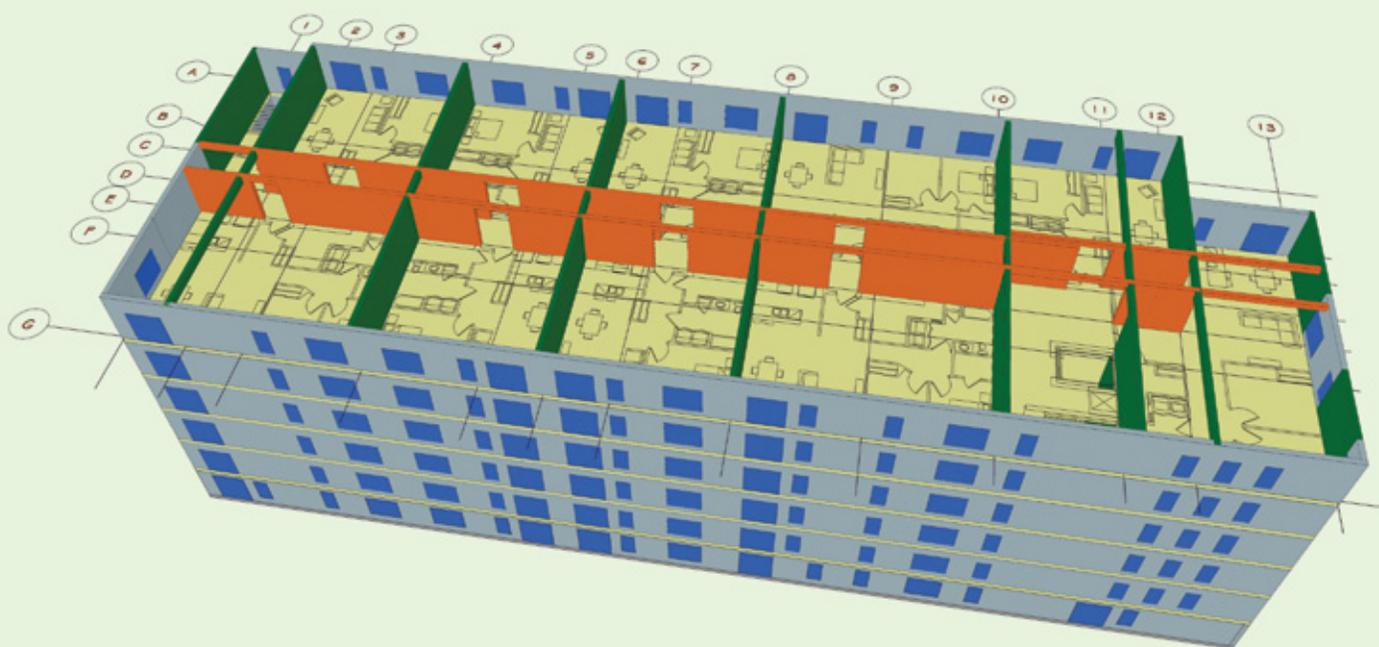


Guide technique sur la conception de bâtiments de **5 ou 6 étages à ossature légère en bois**

Volume 2: Exemple de calcul d'un bâtiment de six étages à ossature légère en bois



cecobois

Centre d'expertise
sur la construction
commerciale en bois

cecobois remercie Ressources naturelles Canada, le ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs du Québec et la Société d'habitation du Québec pour leur contribution financière à la réalisation de ce guide.



Avant-propos

Cette deuxième partie du *Guide technique sur la conception de bâtiments de 5 ou 6 étages à ossature légère en bois* présente un exemple de calcul pour un bâtiment de six étages. Cet exemple met l'accent sur les éléments importants de ce type de calcul, incluant :

- le dimensionnement des principaux éléments porteurs, dont les murs (espacement des montants et vérification des lisses et sablières) ainsi que les poutres et colonnes;
- le système de résistance aux charges latérales (murs de refend et diaphragmes);
- le calcul du mouvement vertical anticipé.

Équipe de rédaction

Cet exemple de calcul a été rédigé par les conseillers techniques de **cecobois** :

- François Chaurette, ing., conseiller technique, cecobois
- Kim Lajoie, ing., conseiller technique, cecobois
- Caroline Frenette, ing. PhD, conseillère technique, cecobois

Remerciements

Les conseillers techniques de **cecobois** remercient les spécialistes suivants pour leurs commentaires constructifs sur les divers aspects techniques de cet exemple de calcul :

- Jean-Philippe Carrier, ing., Groupe Alco inc.
- Claude Lamothe, ing., Intra-Bois inc.
- André Bourassa, arch., Bourassa Maillé architectes
- Kevin Below, Ph.D., ing., Douglas Consultants inc.
- Marc Asselin, ing., Structure R.B.R. inc.
- Jasmine B. Wang, Ph.D., ing., Conseil canadien du bois
- Jelil Khelalfa, Service support technique Advance Design - America, GRAITEC

Les images techniques ont été réalisées par Appalaches Solutions Bois inc. à l'aide du logiciel Cadwork

La modélisation a été réalisée à l'aide des logiciels SAFI^{MC} Bois de SAFI et Advance Design - America de GRAITEC.

Responsabilités du lecteur

Bien que cet exemple de calcul ait été conçu avec la plus grande exactitude conformément à la pratique actuelle du calcul des structures en bois, le Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois (**cecobois**) n'est nullement responsable des erreurs ou des omissions qui peuvent découler de l'usage du présent guide. Toute personne utilisant ce guide en assume pleinement tous les risques et les responsabilités. Toute suggestion visant l'amélioration de notre documentation sera grandement appréciée et considérée dans les versions futures.

Table des matières

Avant-propos	i
Équipe de rédaction	i
Remerciement	i
Responsabilités du lecteur	i
Table des matières	ii
1 Description du bâtiment et des conditions de calcul	1
1.1 Conditions de calculs	1
1.2 Choix des systèmes structuraux	1
1.3 Configuration du bâtiment	2
2 Étapes à suivre pour la conception structurale du bâtiment	4
3 Calcul des charges latérales appliquées	5
3.1 Calcul des charges de vent	6
3.2 Calcul des charges sismiques	7
3.3 Sommaire des forces latérales	8
4 Choix préliminaire du système de résistance aux charges latérales	8
5 Validation des murs de refend du 1 ^{er} étage – charges latérales	9
6 Calcul du système structural pour les charges gravitaires	9
6.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D	9
6.2 Surface tributaire	10
6.3 Murs porteurs	10
6.4 Mur extérieur – Axe 1	12
6.5 Mur extérieur – Axes A et G	13
6.6 Mur mitoyen – Axe 4	14
6.7 Mur intérieur des logements – Axe 9	14
6.8 Mur intérieur du corridor – Axes D et E	15
6.9 Poutres et colonnes à l'intérieur des logements – Axe 5	15
7 Calcul détaillé des charges latérales	19
7.1 Axe nord-sud	19
7.2 Axe est-ouest	33
7.3 Compilation des charges nord-sud et est-ouest	38
8 Calcul détaillé - Calcul des murs de refend	39
8.1 Calcul des membrures d'extrémité et des ancrages de retenue	41
8.2 Calcul des déformations	50

9	Calcul détaillé - Calcul des diaphragmes	59
9.1	Axe nord-sud	59
9.2	Axe est-ouest	63
9.3	Compilation des résultats et dimensionnement du diaphragme	65
9.4	Calcul des déformations	67
10	Vérification du mouvement vertical	72
10.1	Mouvement vertical causé par le retrait	72
10.2	Mouvement vertical causé par la déformation élastique des éléments structuraux	72
10.3	Mouvement vertical causé par le fluage des éléments structuraux	72
10.4	Exemple de calcul du mouvement vertical	73
11	Résultats et recommandations	74
11.1	Résultats	74
11.2	Recommandations	75
12	Références	77
13	Annexes	78

1 Description du bâtiment et des conditions de calcul

Cet exemple de calcul est basé sur un bâtiment d'habitation de six étages situé à Québec. Le bâtiment est muni d'espaces de stationnement souterrains. Comme exigé dans le guide *Construction d'habitations en bois de 5 ou 6 étages*, fourni par la Régie du

bâtiment du Québec (RBQ, 2013), la structure souterraine du stationnement, ainsi que le plancher du rez-de-chaussée, sont en béton armé. Une structure à ossature légère en bois est érigée sur six étages à partir du rez-de-chaussée.

1.1 Conditions de calculs

Habitation de type multilogements sur stationnement souterrain

Classement du bâtiment selon le Code national du bâtiment (CNB) 2010: Habitations, groupe C

Lieu du projet: ville de Québec

Charges gravitaires:

Neige au sol: $S_s = 3,6$ kPa $S_r = 0,6$ kPa

Neige au toit (toit plat): $S = (3,6 \times 0,8) + 0,6 = 3,48$ kPa

Surcharge au plafond (comble): 0,5 kPa

Charge permanente au toit: 0,9 kPa

Surcharge au plancher: 1,9 kPa (logements), 4,8 kPa (corridors, balcons et escaliers)

Charge permanente au plancher (avec béton léger): 1,66 kPa

Charge des cloisons: 1,0 kPa (charge gravitaire), 0,5 kPa (pour calcul sismique)

Charges de vent:

Pression de vent horaire 1/50: 0,41 kPa

Données sismiques:

Catégorie d'emplacement: D

$S_a(0,2)$: 0,55 $S_a(0,5)$: 0,32 $S_a(1,0)$: 0,15 $S_a(2,0)$: 0,052 PGA: 0,30

1.2 Choix des systèmes structuraux

- **Murs à ossature légère en bois préfabriqués en usine et revêtus de panneaux d'OSB conformes à la norme CSA O325:** Pour les montants, du bois de sciage É-P-S classé visuellement ou mécaniquement (MSR) est sélectionné selon les exigences du calcul. Les lisses et sablières sont en bois de charpente composite de type LSL. Ce type de bois d'ingénierie est particulièrement utile pour limiter le mouvement vertical du bâtiment causé par le retrait en raison de sa faible teneur en humidité à la fabrication.
- **Systèmes de plancher en poutrelles ajourées ou en I:** Les poutrelles ajourées ou en I permettent d'atteindre de plus grandes portées et causent moins de retrait que les solives traditionnelles en bois de sciage. Dans le système étudié, les poutrelles sont recouvertes de panneaux d'OSB conformes à la norme CSA O325 pour assurer la résistance des diaphragmes de plancher. Une chape en béton léger de 38 mm est aussi prévue sur les planchers afin d'assurer un niveau adéquat d'isolation acoustique.
- **Systèmes de toiture:** Le système de toiture est composé de fermes légères plates en bois et recouvert de panneaux d'OSB conformes à la norme CSA O325 pour assurer la résistance du diaphragme du toit. La toiture est recouverte d'une membrane élastomère.

- **Clous à pistolet pneumatique conformes à la norme ASTM F1667:** Les clous à pistolet pneumatique sont utilisés couramment sur les chantiers de construction et dans les usines de préfabrication de composants structuraux. Le choix du diamètre des clous à pistolet pneumatique est toutefois primordial. D'une part, il

est important de choisir des clous permettant d'obtenir une résistance des murs de refend et des diaphragmes comparable à celle obtenue avec des clous ordinaires. D'autre part, les clous au diamètre sélectionné doivent être disponibles sur le marché.

1.3 Configuration du bâtiment

La **figure 1** et la **figure 2** présentent les vues en plan du bâtiment étudié (fondations et 1^{er} étage), alors que la **figure 3** et la **figure 4** montrent les vues en élévation. Afin que le bâtiment réponde aux Directives pour la construction d'habitations en bois de 5 ou 6 étages, publiées par la RBQ (RBQ 2013), il doit respecter certaines dimensions maximales.

Aire du bâtiment:

Trame 1-2: $A_{1-2} = 18,54 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} = 59 \text{ m}^2$

Trames 2-12: $A_{2-12} = 19,51 \text{ m} \times 48,15 \text{ m} = 939 \text{ m}^2$

Trame 12-13: $A_{12-13} = 14,94 \text{ m} \times 6,1 \text{ m} = 91 \text{ m}^2$

Aire au sol: $A_{1-2} + A_{2-12} + A_{12-13} = 59 + 939 + 91 = 1\,089 \text{ m}^2 \leq 1\,200 \text{ m}^2$ (limite pour 6 étages en bois) ✓

Hauteur de bâtiment:

Hauteur à partir du sol jusqu'au-dessus du toit = $19,1 \text{ m} \leq 25 \text{ m}$ ✓

Hauteur du dernier plancher:

Hauteur du plancher du 6^e étage = $15,00 \text{ m} \leq 18 \text{ m}$ ✓

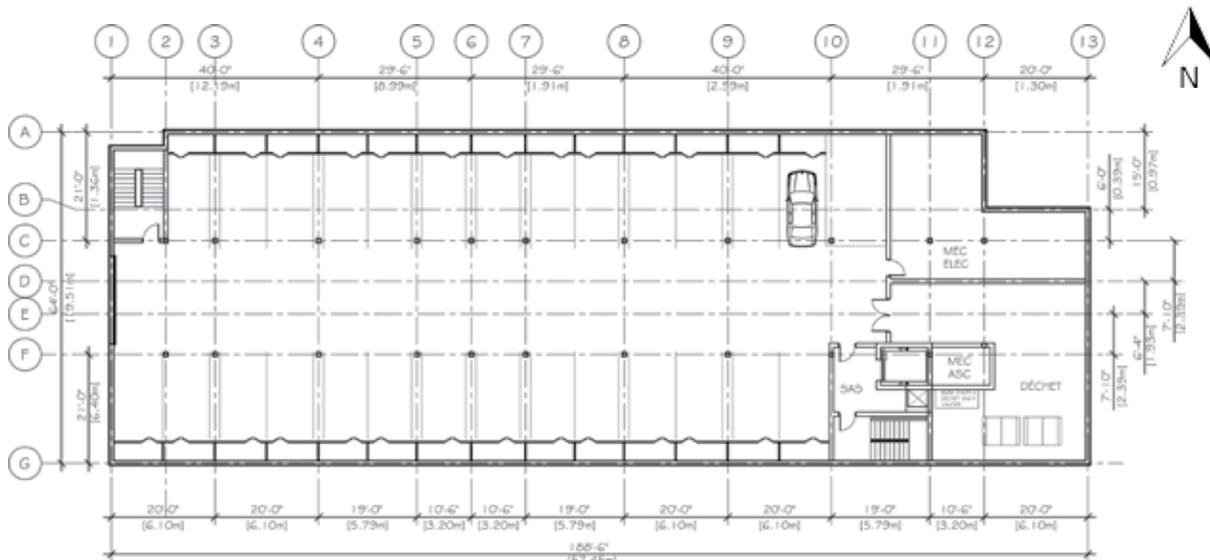


FIGURE 1 • Vue en plan de la fondation

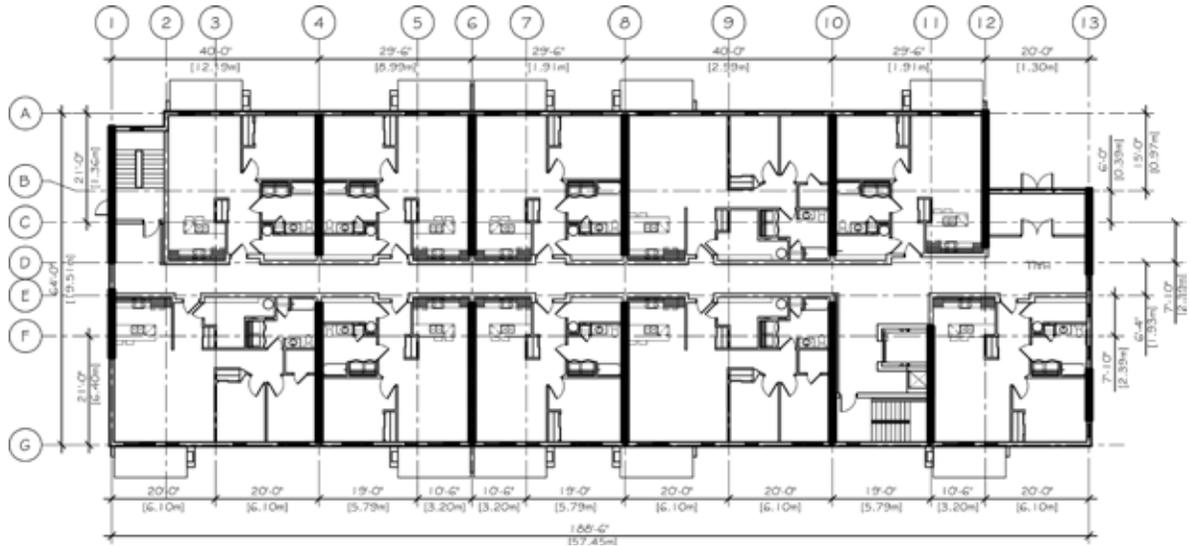


FIGURE 2 • Vue en plan du premier étage



FIGURE 3 • Vue en élévation de la façade (élévation nord)

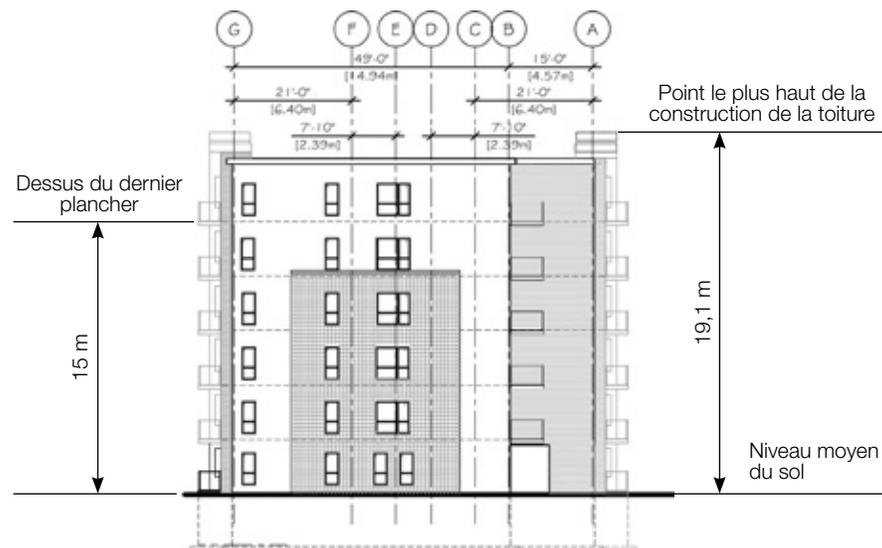


FIGURE 4 • Vue en élévation de côté (élévation est)

2 Étapes à suivre pour la conception structurale du bâtiment

La conception structurale d'un bâtiment de 5 ou 6 étages à ossature légère en bois comporte plusieurs étapes. L'ensemble des calculs doit être conforme à la norme de calcul des charpentes en bois - CSA O86, au Code de construction du Québec en vigueur ainsi qu'aux *Directives pour la construction d'habitations en bois de 5 ou 6 étages* (RBQ 2013).

Le présent guide offre des pistes de solutions pour guider le concepteur lors des étapes comportant des éléments spécifiques aux constructions en bois de moyenne hauteur. Des éléments plus génériques sur la construction en bois se trouvent dans d'autres documents de référence comme le *Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois* (Cecobois 2013). Voici les étapes de calcul ainsi que les références associées à celles-ci :

ÉTAPES	RÉFÉRENCE
1. Détermination des charges de calcul latérales	Section 3
2. Choix du système structural	Section 4
a. Choix préliminaire	Section 4
b. Validation des murs de refend du 1 ^{er} étage – charges latérales	Section 5
c. Valider les montants et sablières – charges verticales	Section 6
3. Calcul des éléments structuraux pour les charges verticales	CSA O86
a. Systèmes de toiture	Guide technique sur les fermes de toit légères
b. Systèmes de plancher	Guides techniques sur les poutrelles ajourées pour la construction commerciale et Guide technique sur les poutrelles de bois en I pour la construction commerciale
c. Murs porteurs	Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois
d. Poutres, linteaux, colonnes	Guide technique sur la conception de poutres et colonnes en gros bois
e. Assemblages	Guide de conception des assemblages pour les charpentes en bois
4. Calcul des éléments structuraux pour les charges latérales	CSA O86
a. Calcul détaillé des charges latérales	Section 7
b. Calcul des murs de refend	Section 8
• Structure	
• Ancrages	
• Déformations	
c. Calcul des diaphragmes	Section 9
5. Vérification du mouvement vertical	Section 10

3 Calcul des charges latérales appliquées

Dans un premier temps, il est nécessaire d'établir les charges latérales de vent et les charges latérales sismiques au premier étage, qui permettront de vérifier la faisabilité du système de résistance aux charges

latérales (murs de refend). La **figure 5** indique les hauteurs de référence utilisées pour le calcul des charges latérales.

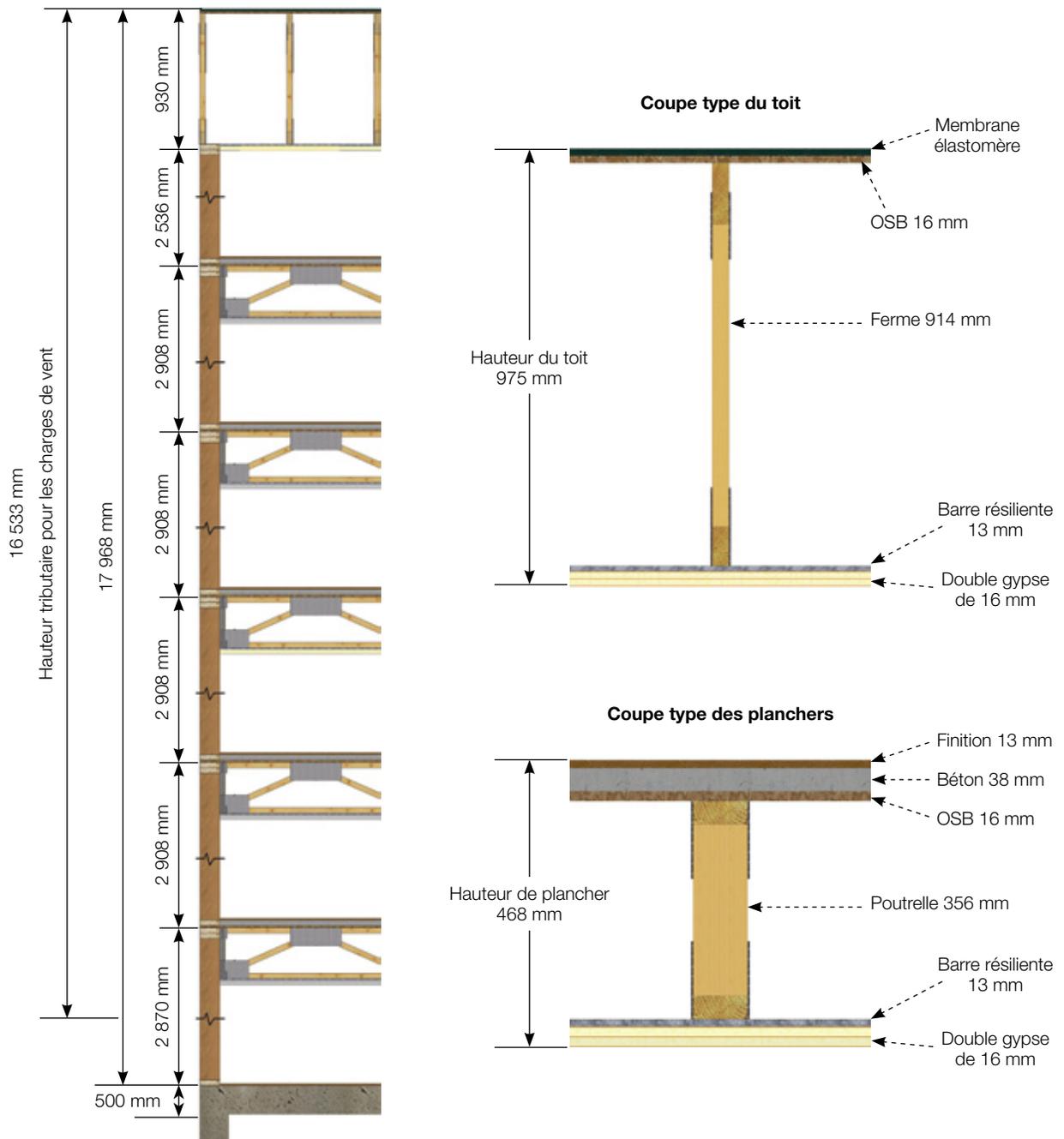


FIGURE 5 • Hauteur détaillée de chaque étage

3.1 Calcul des charges de vent

Calcul des charges de vent (structure du bâtiment)

La Figure I-7 du *Guide de l'utilisateur – CNB 2010* peut être utilisée pour le calcul des charges latérales dues au vent sur l'ensemble de la structure du bâtiment.

$H = 18,47 \text{ m} \leq 20 \text{ m}$ (hauteur du bâtiment)

$D = 19,51 \text{ m}$ (largeur du bâtiment)

$H/D = 18,47 \text{ m} / 19,51 \text{ m} = 0,95 \leq 1$

$$P = I_w q C_e C_g C_p$$

I_w : 1,0 (catégorie de risque normal)

q : 0,41 kPa (pour une probabilité annuelle de dépassement de 1 : 50)

C_e : $(h/10)^{0,2} = 1,13$ ($h = 18,47 \text{ m}$, terrain à découvert)

$C_g C_p$ (appliquée sur la longueur du bâtiment, direction nord-sud)

= 0,75 (pression, zone 1)

= 1,15 (pression, zone 1E, $y = 6 \text{ m}$)

= - 0,55 (suction, zone 4)

= - 0,80 (suction, zone 4E, $y = 6 \text{ m}$)

$C_g C_p$ (appliquée sur la largeur du bâtiment, direction est-ouest)

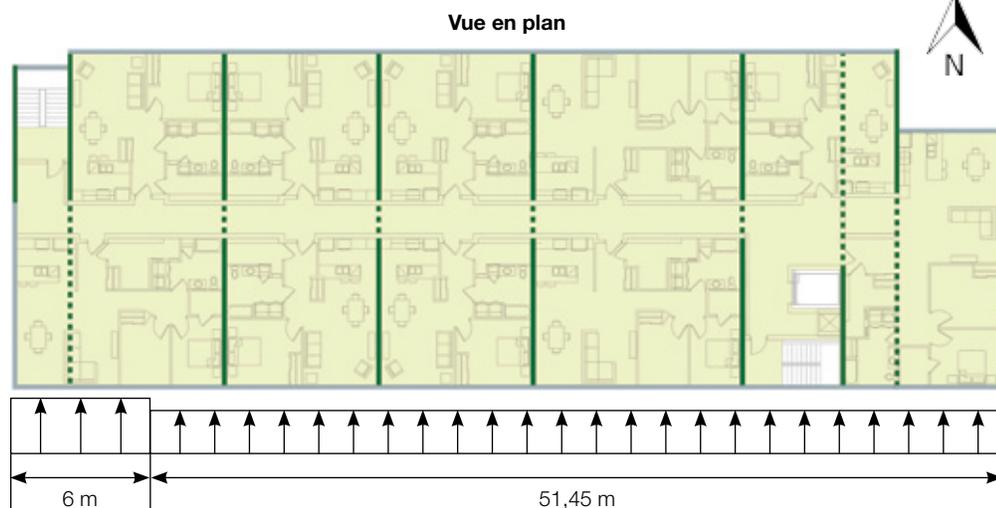
= 0,75 (pression, zone 5)

= 1,15 (pression, zone 5E, $z = 1,95 \text{ m}$)

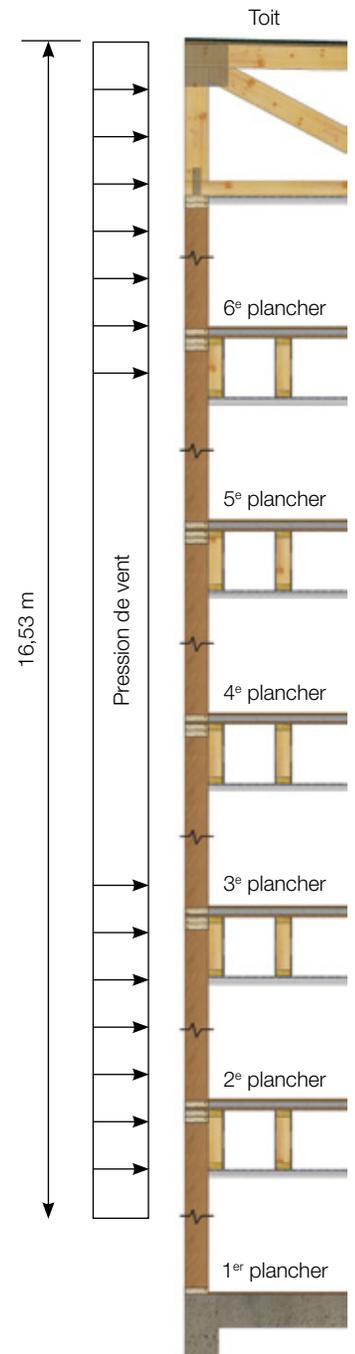
= - 0,55 (suction, zone 6)

= - 0,80 (suction, zone 6E, $z = 1,95 \text{ m}$)

Hauteur tributaire pour la pression de vent appliquée au premier étage (**Figure 5**): 16,53 m (hauteur mesurée du dessus du toit jusqu'à la mi-hauteur du mur du premier étage).



Charge de vent direction nord-sud

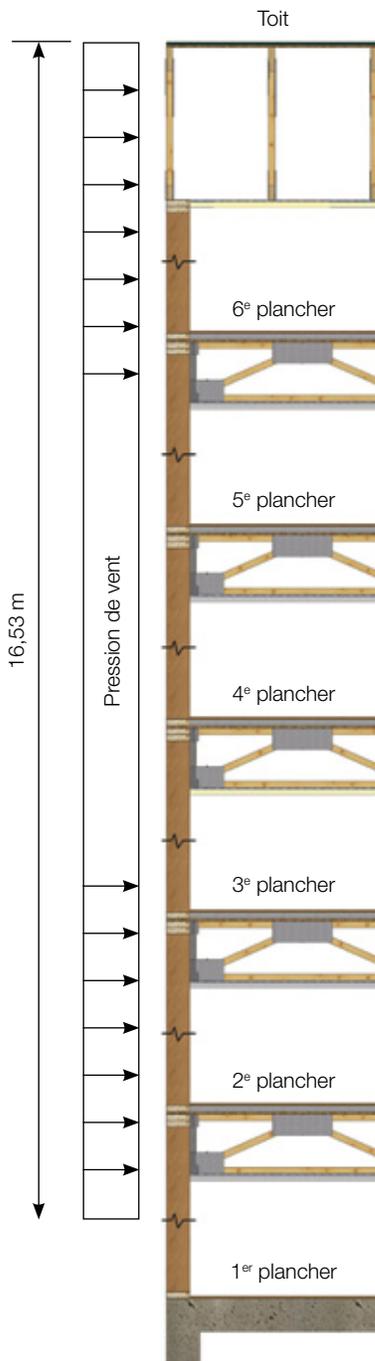


Pression de vent totale pondérée appliquée au premier étage

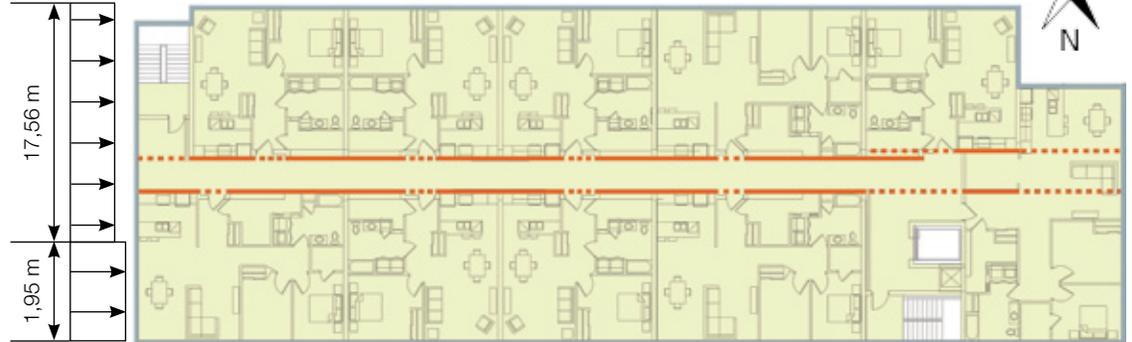
$$= [(0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times (1,15 + 0,8) \times 6 \text{ m} \times 16,53 \text{ m}) + (0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times (0,75 + 0,55) \times 51,45 \text{ m} \times 16,53 \text{ m})] \times 1,4$$

$$= 843 \text{ kN}$$

Charge de vent direction est-ouest



Vue en plan



Pression de vent totale pondérée appliquée au premier étage

$$= [(0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times (1,15 + 0,8) \times 1,95 \text{ m} \times 16,53 \text{ m}) + (0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times (0,75 + 0,55) \times 17,56 \text{ m} \times 16,53 \text{ m})] \times 1,4$$
$$= 286 \text{ kN}$$

3.2 Calcul des charges sismiques

Pour le calcul sismique, la méthode de calcul de la force statique équivalente pour les structures satisfaisant aux conditions de l'article 4.1.8.7 du CNB 2010 est utilisée.

$h_n = 17,97 \text{ m}$ (mesuré du dessus de la dalle de béton du rez-de-chaussée au toit)

$T_a = 0,05 (h_n)^{3/4} = 0,44 \text{ sec}$ (4.1.8.11.3.c, CNB 2010)

La formule de calcul de la période du bâtiment ci-dessus est une formule empirique suggérée. Il est toutefois permis d'utiliser d'autres méthodes établies tel qu'indiqué à l'article 4.1.8.11.3. d) du CNB 2010. Pour des structures à ossature légère en bois, l'expérience a démontré que la période réelle du bâtiment est généralement supérieure à la période empirique calculée selon la formule suggérée (CCB -2). Pour la résistance structurale, l'article 4.1.8.11.3. d) iii) limite la période calculée à 2 fois la période empirique. Cette valeur est donc utilisée comme hypothèse de départ pour le calcul de la force sismique latérale V . Cette hypothèse devra être confirmée lors du calcul détaillé de la structure.

$$T_a = 2 \times 0,44 \text{ s} = 0,88 \text{ s}$$

Avec une période de 0,88 sec., nous obtenons une force sismique à la base V de 882,8 kN (**Annexe 1**). Lorsque nous utilisons une période calculée à partir d'une formule différente de la formule empirique du Code, la force sismique à la base doit être majorée de 20% pour tenir compte d'une possible variabilité dans la rigidité des différents étages du bâtiment (3.2.7.1.2., guide RBQ).

$$V = 1,2 \times 882,8 = 1\ 059 \text{ kN}$$

Une force sismique à la base (**V**) de **1 059 kN** correspond à une période (**T_a**) de **0,76 sec.** (**Annexe 1**). La structure étudiée est en réalité une structure hybride bois-béton, composée de six étages en bois qui reposent sur une dalle de béton dont les éléments porteurs pour le transfert des charges latérales ne sont pas alignés avec ceux de la structure de bois. Il y a donc une irrégularité de type 5. Selon l'article 4.1.8.7.c du CNB 2010, la période fondamentale T_a

ne doit pas dépasser 0,5 sec., alors que l'on obtient 0,76 sec. Toutefois, selon certaines exigences indiquées à l'article 3.3.1 du guide de la RBQ, il est possible de concevoir le bâtiment selon la méthode statique équivalente en distinguant la structure supérieure en bois, qui est flexible, de la partie inférieure en béton, une structure rigide. Pour cet exemple, nous présumons que ces exigences sont satisfaites.

Vérification de la hauteur maximale permise selon le tableau 4.1.8.9 du CNB

$$I_E F_a S_a(0,2) = 1,0 \times 1,18 \times 0,55 = 0,649 \leq 0,75 \Rightarrow H_{\max} = 30 \text{ m} \geq h_n = 17,97 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$I_E F_v S_a(1,0) = 1,0 \times 1,35 \times 0,15 = 0,203 < 0,3 \Rightarrow \text{aucune limite de hauteur} \quad \checkmark$$

Lorsque $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35 \Rightarrow$ les articles 9.8.2 à 9.8.6 de la norme CSA O86-09 concernant la conception des diaphragmes et des murs de refend s'appliquent.

3.3 Sommaire des forces latérales

TABLEAU 1 • Sommaire des forces latérales

Orientation	Charges de vent	Charges sismiques
Axe nord-sud	843 kN	1059 kN
Axe est-ouest	286 kN	1059 kN

4 Choix préliminaire du système de résistance aux charges latérales

Déterminons une première position possible des murs de refend. Afin de limiter le nombre d'ancrages nécessaires pour le système de résistance aux charges latérales, l'utilisation de longs segments de mur est favorisée. Compte tenu de la présence de nombreuses fenêtres dans les murs extérieurs, les murs intérieurs (corridors et mitoyens) sont préférés comme murs de refend.

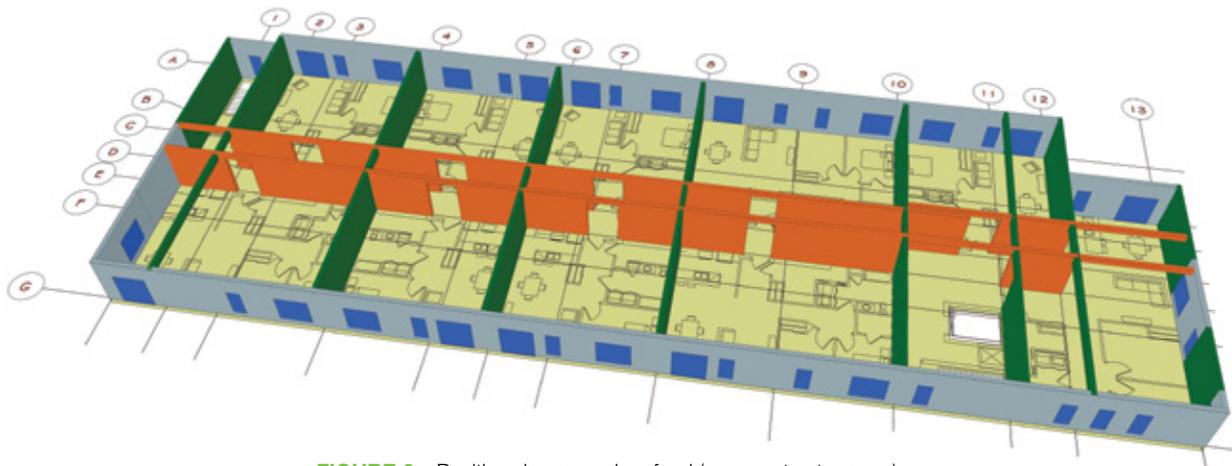


FIGURE 6 • Position des murs de refend (murs verts et orange)

5 Validation des murs de refend du 1^{er} étage – charges latérales

Pour tenir compte de l'effet de torsion accidentelle, la force latérale est majorée de 20% pour la première estimation. Une majoration de 20% correspond à une excentricité de 10% de la dimension d'un bâtiment

rectangulaire avec des murs de refend au périmètre uniquement lorsque les centres de masse et de rigidité coïncident.

Direction nord-sud

$$F_{\text{total NORD-SUD}} = 1\,059 \text{ kN} \times 1,20 = 1\,270 \text{ kN}$$

Longueur des murs de refend dans la direction nord-sud = 108 m

$$F_{\text{par mètre de mur}} = 1\,270 \text{ kN} / 108 \text{ m} = 12 \text{ kN/m}$$

La force unitaire dans les murs est donc approximativement de **12 kN/m**, ce qui est réalisable avec un mur revêtu de panneaux d'OSB de chaque côté (**tableau 26**).

Direction est-ouest

$$F_{\text{total EST-OUEST}} = 1\,059 \text{ kN} \times 1,20 = 1\,270 \text{ kN}$$

Longueur de murs de refend dans la direction est-ouest = 79,2 m

$$F_{\text{par mètre de mur}} = 1\,270 \text{ kN} / 79,2 \text{ m} = 16 \text{ kN/m}$$

Dans la direction est-ouest, nous obtenons une force unitaire de **16 kN/m** dans les murs, ce qui est réalisable également avec un mur revêtu de panneaux d'OSB de chaque côté.

6 Calcul du système structural pour les charges gravitaires

La particularité des bâtiments de six étages dans le calcul des éléments structuraux est l'effet cumulé des charges sur les étages inférieurs. Une attention spéciale doit être apportée aux surfaces d'appui de façon à respecter les limites de résistance spécifiées dans la norme CSA O86, en particulier la compression perpendiculaire au fil dont la résistance est relativement faible pour le bois.

Dans cet exemple, les éléments structuraux ne sont pas tous dimensionnés. Le calcul se limite aux éléments critiques et seul le calcul de la compression perpendiculaire au fil est détaillé. Des logiciels de calcul ont été utilisés pour le dimensionnement des éléments structuraux. L'annexe 7 présente les calculs informatiques des fermes de toit et des poutrelles de plancher. Le *Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois* de **cecobois** contient des exemples de calculs détaillés pour les poutres et colonnes.

6.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

À l'exception des corridors et des escaliers, la charge permanente est supérieure à la surcharge de plancher. Dans ce cas, il faut déterminer le coefficient de durée, K_D , selon l'article 4.3.2.3 de la norme CSA O86.

$$\text{Charge permanente (D)} = 2,66 \text{ kPa}$$

$$\text{Surcharge (L)} = 1,9 \text{ kPa}$$

$$K_D = 1,0 - 0,50 \log (D/L) = 0,93 \geq 0,65$$

6.2 Surface tributaire

L'article 4.1.5.8 du CNB 2010 permet une réduction de surcharge pour les grandes surfaces tributaires. Cette règle est rarement utilisée dans le calcul des structures légères en bois, car ses effets sont généralement négligeables. Cependant, dans le cas d'un bâtiment de six étages, elle peut s'avérer avantageuse, en particulier pour le calcul des colonnes des étages inférieurs. Son effet est toutefois atténué, car le coefficient de durée K_D doit être réduit pour tenir compte de l'augmentation du ratio de la charge permanente sur la surcharge.

Dans l'exemple à l'étude, la formule de l'article 4.1.5.8.3 du CNB s'applique:

Coefficient de réduction de la surcharge = $0,3 + \sqrt{9,8/B}$
où B est la surface tributaire en m^2 (pour $B \geq 20 m^2$)

6.3 Murs porteurs

Le choix des montants a un effet sur la résistance des murs, non seulement pour les charges gravitaires et les charges de vent appliquées perpendiculairement au plan du mur, mais également pour les murs de refend. Par exemple, le bois É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E procure une résistance accrue aux murs de refend et aux diaphragmes d'environ 12% par rapport au bois É-P-S classé visuellement (tableau 9.4.3, CSA O86-09). Cette augmentation de résistance n'est cependant possible que si tous les éléments de l'ossature du mur (montants, lisses, sablières, entreprises, membrures, étrépillons) sont réalisés avec cette même classe de bois.

Afin de limiter le mouvement vertical du bâtiment (principalement causé par le retrait dans les éléments horizontaux), nous préconisons des lisses et sablières en bois de charpente composite de type LSL pour les murs porteurs. Dans cet exemple, les propriétés du TimberStrand 1.5E de la compagnie Weyerhaeuser sont utilisées. En plus d'avoir une très faible teneur en humidité (inférieure à 8%), ce produit offre une résistance à la compression perpendiculaire au fil similaire au bois É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E. Par contre, pour des murs de refend, la densité pour le clouage sur le flanc est de 0,42, soit l'équivalent du bois de sciage É-P-S classé visuellement (Bulletin technique TB-206 de Weyerhaeuser). Par conséquent, même en utilisant des montants en bois É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E, les résistances aux charges latérales des murs de refend sont équivalents aux résistances pour du bois de sciage É-P-S classé visuellement, car les lisses et sablières sont en LSL TimberStrand 1.5E.

Il a été décidé d'orienter les poutrelles de plancher dans la direction est-ouest pour les raisons suivantes:

- La réduction des charges sur les murs extérieurs permet de conserver un espacement raisonnable des montants afin de limiter les ponts thermiques et d'obtenir une meilleure performance thermique de l'enveloppe;
- Les murs entre les logements, qui sont doublés pour une meilleure isolation acoustique, peuvent porter une charge plus élevée. Par contre, afin de limiter le nombre d'ancrages de retenue, un seul côté du mur double a été utilisé comme mur de refend;
- Étant donné la présence d'un stationnement souterrain, il importe de réduire les charges sur les murs de corridor qui ne sont pas supportés par des colonnes au sous-sol, mais reposent sur la dalle de béton structurale du rez-de-chaussée.

Dans la direction est-ouest, la portée maximale des poutrelles de plancher est de 6 096 mm (20 pi). Pour les charges indiquées à la sous-section 1.1.1, nous utiliserons des poutrelles (ajourées ou en I) de 356 mm de hauteur (14 pouces) à 406 mm c/c d'espacement. Pour ce qui est du corridor, nous utiliserons des solives de 38 x 140 É-P-S n° 2 à 406 mm c/c et soutenues par les murs du corridor. La faible épaisseur des solives dans le corridor permettra le passage de la mécanique sous le plafond. Les poutrelles et les solives de plancher sont supportées par les murs et les poutres au moyen d'étriers (voir section 10 sur le calcul du retrait).



Les fermes de toit sont orientées nord-sud et appuyées sur les murs extérieurs et les murs de corridor. Des fermes à pente faible de 914 mm de hauteur (36 pouces) à 610 mm d'espacement sont utilisées.

Les figures 7 et 8 illustrent l'orientation des poutrelles, des solives de plancher et des fermes de toit.

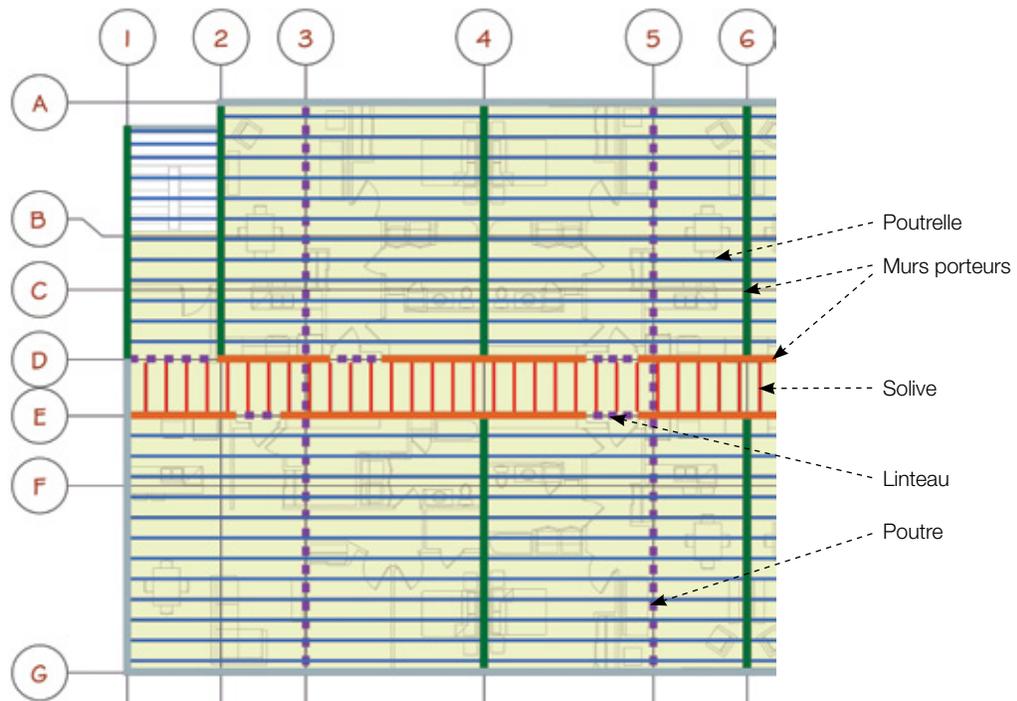


FIGURE 7 • Orientation des poutrelles et des solives de plancher

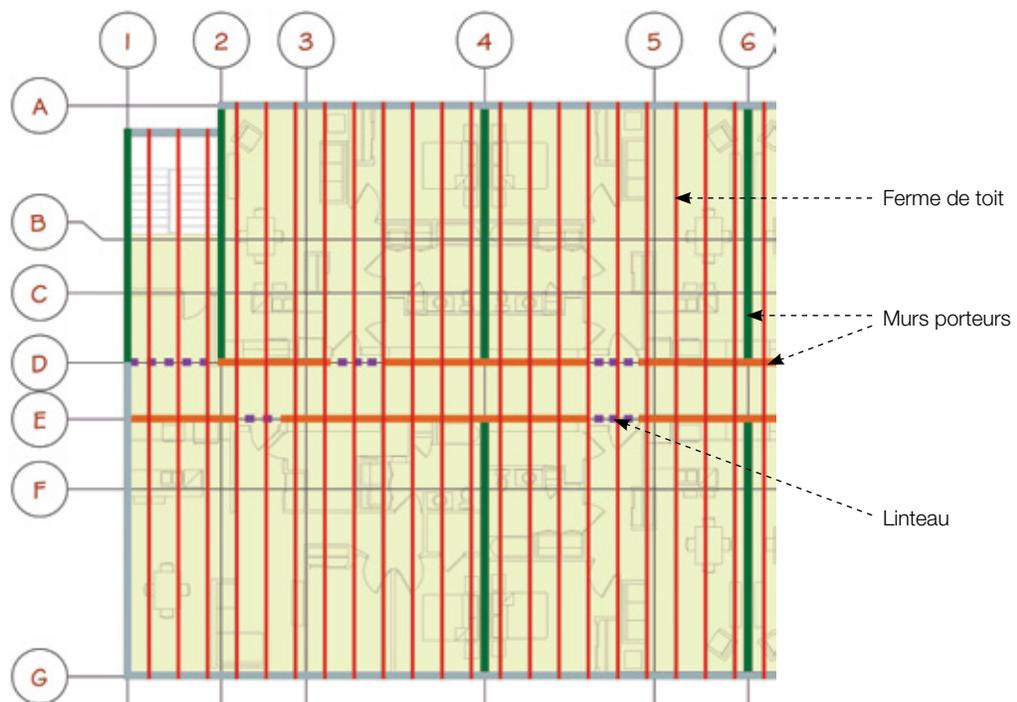


FIGURE 8 • Orientation des fermes de toit

6.4 Mur extérieur – Axe 1

Charges de calcul

Charge de neige au toit: $3,48 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} = 2,1 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble): $0,5 \text{ kPa} \times 0,610 / 2 = 0,15 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage): $1,9 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 5,8 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit: $0,9 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} = 0,55 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage): $2,66 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 8,1 \text{ kN/m}$

Poids du mur: $0,5 \text{ kPa}$

La figure I-8 du CNB 2010 est utilisée pour le calcul individuel des montants de mur pour la charge de vent :

I_w : 1,0 (catégorie de risque normal)

q : 0,41 kPa (pour une probabilité annuelle de dépassement de 1 : 50)

C_e : $(h/10)^{0,2} = 1,13$ ($h = 18,47 \text{ m}$, terrain à découvert)

$C_g C_p$: - 2,1 (mur de 2 908 mm de hauteur et montants à 406 mm c/c)

C_{pi} : - 0,45 à 0,3 (catégorie 2)

C_{gi} : 2,0

Charge de vent = $I_w q C_e (C_p C_g + C_{pi} C_{gi})$

$$= 1 \times 0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times (2,1 + (0,3 \times 2)) = 1,25 \text{ kPa}$$

Le **tableau 2** indique les charges verticales appliquées à chaque étage et le choix des montants utilisés. Le calcul a été effectué avec la calculatrice de **cecobois** en tenant compte d'une excentricité de charge de 23 mm, soit 1/6 de la largeur du montant. L'espacement des

montants a été fixé à 406 c/c pour tous les étages de façon à aligner les montants avec les poutrelles de plancher. Les montants sont doublés au premier étage. Une vérification de l'écrasement des lisses a également été effectuée.

TABLEAU 2 • Charges verticales appliquées à chaque étage (axe 1)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	W (kPa)	Montants à 406 c/c	Q_f (kN)	K_D	Q_f (kN) TimberStrand 1,5E
6 ^e	2 536	1,82	2,1	0,15	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	2,2	1,00	40,0
5 ^e	2 908	11,37	2,1	5,95	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	9,8	0,89	35,8
4 ^e	2 908	20,93	2,1	11,75	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	18,2	0,89	35,7
3 ^e	2 908	30,48	2,1	17,55	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	26,6	0,89	35,7
2 ^e	2 908	40,03	2,1	23,35	1,25	38 x 140 É-P-S MSR 2100F _b - 1.8E	35,0	0,89	35,7
1 ^{er}	2 870	49,57	2,1	29,15	1,25	2 - 38 x 140 É-P-S n° 2	43,3	0,89	71,4

Exemple de calcul de Q_r pour les lisses et sablières du 6^e étage

Matériau: le TimberStrand 1.5E

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \quad (13.3.3.6.3, \text{CSA O86})$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)$$

$$f_{cp} = 9,4 \text{ MPa (Bulletin technique TB-752F de Weyerhaeuser)}$$

$$F_{cp} = 9,4 \text{ MPa} \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,4 \text{ MPa}$$

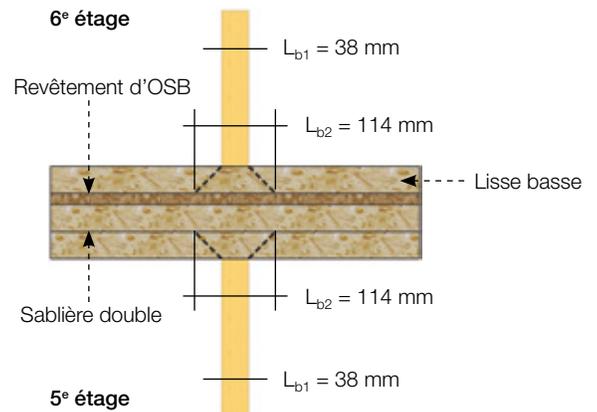
$$A'_b = b (L_{b1} + L_{b2}) / 2 \leq 1,5 b (L_{b1})$$

$$= 140 \times (38 + 114) / 2 = 10\,640 \text{ mm}^2$$

$$\leq 1,5 \times 140 \times 38 = 7\,980 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q'_r = (2/3) \times 0,8 \times 9,4 \times 7980 \times 1,0 \times 1,0 = 40 \text{ kN}$$



6.5 Mur extérieur – Axes A et G

Charges de calcul

Charge de neige au toit : $3,48 \text{ kPa} \times 8,79 \text{ m} / 2 = 15,3 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble) : $0,5 \text{ kPa} \times 8,79 / 2 = 2,2 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage) : $1,9 \text{ kPa} \times 0,406 \text{ m} / 2 = 0,4 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit : $0,9 \text{ kPa} \times 8,79 \text{ m} / 2 = 4,0 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage) : $2,66 \text{ kPa} \times 0,406 \text{ m} / 2 = 0,54 \text{ kN/m}$

Poids du mur : $0,5 \text{ kPa}$

Charge de vent : $1,25 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge : 23 mm

TABLEAU 3 • Charges verticales appliquées à chaque étage (axes A et G)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	W (kPa)	Montants à 406 c/c	Q_r (kN)	K_D	Q_r (kN) TimberStrand 1,5E
6 ^e	2 536	5,27	15,3	2,2	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	12,4	1,00	40,0
5 ^e	2 908	7,26	15,3	2,6	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	13,5	1,00	40,0
4 ^e	2 908	9,26	15,3	3	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	14,6	1,00	40,0
3 ^e	2 908	11,25	15,3	3,4	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	15,7	1,00	40,0
2 ^e	2 908	13,24	15,3	3,8	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	16,8	1,00	40,0
1 ^{er}	2 870	15,22	15,3	4,2	1,25	38 x 140 É-P-S n° 2	17,9	1,00	40,0

6.6 Mur mitoyen – Axe 4

Les murs mitoyens sont doublés pour des raisons d'insonorisation. Un mur servira à la fois de mur porteur et de mur de refend alors que l'autre servira uniquement de mur porteur. On utilisera le mur qui

doit supporter les poutrelles les plus longues comme mur de refend puisque la charge permanente contribue à réduire le moment de renversement, ce qui, par conséquent, permet de diminuer la force d'ancrage requise aux extrémités du mur de refend.

Charges de calcul

Surcharge du plancher (par étage) : $1,9 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 5,8 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage) : $2,66 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 8,1 \text{ kN/m}$

Poids du mur : $0,5 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge : 23 mm

TABLEAU 4 • Charges verticales appliquées à chaque étage (axe 4)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	L (kN/m)	Montants à 406 c/c	Q_f (kN)	K_D	Q_r (kN) TimberStrand 1,5E
6 ^e	2 536	1,27	0	38 x 140 É-P-S n° 2	0,6	0,65	26,0
5 ^e	2 908	10,82	5,8	38 x 140 É-P-S n° 2	9,0	0,86	34,6
4 ^e	2 908	20,38	11,6	38 x 140 É-P-S n° 2	17,4	0,88	35,1
3 ^e	2 908	29,93	17,4	38 x 140 É-P-S n° 2	25,8	0,88	35,3
2 ^e	2 908	39,48	23,2	38 x 140 É-P-S MSR 2100F _b – 1.8E	34,2	0,88	35,4
1 ^{er}	2 870	49,02	29	2 – 38 x 140 É-P-S n° 2	42,5	0,89	70,9

Les murs mitoyens seront donc composés de deux murs de 38 x 140.

6.7 Mur intérieur des logements – Axe 9

Il s'agit d'un mur simple qui supportera les plus grandes charges (**figure 2**).

Charges de calcul

Surcharge du plancher (par étage) : $1,9 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} = 11,6 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage) : $2,66 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} = 16,2 \text{ kN/m}$

Poids du mur : $0,5 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge : 0 mm . Comme ce mur porte des poutrelles de même longueur de chaque côté, nous pouvons considérer qu'il n'y a pas d'excentricité sous les charges totales.

TABLEAU 5 • Charges verticales appliquées à chaque étage (axe 9)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	L (kN/m)	Montants à 406 c/c	Q_f (kN)	K_D	Q_r (kN) TimberStrand 1,5E
6 ^e	2 536	1,27	0	38 x 140 É-P-S n° 2	0,6	0,65	26,0
5 ^e	2 908	18,92	11,6	38 x 140 É-P-S n° 2	16,7	0,89	35,7
4 ^e	2 908	36,58	23,2	38 x 140 É-P-S n° 2	32,7	0,90	36,0
3 ^e	2 908	54,23	34,8	2 – 38 x 140 É-P-S n° 2	48,7	0,90	72,3
2 ^e	2 908	71,88	46,4	2 – 38 x 140 É-P-S n° 2	64,7	0,90	72,4
1 ^{er}	2 870	89,52	58	3 – 38 x 140 É-P-S n° 2	80,8	0,91	108,7

6.8 Mur intérieur du corridor – Axes D et E

Charges de calcul

Charge de neige au toit: $3,48 \text{ kPa} \times (8,79 \text{ m} + 1,93 \text{ m}) / 2 = 18,7 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble): $0,5 \text{ kPa} \times (8,79 \text{ m} + 1,93 \text{ m}) / 2 = 2,7 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage): $4,8 \text{ kPa} \times 1,93 \text{ m} / 2 = 4,6 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit: $0,9 \text{ kPa} \times (8,79 \text{ m} + 1,93 \text{ m}) / 2 = 4,8 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage): $1,66 \text{ kPa} \times 1,93 \text{ m} / 2 = 1,6 \text{ kN/m}$
(le poids des cloisons dans le corridor a été négligé)

Poids du mur: $0,5 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge: 23 mm

TABLEAU 6 • Charges verticales appliquées à chaque étage (axes D et E)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	Montants à 406 c/c	Q_f (kN)	K_D	Q_r (kN) TimberStrand 1,5E
6 ^e	2 536	6,07	18,7	2,7	38 x 140 É-P-S n° 2	15,0	1,00	40,0
5 ^e	2 908	9,12	18,7	7,3	38 x 140 É-P-S n° 2	12,9	1,00	40,0
4 ^e	2 908	12,18	18,7	11,9	38 x 140 É-P-S n° 2	17,2	1,00	40,0
3 ^e	2 908	15,23	18,7	16,5	38 x 140 É-P-S n° 2	21,6	1,00	40,0
2 ^e	2 908	18,28	18,7	21,1	38 x 140 É-P-S n° 2	25,9	1,00	40,0
1 ^{er}	2 870	21,32	18,7	25,7	38 x 140 É-P-S MSR 2100F _b - 1.8E	30,3	1,00	40,0

6.9 Poutres et colonnes à l'intérieur des logements – Axe 5

La **figure 9** illustre les éléments porteurs à l'axe 5. La portée libre de la poutre P1A est de 4 940 mm et celle de la poutre P1B est de 2 191 mm. Les charges à supporter par étage sont les suivantes :

Surcharge (par étage): $1,9 \text{ kPa} \times (5,79 \text{ m} + 3,2 \text{ m}) / 2 = 8,5 \text{ kN/m}$

Charge permanente (par étage): $2,66 \text{ kPa} \times (5,79 \text{ m} + 3,2 \text{ m}) / 2 = 12,0 \text{ kN/m}$

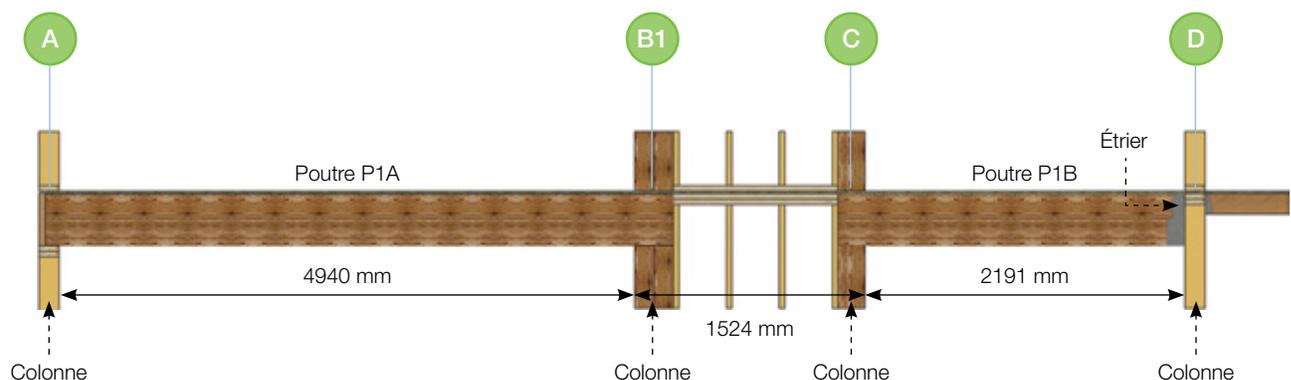


FIGURE 9 • Schéma des éléments porteurs à l'axe 5

Étant donné que la hauteur des poutrelles de plancher est de 356 mm, cette même hauteur sera privilégiée pour les poutres. Le logiciel Sizer du Conseil canadien du bois (CCB) permet d'obtenir les dimensions suivantes (limite de flèche: L/480 surcharge et L/360 charge totale):

Poutre P1A: PSL 2.0E ou LVL 2.0E de 266 mm x 356 mm

Poutre P1B: PSL 2.0E ou LVL 2.0E de 89 x 356 mm

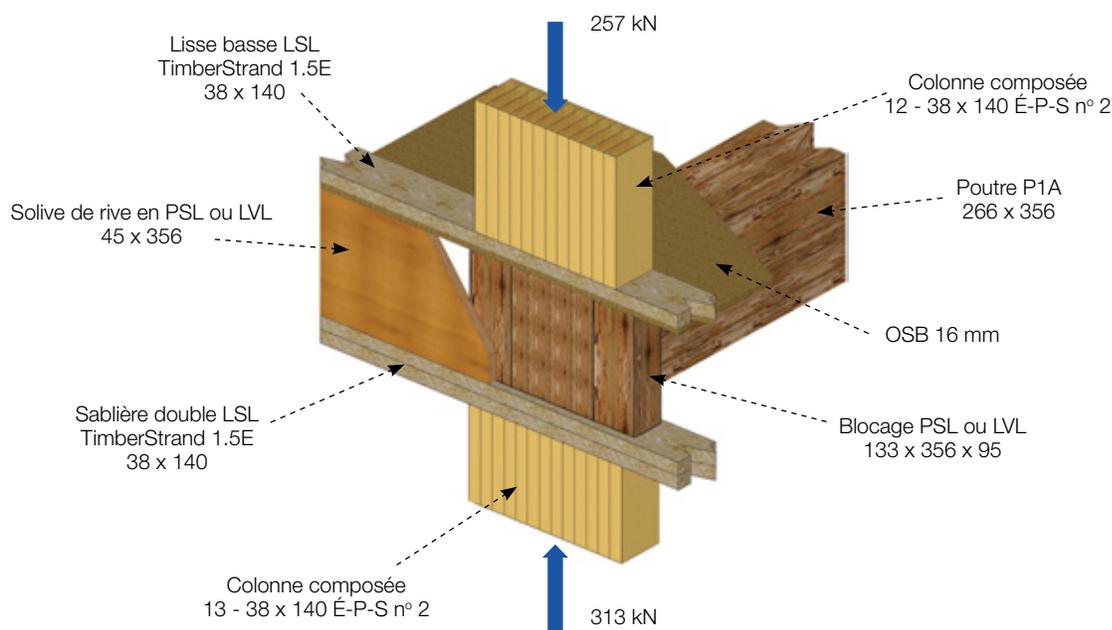
Une poutre en bois de charpente composite d'une largeur de 266 mm (poutre P1A) est inhabituelle, mais cette solution est acceptable puisqu'elle supporte des poutrelles de part et d'autre. Une attention particulière devra être portée au détail d'assemblage de cette poutre composée de façon à répartir adéquatement les

charges entre les différents éléments qui la composent. Le concepteur pourrait également choisir une poutre en bois plus étroite, mais plus profonde. Une partie de la poutre serait toutefois apparente au plafond. Il serait aussi possible d'utiliser une poutre d'acier.

TABLEAU 7 • Réactions de la poutre P1A

Étage	Hauteur (mm)	Réaction cumulée non pondérée		B, Aire tributaire (m ²)	0,3 + $\sqrt{9,8/B}$	Réaction cumulée totale pondérée (kN)	K _D
		D (kN/m)	L (kN/m)				
6 ^e	2 536	31,2	22,3	11,72	1,00	72,4	0,93
5 ^e	2 908	62,3	44,5	23,44	0,95	141,2	0,92
4 ^e	2 908	93,5	66,8	35,15	0,83	199,8	0,89
3 ^e	2 908	124,7	89,1	46,87	0,76	257,0	0,87
2 ^e	2 908	155,8	111,3	58,59	0,71	313,2	0,85

Dimensions des colonnes et des surfaces d'appui au 2^e étage (côté gauche - Axe A)



Colonne composée sous la poutre: 13 – 38 x 140 É-P-S n° 2:

$$P_r = \phi F_c A K_{Zc} K_C \quad (5.5.6.2.3, \text{CSA O86})$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_c = f_c (K_D K_H K_{Sc} K_T)$$

$$= 11,5 \text{ MPa} \times 0,85 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 = 10,75 \text{ MPa}$$

$$A = 13 \times 38 \times 140 = 69\,160 \text{ mm}^2$$

$$\text{Longueur colonne, } L = 2\,514 \text{ mm} \quad (2\,870 - 356)$$

$$K_{Zc} = 6,3 (140 \times 2514)^{-0,13} = 1,198$$

$$C_C = 2\,514 / 140 = 17,96 \quad (\text{colonne supportée latéralement dans l'axe faible})$$

$$K_C = [1 + (F_c K_{Zc} C_C^3) / (35 E_{05} K_{SE} K_T)]^{-1} = 0,75$$

$$E_{05} = 6\,500 \text{ MPa}$$

$$P_r = 0,8 \times 10,75 \times 69\,160 \times 1,198 \times 0,75 = \mathbf{537 \text{ kN}}$$

$$M_r = \phi F_b S K_{Zb} K_L \quad (5.5.4.1, \text{CSA O86})$$

$$\phi = 0,9$$

$$F_b = f_b (K_D K_H K_{Sb} K_T)$$

$$= 11,8 \text{ MPa} \times 0,85 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 = 11,03 \text{ MPa}$$

$$S = 13 \times 38 \times 140^2 / 6 = 1\,613\,733 \text{ mm}^3$$

$$K_{Zb} = 1,4$$

$$K_L = 1,0$$

$$M_r = 0,9 \times 11,03 \times 1\,613\,733 \times 1,4 \times 1,0 = \mathbf{22,4 \text{ kN-m}}$$

$$I = 13 \times 38 \times 140^3 / 12 = 112,9 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$P_E = \pi^2 E_{05} K_{SE} K_T I / (K_e L)^2 = \mathbf{1\,146 \text{ kN}}$$

$$P_f = \mathbf{313 \text{ kN}}$$

$$\text{Excentricité, } e = 140 / 6 = 23 \text{ mm}$$

Taux de sollicitation

$$P_f / P_r = 313 / 537 = 0,58 \quad \checkmark$$

$$(P_f / P_r)^2 + P_f e / M_r = (313 / 537)^2 + (313 \times 0,023) / 22,4 = 0,66 \quad \checkmark$$

$$(P_f / P_r)^2 + (1/2 P_f e / M_r) \times (1 / (1 - P_f / P_E)) = (313 / 537)^2 + ((313 / 2 \times 0,023) / 22,4) \times 1,38 = 0,56 \quad \checkmark$$

À la place de cette colonne composée, le concepteur pourrait utiliser une colonne plus étroite en bois de charpente composite ou en bois lamellé-collé. Cependant, la profondeur de la colonne devra être augmentée afin de respecter les surfaces d'appui requises. Il est

également possible d'utiliser des plaques d'appui en acier en porte-à-faux entre la colonne et la poutre pour réduire la dimension de la colonne et assurer la surface d'appui requise pour la poutre.

Vérification de l'écrasement de la lisse basse au-dessus de la poutre

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \text{ (13.3.3.6.3, CSA O86)}$$

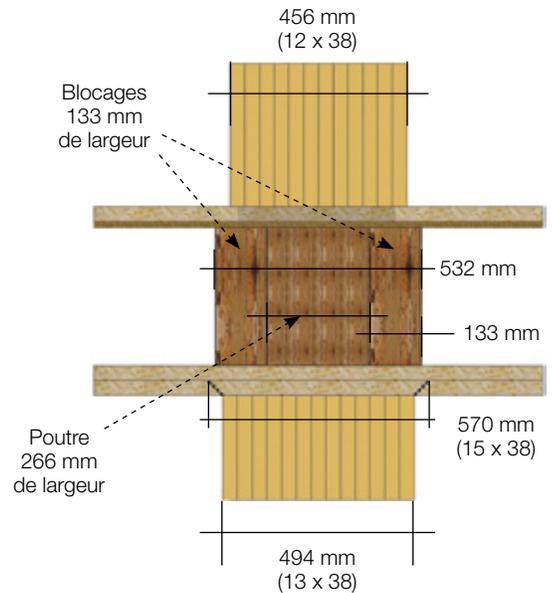
$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T) = 9,4 \text{ MPa} \times 0,87 \times 1,0 \times 1,0 = 8,18 \text{ MPa}$$

$$A'_b = b (L_{b1} + L_{b2}) / 2 \leq 1,5 b (L_{b1}) = 140 \times ((12 \times 38) + 532) / 2 = 69\,160 \text{ mm}^2 \leq 1,5 \times 140 \times (12 \times 38) = 95\,760 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q'_r = (2/3) \times 0,8 \times 8,18 \times 69\,160 \times 1,0 \times 1,0 = \mathbf{302 \text{ kN} > 257 \text{ kN}} \quad \checkmark$$



Vérification de l'écrasement du revêtement d'OSB

$$Q_r = \phi Q_p A_p \text{ (7.5.8., CSA O86)}$$

$$\phi = 0,95$$

$$Q_p = q_p (K_D K_S K_T) = 4,2 \text{ MPa} \times 0,87 \times 1,0 \times 1,0 = 3,65 \text{ MPa}$$

Surface de contact de l'OSB avec la poutre, les blocages et la solive de rive:

$$A_p = [(2 \times 133) + 266] \times 140 = 74\,840 \text{ mm}^2$$

$$Q_r = 0,95 \times 3,65 \times 74\,840 = \mathbf{260 \text{ kN} \geq 257 \text{ kN}} \quad \checkmark$$

Vérification de l'écrasement des sablières sous la poutre

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \text{ (13.3.3.6.3, CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T) = 9,4 \text{ MPa} \times 0,85 \times 1,0 \times 1,0 = 8,0 \text{ MPa}$$

$$A'_b = b (L_{b1} + L_{b2}) / 2 \leq 1,5 b (L_{b1}) = 140 \times (494 + 570) / 2 = 74\,480 \text{ mm}^2 \leq 1,5 \times 140 \times 494 = 103\,740 \text{ mm}^2$$

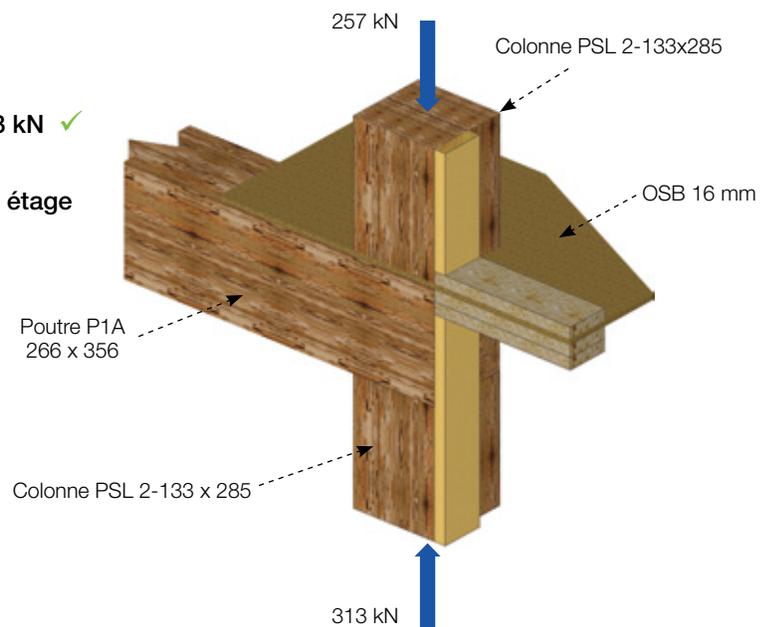
$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q'_r = (2/3) \times 0,8 \times 8,0 \times 74\,480 \times 1,0 \times 1,0 = \mathbf{318 \text{ kN} \geq 313 \text{ kN}} \quad \checkmark$$

Dimension des colonnes et des surfaces d'appui au 2^e étage (côté droit – Axe B1)

Colonne PSL 1.8E – 2 x 133 x 285
(calcul effectué sur le logiciel Sizer du CCB)

$$P_r = 2 \times 436 \text{ kN} = \mathbf{872 \text{ kN} \geq 313 \text{ kN}} \quad \checkmark$$



Vérification de l'écrasement du revêtement d'OSB

$$Q_r = \phi Q_p A_p \text{ (7.5.8, CSA O86)} \geq 257 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,95$$

$$Q_p = q_p (K_D K_S K_T) = 4,2 \text{ MPa} \times 0,87 \times 1,0 \times 1,0 = 3,65 \text{ MPa}$$

$$A_p = 2 \times 133 \text{ mm} \times 285 \text{ mm} = 75\,810 \text{ mm}^2$$

$$Q_r = 0,95 \times 3,65 \times 75\,810 = \mathbf{263 \text{ kN} \geq 257 \text{ kN}} \quad \checkmark$$

Vérification de l'écrasement de la poutre sur la colonne

Pour toutes les charges

$$Q_r = \phi F_{cp} A_b K_B K_{Zcp} \text{ (13.3.3.6.2, CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)$$

$$= 9,4 \text{ MPa} \times 0,85 \times 1,0 \times 1,0 = 8,0 \text{ MPa}$$

$$A_b = 2 \times 133 \text{ mm} \times 285 \text{ mm} = 75\,810 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q_r = 0,8 \times 8,0 \times 1 \times 1 \times 75\,810 = \mathbf{485 \text{ kN} \geq 313 \text{ kN}} \quad \checkmark$$

Pour les charges près de l'appui

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \text{ (13.3.3.6.3, CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)$$

$$= 9,4 \text{ MPa} \times 0,85 \times 1,0 \times 1,0 = 8,0 \text{ MPa}$$

$$A'_b = 2 \times 133 \text{ mm} \times 285 \text{ mm} = 75\,810 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q'_r = 2/3 \times 0,8 \times 8,0 \times 1 \times 1 \times 75\,810 = \mathbf{323 \text{ kN} \geq 257 \text{ kN}} \quad \checkmark$$

7 Calcul détaillé des charges latérales

7.1 Axe nord-sud

Bien que les charges sismiques soient plus élevées que les charges de vent dans la direction nord-sud, les deux conditions sont vérifiées car leurs limites de déformation sont différentes. Les rigidités respectives des murs de refend et des diaphragmes étant inconnues, l'approche dite «enveloppe» est privilégiée et les résultats les plus élevés entre les diaphragmes flexible et rigide sont considérés. On applique généralement la règle suivante pour définir si le diaphragme est flexible ou rigide (Diaphragm Flexibility, CCB):

Si la déformation du diaphragme $> 2 \times$ la déformation du mur de refend \Rightarrow diaphragme flexible

Si la déformation du diaphragme $< 0,5 \times$ la déformation du mur de refend \Rightarrow diaphragme rigide

Entre les deux \Rightarrow diaphragme semi-rigide

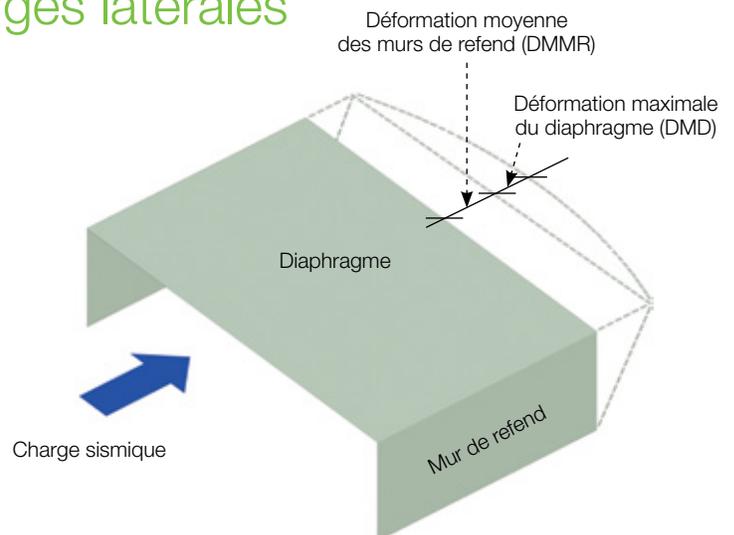


FIGURE 10 • Déformation du diaphragme

7.1.1 Premier cas : charge de vent et diaphragme flexible – Axe nord-sud

Pour un diaphragme flexible, la charge latérale est distribuée en fonction des aires tributaires. Les segments de mur de refend dans un axe donné sont

réunis les uns aux autres par le biais d'un collecteur. Souvent, la sablière au sommet des segments de mur joue ce rôle. D'autres éléments de structure comme des poutres, des solives ou des poutrelles de plancher peuvent également servir de collecteurs. La **figure 11** montre l'emplacement des murs de refends et les largeurs tributaires associées ainsi que les charges de vent appliquées.

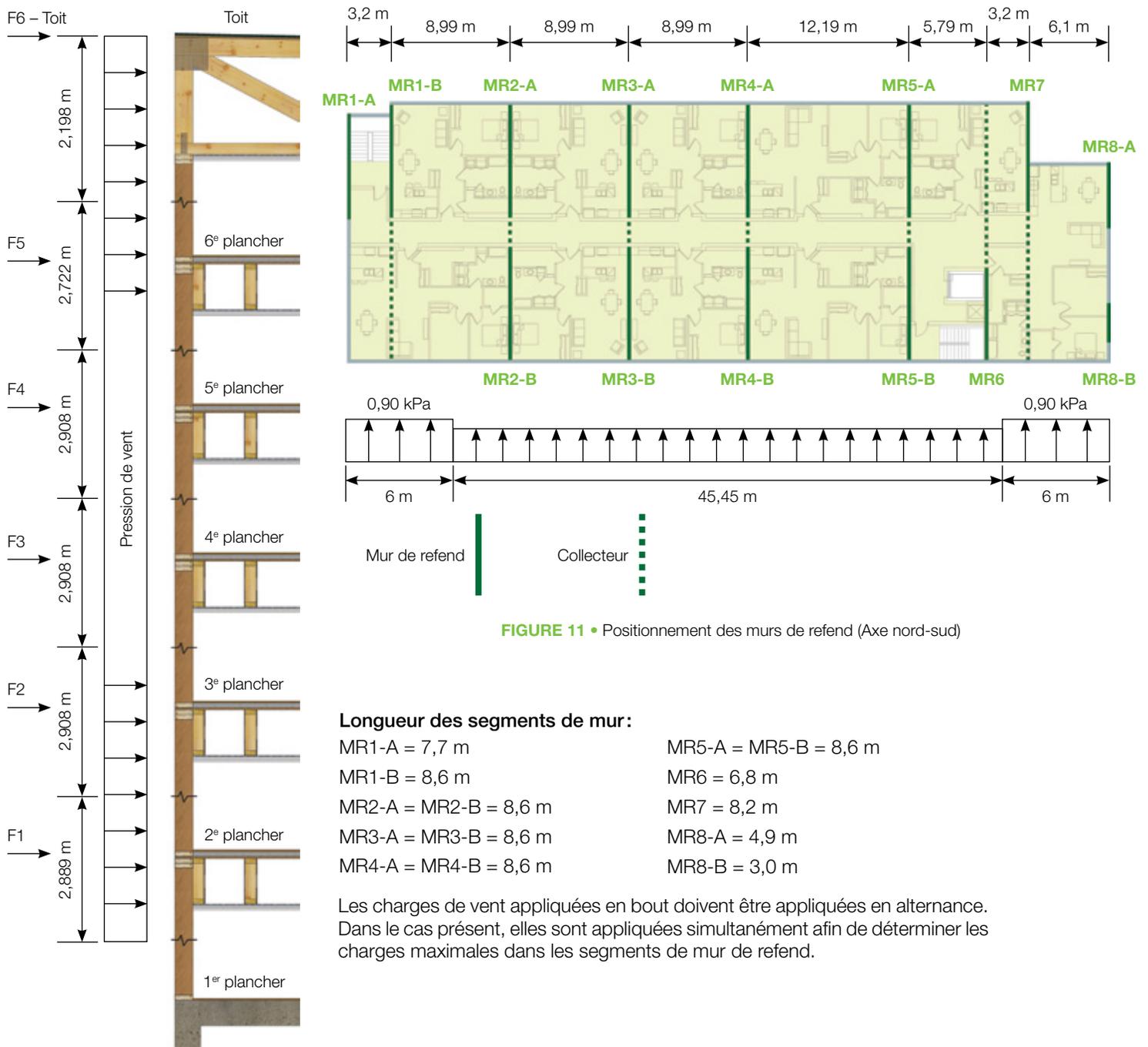


FIGURE 11 • Positionnement des murs de refend (Axe nord-sud)

Longueur des segments de mur :

- MR1-A = 7,7 m
- MR1-B = 8,6 m
- MR2-A = MR2-B = 8,6 m
- MR3-A = MR3-B = 8,6 m
- MR4-A = MR4-B = 8,6 m
- MR5-A = MR5-B = 8,6 m
- MR6 = 6,8 m
- MR7 = 8,2 m
- MR8-A = 4,9 m
- MR8-B = 3,0 m

Les charges de vent appliquées en bout doivent être appliquées en alternance. Dans le cas présent, elles sont appliquées simultanément afin de déterminer les charges maximales dans les segments de mur de refend.

Segments de murs de refend dans un même axe

Lorsque plusieurs segments de murs sont alignés dans un même axe, ils se déforment automatiquement de la même valeur puisqu'ils sont reliés entre eux. La force latérale appliquée à ce groupe de segments de murs se distribue alors dans chaque segment selon leur rigidité respective. Lors de la distribution initiale des

charges, la charge est généralement répartie au prorata de la longueur des murs. Toutefois, pour un bâtiment de six étages, l'expérience démontre qu'une distribution au prorata du carré des longueurs des murs s'avère un meilleur choix. Cette hypothèse est vérifiée lors du calcul des déformations des murs (section 8.2).

Charge de vent pondérée sur les murs de refend appliquée selon la surface tributaire

Exemple : F_4 pour MR6 = $2,908 \text{ m} \times (5,79 \text{ m} + 3,2 \text{ m}) / 2 \times 0,6 \text{ kPa} \times 1,4 = 10,98 \text{ kN}$

F_6 pour MR1A = $2,198 \text{ m} \times (0,9 \text{ kPa} \times 3,2 \text{ m} / 2) \times 1,4 = 4,43 \text{ kN/m}$

TABLEAU 8 • Charge de vent sur les murs de refend appliquée à chaque étage

Mur	L _i (m)	Réaction cumulée non pondérée					
		Toit-F6	F5	F4	F3	F2	F1
MR1-A	7,7	4,43	5,49	5,86	5,86	5,86	5,82
MR1-B	8,6	14,91	18,47	19,73	19,73	19,73	19,60
MR2-A	8,6	8,50	10,53	11,25	11,25	11,25	11,17
MR2-B	8,6	8,50	10,53	11,25	11,25	11,25	11,17
MR3-A	8,6	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR3-B	8,6	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR4-A	8,6	9,78	12,11	12,93	12,93	12,93	12,85
MR4-B	8,6	9,78	12,11	12,93	12,93	12,93	12,85
MR5-A	8,6	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR5-B	8,6	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR6	6,8	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR7	8,2	11,40	14,12	15,08	15,08	15,08	14,99
MR8-A	4,9	6,14	7,61	8,13	8,13	8,13	8,08
MR8-B	3,0	2,30	2,85	3,05	3,05	3,05	3,03

TABLEAU 9 • Charge de vent cumulée sur les murs de refend appliquée à chaque étage

		Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
Mur	L _i (m)	Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
MR1-A	7,7	4,43	0,58	9,9	1,29	15,8	2,05	21,6	2,81	27,5	3,57	33,3	4,33
MR1-B	8,6	14,91	1,73	33,4	3,88	53,1	6,18	72,8	8,47	92,6	10,76	112,2	13,04
MR2-A	8,6	8,50	0,99	19,0	2,21	30,3	3,52	41,5	4,83	52,8	6,14	63,9	7,43
MR2-B	8,6	8,50	0,99	19,0	2,21	30,3	3,52	41,5	4,83	52,8	6,14	63,9	7,43
MR3-A	8,6	8,30	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR3-B	8,6	8,30	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR4-A	8,6	9,78	1,14	21,9	2,54	34,8	4,05	47,8	5,55	60,7	7,06	73,5	8,55
MR4-B	8,6	9,78	1,14	21,9	2,54	34,8	4,05	47,8	5,55	60,7	7,06	73,5	8,55
MR5-A	8,6	8,30	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR5-B	8,6	8,30	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR6	6,8	8,30	1,22	18,6	2,73	29,6	4,35	40,5	5,96	51,5	7,58	62,4	9,18
MR7	8,2	11,40	1,39	25,5	3,11	40,6	4,95	55,7	6,79	70,8	8,63	85,8	10,46
MR8-A	4,9	6,14	1,25	13,8	2,81	21,9	4,47	30,0	6,12	38,1	7,78	46,2	9,43
MR8-B	3,0	2,30	0,77	5,2	1,72	8,2	2,73	11,2	3,75	14,3	4,77	17,3	5,77

7.1.2 Deuxième cas : charge de vent et diaphragme rigide – Axe nord-sud

Pour un diaphragme rigide, la répartition se fait selon la rigidité respective de chacun des murs. Puisque, dans

le cas présent, la composition des murs est inconnue au départ, nous supposons que la rigidité est proportionnelle au carré de la longueur des segments de murs. Ainsi, la répartition de la charge se fait de façon concentrique par rapport au centre de rigidité du bâtiment et les effets de torsion sont ajoutés pour tenir compte de l'excentricité du diagramme des charges de vent.

Charge concentrique

Somme du carré des longueurs dans la direction nord-sud = 871,42 m²

$$MR1-A = 0,068 V, (V \times 7,7^2 / 871,42)$$

$$MR1-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR2-A = MR2-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR3-A = MR3-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR4-A = MR4-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR5-A = MR5-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR6 = 0,0531 V, (V \times 6,8^2 / 871,42)$$

$$MR7 = 0,0772 V, (V \times 8,2^2 / 871,42)$$

$$MR8-A = 0,0276 V, (V \times 4,9^2 / 871,42)$$

$$MR8-B = 0,0103 V, (V \times 3,0^2 / 871,42)$$

Moment de torsion

Pour tenir compte du moment de torsion, la méthode de répartition selon l'inertie polaire est utilisée. La **figure 12**

indique la position de l'axe d'application des charges de vent et du centre de rigidité (voir **annexes 3 et 4** pour le calcul détaillé).

Le cas qui produit le moment de torsion le plus élevé est avec X_{C2} .

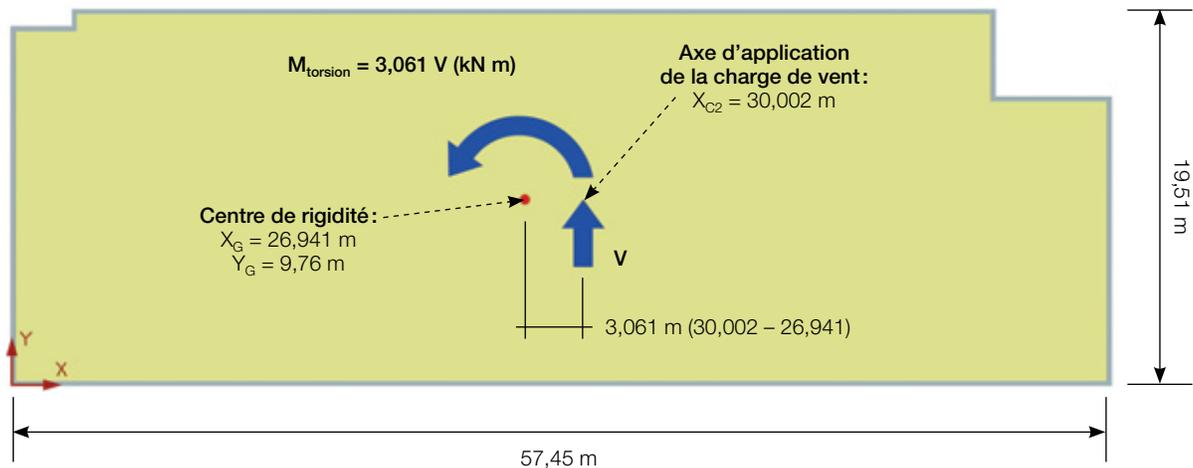


FIGURE 12 • Moment de torsion

Pour un diaphragme rigide, les forces créées par le moment de torsion dans chacun des murs se distribuent de la façon suivante :

$$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$$

K_i = rigidité du mur, N/mm. Nous supposons que la rigidité des murs est proportionnelle au carré de la longueur, donc $K_i = L_i^2(\text{m}^2)$.

d_i = distance du mur par rapport au centre de rigidité, m

En combinant la charge concentrique et l'effet de torsion, nous obtenons les résultats montrés au **tableau 10**. Le moment de torsion a pour effet d'augmenter les charges dans les murs situés à droite du centre de rigidité et de les réduire dans les murs situés à gauche. Par souci de simplification et pour éviter d'avoir à vérifier l'effet du moment de torsion en déplaçant le centre

d'application de la charge de vent du côté gauche, l'effet du moment de torsion a également été ajouté aux murs du côté gauche du centre de rigidité.

Notons que les murs MR9 à MR20 sont très peu sollicités lorsque la charge de vent est appliquée en direction nord-sud.

TABLEAU 10 • Combinaison de la charge concentrique et de l'effet de torsion

Mur	L _i (m)	K _i = L _i ² (m ²)	d _i (m)	d _i ² (m ²)	K _i d _i ² (m ³)	Moment de torsion	Charge concentrique	Total
						$V_i = M_{torsion} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$		
MR1-A	7,7	59,29	26,941	725,82	43 033,72	0,020	0,0680	0,088
MR1-B	8,6	73,96	23,741	563,64	41 686,45	0,021	0,0849	0,106
MR2-A	8,6	73,96	14,751	217,59	16 093,10	0,013	0,0849	0,098
MR2-B	8,6	73,96	14,751	217,59	16 093,10	0,013	0,0849	0,098
MR3-A	8,6	73,96	5,761	33,19	2 454,67	0,005	0,0849	0,090
MR3-B	8,6	73,96	5,761	33,19	2 454,67	0,005	0,0849	0,090
MR4-A	8,6	73,96	3,229	10,43	771,14	0,003	0,0849	0,088
MR4-B	8,6	73,96	3,229	10,43	771,14	0,003	0,0849	0,088
MR5-A	8,6	73,96	15,419	237,75	17 583,66	0,014	0,0849	0,099
MR5-B	8,6	73,96	15,419	237,75	17 583,66	0,014	0,0849	0,099
MR6	6,8	46,24	21,209	449,82	20 799,75	0,012	0,0531	0,065
MR7	8,2	67,24	24,409	595,80	40 061,54	0,020	0,0772	0,097
MR8-A	4,9	24,01	30,509	930,80	22 348,49	0,009	0,0276	0,036
MR8-B	3	9	30,509	930,80	8 377,19	0,003	0,0103	0,014
MR9	3,4	11,56	0,97	0,941	10,88	0,000	0	0,000
MR10	3,9	15,21	0,96	0,922	14,02	0,000	0	0,000
MR11	10,4	108,16	0,97	0,941	101,77	0,001	0	0,001
MR12	7	49	0,96	0,922	45,16	0,001	0	0,001
MR13	7,4	54,76	0,97	0,941	51,52	0,001	0	0,001
MR14	7,4	54,76	0,96	0,922	50,47	0,001	0	0,001
MR15	7,3	53,29	0,97	0,941	50,14	0,001	0	0,001
MR16	7,3	53,29	0,96	0,922	49,11	0,001	0	0,001
MR17	7	49	0,97	0,941	46,10	0,001	0	0,001
MR18	10,3	106,09	0,96	0,922	97,77	0,001	0	0,001
MR19	3,9	15,21	1,05	1,103	16,77	0,000	0	0,000
MR20	3,9	15,21	0,97	0,941	14,31	0,000	0	0,000
$\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2 =$					250 660,31			

En résumé, pour les charges de vent avec un diaphragme rigide, nous obtenons dans l'axe nord-sud :

TABLEAU 11 • Charges de vent pondérées à chaque étage

F6-Toit (kN) =	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,198 \text{ m} \times 1,4 =$	112,0
F5 (kN) =	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,722 \text{ m} \times 1,4 =$	138,7
F4 (kN) =	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,908 \text{ m} \times 1,4 =$	148,2
F3 (kN) =	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,908 \text{ m} \times 1,4 =$	148,2
F2 (kN) =	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,908 \text{ m} \times 1,4 =$	148,2
F1 (kN) =	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,889 \text{ m} \times 1,4 =$	147,3
Total (kN) =		842,7

Exemple : F4 pour MR6 = $0,065 \times 148,2 \text{ kN} =$ **9,6 kN**
 F6 pour MR1B = $0,106 \times 112 \text{ kN} =$ **11,9 kN/m**

TABLEAU 12 • Charge de vent sur les murs de refend appliquée à chaque étage

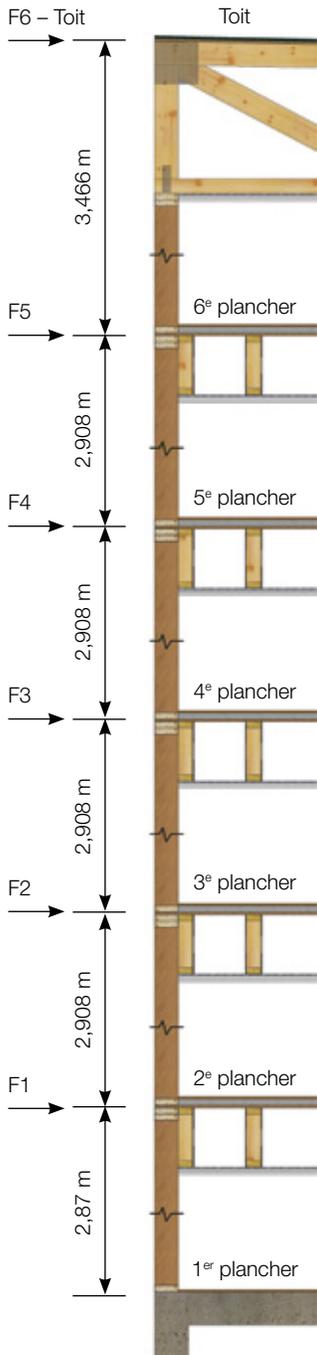
Mur	L _i (m)	Total (ratio de F)	Charge F appliquée à chaque étages (kN)					
			Toit-F6	F5	F4	F3	F2	F1
			112,0	138,7	148,2	148,2	148,2	147,3
MR1-A	7,7	0,088	9,8	12,1	13,0	13,0	13,0	12,9
MR1-B	8,6	0,106	11,9	14,8	15,8	15,8	15,8	15,7
MR2-A	8,6	0,098	11,0	13,6	14,6	14,6	14,6	14,5
MR2-B	8,6	0,098	11,0	13,6	14,6	14,6	14,6	14,5
MR3-A	8,6	0,090	10,1	12,5	13,4	13,4	13,4	13,3
MR3-B	8,6	0,090	10,1	12,5	13,4	13,4	13,4	13,3
MR4-A	8,6	0,088	9,8	12,2	13,0	13,0	13,0	12,9
MR4-B	8,6	0,088	9,8	12,2	13,0	13,0	13,0	12,9
MR5-A	8,6	0,099	11,1	13,7	14,6	14,6	14,6	14,5
MR5-B	8,6	0,099	11,1	13,7	14,6	14,6	14,6	14,5
MR6	6,8	0,065	7,3	9,0	9,6	9,6	9,6	9,6
MR7	8,2	0,097	10,9	13,5	14,4	14,4	14,4	14,3
MR8-A	4,9	0,036	4,1	5,1	5,4	5,4	5,4	5,4
MR8-B	3	0,014	1,5	1,9	2,0	2,0	2,0	2,0

TABLEAU 13 • Charge de vent cumulée sur les murs de refend appliquée à chaque étage

Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)												
	Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
Mur	112,0		250,8		399,0		547,2		695,5		842,7	
MR1-A	9,8	1,27	22,0	2,85	34,9	4,54	47,9	6,22	60,9	7,91	73,8	9,58
MR1-B	11,9	1,39	26,7	3,10	42,4	4,93	58,2	6,77	73,9	8,60	89,6	10,42
MR2-A	11,0	1,28	24,6	2,86	39,2	4,56	53,7	6,25	68,3	7,94	82,8	9,62
MR2-B	11,0	1,28	24,6	2,86	39,2	4,56	53,7	6,25	68,3	7,94	82,8	9,62
MR3-A	10,1	1,17	22,6	2,63	35,9	4,18	49,3	5,73	62,6	7,28	75,9	8,83
MR3-B	10,1	1,17	22,6	2,63	35,9	4,18	49,3	5,73	62,6	7,28	75,9	8,83
MR4-A	9,8	1,14	22,0	2,56	35,0	4,07	48,0	5,59	61,1	7,10	74,0	8,60
MR4-B	9,8	1,14	22,0	2,56	35,0	4,07	48,0	5,59	61,1	7,10	74,0	8,60
MR5-A	11,1	1,29	24,8	2,88	39,4	4,58	54,1	6,29	68,7	7,99	83,3	9,68
MR5-B	11,1	1,29	24,8	2,88	39,4	4,58	54,1	6,29	68,7	7,99	83,3	9,68
MR6	7,3	1,07	16,3	2,40	26,0	3,82	35,6	5,23	45,2	6,65	54,8	8,06
MR7	10,9	1,33	24,4	2,97	38,8	4,73	53,2	6,49	67,6	8,24	81,9	9,99
MR8-A	4,1	0,83	9,2	1,87	14,6	2,97	20,0	4,08	25,4	5,18	30,8	6,28
MR8-B	1,5	0,51	3,4	1,14	5,5	1,82	7,5	2,50	9,5	3,17	11,5	3,84

7.1.3 Troisième cas : charge sismique et diaphragme flexible – Axe nord-sud

La charge sismique à la base du bâtiment, $V = 1\,059,4\text{ kN}$, est répartie à chaque étage de la façon suivante (4.1.8.11., CNB 2010):



$$F_x = (V - F_i) W_x h_x / \sum(W_i h_i)$$

$F_t = 0,07 T_a V \leq 0,25 V$; Pour $T_a > 0,7\text{ sec}$ (4.1.8.11.6 CNB 2010)

$F_t = 0$; Pour $T_a \leq 0,7\text{ sec}$ (4.1.8.11.6. CNB 2010)

$T_a = 0,759 > 0,7$ donc $F_t = 0,07 \times 0,759 \times 1\,059,4 = 56,3\text{ kN} \leq 0,25 V$

$$\sum(W_i h_i) = (3\,119,5 \times 2,87) + (3\,085,5 \times 5,78) + (3\,051,5 \times 8,69) + (2\,951,8 \times 11,59) + (2\,911,9 \times 14,50) + (2\,135,8 \times 17,97) = 168\,113,91\text{ kN}\cdot\text{m}$$

On obtient alors les forces suivantes (voir les détails à l'annexe 6):

Charge sismique à chaque étage	Charges cumulées V à chaque étage
F6-Toit (kN) = 285,3	V6-Toit (kN) = 285,3
F5 = 252,0	V5 = 537,2
F4 = 204,2	V4 = 741,4
F3 = 158,2	V3 = 899,6
F2 = 106,4	V2 = 1\,006,0
F1 = 53,4	V1 = 1\,059,4
Total (kN) = 1\,059,4	

Pour un diaphragme flexible, la charge sismique est distribuée aux murs de refend au prorata des aires tributaires selon la figure 13:

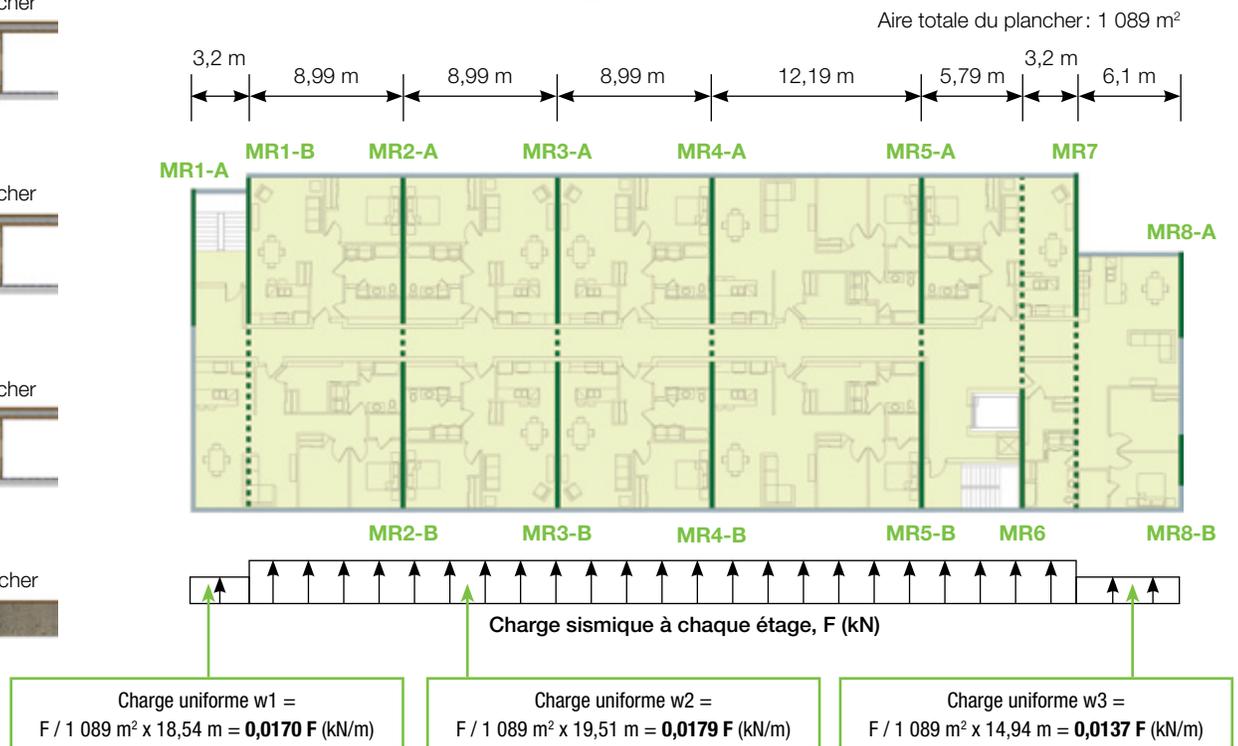


FIGURE 13 • Aires tributaires des murs de refend pour les charges sismiques

Torsion accidentelle

On doit aussi tenir compte de la torsion accidentelle. Le commentaire J du guide de l'utilisateur du CNB (par. 178) propose de tenir compte de la torsion accidentelle pour les diaphragmes flexibles en déplaçant le centre de masse de +/- 0,05 D_{nx} et en utilisant la plus élevée des charges sismiques pour chaque mur. D_{nx} est la dimension plane du bâtiment à l'étage X perpendiculaire à la direction de la charge sismique appliquée.

$$D = 57,45 \text{ m}$$

$$0,05 D = 2,873 \text{ m}$$

Le moment de torsion accidentel appliqué par rapport au centre de masse est donc : 2,873 F (kN m)

Le centre de masse dans l'axe nord-sud est situé à 28,155 m du côté gauche du bâtiment (voir **annexe 2**). Le moment de torsion accidentel est converti en charge uniforme ou triangulaire, laquelle s'ajoutera à la charge uniforme de base. Dans cet exemple, le moment de torsion accidentel en charge uniforme a été converti pour des raisons de simplification.

$$Wt1 \times 28,155 = wt2 \times 29,295 \text{ (équation 1)}$$

$$Wt1 \times 28,155^2 / 2 + wt2 \times 29,295^2 / 2 = 2,873 F \text{ (équation 2)}$$

- $Wt1 = 0,0036 F$ (kN/m)

- $Wt2 = 0,0034 F$ (kN/m)

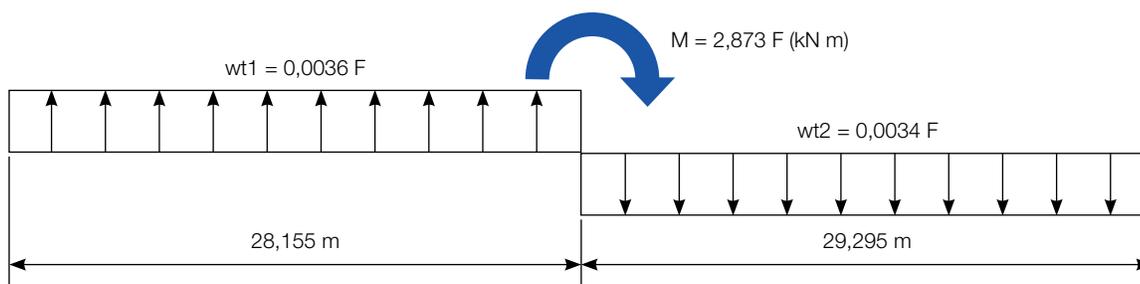


FIGURE 14 • Conversion du moment de torsion accidentel en charge uniforme

En combinant les charges uniforme et accidentelle et en nous basant sur une distribution selon l'aire tributaire, nous obtenons les charges suivantes pour chaque mur de refend :

Exemple :

$$F4 \text{ pour MR6} = (0,0179 \text{ m}^{-1} + 0,0034 \text{ m}^{-1}) \times 204,2 \text{ kN} \times (5,79 \text{ m} + 3,2 \text{ m}) / 2 = \mathbf{19,55 \text{ kN}}$$

$$\text{Toit-F6 pour MR8-A} = 4,9^2 / (4,9^2 + 3^2) \times (0,0137 \text{ m}^{-1} + 0,0034 \text{ m}^{-1}) \times 285,3 \text{ kN} \times 6,1 \text{ m} / 2 = \mathbf{10,82 \text{ kN}}$$

Le moment de torsion a pour effet d'augmenter les charges dans les murs situés à gauche du centre de masse et de les réduire dans les murs situés à droite. Par souci de simplification et pour éviter d'avoir à vérifier

l'effet du moment de torsion dans le sens opposé, l'effet du moment de torsion a également été ajouté aux murs du côté droit du centre de masse.

TABLEAU 14 • Charge sismique sur les murs de refend appliquée à chaque étage

Mur	L _i (m)	Charge F appliquée à chaque étage (kN)					
		Toit-F6	F5	F4	F3	F2	F1
		285,3	252	204,2	158,2	106,4	53,4
MR1-A	7,7	9,40	8,31	6,73	5,21	3,51	1,76
MR1-B	8,6	36,98	32,66	26,46	20,50	13,79	6,92
MR2-A	8,6	27,57	24,35	19,73	15,29	10,28	5,16
MR2-B	8,6	27,57	24,35	19,73	15,29	10,28	5,16
MR3-A	8,6	27,57	24,35	19,73	15,29	10,28	5,16
MR3-B	8,6	27,57	24,35	19,73	15,29	10,28	5,16
MR4-A	8,6	32,18	28,42	23,03	17,84	12,00	6,02
MR4-B	8,6	32,18	28,42	23,03	17,84	12,00	6,02
MR5-A	8,6	27,32	24,13	19,55	15,15	10,19	5,11
MR5-B	8,6	27,32	24,13	19,55	15,15	10,19	5,11
MR6	6,8	27,32	24,13	19,55	15,15	10,19	5,11
MR7	8,2	24,60	21,73	17,61	13,64	9,18	4,60
MR8-A	4,9	10,82	9,56	7,75	6,00	4,04	2,03
MR8-B	3,0	4,06	3,58	2,90	2,25	1,51	0,76

TABLEAU 15 • Charge sismique cumulée sur les murs de refend appliquée à chaque étage

Mur	L _i (m)	Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
		Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
MR1-A	7,7	9,4	1,22	17,7	2,30	24,4	3,17	29,7	3,85	33,2	4,31	34,9	4,54
MR1-B	8,6	37,0	4,30	69,6	8,10	96,1	11,17	116,6	13,56	130,4	15,16	137,3	15,97
MR2-A	8,6	27,6	3,21	51,9	6,04	71,7	8,33	86,9	10,11	97,2	11,31	102,4	11,91
MR2-B	8,6	27,6	3,21	51,9	6,04	71,7	8,33	86,9	10,11	97,2	11,31	102,4	11,91
MR3-A	8,6	27,6	3,21	51,9	6,04	71,7	8,33	86,9	10,11	97,2	11,31	102,4	11,91
MR3-B	8,6	27,6	3,21	51,9	6,04	71,7	8,33	86,9	10,11	97,2	11,31	102,4	11,91
MR4-A	8,6	32,2	3,74	60,6	7,05	83,6	9,72	101,5	11,80	113,5	13,19	119,5	13,89
MR4-B	8,6	32,2	3,74	60,6	7,05	83,6	9,72	101,5	11,80	113,5	13,19	119,5	13,89
MR5-A	8,6	27,3	3,18	51,4	5,98	71,0	8,26	86,1	10,02	96,3	11,20	101,4	11,80
MR5-B	8,6	27,3	3,18	51,4	5,98	71,0	8,26	86,1	10,02	96,3	11,20	101,4	11,80
MR6	6,8	27,3	4,02	51,4	7,57	71,0	10,44	86,1	12,67	96,3	14,17	101,4	14,92
MR7	8,2	24,6	3,00	46,3	5,65	63,9	7,80	77,6	9,46	86,8	10,58	91,4	11,14
MR8-A	4,9	10,8	2,21	20,4	4,16	28,1	5,74	34,1	6,97	38,2	7,79	40,2	8,20
MR8-B	3,0	4,1	1,35	7,6	2,55	10,5	3,51	12,8	4,26	14,3	4,77	15,1	5,02

7.1.4 Quatrième cas : charge sismique et diaphragme rigide – Axe nord-sud

Pour un diaphragme rigide, la répartition se fait selon la rigidité respective de chacun des murs. Puisque, dans le cas présent, la composition des murs est

inconnue au départ, nous supposons que la rigidité est proportionnelle au carré de la longueur des segments de murs. La répartition de la charge se fait de façon concentrique par rapport au centre de rigidité du bâtiment et les effets de torsion accidentelle sont ajoutés pour tenir compte de l'excentricité du centre de masse.

Charge concentrique

Somme du carré des longueurs dans la direction nord-sud = 871,42 m²

$$MR1-A = 0,068 V, (V \times 7,7^2 / 871,42)$$

$$MR1-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR2-A = MR2-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR3-A = MR3-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR4-A = MR4-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR5-A = MR5-B = 0,0849 V, (V \times 8,6^2 / 871,42)$$

$$MR6 = 0,0531 V, (V \times 6,8^2 / 871,42)$$

$$MR7 = 0,0772 V, (V \times 8,2^2 / 871,42)$$

$$MR8-A = 0,0276 V, (V \times 4,9^2 / 871,42)$$

$$MR8-B = 0,0103 V, (V \times 3,0^2 / 871,42)$$

Torsion accidentelle

Pour tenir compte de la torsion accidentelle, la méthode de répartition selon l'inertie polaire est utilisée. La **figure 15** indique la position du centre de masse et du centre de rigidité (voir **annexes 2 et 3** pour le calcul détaillé).

Pour un diaphragme rigide, le CNB demande de tenir compte de la torsion accidentelle en déplaçant le centre de masse d'une distance de $0,10 D_{nx}$.

Le cas le plus critique survient lorsque le centre de masse est déplacé du côté droit comme l'indique la **figure 15**.

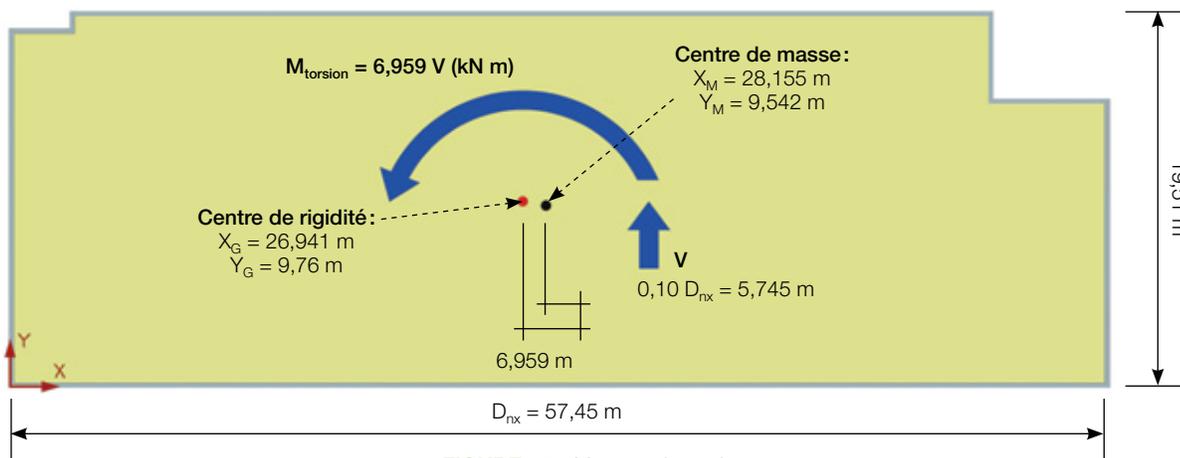


FIGURE 15 • Moment de torsion

Pour un diaphragme rigide, les forces créées par le moment de torsion dans chacun des murs se distribuent de la façon suivante :

$$V_i = M_{torsion} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$$

K_i = rigidité du mur, N/mm. Dans le cas présent, nous supposons que la rigidité des murs est proportionnelle au carré de la longueur, donc $K_i = L_i^2 (m^2)$.

d_i = distance du mur par rapport au centre de rigidité, m

En combinant la charge concentrique et l'effet de torsion accidentelle, nous obtenons les résultats montrés au **tableau 16**. Le moment de torsion a pour effet d'augmenter les charges dans les murs situés à droite du centre de rigidité et de les réduire dans les murs situés à gauche. Par souci de simplification et pour éviter d'avoir à vérifier l'effet du moment de torsion en déplaçant le centre de masse du côté gauche, l'effet du moment de torsion a également été ajouté aux murs du côté gauche du centre de rigidité.

Notons que les murs MR9 à MR20 sont très peu sollicités lorsque la charge sismique est appliquée en direction nord-sud.

Le **tableau 16** résume les charges sismiques obtenues dans l'axe nord-sud en considérant un diaphragme rigide.

TABLEAU 16 • Charges sismiques dans l'axe nord-sud en considérant un diaphragme rigide

Mur	L _i (m)	K _i = L _i ² (m ²)	d _i (m)	d _i ² (m ²)	K _i d _i ² (m ³)	Torsion accidentelle	Charge concentrique	Total
						$V_i = M_{torsion} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$		
MR1-A	7,7	59,29	26,941	725,82	43 033,72	0,044	0,0680	0,112
MR1-B	8,6	73,96	23,741	563,64	41 686,45	0,049	0,0849	0,134
MR2-A	8,6	73,96	14,751	217,59	16 093,10	0,030	0,0849	0,115
MR2-B	8,6	73,96	14,751	217,59	16 093,10	0,030	0,0849	0,115
MR3-A	8,6	73,96	5,761	33,19	2 454,67	0,012	0,0849	0,097
MR3-B	8,6	73,96	5,761	33,19	2 454,67	0,012	0,0849	0,097
MR4-A	8,6	73,96	3,229	10,43	771,14	0,007	0,0849	0,092
MR4-B	8,6	73,96	3,229	10,43	771,14	0,007	0,0849	0,092
MR5-A	8,6	73,96	15,419	237,75	17 583,66	0,032	0,0849	0,117
MR5-B	8,6	73,96	15,419	237,75	17 583,66	0,032	0,0849	0,117
MR6	6,8	46,24	21,209	449,82	20 799,75	0,027	0,0531	0,080
MR7	8,2	67,24	24,409	595,80	40 061,54	0,046	0,0772	0,123
MR8-A	4,9	24,01	30,509	930,80	22 348,49	0,020	0,0276	0,048
MR8-B	3	9	30,509	930,80	8 377,19	0,008	0,0103	0,018
MR9	3,4	11,56	0,97	0,941	10,88	0,000	0	0,000
MR10	3,9	15,21	0,96	0,922	14,02	0,000	0	0,000
MR11	10,4	108,16	0,97	0,941	101,77	0,003	0	0,003
MR12	7	49	0,96	0,922	45,16	0,001	0	0,001
MR13	7,4	54,76	0,97	0,941	51,52	0,001	0	0,001
MR14	7,4	54,76	0,96	0,922	50,47	0,001	0	0,001
MR15	7,3	53,29	0,97	0,941	50,14	0,001	0	0,001
MR16	7,3	53,29	0,96	0,922	49,11	0,001	0	0,001
MR17	7	49	0,97	0,941	46,10	0,001	0	0,001
MR18	10,3	106,09	0,96	0,922	97,77	0,003	0	0,003
MR19	3,9	15,21	1,05	1,103	16,77	0,000	0	0,000
MR20	3,9	15,21	0,97	0,941	14,31	0,000	0	0,000
$\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2 =$					250 660,31			

TABLEAU 17 • Charge sismique sur les murs de refend appliquée à chaque étage

			Charge F appliquée à chaque étage (kN)					
			Toit-F6	F5	F4	F3	F2	F1
Mur	L _i (m)	Total (ratio de F)	285,3	252	204,2	158,2	106,4	53,4
MR1-A	7,7	0,112	32,1	28,3	22,9	17,8	12,0	6,0
MR1-B	8,6	0,134	38,1	33,7	27,3	21,1	14,2	7,1
MR2-A	8,6	0,115	32,9	29,0	23,5	18,2	12,3	6,1
MR2-B	8,6	0,115	32,9	29,0	23,5	18,2	12,3	6,1
MR3-A	8,6	0,097	27,6	24,4	19,7	15,3	10,3	5,2
MR3-B	8,6	0,097	27,6	24,4	19,7	15,3	10,3	5,2
MR4-A	8,6	0,092	26,1	23,1	18,7	14,5	9,7	4,9
MR4-B	8,6	0,092	26,1	23,1	18,7	14,5	9,7	4,9
MR5-A	8,6	0,117	33,2	29,4	23,8	18,4	12,4	6,2
MR5-B	8,6	0,117	33,2	29,4	23,8	18,4	12,4	6,2
MR6	6,8	0,080	22,9	20,2	16,4	12,7	8,5	4,3
MR7	8,2	0,123	35,0	30,9	25,1	19,4	13,1	6,6
MR8-A	4,9	0,048	13,7	12,1	9,8	7,6	5,1	2,6
MR8-B	3	0,018	5,1	4,5	3,7	2,8	1,9	1,0

TABLEAU 18 • Charge sismique cumulée sur les murs de refend appliquée à chaque étage

		Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
		Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
Mur	L _i (m)	285,3		537,3		741,5		899,7		1006,1		1059,5	
MR1-A	7,7	32,1	4,16	60,4	7,84	83,3	10,82	101,1	13,13	113,1	14,68	119,1	15,46
MR1-B	8,6	38,1	4,43	71,8	8,35	99,1	11,52	120,2	13,98	134,4	15,63	141,6	16,46
MR2-A	8,6	32,9	3,82	61,9	7,19	85,4	9,93	103,6	12,05	115,9	13,47	122,0	14,19
MR2-B	8,6	32,9	3,82	61,9	7,19	85,4	9,93	103,6	12,05	115,9	13,47	122,0	14,19
MR3-A	8,6	27,6	3,21	52,0	6,04	71,7	8,34	87,0	10,12	97,3	11,31	102,5	11,91
MR3-B	8,6	27,6	3,21	52,0	6,04	71,7	8,34	87,0	10,12	97,3	11,31	102,5	11,91
MR4-A	8,6	26,1	3,04	49,2	5,72	67,8	7,89	82,3	9,57	92,1	10,70	96,9	11,27
MR4-B	8,6	26,1	3,04	49,2	5,72	67,8	7,89	82,3	9,57	92,1	10,70	96,9	11,27
MR5-A	8,6	33,2	3,87	62,6	7,28	86,4	10,05	104,8	12,19	117,2	13,63	123,5	14,36
MR5-B	8,6	33,2	3,87	62,6	7,28	86,4	10,05	104,8	12,19	117,2	13,63	123,5	14,36
MR6	6,8	22,9	3,37	43,1	6,34	59,5	8,76	72,2	10,62	80,8	11,88	85,1	12,51
MR7	8,2	35,0	4,27	65,9	8,04	91,0	11,10	110,4	13,47	123,5	15,06	130,0	15,86
MR8-A	4,9	13,7	2,79	25,7	5,25	35,5	7,25	43,1	8,79	48,2	9,83	50,7	10,35
MR8-B	3	5,1	1,71	9,6	3,22	13,3	4,44	16,2	5,38	18,1	6,02	19,0	6,34

7.2 Axe est-ouest

7.2.1 Charge sismique et diaphragme rigide

Dans la direction est-ouest, il n'a pas lieu de tenir compte des charges de vent puisque les charges sismiques sont beaucoup plus élevées. Étant donné l'absence de murs de refend dans les murs extérieurs,

nous utiliserons l'hypothèse d'un diaphragme rigide. Ce sont les murs dans la direction nord-sud qui reprendront en grande partie les effets de la torsion accidentelle.

Cette hypothèse est acceptable puisque le diaphragme de l'axe est-ouest est très profond par rapport à sa largeur. De plus, le bâtiment est relativement symétrique, ce qui a pour effet de créer peu de torsion dans le bâtiment.

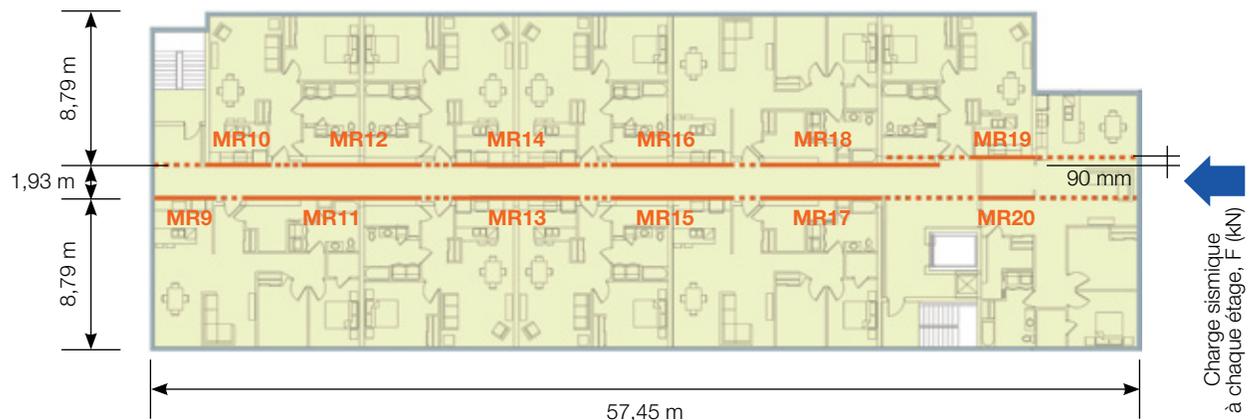


FIGURE 16 • Positionnement des murs de refend pour la charge sismique (Axe est-ouest)

Charge concentrique

Somme du carré des longueurs dans la direction est-ouest = 585,54 m²

$$MR9 = 0,0197 V, (V \times 3,4^2 / 585,54)$$

$$MR10 = 0,0260 V, (V \times 3,9^2 / 585,54)$$

$$MR11 = 0,1847 V, (V \times 10,4^2 / 585,54)$$

$$MR12 = 0,0837 V, (V \times 7,0^2 / 585,54)$$

$$MR13 = 0,0935 V, (V \times 7,4^2 / 585,54)$$

$$MR14 = 0,0935 V, (V \times 7,4^2 / 585,54)$$

$$MR15 = 0,0910 V, (V \times 7,3^2 / 585,54)$$

$$MR16 = 0,0910 V, (V \times 7,3^2 / 585,54)$$

$$MR17 = 0,0837 V, (V \times 7,0^2 / 585,54)$$

$$MR18 = 0,1812 V, (V \times 10,3^2 / 585,54)$$

$$MR19 = 0,0260 V, (V \times 3,9^2 / 585,54)$$

$$MR20 = 0,0260 V, (V \times 3,9^2 / 585,54)$$

Torsion accidentelle

Pour un diaphragme rigide, le CNB demande de tenir compte de la torsion accidentelle en déplaçant le centre de masse par rapport au centre de rigidité d'une distance de $0,10 D_{rx}$, soit 1,951 m. Nous effectuerons la vérification d'un côté seulement, soit le cas le plus critique.

Pour un diaphragme rigide, les forces créées par le moment de torsion dans chacun des murs se distribuent de la façon suivante :

$$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum K_x d_x^2 + \sum K_y d_y^2)$$

K_i = rigidité du mur, N/mm. Dans le cas présent, nous supposons que la rigidité des murs est proportionnelle au carré de la longueur, donc $K_i = L_i^2$ (m²)

d_i = distance du mur par rapport au centre de rigidité, m

Comme mentionné précédemment, ce sont principalement les murs de refend dans la direction nord-sud qui reprendront l'effet de torsion accidentelle. Toutefois, compte tenu des ouvertures dans le diaphragme (cages d'escalier et d'ascenseur), nous considérerons uniquement les murs de refend entre les axes 2 et 10 dans la direction nord-sud pour reprendre le moment de torsion et pour résister aux charges latérales dans la direction est-ouest (**figure 17**). Les sections de diaphragme entre les axes 1 et 2 ainsi qu'entre les axes 10 et 13 devront être reliées au diaphragme principal au moyen de collecteurs. Les charges sont distribuées selon un nouveau centre de rigidité X_G (**figure 17**) basé sur les murs de refend situés entre les axes 2 et 10 seulement.

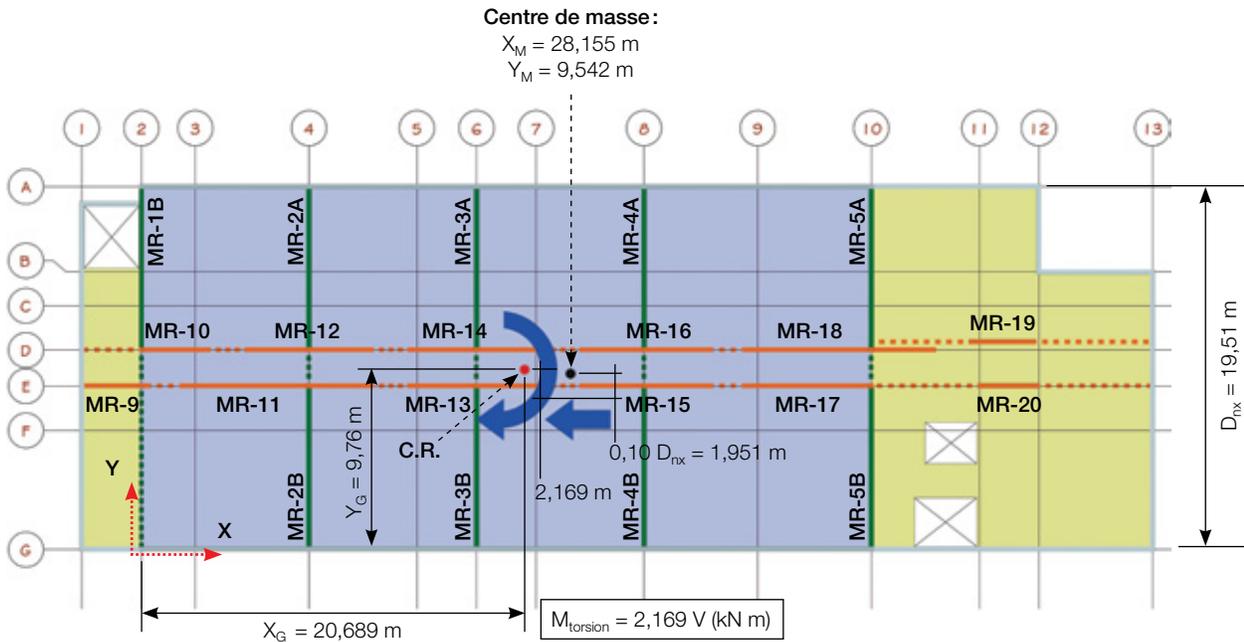


FIGURE 17 • Moment de torsion

En combinant la charge concentrique et l'effet de torsion accidentelle, nous obtenons les résultats montrés au **tableau 19** ci-dessous.

TABLEAU 19 • Combinaison de la charge concentrique et de l'effet de torsion

Mur	L _i (m)	K _i = L _i (m)	d _i (m)	d _i ² (m ²)	K _i d _i ² (m ³)	Torsion accidentelle	Charge concentrique	Total
						$V_i = M_{torsion} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$		
MR1-B	8,6	73,96	20,689	428,03	31 657,45	0,030	0	0,030
MR2-A	8,6	73,96	11,699	136,87	10 122,65	0,017	0	0,017
MR2-B	8,6	73,96	11,699	136,87	10 122,65	0,017	0	0,017
MR3-A	8,6	73,96	2,709	7,34	542,77	0,004	0	0,004
MR3-B	8,6	73,96	2,709	7,34	542,77	0,004	0	0,004
MR4-A	8,6	73,96	6,281	39,45	2 917,79	0,009	0	0,009
MR4-B	8,6	73,96	6,281	39,45	2 917,79	0,009	0	0,009
MR5-A	8,6	73,96	18,471	341,18	25 233,51	0,027	0	0,027
MR5-B	8,6	73,96	18,471	341,18	25 233,51	0,027	0	0,027
MR9	3,4	11,56	0,97	0,941	10,88	0,0002	0,020	0,020
MR10	3,9	15,21	0,96	0,922	14,02	0,0003	0,026	0,026
MR11	10,4	108,16	0,97	0,941	101,77	0,0021	0,185	0,187
MR12	7	49	0,96	0,922	45,16	0,0009	0,084	0,085
MR13	7,4	54,76	0,97	0,941	51,52	0,0010	0,094	0,095
MR14	7,4	54,76	0,96	0,922	50,47	0,0010	0,094	0,095
MR15	7,3	53,29	0,97	0,941	50,14	0,0010	0,091	0,092
MR16	7,3	53,29	0,96	0,922	49,11	0,0010	0,091	0,092
MR17	7	49	0,97	0,941	46,10	0,0009	0,084	0,085
MR18	10,3	106,09	0,96	0,922	97,77	0,0020	0,181	0,183
MR19	3,9	15,21	1,05	1,103	16,77	0,0003	0,026	0,026
MR20	3,9	15,21	0,97	0,941	14,31	0,0003	0,026	0,026
$\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2 =$					109 838,93			

Selon l'hypothèse d'un diaphragme rigide, nous obtenons les résultats suivants dans l'axe est-ouest :

TABLEAU 20 • Charge sismique sur les murs de refend appliquée à chaque étage

Mur	L _i (m)	Total (ratio de F)	Charge F appliquée à chaque étage (kN)					
			Toit-F6	F5	F4	F3	F2	F1
			285,3	252	204,2	158,2	106,4	53,4
MR9	3,4	0,020	5,7	5,0	4,1	3,2	2,1	1,1
MR10	3,9	0,026	7,5	6,6	5,4	4,2	2,8	1,4
MR11	10,4	0,187	53,3	47,1	38,1	29,6	19,9	10,0
MR12	7	0,085	24,1	21,3	17,3	13,4	9,0	4,5
MR13	7,4	0,095	27,0	23,8	19,3	15,0	10,1	5,1
MR14	7,4	0,095	27,0	23,8	19,3	15,0	10,1	5,0
MR15	7,3	0,092	26,3	23,2	18,8	14,6	9,8	4,9
MR16	7,3	0,092	26,3	23,2	18,8	14,6	9,8	4,9
MR17	7,0	0,085	24,1	21,3	17,3	13,4	9,0	4,5
MR18	10,3	0,183	52,3	46,2	37,4	29,0	19,5	9,8
MR19	3,9	0,026	7,5	6,6	5,4	4,2	2,8	1,4
MR20	3,9	0,026	7,5	6,6	5,4	4,2	2,8	1,4

TABLEAU 21 • Charge sismique cumulée sur les murs de refend appliquée à chaque étage

Mur	Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
	Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
	285,3		537,3		741,5		899,7		1006,1		1059,5	
MR9	5,7	1,68	10,7	3,16	14,8	4,35	18,0	5,28	20,1	5,91	21,2	6,22
MR10	7,5	1,92	14,1	3,62	19,5	4,99	23,6	6,06	26,4	6,78	27,8	7,14
MR11	53,3	5,12	100,4	9,65	138,5	13,32	168,1	16,16	188,0	18,07	197,9	19,03
MR12	24,1	3,45	45,5	6,50	62,7	8,96	76,1	10,88	85,1	12,16	89,7	12,81
MR13	27,0	3,65	50,8	6,87	70,1	9,48	85,1	11,50	95,2	12,86	100,2	13,54
MR14	27,0	3,65	50,8	6,87	70,1	9,48	85,1	11,50	95,1	12,86	100,2	13,54
MR15	26,3	3,60	49,5	6,77	68,2	9,35	82,8	11,34	92,6	12,69	97,5	13,36
MR16	26,3	3,60	49,4	6,77	68,2	9,35	82,8	11,34	92,6	12,68	97,5	13,36
MR17	24,1	3,45	45,5	6,50	62,8	8,97	76,1	10,88	85,1	12,16	89,7	12,81
MR18	52,3	5,07	98,4	9,56	135,9	13,19	164,8	16,00	184,3	17,90	194,1	18,85
MR19	7,5	1,92	14,1	3,62	19,5	5,00	23,7	6,07	26,5	6,78	27,9	7,14
MR20	7,5	1,92	14,1	3,62	19,5	4,99	23,6	6,06	26,4	6,78	27,8	7,14

Le **tableau 22** indique les efforts dans les murs de refend transversaux MR1-B à MR5-B créés par le moment de torsion accidentel. Ces efforts sont très faibles en comparaison avec les charges appliquées dans l'axe nord-sud.

TABLEAU 22 • Efforts de torsion accidentelle dans les murs de refend MR1-B à MR5-B

Mur	Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
	Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
	285,3		537,3		741,5		899,7		1006,1		1059,5	
MR1-B	8,6	1,00	16,2	1,89	22,4	2,60	27,2	3,16	30,4	3,53	32,0	3,72
MR2-A	4,9	0,57	9,2	1,07	12,7	1,47	15,4	1,79	17,2	2,00	18,1	2,10
MR2-B	4,9	0,57	9,2	1,07	12,7	1,47	15,4	1,79	17,2	2,00	18,1	2,10
MR3-A	1,1	0,13	2,1	0,25	2,9	0,34	3,6	0,41	4,0	0,46	4,2	0,49
MR3-B	1,1	0,13	2,1	0,25	2,9	0,34	3,6	0,41	4,0	0,46	4,2	0,49
MR4-A	2,6	0,30	4,9	0,57	6,8	0,79	8,3	0,96	9,2	1,07	9,7	1,13
MR4-B	2,6	0,30	4,9	0,57	6,8	0,79	8,3	0,96	9,2	1,07	9,7	1,13
MR5-A	7,7	0,89	14,5	1,69	20,0	2,33	24,3	2,82	27,1	3,16	28,6	3,32
MR5-B	7,7	0,89	14,5	1,69	20,0	2,33	24,3	2,82	27,1	3,16	28,6	3,32

Les efforts obtenus dans les murs de refend pour un chargement est-ouest sont basés sur l'hypothèse d'un diaphragme entièrement rigide. En réalité, il s'agit plutôt d'un diaphragme semi-rigide, et la distribution des efforts dans les murs de refend dépend des rigidités des murs et du diaphragme. Cette redistribution des efforts n'est pas critique pour les murs situés dans

l'axe nord-sud, mais pourrait affecter les efforts dans les murs situés dans l'axe est-ouest. **Ce calcul ne peut se faire manuellement: il doit être effectué à l'aide d'un logiciel de calcul.** Une analyse permettant de comparer avec les résultats obtenus à l'aide d'un logiciel d'analyse de structure sera ajoutée prochainement.

7.3 Compilation des charges nord-sud et est-ouest

Compilation des charges dans les murs de refend

En compilant tous les résultats des différentes hypothèses (diaphragmes flexible et rigide), les résultats suivants sont obtenus pour chaque mur de refend à chaque étage :

TABLEAU 23 • Compilation des charges sismiques cumulées à chaque étage

		Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
		Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
Mur	L _i (m)	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m
MR1-A	7,7	32,1	4,16	60,4	7,84	83,3	10,82	101,1	13,13	113,1	14,68	119,1	15,46
MR1-B	8,6	38,1	4,43	71,8	8,35	99,1	11,52	120,2	13,98	134,4	15,63	141,6	16,46
MR2-A	8,6	32,9	3,82	61,9	7,19	85,4	9,93	103,6	12,05	115,9	13,47	122,0	14,19
MR2-B	8,6	32,9	3,82	61,9	7,19	85,4	9,93	103,6	12,05	115,9	13,47	122,0	14,19
MR3-A	8,6	27,6	3,21	52,0	6,04	71,7	8,34	87,0	10,12	97,3	11,31	102,5	11,91
MR3-B	8,6	27,6	3,21	52,0	6,04	71,7	8,34	87,0	10,12	97,3	11,31	102,5	11,91
MR4-A	8,6	32,2	3,74	60,6	7,05	83,6	9,72	101,5	11,80	113,5	13,19	119,5	13,89
MR4-B	8,6	32,2	3,74	60,6	7,05	83,6	9,72	101,5	11,80	113,5	13,19	119,5	13,89
MR5-A	8,6	33,2	3,87	62,6	7,28	86,4	10,05	104,8	12,19	117,2	13,63	123,5	14,36
MR5-B	8,6	33,2	3,87	62,6	7,28	86,4	10,05	104,8	12,19	117,2	13,63	123,5	14,36
MR6	6,8	27,3	4,02	51,4	7,57	71,0	10,44	86,1	12,67	96,3	14,17	101,4	14,92
MR7	8,2	35,0	4,27	65,9	8,04	91,0	11,10	110,4	13,47	123,5	15,06	130,0	15,86
MR8-A	4,9	13,7	2,79	25,7	5,25	35,5	7,25	43,1	8,79	48,2	9,83	50,7	10,35
MR8-B	3	5,1	1,71	9,6	3,22	13,3	4,44	16,2	5,38	18,1	6,02	19,0	6,34
MR9	3,4	5,7	1,68	10,7	3,16	14,8	4,35	18,0	5,28	20,1	5,91	21,2	6,22
MR10	3,9	7,5	1,92	14,1	3,62	19,5	4,99	23,6	6,06	26,4	6,78	27,8	7,14
MR11	10,4	53,3	5,12	100,4	9,65	138,5	13,32	168,1	16,16	188,0	18,07	197,9	19,03
MR12	7	24,1	3,45	45,5	6,50	62,7	8,96	76,1	10,88	85,1	12,16	89,7	12,81
MR13	7,4	27,0	3,65	50,8	6,87	70,1	9,48	85,1	11,50	95,2	12,86	100,2	13,54
MR14	7,4	27,0	3,65	50,8	6,87	70,1	9,48	85,1	11,50	95,1	12,86	100,2	13,54
MR15	7,3	26,3	3,60	49,5	6,77	68,2	9,35	82,8	11,34	92,6	12,69	97,5	13,36
MR16	7,3	26,3	3,60	49,4	6,77	68,2	9,35	82,8	11,34	92,6	12,68	97,5	13,36
MR17	7	24,1	3,45	45,5	6,50	62,8	8,97	76,1	10,88	85,1	12,16	89,7	12,81
MR18	10,3	52,3	5,07	98,4	9,56	135,9	13,19	164,8	16,00	184,3	17,90	194,1	18,85
MR19	3,9	7,5	1,92	14,1	3,62	19,5	5,00	23,7	6,07	26,5	6,78	27,9	7,14
MR20	3,9	7,5	1,92	14,1	3,62	19,5	4,99	23,6	6,06	26,4	6,78	27,8	7,14

TABLEAU 24 • Compilation des charges de vent cumulées à chaque étage

Mur	L _i (m)	Toit-V6		V5		V4		V3		V2		V1	
		kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m
MR1-A	7,7	9,8	1,27	22,0	2,85	34,9	4,54	47,9	6,22	60,9	7,91	73,8	9,58
MR1-B	8,6	14,9	1,73	33,4	3,88	53,1	6,18	72,8	8,47	92,6	10,76	112,2	13,04
MR2-A	8,6	11,0	1,28	24,6	2,86	39,2	4,56	53,7	6,25	68,3	7,94	82,8	9,62
MR2-B	8,6	11,0	1,28	24,6	2,86	39,2	4,56	53,7	6,25	68,3	7,94	82,8	9,62
MR3-A	8,6	10,1	1,17	22,6	2,63	35,9	4,18	49,3	5,73	62,6	7,28	75,9	8,83
MR3-B	8,6	10,1	1,17	22,6	2,63	35,9	4,18	49,3	5,73	62,6	7,28	75,9	8,83
MR4-A	8,6	9,8	1,14	22,0	2,56	35,0	4,07	48,0	5,59	61,1	7,10	74,0	8,60
MR4-B	8,6	9,8	1,14	22,0	2,56	35,0	4,07	48,0	5,59	61,1	7,10	74,0	8,60
MR5-A	8,6	11,1	1,29	24,8	2,88	39,4	4,58	54,1	6,29	68,7	7,99	83,3	9,68
MR5-B	8,6	11,1	1,29	24,8	2,88	39,4	4,58	54,1	6,29	68,7	7,99	83,3	9,68
MR6	6,8	8,3	1,22	18,6	2,73	29,6	4,35	40,5	5,96	51,5	7,58	62,4	9,18
MR7	8,2	11,4	1,39	25,5	3,11	40,6	4,95	55,7	6,79	70,8	8,63	85,8	10,46
MR8-A	4,9	6,1	1,25	13,8	2,81	21,9	4,47	30,0	6,12	38,1	7,78	46,2	9,43
MR8-B	3	2,3	0,77	5,2	1,72	8,2	2,73	11,2	3,75	14,3	4,77	17,3	5,77

Remarquons que les charges sismiques causent des efforts plus élevés que les charges de vent pour tous les murs de refend. Toutefois, comme mentionné précédemment, il faudra vérifier les limites de déformation

pour les charges sismiques et les charges de vent puisqu'elles ne sont pas les mêmes, celles des charges de vent étant plus restrictives.

8 Calcul détaillé - Calcul des murs de refend

La composition des murs est fonction des efforts de cisaillement indiqués au **tableau 25**. Il faut également vérifier l'exigence de l'article 9.8.3.2 de la norme CSA O86-09 qui s'applique aux bâtiments de trois étages et plus. Cet article exige que le niveau de surcapacité du système de résistance aux charges latérales (les murs de refend) des deux premiers étages soit semblable, soit :

$$0,9 < C2 / C1 \leq 1,2$$

$$C2 = V_{r2} / V_{f2}$$

$$C1 = V_{r1} / V_{f1}$$

V_{r2} = résistance pondérée du mur de refend à l'étage 2

V_{f2} = effort pondéré dans le mur de refend à l'étage 2

V_{r1} = résistance pondérée du mur de refend à l'étage 1

V_{f1} = effort pondéré dans le mur de refend à l'étage 1

TABLEAU 25 • Composition des murs de refend en fonction des efforts de cisaillement critiques

Mur	Toit-V6		V5			V4			V3			V2			V1			Ratio (V_{r2}/V_{r1}) (V_{r2}/V_{r1})	
	V_r (kN/m)	Type	V_r (kN/m)	Type	V_r (kN/m)	V_r (kN/m)	Type	V_r (kN/m)	Type	V_r (kN/m)	Type	V_r (kN/m)	Type	V_r (kN/m)	Type	V_r (kN/m)			
MR1-A	4,16	A	5,83	7,84	C	8,68	10,82	E	11,66	13,13	F	15,08	14,68	F	15,08	15,46	G	17,36	0,91
MR1-B	4,43	A	5,83	8,35	C	8,68	11,52	E	11,66	13,98	F	15,08	15,63	G	17,36	16,46	G	17,36	1,05
MR2-A	3,82	A	5,83	7,19	B	7,54	9,93	E	11,66	12,05	F	15,08	13,47	F	15,08	14,19	F	15,08	1,05
MR2-B	3,82	A	5,83	7,19	B	7,54	9,93	E	11,66	12,05	F	15,08	13,47	F	15,08	14,19	F	15,08	1,05
MR3-A	3,21	A	5,83	6,04	B	7,54	8,34	E	11,66	10,12	E	11,66	11,31	F	15,08	11,91	F	15,08	1,05
MR3-B	3,21	A	5,83	6,04	B	7,54	8,34	E	11,66	10,12	E	11,66	11,31	F	15,08	11,91	F	15,08	1,05
MR4-A	3,74	A	5,83	7,05	B	7,54	9,72	E	11,66	11,80	F	15,08	13,19	F	15,08	13,89	F	15,08	1,05
MR4-B	3,74	A	5,83	7,05	B	7,54	9,72	E	11,66	11,80	F	15,08	13,19	F	15,08	13,89	F	15,08	1,05
MR5-A	3,87	A	5,83	7,28	B	7,54	10,05	E	11,66	12,19	F	15,08	13,63	F	15,08	14,36	F	15,08	1,05
MR5-B	3,87	A	5,83	7,28	B	7,54	10,05	E	11,66	12,19	F	15,08	13,63	F	15,08	14,36	F	15,08	1,05
MR6	4,02	A	5,83	7,57	C	8,68	10,44	E	11,66	12,67	F	15,08	14,17	F	15,08	14,92	F	15,08	1,05
MR7	4,27	A	5,83	8,04	C	8,68	11,10	E	11,66	13,47	F	15,08	15,06	F	15,08	15,86	G	17,36	0,91
MR8-A	2,79	A	5,83	5,25	A	5,83	7,25	B	7,54	8,79	D	10,5	9,83	E	11,66	10,35	E	11,66	1,05
MR8-B	1,71	A	5,83	3,22	A	5,83	4,44	B	7,54	5,38	C	8,68	6,02	E	11,66	6,34	E	11,66	1,05
MR9	1,68	A	5,83	3,16	A	5,83	4,35	A	5,83	5,28	A	5,83	5,91	B	7,54	6,22	B	7,54	1,05
MR10	1,92	A	5,83	3,62	A	5,83	4,99	A	5,83	6,06	B	7,54	6,78	B	7,54	7,14	B	7,54	1,05
MR11	5,12	A	5,83	9,65	D	9,77	13,32	F	15,08	16,16	G	17,36	18,07	H	19,53	19,03	H	19,53	1,05
MR12	3,45	A	5,83	6,50	B	7,54	8,96	E	11,66	10,88	E	11,66	12,16	F	15,08	12,81	F	15,08	1,05
MR13	3,65	A	5,83	6,87	B	7,54	9,48	E	11,66	11,50	E	11,66	12,86	F	15,08	13,54	F	15,08	1,05
MR14	3,65	A	5,83	6,87	B	7,54	9,48	E	11,66	11,50	E	11,66	12,86	F	15,08	13,54	F	15,08	1,05
MR15	3,60	A	5,83	6,77	B	7,54	9,35	E	11,66	11,34	E	11,66	12,69	F	15,08	13,36	F	15,08	1,05
MR16	3,60	A	5,83	6,77	B	7,54	9,35	E	11,66	11,34	E	11,66	12,68	F	15,08	13,36	F	15,08	1,05
MR17	3,45	A	5,83	6,50	B	7,54	8,97	E	11,66	10,88	E	11,66	12,16	F	15,08	12,81	F	15,08	1,05
MR18	5,07	A	5,83	9,56	D	9,77	13,19	F	15,08	16,00	G	17,36	17,90	H	19,53	18,85	H	19,53	1,05
MR19	1,92	A	5,83	3,62	A	5,83	5,00	A	5,83	6,07	B	7,54	6,78	B	7,54	7,14	B	7,54	1,05
MR20	1,92	A	5,83	3,62	A	5,83	4,99	A	5,83	6,06	B	7,54	6,78	B	7,54	7,14	B	7,54	1,05

TABLEAU 26 • Résistances latérales pondérées des murs de refend (kN/m)

	Revêtement d'OSB d'un seul côté du mur ³			
	A	B	C ¹	D ^{1,2}
Montants	OSB 7/16 (1R24/2F16) et clous de 2½" (0,120" diam) espacés à 100 mm sur les rives	OSB 7/16 (1R24/2F16) et clous de 2½" (0,120" diam) espacés à 75 mm sur les rives	OSB 15/32 (2R32/2F16) et clous de 3" (0,131" diam) espacés à 75 mm sur les rives	OSB 15/32 (2R32/2F16) et clous de 3" (0,131" diam) espacés à 75 mm sur les rives
É-P-S n° 2	5,83	7,54	8,68	–
É-P-S MSR 2100F _b – 1.8E	–	–	–	9,77
	Revêtement d'OSB de chaque côté du mur ³			
	E	F	G ¹	H ^{1,2}
Montants	OSB 7/16 (1R24/2F16) et clous de 2½" (0,120" diam) espacés à 100 mm sur les rives	OSB 7/16 (1R24/2F16) et clous de 2½" (0,120" diam) espacés à 75 mm sur les rives	OSB 15/32 (2R32/2F16) et clous de 3" (0,131" diam) espacés à 75 mm sur les rives	OSB 15/32 (2R32/2F16) et clous de 3" (0,131" diam) espacés à 75 mm sur les rives
É-P-S n° 2	11,66	15,08	17,36	–
É-P-S MSR 2100F _b – 1.8E	–	–	–	19,53

- 1- L'ossature aux bordures des panneaux adjacents doit être constituée d'au moins 2 éléments d'ossature de 38 mm de largeur reliés ensemble de façon à transmettre les efforts pondérés de cisaillement ;
- 2- Les compositions de mur D et H sont basées sur des montants en É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E avec double sablière et double lisse basse en LSL (TimberStrand 1.5E de Weyerhaeuser). L'espacement des clous sur chaque lisse et sablière est de 75 mm c/c ;
- 3- Voir le **chapitre 9** de la norme CSA O86-09 pour les détails importants et les notes additionnelles.

8.1 Calcul des membrures d'extrémité et des ancrages de retenue

Les membrures d'extrémité et les ancrages de retenue doivent être calculées pour chacun des segments formant les murs de refend. Afin de limiter la déformation des murs de refend causée par le retrait,

nous utiliserons des ancrages de retenue de type tige d'acier avec compensateur de retrait. Plusieurs compagnies, tel que Simpson, MiTek, EarthBound, offrent ce système. Pour cet exemple, nous utiliserons le système ATS de Simpson.

La **figure 18** illustre une coupe type d'un segment de mur de refend.

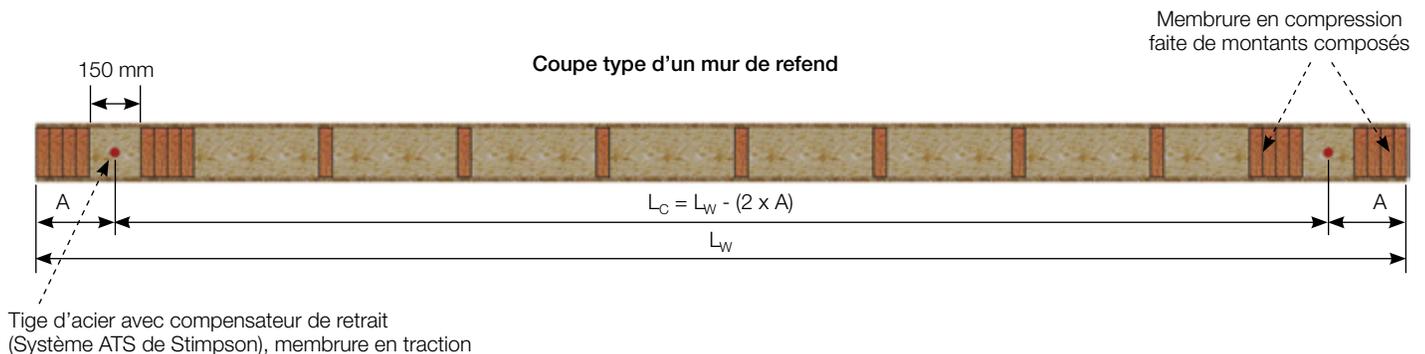


FIGURE 18 • Coupe type d'un segment de mur de refend

8.1.1 Calcul détaillé du mur de refend MR7

Les murs de refend dans l'axe nord-sud sont situés entre les logements. Ces murs sont doublés pour des raisons d'insonorisation. Toutefois, nous n'utiliserons qu'un seul des deux murs comme mur de refend. La longueur des poutrelles qui s'appuient sur le mur de refend MR7 est de 3 200 mm.

Le choix de la composition des murs de refend peut être établi selon la résistance requise. Toutefois, il est possible d'avoir à réajuster les compositions lors du calcul des déformations. Il s'agit donc d'un processus itératif.

Le **tableau 27** suivant représente les résistances pondérées du système d'ancrage ATS de Simpson et le **tableau 28** représente les résistances pondérées des poteaux jumelés d'extrémité des murs de refend.

TABLEAU 27 • Résistances pondérées du système d'ancrage ATS de Simpson

ATS	Diamètre de la tige lisse (ρ)	A_g (mm ²)	A_e (mm ²)	A_t (mm ²)	Tr (kN)	MOE (MPa)
SR5	0,56	158,9	146	151,2	42,45	200 000
SR6	0,68	234,3	215	222,7	62,61	200 000
SR7	0,796	321,1	298	307,2	85,79	200 000
SR8	0,91	419,6	391	402,4	112,12	200 000
SR9	1,024	531,3	492	507,7	141,96	200 000
SR5H	0,56	158,9	146	151,2	90,85	200 000
SR7H	0,796	321,1	298	307,2	183,54	200 000
SR9H	1,024	531,3	492	507,7	303,74	200 000

- A_g = Aire de la tige brute, section non filetée (source : Simpson Strong-Tie)
- A_e = Aire de la tige filetée, section filetée (source : Tableau 12.3, *Concrete Handbook*)
- A_t = Aire nette efficace de la tige (= 40 % A_g + 60 % A_e)

TABLEAU 28 • Résistances pondérées des poteaux jumelés d'extrémité des murs de refend

Montants	Pr (kN)	Montants	Pr (kN)	Lisses TimberStrand 1.5E Qr (kN)
2 - 2 x 6 É-P-S n° 2	82,1	2 - 2 x 6 MSR 2100F _b -1,8E	136,5	91,8
4 - 2 x 6 É-P-S n° 2	173,9	4 - 2 x 6 MSR 2100F _b -1,8E	288,6	183,6
6 - 2 x 6 É-P-S n° 2	260,9	6 - 2 x 6 MSR 2100F _b -1,8E	432,9	275,5
8 - 2 x 6 É-P-S n° 2	347,8	8 - 2 x 6 MSR 2100F _b -1,8E	577,2	367,3
10 - 2 x 6 É-P-S n° 2	434,8	10 - 2 x 6 MSR 2100F _b -1,8E	721,5	459,1

- Longueur des montants : 2 908 mm
- $K_D = 1,15$
- $K_S = K_T = K_B = K_{Zep} = 1,0$

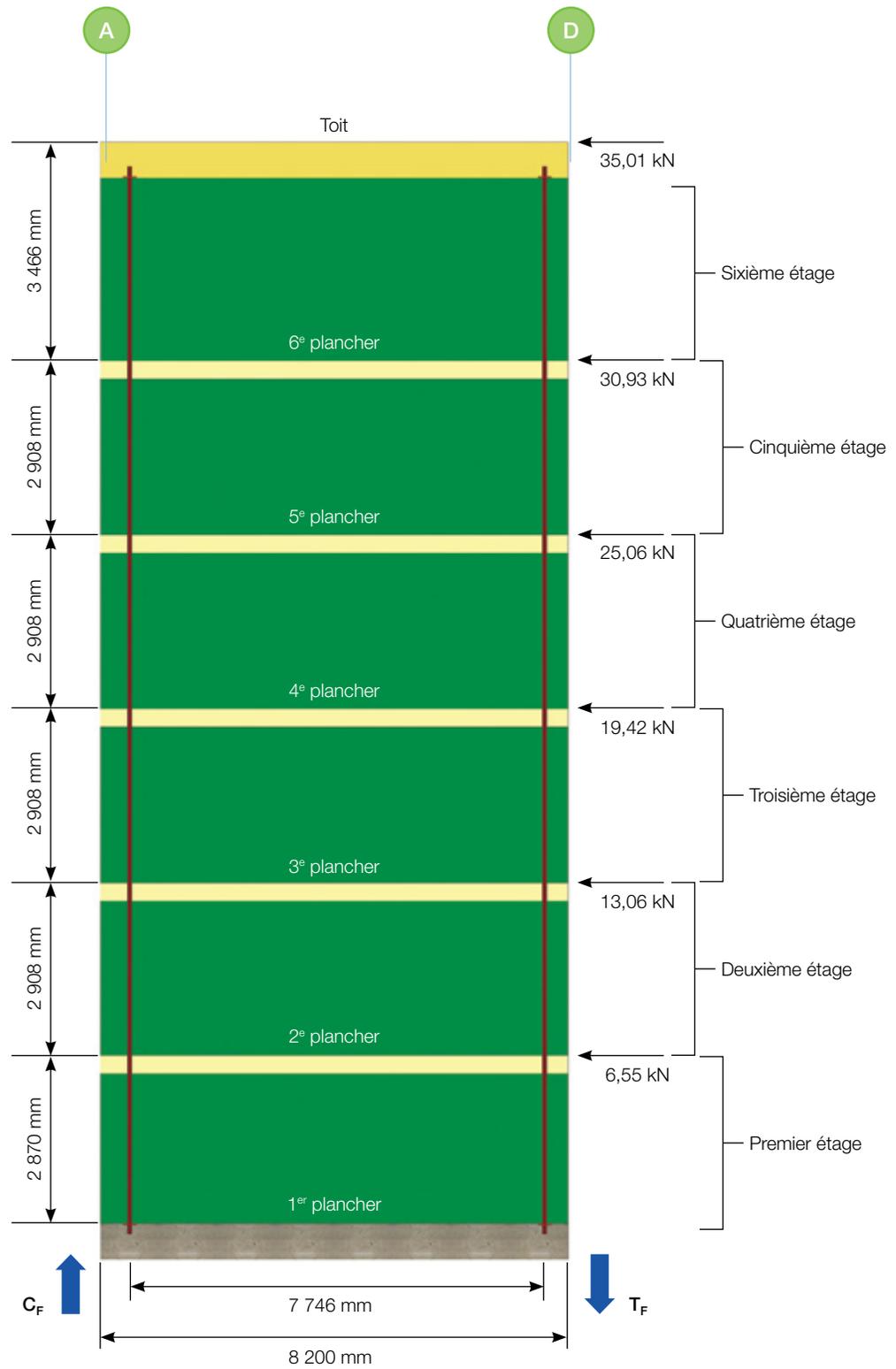
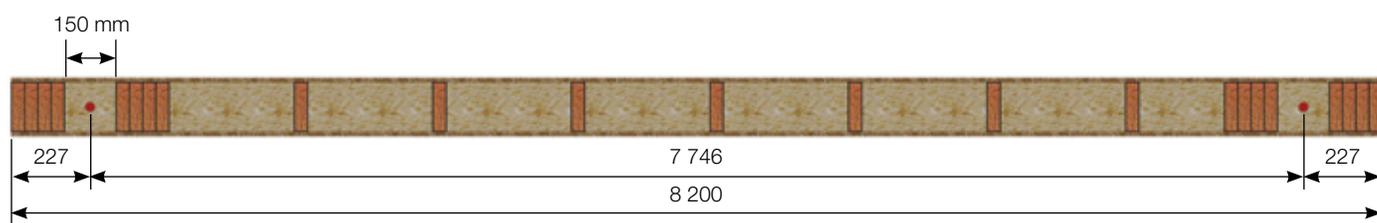


FIGURE 19 • Coupe du mur MR7



Vue en plan

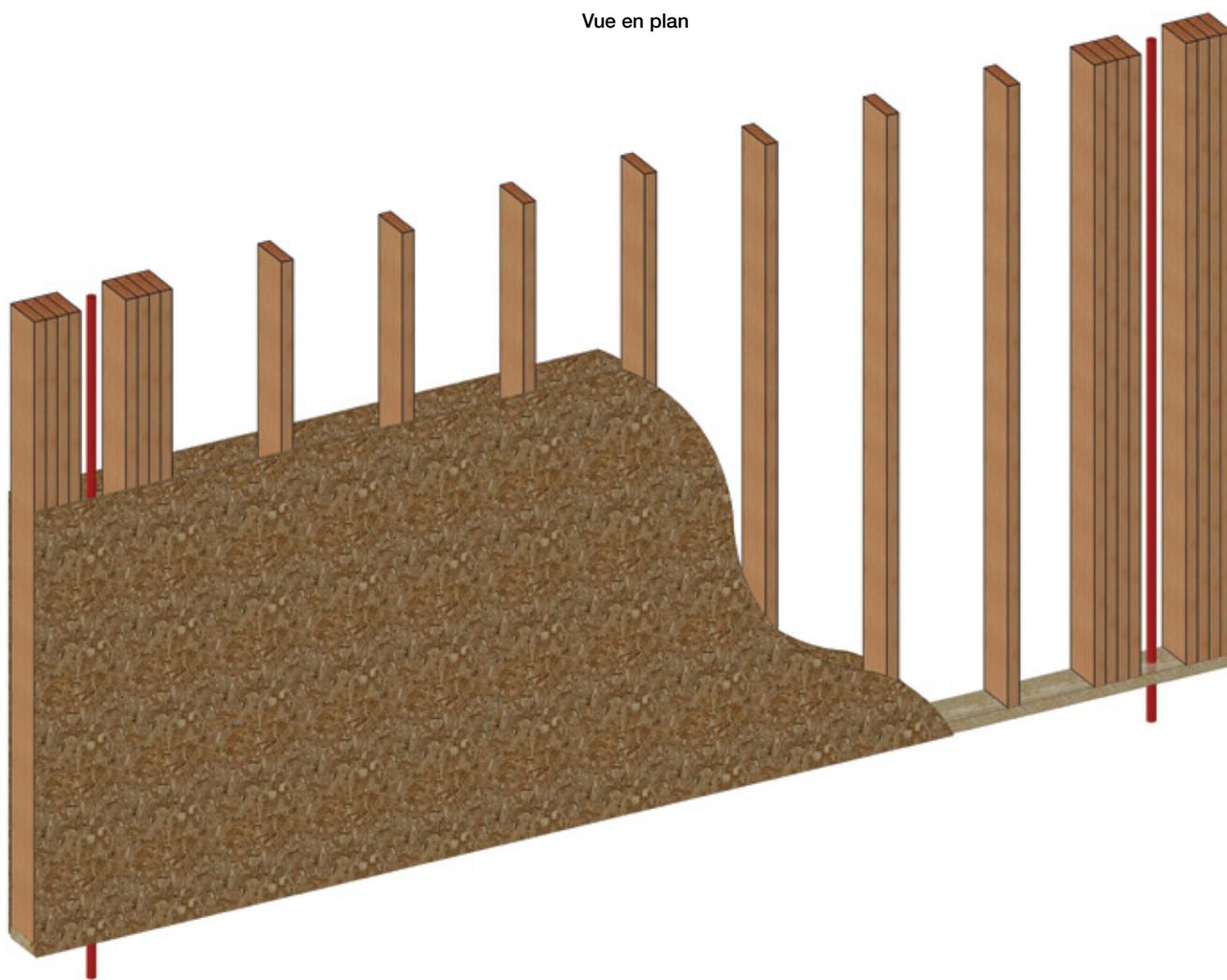
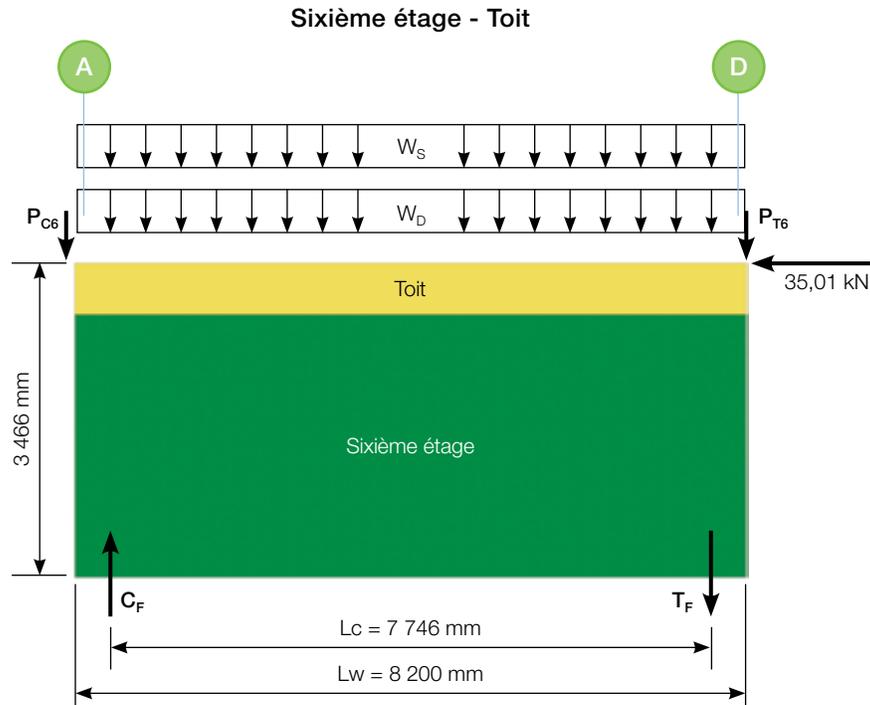


FIGURE 20 • Mur de refend MR7 (1^{er} étage)

Calcul des réactions du segment de mur de refend MR7 (contrôlées par les charges sismiques)



W_D = Charge permanente du toit = $[0,9 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} / 2] + [0,5 \text{ kPa} \times 2,536 \text{ m}] = 1,543 \text{ kN/m}$

W_S = Charge de neige au toit = $3,48 \text{ kPa} \times 25\% \times 0,610 \text{ m} / 2 = 0,265 \text{ kN/m}$

P_C^* = Charge concentrée pondérée qui s'ajoute au poteau d'extrémité du segment de mur

$P_C^* = 3,466 \text{ m} \times (1,543 \text{ kN/m} + 0,265 \text{ kN/m}) = 6,27 \text{ kN}$

P_T^* = Charge concentrée pondérée qui diminue la force d'ancrage à l'extrémité du segment de mur

$P_T^* = 3,466 \text{ m} \times 1,543 \text{ kN/m} = 5,35 \text{ kN}$

Remarque: Pour la longueur de charge à appliquer aux extrémités des segments de mur, la demi-longueur du segment est généralement utilisée. Toutefois, pour les longs segments, cette longueur peut s'avérer inappropriée. Dans l'exemple suivant, la plus petite valeur entre la demi-longueur du segment et la hauteur du segment a été prise en compte. Puisqu'il ne s'agit pas d'une règle établie, le choix de cette longueur d'application de la charge est donc laissé au jugement du concepteur.

Le CNB 2010 permet également de tenir compte d'un coefficient de réduction du moment de renversement « J_x » (voir **annexe 5** pour plus de détails).

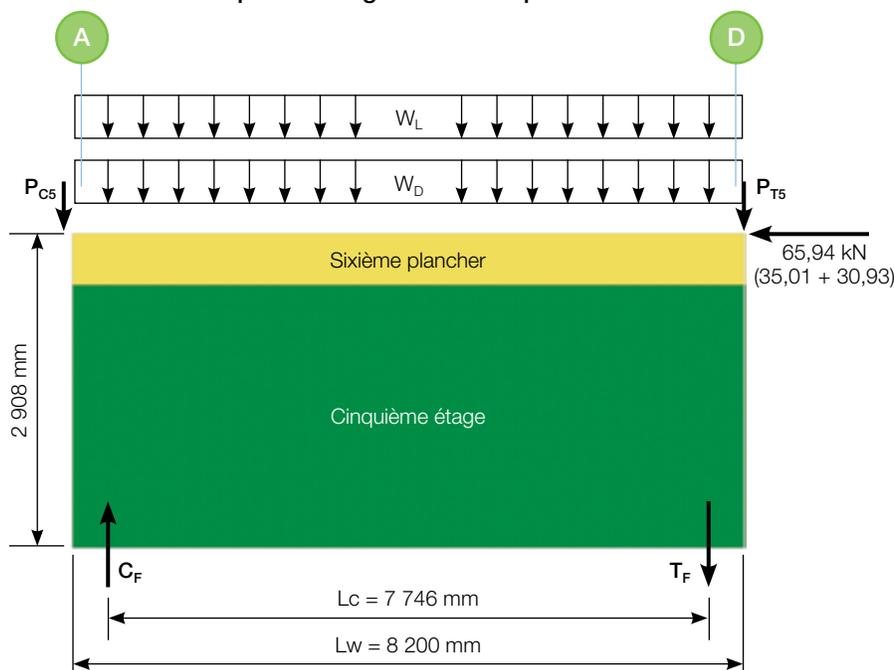
M_6 = Moment de renversement au sixième étage $\times J_x = 35,01 \text{ kN} \times 3,466 \text{ m} \times 1,0 = 121,34 \text{ kN m}$

Pour les forces d'ancrage, l'article 9.8.2 du CSA O86-09 requiert une surrésistance de 20% lorsque $I_E F_a S_a(0,2) > 0,35$ (9.8.1).

T_F = Force d'ancrage = $((M_6 / L_c) - P_T) \times 1,2 = ((121,34 / 7,746) - 5,35) \times 1,2 = 12,38 \text{ kN}$

P_F = Force de compression = $((M_6 / L_c) + P_C) = ((121,34 / 7,746) + 6,27) = 21,93 \text{ kN}$

Cinquième étage – Sixième plancher



W_D = Charge permanente du plancher = $[(1,66 \text{ kPa} + 0,5 \text{ kPa}) \times 3,2 \text{ m} / 2] + [0,5 \text{ kPa} \times 2,908 \text{ m}] = 4,91 \text{ kN/m}$

W_L = Surcharge au plancher = $1,9 \text{ kPa} \times 50\% \times 3,2 \text{ m} / 2 = 1,52 \text{ kN/m}$

P_{C5} = Charge concentrée pondérée qui s'ajoute au poteau d'extrémité du segment de mur + P_{C6}

$P_{C5} = [2,908 \text{ m} \times (4,91 \text{ kN/m} + 1,52 \text{ kN/m})] + 6,27 \text{ kN} = 24,97 \text{ kN}$

P_{T5} = Charge concentrée pondérée qui diminue la force d'ancrage à l'extrémité du segment de mur + P_{T6}

$P_{T5} = [2,908 \text{ m} \times 4,91 \text{ kN/m}] + 5,35 \text{ kN} = 19,63 \text{ kN}$

$M_5 = [\text{Moment de renversement au cinquième étage} \times J_x] + M_6 = [65,94 \text{ kN} \times 2,908 \text{ m} \times 1,0] + 121,34 = 313,09 \text{ kN m}$

$T_F = \text{Force d'ancrage} = ((M_5 / L_C) - P_T) \times 1,2 = ((313,09 / 7,746) - 19,63) \times 1,2 = 24,95 \text{ kN}$

$P_F = \text{Force de compression} = ((M_5 / L_C) + P_C) = ((313,09 / 7,746) + 24,97) = 65,39 \text{ kN}$

En continuant le même exercice, nous obtenons les résultats suivants :

TABLEAU 29 • Sommaire des réactions du segment de mur de refend MR7

Étage	w_d (kN/m)	w_l (kN/m)	F (kN/m)	$\Sigma W_d \times L_w$ (kN)	$\Sigma W_l \times L_w$ (kN)	V_r (kN)	M_r (kN)	J_x	$1.2 T_r$ (kN)	C_r (kN)	Tige d'acier	T_r (kN)	Nombre de montants	Essence montant
6 ^e - Toit	1,54	0,27	35,01	10,7	1,8	35,0	121,4	1,00	12,4	21,9	SR5	42,5	4	É-P-S n° 2
5 ^e	4,91	1,52	30,93	39,2	10,7	65,9	313,1	1,00	25,0	65,4	SR5	42,5	4	É-P-S n° 2
4 ^e	4,91	1,52	25,06	67,8	19,5	91,0	577,8	0,98	47,0	116,7	SR6	62,6	6	É-P-S n° 2
3 ^e	4,91	1,52	19,42	96,4	28,4	110,4	898,8	0,95	74,7	172,8	SR8	112,1	6	É-P-S n° 2
2 ^e	4,91	1,52	13,06	124,9	37,2	123,5	1257,9	0,92	105,1	231,1	SR9	142,0	8	É-P-S n° 2
1 ^{er}	4,89	1,52	6,55	153,0	45,9	130,0	1631,1	0,90	134,7	288,2	SR9H	303,7	8	É-P-S n° 2

TABLEAU 30 • Sommaire des ancrages et des poteaux d'extrémité des segments de mur de refend

Segment de mur	Ancrage ATS						Nombre de poteaux d'extrémité (2 x 6 É-P-S n° 2)					
	1 ^{er} étage	2 ^e étage	3 ^e étage	4 ^e étage	5 ^e étage	6 ^e étage	1 ^{er} étage	2 ^e étage	3 ^e étage	4 ^e étage	5 ^e étage	6 ^e étage
MR1-A	SR9H	SR9	SR8	SR6	SR5	SR5	8	8	6	6	4	4
MR1-B												
MR2-A	SR9	SR9	SR8	SR6	SR5	SR5	10	8	6	6	4	4
MR2-B												
MR3-A												
MR3-B												
MR4-A												
MR4-B												
MR5-A												
MR5-B												
MR6	SR9	SR9	SR8	SR6	SR5	SR5	8	8	6	6	4	4
MR7	SR9H	SR9	SR8	SR6	SR5	SR5	8	8	6	6	4	4
MR8-A	SR9	SR9	SR9	SR8	SR7	SR6	8	8	8	6	6	6
MR8-B												
MR9	SR9	SR8	SR7	SR6	SR6	SR5	6	6	6	4	4	4
MR10												
MR11	SR9H	SR9H	SR9	SR7	SR6	SR5	10	8	8	6	4	4
MR12	SR9	SR8	SR7	SR6	SR6	SR5	8	8	6	6	4	4
MR13												
MR14												
MR15												
MR16												
MR17												
MR18	SR9H	SR9H	SR9	SR7	SR6	SR5	10	8	8	6	4	4
MR19	SR9	SR8	SR7	SR6	SR6	SR5	6	6	6	4	4	4
MR20												

Ancrage des murs de refend contre le glissement

En plus d'être dotés d'ancrages de retenue aux extrémités pour résister au moment de renversement, les segments de mur de refend doivent être attachés sur

toute leur longueur pour résister au glissement causé par les forces horizontales. La **figure 21** représente un assemblage du mur de refend MR7 aux premier et deuxième étages.

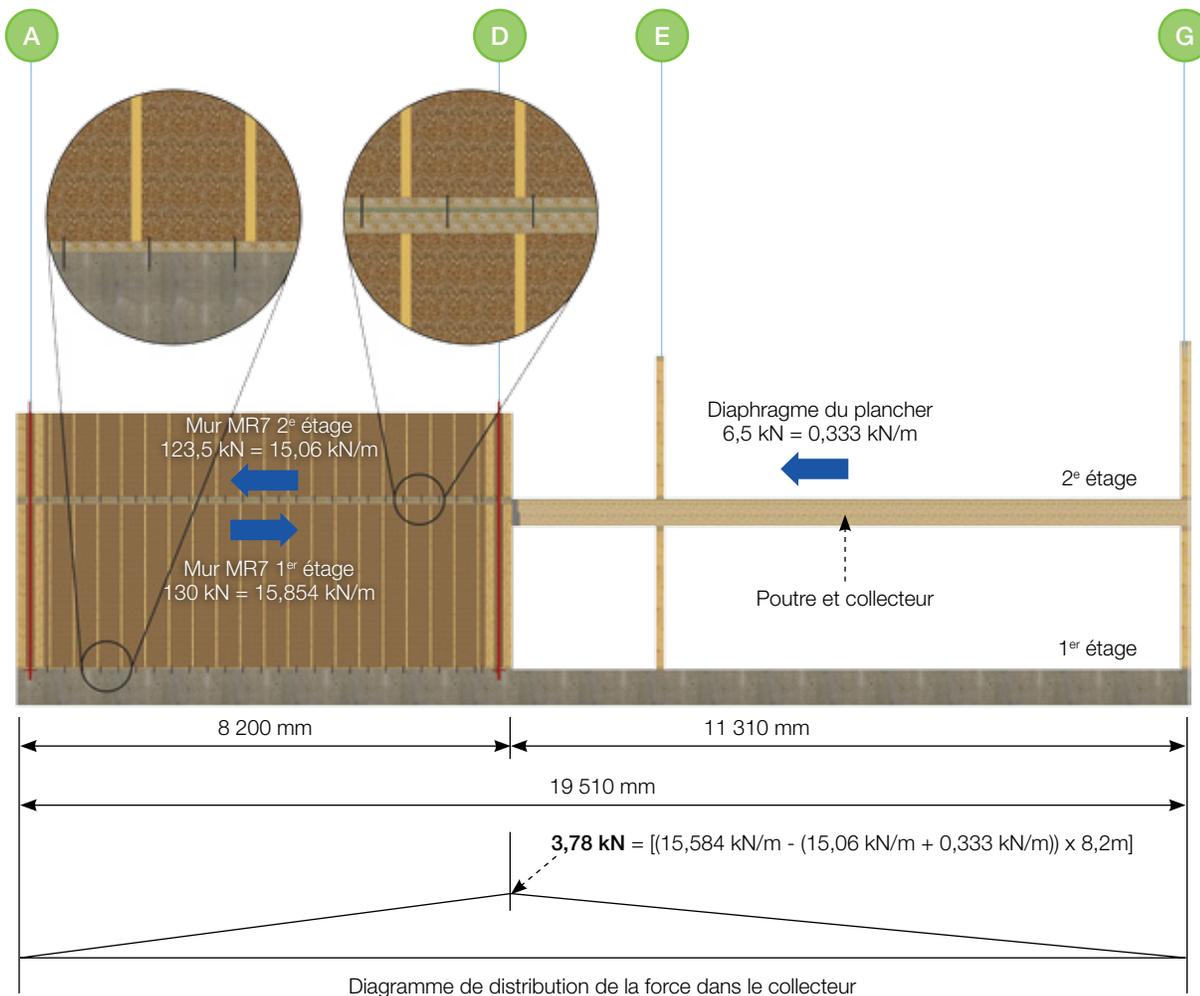


FIGURE 21 • Assemblage contre le glissement du mur de refend MR7 des 1^{er} et 2^e étages

Ancrage du mur au premier étage

Au premier étage, le mur MR7 doit être ancré au plancher de béton pour une force horizontale de 15,854 kN/m (130 kN/8,2 m). L'article 9.8.2 de la norme CSA O86 requiert toutefois de majorer les forces d'ancrage de 20%. Par conséquent, le mur doit être ancré pour une force de cisaillement de 19,0 kN/m (15,854 x 1,2). On utilise une rangée de boulons d'ancrage de 12,7 mm de diamètre espacés à 305 mm.

Force par boulon d'ancrage = $19,0 \text{ kN/m} \times 0,305 \text{ m}$
= 5,8 kN

Résistance d'un boulon d'ancrage (voir le tableau MCCB de la page 316) pour une membrure de 38 mm d'épaisseur et un groupe d'essences D.Fir (ou équivalent tel que Timberstrand avec densité de 0,50 pour charge appliquée sur la face large) = $5,62 \text{ kN} \times 1,15 (K_D) = 6,46 \text{ kN} \geq 5,8 \text{ kN}$ ✓

Ancrage du mur au deuxième étage

Au deuxième étage, on utilise des vis spécialisées autotaraudeuses telles que les vis SDS de Simpson ou WS de MiTek.

Vis WS45 de MiTek (114 mm de longueur, 6,4 mm de diamètre) = 2,42 kN/vis (groupe d'essences D.Fir ou équivalent) x 1,15 (K_p) = 2,78 kN

On utilise deux rangées de vis espacées de 254 mm

Résistance des vis = $2 \times 2,78 \text{ kN} / 0,254 \text{ m} = 21,9 \text{ kN/m} \geq 19,0 \text{ kN/m}$ ✓

Continuité du collecteur

Le transfert des charges du diaphragme au mur de refend doit se faire au moyen de collecteurs. Dans l'exemple du mur MR7, la poutre de plancher dans le même axe servira de collecteur pour le cheminement des forces de cisaillement vers le mur de refend MR7. Il faudra donc assurer une attache à la jonction de la poutre et du mur MR7. Les forces de cisaillement

dans le mur MR7 sont maximales au premier étage et la force à transférer du collecteur au mur est de 3,78 kN (**figure 21**). Toutefois, il faut également vérifier les étages supérieurs, car les forces de cisaillement dans les diaphragmes sont plus élevées. La **figure 22** illustre la répartition des efforts au plancher du sixième étage.

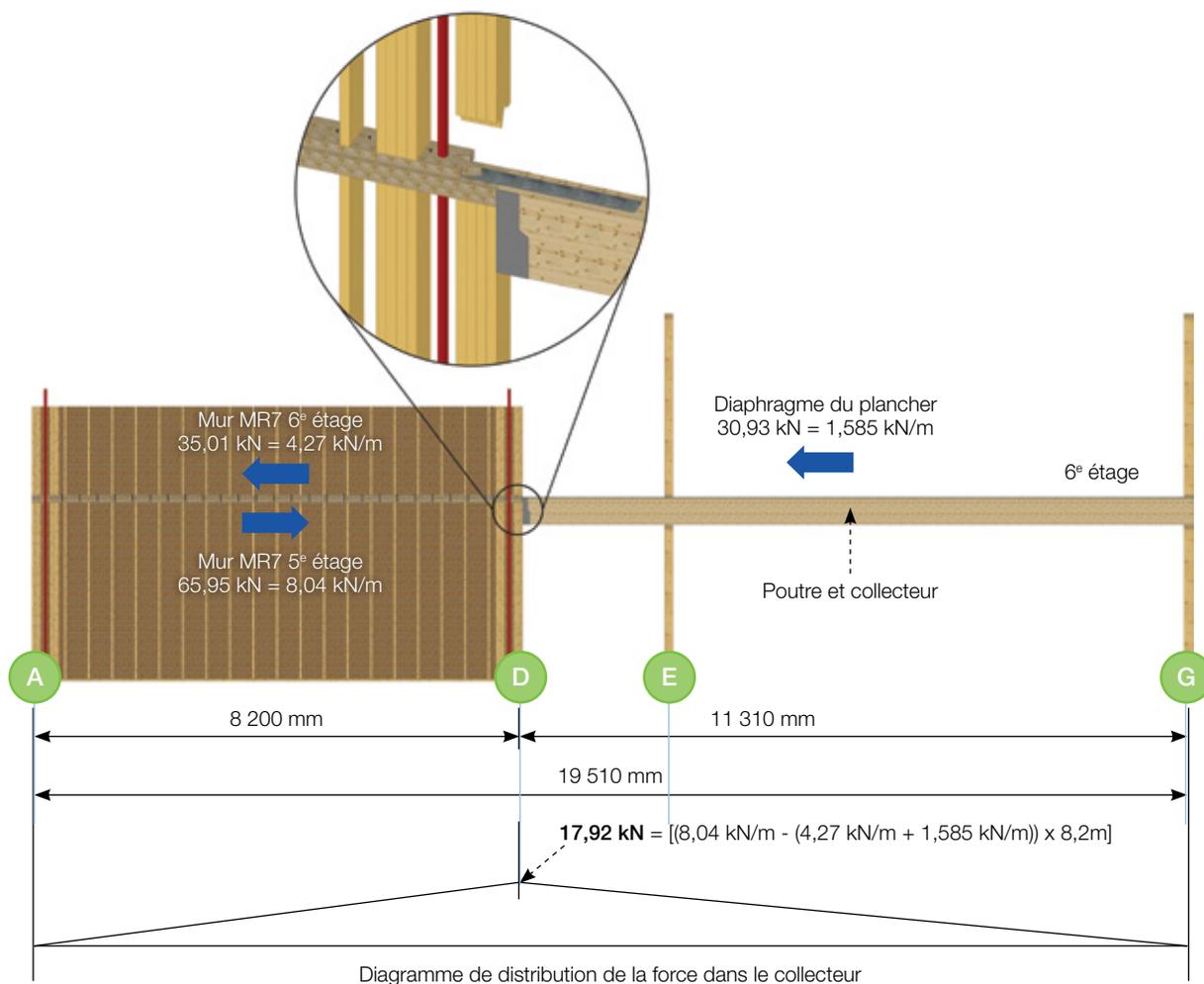


FIGURE 22 • Assemblage contre le glissement du mur de refend MR7 du 6^e étage

La force à transférer est beaucoup plus élevée, soit de 17,92 kN. L'article 9.8.4.2 de la norme CSA O86 requiert une majoration de la résistance du diaphragme de 20 %. De plus, les éléments de transfert du diaphragme doivent également être majorés de 20 % de la résistance du diaphragme. Par conséquent, nous devons calculer cette attache pour

une force de 25,8 kN (17,92 x 1,2 x 1,2). On utilise une mince bande de métal clouée sur le dessus de la poutre et sur le dessus du mur dans les sablières doubles. Selon le catalogue de la compagnie Simpson (C-CAN12CF), une bande métallique MSTC40 procure une résistance de 27,74 kN avec 48 clous ordinaires de 76 mm de longueur.

TABLEAU 31 • Résistance des bandes métalliques Simpson

Modèle N°	Ca	Dimensions (po)		Attaches (Total)	Résistance pondérée à la traction			
		W	L		Douglas-mélèze		É-P-S	
					(K _D = 1,00)	(K _D = 1,15)	(K _D = 1,00)	(K _D = 1,15)
					lbs	lbs	lbs	lbs
kN	kN	kN	kN					
MSTC28		3	28¼	32-10d	3 955	4 545	3 615	4 155
					17,59	20,22	16,08	18,48
MSTC40	16	3	40¼	48-10d	5 930	6 820	5 420	6 235
					26,38	30,34	24,11	27,74

Il est à noter que l'article 4.1.8.15. 1) b) du CNB stipule que les diaphragmes, les éléments collecteurs, les membrures, les contre-fiches ou les poinçons et leurs assemblages doivent être calculés pour « une force minimale correspondant au cisaillement à la base divisé par N (nombre d'étages) au niveau x du diaphragme ».

8.2 Calcul des déformations

L'article 9.7.1.1. du CSA O86 09 nous donne la formule à utiliser pour calculer la déformation des murs de refend avec entremises. Cette formule n'est toutefois applicable que pour un seul étage. Lorsque plusieurs étages se superposent, il faut tenir compte de l'effet de transfert du moment de flexion et de rotation entre

les étages tel qu'expliqué dans la note technique du CCB: *Design Example: Design of Stacked Multi-Storey Wood-Based Shear Walls Using a Mechanics-Based Approach (CCB-3)*.

La formule pour le calcul de la déformation des murs de refend devient alors :

$$\Delta_i = \underbrace{V_i H_i^3 / 3(EI)_i + M_{\text{top-}i} H_i^2 / 2(EI)_i}_{\text{Déformation due à la flexion}} + \underbrace{V_i H_i / (L_i B_{vi})}_{\text{Déformation due au cisaillement}} + \underbrace{0.0025 H_i e_{n,i}}_{\text{Déformation due au glissement des clous}} + \underbrace{H_i d_{a,i} / L_i}_{\text{Déformation due aux ancrages de retenue}} + \underbrace{H_i (\sum_{j=1}^i \theta_{i-1})}_{\text{Déformation due à la rotation causée par le moment de flexion}} + \underbrace{\sum_{j=1}^i \alpha_j}_{\text{Déformation due à la rotation causée par les ancrages de retenue}}$$

Afin de limiter les conséquences du retrait, le système d'ancrages de retenue ATS de Simpson avec compensateur de retrait a été utilisé pour cet exemple de calcul. Avec ce système, le moment de renversement dans les segments de mur de refend est repris, d'un

côté du mur, par les tiges d'acier (côté tendu) et de l'autre côté par des poteaux composés en bois (côté comprimé). Par conséquent, le moment d'inertie équivalent du mur de refend doit être déterminé.

8.2.1 Calcul du moment d'inertie équivalent d'un segment de mur de refend avec tige d'ancrage ATS

$E = E_c$ = Module d'élasticité de la membrure en bois

E_t = Module d'élasticité de la tige d'acier

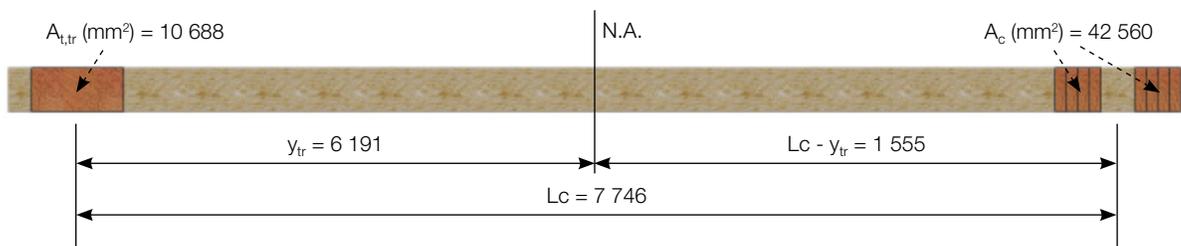
$$\eta = E_t / E_c$$

$A_{t,tr} = A_t \times \eta$ = Aire de la tige d'acier en équivalent de bois

$$y_{t,tr} = A_c \times L_c / (A_{t,tr} + A_c)$$

$$I_{tr} = (A_{t,tr} \times y_{tr}^2) + (A_c \times (L_c - y_{tr})^2)$$

Calcul du moment d'inertie du mur MR7 pour le premier étage



$$A_c = 8 \times 38 \times 140 = 42\,560 \text{ mm}^2$$

$$A_{t,tr} = A_t \times \eta = 507,7 \times (200\,000 / 9\,500) = 10\,688 \text{ mm}^2$$

$$y_{t,tr} = 42\,560 \times 7\,746 / (10\,688 + 42\,560) = 6\,191 \text{ mm}$$

$$L_c - y_{t,tr} = 1\,555 \text{ mm}$$

$$I_{tr} = (10\,688 \times 6\,191^2) + (42\,560 \times 1\,555^2) = 5,13 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Pour tous les étages, on obtient les résultats suivants pour le mur MR7 :

TABLEAU 32 • Moments d'inertie à chaque étage pour le mur MR7

Étage	E_c (N/mm ²)	E_t (N/mm ²)	A_c (mm ²)	A_t (mm ²)	$A_{t,tr}$ (mm ²)	y_{tr} (mm)	I_{tr} (mm ⁴)
6 ^e - Toit	9 500	200 000	21 280	151,2	3 183	6 738	1,66E+11
5 ^e	9 500	200 000	21 280	151,2	3 183	6 738	1,66E+11
4 ^e	9 500	200 000	31 920	222,7	4 688	6 754	2,45E+11
3 ^e	9 500	200 000	31 920	402,4	8 472	6 121	4,02E+11
2 ^e	9 500	200 000	42 560	507,7	10 688	6 191	5,13E+11
1 ^{er}	9 500	200 000	42 560	507,7	10 688	6 191	5,13E+11

TABLEAU 33 • Sommaire des charges sismiques et composition du mur MR7

Étage	F (kN)	F (kN/m)	V (kN/m)	Composition du mur de refend MR7					Résistance du mur, V_r (kN/m)
				Épaisseur du panneau d'OSB (mm)	Nombre de panneaux d'OSB	Diamètre du clou (mm)	Espacement des clous (mm)	Montants à 400 c/c	
6° - Toit	35,01	4,27	4,27	11	1	3,05	100	É-P-S n° 2	5,83
5°	30,93	3,77	8,04	12,5	1	3,33	75	É-P-S n° 2	8,68
4°	25,06	3,06	11,10	11	2	3,05	100	É-P-S n° 2	11,66
3°	19,42	2,37	13,47	11	2	3,05	75	É-P-S n° 2	15,08
2°	13,06	1,59	15,06	11	2	3,05	75	É-P-S n° 2	15,08
1 ^{er}	6,55	0,80	15,86	12,5	2	3,33	75	É-P-S n° 2	17,36

8.2.2 Calcul de la déformation du mur MR7 (sismique)

Déformation due à la flexion (interétage)

$$\Delta_{i\text{-flexion}} = V_i H_i^3 / 3(EI)_i + M_{\text{top-}i} H_i^2 / 2(EI)_i + H_i (\sum_{j=1}^i \theta_j)$$

TABLEAU 34 • Moments d'inertie à chaque étage pour le mur MR7

Étage	H_i (mm)	V_i (N)	$M_{\text{top-}i}$ (N mm)	E (N/mm ²)	I_{tr} (mm ⁴)	Θ_i (rad)	$\sum_{j=1}^i \Theta_j$ (rad)	$\Delta_{i\text{-flexion}}$ (mm)	J_x
6° - Toit	3 466	35 014.07	0	9 500	1,66E+11	non requis	2,95E-03	10,5	1,00
5°	2 908	65 941.33	1,21E+08	9 500	1,66E+11	4,00E-04	2,55E-03	8,1	1,00
4°	2 908	91 002.23	3,13E+08	9 500	2,45E+11	5,56E-04	2,00E-03	6,7	0,98
3°	2 908	110 417.7	5,72E+08	9 500	4,02E+11	5,56E-04	1,44E-03	5,1	0,95
2°	2 908	123 475.8	8,78E+08	9 500	5,13E+11	6,26E-04	8,15E-04	3,3	0,92
1 ^{er}	2 870	130 029.5	1,21E+09	9 500	5,13E+11	8,15E-04	0	1,2	0,90

H_i = Hauteur de l'étage i (mm) (mur + plancher ou toit)

V_i = Force de cisaillement à l'étage i (N) = $\sum_{j=i}^n F_j$

$M_{\text{top-}i}$ = Moment au sommet de l'étage i = Moment à la base de l'étage $i + 1$ = $\sum_{j=i}^n V_j H_j$

EI_i = EI_{tr} du mur de refend de l'étage i (N mm²)

Θ_i = $M_{\text{top-}i} H_i / (EI)_i + V_i H_i^2 / 2(EI)_i$

Déformation due au cisaillement (interétage)

$$\Delta_{i\text{-cisaillement}} = V_i H_i / (L_i B_v)$$

TABLEAU 35 • Déformation due au cisaillement à chaque étage du mur MR7

Étage	H _i (mm)	V _i (N)	L _i (mm)	B _v (N/mm)	N ^{bre} de panneaux	Δ _i - cisaillement (mm)
6 ^e - Toit	3 466	35 014,07	8 200	11 000	1	1,3
5 ^e	2 908	65 941,33	8 200	11 000	1	2,1
4 ^e	2 908	91 002,23	8 200	11 000	2	1,5
3 ^e	2 908	110 417,7	8 200	11 000	2	1,8
2 ^e	2 908	123 475,8	8 200	11 000	2	2,0
1 ^{er}	2 870	130 029,5	8 200	11 000	2	2,1

B_v = Rigidité au cisaillement en épaisseur (N/mm) selon le tableau 7.3C, CSA O86

Pour un panneau d'OSB de 11 mm (1R24/2F16) et de 12,5 mm (2R32/2F16)
(un panneau d'un côté) => B_v = 11 000 N/mm

Déformation due au glissement des clous (interétage)

$$\Delta_{i\text{-clous}} = 0.0025 H_i e_{n,i}$$

TABLEAU 36 • Déformation due au glissement à chaque étage du mur MR7

Étage	H _i (mm)	V _i (N)	L _i (mm)	Épaisseur du panneau (mm)	Diamètre du clou, d _f (mm)	Espacement des clous (mm)	V _e (N)	e _n (mm)	Δ _i Clous (mm)
6 ^e - Toit	3 466	35 014,07	8 200	11	3,05	100	427	0,356	3,09
5 ^e	2 908	65 941,33	8 200	12,5	3,33	75	603	0,500	3,63
4 ^e	2 908	91 002,23	8 200	11	3,05	100	555	0,601	4,37
3 ^e	2 908	110 417,7	8 200	11	3,05	75	505	0,498	3,62
2 ^e	2 908	123 475,8	8 200	11	3,05	75	565	0,623	4,53
1 ^{er}	2 870	130 029,5	8 200	12,5	3,33	75	595	0,486	3,49

V_e = Charge par clou (N) = ((V_i / L_i) / nombre de panneaux) x espacement des clous (mm)

e_n = Déformation des clous (mm). Pour le calcul de e_n, la formule proposée dans la norme CSA O86-14 (A.11.7) a été utilisée: e_n = (0,013 V_e / d_f²)²

Déformation due aux ancrages de retenue (interétage)

$$\Delta_{i\text{-ancrages}} = H_i d_{a,i} / L_i + H_i \sum_{j=1}^{i-1} \alpha_j = H_i / L_i \times \sum_{j=1}^i d_{a,i}$$

TABLEAU 37 • Types et efforts des ancrages de retenue à chaque étage du mur MR7

Étage	ATS	A_t (mm ²)	d_{\max} (mm)	T_{ri} (kN)	T_{fi} (kN)	C_{fi} (kN)	$L_{c\text{-perp}}$ (mm)	$E_{c\text{-perp}}$ (N/mm ²)	$A_{c\text{-perp}}$ (mm)
6 ^e - Toit	SR5	151,2	1,0	42,45	10,3	21,9	114,0	517,3	21 280,0
5 ^e	SR5	151,2	1,0	42,45	20,8	65,4	114,0	517,3	21 280,0
4 ^e	SR6	222,7	1,0	62,61	39,2	116,7	114,0	517,3	31 920,0
3 ^e	SR8	402,4	1,0	112,12	62,3	172,8	114,0	517,3	31 920,0
2 ^e	SR9	507,7	1,0	141,96	87,6	231,1	114,0	517,3	42 560,0
1 ^{er}	SR9H	507,7	2,0	303,74	112,3	288,2	114,0	517,3	42 560,0

A_t = aire efficace de la tige d'acier

d_{\max} = écrasement de la plaque d'appui du système d'ancrage à la pleine capacité des tiges d'acier aux jonctions des planchers. Ce n'est pas l'allongement de la tige d'acier qui est déjà tenu en compte dans le calcul de l'inertie transformé du segment de mur. Nous avons supposé que $d_{\max} = 1$ mm pour les ancrages de type SR et $d_{\max} = 2$ mm pour les ancrages de type SRH tel que suggéré dans le document *Design Example: Design of Stacked Multi-Storey Wood-Based Shear Walls Using a Mechanics-Based Approach* du Conseil Canadien du bois et de FPIInnovations (**CCB-3**).

$L_{c\text{-perp}}$ = épaisseur des lisses par étage pour tenir compte de la déformation en écrasement (3 x 38 mm)

Afin de réduire la valeur de $d_{a,i}$, les poutrelles de plancher s'appuieront sur des étriers à clouage par le dessus (*top mount*) plutôt que sur la membrure inférieure avec une solive de rive.



$$E_{c\text{-perp}} = \text{environ } E_{\text{par}} / 20$$

E_{par} TimberStrand (N/mm²) = 10 345 N/mm²
 $E_{c\text{-perp}}$ TimberStrand (N/mm²) ≈ 517 N/mm²
 Largeur des montants = 140 mm

TABLEAU 38 • Types et efforts des ancrages de retenue à chaque étage du mur MR7

Étage	H_i (mm)	L_i (mm)	$d_{a,i}$ (mm)	α_i (rad)	$\sum_{j=1}^i \alpha_j$ (rad)	$\Delta_{i\text{ ancrage}}$ (mm)
6 ^e - Toit	3 466	8 200	0,47	5,74E-05	1,08E-03	3,7
5 ^e	2 908	8 200	1,17	1,42E-04	1,02E-03	3,0
4 ^e	2 908	8 200	1,43	1,75E-04	8,81E-04	2,6
3 ^e	2 908	8 200	1,75	2,13E-04	7,07E-04	2,1
2 ^e	2 908	8 200	1,81	2,21E-04	4,93E-04	1,4
1 ^{er}	2 870	8 200	2,23	2,72E-04	2,72E-04	0,8

$$d_{a,i} = (T_{f,i} / T_{r,i}) \times d_{\max} + (C_{f,i} \times L_{c\text{-perp}}) / (E_{c\text{-perp}} \times A_{c\text{-perp}})$$

$$\alpha_i = d_{a,i} / L_i$$

TABLEAU 39 • Sommaire des déformations à chaque étage du mur MR7

Déformation inter-étage								
Δ_i -flexion (mm)	Δ_i - cisaillement (mm)	Δ_i Clous (mm)	Δ_i ancrage (mm)	Δ_i - total Inter-étage (mm)	Δ_i total x Rd Ro Inter-étage (mm)	Limite de déformation inter-étage Δ_i RdRo / H_i		Δ_i total Global
10,5	1,3	3,1	3,7	18,7	95,5	0,0275	Excès	82,0
8,1	2,1	3,6	3,0	16,8	85,8	0,0295	Excès	63,3
6,7	1,5	4,4	2,6	15,1	77,0	0,0265	Excès	46,4
5,1	1,8	3,6	2,1	12,5	63,8	0,0219	OK	31,3
3,3	2,0	4,5	1,4	11,3	57,5	0,0198	OK	18,8
1,2	2,1	3,5	0,8	7,6	38,5	0,0134	OK	7,6

La limite de déformation interétage est de 0,025 fois la hauteur de l'étage (4.1.8.13.3., CNB 2010). Les forces sismiques utilisées pour le calcul de ces déformations ont été établies pour une période de 0,76 sec., soit la limite permise pour le calcul de la résistance selon le CNB. Toutefois, pour le calcul de la déformation, il est possible d'utiliser la période

sans limite supérieure (4.1.8.11.3 d) iv)). La période réelle du mur à partir des déformations obtenues est donc calculée grâce à la méthode de Rayleigh. Étant donné que la rigidité des murs de refend n'est pas constante à cause de la déformation non linéaire des clous, plusieurs itérations devront être effectuées jusqu'à la convergence.

Formule de Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum_{i=1}^n W_i \Delta_i^2) / (g \sum_{i=1}^n F_i \Delta_i)}$$

W_i = Poids à l'étage i (kN) pour le calcul sismique (voir **annexe 1**)

Δ_i = déformation totale à l'étage i (mm)

F_i = force sismique latérale appliquée à l'étage i (kN)

g = accélération gravitationnelle = 9 800 mm/sec²

En appliquant cette formule au mur MR7, nous obtenons les résultats suivants :

TABLEAU 40 • Déformations obtenues à chaque étage du mur MR7 avec la méthode de Rayleigh

W_i étage (kN)	W_i mur (kN)	F_i (kN)	Δ_i (mm)	W_i mur Δ_i^2 (KN mm ²)	$F_i \Delta_i$ (kN mm)	Hauteur étage (m)
2 135,8	262,06	35,01	82,0	1 761 941	2 871	3,466
2 911,9	357,29	30,93	63,3	1 430 472	1 957	2,908
2 951,8	362,19	25,06	46,4	781 303	1 164	2,908
3 051,5	374,42	19,42	31,3	367 946	609	2,908
3 085,5	378,59	13,06	18,8	134 321	246	2,908
3 119,5	382,76	6,55	7,6	21 844	50	2,87
17 256	2 117,31	130,03	$\sum_{i=1}^6$	4 497 828	6 896	
Ratio de W	0,1227					

$W_{i \text{ mur}}$ = Poids assigné au mur i (kN) = $W_{i \text{ étage}}$ x ratio de charge sismique du mur i

Ratio de charge sismique du mur MR7 = 0,1227 (**tableau 16**)

$$T = 2 \times 3,1416 \times \sqrt{(4 497 828 / (9 800 \times 6 896))} = 1,62 \text{ sec.}$$

La période initiale utilisée pour déterminer les forces latérales pour le calcul de la déformation était : $T = 0,76$ sec. Avec une période de $1,62$ sec., les forces latérales

déterminées au départ étaient trop élevées. Nous pouvons donc réajuster les forces latérales en fonction de cette nouvelle période.

TABLEAU 41 • Réajustement des forces latérales en fonction de la nouvelle période

V_{\min} (kN) = $S(4.0)M_v I_E W / Rd Ro$	356,3
V (kN) = $S(T_a)M_v I_E W / Rd Ro$	584,2
V_{\max} (kN) = $2/3 S(0.2) I_E W / Rd Ro$	1 463,9

Pour $T_a = 1,62$ sec. $\Rightarrow S(T_a) M_v = 0,1727$

$W = 17\,256$ kN (voir **annexe 1**)

Charge appliquée à la base du mur MR7 = $0,1227 \times 584,2 = 71,7$ kN, au lieu de 130 kN, charge appliquée au départ ($0,1227 \times 1\,059,4$).

TABLEAU 42 • Nouvelle répartition des charges sur MR7 et nouvelle valeur du coefficient de moment de renversement J_x

		J_x
F6 (kN) =	22,64	1
F5 (kN) =	15,96	1
F4 (kN) =	12,94	0,913
F3 (kN) =	10,02	0,792
F2 (kN) =	6,74	0,671
F1 (kN) =	3,38	0,552
Total (kN) =	71,68	

En utilisant ces nouvelles valeurs, nous obtenons les déformations suivantes :

TABLEAU 43 • Déformations obtenues à chaque étage du mur MR7 en utilisant les nouvelles valeurs

Étage	$W_{i \text{ étage}}$ (kN)	$W_{i \text{ mur}}$ (kN)	F_i (kN)	Δ_i (mm)	$W_{i \text{ mur}} \Delta_i^2$ (KN mm ²)	$F_i \Delta_i$ (kN mm)	Hauteur étage (m)
6° - Toit	2 135,8	262,06	22,64	42,9	482 996	972	3,466
5°	2 911,9	357,29	15,96	32,0	364 785	510	2,908
4°	2 951,8	362,19	12,94	22,6	185 675	293	2,908
3°	3 051,5	374,42	10,02	14,8	82 112	148	2,908
2°	3 085,5	378,59	6,74	8,5	27 426	57	2,908
1 ^{er}	3 119,5	382,76	3,38	3,3	4221	11	2,87
	17 256	2 117,31	71,68	$\sum_{i=1 \text{ à } 6}$	1 147 215	1 992	
	Ratio de W	0,1227					

$T = 2 \times 3,1416 \times \sqrt{(1147215 / (9\,800 \times 1\,992))} = 1,52$ sec.

Le même processus est recommencé jusqu'à la convergence (trois autres itérations) et la période ainsi obtenue est de **T = 1,54 sec.**

TABLEAU 44 • Déformations à chaque étage du mur MR7 avec une période satisfaisante

Déformation inter-étage								Δ_i total Global
Δ_i -flexion (mm)	Δ_i - cisaillement (mm)	Δ_i Clous (mm)	Δ_i ancrage (mm)	Δ_i - total Inter-étage (mm)	Δ_i total x Rd Ro Inter-étage (mm)	Limite de déformation inter-étage Δ_i RdRo / H_i		
6,1	0,9	1,3	3,0	11,3	57,5	0,017	OK < 0,025	44,4
4,6	1,3	1,3	2,4	9,6	48,9	0,017	OK < 0,025	33,1
3,7	0,8	1,5	2,1	8,1	41,4	0,014	OK < 0,025	23,5
2,8	1,0	1,2	1,6	6,5	33,4	0,011	OK < 0,025	15,4
1,8	1,1	1,5	1,0	5,4	27,6	0,009	OK < 0,025	8,9
0,6	1,2	1,1	0,5	3,5	17,7	0,006	OK < 0,025	3,5

Pour cette période et ces charges, la déformation du mur MR7 est satisfaisante.

8.2.3 Calcul de la déformation du mur MR7 (vent)

La vérification de la flèche des murs de refend sous les charges de vent se fait de la même façon que pour les charges sismiques, à l'exception du processus itératif, qui n'est pas effectué. De plus, les charges de vent doivent être ajustées en tenant compte du coefficient de risque $I_w = 0,75$ et des charges non pondérées (1,4).

TABLEAU 45 • Résultats des charges non pondérées de vent dans le mur MR7

Étage	F (kN)	F (kN/m)	V (kN/m)	Composition du mur de refend MR7					Résistance du mur, V_r (kN/m)
				Épaisseur du panneau d'OSB (mm)	Nombre de panneaux d'OSB	Diamètre du clou (mm)	Espacement des clous (mm)	Montants à 400 c/c	
6° - Toit	6,11	0,74	0,74	11	1	3,05	100	É-P-S n° 2	5,83
5°	7,56	0,92	1,67	12,5	1	3,33	75	É-P-S n° 2	8,68
4°	8,08	0,99	2,65	11	2	3,05	100	É-P-S n° 2	11,66
3°	8,08	0,99	3,64	11	2	3,05	75	É-P-S n° 2	15,08
2°	8,08	0,99	4,62	11	2	3,05	75	É-P-S n° 2	15,08
1°	8,03	0,98	5,60	12,5	2	3,33	75	É-P-S n° 2	17,36

Le calcul des déformations du mur MR7 dues aux charges de vent est résumé dans le **tableau 46**.

TABLEAU 46 • Calcul des déformations du mur MR7 dues aux charges de vent

Déformation inter-étage								Δ_i total Global
Δ_i -flexion (mm)	Δ_i - cisaillement (mm)	Δ_i Clous (mm)	Δ_i ancrage (mm)	Δ_i - total Inter-étage (mm)	Limite de déformation inter-étage $H_i / 500$			
2,5	0,2	0,1	1,2	4,0	6,93	OK	17,8	
2,0	0,4	0,2	1,0	3,5	5,82	OK	13,8	
1,7	0,4	0,2	0,9	3,2	5,82	OK	10,2	
1,3	0,5	0,3	0,7	2,8	5,82	OK	7,1	
0,9	0,6	0,4	0,5	2,5	5,82	OK	4,3	
0,3	0,7	0,4	0,3	1,8	5,74	OK	1,8	

8.2.4 Compilation des résultats

Le **tableau 47** offre un résumé des déformations globales ($\Delta_{i \text{ total}}$ Global) obtenues au sommet de chaque segment de mur de refend pour une période calculée selon la méthode de Rayleigh. Ce calcul confirme que la période calculée est supérieure à la période empirique suggérée dans le CNB. La période des segments de mur de refend varie

entre 1,43 et 1,6 sec.. Notons également que les déformations obtenues dans les murs de refend alignés dans un même axe sont relativement proches, ce qui confirme que l'hypothèse de la répartition des charges au prorata du carré de la longueur des segments de mur est acceptable. À partir des déformations obtenues, nous pourrions déterminer la rigidité réelle de chaque mur et redistribuer les charges de façon à obtenir plus de précision.

TABLEAU 47 • Déformations globales dues aux charges sismiques à chaque étage selon la méthode de Rayleigh

	Charges sismiques								Période T (sec.)
	Déformation globale à chaque étage (mm)								
	Mur	L_i (m)	Toit	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	
Direction nord-sud	MR1-A	7,7	45,1	33,6	23,7	15,5	8,8	3,4	1,55
	MR1-B	8,6	44,0	32,6	22,9	15,4	8,7	3,6	1,52
	MR2-A	8,6	39,7	29,9	21,0	13,9	8,1	3,4	1,44
	MR2-B	8,6	39,7	29,9	21,0	13,9	8,1	3,4	1,44
	MR3-A	8,6	40,3	30,5	21,6	14,6	8,1	3,4	1,46
	MR3-B	8,6	40,3	30,5	21,6	14,6	8,1	3,4	1,46
	MR4-A	8,6	40,7	30,7	21,6	14,4	8,4	3,6	1,46
	MR4-B	8,6	40,7	30,7	21,6	14,4	8,4	3,6	1,46
	MR5-A	8,6	40,7	30,6	21,6	14,3	8,4	3,5	1,46
	MR5-B	8,6	40,7	30,6	21,6	14,3	8,4	3,5	1,46
	MR6	6,8	48,4	36,0	25,2	16,5	9,5	3,9	1,61
	MR7	8,2	44,4	33,1	23,5	15,4	8,9	3,5	1,54
	MR8-A	4,9	43,5	33,6	24,6	16,0	8,5	3,3	1,54
	MR8-B	3	42,3	31,7	22,6	14,4	7,4	2,6	1,49
Direction est-ouest	MR9	3,4	45,5	34,2	24,8	16,0	8,5	3,3	1,57
	MR10	3,9	45,7	34,6	25,2	16,3	9,2	3,7	1,58
	MR11	10,4	43,5	32,7	23,3	16,0	9,7	4,1	1,53
	MR12	7	40,7	30,8	22,0	14,7	8,1	3,2	1,47
	MR13	7,4	40,4	30,7	21,9	14,7	8,1	3,3	1,46
	MR14	7,4	40,4	30,7	21,9	14,7	8,1	3,3	1,46
	MR15	7,3	41,2	31,2	22,3	15,0	8,2	3,4	1,48
	MR16	7,3	41,2	31,2	22,3	15,0	8,2	3,4	1,48
	MR17	7	40,7	30,8	22,0	14,7	8,1	3,2	1,47
	MR18	10,3	45,5	34,0	23,9	16,1	9,5	4,0	1,56
	MR19	3,9	45,7	34,6	25,2	16,3	9,2	3,7	1,58
	MR20	3,9	45,7	34,6	25,2	16,3	9,2	3,7	1,58

Pour les charges de vent dans l'axe nord-sud, nous obtenons les déformations suivantes :

TABLEAU 48 • Déformations globales dues aux charges de vent à chaque étage

			Charges de vent					
			Déformation globale à chaque étage (mm)					
	Mur	L _i (m)	Toit	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e
Direction nord-sud	MR1-A	7,7	17,50	13,50	9,90	6,80	4,00	1,70
	MR1-B	8,6	20,80	16,10	12,00	8,50	5,10	2,30
	MR2-A	8,6	17,80	13,70	10,10	6,90	4,20	1,80
	MR2-B	8,6	17,80	13,70	10,10	6,90	4,20	1,80
	MR3-A	8,6	14,90	11,50	8,50	5,90	3,50	1,50
	MR3-B	8,6	14,90	11,50	8,50	5,90	3,50	1,50
	MR4-A	8,6	16,10	12,30	9,00	6,20	3,70	1,60
	MR4-B	8,6	16,10	12,30	9,00	6,20	3,70	1,60
	MR5-A	8,6	17,90	13,80	10,10	7,00	4,20	1,80
	MR5-B	8,6	17,90	13,80	10,10	7,00	4,20	1,80
	MR6	6,8	21,70	16,60	12,20	8,30	5,00	2,10
	MR7	8,2	18,00	13,90	10,30	7,10	4,30	1,80
	MR8-A	4,9	28,40	22,30	16,90	11,50	6,50	2,70
	MR8-B	3	27,20	20,80	15,30	10,00	5,40	2,00

9 Calcul détaillé - Calcul des diaphragmes

Les efforts dans les diaphragmes varient à chaque étage et sont au plus élevé au toit. Toutefois, la résistance individuelle de chaque diaphragme ne doit pas être inférieure au cisaillement à la base du bâtiment divisé par le nombre d'étages (4.1.8.15. 1) b), CNB). De plus, les forces de cisaillement dans les diaphragmes doivent être majorées de 20% (9.8.4.2., CSA O86). Pour l'exemple à l'étude, les diaphragmes sont dimensionnés pour les forces maximales sismiques au toit,

soit pour une charge sismique totale $F = 285,3$ kN (voir **page 37**).

9.1 Axe nord-sud

Nous déterminerons les efforts de cisaillement les plus élevés selon les deux hypothèses d'un diaphragme flexible et rigide.

9.1.1 Diaphragme flexible

L'hypothèse d'un diaphragme flexible considère que le diaphragme agit comme une poutre en portée simple. Les cas les plus critiques à vérifier sont les suivants :

Entre les axes 8 et 10 :

$$w = 0,0179 F + 0,0034 F = 0,0213 \times 285,3 = 6,08 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = w L / 2 = 6,08 \times 12,19 / 2 = 37,04 \text{ kN}$$

$$\text{Pour une profondeur de diaphragme de } 19,51 \text{ m} \Rightarrow v_{\max} = 37,04 / 19,51 = \mathbf{1,9 \text{ kN/m}}$$

Entre les axes 10 et 11 :

$$w = 0,0179 F + 0,0034 F = 0,0213 \times 285,3 = 6,08 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = w L / 2 = 6,08 \times 5,79 / 2 = 17,33 \text{ kN}$$

$$\text{Pour une profondeur de diaphragme de } 12,21 \text{ m} \Rightarrow v_{\max} = 17,33 / 12,21 = \mathbf{1,42 \text{ kN/m}}$$

Entre les axes 12 et 13:

$$w = 0,0137 F + 0,0034 F = 0,0171 \times 285,3 = 4,88 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = w L / 2 = 4,88 \times 6,1 / 2 = 14,88 \text{ kN}$$

$$\text{Pour une profondeur de diaphragme de } 14,94 \text{ m} \Rightarrow v_{\max} = 14,88 / 14,94 = \mathbf{1,00 \text{ kN/m}}$$

Selon l'hypothèse d'un diaphragme flexible, c'est donc entre les axes 8 et 10 que le diaphragme est le plus sollicité.

9.1.2 Diaphragme rigide

Les diaphragmes les plus sollicités sont situés du côté droit du centre de rigidité où se retrouve le diaphragme le plus long (entre les axes 8 et 10) et où le moment de torsion est le plus élevé. Pour la charge

représentant le moment de torsion, une distribution triangulaire est utilisée pour une plus grande précision. Les diagrammes de charges sont basés sur les forces maximales sismiques au toit, soit pour une charge sismique totale $F = 285,3 \text{ kN}$.

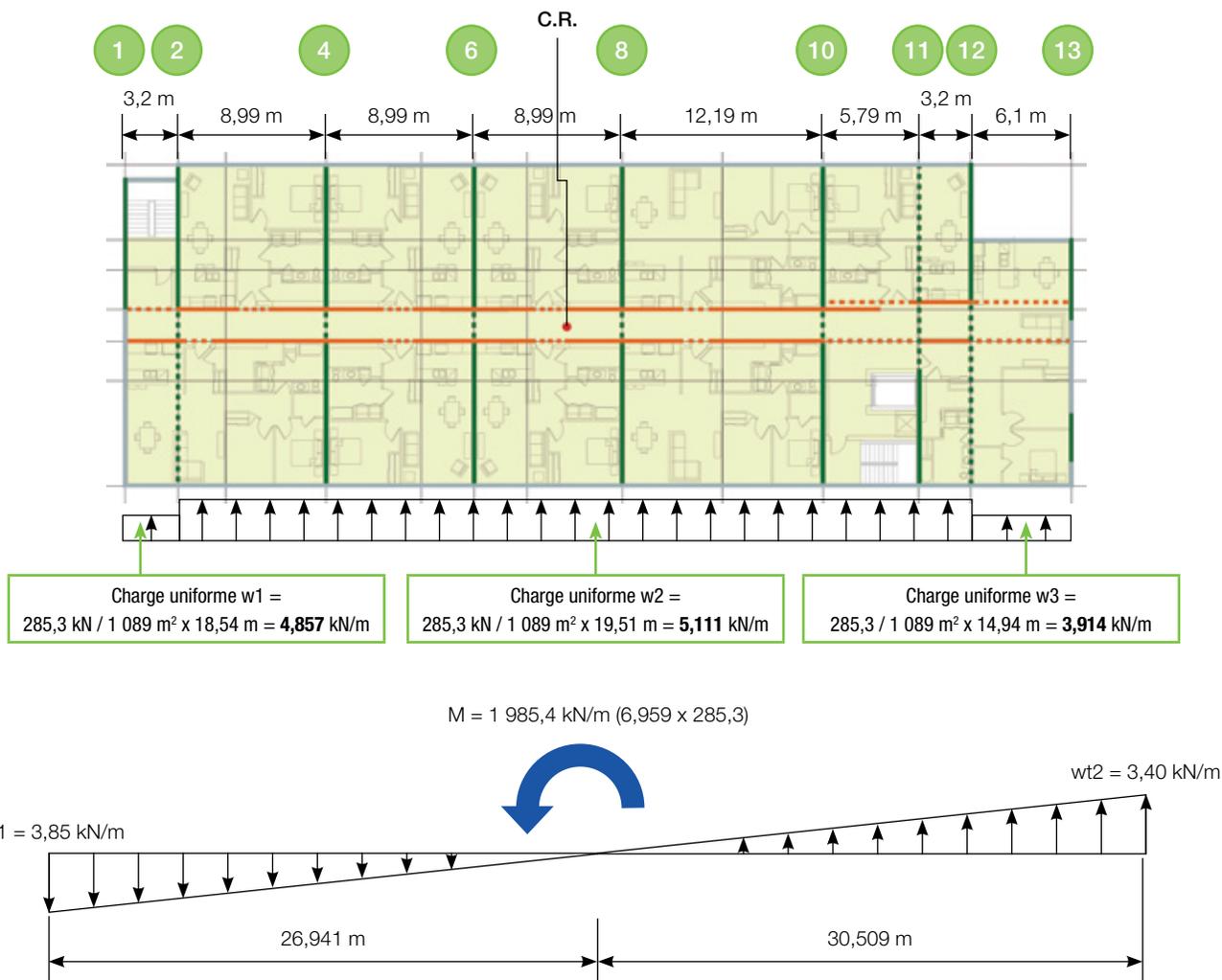


FIGURE 23 • Distribution triangulaire du moment de torsion

Selon ces charges, nous obtenons les réactions suivantes dans chacun des murs de refend (**tableau 49**).

TABLEAU 49 • Forces dans chaque mur de refend avec diaphragme rigide

Mur	L _i (m)	Total (ratio de F)	Toit-F6
			285,3 (kN)
MR1-A	7,7	0,024	6,8
MR1-B	8,6	0,036	10,3
MR2-A	8,6	0,055	15,6
MR2-B	8,6	0,055	15,6
MR3-A	8,6	0,073	20,8
MR3-B	8,6	0,073	20,8
MR4-A	8,6	0,092	26,1
MR4-B	8,6	0,092	26,1
MR5-A	8,6	0,117	33,2
MR5-B	8,6	0,117	33,2
MR6	6,8	0,080	22,9
MR7	8,2	0,123	35,0
MR8-A	4,9	0,048	13,7
MR8-B	3	0,018	5,1

À partir de ces réactions et de ces charges, nous pouvons déterminer le diagramme de cisaillement pour chacun des diaphragmes :

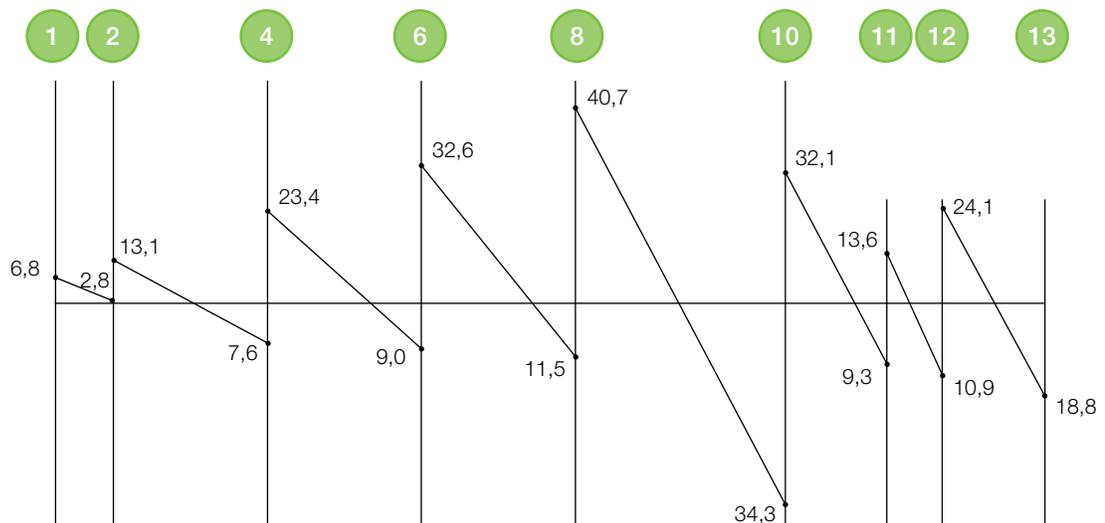


FIGURE 24 • Diagramme des forces de cisaillement dans les diaphragmes (kN)

En utilisant l'hypothèse d'un diaphragme rigide, nous obtenons les efforts suivants :

Entre les axes 8 et 10 :

$$V_{\max} = 40,7 \text{ kN}$$

Pour une profondeur de diaphragme de 19,51 m $\Rightarrow v_{\max} = 40,7 / 19,51 = 2,09 \text{ kN/m}$

Entre les axes 10 et 11 :

$$V_{\max} = 32,1 \text{ kN}$$

Pour une profondeur de diaphragme de 12,21 m $\Rightarrow v_{\max} = 32,1 / 12,21 = 2,63 \text{ kN/m}$

Entre les axes 12 et 13 :

$$V_{\max} = 24,1 \text{ kN}$$

Pour une profondeur de diaphragme de 14,94 m $\Rightarrow v_{\max} = 24,1 / 14,94 = 1,61 \text{ kN/m}$

Pour l'axe nord-sud, l'effort maximal de cisaillement dans le diaphragme est donc égal à 2,63 kN/m.

9.1.3 Sensibilité à la torsion

La méthode de calcul de la force statique équivalente peut être utilisée pour l'analyse sismique du bâtiment pourvu que les exigences du CNB telles que décrites à la section 1.4.2 soient respectées. De plus, le bâtiment ne doit pas être sensible à la torsion. Les

articles 4.1.8.11.9 et 4.1.8.11.10 décrivent les conditions à respecter. Dans l'axe nord-sud, la torsion maximale est obtenue en considérant un diaphragme rigide avec le déplacement du centre de masse de $0,1 D_{nx}$ du côté droit du centre de rigidité de façon à créer le plus grand moment de torsion.

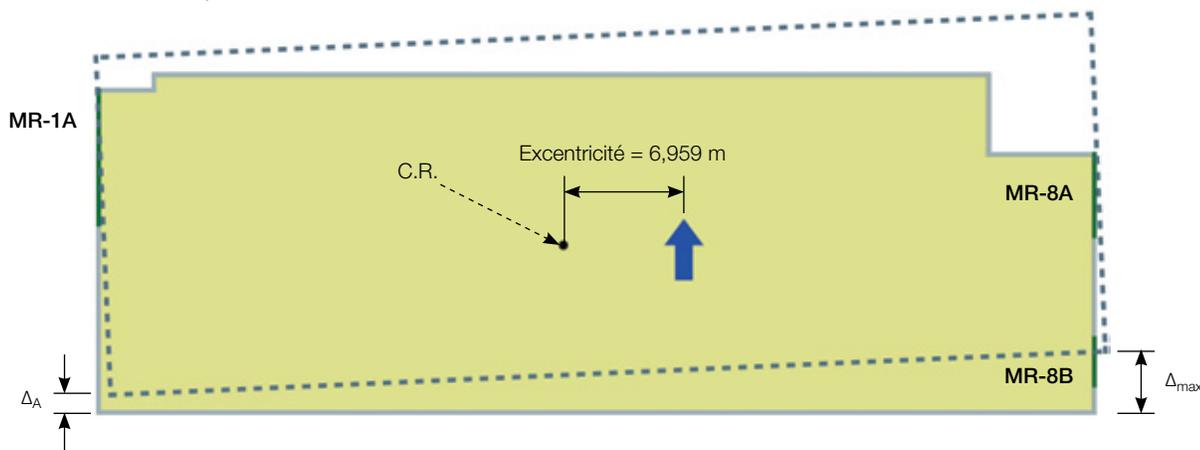


FIGURE 25 • Déplacement du centre de rigidité

Pour ce cas de chargement, les déformations aux extrémités du bâtiment sont déterminées soit à l'axe 1 (mur MR-1A) et à l'axe 13 (murs MR 8A et MR 8B). Les déformations obtenues au dernier étage (basées sur la période initiale de 0,759 sec. puisqu'il s'agit d'un calcul de déformation relative entre les extrémités du bâtiment) sont les suivantes :

$$\Delta_A = 25,1 \text{ mm (déformation du mur MR1A)}$$

$$\Delta_{\max} = 75,7 \text{ mm (moyenne des déformations des murs MR8A et MR8B)}$$

$$\Delta_{\text{moyen}} = (\Delta_{\max} + \Delta_A) / 2 = (75,7 + 25,1) / 2 = 50,4 \text{ mm}$$

Selon l'article 4.1.8.11.10 du CNB

$$B_x = \Delta_{\max} / \Delta_{\text{moyen}} \leq 1,7 \Rightarrow \text{OK. La méthode statique est suffisante pour vérifier la torsion}$$

$$B_x = \Delta_{\max} / \Delta_{\text{moyen}} > 1,7 \Rightarrow \text{sensible à la torsion et une analyse dynamique est requise}$$

Résultat obtenu :

$$B_x = \Delta_{\max} / \Delta_{\text{moyen}} = 75,7 / 50,4 = 1,5 \leq 1,7 \Rightarrow \text{OK. La méthode statique est suffisante pour vérifier la torsion}$$

9.2 Axe est-ouest

9.2.1 Diaphragme rigide

Le calcul du diaphragme dans l'axe est-ouest est complexe et non conventionnel puisque les charges latérales sont uniquement reprises par les murs du corridor central. Par conséquent, le diaphragme agit comme une poutre en porte-à-faux. De plus, la présence d'ouvertures telles que les gaines d'escalier et d'ascenseur complexifie l'analyse. Il est donc difficile d'effectuer le calcul manuel précis pour cette situation,

et certaines hypothèses et simplifications devront être faites. Il est fortement suggéré d'effectuer une vérification à l'aide d'un logiciel de structure afin de valider et d'appuyer les calculs manuels.

Comme mentionné à la section 7.2, pour des raisons de simplification, nous considérerons uniquement la section entre les axes 2 et 10 comme diaphragme structural (**figure 17**). Nous obtenons ainsi un diaphragme rectangulaire sans ouvertures. En considérant l'excentricité maximale, les charges et réactions obtenues sont les suivantes :

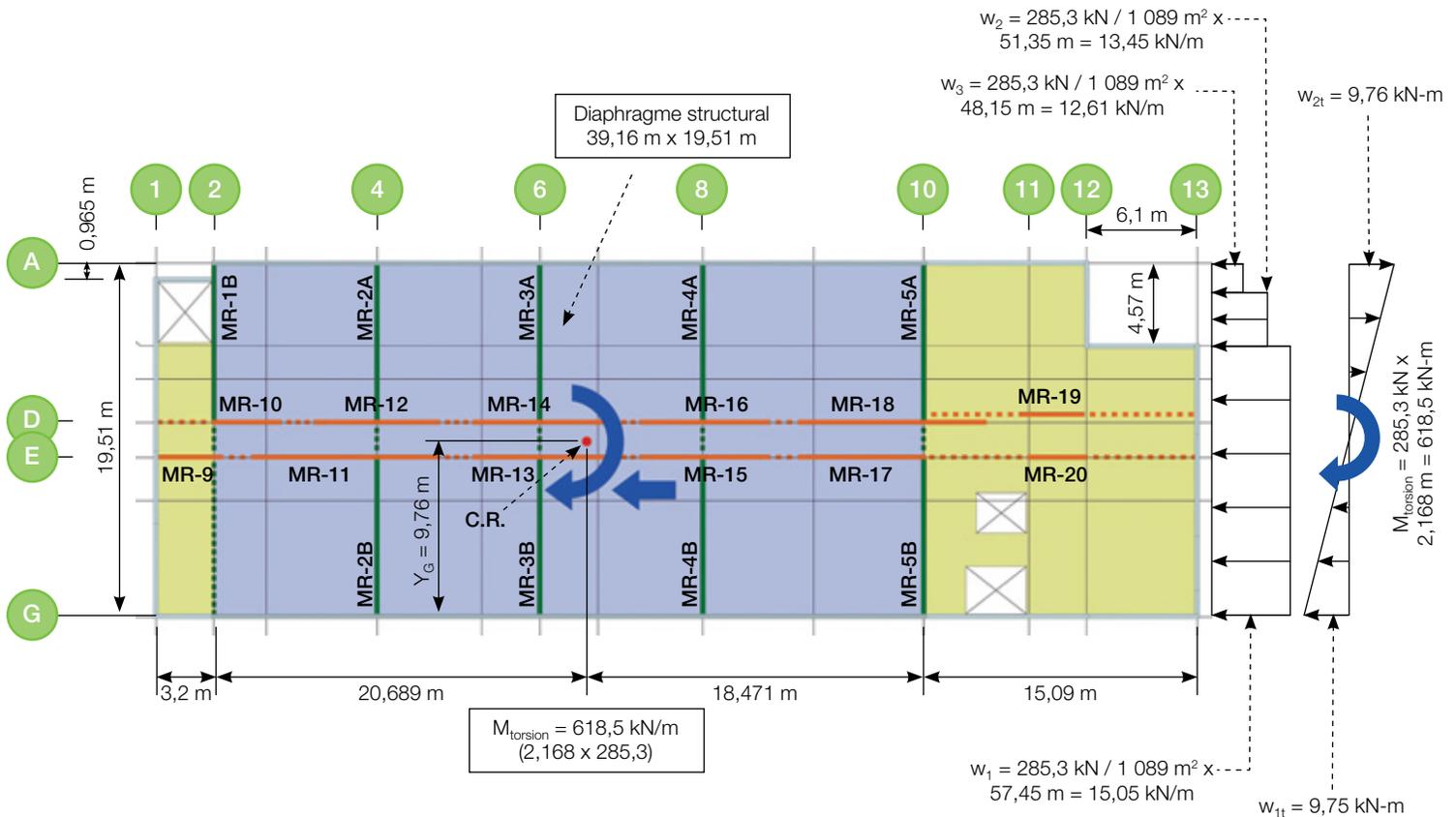


FIGURE 26 • Charges et réactions du diaphragme structural

Pour des raisons de simplification, les charges provenant des sections non structurales du diaphragme sont appliquées de façon uniforme selon les surfaces.

Selon l'hypothèse d'un diaphragme rigide, les charges sont appliquées de façon concentrique aux murs de refend situés dans l'axe est-ouest et réparties au prorata du carré des longueurs des murs. Le moment de torsion est réparti à tous les murs des axes est-ouest et nord-sud selon la méthode de l'inertie polaire telle qu'utilisée à la section 7.2. Les réactions pour chacun des murs sont présentées au **tableau 50**.

TABLEAU 50 • Forces dans chaque mur de refend avec diaphragme rigide

Mur	L _i (m)	Total (ratio de F)	Toit-F6
			285,3 (kN)
MR1-B	8,6	-0,030	-8,6
MR2-A	8,6	-0,017	-4,9
MR2-B	8,6	-0,017	-4,9
MR3-A	8,6	-0,004	-1,1
MR3-B	8,6	-0,004	-1,1
MR4-A	8,6	0,009	2,6
MR4-B	8,6	0,009	2,6
MR5-A	8,6	0,027	7,7
MR5-B	8,6	0,027	7,7
MR9	3,4	0,020	5,7
MR10	3,9	0,026	7,3
MR11	10,4	0,187	53,3
MR12	7	0,083	23,6
MR13	7,4	0,095	27,0
MR14	7,4	0,092	26,4
MR15	7,3	0,092	26,3
MR16	7,3	0,090	25,7
MR17	7	0,085	24,1
MR18	10,3	0,179	51,1
MR19	3,9	0,026	7,3
MR20	3,9	0,026	7,5

En combinant les efforts de chacun des axes, nous obtenons les réactions suivantes :

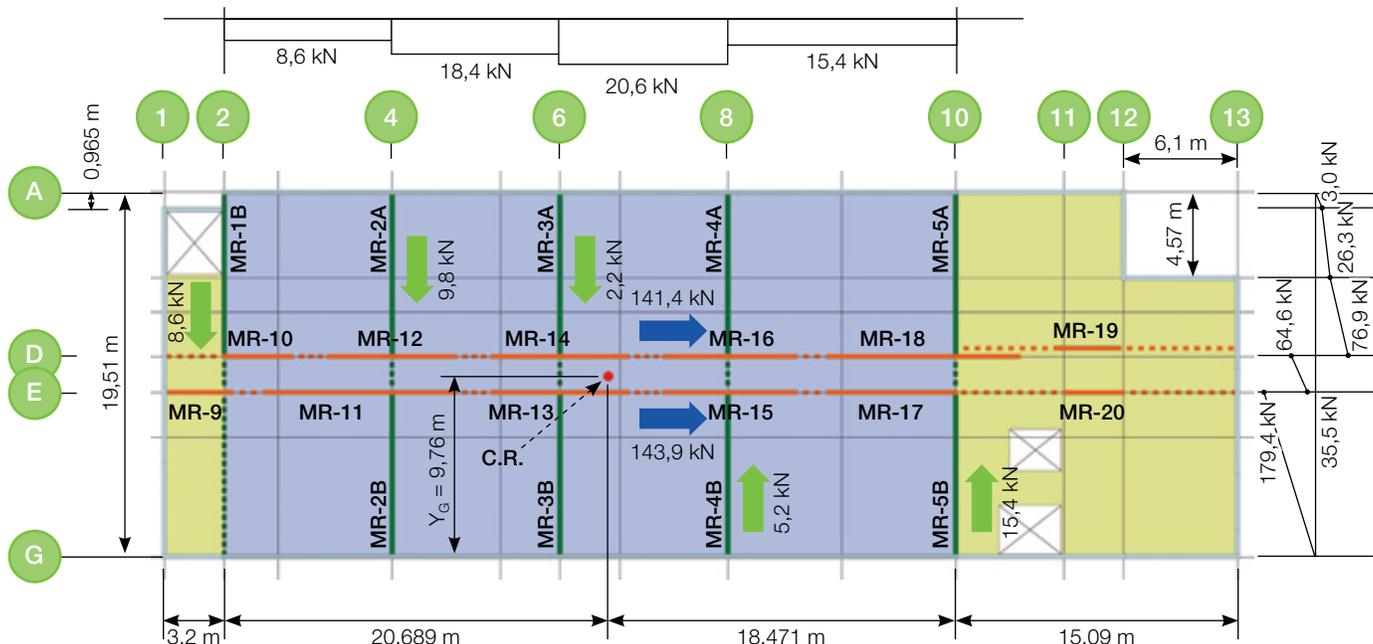


FIGURE 27 • Combinaison des efforts de chaque mur pour chaque axe

Pour l'axe est-ouest l'effort maximal en cisaillement dans le diaphragme est donc égal à **4,58 kN/m** (179,4 kN / 39,16 m). Pour l'axe nord-sud l'effort de cisaillement est égal à 1,06 kN/m (20,6 kN / 19,51 m), ce qui est inférieur à l'effort de cisaillement obtenu avec les charges appliquées dans la direction nord-sud soit 2,63 kN/m.

9.2.2 Sensibilité à la torsion

Pour la sensibilité à la torsion dans l'axe est-ouest, les déformations des façades nord et sud sont estimées à partir de celles des murs de corridor.

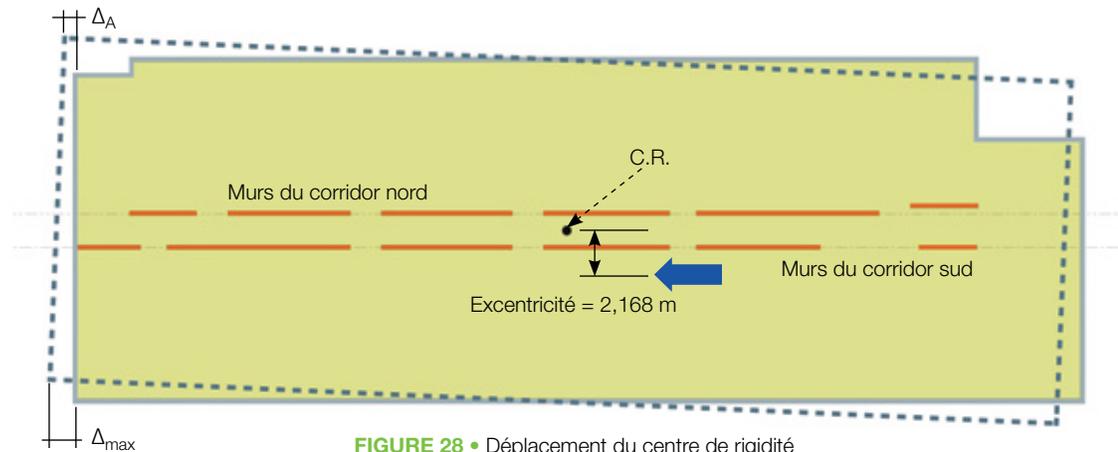


FIGURE 28 • Déplacement du centre de rigidité

Moyenne des déformations des murs du corridor nord = 75,6 mm

Moyenne des déformations des murs du corridor sud = 76,3 mm

Par extrapolation : $\Delta_{\max} = 80,0 \text{ mm}$
 $\Delta_A = 72,6 \text{ mm}$

$\Delta_{\text{moyen}} = (\Delta_{\max} + \Delta_A) / 2 = (80,0 + 72,6) / 2 = 76,3 \text{ mm}$

$B_x = \Delta_{\max} / \Delta_{\text{moyen}} = 80,0 / 76,3 = 1,05 \leq 1,7 \Rightarrow \text{OK}$. La méthode statique est suffisante pour vérifier la torsion

9.3 Compilation des résultats et dimensionnement du diaphragme

Nous avons obtenu un effort maximal de cisaillement dans le diaphragme de 2,63 kN/m dans l'axe nord-sud et de 4,58 kN/m dans l'axe est-ouest. En majorant ces résultats de 20% tel que requis à l'article 9.8.4.2 de la norme CSA O86, le diaphragme est dimensionné pour un effort de cisaillement de **5,50 kN/m** (4,58 x 1,2).

Nous utiliserons un revêtement d'OSB de 15,5 mm (2R40/2F20) avec blocages et fixé avec des clous à

pistolet pneumatique de 3 po (0,131 po de diamètre) à 100 mm c/c au périmètre du diaphragme et le long des rangées de blocages et à 150 mm c/c aux jonctions des panneaux d'OSB (figure 29). Ailleurs, les clous sont espacés à 300 mm. Étant donné que les fermes de toit et les poutrelles de plancher sont composées de bois É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E et que les membrures au périmètre sont composées de bois LSL TimberStrand 1.5E (densité de 0,50), nous pouvons utiliser les résistances des diaphragmes qui correspondent au groupe d'essences pruche-sapin (tableau 9.4.3, CSA O86). Les blocages doivent également être composés de bois É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E.

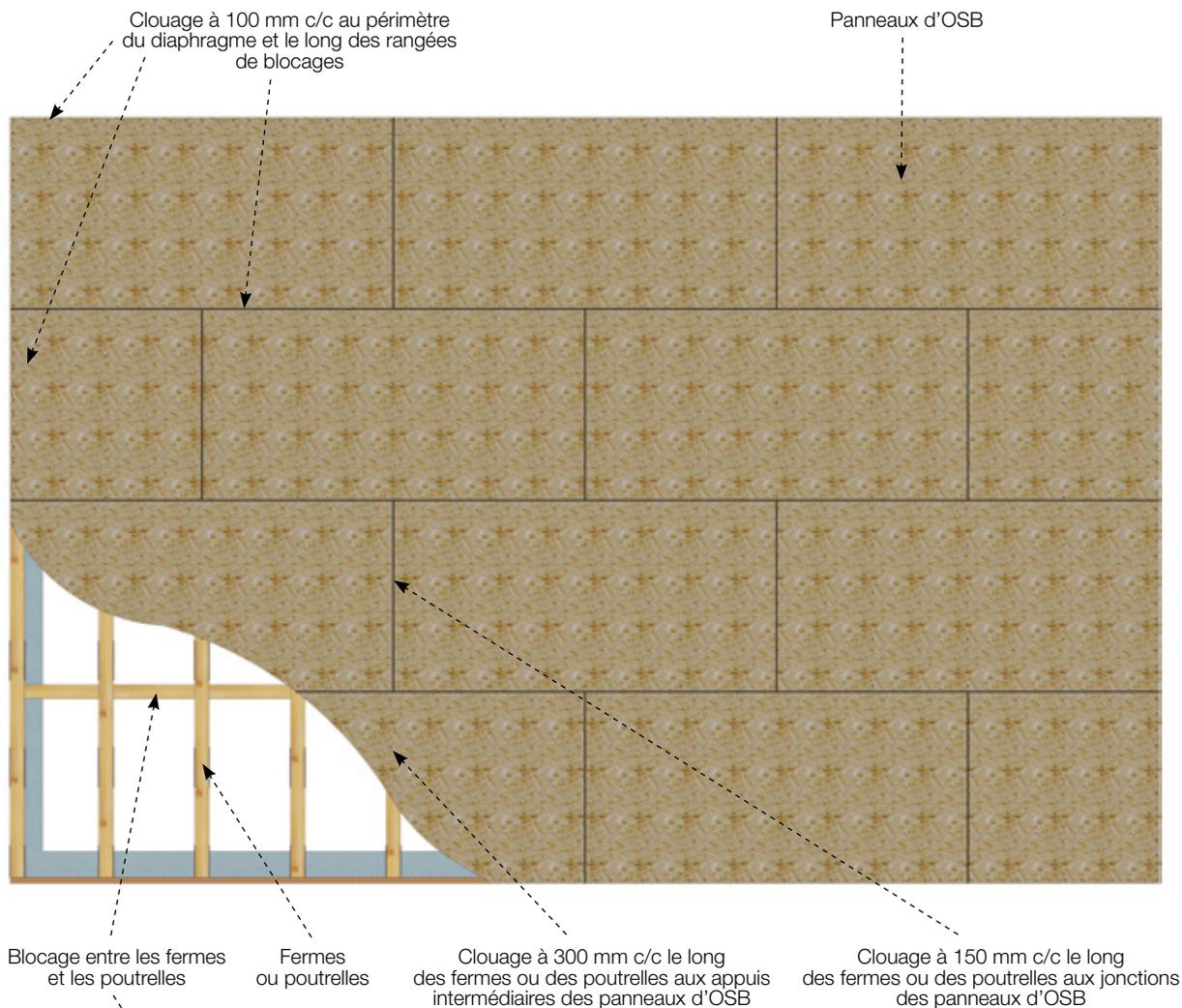


FIGURE 29 • Composition du diaphragme



Selon le tableau de la page 440 du MCCB 2010, pour des clous ordinaires de 3 po (3,66 mm de diamètre), des panneaux de bois de 15,5 mm d'épaisseur, des largeurs de membrures de 38 mm et pour un clouage tel qu'indiqué à la **figure 29**, la résistance du diaphragme est $V_r = 8,4 \text{ kN/m}$.

Pour des clous à pistolet pneumatique de 3 po et de 0,131 de diamètre (3,33 mm), la résistance doit être ajustée selon le coefficient J_n .

$$J_n = (d_{F1}/d_{F2})^2, \text{ (A.9.5.1.2, CSA O86)}$$

$$d_{F1} = 3,33 \text{ mm (diamètre du clou à pistolet pneumatique)}$$

$$d_{F2} = 3,66 \text{ mm (diamètre du clou ordinaire)}$$

$$J_n = 0,83$$

La résistance du diaphragme est donc: $V_r = 6,97 \text{ kN/m} \geq 5,50 \text{ kN/m}$ ✓

9.4 Calcul des déformations

9.4.1 Axe nord-sud

Pour le calcul de la déformation du diaphragme dans l'axe nord-sud, l'hypothèse d'un diaphragme flexible sur appui simple est retenue et l'équation de l'article 9.7.2 de la norme CSA O86 est appliquée. Le cas le plus critique est le diaphragme situé entre les axes 8 et 10, soit celui dont la portée est la plus grande.

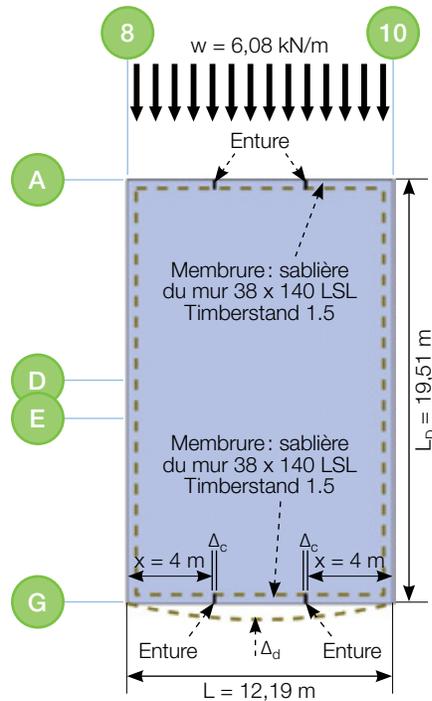


FIGURE 30 • Déformation du diaphragme flexible de l'axe nord-sud

Vérification des membrures de 38 x 140 LSL TimberStrand 1.5E

$$M = wL^2/8 = 6,08 \times 12,19^2 / 8 = 112,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$w = (0,0179 + 0,0034) \times 285,3 \text{ kN} = 6,08 \text{ kN/m (voir les figures 13 et 14)}$$

$$T_f = M / (19,51 - 0,140) = 5,83 \text{ kN}$$

Selon l'article 9.8.6 de la norme CSA O86, il faut majorer de 20 % les forces dans les membrures du diaphragme, qui doit aussi être majoré de 20 % (9.8.4.2). Donc : $T_f = 8,4 \text{ kN}$ ($5,83 \times 1,2 \times 1,2$)

$$T_r = \phi \text{ ft} (k_D K_{st} K_T) A K_{zt} = 0,9 \times 13,6 \text{ MPa} \times (1,15 \times 1,0 \times 1,0) \times 5 \text{ 320 mm}^2 \times 1,0$$

$$T_r = 74,9 \text{ kN} > 8,4 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Calcul de la déformation

Pour le calcul sismique, nous considérerons une charge réduite correspondant à une période de 1,44 sec., soit la période minimale indiquée au **tableau 47**.

La charge sismique à la base du bâtiment utilisée pour le calcul de la résistance est basée sur une période de 0,76 sec. et est de 1 059 kN. Pour une période de 1,44 sec., la force sismique à la base du bâtiment est de 614 kN.

Nous utiliserons donc une charge uniforme pour le calcul de la déformation des diaphragmes :

$$w = 6,08 \text{ kN/m} \times 614 \text{ kN} / 1\,059 \text{ kN} = \mathbf{3,53 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta_d = 5vL^3/96EAL_D + vL/4B_v + 0,000614Le_n + \Sigma(\Delta_c x)/2L_D$$

$$w = 3,53 \text{ kN/m}$$

$$v = (3,53 \text{ kN/m} \times 12,19 \text{ m} / 2) / 19,51 \text{ m} = 1,1 \text{ N/mm}$$

$$E = 10\,345 \text{ N/mm}^2 \text{ (TimberStrand 1,5E)}$$

$$A = 38 \times 140 = 5320 \text{ mm}^2$$

$$B_v = 12\,000 \text{ N/mm} \text{ (tableau 7.3C CSA O86, OSB 15 mm)}$$

$$s = 100 \text{ mm} \text{ (espacement des clous dans le diaphragme pour le calcul de } e_n)$$

$$V_e = v s = 1,1 \text{ N/mm} \times 100 \text{ mm} = 110 \text{ N}$$

$$d_f = 3,33 \text{ mm} \text{ (diamètre des clous)}$$

$$e_n = (0,013 V_e / d_f^2)^2 = 0,02 \text{ mm} \text{ (A.11.7, CSA O86 14)}$$

$$\Delta_c \approx 0,6 \text{ mm} \text{ (estimation du mouvement dans les entures, valeur de } e_n \text{ (tableau A.9.7, CSA O86) pour des clous ordinaires de 3 po avec une force maximale de 800 N)}$$

$$5vL^3/96EAL_D = 0,10 \text{ mm}$$

$$vL/4B_v = 0,28 \text{ mm}$$

$$0,000614Le_n = 0,15 \text{ mm}$$

$$\Sigma(\Delta_c x)/2L_D = 4 \times 0,6 \text{ mm} \times 4\,000 \text{ mm} / 2 \times 19\,510 \text{ mm} = 0,25 \text{ mm}$$

$$\mathbf{\Delta_d = 0,78 \text{ mm}}$$

Sous les charges de vent non pondérées, nous avons :

$$w = (0,6 \text{ kPa} \times 2,908 \text{ m} \times 0,75) = 1,31 \text{ kN/m}$$

$$v = (1,31 \text{ kN/m} \times 12,19 \text{ m} / 2) / 19,51 \text{ m} = 0,41 \text{ N/mm}$$

Pour cette charge, nous obtenons :

$$5vL^3/96EAL_D = 0,04 \text{ mm}$$

$$vL/4B_v = 0,10 \text{ mm}$$

$$0,000614Le_n = 0,02 \text{ mm}$$

$$\Sigma(\Delta_c x)/2L_D = 4 \times 0,6 \text{ mm} \times 4\,000 \text{ mm} / 2 \times 19\,510 \text{ mm} = 0,25 \text{ mm}$$

$$\mathbf{\Delta_d = 0,41 \text{ mm}}$$

Ces déformations sont très faibles. Pour une longueur de diaphragme de 12 190 mm, le critère est de L/15628.

Les déformations des diaphragmes n'influencent pas les limites de déformation interétage puisque la valeur est sensiblement la même à chaque étage. Leur déformation relative est donc nulle, à l'exception du deuxième plancher, qui, contrairement au premier plancher, est une dalle de béton au sol dont la déformation est presque nulle. À des fins de vérification, considérons la moyenne des déformations obtenues pour les murs MR1A à MR8B.

Déformation du mur au deuxième étage : 3,4 mm (**tableau 47**)

Déformation du diaphragme : 0,78 mm

Déformation totale : 4,18 mm

Déformation totale $\times R_d R_o = 21,3 \text{ mm} \leq 72,2 \text{ mm} (0,025 \times 2\,889 \text{ mm})$ ✓

Le même processus est appliqué aux charges de vent

Déformation du mur au deuxième étage : 1,9 mm (**tableau 48**)

Déformation du diaphragme : 0,41 mm

Déformation totale : 2,31 mm < 5,8 mm (2\,889 mm / 500) ✓

9.4.2 Axe est-ouest

Le calcul de la déformation du diaphragme dans l'axe est-ouest est plus complexe et il est difficile d'effectuer une vérification manuelle. Le calcul suivant constitue donc une simple estimation. L'équation de déformation fournie dans la norme CSA O86 s'applique à des diaphragmes supportés à chaque extrémité. Aucune

directive n'existe pour des diaphragmes en porte-à-faux. Afin d'utiliser l'équation de la norme, nous retiendrons l'hypothèse selon laquelle le diaphragme situé de chaque côté du corridor central agit comme une poutre en porte-à-faux encastrée à une extrémité, dans notre cas, à l'axe D. Par la suite, une portée équivalente d'une poutre en portée simple est comparée à une poutre en porte-à-faux comme illustré à la **figure 31**.

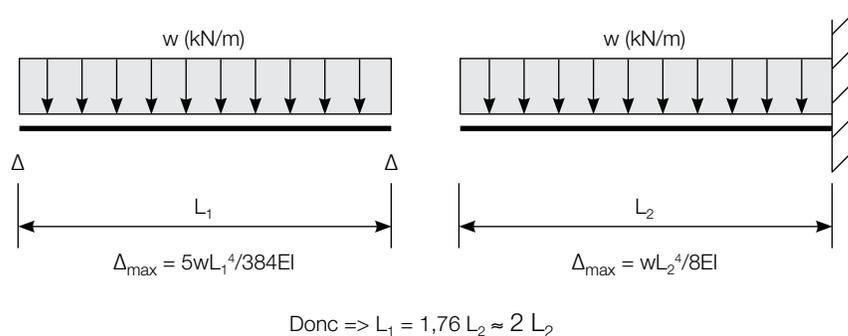


FIGURE 31 • Comparaison d'une poutre en portée simple avec une poutre en porte-à-faux

La longueur du diaphragme en porte-à-faux étant de 8,79 m (axes A à D), sa déformation est calculée comme celle d'un diaphragme ayant une portée simple de 17,58 m ($= 2 \times 8,79$) et une profondeur de 39,16 m (entre les axes 2 et 10).

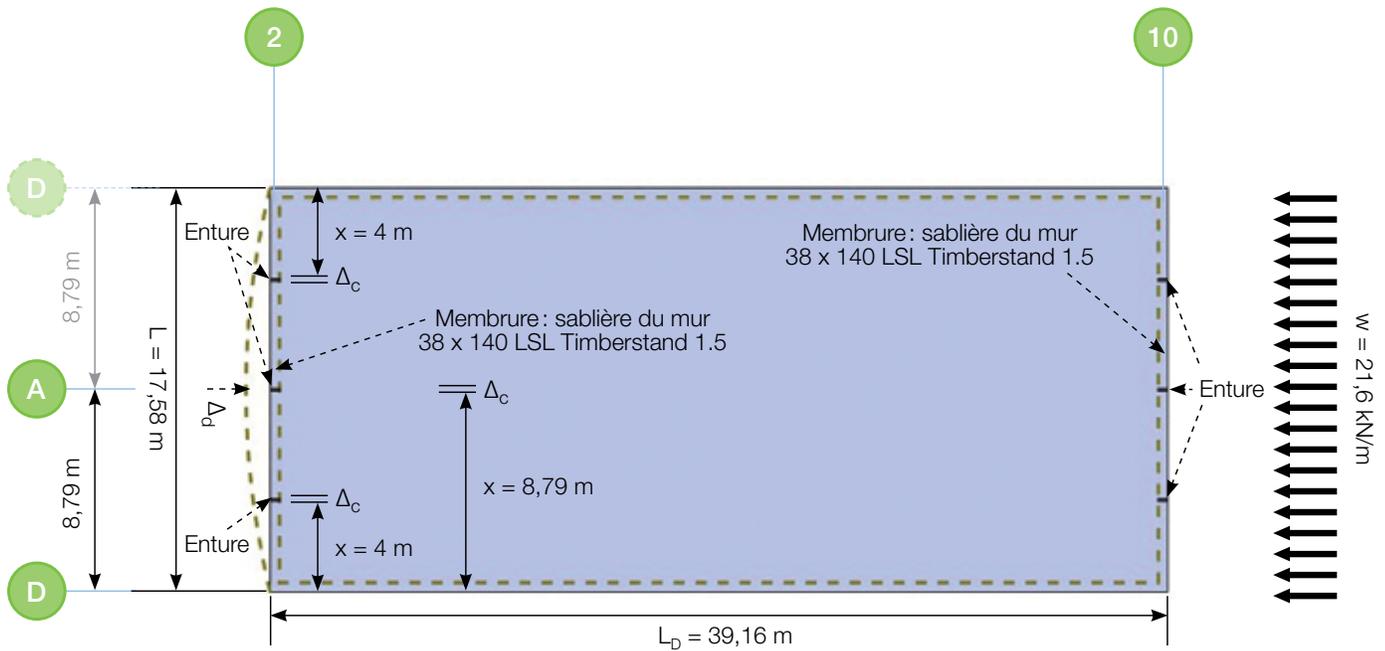


FIGURE 32 • Déformation du diaphragme flexible de l'axe est-ouest

Vérification des membrures de 38 x 140 LSL TimberStrand 1.5E

$$M = wL^2/8 = 21,6 \times 17,58^2 / 8 = 834,45 \text{ kN-m}$$

$$w = 15,05 \text{ kN/m} + 2/3 (9,75 \text{ kN/m}) = 21,6 \text{ kN/m (voir figure 26)}$$

$$T_f = M / (39,16 - 0,140) = 21,4 \text{ kN}$$

Selon l'article 9.8.6 de la norme CSA O86, il faut majorer de 20% les forces dans les membrures du diaphragme, qui doit aussi être majoré de 20% (9.8.4.2.). Donc **$T_f = 30,8 \text{ kN}$** ($21,4 \times 1,2 \times 1,2$)

$$T_r = \phi \text{ ft} (k_D K_{st} K_T) A K_{zt} = 0,9 \times 13,6 \text{ MPa} \times (1,15 \times 1,0 \times 1,0) \times 5 \text{ 320 mm}^2 \times 1,0$$

$$T_r = 74,9 \text{ kN} > 30,8 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Calcul de la déformation

Pour le calcul sismique, une charge réduite correspondant à une période de 1,46 sec., soit la période minimale indiquée au **tableau 47**, est utilisée.

La charge sismique à la base du bâtiment utilisée pour le calcul de la résistance est basée sur une période de 0,76 sec. et est de 1 059 kN. Pour une période de 1,46 sec., la force sismique à la base du bâtiment est de 610 kN.

Nous utiliserons donc une charge uniforme pour le calcul de la déformation des diaphragmes :

$$w = 21,6 \text{ kN/m} \times 610 \text{ kN} / 1\,059 \text{ kN} = \mathbf{12,44 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta_d = 5vL^3/96EAL_D + vL/4B_v + 0,000614Le_n + \Sigma(\Delta_c x)/2L_D$$

$$w = 12,44 \text{ kN/m}$$

$$v = (12,44 \text{ kN/m} \times 17,58 \text{ m} / 2) / 39,16 \text{ m} = 2,8 \text{ N/mm}$$

$$E = 10\,345 \text{ N/mm}^2 \text{ (TimberStrand 1,5E)}$$

$$A = 38 \times 140 = 5\,320 \text{ mm}^2$$

$$B_v = 12\,000 \text{ N/mm} \text{ (tableau 7.3C, CSA O86, OSB 15 mm)}$$

$$s = 100 \text{ mm} \text{ (espacement des clous dans le diaphragme pour le calcul de } e_n)$$

$$V_e = vs = 2,8 \text{ N/mm} \times 100 \text{ mm} = 280 \text{ N}$$

$$d_f = 3,33 \text{ mm} \text{ (diamètre des clous)}$$

$$e_n = (0,013 V_e / d_f^2)^2 = 0,11 \text{ mm} \text{ (A.11.7, CSA O86 14)}$$

$$\Delta_c \approx 0,6 \text{ mm} \text{ (estimation du mouvement dans les entures, valeur de } e_n \text{ (tableau A.9.7, CSA O86) pour des clous ordinaires de 7,62 cm avec une force maximale de 800 N)}$$

$$5vL^3/96EAL_D = 0,37 \text{ mm}$$

$$vL/4B_v = 1,03 \text{ mm}$$

$$0,000614Le_n = 1,19 \text{ mm}$$

$$\Sigma(\Delta_c x)/2L_D = ((4 \times 4\,000) + (2 \times 8\,790)) \times 0,6 / 2 \times 39\,160 = 0,26 \text{ mm}$$

$$\mathbf{\Delta_d = 2,9 \text{ mm}}$$

Pour une longueur de diaphragme de 17 580 mm, le critère est de L/6 168.

Les déformations des diaphragmes n'influencent pas les limites de déformation interétage puisque la valeur est sensiblement la même à chaque étage. Leur déformation relative est donc nulle, à l'exception du deuxième plancher, qui, contrairement au premier plancher, est une dalle de béton au sol dont la déformation est presque nulle. À des fins de vérification, nous utiliserons la moyenne des déformations obtenues pour les murs MR9 à MR20.

Déformation du mur au deuxième étage $\approx 3,5 \text{ mm}$ (**tableau 47**)

Déformation du diaphragme : 2,9 mm

Déformation totale : 6,4 mm

Déformation totale $\times R_d R_o = 32,6 \text{ mm} \leq 72,2 \text{ mm} (0,025 \times 2889 \text{ mm})$ ✓

10 Vérification du mouvement vertical

Le mouvement vertical anticipé dans un bâtiment à ossature légère en bois est le résultat combiné des effets suivants :

- 1- le retrait causé par le séchage du bois ;
- 2- la déformation élastique des éléments structuraux causée par les charges permanentes ;
- 3- le fluage des éléments structuraux causé par les charges permanentes ;
- 4- Le tassement causé par les vides et le jeu entre les éléments structuraux au moment de la mise en place.

Pour le calcul du mouvement vertical de l'exemple actuel, l'effet du tassement est négligé puisqu'il est possible de supposer que le bâtiment se tassera afin de combler les vides et le jeu entre les différents éléments de structure au fur et à mesure de la mise en place des étages.

10.1 Mouvement vertical causé par le retrait

Retrait (mm) = D M C

D : dimension de l'élément (mm)

M : variation de T.H. (%).

Pour le bois de sciage, M = 11 (19% - 8%, 8% étant la T.H. à l'équilibre en service)

Pour le LSL, M = 0 (8% - 8%)

C : coefficient de retrait longitudinal = 0,00005

C : coefficient de retrait transversal (tangential et radial) = 0,002

10.2 Mouvement vertical causé par la déformation élastique des éléments structuraux

Déformation (mm) = P L / E A

P : Charge permanente (N)

L : Longueur ou épaisseur de l'élément (mm)

E : Module d'élasticité de l'élément (N/mm²)

E_{par} É-P-S n° 2 : 9 500 MPa

E_{perp} É-P-S n° 2 : 475 MPa (9 500 / 20)

E_{par} É-P-S MSR 2100 : 12 400 MPa

E_{perp} É-P-S MSR 2100 : 620 MPa (12 400 / 20)

E_{par} TimberStrand 1.5E : 10 345 MPa

E_{perp} TimberStrand 1.5E : 517 MPa (10 345 / 20)

A : Surface d'application de la charge (mm²)

10.3 Mouvement vertical causé par le fluage des éléments structuraux

On peut estimer le mouvement causé par le fluage des éléments structuraux à 60% de la déformation élastique (CCB-4)

10.4 Exemple de calcul du mouvement vertical

À titre d'exemple, voici le calcul du mouvement vertical anticipé dans le mur de l'axe 4.

TABLEAU 51 • Charge du mur de l'axe 4

Charge permanente au toit (kPa)	0,9
Charge permanente au plancher (kPa)	2,66
Poids des murs (kPa)	0,5

TABLEAU 52 • Données de conception du mur de l'axe 4

Étage	Hauteur (mm)	Espacement des montants (mm)	Largeur tribunaire supportée (mm)	Charge P cumulée (kN)
Fermes de toit	930	1465	610	0,80
6	2 536	406	610	0,96
5	2 908	406	3 050	4,84
4	2 908	406	3 050	8,73
3	2 908	406	3 050	12,61
2	2 908	406	3 050	16,50
1	2 870	406	3 050	20,37

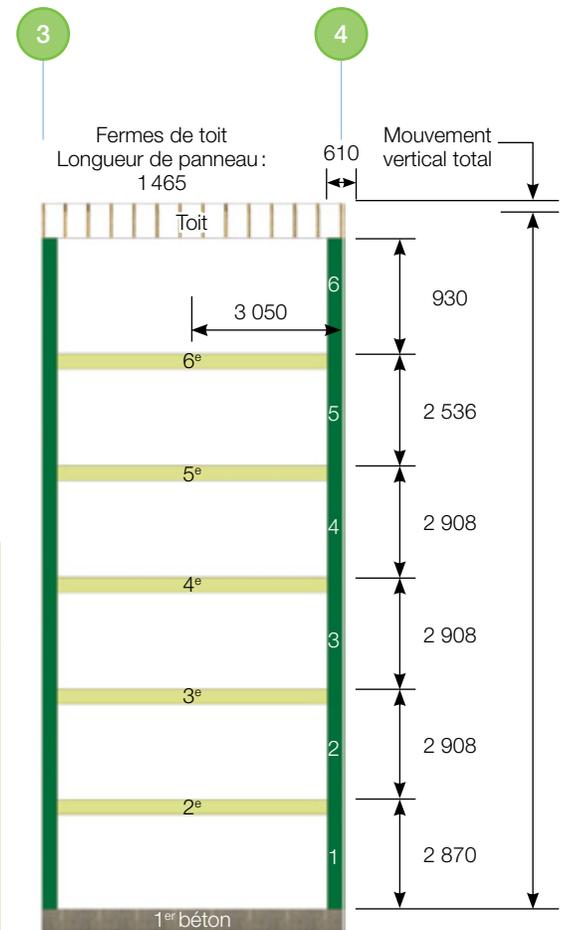
TABLEAU 53 • Mouvement vertical du mur de l'axe 4

Étage	Membres horizontaux				Membres verticales				Mouvement vertical (mm)				
	Dimension (mm)	Classe	Hauteur (mm)	E_{perp} (MPa)	Dimension (mm)	Classe	Longueur (mm)	Nombre de montants	E_{par} (MPa)	Retrait	Déformation élastique	Fluage	Total
Fermes de toit	140/89	MSR 2100	229	620	64	É-P-S n° 2	701	1	9 500	5,4	0,1	0,1	5,7
6	140	LSL	114	517	140	É-P-S n° 2	2 422	1	9 500	1,3	0,1	0,1	1,5
5	140	LSL	114	517	140	É-P-S n° 2	2 794	1	9 500	1,5	0,5	0,3	2,3
4	140	LSL	114	517	140	É-P-S n° 2	2 794	1	9 500	1,5	0,8	0,5	2,9
3	140	LSL	114	517	140	É-P-S n° 2	2 794	1	9 500	1,5	1,2	0,7	3,5
2	140	LSL	114	517	140	MSR 2100	2 794	1	12 400	1,5	1,4	0,8	3,7
1	140	LSL	114	517	140	É-P-S n° 2	2 756	2	9 500	1,5	1,4	0,8	3,8
Total										14,4	5,5	3,3	23,3

Le mouvement vertical total du bâtiment, mesuré du dessus du toit jusqu'au premier plancher (dalle de béton au niveau du sol) à l'axe 4, est de **23,3 mm**. Le retrait représente la partie principale du mouvement vertical total du bâtiment, soit 62 % (14,4/23,3). Le retrait est toutefois diminué de façon significative grâce à l'utilisation de lisses et de sablières en LSL plutôt qu'en bois de sciage. Avec des lisses et des

sablières en bois de sciage, la valeur du retrait aurait été augmentée de 15 mm, pour un mouvement vertical total de 38,7 mm, ce qui représente une augmentation de 66 %.

À des fins de comparaison, la valeur de retrait du mur situé dans l'axe D est de 21,5 mm, ce qui représente 2 mm de mouvement différentiel.



11 Résultats et recommandations

11.1 Résultats

Fermes de toit

La structure du toit est conçue avec des fermes légères à pente faible d'une hauteur de 914 mm et espacées de 610 mm. Les membrures supérieures sont fabriquées en 38 x 140 É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E, et les membrures inférieures sont en 38 x 89 É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E. Les fermes sont orientées dans la direction est-ouest et reposent sur les murs extérieurs et les murs du corridor.

Poutrelles de plancher

La structure du plancher est faite de poutrelles ajourées ou en I d'une hauteur de 356 mm et espacées de 406 mm. Les semelles supérieures et inférieures sont fabriquées en 38 x 89 É-P-S MSR 2100F_b – 1.8E. Les poutrelles sont orientées dans la direction nord-sud et s'appuient sur des murs porteurs ou des poutres à l'aide d'étriers à clouage par le dessus (*top mount*).

Ossature des murs

Sauf indication contraire (**voir ci-dessous**), tous les murs porteurs sont faits de montants de 38 x 140 É-P-S n° 2 espacés de 406 mm. Les sablières et lisses basses sont faites de LSL TimberStrand 1.5E de 38 x 140; deux épaisseurs pour les sablières et une épaisseur pour les lisses basses.

Murs extérieurs, axe nord-sud : 2^e étage : montants MSR 2100F_b – 1.8E
1^{er} étage : montants doubles É-P-S n° 2

Murs mitoyens, axe nord-sud : murs doubles à tous les étages
2^e étage : montants MSR 2100F_b – 1.8E
1^{er} étage : montants doubles É-P-S n° 2

Murs intérieurs des logements, axe nord-sud : 2^e et 3^e étages : montants doubles É-P-S n° 2
1^{er} étage : montants triples É-P-S n° 2

Murs de corridor, axe est-ouest : 1^{er} étage : montants MSR 2100F_b – 1.8E

Murs de refend MR11 et MR18 : 1^{er}, 2^e et 5^e étage : montants MSR 2100F_b – 1.8E et lisse basse composée de deux épaisseurs de LSL TimberStrand 1.5E

Poutres et colonnes

Les deux poutres à l'intérieur des logements sont faites en bois de charpente composite de type LVL 2.0E ou PSL 2.0E. La poutre d'environ 5,2 m a une largeur de 266 mm et une hauteur de 356 mm. La poutre d'environ 2,4 m a une largeur de 89 mm et une hauteur de 356 mm.

Les colonnes pour ces poutres sont soit faites de montants jumelés ou de PSL. Les colonnes ont été calculées pour le premier étage et pour la poutre la plus longue seulement (charges maximales). Afin de respecter les surfaces d'appui requises, une colonne composée de 13 montants de 38 x 140 É-P-S n° 2 a été utilisée à une extrémité de la poutre et une colonne double en PSL de 133 x 285 mm à l'autre extrémité de la poutre. La colonne composée de 13 montants de 38 x 140 pourrait également être remplacée par une colonne double en PSL de 133 x 285 mm.

Murs de refend

Le détail de la composition des murs de refend est donné au tableau 25. De façon générale, les murs de refend des deux étages supérieurs sont revêtus de panneaux d'OSB de 11 ou 12 mm d'épaisseur d'un côté du mur seulement. Les murs de refend des quatre premiers étages sont revêtus de panneaux d'OSB de 11 ou 12 mm d'épaisseur des deux côtés du mur. Les clous utilisés sont des clous à pistolet pneumatiques de 64 mm de longueur (3,05 mm de diamètre) ou de 76 mm de longueur (3,33 mm de diamètre). L'espacement des clous varie de 75 à 300 mm.

Le système ATS de Simpson a été utilisé comme système d'ancrage de retenue. Le diamètre des tiges d'acier varie entre 14 et 26 mm. Pour résister aux forces de glissement, on a utilisé des boulons d'ancrage de 12 mm de diamètre espacés de 305 mm pour fixer les segments de mur du premier étage à la dalle de béton et des vis autotaraudeuses WS45 (114 mm de longueur et 6 mm de diamètre) de la compagnie MiTek espacées de 254 mm sur 2 rangées pour les attaches interétages.

Diaphragme

Le diaphragme du toit et des planchers est composé de panneaux d'OSB de 15,5 mm d'épaisseur, fixés à l'aide de clous à pistolet pneumatique de 76 mm de longueur (3,33 mm de diamètre). L'espacement des clous varie de 100 à 300 mm. Des blocages aux joints des panneaux d'OSB sont requis.

11.2 Recommandations

- **Longueur minimale des segments de mur de refend:** Pour les bâtiments multiétages, la longueur minimale des segments de murs de refend devrait, au minimum, être égale à la hauteur du bâtiment divisé par 3,5 ($H_{\text{bâtiment}}/3,5$) pour s'assurer de respecter les limites de déformation latérale permises.
- **Distribution de la force latérale dans plusieurs segments de mur situés dans un même axe:** La distribution de la force latérale parmi les différents segments de mur de refend situés sur un même axe est fonction de la rigidité respective de chaque segment de mur. Puisque la rigidité des segments de mur est inconnue au début du calcul, la force latérale est, en général, initialement répartie au prorata des longueurs des segments de mur. Toutefois, pour un bâtiment de six étages, il apparaît qu'une distribution de la force au prorata du carré des longueurs de segments est le meilleur point de départ du processus itératif.

Déformations

Murs de refend nord-sud:

La déformation horizontale maximale obtenue au toit pour les charges sismiques est de 48 mm (sans les facteurs R_d et R_o) et de 246 mm (avec les facteurs R_d et R_o). La période utilisée pour calculer la déformation est de 1,6 sec.

La déformation horizontale maximale obtenue au toit pour les charges de vent est de 28 mm.

Murs de refend est-ouest:

La déformation horizontale maximale obtenue au toit pour les charges sismiques est de 46 mm (sans les facteurs R_d et R_o) et de 233 mm (avec les facteurs R_d et R_o). La période utilisée pour calculer la déformation est de 1,6 sec.

Diaphragmes nord-sud:

La déformation horizontale maximale obtenue pour les charges sismiques des diaphragmes est de 0,8 mm (sans les facteurs R_d et R_o) et de 4 mm (avec les facteurs R_d et R_o). La déformation horizontale maximale obtenue pour les charges de vent est moins de 1 mm.

Diaphragmes est-ouest:

La déformation horizontale maximale obtenue pour les charges sismiques des diaphragmes est de 3 mm (sans les facteurs R_d et R_o) et de 15 mm (avec les facteurs R_d et R_o).

- **Charge gravitaire appliquée aux extrémités des segments de mur pour résister au moment de renversement:** Le calcul des membrures d'extrémité des segments de mur se fait en ajoutant ou en retranchant les charges gravitaires appliquées sur la demi-longueur du segment de mur. Toutefois, pour des segments très longs, cette charge apparaît trop élevée et inappropriée. Dans ce cas, on déterminera plutôt cette charge selon la demi-longueur du segment de mur, mais sans excéder une longueur maximale correspondant à la hauteur du mur.
- **Utilisation du coefficient J_x pour diminuer les efforts de renversement des murs de refend:** L'effet du coefficient J_x est significatif dans le calcul des bâtiments de cinq ou six étages, en particulier pour des périodes élevées.

- **Coefficient de réduction pour l'aire tributaire:** Ce coefficient de réduction tel que défini à l'article 4.1.5.8 du CNB est rarement utilisé dans le calcul des charpentes légères en bois puisque son effet est généralement négligeable. Toutefois, pour des bâtiments de cinq ou six étages, son effet peut être significatif, en particulier pour le calcul des colonnes et des surfaces d'appui requises. Par contre, il faut ajuster à la baisse le coefficient de durée, K_D , lorsque les charges permanentes excèdent les surcharges.
- **Ancrages avec compensateur de retrait:** Ce type d'ancrage de retenue avec tiges d'acier et compensateur de retrait est généralement utilisé dans les bâtiments de moyenne hauteur afin d'éliminer les jeux dans les ancrages causés par le retrait. Bien que les tiges d'acier offrent la résistance nécessaire aux forces de soulèvement, elles causent tout de même une inertie réduite du segment de mur de refend comparativement à un mur de refend conventionnel composé de membrures de bois à chaque extrémité. Il faut donc généralement utiliser des tiges d'acier au diamètre plus élevé que ce qu'exige la résistance pour augmenter l'inertie et réduire les déformations.
- **Réduire la portée des poutrelles et des poutres:** Plus la portée est grande, plus les réactions aux appuis sont élevées. De plus, ces réactions se cumulent d'un étage à l'autre, et ce, jusqu'aux fondations. Ces charges cumulées ont un impact important sur l'espacement des montants des murs, sur la dimension des colonnes aux étages inférieurs, ainsi que sur les surfaces d'appui requises.
- **Utiliser des concepts simples:** La construction à ossature légère en bois est largement utilisée dans les petits bâtiments conformes à la partie 9 du CNB. Le système de résistance aux charges latérales est conçu selon une approche empirique basée sur l'expérience et la tenue de ces bâtiments à long terme. Par contre, il s'agit d'un système très complexe qui fait appel à de nombreux éléments connectés les uns aux autres. De plus, comme nous avons pu le constater dans cet exemple de calcul, son analyse s'avère un défi de taille. Étant donné que les bâtiments de cinq ou six étages à ossature légère en bois doivent être conçus selon la partie 4 du CNB, il est recommandé d'utiliser des concepts simples et facilement vérifiables manuellement, de façon à s'assurer que le temps de conception demeure concurrentiel.
- **Analyse de l'ensemble de la structure du bâtiment par un logiciel de calcul:** Les structures à ossature légère en bois sont des structures complexes et plusieurs hypothèses doivent être considérées lors d'un calcul manuel (diaphragme flexible et rigide, méthode de calcul de la force statique équivalente, sensibilité à la torsion, répartition des charges aux murs de refend, etc). Il est fortement recommandé d'effectuer une vérification du système de résistance aux charges latérales à l'aide d'un logiciel de calcul afin de valider ces hypothèses de calcul. Le document intitulé *Linear Dynamic Analysis for Wood-based Shear Walls & Podium Structures (CCB-5)* publié par le Conseil canadien du bois et FPInnovations fournit des directives pour la modélisation de ce type de structure par logiciel. Certains logiciels tels que Safi et Graitec contiennent d'ailleurs des modules de calcul pour des systèmes à ossature légère en bois et qui offrent des fonctionnalités qui facilitent cette modélisation.

12 Références

- CCB-1. *Diaphragm Flexibility*, Conseil Canadien du bois et FPIInnovations <http://cwc.ca/fr/publications/technical/fact-sheets/>
- CCB-2. *A Mechanics-Based Approach for Determining Deflections of Stacked Multi-Storey Wood-Based Shear Walls*, Conseil Canadien du bois et FPIInnovations, <http://cwc.ca/fr/publications/technical/fact-sheets/>
- CCB-3. *Design Example: Design of Stacked Multi-Storey Wood-Based Shear Walls using mechanics-based approach*, Conseil Canadien du bois et FPIInnovations, <http://cwc.ca/fr/publications/technical/fact-sheets/>
- CCB-4. *Vertical Movement in Wood Platform Frame Structures: Movement Prediction*, Conseil Canadien du bois et FPIInnovations, <http://cwc.ca/fr/publications/technical/fact-sheets/>
- CCB-5. *Linear Dynamic Analysis for Wood-based Shear Walls & Podium Structures*, Conseil Canadien du bois et FPIInnovations, <http://cwc.ca/fr/publications/technical/fact-sheets/>
- Cecobois (2013), *Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois*, Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois, Québec, Canada
- CNBC (2010). *Code national du bâtiment – Canada*, Conseil national de recherche du Canada, Ottawa, Canada.
- CSA O86 (2009) *Règles de calcul des charpentes en bois, édition 2009*, Association canadienne de normalisation.
- CSA O86 (2014) *Règles de calcul des charpentes en bois, édition 2014*, Association canadienne de normalisation.
- RBQ (2013). *Construction d'habitations en bois de 5 ou 6 étages, Directives et guide explicatif*. Montréal: Régie du Bâtiment du Québec. ISBN (PDF) : 978-2-550-68177-9
- CSA (2012). *CSA O325- Revêtements intermédiaires de construction*. Association canadienne de normalisation.
- Weyerhaeuser (2012) *Fastener Spacing in Weyerhaeuser Engineered Lumber Products*. Bulletin technique TB-206, Weyerhaeuser, Octobre 2012.
- Weyerhaeuser (2013) *Compression perpendiculaire au fil du TimberStrand MD LSL, Orientation à plat*, Bulletin technique TB-752F, Weyerhaeuser, Août 2013.

Annexe 1 – Calcul de de la force statique équivalente

Lieu	Québec
Longueur du bâtiment (m)	57,45
Largeur du bâtiment (m)	19,51
Aire du bâtiment (m ²)	1 089
Charge permanente au toit (kPa)	0,9
Charge de neige au toit (kPa)	3,48
Charge permanente au plancher (kPa)	2,16
W Toit (kN)	1 928
W de tous les planchers (kN)	11 761
W de tous les murs (kN) (annexe 6)	3 567
W total du bâtiment (kN)	17 256

Toit	Hauteur des murs	
Plancher 6	h (m) =	3,466
Plancher 5	h (m) =	2,908
Plancher 4	h (m) =	2,908
Plancher 3	h (m) =	2,908
Plancher 2	h (m) =	2,908
Plancher 1	h (m) =	2,870
	h total (m) =	17,97

Période T_a (CNB) = 0,436

Données sismiques		S_a	F_a	F_v	$S(T)$
$S_a(0,2)$		0,55	1,18	1,35	0,649
$S_a(0,5)$		0,32	1,18	1,35	0,432
$S_a(1,0)$		0,15	1,18	1,35	0,2025
$S_a(2,0)$		0,052	1,18	1,35	0,0702
$S_a(4,0)$		0,026	1,18	1,35	0,0351

Interpolation	
T	S(T)
0,2	0,649
0,5	0,432
0,436	0,478

Type de sol	D
Coefficient d'importance I_E	1,0
M_v pour T_a (tableau 4.1.8.11., CNB 2010)	1,0
M_v (T = 4 sec, tableau 4.1.8.11., CNB 2010)	3

R_d	3
R_o	1,7

V_{min} (kN) = $S(4,0)M_v I_E W / R_d R_o$	356,3
V (kN) = $S(T_a)M_v I_E W / R_d R_o$	1 617,4
V_{max} (kN) = $2/3 S(0,2) I_E W / R_d R_o$	1 463,9

V calcul avec T_a (kN) = 1463,9

Calcul avec 2 T_a => T = 0,873

V_{min} (kN) = $S(4,0)M_v I_E W / R_d R_o$	356,3
V (kN) = $S(T_a)M_v I_E W / R_d R_o$	882,8
V_{max} (kN) = $2/3 S(0,2) I_E W / R_d R_o$	1 463,9

Interpolation	
T	S(T)
0,5	0,432
1	0,203
0,873	0,261

V calcul avec 2 T_a (kN) = 882,8

Cependant si V est calculé avec 2 T_a , il faut multiplier V par 1,20 pour tenir compte de la possibilité d'étages moins rigides que d'autres. Donc :

$V = 1,20 V$ calcul avec 2 T_a (kN) = 1059,4

Une période correspondante à V peut être déduite, soit : $V = S(T)M_v I_E W / R_d R_o = 1059,4$

$S(T) =$	1059,4	x $R_d R_o / M_v I_E W$
$S(T) =$	0,313	

T	S(T)
0,5	0,432
1	0,203

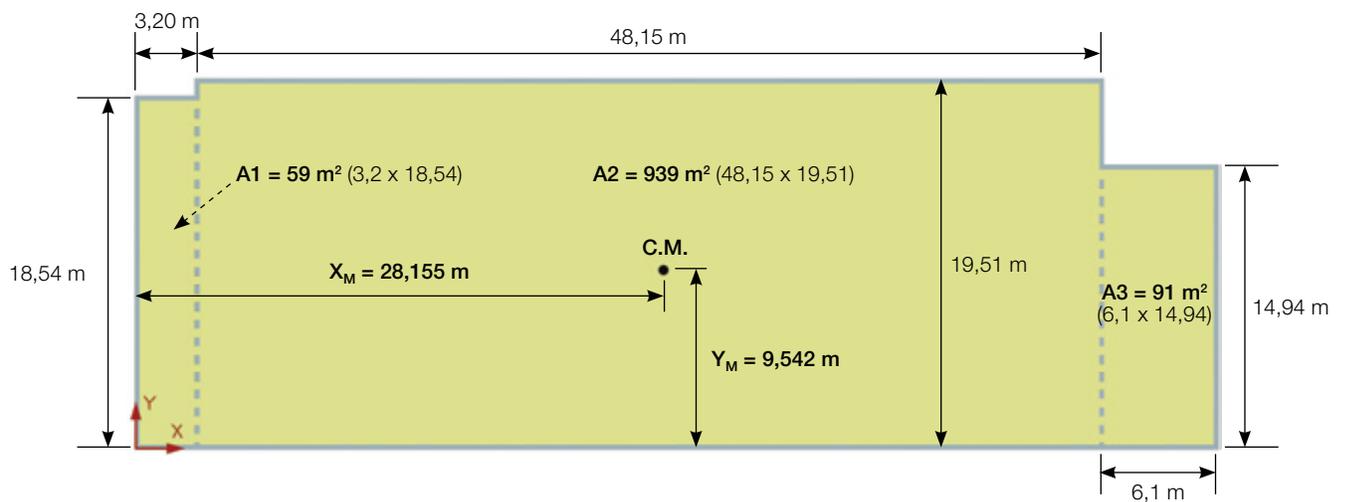
Par interpolation linéaire T = 0,759 0,313

Annexe 2 – Calcul du centre de masse

Pour le calcul du centre de masse, nous retenons comme hypothèse que la charge est uniformément répartie sur toute la surface du plancher. Cette hypothèse est acceptable puisque les murs intérieurs sont répartis de façon uniforme sur l'ensemble de la surface de plancher.

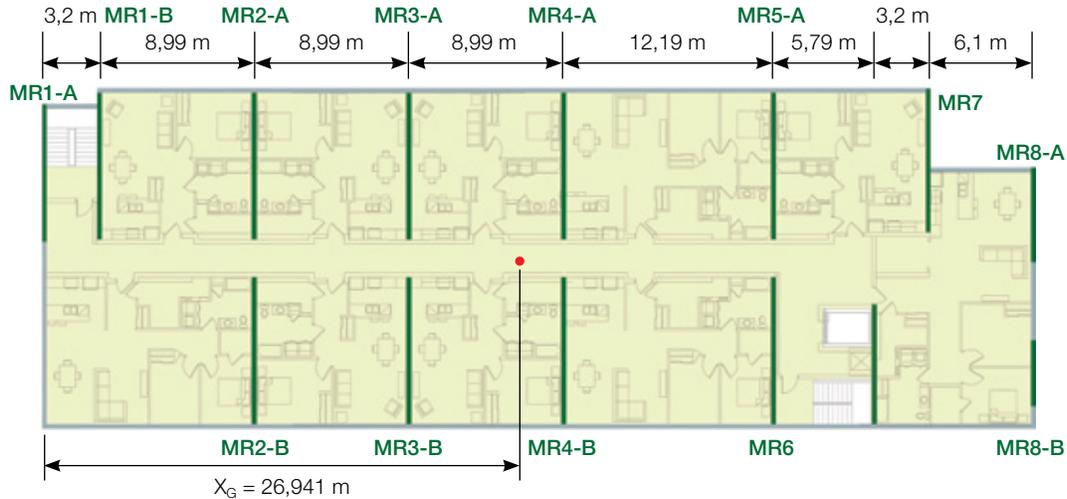
$$X_M = [(A1 \cdot X1) + (A2 \cdot X2) + (A3 \cdot X3)] / (A1 + A2 + A3) = [(59 \times 1,6) + (939 \times 27,28) + (91 \times 54,4)] / (59 + 939 + 91) = \mathbf{28,155 \text{ m}}$$

$$Y_M = [(A1 \cdot Y1) + (A2 \cdot Y2) + (A3 \cdot Y3)] / (A1 + A2 + A3) = [(59 \times 9,27) + (939 \times 9,76) + (91 \times 7,47)] / (59 + 939 + 91) = \mathbf{9,542 \text{ m}}$$



Annexe 3 – Calcul du centre de rigidité

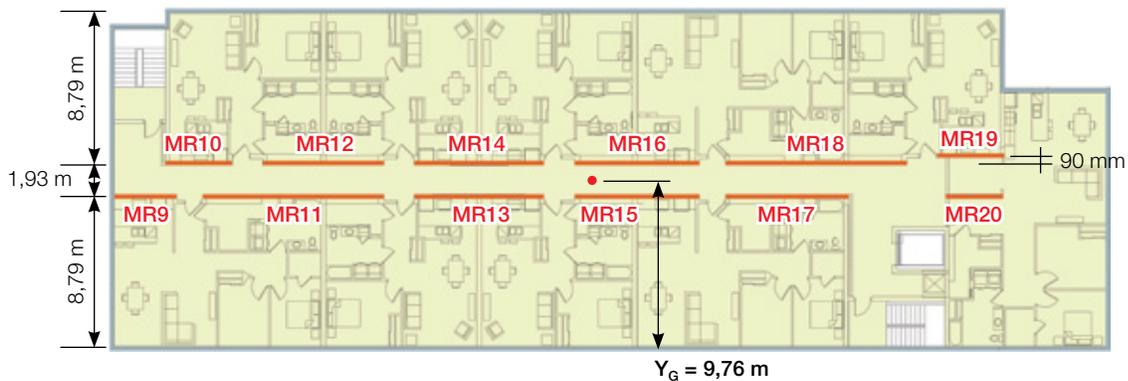
Prenons comme hypothèse que la rigidité des murs est uniforme et proportionnelle au carré de la longueur.



$$X_G = [(7,7^2 \times 0) + (8,6^2 \times 3,2) + (2 \times 8,6^2 \times 12,19) + (2 \times 8,6^2 \times 21,18) + (2 \times 8,6^2 \times 30,17) + (2 \times 8,6^2 \times 42,36) + (6,8^2 \times 48,15) + (8,2^2 \times 51,35) + ((4,9^2 + 3,0^2) \times 57,45)] / [7,7^2 + (9 \times 8,6^2) + 6,8^2 + 8,2^2 + 4,9^2 + 3,0^2] = \mathbf{26,941 \text{ m}}$$

Longueur des segments de mur:

MR1-A = 7,7 m	MR4-A = MR4-B = 8,6 m	MR8-A = 4,9 m
MR1-B = 8,6 m	MR5-A = MR5-B = 8,6 m	MR8-B = 3,0 m
MR2-A = MR2-B = 8,6 m	MR6 = 6,8 m	
MR3-A = MR3-B = 8,6 m	MR7 = 8,2 m	



$$Y_G = [(8,79 \times (3,4^2 + 10,4^2 + 7,4^2 + 7,3^2 + 7,0^2 + 3,9^2)) + (10,72 \times (3,9^2 + 7,0^2 + 7,4^2 + 7,3^2 + 10,3^2)) + (10,81 \times 3,9^2)] / [3,4^2 + 3,9^2 + 10,4^2 + 7,0^2 + (2 \times 7,4^2) + (2 \times 7,3^2) + 7,0^2 + 10,3^2 + (2 \times 3,9^2)] = \mathbf{9,76 \text{ m}}$$

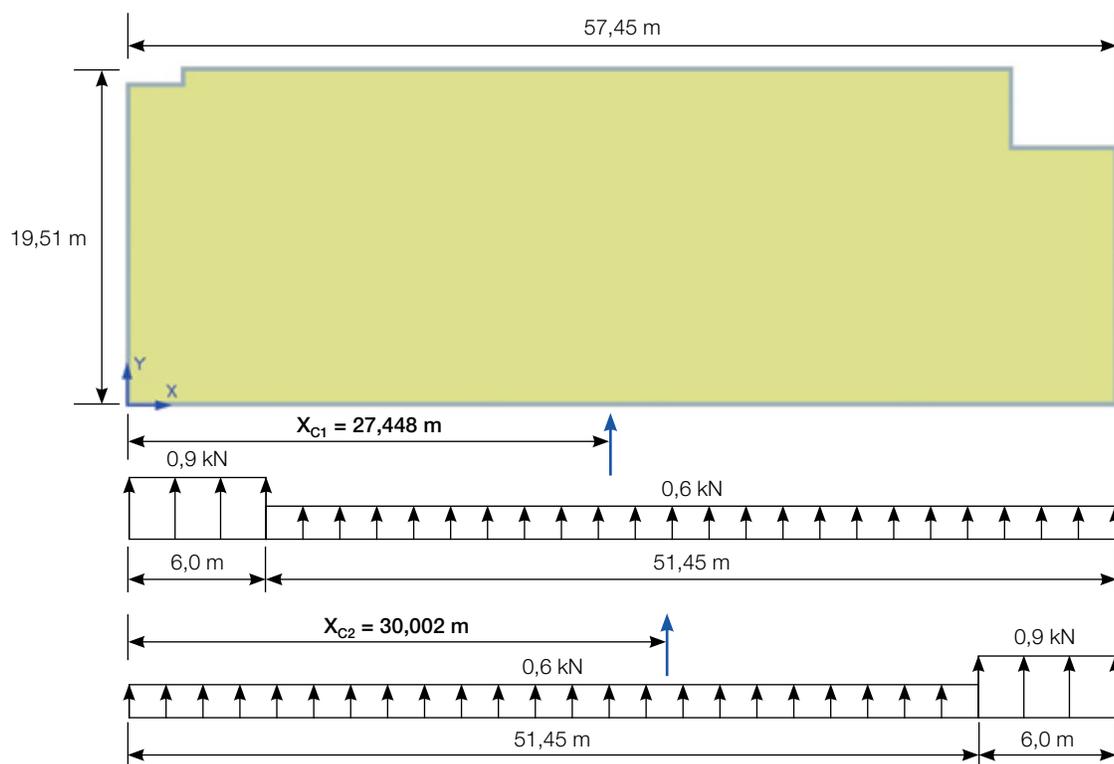
Longueur des segments de mur:

MR9 = 3,4 m	MR13 = 7,4 m	MR17 = 7,0 m
MR10 = 3,9 m	MR14 = 7,4 m	MR18 = 10,3 m
MR11 = 10,4 m	MR15 = 7,3 m	MR19 = 3,9 m
MR12 = 7,0 m	MR16 = 7,3 m	MR20 = 3,9 m

Annexe 4 – Calcul du centre d'application des charges de vent

$$X_{C1} = [(0,9 \text{ kPa} \times 6,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m} \times 31,725 \text{ m})] / [(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] = \mathbf{27,448 \text{ m}}$$

$$X_{C2} = [(0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m} \times 25,725 \text{ m}) + (0,9 \text{ kPa} \times 6,0 \text{ m} \times 54,45 \text{ m})] / [(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] = \mathbf{30,002 \text{ m}}$$



Annexe 5 – Moment de renversement (4.1.8.11.7., CNB 2010)

Pour compenser la surestimation des effets des modes supérieurs sur les moments de renversement, le coefficient de réduction du moment de renversement, J_x , doit être appliqué (commentaire J, Guide de l'utilisateur – CNB 2010).

Pour $h_x \geq 0,6 h_n \Rightarrow J_x = 1,0$ (aucune réduction), $0,6 h_n = 0,6 \times 17,97 = 10,78$ m

Pour $h_x < 0,6 h_n \Rightarrow J_x = J + (1 - J) (h_x / 0,6 h_n)$

J selon tableau 4.1.8.11., CNB 2010

$$S_a(0,2) / S_a(2,0) = 0,55 / 0,052 = 10,58 \geq 8$$

J = 1,0 ($T_a = 0,5$), murs et système mur-ossature

J = 0,4 ($T_a = 2,0$), murs et système mur-ossature

par interpolation, **J = 0,896** ($T_a = 0,759$)

Donc, à la base du premier étage: $h_x = 0 \Rightarrow J = 0,896$

À la base du deuxième étage: $h_x = 2,87$ m $\Rightarrow J = 0,896 + (1 - 0,896) (2,87 / (0,6 \times 17,97)) = \mathbf{0,92}$

À la base du troisième étage: $h_x = 5,78$ m $\Rightarrow J = 0,891 + (1 - 0,891) (5,9 / (0,6 \times 18,26)) = \mathbf{0,95}$

À la base du quatrième étage: $h_x = 8,69$ m $\Rightarrow J = 0,891 + (1 - 0,891) (8,87 / (0,6 \times 18,26)) = \mathbf{0,98}$

Annexe 6 – Calcul de la charge permanente du bâtiment W pour le calcul de la charge sismique

La définition de la charge permanente pour le calcul sismique est donnée à l'article 4.1.8.2 du CNB 2010. Pour le présent exemple, il s'agit de la charge permanente des planchers et du toit plus 25 % de la charge de neige au toit, ainsi que du poids des cloisons intérieures et du poids des murs porteurs. Pour le poids des cloisons, il est permis d'utiliser une charge de 0,5 kPa au lieu de la charge de 1,0 kPa spécifiée à l'article 4.1.4.1.3 du CNB 2010 et utilisée pour le calcul des éléments structuraux qui doivent supporter les charges gravitaires. Nous retenons comme hypothèse que cette charge s'applique uniquement aux cloisons intérieures des logements. À la charge permanente des planchers et du toit s'ajoutent donc le poids des murs extérieurs ainsi que le poids des murs de refend intérieurs, soit les murs des corridors et les murs mitoyens.

(Source: *Manuel de calcul des charpentes en bois* du CCB et fiches techniques des fabricants)

Matériau	Poids (kPa)
Toiture avec membrane élastomère	0,05
Fermes de toit plates	0,20
Laine minérale de 406 mm et barres résilientes	0,10
Poutrelles de plancher à 406 mm c/c (semelles 38 x 89)	0,16
Parquet de bois	0,15
Chape de béton léger de 38 mm	0,70
OSB 11 mm	0,09
OSB 16 mm	0,11
OSB 19 mm	0,13
Gypse 16 mm	0,13
Isolant acoustique (370 mm) et barres résilientes	0,18
Montants simples 38 x 89 à 406 mm c/c	0,08
Montants doubles 38 x 89 à 406 mm c/c	0,12
Montants simples 38 x 140 à 406 mm c/c	0,12
Montants simples 38 x 140 à 305 mm c/c	0,16
Revêtement de mur en tôle d'acier	0,10
Revêtement de brique d'argile de 89 mm	1,58

Charge permanente des planchers et du toit

Aire du bâtiment: 1 089 m²

Charge permanente au toit: 0,9 kPa

Charge de neige au toit applicable: 0,25 x 3,48 kPa = 0,87 kPa

Charge permanente des planchers (avec béton léger et sans cloisons): 1,66 kPa

Poids des cloisons: 0,5 kPa

Charge permanente des planchers et du toit pour le calcul sismique: [(0,9 kPa + 0,87 kPa) + [(1,66 kPa + 0,5 kPa) x 5]] x 1 089 m² = 13 689 kN

Charge permanente des murs extérieurs

Longueur des murs extérieurs: 153,92 m

Hauteur de mur (incluant la hauteur du plancher): 2,908 m

Le revêtement extérieur choisi est principalement en tôle d'acier ou d'aluminium avec quelques surfaces de briques (voir la vue d'élévation du bâtiment). Pour l'ossature, on utilise du 2 x 6 à 406 mm c/c avec une épaisseur d'OSB de 11 mm pour la résistance latérale et un gypse de 16 mm.

Poids estimé des murs extérieurs avec la brique: 2,0 kPa

Poids estimé des murs extérieurs avec revêtement en tôle d'acier: 0,50 kPa

Charge permanente des murs intérieurs de corridor (direction est-ouest)

Longueur des murs: 79,2 m

Hauteur d'un mur: 2,908 m

Pour les murs de corridor, nous considérerons du 2 x 6 à 406 mm c/c, avec une épaisseur d'OSB de 11 mm et deux feuilles de gypse de 15,9 mm

Poids estimé des murs intérieurs de corridor: 0,55 kPa

Charge permanente des murs intérieurs mitoyens (direction nord-sud)

Longueur des murs: 95,9 m

Hauteur d'un mur (incluant la hauteur du plancher): 2,908 m

Pour des raisons d'acoustique, les murs mitoyens sont doublés. L'ossature est faite de 2 x 6 à 406 mm c/c et de 2 x 4 à 406 mm c/c. Nous considérerons une épaisseur d'OSB de 11 mm et un gypse de 15,9 mm sur les murs en 2 x 4 et en 2 x 6.

Poids estimé des murs: 0,75 kPa

Sommaire de la charge permanente totale du bâtiment

Étage	Plancher/toit		Murs extérieurs				Murs de corridor		Murs mitoyens		Poids total (kN)
	Aire (m ²)	Charge (kPa)	Aire du mur en briques (m ²)	Charge du mur en briques (kPa)	Aire du mur en tôle (m ²)	Charge du mur en tôle (kPa)	Aire (m ²)	Charge (kPa)	Aire (m ²)	Charge (kPa)	
Toit	1 089	1,77	0,0	2,00	166,5	0,50	85,7	0,55	103,8	0,75	2 135,8
6	1 089	2,16	0,0	2,00	447,6	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	2 911,9
5	1 089	2,16	26,6	2,00	421,0	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	2 951,8
4	1 089	2,16	93,1	2,00	354,5	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	3 051,5
3	1 089	2,16	115,7	2,00	331,9	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	3 085,5
2	1 089	2,16	138,4	2,00	309,2	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	3 119,5
Poids total du bâtiment (kN) =											17 256

Le poids du bâtiment a un effet direct sur le système de résistance aux charges latérales. Remarquons qu'un revêtement de mur extérieur lourd tel que la brique augmente le poids du bâtiment de façon significative. Il est donc judicieux d'utiliser des revêtements de murs le plus légers possible. Il en est de même pour les planchers. Pour des considérations acoustiques, un recouvrement de béton léger a été utilisé. D'autres

produits plus légers, par exemple des coulis autonivelants à base de plâtre avec membrane acoustique, pourraient également être utilisés.

Dans cet exemple de calcul, la surface des murs de briques a été limitée. Le poids total des murs est de 3 567 kN et le poids des planchers et du toit est de 13 689 kN, pour un poids total du bâtiment de **17 256 kN**.

Calcul des charges sismiques à chaque étage

	Toit		h_i (m)
F-Toit	→		
F5	→	Plancher 6	h (m) = 3,466
F4	→	Plancher 5	h (m) = 2,908
F3	→	Plancher 4	h (m) = 2,908
F2	→	Plancher 3	h (m) = 2,908
F1	→	Plancher 2	h (m) = 2,908
		Plancher 1	h (m) = 2,870
			h total (m) = 17,968

V (kN) = 1 059,4

Répartition du poids par étage (kN)	
W Toit (kN) =	2 135,8
W 6e (F5) (kN) =	2 911,9
W 5e (F4) (kN) =	2 951,8
W 4e (F3) (kN) =	3 051,5
W 3e (F2) (kN) =	3 085,5
W 2e (F1) (kN) =	3 119,5
$\Sigma W_i h_i$ =	168 113,91

$T_a = 0,759$

$$F_x = (V - F_t) W_x h_x / \Sigma(W_i h_i)$$

$$F_t = 0,07 T_a V \leq 0,25 V \quad \text{Pour } T_a > 0,7 \text{ sec (4.1.8.11.6 CNBC 2010)}$$

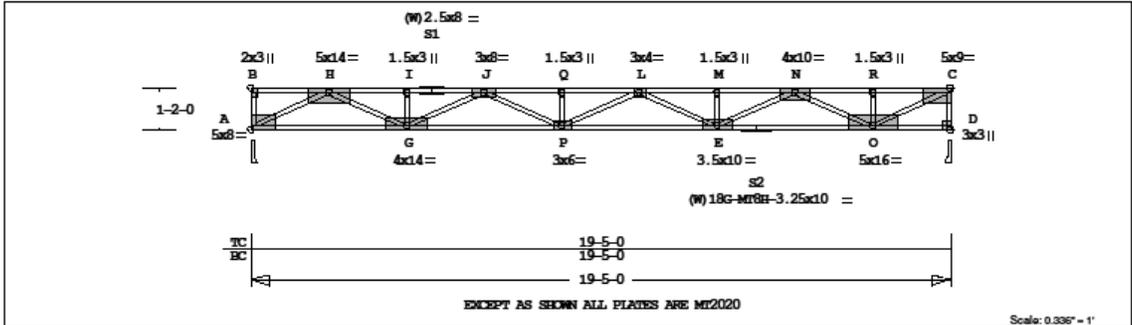
$$F_t = 0 \quad \text{Pour } T_a \leq 0,7 \text{ sec (4.1.8.11.6 CNBC 2010)}$$

$T_a = 0,759 > 0,7$ donc $F_t = 0,07 \times 0,759 \times 1\,029,4 = 56,3$

Charge sismique à chaque étage	
F6-Toit (kN) =	285,3
F5 (kN) =	252,0
F4 (kN) =	204,2
F3 (kN) =	158,2
F2 (kN) =	106,4
F1 (kN) =	53,4
Total (kN) =	1 059,4

Charges cumulées V à chaque étage	
V6-Toit (kN) =	285,3
V5 (kN) =	537,2
V4 (kN) =	741,4
V3 (kN) =	899,6
V2 (kN) =	1 006,0
V1 (kN) =	1 059,4

Job 6etages	Mark R4(2)	Quan 1	Type KB3B3	Span 190500	P1-H1 10200	Left OH 0	Right OH 0	Engineering
-----------------------	----------------------	------------------	----------------------	-----------------------	-----------------------	---------------------	----------------------	-------------



Online Plus - Version 29.0.004
 RUN DATE: 10-JUL-14

CSI - Size - Inset -
 TC 0.70 4x 2 2100S1.8
 EC 0.68 4x 2 2100S1.8
 WB 0.33 4x 2 SWP-#2B
 A-H H-C O-C

Importance Category : Normal
 Condition at Manufacture : Dry
 Treatment : Untreated
 Service Condition : Dry

Brace truss as follows:
 O.C. From To
 TC Cent. 0-0-0 19-5-0
 or 48.0° 0-0-0 19-5-0
 EC 48.0° 0-0-0 19-5-0

psf-lb Dead Live Wind Snow
 TC 48.0 40.0 0.0 0.0
 EC 9.0 0.0 0.0 0.0
 TCBC 56.0 40.0 0.0 0.0
 Total 96.0 Spacing 16.0°
 TC Fd-1.10 Fc-1.10 Ft-1.10
 EC Fd-1.10 Fc-1.10 Ft-1.10

Unfactored Reactions (lbs)
 JT -DL- -LL- -WL- -SL-
 A 7210 5140 00 00
 D 7200 5140 00 00

TL Factored Reactions (lbs)
 JT Down Uplift Horiz-
 A 1673
 D 1672

JT Req Size Required
 A 3.5" 1.5"
 D 3.5" 1.5"

Maximum Downward Loadcase
 LCF 1 NBCC 1
 WLF TC Hog End From To

Online Plus™ © Copyright MITeB 1996-2011 Version 29.0.004 Engineering - Portail 27/10/2014 2:11:26 PM Page 1 of 2

Mitab Online Plus

Dist	Dead	64	64	0.0	19.4
Dist	Live	53	53	0.0	19.4
WLF	EC	Req	End	From	To
Dist	Dead	11	11	0.0	19.4

Member CSI P Lbs M1st M2nd

Member	CSI	P	Lbs	M1st	M2nd
B-H	0.14	0	T	0	-652
H-I	0.61	5419	C	-652	-1103
I-J	0.55	5419	C	-1103	0
J-K	0.49	5419	C	0	-678
K-L	0.70	7670	C	-678	-441
L-M	0.69	7670	C	-441	-510
M-N	0.63	6937	C	-510	-505
N-O	0.63	6937	C	-505	-529
O-P	0.38	3071	C	-529	-797
P-Q	0.38	3071	C	-797	0
Q-R	0.30	3023	T	0	-140
R-S	0.63	6894	T	-140	110
S-T	0.68	7663	T	110	-330
T-U	0.50	5351	T	-330	0
U-V	0.46	5351	T	0	-105
V-W	0.04	0	T	-105	0

Bottom Chords

Member	CSI	P	Lbs	M1st	M2nd
A-B	0.02	141	C		
B-C	0.26	3377	C		
C-D	0.22	2661	T		
D-E	0.04	379	C		
E-F	0.21	1637	C		
F-G	0.15	860	T		
G-H	0.04	333	C		
H-I	0.00	19	T		
I-J	0.11	807	C		
J-K	0.04	343	C		
K-L	0.31	1760	T		
L-M	0.33	2532	C		
M-N	0.04	382	C		
N-O	0.28	3429	T		
O-P	0.18	1662	C		

Welds

Member	CSI	P	Lbs	M1st	M2nd
A-B	0.60	in	P	-E	L/377
B-C	0.04	in	I	-J	L/723
C-D	0.25	in	P	-E	L/912
D-E					
E-F					
F-G					
G-H					
H-I					
I-J					
J-K					
K-L					
L-M					
M-N					
N-O					
O-P					

Plates for each ply each face.
 PLATING CONFORMS TO TPIC96
 AND CM93-006-01 (LIMIT
 STATE DESIGN)
 GRID VALUES BASED ON CROSS
 AREA METHOD FOR SWF
 S-SWF DIMENSION (N.C. = 19A)
 NO CONC M120-11996-L
 NO CONC M120-13270-L
 FILE NO. : DFFSM

Plate - M120 20 Ga, Net Area
 Plate - M120 18 Ga, Net Area

Jt Type Plt Size X Y JSI

Jt	Type	Plt Size	X	Y	JSI
B	M120	2.0x 3.0	0.2	-0.1	0.82
H	M120	5.0x14.0	Clr	-1.0	0.83
I	M120	1.5x 3.0	Clr	-0.1	0.77
J	M120	W2.5x 8.0	Clr	Clr	0.90
K	M120	3.0x 8.0	Clr	-0.1	0.90
L	M120	1.5x 3.0	Clr	-0.1	0.77
M	M120	3.0x 4.0	Clr	-0.1	0.84
N	M120	1.5x 3.0	Clr	-0.1	0.77
O	M120	4.0x10.0	Clr	-0.6	0.91
P	M120	1.5x 3.0	Clr	-0.1	0.77
Q	M120	5.0x 9.0	3.0	-1.0	0.86
R	M120	5.0x 8.0	2.5	1.0	0.89
S	M120	4.0x14.0	Clr	0.6	0.87
T	M120	3.0x 6.0	Clr	0.1	0.83
U	M120	3.5x10.0	Clr	0.4	0.84
V	M120	W3.2x10.0	Clr	Clr	0.90
W	M120	5.0x16.0	Clr	1.1	0.88
X	M120	3.0x 3.0	0.8	0.1	0.90

Placement Tolerance Used 0.12 in.
 Allowance For Ineffective Teeth
 shall be 5.0%

NOTES:
 Trusses Manufactured by:
 Analysis Conforms To:
 TPIC-CON , Standard Formula
 NBCC2005
 This truss must be installed
 as shown. It cannot be
 installed upside-down.

Vib. Controlled Span Check
 Span J (A - C) = 22.30 Ft
 Deck Thickness = 0.625 In
 Deck Material = SWF
 Deck Attachment = Glued
 Concrete Topping = None
 Cymus Galling = Direct
 Cymus Thickness = 0.500 In
 Strongback Type = 2x6
 Strongback Loc 1 = 102.00 In
 Strongback Loc 2 = 152.00 In
 Provide 2x6 continuous
 strongback(s) (on edge) as
 indicated. Fasten to each
 truss with 3-3" CW nails at
 truss member(s).

 Ressources naturelles
Canada

Natural Resources
Canada

Canada

Québec



BSLC

Canadian
Wood
Council

Conseil
Canadien
du bois



cecobois

Centre d'expertise
sur la construction
commerciale en bois

Dépôt légal Bibliothèque nationale du Québec
Dépôt légal Bibliothèque nationale du Canada

Juin 2015

www.cecobois.com