur un tassement maximal d'environ 25 mm. La méthode empirique est pratique pour le calcul initial de fondations de bâtiments ainsi que pour le calcul définitif de la plupart des bâtiments ordinaires. Par contre, les fondations des bâtiments de grande hauteur et des tours, des bâtiments spéciaux sensibles aux mouvements ou des bâtiments construits sur un sol sensible devraient être évaluées à l'aide des méthodes directes appropriées décrites en (1).

Commentaire K

51. Les termes suivants associés aux états limites doivent être utilisés pour exprimer des critères géotechniques recommandés pour le calcul de la structure du bâtiment, y compris ses fondations :

Pression de tassement : pression au-delà de laquelle les critères de tenue en service spécifiés ne sont plus satisfaits. Cette pression est aussi appelée pression de tenue en service limite.

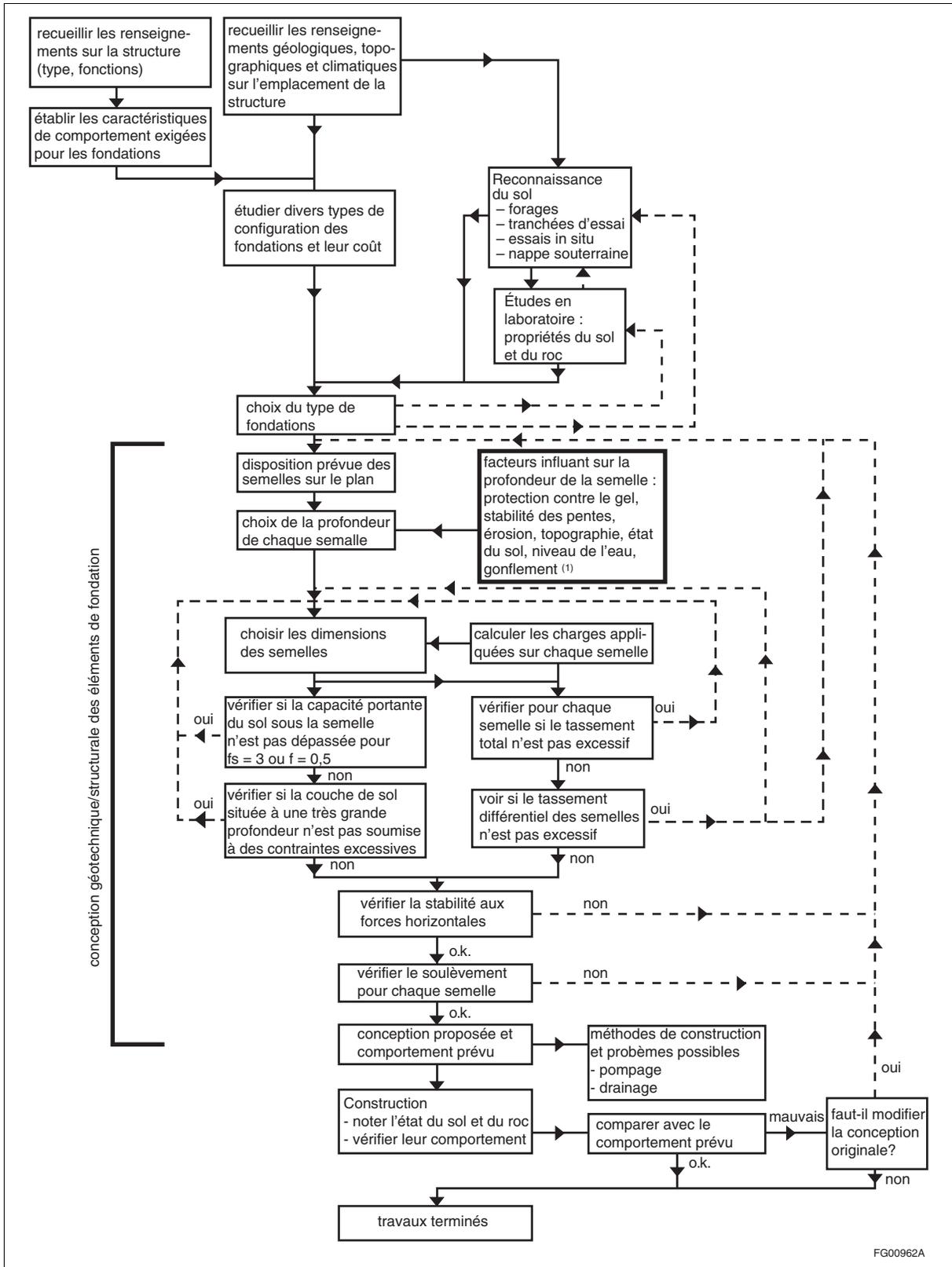
Capacité portante pondérée : capacité portante ultime calculée en utilisant les paramètres caractéristiques du sol et multipliée par le facteur de résistance recommandé approprié (voir le tableau K-1).

Résistance au glissement pondérée : résistance au glissement ultime calculée en utilisant les paramètres caractéristiques du sol et multipliée par le facteur de résistance recommandé approprié (voir le tableau K-1).

Résistance à l'arrachement pondérée (contre le soulèvement) : résistance à l'arrachement (soulèvement) ultime calculée en utilisant les paramètres caractéristiques du sol et multipliée par le facteur de résistance recommandé.

Capacité portante et tassement ultimes (tenue en service)

52. Il faut vérifier la capacité portante (états limites ultimes) et le tassement (états limites de tenue en service) lors de la conception des fondations. Il arrive souvent que le tassement (considérations de tenue en service) dicte les critères de conception. Les désordres causés par des tassements différentiels sont habituellement indiqués par le fendillement et le gauchissement des cadres de portes et de fenêtres. Une défaillance du sol imputable à sa capacité portante (états limites ultimes) est assez rare sauf lors de travaux au cours desquels des semelles temporaires sont utilisées pour supporter des charges.
53. La capacité portante ultime des sols cohérents ou non cohérents peut être déterminée de façon assez sûre en supposant que les paramètres de résistance du sol porteur sont connus avec exactitude à la profondeur où la semelle exerce son influence. On peut calculer la capacité portante ultime des fondations superficielles au moyen de formules de capacité portante classiques, ou en utilisant des corrélations semi-empiriques fondées sur des résultats d'essais sur place comme l'essai de pénétration standard (valeurs N) ou l'essai au pénétromètre conique. On procède souvent à des corrélations avec des essais en laboratoire, par exemple des essais de compression uniaxiale, afin d'évaluer la capacité portante et la résistance ultime des tirants à l'arrachement du roc. Les propriétés types de résistance (nominales ultimes) du sol et du roc sont utilisées dans les formules de capacité portante classiques. La prédiction de la capacité portante ultime est multipliée par un coefficient de résistance approprié destiné à fournir la capacité portante pondérée. Le CFEM^[1] et la norme CSA S6 contiennent des renseignements et des conseils supplémentaires à ce sujet.
54. **Sols cohérents.** Le tassement d'un sol cohérent varie selon divers facteurs dont l'évaluation nécessite généralement discernement et expérience. Le plus important de ces facteurs est l'évaluation de la pression de préconsolidation, c'est-à-dire la pression maximale de consolidation déterminée par essai sur les lieux. Comme il existe beaucoup d'incertitudes dans ce domaine, une marge d'erreur représentée par un facteur de 2 est monnaie courante dans le calcul du tassement. Les sols cohérents font preuve d'un important tassement chronologique (une fois la construction terminée). La théorie de l'élasticité permet, sous réserve de modifications appropriées, de prédire le tassement selon un degré de précision raisonnable. De nombreuses autres méthodes théoriques et empiriques permettent également de prédire le tassement des fondations superficielles (CFEM^[1] et norme CSA S6 et son commentaire, CSA 6.1).
55. **Sols non cohérents.** Le tassement d'un sol non cohérent est généralement évalué par des méthodes empiriques et théoriques. Le tassement dans des sols granulaires (non cohérents) se produit généralement très rapidement, souvent au cours des travaux. Le tassement consécutif aux travaux est habituellement négligeable.
56. Le tassement consécutif aux travaux peut se produire très longtemps après leur parachèvement et même après que le comportement de la structure se soit avéré satisfaisant. Ce tassement est dû à des vibrations ou à des changements de la nappe souterraine causés par des tremblements de terre ou du dynamitage, ou encore à des inondations ou à l'abaissement de la nappe souterraine.



FG00962A

Figure K-3
Étapes du calcul des fondations superficielles

(1) Ces facteurs déterminent souvent le calcul des fondations.

Commentaire K

Calculs de base pour la conception des fondations superficielles

57. Dans le calcul aux états limites, les états limites pertinents sont précisés et le processus de calcul décrit à la figure K-3 permet de s'assurer qu'aucun d'entre eux n'est dépassé. Il est souvent possible de simplifier ce processus, l'expérience démontrant fréquemment quel type d'état limite aura préséance dans le calcul; il suffit ensuite de s'assurer de ne pas dépasser les autres états limites. Les indications s'appliquent uniquement aux semelles supportant des charges verticales.

Évaluation de la pression de tassement (tenue en service) admissible

58. Aux fins du calcul aux contraintes admissibles, la pression admissible dépendait souvent des facteurs de tassement (tenue en service). Les pressions de calcul faisaient généralement en sorte que le tassement total ne dépassait pas 25 mm et le tassement différentiel, 19 mm. On peut habituellement réaliser des calculs préliminaires en fonction de la description et de l'état du terrain. Les calculs définitifs devraient toutefois permettre de confirmer ces calculs préliminaires au moyen de méthodes analytiques courantes (calculs) et conformes aux règles de la géotechnique.

Tableau K-7
Pressions de tenue en service limites sur la roche

Type de roche	État de la roche ⁽¹⁾	Pression de tenue en service limite, ⁽²⁾ en MPa	Remarques
a) Roches ignées et métamorphiques, massives et saines (granit, diorite, basalte et gneiss)	Discontinuités (joints, petites fissures) très espacées (> 1 m)	10	—
	Discontinuités avec espacement moyen (300 mm à 1 m)	2 à 5	
b) Roches métamorphiques foliacées saines : ardoise et schiste	i) Discontinuités très espacées (> 1 m)	3	Foliations à peu près horizontales.
	ii) Discontinuités avec espacement moyen (300 mm à 1 m)	< 1	Foliations à peu près horizontales.
	iii) Foliation inclinées par rapport à l'horizontal	—	Glissement possible le long des foliations. Il est possible que le support soit inadéquat à proximité des parois de l'excavation. Voir la référence [4].
c) Roches sédimentaires saines : argile litée cimentée, ou siltstone, grès, calcaire, dolomite et conglomérats bien cimentés	Discontinuités très espacées (> 1 m)	1 à 4	Couches à peu près horizontales.
		—	Poches de dissolution possibles dans le calcaire et la dolomite. Le degré de cimentation des conglomérats peut varier. Voir b)iii).
d) Argile litée compactée et autres roches argileuses saines	Discontinuités très espacées (> 1 m)	0,5 à 1	Couches à peu près horizontales.
		—	Les argiles litées ont tendance à gonfler lors de la libération des contraintes. Toutes les argiles litées ont tendance à s'amollir si elles sont exposées à l'eau et certaines se gonflent de façon très marquée.
e) Toutes les roches à joints rapprochés, y compris les calcaires stratifiés et les ardoises litées	Discontinuités espacées de moins de 300 mm, joints et fissures irréguliers	—	Ne peuvent être déterminées que par des études détaillées et effectuées sur place, y compris des essais de charge s'il y a lieu.
f) Roches très fragmentées ou altérées	—	—	Voir e).

(1) L'espacement des discontinuités est très important pour établir la pression admissible sur une masse de roche. On estime que les discontinuités telles les joints ou les fissures sont très espacées si elles le sont de plus de 1 m, et moyennement espacées si elles se trouvent à plus de 300 mm. De plus, on suppose que l'épaisseur de ces discontinuités est inférieure à 5 mm (ou à 25 mm si elles sont complètement remplies de terre ou de débris rocheux). Si tel n'est pas le cas, on doit supposer qu'il s'agit du type de sol e) ou f).

(2) Les pressions indiquées ci-dessus, à l'exception de f), sont établies en supposant que les fondations ont une largeur supérieure à 300 mm et qu'elles se trouvent à proximité de la surface de la roche tout en pénétrant dans cette dernière jusqu'à une profondeur où elles ne sont pas altérées et en étant bien protégées contre le gel.

59. Les tableaux K-7 à K-9 donnent les valeurs approximatives qui correspondent aux pressions de tenue en service (pressions de tassement) pour la roche et les sols. L'expérience a démontré que ces valeurs limitent généralement les tassements total et différentiel des fondations à 25 mm et 19 mm respectivement. Si les états limites de tenue en service correspondaient à différents facteurs de tassement, ces valeurs ne seraient pas appropriées. Les valeurs présentées doivent être considérées uniquement comme des approximations préliminaires et n'être traitées comme des valeurs maximales admissibles qu'en l'absence d'autres données ou renseignements.

Tableau K-8
Pressions de tenue en service limites sur les sols granulaires non cohérents

Type de sol et état du sol ⁽¹⁾	Pression de tenue en service limite, ⁽²⁾ en kPa	Problèmes possibles ⁽³⁾	Remarques
a) Sables denses de bonne granulométrie, sable et gravier denses	400 à 600	La densité des sables à gros grains ou contenant du gravier est généralement surévaluée si elle est obtenue à partir des essais normalisés ou des essais au pénétromètre conique seulement. Voir la référence [5].	Pour des renseignements généraux, voir les références [1] et [6].
b) Sables compacts de bonne granulométrie, sable et gravier compacts	200 à 400		
c) Sable lâche de bonne granulométrie, sable et gravier lâches	100 à 200	Tassement possible lorsqu'il y a des chocs ou des vibrations. Voir f).	
d) Sables denses et uniformes	300 à 400	Dans ce cas, la densité est généralement mieux définie au moyen d'essais normalisés ou d'essais au pénétromètre conique, si l'on compare avec les sols a) à c). Il faut toutefois être très prudent en ce qui a trait à l'interprétation des résultats d'essais.	Voir les références [7] à [9].
e) Sables compacts et uniformes	100 à 300		
f) Sables lâches et uniformes	< 100	Malgré l'utilisation de très faibles pressions, il peut se produire des tassements causés par la submersion, les vibrations dues au dynamitage, l'équipement ou les tremblements de terre.	Voir la référence [10].
g) Sables très lâches et uniformes, silts	—	Sol sujet à la liquéfaction. Ne doit jamais supporter des fondations.	—

(1) On suppose que la densité du sol a été déterminée à partir des règles de la géotechnique.

(2) Les valeurs sont déterminées en supposant que la largeur de la fondation, B, n'est pas inférieure à 1 m et que le niveau de la nappe souterraine est situé à une profondeur supérieure à B, mesurée sous la base des fondations. Dans le cas où ce niveau pourrait être à une profondeur inférieure à B, la valeur indiquée doit être divisée par 2. Les tassements global et différentiel des semelles ne devraient pas dépasser 25 mm et 19 mm, respectivement.

(3) Le tassement à long terme des fondations reposant sur des dépôts non cohérents de types compact à dense est généralement peu prononcé lorsque ces dépôts ne reposent pas sur des dépôts cohérents et compressibles en profondeur.

Tableau K-9
Pressions de tenue en service limites sur les sols cohérents (pour les argiles sensibles, voir le tableau K-10)

Type de sol et état du sol ⁽¹⁾	Pression de tenue en service limite, ⁽²⁾ en kPa	Possibilité de support des fondations superficielles ⁽²⁾	Tassement ⁽²⁾⁽³⁾
a) Argile très raide à dure, dépôts argileux hétérogènes ou dépôts mixtes tels les dépôts glaciaires	300 à 600	Bonne	Le tassement est généralement évalué à partir de travaux de recherche, d'études d'échantillons et de résultats d'essais effectués en laboratoire. Pour des renseignements généraux, voir les références [1] et [11] à [13].
b) Argiles raides	100 à 200	Moyenne à bonne	
c) Argiles fermes	50 à 100	Faible, à l'exception des petites structures peu affectées par des déformations	
d) Argiles molles	0 à 50	Très faible, non recommandé	
e) Argiles très molles	—	Aucune	

(1) On considère que la résistance des sols cohérents a été établie conformément aux règles de la géotechnique.

(2) Les sols cohérents sont sujets au tassement par consolidation à long terme. Dans le cas des types de sol b) à d) inclusivement, le tassement à long terme (une fois la construction terminée) détermine souvent les calculs. Pour les sols de type a), le soulèvement peut se produire à la suite de travaux d'excavation et à la libération des contraintes qui en découle.

(3) Les tassements global et différentiel ne devraient pas dépasser 25 mm et 19 mm, respectivement.

60. Le tableau K-10 présente des conditions de terrain suscitant des problèmes et pour lesquelles il est impossible d'estimer des valeurs sans une enquête et une analyse poussées.

Tableau K-10
Sols, roches ou conditions suscitant des problèmes⁽¹⁾

Type ou condition	Exemples	Références
Sols organiques	Muskeg; silts et argiles organiques d'estuaire	[14]
Argiles normalement consolidées	Dépôts lacustres et dépôts glacio-lacustres à varves du Manitoba, du nord de l'Ontario et du nord du Québec	[15]
Argiles sensibles	Dépôts marins d'argile dans la vallée du Saint-Laurent, dans l'est de l'Ontario et au Québec	[16][17][18]
Argiles qui se gonflent ou se rétractent	Dépôts riches en argile de l'Alberta, de la Saskatchewan et du Manitoba	[19]
Sols métastables	Loess de Colombie-Britannique	[20]
Argiles litées expansées	Ouest du Canada — Dépôts de Bearpaw et du Crétacé Est du Canada — Altération des minéraux sulfurés accélérée par les bactéries oxydantes	[21][22]
Pergélisol	Nord du Canada, Arctique	[23][24]

(1) Aucune pression portante ou de tenue en service ultime ne peut être établie sans études détaillées.

Tassements globaux et différentiels

61. Les tassements globaux et différentiels et les rotations relatives pour les fondations doivent être estimés pour s'assurer que ces phénomènes ne seront pas la cause d'un état limite ultime ou d'un état limite de tenue en service, comme une fissuration inacceptable ou le coincement des portes dans la structure supportée. Cela requiert l'attention de l'ingénieur géotechnicien aussi bien que de l'ingénieur en structures, ainsi qu'une interaction entre les deux.

62. Les rotations relatives maximales admissibles pour des cadres avec ou sans remplissage et des murs de briques porteurs devraient généralement se situer entre environ 1/2000 et environ 1/300 pour éviter que survienne un état limite de tenue en service dans la structure. Ces valeurs devraient être multipliées par 1,5 à 2 pour les mouvements à long terme s'étalant sur de nombreuses années en raison du fluage des matériaux de construction. Des rotations relatives maximales de 1/500 pour les mouvements à court terme et de 1/300 pour les mouvements à long terme sont acceptables pour

de nombreuses structures. La rotation relative susceptible de produire un état limite ultime est d'environ 1/150.

63. Pour des structures ordinaires avec fondations isolées, le tassement différentiel maximal admissible est d'environ 20 mm entre deux poteaux consécutifs. Sur le sable, le tassement différentiel des fondations est peu susceptible de dépasser 75 % du tassement maximal et le tassement maximal global ne devrait pas dépasser environ 25 mm. Pour une fondation sur radier, le tassement maximal global peut être augmenté à 50 mm. Le tassement différentiel maximal global admissible peut être augmenté dans le cas de fondations sur des sols argileux à condition que les rotations relatives demeurent à l'intérieur des limites admissibles et que le tassement global ne pose pas de problèmes pour les conduites qui desservent le bâtiment, de problème d'inclinaison, etc. Les directives ci-dessus concernant les tassements maximaux s'appliquent aux bâtiments de conception simple. Il ne faut pas les appliquer aux autres bâtiments ou à ceux dont l'intensité des charges est nettement non uniforme.
64. Les tassements différentiels calculés sans tenir compte de la rigidité de la structure sont généralement surestimés. Une analyse de l'interaction sol-structure peut être utilisée pour justifier des tassements différentiels moins élevés.
65. Un tassement différentiel imputable à la variabilité du sol doit être considéré à moins qu'il soit empêché par la rigidité de la structure. Dans le cas des fondations superficielles sur sol naturel, l'amplitude du tassement différentiel peut atteindre typiquement jusqu'à 10 mm, sans toutefois dépasser généralement 50 % du tassement global calculé.
66. Des modèles de calcul des analyses de tassement sont fournis dans le CFEM.^[1] Il est important de garder en mémoire qu'il se produira toujours un tassement différentiel des semelles isolées en raison de la variabilité des sols.
67. Dans le cas où l'on ne dispose pas de modèles de calcul ou on considère cette méthode inutile, on peut éviter les états limites par le recours à des mesures prescriptives. Ces mesures peuvent être utilisées, par exemple, pour assurer la durabilité contre le gel et contre l'attaque chimique ou biologique. Il faut alors incorporer des détails traditionnels et généralement prudents dans la conception, et accorder une attention à la spécification et au contrôle des matériaux, à la qualité d'exécution et aux techniques de protection et d'entretien.

Pénétration du gel

68. L'expérience locale constitue l'évaluation la plus sûre de la profondeur de pénétration du gel dans une localité donnée. Toutefois, en l'absence d'expérience locale, on peut utiliser la température quotidienne de l'air pour évaluer les effets combinés de la durée et de la profondeur de pénétration du gel. Le total cumulatif de la différence entre la température quotidienne moyenne de l'air et le point de congélation s'appelle « indice de gel ». Cet indice s'exprime en degrés-jours Celsius. Les indices de gel correspondant à un grand nombre de stations météorologiques au Canada sont disponibles auprès d'Environnement et Changement climatique Canada en écrivant à l'adresse ec.enviroinfo.ec@canada.ca.

Commentaire K

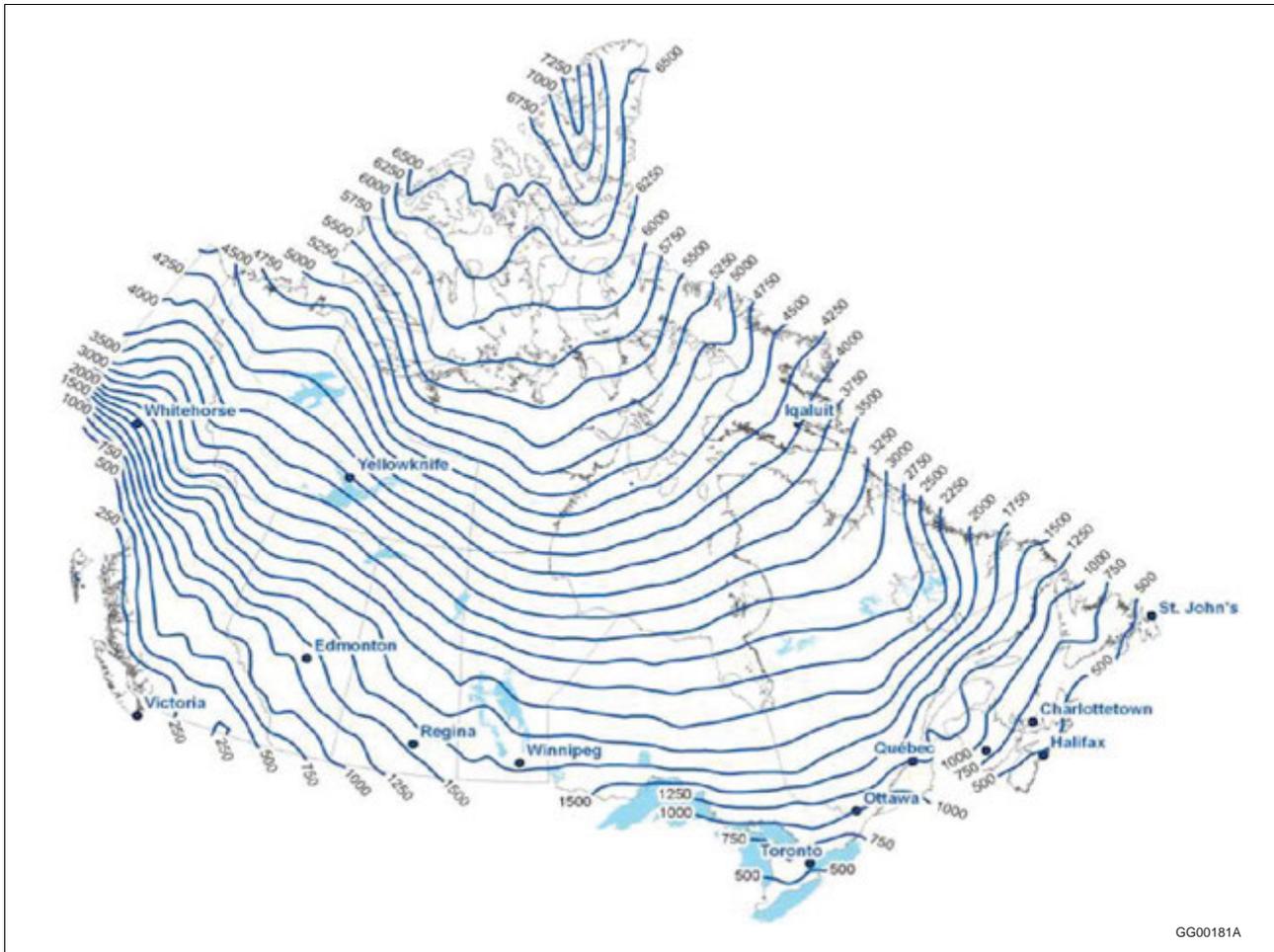


Figure K-4
Indice de gel moyen annuel (en degrés-jours Celsius) basé sur la période 1978 à 2007

La figure K-4 illustre l'indice de gel moyen pour les régions du Canada au cours de la période 1978-2007 et la figure K-5 illustre l'indice de gel sur une période de récurrence de 50 ans pour les régions du Canada pour la période 1958-2007. On a estimé les courbes de niveau dans la figure K-5 en ajustant la distribution de Weibull à 2 paramètres aux valeurs de l'indice de gel moyen annuel pour chaque emplacement (voir l'exemple dans la référence [25]). Le CFEM^[1] et les références [26] à [29] donnent de plus amples renseignements sur la façon dont l'indice de gel peut être utilisé pour évaluer la profondeur de pénétration du gel.

Fondations superficielles isolées

69. On utilise un isolant en plastique léger pour réduire les déperditions thermiques du sol et, par conséquent, la profondeur de pénétration du gel. Bien entendu, on ne doit utiliser l'isolation à cette fin qu'après avoir attentivement examiné les conditions pertinentes afin de bien comprendre les effets que cet isolant produira sur la température à la surface de contact sol-fondations.^[29] Cette technique est particulièrement avantageuse dans les bâtiments non chauffés, comme les entrepôts et les garages, et dans les bâtiments réfrigérés. L'utilisation d'isolant sert également à limiter la profondeur de pénétration du gel au-dessous des surfaces de glace artificielle.
70. Il est possible d'obtenir un isolant ayant une résistance à la compression relativement élevée de sorte qu'il puisse être mis en oeuvre directement sous la surface portante des fondations. Les avantages économiques d'un tel système sont importants car il est possible d'avoir des fondations moins profondes, ce qui réduit les coûts du remplacement du sol gélif par un remblai granulaire.^[29] Le CFEM^[1] contient aussi des conseils à ce sujet.

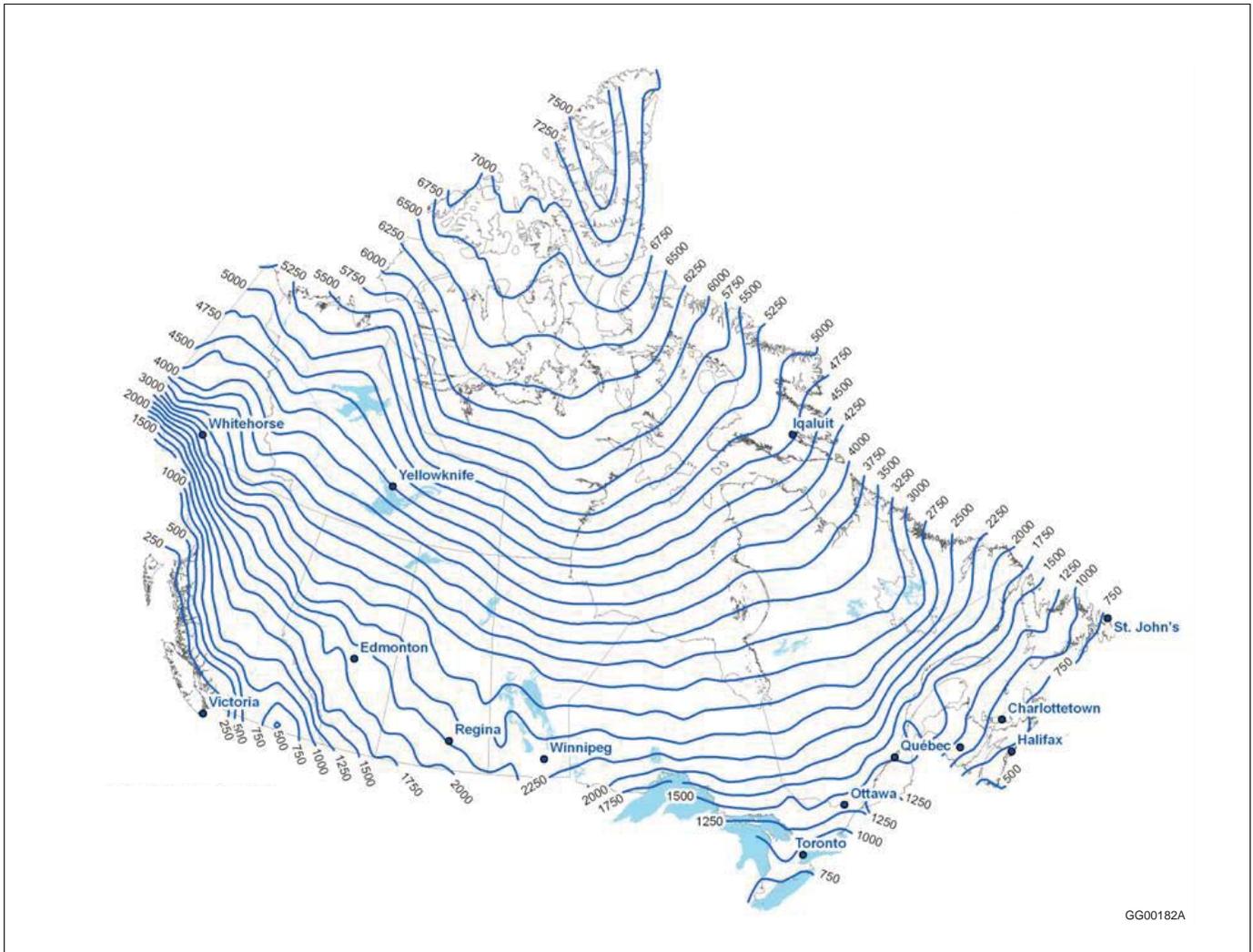


Figure K-5
 Indice de gel sur une période de récurrence de 50 ans (en degrés-jours Celsius) basé sur la période 1958-2007

Fondations profondes

Généralités

71. Les fondations profondes sont celles qui supportent une structure en transmettant les charges soit en s'appuyant à leur base et à grande profondeur sur le sol ou la roche, soit par adhérence ou frottement, soit par une combinaison de ces deux effets. Les pieux sont le type le plus courant de fondations profondes.
72. Les pieux peuvent être préfabriqués ou moulés dans le sol; ils peuvent être battus, enfoncés au vérin, lancés, vissés, forés ou creusés. Les pieux peuvent être en bois, en béton, en acier ou en une combinaison de ces matériaux.

Calcul aux états limites des pieux

73. Les états limites à considérer sont énumérés aux paragraphes 4 à 6.
74. Les états limites ultimes relatifs aux fondations sur pieux devraient inclure la défaillance structurale du pieu en compression, en traction, en flexion, en flambement ou en cisaillement.
75. Le calcul des fondations sur pieux doit être fondé sur l'une des méthodes suivantes :

Commentaire K

- a) des modèles de calcul empiriques ou analytiques recommandés par le CFEM,^[1] dans lesquels des analyses distinctes sont réalisées pour chaque état limite, à partir des valeurs appropriées des charges et des paramètres caractéristiques du sol ainsi que des coefficients de résistance appropriés tels que décrits dans le présent commentaire (tableau K-1); ou
- b) des résultats d'essais de charge pour lesquels on a pu démontrer, au moyen de calculs ou autrement, qu'ils étaient en accord avec d'autres expériences pertinentes.

76. Les coefficients et les combinaisons de charges doivent être conformes à la section 4.1. du CNB.
77. Les valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doivent être choisies conformément aux paragraphes 11 à 14.

Exigences géotechniques applicables aux fondations profondes

78. Il est essentiel que la conception des fondations profondes tienne compte du fait que les charges qui peuvent leur être appliquées dépendent non seulement de leurs propriétés en tant qu'élément structural (p. ex., la résistance d'un pieu foré déterminée conformément aux exigences de la norme CSA A23.3, mais aussi de celles du sol (ou de la roche) dans lequel elles se trouvent et de celles de l'ensemble sol-fondations (p. ex., la force portante des pieux en fonction de la résistance du sol, le tassement des pieux forés en fonction de la pression de contact). Aussi, le concepteur doit-il faire une distinction entre la capacité structurale et la capacité géotechnique, analyser chacune d'elles avec soin et déterminer les charges qui peuvent être appliquées sans risque, des points de vue structural et géotechnique. Dans de nombreux cas, il est possible que des facteurs géotechniques limitent les charges admissibles à des valeurs de beaucoup inférieures à celles qui pourraient être déterminées à partir de considérations structurales seulement. Toutefois, une exception à cette règle se produit parfois lorsque le pieu repose sur de la roche solide (norme CSA S6) ou tout autre sol jugé résistant.
79. Les critères géotechniques pour l'évaluation de charges admissibles sur les éléments de fondations profondes sont établis en fonction d'études effectuées sur place et d'analyses géotechniques. Toutefois, dans la plupart des cas, la qualité des fondations profondes dépend largement des techniques de construction, du matériel utilisé et de la qualité d'exécution des travaux. De tels paramètres ne peuvent être mesurés ni pris en compte de façon fiable dans les méthodes normales de conception. Aussi, comme l'indique la sous-section 4.2.7. du CNB, est-il préférable de confirmer la capacité et la performance de calcul des fondations profondes à partir des résultats d'essais de charge effectués sur les éléments de fondation en place.
80. Les critères applicables aux charges structurales admissibles sont définis aux sections du CNB relatives à la conception et applicables aux matériaux utilisés pour les éléments de fondations profondes. Toutefois, il faut souligner que les normes mentionnées dans le CNB ont été rédigées principalement en vue du calcul des éléments et des ensembles au-dessus du sol. Il doit être clair, pour un concepteur de structures travaillant à la conception de fondations profondes, que la mise en place et le contrôle de la qualité sont deux facteurs qui diffèrent pour la partie de la structure en dessous du niveau du sol et celle au-dessus. Il peut ainsi avoir à réduire les charges admissibles déterminées par les méthodes de calcul courantes, et dans certains cas même considérablement, pour tenir compte de ces différences. Il est évident qu'une bonne collaboration entre ingénieur géotechnicien et ingénieur en structures est essentielle pour la détermination des charges admissibles.
81. Des valeurs de charges de tenue en service admissibles pour divers types d'éléments de fondations profondes sont indiquées dans la présente section. Elles ont uniquement pour but de fournir au lecteur une première approximation des charges qui peuvent être appliquées sans risque sur un élément donné, dans des conditions normales de service. Il faut effectuer dans chaque cas une évaluation et une analyse géotechnique et structurale. Toutefois, comme il a été mentionné plus haut, puisque les techniques de construction ont souvent une influence déterminante sur l'interaction charge-déformation des fondations profondes, le choix des charges de tenue en service admissibles doit toujours être fait avec discernement et basé sur l'expérience et sur le fait qu'une inspection appropriée est exigée conformément à l'article 4.2.2.3. du CNB. L'inspection doit être considérée comme faisant partie intégrante de la conception.
82. Les fondations profondes qui reposent sur la roche ou sur un dépôt très dur, tel un dépôt glaciaire ou de l'argile dure, sont forées ou creusées et coulées dans le sol, et sont appelées pieux forés. Dans le cas de ces pieux, on connaît la surface de contact de leur base et si l'inspection permet de déterminer le type de couche sur laquelle ils reposent, on peut déterminer la limite de leur tenue en

service en fonction de la pression de tenue en service de cette couche (voir les tableaux K-7 à K-9 sur les fondations superficielles). Le CFEM^[1] ainsi que la norme CSA S6 et son commentaire, CSA 6.1, renferment des renseignements et des conseils supplémentaires à ce sujet.

- 83. Pieux encastrés dans la roche.** Il arrive souvent que les pieux coulés sur place soient encastrés dans la roche pour obtenir une résistance à la base plus élevée ou pour transférer la charge à la roche par adhérence le long de la paroi de la gorge dans la roche. L'adhérence dépend surtout du type de roche et de la condition de la paroi de la gorge après le forage. Les valeurs caractéristiques (nominales) de l'adhérence pour de la roche saine qui se trouve sous la roche fragmentée ou altérée vont de 0,7 à 2,0 MPa; toutefois, on a observé des valeurs bien moindres là où les méthodes de construction utilisées ont donné une surface de contact peu satisfaisante. Avant de couler le béton, il faut bien examiner toutes les gorges creusées dans la roche. L'encastrement peut aussi servir à assurer l'immobilisation de la base et la résistance aux mouvements horizontaux.^{[30][31]}
- 84.** Les pieux peuvent aussi être battus jusqu'à la roche ou jusqu'à des dépôts très durs. Dans ce cas, qui inclut les pieux en H, les pieux-tubes fermés à la base ou les pieux préfabriqués en béton, la surface exacte de contact avec la couche porteuse, la profondeur de pénétration des pieux dans cette couche de même que la qualité de cette dernière sont des facteurs mal connus. Par conséquent, la capacité portante des pieux battus doit être établie à partir d'observations effectuées lors du battage, d'essais de charge et de l'expérience locale. (Voir le tableau K-11.)

Tableau K-11
Capacités portantes des pieux battus

Type de pieux	Capacité portante	Recommandations	Références
a) Reposant sur la roche, un dépôt glaciaire dense ou toute matière semblable	Élevée à très élevée, est fonction des conditions du battage, des propriétés de la couche porteuse, du type de pieux et de la rigidité.	La capacité portante limite du pieu est généralement élevée mais l'interaction charge-déformation ne peut être évaluée que par un essai de charge (ASTM D 1143/D 1143M, méthode A).	—
b) Pieux battus dans du sable dense ou du sable avec gravier dense	Voir a).	Voir a).	[32][33]
c) Pieux battus dans du sable lâche à compact ou du sable avec gravier	Moyenne à élevée, composée de la résistance à la pointe et du frottement latéral.	Première approximation de la capacité portante, utiliser une valeur de 50 ± 25 kPa pour le frottement latéral ⁽¹⁾ . Établir au moyen de l'essai de charge (ASTM D 1143/D 1143M, méthode A).	[32][33][34][35]
d) Pieux battus dans des silts compacts à denses	Moyenne, mais il faut vérifier les effets de « relaxation ».	Voir c). Doit être définie au moyen de l'essai de charge.	[36]
e) Pieux battus dans des sols cohérents	Faible à moyenne, possibilités de tassement à long terme.	Première approximation, utiliser les valeurs suivantes pour le frottement latéral ⁽¹⁾ : sols cohérents et mous, 0 à 30 kPa ; sols cohérents, fermes à raides, 30 à 60 kPa. Établir au moyen de l'essai de charge (ASTM D 1143/D 1143M, méthode B).	[37][38]

(1) Les valeurs de frottement latéral se rapportent aux valeurs caractéristiques (nominales).

Pieux dans les sols granulaires

- 85.** La capacité portante des pieux battus dans les sols granulaires provient de leur résistance à la pointe et du frottement latéral. La contribution relative de ces deux facteurs à la résistance aux charges (capacité portante) du pieu est fondée essentiellement sur la densité du sol et les caractéristiques du pieu.
- 86.** Il est généralement admis que le battage des pieux dans les sols granulaires augmente la densité de ces derniers. Aussi est-il en général plus économique de battre les pieux le plus profondément possible dans les sols granulaires sans toutefois les endommager, de manière qu'ils supportent la charge de tenue en service maximale. Toutefois, dans le cas de certains sols granulaires comme les sables fins ou les silts non cohérents, la résistance (capacité portante) des pieux peut diminuer après le battage. Cet effet se nomme en anglais « relaxation ». Par contre, dans le cas de certains sables grossiers ou autres sols à grains grossiers, la capacité portante des pieux peut augmenter après le battage. Ces effets ne peuvent pas être évalués du point de vue quantitatif, sauf si l'on se base sur une reprise du battage et des essais de charge.

Commentaire K

87. **Pieux en béton compacté.** La capacité portante des pieux en béton compacté ou damé enfoncés dans un sol granulaire provient principalement de l'augmentation de la densité de ce sol autour de leur base. La capacité portante de ces pieux dépend donc entièrement des techniques de construction et ne peut être évaluée qu'à partir des essais de charge et de l'expérience locale.

Pieux dans les sols cohérents

88. La capacité portante des pieux battus dans un sol cohérent est fonction de l'adhérence produite entre eux et le sol et, dans une mesure moindre que pour un sol granulaire, de leur résistance à la pointe. Ceci s'applique particulièrement dans le cas des argiles molles à fermes.

89. L'adhérence n'est pas toujours égale à la résistance au cisaillement du sol non drainé car dans certains cas, le battage des pieux modifie grandement le caractère du sol. Dans les argiles molles et sensibles, il peut se produire un remaniement complet du sol lors du battage mais à la longue le sol se consolide au voisinage des pieux. Dans certains cas, on a observé que le sol n'avait pas recouvré sa valeur de résistance originale, même après une longue période.^[39]

90. Comme certains sols cohérents recouvrent leur résistance assez lentement, il peut s'avérer nécessaire de n'effectuer les essais de charge que quelques semaines après le battage.

91. Dans le cas des sols cohérents raides à très raides, de nombreuses preuves indiquent qu'il se produit un vide entre le pieu et le sol au cours du battage et qu'en outre ce vide ne se résorbe pas toujours complètement avec le temps, ce qui réduit d'autant l'adhérence au pieu en raison de la résistance au cisaillement élevée du sol. C'est pourquoi on recommande d'utiliser une limite approximative de 60 kPa pour l'adhérence, même dans le cas des argiles raides (tableau K-11).

92. **Pieux forés dans les sols cohérents.** La plus grande partie de la capacité/résistance des pieux forés, à l'exception de ceux qui sont dans des sols cohérents raides ou très raides, provient de la couche dure ou dense sur laquelle ils reposent. Consulter les tableaux K-7 et K-8 pour une première approximation des charges en service. Voir la référence [40] pour une étude plus détaillée sur les pieux forés.

Espacement et disposition des pieux et des pieux forés

93. Il faut tenir compte des facteurs suivants pour l'espacement et la disposition des pieux et des pieux forés :

- a) l'interaction des contraintes entre les pieux qui influe sur leur capacité portante totale et leur tassement ;
- b) le surchargement des zones plus faibles en profondeur ;
- c) les difficultés relatives à la mise en place, particulièrement les effets sur les pieux voisins.

94. Dans la plupart des cas, l'espacement, D , entre les axes des pieux battus de diamètre moyen, d , ne doit pas être inférieur à $2,5d$.

Tassement et effets de groupement des pieux

95. En pratique, les pieux sont souvent regroupés; toutefois, le plupart des ouvrages traitent du comportement des pieux isolés. D'après Leonards,^[41] il n'y a pas de lien logique entre le tassement d'un pieu isolé et celui d'un groupe de pieux, pour une même charge par pieu. Aussi, choisir une charge de calcul en fonction de la charge correspondant à un tassement brut ou net donné, ou selon une fraction donnée de la capacité portante limite d'un pieu, revient-il à accepter un coefficient de sécurité inconnu en ce qui a trait au bon comportement des fondations. Cet énoncé est certes valable pour les fondations dans lesquelles le support des pieux est assuré par frottement latéral ou par une combinaison du frottement latéral et de la résistance à la pointe; toutefois, il peut l'être moins si le support des pieux est assuré, en totalité ou en majeure partie, par leur résistance à la pointe dans une couche relativement incompressible, comme dans le cas de pieux battus dans des couches peu résistantes jusqu'à la roche. En pareil cas, l'ingénieur se base sur l'évaluation de la résistance dynamique lors du battage et sur les essais de charge pour déterminer les caractéristiques de déformation des pieux soumis à des charges.

96. L'utilisation des pieux flottants dépend généralement de considérations relatives aux effets dus à leur groupement, et dans le cas de sols cohérents, de considérations relatives au tassement par consolidation à long terme, contrairement à l'utilisation des pieux s'appuyant à leur base qui dépend

des caractéristiques de l'interaction charge-déformation d'un pieu quelconque. Dans le cas des pieux flottants, la capacité portante réelle et les caractéristiques de l'interaction charge-déformation ont en effet peu de signification. Les pieux flottants en partie supérieure d'une épaisse couche de sols cohérents, granulaires ou de silts ont pour but de réduire l'intensité des pressions qui s'exercent au niveau du sol et de déplacer, vers les niveaux inférieurs où le tassement est moindre, la zone de contrainte maximale.

97. À l'instar d'un pieu flottant isolé, les pieux flottants qui supportent un bâtiment étroit par rapport à leur profondeur répartissent les charges sur une grande surface comparativement à la largeur des fondations, tandis que si le bâtiment est large, ces pieux répartissent les charges sur une faible surface comparativement à la largeur des fondations. Dans ce dernier cas, la résistance de l'ensemble des pieux n'est aucunement reliée à celle d'un pieu isolé; aussi, le tassement des fondations sur pieux est-il déterminé par les propriétés du sous-sol et non par leur résistance.

Essais de charge des fondations profondes

98. **Utilisation des essais de charge.** Comme il a déjà été mentionné, soumettre les pieux à des essais de charge constitue la façon la plus précise de déterminer leur capacité portante en regard des conditions des états limites ultimes et des états limites de tenue en service. Les essais de charge peuvent être effectués à diverses étapes de la conception et de la construction, tout dépendant du type et des dimensions des pieux.
99. **Essais de charge durant la conception.** La meilleure méthode de calcul des fondations sur pieux consiste à effectuer des essais de battage et des essais de charge. Le nombre d'essais nécessaire, le type de pieux mis à l'essai, la méthode de battage ou le mode de mise en place et les essais de charge doivent être déterminés par l'ingénieur chargé de la conception. Il faut notamment que :
- a) le programme d'essai soit établi par un expert en la matière;
 - b) des renseignements soient recueillis sur les caractéristiques géotechniques à l'endroit des essais;
 - c) les pieux, le matériel utilisé pour le battage ou un type différent de mise en place et la méthode de mise en place correspondent à ce qui a été prévu pour la construction des fondations;
 - d) la tête d'un pieu au moins soit équipée d'instruments pour enregistrer sa déformation totale ainsi que celle du sol. Dans la mesure du possible, il faut que la déformation à la pointe et le long du pieu soit mesurée pour permettre d'évaluer séparément sa résistance à la pointe et son frottement latéral;
 - e) la méthode de battage soit notée dans ses moindres détails et, si possible, que les niveaux des contraintes dans les pieux soient évalués (p. ex., au moyen de l'analyse des équations d'ondes);
 - f) les charges exercées sur les pieux correspondent au double de la charge de service prévue et de préférence à celles qui peuvent entraîner leur défaillance.
100. **Essais de charge pendant la construction.** On recommande de soumettre certains éléments de fondations profondes à des essais de charge dès le début des travaux de construction. Ces essais permettent de déterminer si les charges établies lors du calcul sont appropriées et si la méthode de mise en place est satisfaisante.
101. L'ingénieur chargé du calcul des fondations doit choisir les pieux d'essai en se fondant sur leur comportement lors du battage ou sur les caractéristiques de leur mise en place.
102. **Essais de charge destinés au contrôle.** Pour tirer plein avantage des exigences de l'alinéa 4.2.4.1. 1)c) et du paragraphe 4.2.7.2. 2) du CNB, et pour déterminer le comportement des pieux sous l'effet des charges, il faut en soumettre certains échantillons représentatifs à un nombre suffisant d'essais. Au moins un pieu par groupe de 250 pieux ou fraction de ce nombre de pieux de même type et satisfaisant aux mêmes critères de performance doit être soumis à ces essais. Si les carnets de battage ou d'autres observations indiquent que l'état du sol lors de la mise en place des pieux d'essai différait considérablement de celui que l'on trouve sur ce site, il faut alors soumettre un pieu par groupe de pieux à ces mêmes essais. C'est à l'ingénieur chargé du calcul qu'il incombe de choisir les pieux à être soumis aux essais.

Exigences structurales et de mise en place pour les fondations profondes

103. Dans la plupart des cas, ce sont des facteurs géotechniques qui servent à déterminer la capacité portante et la résistance des fondations profondes. La capacité d'un élément de fondations profondes déterminée à partir de facteurs structuraux correspond à la charge axiale maximale qui pourrait

Commentaire K

être supportée en théorie; toutefois, cette charge est généralement inférieure à celle qui pourrait être appliquée sur un élément semblable dans la superstructure d'un bâtiment pour les raisons suivantes :

- la position et l'alignement des fondations profondes ne correspondent pas toujours à ceux prévus dans les calculs;
- il arrive souvent qu'on ne puisse inspecter ni réparer des éléments de fondations profondes une fois qu'ils sont en place; et
- la mise en place du béton dans les fondations profondes coulées sur place ne peut souvent être contrôlée avec la même rigueur que dans le cas des poteaux d'ossature.

104. Les tableaux K-12 à K-14 fournissent des données qui permettent de déterminer raisonnablement la charge de service axiale des éléments de fondations profondes soumis à des conditions normales.

Il faut cependant souligner le fait que ces tableaux ne remplacent pas l'analyse structurale ni les calculs; ils constituent plutôt un guide auquel le concepteur peut avoir recours dans les cas ordinaires, lorsqu'un élément peut tenir lieu de poteau de faible longueur et que seule la charge axiale constitue la base des calculs.

Tableau K-12
Pieux battus

Type de pieux	Dimensions courantes, en mm	Charges appliquées aux pieux, en kN	Remarques d'ordre structural	Remarques sur la mise en place	Autres remarques
a) Bois	180 à 250 (pointe)	180 à 450	Vérifier la conformité aux exigences de la sous-section 4.3.1. du CNB.	Ne peuvent être inspectés. Peuvent être endommagés lorsque le battage est difficile. On recommande de renforcer l'extrémité des pieux travaillant en pointe.	Ces pieux doivent être normalement protégés par un traitement (CAN/CSA-O80 Série).
b) Profilés d'acier en H	200 à 350	350 à 1 800	Vérifier la conformité aux sous-sections 4.3.3. et 4.3.4. du CNB. La résistance du béton ne contribue généralement pas à la capacité des pieux tubes à moins qu'il ne s'agisse de pieux travaillant en pointe.	Peuvent être endommagés au battage mais leur capacité portante n'est pas nécessairement réduite.	Il faut souvent renforcer la pointe si un battage difficile est prévu. Épaisseur moyenne de la semelle ou de l'âme, $t \geq 10$ mm, saillie de la semelle $\leq 14t$.
c) Pieux tubes	200 à 600 (diamètre)	350 à 1 800		Peuvent être inspectés après battage. La qualité du béton dépend surtout de la méthode de mise en place.	Généralement fermés à la base lorsqu'ils sont battus. Dans le cas contraire, on recommande de renforcer la pointe ou d'utiliser un sabot de pointe. Épaisseur du tube > 5 mm, mais 10 mm est recommandé.
d) Pieux préfabriqués en béton	200 à 300 300 à 900	350 à 1 000 900 à 2 500	Pieux travaillant en pointe : vérifier si leur capacité portante est conforme à la sous-section 4.3.3. du CNB. Normalement $f'_c > 27,5$ MPa. Pieux flottants : leur capacité portante est normalement fonction du fonçage et des facteurs géotechniques; la résistance moyenne à la compression sous la charge dépasse rarement 10 MPa.	Ne peuvent être inspectés. Il faut bien choisir la méthode de battage pour empêcher l'endommagement des pieux.	Se reporter à ACI-543R. Il peut y avoir des contraintes de traction dans le béton lorsque le battage est facile, et une résistance à la compression élevée lorsqu'il est difficile. Il est généralement essentiel de renforcer la pointe des pieux.

Tableau K-13
Pieux à base élargie et comprimée

Type de pieux	Dimensions courantes, en mm	Charges types, en kN	Remarques d'ordre structural	Remarques sur la mise en place	Autres remarques
a) Pieux en béton damé	350 à 600	450 à 1350	La qualité du béton est fonction des techniques utilisées.	Ne peuvent être inspectés. Contamination possible du béton. Réductions de section en certains points des pieux. Peuvent être endommagés par les pieux voisins.	La charge est souvent établie en fonction de l'énergie nécessaire pour refouler un volume donné de béton à la base; le discernement et l'expérience jouent un rôle très important. Il faut continuellement vérifier la remontée possible de tous les pieux.
b) Pieux tubes en acier, remplis de béton	300 à 500	450 à 1550	Ne pas tenir compte de la contribution structurale du tube lorsque l'épaisseur de sa paroi est < 5 mm.	Moins de risques d'endommagement que a). Le tube peut être inspecté avant le remplissage.	Voir a).

Tableau K-14
Pieux forés

Type de pieux	Dimensions courantes du pieux, diamètre en mm	Charges types, en kN	Remarques d'ordre structural	Remarques sur la mise en place	Autres remarques
a) Non tubés. Béton ordinaire	300 à 700	250 à 450	Il n'est pas toujours possible d'obtenir un béton de bonne qualité.	Lorsque le pieu a un diamètre < 700 mm, il ne peut normalement être inspecté.	Ne sont pas à conseiller aux endroits où il peut y avoir affaissement.
b) Non tubés. Béton ordinaire. Élargi ou droit	750 à 1500	450 à 45 000	Béton généralement de bonne qualité avec $35 \text{ MPa} > f'_c > 20 \text{ MPa}$. Peut normalement être calculé conformément à la sous-section 4.3.3. du CNB (CSA A23.3).	Peuvent être inspectés. Lorsqu'un tubage temporaire est utilisé pour retenir un sol humide et qui a tendance à s'affaisser, du béton à affaissement élevé peut être nécessaire. Il faut prendre des précautions pour empêcher la contamination possible du béton.	Généralement élargis pour former un bulbe. Les parois du bulbe de 2(V) à 1(H). Ne sont souvent pas élargis quand ils reposent sur la roche solide.
c) Tubés. Tubage permanent en acier	450 à 1500	450 à 45 000	Voir b). Doivent être considérés comme pieux mixtes et être conformes aux exigences des sous-sections 4.3.3. (CSA A23.3) et 4.3.4. du CNB.	Peuvent être inspectés.	Ne sont généralement pas élargis. Généralement encastrés dans la roche s'ils l'atteignent. Pieux conçus pour travailler uniquement en pointe. Essentiel de faire reposer le tubage sur la roche. Le sabot de pointe est généralement fixé au tubage.

105. Il faut tenir compte de la résistance à la flexion et de la ductilité des pieux là où le sol ne leur fournit pas assez de support latéral ou peut exercer une poussée latérale sur eux.

106. Bien souvent l'utilisation de pieux offrant des capacités portantes/résistances plus élevées ou de techniques différentes peut contribuer à réduire les coûts. On ne doit cependant utiliser les exigences de performance supérieures que dans les cas où elles sont justifiables et où un programme d'inspection et d'essais de charge est prévu pour s'assurer de la qualité des travaux.

Pieux battus

107. Les pieux battus peuvent être endommagés au cours du battage. Leur capacité portante/résistance est généralement établie en comparant leur résistance au battage (coups par 30 cm) à l'énergie appliquée, ou force de frappe du mouton, et en établissant un rapport entre les valeurs obtenues et les résultats d'expériences passées ou le comportement de pieux semblables soumis à des essais de charge statique. Aussi faut-il inclure les facteurs suivants lorsqu'on étudie le battage des pieux :
- a) longueur et poids du pieu;
 - b) type de mouton (à chute libre, diesel, poids de la masse frappante);
 - c) énergie produite par le mouton;
 - d) type et épaisseur du tampon amortisseur;
 - e) coups par 30 cm et rebond élastique du pieu; ou
 - f) accélération et contrainte à la tête du pieu.
108. Il est utile de se servir de la théorie de la transmission des ondes ou de la méthode d'analyse des « équations d'ondes » pour évaluer les contraintes exercées sur les pieux au cours du battage. En attribuant des propriétés élastiques appropriées à des paramètres tels que les ensembles pieu-tampon amortisseur et pieu-sol, on peut calculer le degré d'enfoncement par coup et les contraintes exercées sur les pieux, en fonction de l'énergie produite par le mouton; toutefois, ces résultats et le fait d'extrapoler les valeurs correspondant à l'enfoncement par coup pour déterminer la capacité portante limite du pieu ne constituent au mieux que de simples approximations. L'utilisation de la méthode d'analyse des « équations d'ondes », à l'instar d'ailleurs de celle de toutes les formules dynamiques empiriques applicables aux pieux, exige du discernement et de l'expérience. Aucune méthode ne peut fournir des valeurs fixes et définitives en ce qui a trait aux critères de battage ou aux caractéristiques de l'interaction charge-déformation d'un pieu. Il est essentiel de soumettre les pieux à des essais de charge pour bien s'assurer de la validité des critères de battage utilisés et pour évaluer le comportement de l'interaction charge-déformation.
109. **Dommages causés aux pieux battus.** Les pieux peuvent être endommagés si lors du battage l'enfoncement par coup est excessivement faible ou si un trop grand nombre de coups sont appliqués à résistance élevée; ceci est désigné par le terme « surbattage ». L'enfoncement par coup doit être déterminé de façon que le pieu supporte bien la charge sans risque d'être sérieusement endommagé. Les contraintes dans les pieux sont fonction du type de mouton, des coups appliqués, de la dimension, du type et de la longueur du pieu, du type de tampon amortisseur utilisé et de l'état du sol. Il faut examiner ces facteurs dans chaque cas et établir des critères acceptables d'enfoncement à partir des expériences passées et des essais de charge.
110. Les pieux peuvent aussi être endommagés s'ils rencontrent des nodules rocheux ou des surfaces de roche inclinées qui peuvent les faire dévier ou y entraîner des contraintes élevées susceptibles de provoquer des déformations sérieuses ou des ruptures.
111. Au cours du battage, les pieux de 30 m de longueur ou plus peuvent se courber ou dévier de façon excessive. Se reporter à la référence [42] pour une étude plus détaillée de la courbure permise des pieux.
112. On recommande de renforcer la pointe des pieux par des sabots en acier si elle risque d'être endommagée et aussi pour réduire les dommages causés par le surbattage.
113. **Mouvement des pieux voisins au cours de battage.** Lorsqu'un groupe de pieux doit être enfoncé dans du silt ou de l'argile, il faut prendre les dispositions nécessaires pour déceler tout mouvement de l'un quelconque de ces pieux lors de l'enfoncement d'un pieu voisin. Il faut aussi enregistrer les mouvements horizontaux et verticaux.
114. Les pieux qui remontent doivent généralement être battus de nouveau. Quant à ceux qui ont subi des déplacements horizontaux, il faut vérifier s'ils ont été endommagés.
115. **Lançage ou forage préalable.** Le lançage, le pré-forage ou autres méthodes visant à faciliter le battage des pieux doivent être interrompus avant que leur pointe n'ait atteint la couche porteuse. Il faut veiller à ce que l'utilisation de ces méthodes n'influe pas sur la capacité portante/résistance de calcul des pieux déjà en place. Voir ACI-543R, « Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles », pour une étude plus détaillée.

Fondations profondes coulées sur place

116. Il existe deux grandes catégories de pieux coulés sur place : les pieux en béton à base élargie et comprimée (tableau K-13) et les pieux forés (tableau K-14).
117. La mise en place des composants de ces pieux joue un rôle primordial. Il est généralement difficile, sinon impossible, d'obtenir le même degré de qualité pour le coulage du béton de ces pieux que pour la superstructure d'un bâtiment. Il faut apporter une grande attention aux méthodes de mise en place, au dosage du béton et à son mode de coulage ainsi qu'au degré d'inspection possible. Les exigences de performance visant ces pieux devraient être ajustées en conséquence, tout en utilisant de bonnes techniques de conception, en tenant compte des expériences passées et en agissant avec discernement.
118. **Béton coulé sur place.** Le bétonnage des pieux coulés sur place peut être effectué de deux façons différentes, à sec ou sous l'eau :
- 1) À sec, le béton doit être déversé en chute libre ou au moyen de godets ou de goulottes. Il peut y avoir ségrégation si le béton traverse une armature ou un obstacle semblable. Le béton dont l'affaissement est de plus de 100 mm et qui est coulé en chute libre d'une hauteur de 5 m ou plus dans des fûts non armés ou très peu armés atteint généralement un degré de compactage convenable et il n'est habituellement pas nécessaire de le vibrer. S'il y a de l'eau dans le trou, il faut couler le béton au moyen d'un tube plongeur, méthode qui est préférable dans la plupart des cas.
 - 2) Sous l'eau, le béton doit être placé au moyen d'un tube plongeur ou d'une pompe afin d'éviter son altération ou sa dilution par l'eau. Il doit avoir un affaissement de 150 à 200 mm et il ne faut pas le vibrer. (Se reporter à la norme CSA A23.1, « Béton : Constituants et exécution des travaux ».)
119. **Armature pour les pieux coulés sur place.** Les armatures sont généralement mises en place après avoir été assemblées de façon à former une sorte de cage. Elles peuvent alors être soumises à des contraintes importantes dues à leur manutention ou à leur mise en place, ainsi qu'à des chocs. Leur mise en place ne peut être effectuée avec autant de précision que dans une superstructure et ne peut être vérifiée aussi facilement.
120. Pour la conception des pieux coulés sur place, les dispositions de la norme CSA A23.3 doivent donc être modifiées comme suit :
- a) Les cages servant d'armature doivent être conçues et construites de façon à résister aux contraintes dues à leur manipulation et à leur mise en place sans subir de déformations susceptibles de nuire au comportement des pieux;
 - b) Dans la plupart des cas, il faut utiliser de l'acier soudable pour la construction de cages rigides et solides;
 - c) L'espace libre entre les barres longitudinales ne doit pas être inférieur à 75 mm;
 - d) Des frettes ou des spires hélicoïdales peuvent être soudées aux barres longitudinales. Le soudage doit être effectué conformément à la norme CSA W59, « Constructions soudées en acier (soudage à l'arc) ». Le diamètre du fil utilisé pour le frettage ne doit pas être inférieur à 7,0 mm. Le pas de frettage ne doit pas être supérieur à 300 mm et l'espace libre entre les frettes ou les spires ne doit pas être inférieur à 75 mm;
 - e) Dans les calculs, il faut tenir compte du fait que les armatures peuvent être mal positionnées et partant établir certaines tolérances pour leur mise en place, par exemple : à ± 75 mm de leur position exacte en plan, à ± 150 mm de leur position exacte en élévation;
 - f) Les barres longitudinales doivent être uniformément réparties le long du périmètre de la cage, car celle-ci peut se tordre lors de sa mise en place.

Position et alignement

121. La position exacte de chaque élément de fondations profondes doit être piquetée et vérifiée immédiatement avant la mise en place de l'élément. Une fois l'élément mis en place, il faut vérifier sa position par rapport à celle indiquée sur les plans et voir si elle respecte les écarts admissibles.
122. Les écarts admissibles par rapport à la position prévue doivent être déterminés par analyse comme l'exige l'article 4.2.7.3. du CNB. En pratique, il est généralement possible de placer les pieux avec une tolérance de 80 mm mais on recommande de ne pas utiliser de tolérances inférieures à 80 mm.

Commentaire K

123. Comme l'exige l'article 4.2.7.4. du CNB, lorsqu'un élément de fondations profondes a été mis en place hors de la marge d'écart, l'effet de cette déviation sur le reste de la fondation doit être évalué par le responsable de la conception et tous les changements nécessaires doivent être effectués.
124. Durant et après la mise en place d'un élément de fondations profondes, il faut vérifier sa position par rapport à celle qui a été prévue et voir si elle respecte les écarts admissibles.
125. En pratique, l'écart total est limité à un certain pourcentage de la longueur définitive de l'élément de fondations profondes, soit généralement 2 %. Toutefois, cette méthode ne garantit nullement que le comportement structural de l'élément sera adéquat car elle ne tient pas compte de la longueur sur laquelle l'écart est réparti. Il faut se rappeler que :
- l'écart total d'un élément de fondations profondes influe très peu sur sa capacité géotechnique, à moins qu'il atteigne une valeur correspondant à plus de 10 % de la longueur de l'élément;
 - presque tous les pieux, particulièrement au cours du battage, s'écartent plus ou moins de la position fixée lors des calculs. Un pieu droit constitue un concept plutôt théorique que l'on retrouve rarement en pratique;
 - en ce qui concerne le comportement structural et géotechnique des éléments de fondations profondes, seul leur rayon de courbure importe et les calculs doivent déterminer avec précision la valeur maximale qu'il peut atteindre s'il est exigé qu'il soit mesuré au cours de l'inspection. Une étude de la courbure permise des pieux est donnée à la référence [42].

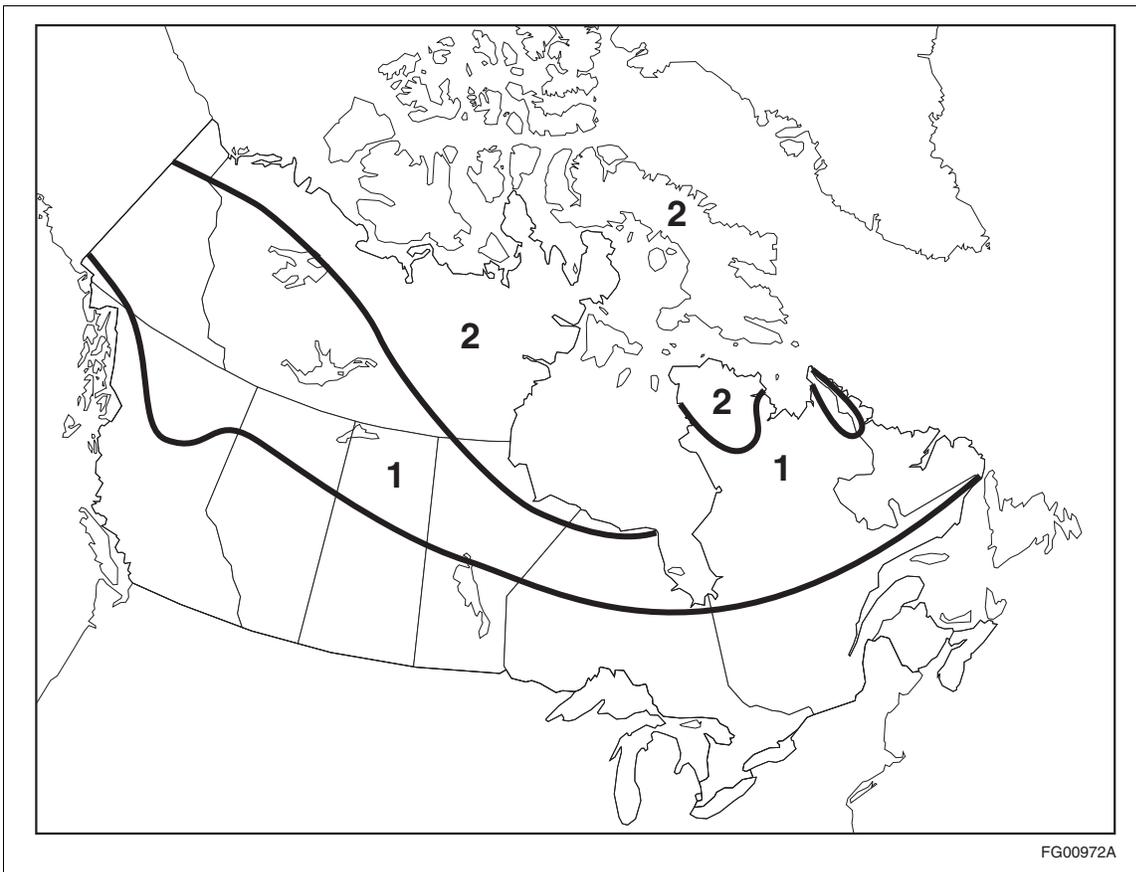


Figure K-6
Zone de transition (1) et zone continue (2) de pergélisol au Canada

Pergélisol

126. Les isolignes de la figure K-6 indiquent la limite méridionale approximative du pergélisol continue et celle de pergélisol de transition au Canada. La continuité du pergélisol, complète dans les régions septentrionales, diminue de plus en plus à mesure qu'on descend vers le sud. Dans la zone continue, le sous-sol est gelé partout en permanence, généralement jusqu'à des profondeurs de quelques

décamètres. Plus au sud, la zone continue cède graduellement la place à une zone où le pergélisol côtoie des aires de sol non gelé. Cette vaste zone de discontinuité en est une de transition entre les régions où le pergélisol est continu et celles où il est absent. Cette zone comprend aussi bien les étendues où le sol est gelé partout à l'exception de quelques plaques dispersées, que celles où il n'est pas gelé mais qui sont semées d'îlots gelés en permanence. Dans le sud de la zone de transition, le pergélisol ne se trouve que par plaques dispersées d'à peine quelques mètres d'épaisseur.

127. Il est important de noter que les lignes tracées sur la carte correspondent en réalité à des bandes de transition de dizaines de kilomètres de largeur et que le pergélisol se retrouve aussi à haute altitude dans les montagnes de l'Ouest du Canada, souvent fort loin au sud de la limite indiquée sur la carte. Les renseignements sur les zones de pergélisol au Canada ont été compilés par l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches du Canada (maintenant nommé CNRC Construction).^{[43][44]} Des méthodes d'analyse et d'évaluation spéciales sont nécessaires au calcul des fondations dans le pergélisol. Seul un ingénieur qualifié possédant l'expérience et les connaissances pertinentes devrait procéder à de tels calculs.

Références

- [1] Canadian Foundation Engineering Manual 4^e édition, Société canadienne de géotechnique, Richmond, Colombie-Britannique, 2006.
- [2] D.E. Becker, The Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design for Foundations: Part I, An Overview of the Foundation Design Process and Part II, Development for the National Building Code of Canada, Revue canadienne de géotechnique, vol. 33, n° 6, pp. 956-1007.
- [3] K. Terzaghi et R.B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley & Sons, New York, 1967.
- [4] E. Hoek et J.W. Bray, Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 1974.
- [5] G.F.A. Fletcher, Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 91, SM4, 1965, pp. 67-75.
- [6] R.B. Peck, W.E. Hanson et T.H. Thornburn, Foundation Engineering, J. Wiley & Sons, New York, 1974.
- [7] J.W. Gadsby, Discussion of The Correlation of Cone Size in the Dynamic Cone Penetration Test with the Standard Penetration Test, Geotechnique, vol. 20, n° 2, 1971, pp. 188-189.
- [8] F.A. Tavenas, Difficulties in the Use of Relative Density as a Soil Parameter, ASTM, STP 523, 1973.
- [9] F.A. Tavenas, R.S. Ladd et P. LaRochelle, The Accuracy of Relative Density Measurements: Results of a Comparative Test Programme, ASTM, STP 523, 1973.
- [10] K. Terzaghi, Influence of Geological Factors on the Engineering Properties of Sediments, Economic Geology, 5th Anniv. Volume, 1955, pp. 557-618.
- [11] L. Bjerrum, Engineering Geology of Norwegian Normally-consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings, Seventh Rankine Lecture, Géotechnique, vol. 17, 1967, pp. 83-117.
- [12] C.B. Crawford, Interpretation of the Consolidation Test, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 90, SM5, 1964, pp. 87-102.
- [13] J.H. Schmertmann, Estimating the True Consolidation Behavior of Clay from Laboratory Test Results, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 79, tiré à part 311, 1963.
- [14] I.C. MacFarlane, Ed., Muskeg Engineering Handbook, Univ. of Toronto Press, Toronto, 1969.
- [15] V. Milligan, L.G. Soderman et A. Rutka, Experience with Canadian Varved Clays, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 88, SM4, 1962, pp. 31-67.
- [16] C.B. Crawford, Engineering Studies of Leda Clay, Soils in Canada, R.F. Legget (Ed.), Roy. Soc. Can., Spec. Publ. n° 3, 1961, pp. 200-217.
- [17] C.B. Crawford, Quick Clays of Eastern Canada, Eng. Geol., vol. 2, n° 4, 1968, pp. 239-265.
- [18] P. LaRochelle, J.Y. Chagnon et G. Lefebvre, Regional Geology and Landslides in Marine Clay Deposits of Eastern Canada, Can. Geotech. Journal, vol. 7, n° 2, 1970, pp. 145-156.
- [19] J.J. Hamilton, Shallow Foundations on Swelling Clays in Western Canada, Proc. Intern. Res. Eng. Conf. Expansive Clay Soils, Texas A & M Univ., vol. 2, 1965, pp. 183-207.
- [20] R.M. Hardy, Construction Problems in Silty Soils, Eng. Journal, vol. 33, n° 9, 1950, pp. 775-782.

Commentaire K

- [21] R.M. Quigley et R.W. Vogan, Black Shale Heaving at Ottawa, Canada, *Can. Geotech. Journal*, vol. 7, n° 2, 1970, pp. 106-112.
- [22] R.M. Hardy, Engineering Problems Involving Preconsolidated Clay Shales, *Trans. Eng. Inst. Can.*, vol. 1, 1957, pp. 5-14.
- [23] R.J.E. Brown, *Permafrost in Canada*, Univ. of Toronto Press, Toronto, 1970.
- [24] F.J. Sanger, *Foundation of Structures in Cold Regions*, Cold Reg. Res. Eng. Lab., Cold Reg. Sci. Eng. Monogr., vol. 111-C4, 1969.
- [25] National Oceanic and Atmospheric Administration, *Climatic Data for Frost Protected Shallow Foundations*, 20 août 2008, <http://www.ncdc.noaa.gov/oa/fpsf/>.
- [26] U.S. Army Corps of Engineers, *Report on Frost Investigations, 1944-1945*, Corps Engrs., New England Division, Boston, 1947.
- [27] G.H. Argue, Frost and Thaw Penetration of Soils at Canadian Airports, *Can. Dept. Trans., Air Services, Constr. Eng., Arch. Branch, Rep. CED-6-163*, 1968.
- [28] W.G. Brown, Difficulties Associated with Predicting Depth of Freeze or Thaw, *Can. Geotech. Journal*, vol. 1, pp. 215-226, 1964, (NRCC 8276, Division de recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa).
- [29] L. Robinsky et K.E. Bessflug, Design of Insulated Foundations, *Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 99, SM9, 1973, pp. 649-667.
- [30] D.F. Coates, *Rock Mechanics Principles*, Mines Branch Monograph 874, Queen's Printer, Ottawa, 1967, p. 358.
- [31] F.A. Tavenas, Contrôle du roc de fondations de pieux forés à haute capacité, *Can. Geotech. Journal*, vol. 8, 1971, pp. 400-416.
- [32] G.G. Meyerhof, Penetration Tests on Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 82, SM1, document n° 866, 1956.
- [33] V.G. Berezantsev, V.S. Kristoforov et V.N. Golubkov, Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris*, vol. 2, 1961, pp. 11-15.
- [34] A.S. Vesic, Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site, *Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 96, SM2, 1970, pp. 561-584.
- [35] E.E. De Beer, The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations, *Geotechnique*, vol. 13, 1963, pp. 39-75.
- [36] N.C. Yang, Relaxation of Piles in Sand and Inorganic Silt, *Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 96, SM2, 1970, pp. 395-410.
- [37] M.J. Tomlinson, The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils, *Proc. Intern. Soc. Soil Mech. Found. Eng., Londres*, vol. 2, 1957, pp. 66-71.
- [38] P. Eide, J.N. Hutchinson et A. Landva, Short and Long Term Loading of a Friction Pile in Clay, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris*, vol. 2, 1961, pp. 45-53.
- [39] M.J. Tomlinson, *Foundation Design and Construction*, John Wiley & Sons, New York, 1963.
- [40] J.D. Burland, F.G. Butler et P. Dunican, The Behavior and Design of Large Diameter Bored Piles in Stiff Clay, *Proc. Symp. Large Bored Piles, Inst. Civil Eng., Londres*, 1966, pp. 51-71.
- [41] G.A. Leonards, Summary and Review of Part II of the Symposium on Pile Foundations, *Hwy. Res. Record No. 333*, Highway Research Board, Washington, 1970, pp. 55-59.
- [42] B.H. Fellenius, Bending of Piles Determined by Inclinator Measurements, *Can. Geotech. Journal*, vol. 9, 1972, pp. 25-32.
- [43] *Permafrost Map of Canada* (coproduction de la Commission géologique du Canada et de la Division de recherches en bâtiment du Conseil national de recherches du Canada), NRCC 9769, août 1967.
- [44] R.J.E. Brown, *Permafrost Map of Canada*, *Canadian Geographical Journal*, NRCC 10326, février 1968, pp. 56-63.

Commentaire L

Application de la partie 4 de la division B du CNB à l'évaluation de la résistance structurale et à la mise à niveau de bâtiments existants

Changement notable dans le présent commentaire	L-1
Introduction	L-1
Considérations de base	L-2
Contrôle de la qualité	L-3
Normes de calcul des structures et codes recommandés	L-3
Évaluation fondée sur la performance antérieure du bâtiment	L-5
Coefficients et combinaisons de charges recommandés (CNB, sous-section 4.1.3.)	L-5
Effets recommandés pour les évaluations	L-8
Effets imputables aux mouvements, T (CNB, paragraphes 4.1.2.1. 1) et 4.1.3.2. 4))	L-8
Charges permanentes, D (CNB, sous-section 4.1.4.)	L-8
Surcharges dues à l'usage, L (CNB, sous-section 4.1.5.)	L-9
Charges dues à la neige et à la pluie, S (CNB, sous-section 4.1.6.)	L-9
Charges dues au vent, W (CNB, sous-section 4.1.7.)	L-9
Séismes (CNB, sous-section 4.1.8.)	L-10
Tenue en service	L-13
Durabilité	L-14
Intégrité structurale	L-14
Fondations	L-15
Normes de calcul des structures incorporées par renvoi	L-15
Essai de charge	L-15
Autres indications concernant les méthodes d'évaluation structurale	L-16
Références	L-16

Application de la partie 4 de la division B du CNB à l'évaluation de la résistance structurale et à la mise à niveau de bâtiments existants

Changement notable dans le présent commentaire

- Mise à jour des considérations parasismiques

Introduction

1. Le présent commentaire donne des indications sur l'évaluation de la résistance structurale et la mise à niveau des bâtiments existants de façon que leur performance soit conforme à l'objectif visé par les exigences actuelles du Code national du bâtiment (CNB). Des bâtiments conformes aux lignes directrices fournies dans le présent commentaire sont en principe considérés comme acceptables. Cependant, des critères plus stricts peuvent être nécessaires pour les bâtiments de protection civile.
2. Le présent commentaire ne s'applique pas :
 - aux agrandissements, à l'exception des cas prévus à la section intitulée « Séismes »; et
 - à l'examen des travaux récemment effectués conformément aux normes et aux codes actuels.Dans ces deux cas, la partie 4 du CNB doit être observée sans tenir compte des assouplissements présentés ci-après. Il faut toutefois souligner que les agrandissements peuvent accroître les charges imposées à la structure des bâtiments existants.
3. La partie 4 du CNB et les normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi visent essentiellement la conception des bâtiments neufs (et des agrandissements), non l'évaluation et la mise à niveau des bâtiments existants. L'application de ces documents présente donc certaines difficultés, notamment les suivantes :
 - Bon nombre des exigences actuelles prescrivent des quantités et des combinaisons de matériaux (comme des armatures dans la maçonnerie et les ouvrages en béton) qui peuvent être applicables sur le plan économique et pratique au moment de la construction, mais pas une fois le bâtiment achevé. Des solutions de rechange sont donc nécessaires.
 - Nombre de vieux bâtiments sont constitués de matériaux, de composants et de systèmes structuraux qui ne sont pas visés par les normes de calcul des structures auxquelles renvoie la partie 4 du CNB. Les anciens systèmes structuraux peuvent fonctionner efficacement s'ils sont reliés entre eux de façon adéquate. Puisque l'on dispose de très peu d'information sur leurs propriétés structurales, ces systèmes sont compliqués à évaluer et à mettre à niveau. Cette difficulté est particulièrement importante dans le cas des bâtiments à valeur patrimoniale.
 - Bien qu'ils ne soient pas conformes à certaines exigences des normes de calcul des structures et du CNB actuel, nombre de vieux bâtiments continuent de remplir leurs fonctions sans jamais subir de dommages importants. De plus, il est possible, au moyen de mesures et d'essais, de vérifier certains renseignements structuraux pour les bâtiments existants, comme la charge permanente et les propriétés des matériaux. Ces renseignements vérifiés n'entrent cependant pas en ligne de compte dans les dispositions de la partie 4 du CNB ou les normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi.
4. Le présent commentaire vise à résoudre ces difficultés en facilitant l'application de la partie 4 du CNB aux bâtiments existants par l'assouplissement de certaines exigences, le cas échéant, et propose des solutions de rechange (qui font ordinairement l'objet de renvois à d'autres documents). Le paragraphe 4.1.1.5. 2) du CNB permet de recourir à des solutions de rechange qui démontrent un niveau de sécurité et de performance conforme aux exigences de la partie 4, mais à l'exception des essais de charge, les dispositions de ce paragraphe visent principalement les constructions neuves.

Commentaire L

Sauf indication contraire dans le présent commentaire, les solutions de rechange structurales doivent satisfaire aux exigences du paragraphe 4.1.1.5. 2) du CNB (voir la note A-4.1.1.5. 2) du CNB).

5. Les exigences relatives aux séismes représentent la difficulté la plus importante dans l'application aux bâtiments existants de la partie 4 du CNB et des normes de calcul des structures qui y sont citées. Ainsi, des lignes directrices portant exclusivement sur l'évaluation et la mise à niveau des bâtiments existants en matière de résistance sismique sont présentées dans la section du présent commentaire intitulée « Séismes » (paragraphe 39 à 48).
6. Le présent commentaire ne fournit aucune précision sur les circonstances qui peuvent nécessiter l'évaluation de la structure d'un bâtiment existant; parmi les exemples de telles circonstances, on compte le changement d'usage d'un bâtiment, l'endommagement ou la détérioration d'un bâtiment ou la présence de défauts connues ou éventuelles qui présentent un danger pour les occupants.
7. Avant le début de tout projet de mise à niveau d'un bâtiment existant, les défauts pouvant avoir une incidence sur la sécurité des personnes qui ont été observés lors de l'évaluation structurale doivent être abordés auprès du propriétaire du bâtiment et des autorités compétentes afin d'établir un plan d'action (p. ex., établir le calendrier des travaux). On doit traiter chaque cas en fonction des circonstances et du degré d'urgence de la mise à niveau. Diverses mesures peuvent être adoptées, dont l'évacuation immédiate, un programme de réparation par étapes, une surveillance, une évaluation plus poussée et l'acceptation du bâtiment sans modification.
8. Généralement, la mise à niveau parasismique d'un bâtiment existant nécessite une analyse visant à déterminer les faiblesses de son système structural. Les résultats de cette analyse servent à remédier à toute faiblesse du système de résistance aux forces sismiques (SFRS) du bâtiment et à assurer une voie de transmission des charges continue du toit jusqu'aux fondations, y compris les diaphragmes et les éléments verticaux. La résistance et la rigidité du SFRS mis à niveau doivent être compatibles avec les matériaux du bâtiment existant de sorte que les parties faibles du système de résistance aux charges verticales ne soient pas surchargées. Les bâtiments fragiles doivent satisfaire à des limites de glissement inférieures à celles des bâtiments qui peuvent se déformer de façon plus flexible. Par exemple, la limite de glissement doit être plus restrictive pour un bâtiment de brique que pour un bâtiment à ossature de bois de la même hauteur. Dans la mesure du possible, les irrégularités qui ont des répercussions négatives sur la performance du SFRS devraient être éliminées. Par exemple, un contreventement résistant aux forces sismiques, une ossature résistant aux moments ou un mur pourraient être ajoutés du côté ouvert d'un bâtiment à trois côtés. Étant donné que les éléments verticaux du SFRS doivent être adéquatement supportés, une mise à niveau des fondations est souvent exigée lors d'une mise à niveau sur le plan de la résistance sismique. La fixation des composants intérieurs et extérieurs qui pourraient causer des blessures ou obstruer les issues en cas de détachement est un autre point important de la mise à niveau parasismique. Parmi ces composants, on compte les parapets, les contre-murs extérieurs de brique, les cheminées non armées, les plafonds et les murs de séparation en maçonnerie non armée.

Considérations de base

9. Les dispositions de la partie 4 du CNB et les normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi comprennent des critères généraux de performance et de calcul des bâtiments, lesquels sont fondés sur les considérations suivantes :
 - la sécurité des personnes;
 - le confort des occupants;
 - la fonctionnalité du bâtiment compte tenu de l'usage;
 - la durabilité; et
 - les coûts.
10. La sécurité des personnes, la première considération, est étudiée en fonction des critères de calcul relatifs aux états limites ultimes (p. ex., pour la résistance, la stabilité et l'intégrité), tandis que le confort, la fonctionnalité et les coûts sont considérés au moyen de critères de calcul relatifs aux états limites de tenue en service. Quant à la performance sous des charges répétées, elle est considérée au moyen de critères relatifs aux états limites de fatigue. Les coûts entrent également en ligne de compte du fait que les critères de calcul visent à obtenir un niveau approprié de fiabilité structurale, ce qui permet de réduire au minimum l'utilisation excessive de matériaux.

11. La sécurité des personnes et la tenue en service sont des considérations générales qui s'appliquent tout autant aux bâtiments existants et rénovés qu'aux constructions neuves. Cependant, d'autres facteurs, comme les coûts de construction, le dérangement des occupants, la conservation du patrimoine et la conservation des ressources (p. ex., la réduction des déchets et le recyclage), sont souvent plus importants dans le cas des bâtiments existants. Ainsi, les modifications à la structure sont habituellement minimisées lorsqu'un bâtiment existant est mis à niveau ou rénové. Par conséquent, si l'on peut démontrer que le niveau de sécurité des personnes d'un bâtiment existant ou rénové (c.-à-d. la probabilité qu'une défaillance structurale entraîne des morts ou des blessures) équivaut essentiellement à celui qu'exige le CNB actuel, et si l'on sait que le bâtiment est fonctionnel, il peut être approprié de déroger, dans une certaine mesure, aux critères de calcul actuels au moment de l'évaluation.
12. Tout comme les critères de calcul de la partie 4 du CNB et des normes de calcul des structures de la CSA qui y sont incorporées par renvoi, les critères recommandés dans le présent commentaire sont fondés principalement sur une méthode des états limites (voir la sous-section 4.1.3. du CNB). L'évaluation parasismique exige une évaluation des effets sur les composants structuraux lorsque la structure est déplacée en raison des glissements prévus lors d'un séisme.
13. Le présent commentaire porte principalement sur les critères relatifs aux états limites ultimes, qui ont une incidence directe sur la sécurité des personnes. Ces critères comprennent les charges, les coefficients et les combinaisons de charges définis à la section 4.1. du CNB, ainsi que les résistances et les coefficients de résistance définis dans les normes de calcul des structures de la CSA incorporées par renvoi. On discute également du fait que les rénovations, les changements d'usage et la modification des lieux peuvent également influencer sur la tenue en service et la durabilité du bâtiment. Les critères concernant les états limites de fatigue, qui visent surtout les structures portantes de ponts roulants, sont étudiés dans la norme CSA S16, « Règles de calcul des charpentes en acier », et les documents incorporés par renvoi dans cette norme.

Contrôle de la qualité

14. Les critères de calcul de la partie 4 du CNB et des normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi sont établis en fonction d'un niveau de contrôle de la qualité conforme aux exigences de la partie 1 de la division A et de la partie 2 de la division C du CNB. Il importe particulièrement de se conformer aux exigences voulant que le concepteur soit un ingénieur ou un architecte spécialisé dans le travail à accomplir (paragraphe 2.2.1.2. 1) de la division C du CNB) et que la conformité à la conception de la construction de tout bâtiment ou de toute partie de celui-ci soit vérifiée (paragraphe 2.2.7.2. 1) de la division C du CNB).
15. Ces exigences en matière de contrôle de la qualité s'appliquent également à l'évaluation structurale et à la mise à niveau des bâtiments existants. En effet, ce type de travail nécessite souvent un niveau de contrôle de la qualité plus rigoureux pour les bâtiments existants, car les incertitudes relatives à leurs propriétés structurales sont souvent beaucoup plus importantes que dans le cas d'une construction neuve. De plus, l'évaluation structurale et la mise à niveau d'un bâtiment existant sont généralement plus complexes sur le plan technique que la conception d'une construction neuve. Par conséquent, les recommandations présentées dans le présent commentaire sont établies en fonction des hypothèses suivantes :
 - que l'évaluateur technique ait effectué une évaluation structurale en bonne et due forme du bâtiment et qu'il ait examiné les aspects de la construction qu'il juge critique; et
 - qu'il soit entendu que le concepteur effectuera des examens sur place pendant tous les travaux de mise à niveau.

Normes de calcul des structures et codes recommandés

16. Un aperçu des recommandations à l'égard des codes et des normes de calcul des structures applicables à l'évaluation et à la mise à niveau des bâtiments existants est présenté au tableau L-1. Dans certains cas, il est préférable de suivre la norme qui a servi à la conception du bâtiment, plutôt que la norme plus récente. Un exemple de cette situation est l'évaluation d'un vieil édifice qui a été construit à l'aide de matériaux qui ne sont plus utilisés, comme les barres d'armature non torsadées. Certaines restrictions, présentées au tableau L-1, s'appliquent à l'utilisation d'anciennes normes de calcul des structures et d'anciens codes.

Tableau L-1
Charges, coefficients de charge et normes de calcul des structures recommandés⁽¹⁾

Application	Normes et codes actuels			Commentaire L en vigueur	Codes et normes en vigueur au moment de la construction	
	Charges	Coefficients de charge	Normes de calcul des structures	Coefficients de charge	Charges	Normes de calcul des structures
Évaluation						
aucune modification des charges dues à l'usage	✓	✓	✓	✓	✓ ⁽²⁾	✓ ⁽²⁾⁽³⁾
modification des charges dues à l'usage	✓	✓	✓	✓	X	✓ ⁽²⁾⁽³⁾
Calcul de la mise à niveau	✓	✓ ⁽⁴⁾	✓	✓ ⁽⁴⁾	X	X

(1) ✓ = acceptable; X = inacceptable.

(2) Acceptable pour les considérations non sismiques sous réserve des conditions suivantes :

- la structure n'a subi aucun dommage ou détérioration important;
- la conception et la construction de la structure sont conformes aux normes et aux codes reconnus; et
- aucune modification de la structure pouvant compromettre sa performance n'a été apportée.

(3) Acceptable à condition que la pratique ait démontré que les normes ne comportent pas de graves lacunes.

(4) Utiliser de préférence les coefficients de charge du CNB en vigueur (voir le paragraphe 26).

17. Les bâtiments conçus et construits conformément à d'anciens codes et d'anciennes normes de calcul des structures peuvent être jugés acceptables, pourvu que les conditions suivantes soient respectées :

- que l'ancienne édition de la norme ou du code assure un niveau de sécurité des personnes qui satisfait essentiellement à l'intention en matière de sécurité des personnes de l'édition actuelle; et
- qu'on n'apporte aucune modification ni aucun changement d'usage pouvant avoir une incidence sur le comportement structural du bâtiment ou accroître les charges imposées au bâtiment.

18. Dans le tableau L-2, les éditions de référence de la section 4.1. du CNB pour les charges dues à l'usage, pour les charges dues à la neige, à la glace et à la pluie, et pour les charges dues au vent sont les plus anciennes éditions offrant un niveau de sécurité des personnes qui correspond à celui des exigences actuelles pour ces charges. Les exigences relatives aux charges dues à l'usage ne changent à peu près pas d'année en année, sauf dans quelques cas. Dans l'évaluation d'un composant structural conçu selon une norme antérieure à la version de l'année de référence, on doit appliquer la version actuelle de la section 4.1. du CNB et utiliser les coefficients de charge indiqués aux tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB ou ceux recommandés dans le présent commentaire. Autrement, l'évaluation d'un tel composant peut être fondée sur la performance du bâtiment depuis sa construction, si les conditions présentées au paragraphe 20 sont respectées.

19. Étant donné que les exigences parasismiques ont considérablement changé au fil des ans, il arrive souvent que les bâtiments conçus conformément aux anciens codes et aux anciennes normes de calcul des structures n'offrent pas un niveau de sécurité des personnes qui correspond aux exigences parasismiques actuelles. Les éditions de référence de la section 4.1. du CNB pour les charges sismiques sont néanmoins énumérées au tableau L-2 à titre de référence et d'assistance dans l'évaluation des bâtiments existants, tel qu'il est décrit dans la section du commentaire intitulée « Séismes » (paragraphe 39 à 48).

Tableau L-2
Éditions de référence de la section 4.1. du CNB et modifications subséquentes

Charges	Éditions de référence	Modifications (édition du CNB)
Usage	1941	garde-corps (1975 et 1995) ⁽¹⁾ murs intérieurs servant de garde-corps (1985)
Neige, glace et pluie	1960	amoncellements de neige (1965) charges dues à la pluie - avaloirs obturés (1970) charges de neige au sol (1990) grandes toitures-terrasses (1995)
Vent	1960	structures souples et auvents (1970)
Séisme	1990 ⁽²⁾⁽³⁾	étage faible et autres irrégularités structurales (2005) coefficients d'emplacement (2005) liquéfaction (2005)
	2005/2010 ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	nouveaux mouvements du sol de calcul (2015) nouveaux coefficients d'emplacement (2015) nouveaux coefficients M_v et J (2015) irrégularité de la demande latérale produite par la pesanteur (2015)

- (1) Dans l'évaluation de tous les garde-corps et de leurs supports, on doit utiliser les exigences relatives à la résistance des garde-corps énoncées dans le CNB de 1995, qui sont moins rigoureuses que celles qui sont prescrites dans les éditions de 1975 à 1990.
- (2) Les exigences parasismiques modernes du CNB ont été introduites dans l'édition de 1965 du CNB, puis élargies dans les éditions de 1977 à 1990. Par la suite, des modifications importantes ont été apportées au CNB de 2005 et encore d'autres modifications au CNB de 2015. Voir les éditions de 2005, 2010 et 2015 du Commentaire J.
- (3) S'ils respectent l'intention des modifications énumérées dans le présent tableau, les bâtiments calculés conformément aux exigences parasismiques du CNB de 1990 devraient être généralement conformes aux dispositions parasismiques du présent commentaire, mais pas nécessairement conformes aux exigences parasismiques du CNB de 2015 et aux normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi.
- (4) Les bâtiments calculés conformément aux exigences parasismiques du CNB de 2005 ou du CNB de 2010 devraient être considérablement conformes aux dispositions parasismiques du présent commentaire. Toutefois, on ne s'attend pas à ce que de tels bâtiments soient considérablement conformes aux exigences parasismiques du CNB de 2015 à moins qu'ils respectent l'intention des modifications énumérées dans le présent tableau.

Évaluation fondée sur la performance antérieure du bâtiment

20. La résistance aux charges (autres que les charges sismiques) des bâtiments et composants conçus et construits selon des codes antérieurs aux éditions de référence, ou selon les règles de l'art dans les cas où il n'existait aucun code pertinent, est jugée satisfaisante, pourvu que les conditions suivantes soient respectées :
- qu'un examen soigné effectué par un ingénieur ne révèle aucun signe de dommage ou de détérioration non négligeable;
 - qu'on ait étudié le système structural et qu'on en ait examiné les détails essentiels afin d'identifier tout transfert de charge;
 - que le bâtiment considéré ait eu une performance acceptable pendant au moins 30 ans; et
 - qu'on n'ait apporté, au cours des 30 dernières années, aucune modification ayant pu accroître de façon significative les charges imposées au bâtiment ou avoir eu une incidence sur sa durabilité, et qu'on n'envisage aucun changement de ce type.
21. Si le bâtiment considéré ne satisfait pas à ces conditions, l'évaluation doit être effectuée selon les recommandations des sections du commentaire intitulées « Coefficients et combinaisons de charges recommandés » (paragraphe 22 à 27) et « Effets recommandés pour les évaluations » (paragraphe 28 à 38).

Coefficients et combinaisons de charges recommandés (CNB, sous-section 4.1.3.)

22. Les critères relatifs aux états limites ultimes doivent être appliqués dans le but d'atteindre l'objectif de base de sécurité des personnes. La sécurité des personnes est décrite comme étant la probabilité annuelle maximale admissible d'une mort ou d'une blessure grave causée par une défaillance structurale. Cette probabilité maximale admissible représente le produit de la probabilité d'une

Commentaire L

défaillance structurale (pour les bâtiments conformes à la partie 4 du CNB, la probabilité de défaillance structurale correspond à un indice de fiabilité d'environ 3) et du risque de mort ou de blessure grave en cas de défaillance structurale. Lorsque la probabilité de mort ou de blessure grave est élevée, les coefficients de charge prescrits au paragraphe 4.1.3.2. 2) du CNB ne doivent pas être réduits. Par contre, lorsque la probabilité est faible, comme dans le cas d'entrepôts occupés par peu de personnes, les coefficients de charge peuvent être réduits. Dans le CNB, on diminue les coefficients de charge pour de tels bâtiments en appliquant un facteur de risque pour la catégorie de risque « faible » (voir le paragraphe 4.1.2.1. 3) et l'alinéa 4.1.3.1. 1)h) du CNB).

23. Les coefficients de charge principale réduits à utiliser pour l'évaluation structurale des bâtiments existants, autres que les bâtiments de protection civile, sont énumérés selon le niveau de fiabilité et le type de charge au tableau L-3. Ces coefficients de charge, réduits selon le principe du coefficient de risque, visent à maintenir le niveau de sécurité des personnes exigé à la partie 4 du CNB.^[1] L'évaluateur technique détermine le niveau de fiabilité au moyen du tableau L-4 et en fonction de trois facteurs qui influent sur la sécurité des personnes : le comportement de la structure (comportement du système), le risque de mort ou de blessure et le nombre approximatif de personnes exposées au danger (catégorie de risque déterminée au moyen des tableaux L-5 et L-6), ainsi que le degré de sécurité éprouvé par le passé (performance antérieure). Dans le cas des bâtiments de protection civile, les charges et coefficients de charge de la section 4.1. du CNB devraient être appliqués.

Tableau L-3
Coefficients de charge principale pour les évaluations structurales des bâtiments existants autres que les bâtiments de protection civile

Niveau de fiabilité ⁽¹⁾	Type de charge				
	Charge permanente		Surcharge ⁽²⁾ ou charge due à la neige	Charge due au vent	Charge due aux séismes
	Cumulative	Antagoniste ⁽³⁾			
Coefficients de charge principale					
5	1,25	0,90	1,50	1,40	(4)
4	1,20	0,92	1,40	1,30	(4)
3	1,15	0,95	1,30	1,20	(4)
2	1,11	0,97	1,20	1,10	(4)
1 ou 0	1,08	1,00	1,00	1,00	(4)

(1) Le niveau de fiabilité est la somme des indices pour le comportement du système, la catégorie de risque et la performance antérieure dans le tableau L-4.

(2) Une réduction du coefficient de surcharge peut se justifier si la surcharge fait l'objet d'une surveillance, comme dans le cas des réservoirs de stockage de liquides. Toutefois, le coefficient de charge réduit ne doit pas être inférieur à la valeur la moins élevée figurant dans ce tableau.

(3) La valeur antagoniste est utilisée lorsque la charge permanente ne provoque pas d'effondrement.

(4) Voir la section du commentaire intitulée « Séismes » (paragraphe 39 à 48) pour des directives sur les charges dues aux séismes.

24. L'évaluateur technique doit choisir un coefficient de charge réduit du tableau L-3 en fonction de l'élément visé par ses calculs en considérant les conséquences éventuelles d'une défaillance de cet élément et en lui attribuant des indices selon le tableau L-4. Il doit en outre se demander si le système structural (y compris les composants non structuraux) comporte des dispositifs de sécurité qui, en cas de défaillance structurale, réduiraient le risque de mort ou de blessure (à l'extérieur comme à l'intérieur du bâtiment). Un autre facteur important est le nombre de personnes pouvant se trouver dans la zone touchée par la défaillance. Par exemple, la défaillance d'un composant extérieur (comme un parapet en maçonnerie) surplombant une sortie ou une voie passante est plus dangereuse que celle d'un composant faisant saillie au-dessus d'un endroit peu fréquenté. De même, les défaillances causées par un séisme sont généralement plus dangereuses que celles qui se produisent dans les périodes de grands vents, au moment où peu de gens se trouvent à l'extérieur. Enfin, le degré de sécurité d'un vieil édifice dont la performance antérieure s'est avérée satisfaisante peut être jugé acceptable en ce qui concerne les charges autres que les charges dues aux séismes.

Tableau L-4
Indices pour la détermination du niveau de fiabilité à utiliser avec les données du tableau L-3

Point à considérer	Indice
Comportement du système	
la défaillance est susceptible de provoquer un effondrement et présenter un danger pour les personnes	2
il est peu probable que la défaillance provoque un effondrement ou présente un danger pour les personnes	1
la défaillance est susceptible d'être locale et très peu susceptible de présenter un danger pour les personnes	0
Catégorie de risque (voir le tableau L-5)	
élevé	2
moyen	1 ⁽¹⁾
faible	0 ⁽¹⁾
Performance antérieure	
il n'existe aucun document permettant de juger de la performance satisfaisante du bâtiment	1
il existe une preuve de performance antérieure satisfaisante ⁽²⁾ ou de charge permanente établie ⁽³⁾	0

(1) Ajouter 1 point dans le cas des lieux de réunion et des structures en bois.

(2) Au moins 20 ans sans détérioration importante.

(3) S'applique uniquement pour la détermination du coefficient de charge permanente.

Tableau L-5
Catégories de risque pour les bâtiments existants autres que les bâtiments de protection civile à utiliser avec les données du tableau L-4

Catégorie de risque	Description
Élevé	Écoles et autres usages où $N \geq 100^{(1)}$ Bâtiments à valeur patrimoniale importante Installations industrielles et autres usages à risque élevé
Moyen	Autres usages où $5 \leq N < 100^{(1)}$
Faible	Autres usages où il est peu probable que l'aire de plancher et l'aire extérieure contiguë exposée à la défaillance structurale soit occupée par des personnes, et où $N < 5^{(1)}$

(1) Le nombre maximal de personnes exposées au danger associé à la défaillance de la structure, N, peut se calculer de la manière suivante :
 $N = \text{aire occupée exposée au danger, en m}^2, \times \text{nombre de personnes, en m}^2, \times \text{facteur de durée}$

où

- le nombre de personnes et le facteur de durée peuvent être évalués à l'aide des valeurs du tableau L-6;
- le facteur de durée = nombre d'heures moyen d'usage par des personnes par semaine/100 $\leq 1,0$; et
- pour les aires se trouvant à l'extérieur et à proximité du bâtiment, le nombre de personnes et le facteur de durée doivent être calculés de façon similaire.

Tableau L-6
Paramètres utilisés pour l'estimation de N à utiliser avec les données du tableau L-5

Usage principal	Densité d'occupation, nombre de personnes par m ²	Nombre d'heures moyen d'occupation par des personnes par semaine
Lieux de réunion	1,0	5 – 50
Établissements commerciaux et établissements d'affaires	0,2	50 – 80
Bureaux, établissements de soins ou de détention, fabrication	0,1	50 – 60
Habitations	0,05	100
Locaux de stockage	0,01 – 0,02	100

Commentaire L

25. Le tableau L-5 définit les catégories de risque utilisées dans le tableau L-4 et présente une méthode permettant d'estimer le nombre de personnes dont la sécurité est menacée par une défaillance structurale. Pour appliquer cette méthode, l'ingénieur doit évaluer l'aire de la zone du bâtiment qui risque d'être touchée par la défaillance. Par exemple, le cisaillement par poinçonnage peut provoquer l'effondrement généralisé d'une dalle d'un bâtiment, tandis que la défaillance d'une solive de plancher est susceptible de toucher qu'une partie restreinte du bâtiment.
26. Bien que les coefficients de charge réduits du tableau L-3 sont destinés à permettre de maintenir un niveau satisfaisant de sécurité des personnes, ils correspondent à un risque plus élevé de dommages causés par une défaillance structurale. Ils devraient donc être considérés comme un niveau de performance minimal qui permet de déterminer s'il est nécessaire de procéder à la mise à niveau d'un bâtiment, selon que le niveau de performance est respecté ou non. Il ne convient pas nécessairement, cependant, de les appliquer à la conception des travaux. Lorsqu'une augmentation du coefficient de charge minimale n'entraîne qu'une faible hausse du coût de mise à niveau, et que les pertes possibles pouvant être causées par une défaillance sont grandes, il est recommandé d'utiliser des coefficients de charge plus élevés, comme ceux qui sont prescrits au paragraphe 4.1.3.2. 2) du CNB, pour la conception des travaux. Le propriétaire doit être consulté au moment où l'on détermine l'ampleur du projet de mise à niveau.
27. Les combinaisons des charges indiquées aux tableaux 4.1.3.2.-A et -B du CNB devraient être utilisées dans l'évaluation, seuls les coefficients de charge principale étant réduits conformément au tableau L-3.

Effets recommandés pour les évaluations

28. Étant donné que les effets spécifiés à la partie 4 du CNB traitent principalement des états limites ultimes et de la sécurité des personnes, il n'est généralement pas recommandé de les réduire. Cependant, dans certains cas, il est possible de déterminer avec plus de certitude les charges destinées à l'évaluation que celles qui s'appliquent au calcul. La section du commentaire intitulée « Séismes » traite des charges dues aux séismes (paragraphe 39 à 48).

Effets imputables aux mouvements, T (CNB, paragraphes 4.1.2.1. 1) et 4.1.3.2. 4))

29. On peut habituellement faire abstraction des effets imputables aux mouvements provoqués par les variations de température, les variations hygrométriques et les contraintes continues (p. ex., retrait, fluage et tassement différentiel) dans l'évaluation structurale d'un bâtiment existant, pourvu qu'une inspection des composants et des dispositifs d'assemblage ne révèle pas de dommage pouvant avoir une incidence sur la sécurité. La performance antérieure du bâtiment existant permettra de déterminer si ces mouvements ont entraîné des dommages ou des déplacements localisés qui ont réduit la résistance du bâtiment ou menacé son intégrité. La performance antérieure sur une période de dix ans suffit généralement pour évaluer un bâtiment, mais pour observer le tassement différentiel des semelles de fondation sur des matériaux comme l'argile, une observation sur environ 30 ans est nécessaire.
30. Dans le cas d'une mise à niveau d'un bâtiment existant, il faut tenir compte des différences de mouvement entre les matériaux neufs et anciens.

Charges permanentes, D (CNB, sous-section 4.1.4.)

31. Lorsque les charges permanentes sont déterminées au moyen de mesures faites sur place, le degré d'incertitude des charges permanentes utilisées dans l'évaluation est inférieur à celui des charges permanentes utilisées dans le calcul. Une réduction des coefficients de charge permanente présentés aux tableaux L-3 et L-4 permet de tenir compte de cette différence. De la même façon, la note (2) du tableau L-3 prévoit une réduction du coefficient de surcharge lorsque la surcharge considérée fait l'objet de vérifications.
32. Étant donné qu'il est difficile de savoir à l'avance comment seront disposées les cloisons dans les édifices à bureaux, on recommande de prévoir pour ces éléments un poids de 1 kPa réparti sur la surface en cause, comme le spécifie le paragraphe 4.1.4.1. 3) du CNB.

Surcharges dues à l'usage, L (CNB, sous-section 4.1.5.)

33. Les surcharges attribuables aux occupants, comme celles qui sont imposées aux lieux de réunion et aux aires d'accès et de sortie, ont une incidence directe sur la sécurité des personnes. La réduction des coefficients de charge prévue à la note (1) du tableau L-4 est donc moins importante pour les charges du tableau L-3 imposées aux lieux de catégories de risque « faible » et « moyen ».
34. Il est parfois possible, dans un bâtiment existant, de réduire la surcharge à laquelle doit pouvoir résister un plancher à une valeur inférieure à la surcharge spécifiée à la sous-section 4.1.5. du CNB. Si une analyse de l'usage prévu du plancher indique que la surcharge spécifiée dans le CNB, y compris les effets dynamiques, est de toute évidence nettement supérieure à la surcharge prévue, une réduction de la surcharge spécifiée est justifiable dans la mesure où tout changement d'usage est restreint. Par exemple, l'article 4.1.5.6. du CNB permet de réduire de 4,8 kPa à 2,4 kPa la surcharge minimale spécifiée pour les aires du bâtiment qui sont converties en salles à manger, pourvu que l'aire du plancher soit de 100 m² ou moins et que la salle à manger ne serve pas à d'autres activités pratiquées dans un lieu de réunion, comme la danse. Cependant, comme il est généralement difficile de contrôler les changements d'usage, on ne doit appliquer la présente disposition qu'avec prudence et après avoir obtenu l'approbation de l'autorité compétente.
35. Il n'est pas nécessaire d'appliquer au plancher d'un bâtiment existant les dispositions du paragraphe 4.1.3.6. 2) du CNB exigeant l'analyse dynamique des planchers où se trouve un lieu de réunion utilisé pour des activités rythmiques, pourvu que la vibration du plancher n'a pas été distinctement perceptible dans le passé et qu'on n'envisage aucun changement d'usage du plancher en cause.
36. Pour toutes les autres surcharges dues à l'usage, il est recommandé de suivre les exigences de la partie 4 du CNB.

Charges dues à la neige et à la pluie, S (CNB, sous-section 4.1.6.)

37. Il est généralement difficile de justifier une réduction des charges dues à la neige et à la pluie auxquelles doit pouvoir résister un bâtiment par rapport aux valeurs spécifiées à la sous-section 4.1.6. du CNB et recommandées dans le Commentaire G. Un toit ayant fourni une performance satisfaisante pendant de nombreuses années peut toutefois sembler présenter des défaillances structurales lorsqu'on l'évalue en fonction des exigences du CNB actuel. Il est donc parfois nécessaire de déterminer avec plus de précision les charges réelles dues à la neige. Pour obtenir une meilleure approximation de ces charges, on peut recourir à des études spéciales, notamment à une comparaison entre les données sur l'accumulation de neige au sol à proximité du bâtiment et celles de la station météorologique d'Environnement et Changement climatique Canada, ainsi qu'à des modèles ou à des études analytiques de l'accumulation de neige imposés au bâtiment dans son emplacement. Il se peut, cependant, que les hypothèses sur lesquelles sont fondées ces études ne soient pas applicables s'il y a un changement dans la géométrie du toit ou l'exposition au vent (en raison, par exemple, de la construction de nouveaux bâtiments). Une augmentation des charges dues à la neige imposées à un bâtiment existant peut également être causée par des changements apportés à l'isolation ou au chauffage intérieur, ou être attribuable au glissement de la neige sur un toit incliné à la suite du remplacement des matériaux de couverture. Voir le Commentaire G pour plus de renseignements.

Charges dues au vent, W (CNB, sous-section 4.1.7.)

38. Il est tout aussi difficile de justifier une réduction de la charge due au vent à laquelle doit pouvoir résister un bâtiment par rapport à la valeur spécifiée à la sous-section 4.1.7. du CNB et recommandée dans le Commentaire I. Un bâtiment ayant fourni une performance satisfaisante pendant de nombreuses années peut sembler présenter des défaillances structurales lorsqu'on effectue les calculs spécifiés selon les exigences du CNB actuel. Il est parfois nécessaire d'évaluer avec plus de précision les charges réelles dues au vent. Pour obtenir une meilleure approximation de ces charges, on peut recourir à des études spéciales, notamment à une comparaison entre les données locales sur la vitesse du vent à proximité du bâtiment et celles de la station météorologique d'Environnement et Changement climatique Canada, ainsi qu'à des modèles ou à des études analytiques des charges dues aux vents imposées au bâtiment dans son emplacement. Il se peut, cependant, que les hypothèses sur lesquelles sont fondées ces études ne soient pas applicables s'il y a des changements dans la forme du bâtiment ou la topographie des environs. Voir le Commentaire I pour plus de renseignements.

Séismes (CNB, sous-section 4.1.8.)

39. Il peut être très difficile d'appliquer les exigences actuelles relatives à la protection contre les séismes présentées dans la partie 4 du CNB et les normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi aux travaux de rénovation des bâtiments existants, en particulier dans le cas de bâtiments à valeur patrimoniale et d'autres bâtiments en maçonnerie non armée. Il est relativement facile de satisfaire aux exigences actuelles relatives à la protection contre les séismes dans la construction de bâtiments neufs; toutefois, bien que l'objectif de réhabilitation consiste à complètement mettre à niveau les bâtiments existants afin qu'ils satisfassent aux exigences actuelles relatives à la protection contre les séismes, cela entraîne habituellement beaucoup de perturbations, et est très coûteux et difficile à atteindre. Dans de nombreux cas, en raison de changements apportés au CNB et aux normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi depuis que le bâtiment a été construit, il est presque impossible de satisfaire à toutes les exigences pour chaque détail. Souvent, la rénovation n'a pas lieu et le bâtiment demeure inchangé évitant ainsi les coûts et les perturbations (p. ex., la privation de jouissance possible du bâtiment pendant la rénovation). En effet, l'exigence d'une mise à niveau complète aux fins de protection contre les séismes selon les exigences actuelles du CNB devient un facteur de dissuasion pour toute amélioration. C'est pourquoi de nombreux documents, comme les éditions antérieures du présent commentaire, la norme ASCE/SEI 41, « Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings », et plusieurs documents de la FEMA/du NERHP, recommandent des dispositions relatives à la protection contre les séismes moins rigoureuses pour la mise à niveau de bâtiments existants, qui facilitent l'amélioration des bâtiments plutôt que d'avoir un effet dissuasif.
40. Certains bâtiments en rénovation, en particulier les bâtiments à valeur patrimoniale construits à partir de matériaux non ductiles, ont une très faible résistance aux forces sismiques ou au glissement imposé par les forces sismiques, et constituent donc un risque considérable. Les rénovations qui ajoutent de la masse à un bâtiment existant, augmentent l'irrégularité du bâtiment ou augmentent sa hauteur favoriseront le risque d'effondrement. Les rénovations qui prolongent la durée de vie d'un bâtiment existant augmentent la durée pendant laquelle les occupants sont exposés au risque. Tous ces cas sont candidats pour la mise à niveau parasismique.
41. À l'heure actuelle, il n'y a pas d'exigence au Canada qui oblige à mettre à niveau sur le plan de la résistance sismique un bâtiment qui n'est pas en rénovation ou qui ne subit pas d'agrandissement. Un propriétaire peut toutefois envisager volontairement une mise à niveau parasismique afin de réduire le risque pour les occupants et d'accroître la probabilité de continuité de service pendant et après des secousses sismiques mineures. Plusieurs administrations qui ont récemment été touchées par les effets des dommages résultant d'un séisme, comme la Californie et la Nouvelle-Zélande, ont mis en place des exigences obligatoires de mise à niveau parasismique pour les bâtiments ayant des problèmes de résistance aux séismes, comme une maçonnerie non armée, des étages faibles, un béton non ductile et des parapets.
42. Bien que les dispositions parasismiques du présent commentaire ne donnent pas toujours le niveau de performance et de sécurité attendu d'un bâtiment neuf, elles devraient encourager la mise à niveau parasismique de nombreux autres bâtiments dans le but d'accroître la sécurité et la performance. L'organigramme de la figure L-1 donne des suggestions à appliquer lors de l'évaluation et de la mise à niveau parasismiques des bâtiments existants qui sont rénovés, agrandis ou mis à niveau en matière de résistance sismique de façon volontaire. Les autorités compétentes peuvent se servir de ces suggestions pour mettre au point leurs propres exigences. Dans le cadre de la mise à niveau ou de l'agrandissement d'un bâtiment ayant une structure déficiente, on s'attend à ce qu'au moins une partie du budget du projet soit consacrée à la mise à niveau parasismique. Le degré de mise à niveau exigé dépendra de l'étendue des travaux de rénovation ou d'agrandissement et de la résistance à la force latérale actuelle du bâtiment. Il faut souligner qu'une mise à niveau volontaire du système de sécurité des personnes (c.-à-d. une mise à niveau non obligatoire des systèmes de sécurité des personnes dans le bâtiment existant, notamment des améliorations aux gicleurs, aux alarmes incendie et avertisseurs de fumée, et aux moyens d'accès) n'implique pas une mise à niveau parasismique.

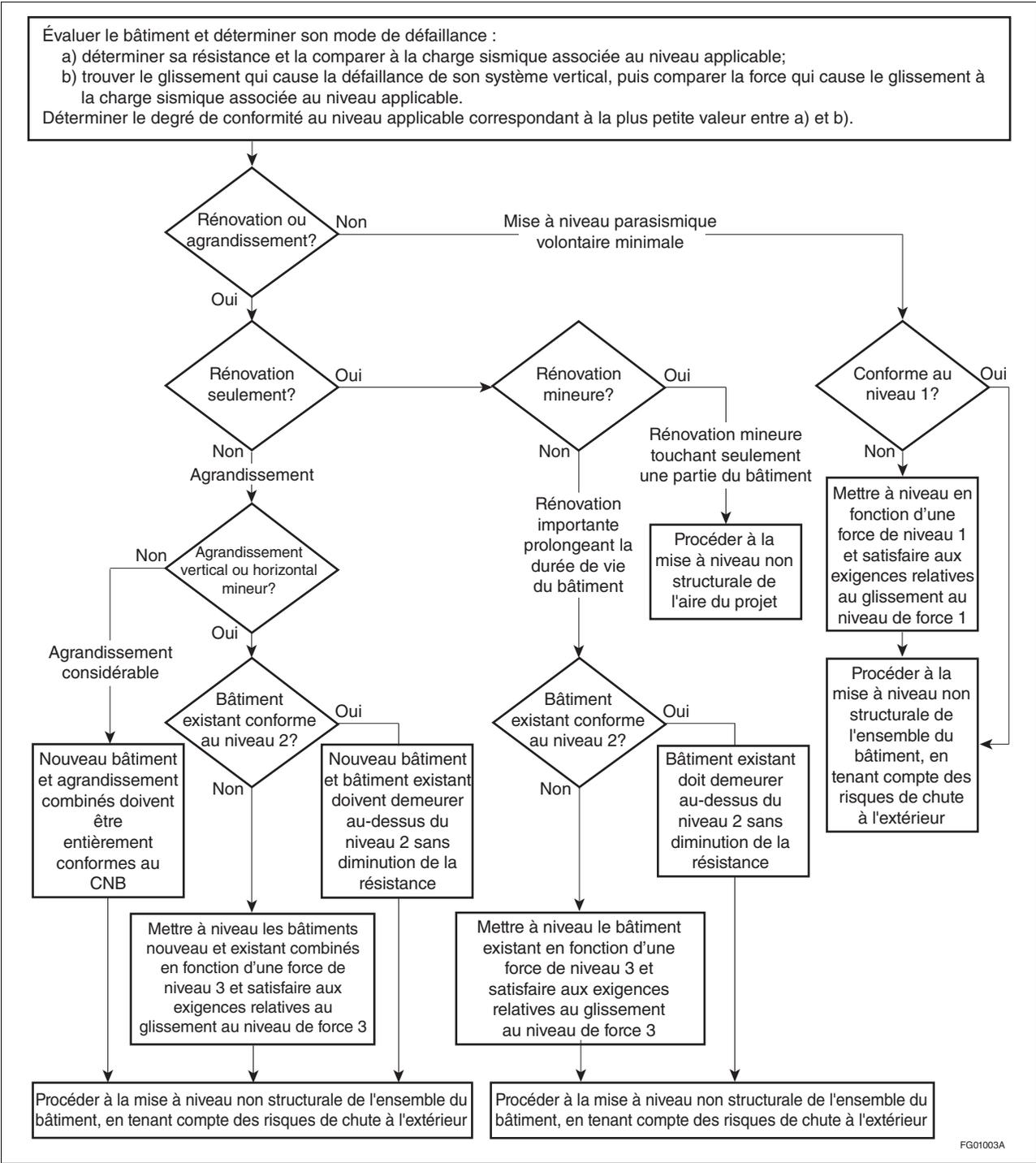


Figure L-1
 Organigramme de l'évaluation et de la mise à niveau parasismiques des bâtiments existants

(1) Les niveaux d'évaluation/de rénovation suivants sont utilisés dans l'évaluation et la mise à niveau parasismiques des bâtiments existants :

Niveau 1 : Ce niveau d'évaluation/de mise à niveau est associé à des mises à niveau volontaires minimales en matière de résistance sismique. Une évaluation du SFRS doit être effectuée et les faiblesses, comme les étages faibles, les discontinuités du SFRS, une résistance inadéquate, une irrégularité excessive, y compris l'excentricité de torsion, et une transmission incomplète des charges latérales, doivent être soulevées. La mise à niveau doit tenir compte de ces faiblesses en priorité et doit également assurer le contrôle des risques de chute, notamment les parapets. Le recours aux valeurs de la réponse spectrale de l'accélération correspondant à 0,5 fois celles ayant une probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans (1/1000 par année) est suggéré.

Niveau 2 : Pour ce niveau d'évaluation/de mise à niveau, le recours aux valeurs de la réponse spectrale de l'accélération ayant une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans (1/475 par année) est suggéré.

Copyright © NRC 1941 - 2019 World Rights Reserved © CNRC 1941-2019 Droits réservés pour tous pays

Niveau 3 : Pour ce niveau d'évaluation/de mise à niveau, le recours aux valeurs de la réponse spectrale de l'accélération ayant une probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans (1/1000 par année) est suggéré.

Les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération pour 5 % en 50 ans et 10 % en 50 ans peuvent être obtenues au moyen du calculateur de risque sismique sur le site Web de Séismes Canada de la Commission géologique du Canada (www.seismescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index_2015-fr.php).

Les niveaux de force sont destinés à être utilisés avec les autres dispositions du calcul parasismique de la sous-section 4.1.8. du CNB.

(2) Description des termes employés pour l'évaluation et la mise à niveau parasismiques :

Agrandissement : Un agrandissement est relié par sa construction même au bâtiment existant. Les structures qui ne sont pas reliées par leur construction même au bâtiment existant sont considérées des bâtiments distincts.

Agrandissement horizontal : Un agrandissement horizontal est un agrandissement qui augmente la superficie du bâtiment sans augmenter sa hauteur et qui peut, ou pas, augmenter l'empreinte du bâtiment.

Agrandissement mineur : Un agrandissement mineur est un agrandissement ayant un poids total inférieur à 10 % du poids du bâtiment existant.

Agrandissement vertical : Un agrandissement vertical est un agrandissement qui augmente la superficie et la hauteur du bâtiment et qui peut augmenter ou non l'empreinte du bâtiment. Les agrandissements verticaux sont habituellement effectués au moins en partie dans le bâtiment existant. Cependant, un agrandissement qui est structurellement lié au bâtiment d'origine et qui est plus haut que ce dernier sans être dans son empreinte est également considéré comme un agrandissement vertical.

Mise à niveau non structurale dans l'aire du projet : La mise à niveau non structurale dans l'aire du projet tient compte de la retenue exigée des plafonds, de l'équipement et des composants mécaniques et électriques, et des cloisons, y compris les cloisons en maçonnerie non armée. La mise à niveau s'étend sur l'ensemble de l'aire du projet; par exemple, si un plancher d'un bâtiment à étages multiples fait l'objet d'une rénovation, alors ce plancher nécessite une mise à niveau non structurale. Pour les rénovations majeures, l'aire du projet devrait inclure tous les risques de chute à l'extérieur, notamment les parapets, les corniches, le vitrage, les panneaux architecturaux extérieurs, les auvents, les statues, les accessoires en terre cuite et toute autre ornementation. Toute mise à niveau non structurale doit satisfaire à chacune des exigences de l'article 4.1.8.18. du CNB.

Mise à niveau non structurale de l'ensemble du bâtiment, en tenant compte des risques de chute à l'extérieur : La mise à niveau non structurale de l'ensemble du bâtiment tient compte de la retenue exigée des plafonds, de l'équipement et des composants mécaniques et électriques, et des cloisons, y compris les cloisons en maçonnerie non armée. La mise à niveau s'étend sur l'ensemble du bâtiment et cible tous les risques de chute à l'extérieur, notamment les parapets, les corniches, le vitrage, les panneaux architecturaux extérieurs, les auvents, les statues, les accessoires en terre cuite et toute autre ornementation, sans égard à l'ampleur des travaux. Toute mise à niveau non structurale doit satisfaire à chacune des exigences de l'article 4.1.8.18. du CNB.

Mise à niveau parasismique volontaire : Une mise à niveau parasismique volontaire est une mise à niveau non obligatoire du SFRS. Une mise à niveau pour satisfaire au niveau 1, soit le niveau d'évaluation/de mise à niveau minimal, est recommandé. Une mise à niveau non structurale est également recommandée.

Rénovation majeure : Une rénovation majeure est une rénovation d'envergure des composants architecturaux, structuraux, mécaniques et électriques d'une grande partie du bâtiment qui prolonge sa durée de vie utile. Les travaux de rénovation peuvent inclure d'enlever ou non le revêtement de finition des murs et du plafond dans l'aire du projet. Un changement d'usage est également considéré comme une rénovation majeure.

Rénovation mineure : Une rénovation mineure est une rénovation limitée des composants architecturaux, mécaniques et électriques d'une partie du bâtiment. La rénovation peut inclure certains travaux structuraux, mais n'augmente pas l'aire occupée du bâtiment. Une rénovation mineure est limitée à un plancher dans un bâtiment d'au moins trois étages et à une partie d'un plancher dans un bâtiment de un ou deux étages; une rénovation qui touche une plus grande partie d'un bâtiment est considérée comme une rénovation majeure. Les rénovations mineures ne doivent pas réduire la résistance du SFRS.

Rénovation mineure touchant les composants structuraux : Une rénovation mineure touchant les composants structuraux est une rénovation mineure qui inclut une modification de la structure du bâtiment existant (p. ex., une rénovation qui permet de créer une ouverture additionnelle dans un mur travaillant en cisaillement). La rénovation peut augmenter la résistance verticale ou latérale du bâtiment existant, mais ne doit pas réduire sa résistance latérale.

43. Dans le présent commentaire, l'évaluation et la mise à niveau parasismiques des bâtiments existants est réalisée conformément aux niveaux d'évaluation/de mise à niveau appropriés, chacun d'entre eux correspondant à des mouvements de calcul du sol ayant une période de récurrence précisée, tel qu'il est défini à la note (1) de la figure L-1. L'évaluation et la mise à niveau parasismiques consistent à veiller à ce que le SFRS du bâtiment existant soit compatible avec un niveau de risque souhaité. Pour pleinement satisfaire à un niveau d'évaluation/de mise à niveau, le bâtiment doit être en mesure de résister aux charges sismiques associées à ce niveau et au glissement imposé par ces charges sismiques. On détermine le degré de conformité en tenant compte de la résistance (c.-à-d. la capacité de résistance aux charges latérales) et de la capacité de glissement du bâtiment. La résistance du bâtiment est comparée à la charge sismique associée au niveau applicable afin de déterminer la conformité à la force en pourcentage. Lorsqu'il y a défaillance du système de résistance aux charges verticales du bâtiment pour un glissement inférieur à ce qui est défini dans le CNB, la force causant le glissement est comparée à la charge sismique associée au niveau applicable afin de déterminer la

conformité au glissement en pourcentage. Le degré de conformité correspond à la valeur la moins élevée entre la conformité au glissement en pourcentage et la conformité à la force en pourcentage.

44. Dans l'évaluation de la conformité à la force, la charge sismique associée au niveau applicable et la résistance du bâtiment existant sont déterminées au moyen des valeurs de R_dR_o appropriées et des facteurs relatifs aux matériaux tirés des exigences actuelles du CNB et des normes de calcul des structures. Si le bâtiment a un SFRS qui est considérablement équivalent à un SFRS ayant une valeur de R_dR_o définie, alors cette valeur est utilisée. Dans le cas des bâtiments ayant un SFRS qui n'est pas défini dans le CNB actuel ou dans les normes de calcul des structures, une valeur de R_dR_o provenant d'une norme sur la réhabilitation sismique, comme la norme ASCE/SEI 41, peut être utilisée. Pour un SFRS peu ductile (p. ex., maçonnerie non armée), une valeur de $R_dR_o = 1,0$ est utilisée. La norme ASCE/SEI 41 peut servir de solution de rechange aux directives du présent commentaire, à condition que les mouvements du sol utilisés soient conformes à ceux du CNB de 2015 en ce qui a trait aux périodes de récurrence indiquées dans le présent commentaire et que l'intention des dispositions du CNB de 2015 soit respectée. Pour évaluer la conformité au glissement, on utilise une valeur de $R_dR_o = 1,0$.
45. Les dispositions qui sont difficiles à appliquer à la mise à niveau parasismique comprennent les exigences particulières auxquelles sont assujetties les systèmes structuraux (paragraphe 4.1.8.9. 1) et article 4.1.8.10. du CNB), les restrictions relatives aux déformations latérales et aux secousses (articles 4.1.8.13. et 4.1.8.14. du CNB) ainsi que les méthodes de détermination des effets des séismes (prévues dans les normes de calcul incorporées par renvoi). Pour surmonter ces difficultés, il est recommandé d'avoir recours à une norme comme la norme ASCE/SEI 41 à titre de guide. Il faudra toutefois faire preuve de jugement pour tenir compte des dispositions parasismiques du CNB, du présent commentaire et des exigences en matière de détails des normes de calcul des structures.
46. Dans l'évaluation sismique d'un bâtiment ou dans la détermination de sa conformité au CNB actuel, il est important d'examiner la capacité du SFRS de résister aux charges sismiques ainsi que la capacité du système de résistance aux charges verticales de s'adapter aux déformations imposées par les charges sismiques. Les exigences relatives au glissement régissent souvent les structures fragiles, comme les bâtiments composés de murs de brique à parois multiples ou ayant une ossature en béton non ductile. On retrouve de l'information sur la capacité de glissement de divers types de constructions dans la norme ASCE/SEI 41. De plus amples renseignements sur les éléments en béton se trouvent dans la norme CSA A23.3, « Calcul des ouvrages en béton ».
47. La sécurité des personnes dans les bâtiments situés dans les régions de sismicité faible à modérée (où $S_a(0,2) \leq 0,75$) peut être fortement améliorée, à un coût modéré, en assurant un support latéral à la maçonnerie et aux autres composants non structuraux lourds.
48. Dans la plupart des régions sismiques du Canada, plus particulièrement dans l'Est, les composants non structuraux des bâtiments ont posé un risque plus élevé lors de récents séismes que la structure des bâtiments elle-même. En outre, il est souvent possible d'effectuer une mise à niveau parasismique des composants non structuraux beaucoup plus facilement (dans le cadre d'un programme d'entretien) que ce n'est le cas pour les éléments structuraux du bâtiment. On recommande de se conformer à la norme CSA S832, « Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments (CFO) », pour la mise à niveau parasismique des composants non structuraux.

Tenue en service

49. Les exigences concernant la tenue en service de la partie 4 du CNB (articles 4.1.3.4. à 4.1.3.6. du CNB ainsi qu'une bonne partie de la section 4.2.) et les normes de calcul des structures qui y sont incorporées par renvoi portent sur le confort et la fonctionnalité de la structure du bâtiment compte tenu de l'utilisation à laquelle celui-ci est destiné (p. ex., fonctionnement de l'équipement, drainage et protection assurée par l'enveloppe du bâtiment).
50. Ces critères de tenue en service visent la conception des nouveaux bâtiments. Dans le cas des bâtiments existants, la preuve d'une performance antérieure satisfaisante élimine souvent la nécessité d'appliquer les critères pour l'évaluation structurale. Des déformations, un tassement, des vibrations ou des dégâts ponctuels inacceptables apparaissent ordinairement dans un bâtiment existant au cours de la période de 10 à 30 ans suivant la construction. Une évaluation de tenue en service peut

Commentaire L

toutefois s'imposer, par exemple, à l'occasion d'un changement d'usage du bâtiment ou à la suite d'une détérioration des composants entraînant une modification des propriétés de la structure.

51. Un exemple de changement d'usage est la pratique d'une nouvelle activité comme la danse aérobique et le jogging dans un bâtiment existant. Dans ce cas, on doit évaluer la structure du plancher en fonction du nouvel usage au moyen d'un essai de performance ou de diverses méthodes de calcul (se reporter au Commentaire D pour de plus amples directives). Une évaluation est également recommandée avant l'installation de machines à mouvement alternatif et l'utilisation de matériel sensible aux vibrations, à la rugosité du plancher ou à l'inclinaison.
52. Un exemple de modification de certains composants d'un bâtiment ayant une incidence sur les propriétés de la structure (et par le fait même la résistance aux charges) est l'élimination des cloisons, ce qui réduit la rigidité du plancher et sa capacité d'atténuer les vibrations produites par les occupants lorsqu'ils marchent. Avant de procéder à ce type de modification, on recommande d'examiner la construction du plancher afin de s'assurer qu'il convient à l'utilisation envisagée. D'autres transformations pouvant se répercuter sur la tenue en service comprennent les modifications apportées au revêtement extérieur et aux cloisons dans les grands immeubles, qui ont une incidence sur les mouvements oscillants dus au vent, et les ajouts de composants lourds, qui augmentent les déformations.
53. En ce qui a trait aux critères sismiques, les limites de la déformation entre étages présentées au paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB visent à limiter des dommages aux composants non structuraux, mais ils n'ont pas, en général, subi l'épreuve de la pratique. Se reporter à la référence [2] pour de plus amples renseignements.

Durabilité

54. La durabilité est un élément primordial de la tenue en service et de la sécurité. Bien qu'il n'en soit pas question dans les critères de calcul de la section 4.1. du CNB, on en fait mention à la section 4.2. du CNB ainsi que dans les normes de calcul des structures citées aux sections 4.3. et 4.4. du CNB (souvent par des renvois à d'autres documents comme la norme CSA A23.1, « Béton : Constituants et exécution des travaux »). La norme CSA S413, « Parking Structures », qui est incorporée par renvoi au paragraphe 4.4.2.1. 1) du CNB porte essentiellement sur la durabilité, comme d'ailleurs la norme CSA S448.1, « Repair of Reinforced Concrete in Buildings and Parking Structures », et la norme CSA S478, « Guideline on Durability in Buildings ».
55. Les défaillances dues à la corrosion des dalles et des poutres postcontraintes sans armature adhérente, des garages de stationnement en béton armé, des supports et des dispositifs d'assemblage des panneaux préfabriqués et d'autres types de panneaux muraux, des agrafes de murs en maçonnerie et des éléments de fondation profonde peuvent réduire la fiabilité des structures sans qu'aucune détérioration ne soit visible. On trouve des conseils sur l'évaluation de bâtiments pouvant subir ce type de défaillance dans la norme ASCE/SEI 11, « Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings », et la référence [3].
56. Un changement d'usage (p. ex., avec un changement des conditions ambiantes intérieures) ou une modification apportée à certains composants d'un bâtiment (p. ex., l'isolation) peuvent entraîner la détérioration d'autres éléments, en particulier des composants des murs extérieurs. Une telle détérioration devrait être considérée lors de l'évaluation.

Intégrité structurale

57. Dans l'évaluation structurale d'un bâtiment existant, l'évaluateur technique devrait tenir compte de la capacité de la structure de résister à une défaillance en un point sans provoquer un effondrement généralisé. On peut évaluer cette propriété importante en déterminant la probabilité de défaillances spécifiques dues à des charges additionnelles, aux dommages accidentels, aux défauts et à la détérioration et, le cas échéant, en examinant les lignes de résistance de rechange du bâtiment (à la fois de ses composants structuraux et non structuraux). Toutefois, cet examen se prête mal à une étude quantitative et comporte par conséquent une part considérable de jugement technique. Le tableau L-4 tient compte des lignes de résistance de rechange en réduisant l'indice de comportement du système lorsque de telles lignes existent, ce qui entraîne une réduction des coefficients de charge au tableau L-3. Voir également le Commentaire B pour d'autres directives.

Fondations

58. En règle générale, il suffit de déterminer si une semelle de répartition a fourni une performance antérieure satisfaisante pour démontrer qu'elle convient à l'application qui en est faite. On doit, par contre, examiner de plus près les semelles de répartition soumises à un accroissement important des charges ainsi que les fondations profondes dont la résistance peut avoir été réduite par suite d'une détérioration.
59. La norme CSA A23.3 contient des indications relatives aux effets des séismes sur les fondations.

Normes de calcul des structures incorporées par renvoi

60. On recommande aux évaluateurs techniques de suivre les exigences relatives à la résistance (et aux coefficients de résistance) aux états limites ultimes que renferment les normes de calcul des structures incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB en ce qui concerne la façon d'appliquer ces normes aux bâtiments existants. La norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », contient également des renseignements utiles.
61. On peut aussi considérer qu'un bâtiment est approprié à l'utilisation qui en est faite s'il a fourni dans le passé une performance satisfaisante, pourvu qu'il remplisse les conditions décrites au paragraphe 20.
62. La section du commentaire intitulée « Essai de charge » (paragraphe 63 à 69) explique comment déterminer la résistance des structures au moyen d'essais de chargement sans avoir recours aux analyses de la structure.

Essai de charge

63. On peut avoir recours à des essais de charge pour évaluer des structures soupçonnées de présenter un danger (p. ex., à cause de données de conception ou de dessins incomplets, de la détérioration, d'un incendie ou d'éventuels défauts intrinsèques). Dans certains cas, ce type d'essai permet de surveiller les effets de la détérioration (voir la référence [4]). Toutefois, étant donné la nature des travaux nécessaires et leur coût élevé, ces essais ne sont utilisés qu'en dernier ressort.
64. Les essais de charge effectués sur des bâtiments existants sont principalement des essais de preuve destinés à établir des limites de sécurité. Il peut être utile, à l'occasion, d'effectuer des épreuves de rupture sur des composants structuraux isolés afin d'en déterminer la capacité de charge et le mode de défaillance. Les essais de charge peuvent aussi permettre d'évaluer les forces composantes d'une structure dans les cas où l'application d'une méthode de calcul des structures classique est difficile.
65. Dans certains cas, les essais de charge ne suffisent pas pour s'assurer qu'une structure ne présentera aucun danger dans l'avenir. Prenons, par exemple, une structure en béton postcontraint comportant peu de barres d'armature ordinaires mais dont l'armature de précontrainte est rouillée. Bien qu'il soit possible que des essais de charge ne révèlent aucun danger, si les éléments constitutifs continuent de se détériorer, il pourrait se produire une rupture fragile soudaine de la structure.
66. Il est important que la structure soit exposée et puisse être inspectée visuellement avant, pendant et après l'essai de charge.
67. Dans les essais de preuve, les charges doivent être appliquées conformément à la mise en charge prévue et de façon à produire l'effet maximal correspondant aux modes de défaillance éventuelle établis par l'évaluateur. Les charges utilisées doivent recréer l'effet des charges pondérées spécifiées à la section 4.1. du CNB, ou d'un multiple de ces charges, selon le type de rupture (p. ex., graduelle ou soudaine) et selon que l'essai porte sur toute la structure ou seulement une partie représentative. On doit satisfaire aux exigences de la norme CSA A23.3 en ce qui concerne les structures en béton, en béton composite et en acier. L'évaluation des ossatures en acier non composite peut être réalisée à partir de mesures et de calculs. Dans le cas des structures construites à partir d'autres matériaux, on doit appliquer pendant au moins 24 heures une charge (poids de la structure comprise) équivalant à 1,3 fois la charge permanente totale du bâtiment rénové et à 1,6 fois les surcharges. On doit aussi mesurer la flèche en charge et le rétablissement subséquent.
68. En règle générale, on considère que l'état de la structure est satisfaisant si celle-ci ne montre pas de signe de défaillance pendant l'essai de charge. Par contre, l'apparition de fissures ou d'une flèche

Commentaire L

importantes (à court et à long termes) sous certaines charges spécifiées peut indiquer un problème de tenue en service. Ces paramètres doivent être évalués à la lumière de la performance antérieure du bâtiment et de tout changement d'usage envisagé.

69. Pour obtenir des indications supplémentaires sur les essais de charge, consulter la référence [4].

Autres indications concernant les méthodes d'évaluation structurale

70. Pour obtenir des indications supplémentaires sur les méthodes d'évaluation structurale, consulter les références [5] et [6].

Références

- [1] D.E. Allen, Criteria for Structural Evaluation and Upgrading of Existing Building, R. can. génie civil, vol. 17, n° 6, décembre 1991.
- [2] D.E. Allen, J.H. Rainer, et A.M. Jablonski, Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1993, CNRC 36941F.
- [3] N.R. Webster, Evaluation of Unbonded Post-Tensioned Structures, Proceedings of the Second Canadian Symposium on Cement and Concrete, (Éditeur Sidney Mindess), Université de la Colombie-Britannique, Vancouver, Colombie-Britannique, 1991, pp. 230-241.
- [4] Load Testing of Structures and Structural Components, Institution of Structural Engineers, Londres, Angleterre, 1989.
- [5] Evaluation, Maintenance and Upgrading of Wood Structures: A Guide and Commentary, American Society of Civil Engineers, New York, New York, 1982.
- [6] Structural Renovation of Traditional Buildings, Construction Industry Research and Information Association, rapport III de la CIRIA, Londres, Angleterre, 1986.