

CALCUL D'INGÉNIERIE EN MAÇONNERIE

20-Modélisation et analyse sismique



ATLANTIC
MASONRY
INSTITUTE



ASSOCIATION DES
ENTREPRENEURS EN
MAÇONNERIE DU
QUÉBEC



CENTRE
CANADIEN DE LA
CONCEPTION EN
MAÇONNERIE

Plan de leçon

- Exigences générales de calcul conformément à la norme CSA S304
 - General seismic design requirements of CSA S304 (8.3.1)
- Modélisation sismique d'une structure d'un seul étage
 - Seismic modeling of single-storey structures(8.3.2)
- Modélisation sismique de structures à multiples étages
 - Seismic modelling of multi-storey structures (8.3.4)
- Obstacles courants



Exigences générales de calcul de la norme CSA S304 (p. 485)

Avant de sélectionner un SFRS et de modéliser la structure en maçonnerie, il faut répondre à plusieurs conditions de la CSA S304

Appareillage des éléments

16 Exigences particulières visant les tremblements de terre

Appareil en panneresse

- Peu de recherche a été effectué sur des murs en appareil en damier
- Quoique les appareils en damier n'étaient pas exclus en 2004, aucune disposition spéciale n'était pour autant incluse
- « A moins que les essais et les analyses n'aient démontré le contraire... »

Pour la construction traditionnelle, il devrait être possible d'effectuer la conception de murs de contreventement avec appareillage en damier de façon à répondre à l'intension de la norme

- Calcul de la résistance (Capacity Design)

Principes du calcul de la résistance (Capacity Design)

16.3.1 Calcul de la résistance

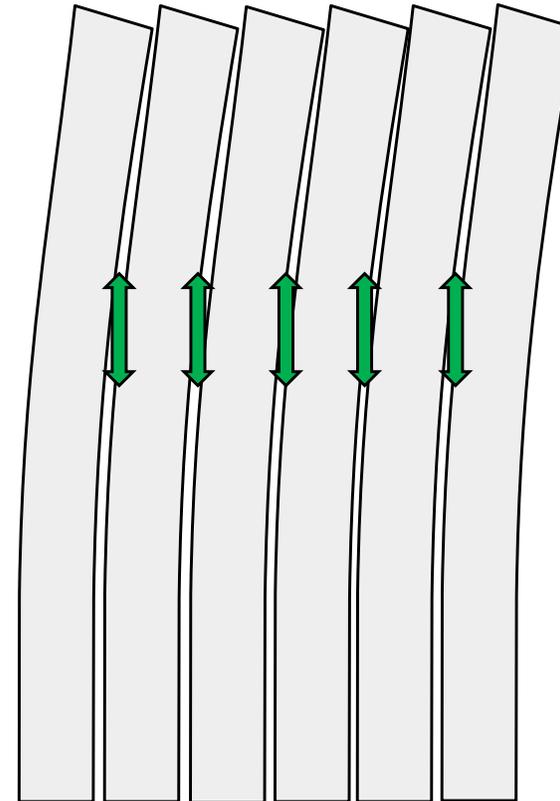
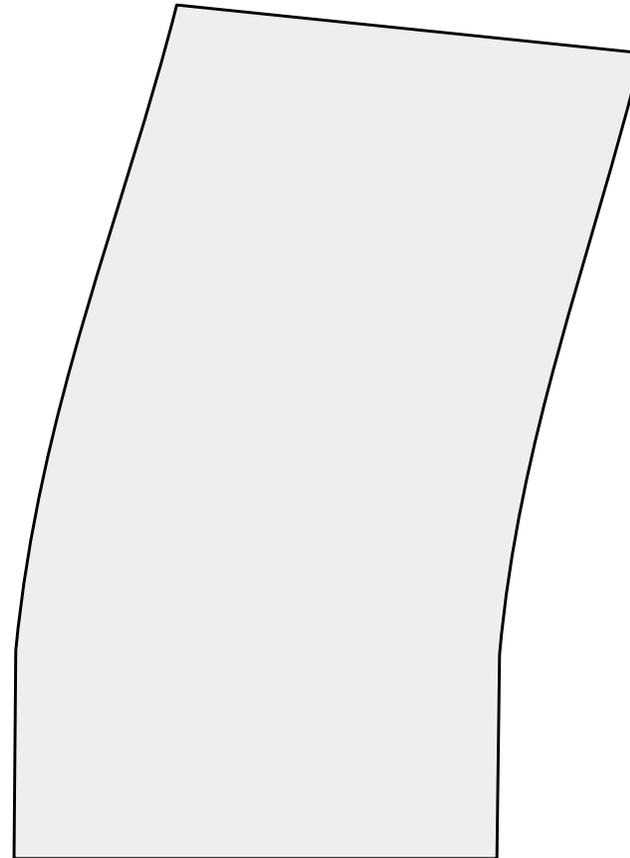
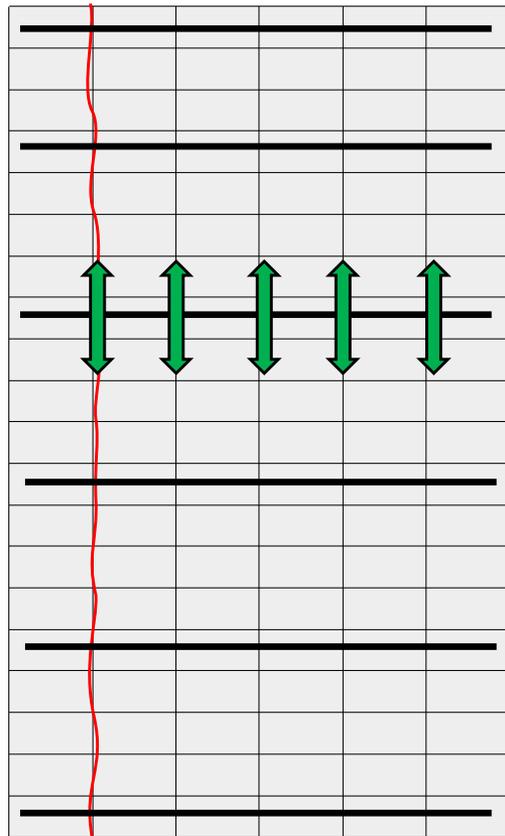
Les articles 16.3 à 16.11 sont basés sur les principes de calcul de la résistance lorsqu'on prévoit des déformations inélastiques dans les composants amortisseurs des SFRS, lesquels sont conçus et construits en conséquence, tandis que les autres composants porteurs sont conçus et construits de manière à avoir une résistance suffisante pour assurer que les amortisseurs choisis résisteront.

Note : Le CNBC exige que les murs et cloisons non porteurs soient séparés du SFRS.

Assure que les mécanismes de dissipation de l'énergie du SFRS peuvent remplir leur fonction avant la perte subite de résistance

- Le cas typique est le calcul d'un mur individuel afin de résister à l'effort tranchant associé au comportement élastique ($R_d R_o = 1.3$)
- Ceci a comme résultat une « sur-résistance » au cisaillement du mur pour assurer que les charges sismiques peuvent être dissipées par le biais d'un comportement inélastique en flexion (par exemple, à la rotule plastique)
 - Le calcul de la résistance engendre généralement un montant accru d'armature de cisaillement et parfois des dispositions spéciales pour les épissures et le développement de la résistance des barres d'armature.

Mur de contreventement en damier



Mur de contreventement en damier

16.5.4 Effort tranchant pondéré minimum exigé

Les murs de contreventement doivent être conçus de manière que l'effort tranchant pondéré et l'effort tranchant pondéré de glissement calculé selon l'article 10.10 soit supérieur au cisaillement attribuable aux charges pondérées, mais non inférieur à la plus faible des valeurs suivantes :

- le cisaillement correspondant au développement du moment de résistance pondérée du mur de contreventement dans sa section critique ; ou
- le cisaillement résultant de la combinaison de charges pondérées comprenant les effets des tremblements de terre et des charges calculées à l'aide de $R_o R_d$ égal à 1,3.

7.11.2 Intersections de murs maçonnerie non liaisonnées

Si les intersections de murs ne sont pas liaisonnées conformément à l'article 7.11.1 ou si la résistance doit être supérieure, l'armature des joints, les barres d'armature, les ancrages, les tiges ou les boulons peuvent être utilisés pour connecter les intersections des murs si

- des poutres de liaisonnement contenant des barres d'armature sont installées selon un espacement vertical ne dépassant pas 1200 mm ;
- l'armature des joints est assurée selon un espacement vertical ne dépassant pas 400 mm ; ou
- d'autres connecteurs rigides en acier sont complètement encastrés dans le mortier ou le coulis, conformément à la CSA A370, et l'espacement vertical ne dépasse pas 600 mm.

L'effort tranchant pondéré du joint doit être basé sur l'effort tranchant au frottement :

$$V_r = \phi_m \mu C_h$$

où

$$\mu = 1,0$$

C_h effort de compression dans la maçonnerie qui s'exerce perpendiculairement au joint vertical, habituellement considéré comme la résistance pondérée à la traction à la limite d'élasticité de l'armature horizontale ou autre connecteur rigide qui croise le joint et a été dimensionné pour développer sa limite d'élasticité de part et d'autre des côtés joint vertical de maçonnerie à l'intersection, N

Note : L'armature du joint, les barres d'armature, les ancrages, les tiges ou les boulons devraient être ancrés de chaque côté de l'intersection pour obtenir la limite d'élasticité.

Rigidité efficace selon l'axe fort

Supposez que le mur est fissuré

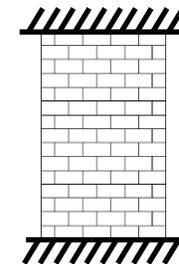
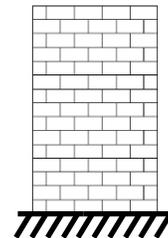
- Le « comportement élastique » se réfère généralement à l'armature qui demeure élastique tandis que la maçonnerie (ou le béton) sera fissurée

$$I_e = I_g \left(0.3 + \frac{P_s}{(A_g f'_m)} \right) \text{ where } I_{cr} \leq I_e \leq I_g$$

$$A_e = A_g \left(0.3 + \frac{P_s}{(A_g f'_m)} \right) \text{ where } A_{cr} \leq A_e \leq A_g$$

$$k_c = \frac{1}{\left(\frac{h_w^3}{3E_m I_e} + \frac{1.20h_w}{G_m A_e} \right)}$$

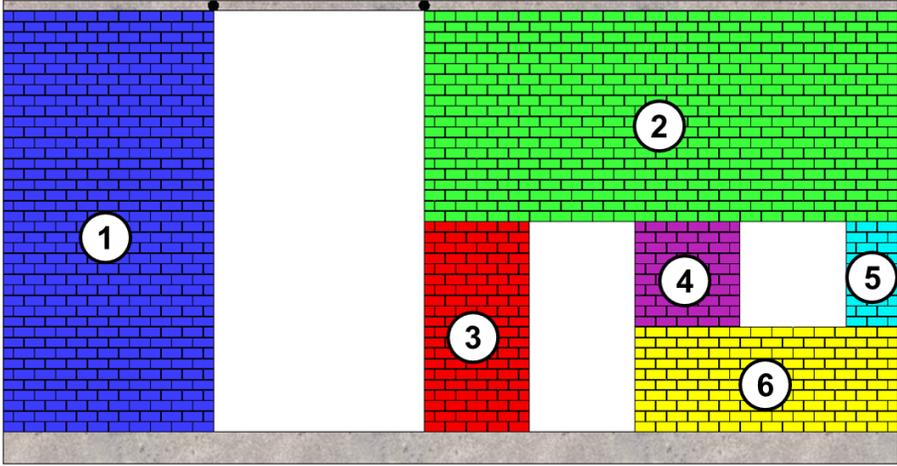
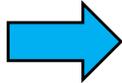
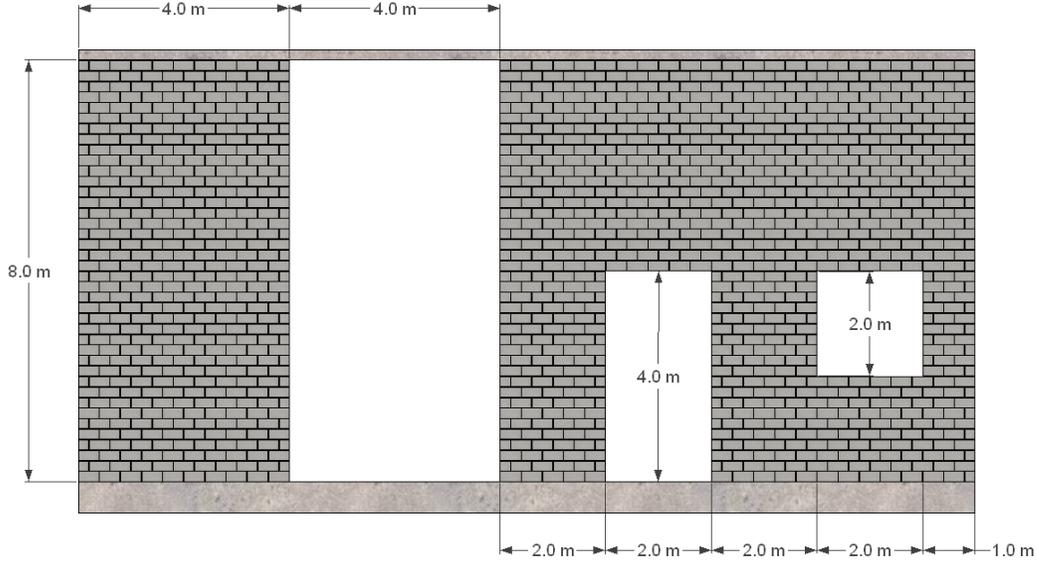
$$k_f = \frac{1}{\left(\frac{h_w^3}{12E_m I_e} + \frac{1.20h_w}{G_m A_e} \right)}$$



Modélisation sismique d'une structure à un seul étage (p. 487)

La méthode de la rigidité, déjà présentée, peut être utilisée en appliquant les vraies charges

Rappel



Équations pour la rigidité

La méthode de la rigidité est une méthode simplifiée pour le calcul à la mitaine de la distribution latérale des charges dans les murs d'une élévation

- Cette méthode suppose des valeurs de E_m et b_w constante (éliminé par factorisation)
- Nous supposons que tous les murs ont le même taux de remplissage de coulis
- On omet l'effet de la charge axiale sur la rigidité

La même méthode peut être appliquée avec les vraies caractéristiques des murs

- Ceci complique les choses
 - Nous devons connaître le remplissage de coulis, l'armature et la résistance des blocs pour la conception finale
 - Solution par itération

Estimer la rigidité de murs de contreventement

16.3.3 Hypothèses de l'analyse

Au lieu d'utiliser une méthode plus précise de détermination des propriétés de section, on peut calculer les forces sismiques et les déformations que subiront les SFRS en se basant sur les propriétés de section réduites, pour tenir compte du comportement non linéaire. Les propriétés de section réduites des composants du SFRS doivent être modifiées comme suit :

$$I_e = I_g (0,3 + P_s / (A_g f'_m)) \text{ où } I_{cr} \leq I_e \leq I_g$$

$$A_e = A_g (0,3 + P_s / (A_g f'_m)) \text{ où } A_{cr} \leq A_e \leq A_g$$

où

P_s charges permanentes et surcharges axiales pondérées déterminées au pied du mur pour les combinaisons de charges sismiques. Pour tous les murs de contreventement dans le SFRS principal définis à l'article 16.3.4.2, une valeur moyenne de $P_s / f'_m A_g$ peut être utilisée, N

I_g moment d'inertie de l'aire de section brute de la maçonnerie, mm^4

A_{cr} aire de la section fissurée transformée, mm^2

Procédure de calcul

À la main

1. Appliquer la méthode de la rigidité afin d'estimer la distribution des charges de cisaillement
2. Effectuer le calcul de conception des murs de l'élévation selon les charges déterminées à l'étape 1.
3. Déterminer le cheminement des charges axiales basées sur les détails des murs déterminées à l'étape 2.
4. La rigidité selon l'axe fort de chaque mur peut être déterminé selon la conception de l'étape 2 et les contraintes axiales de l'étape 3.
5. La distribution des charges de cisaillement peuvent être recalculées avec les valeurs de rigidité de l'étape 4.
6. Calcul de vérification (et itération si nécessaire)
7. La charge de cisaillement sur une élévation complète peut être revérifiée afin de tenir compte de l'effet de la torsion et de la vraie rigidité des murs
8. Nous pouvons estimer le glissement (drift) élastique due aux charges directes de cisaillement et le cisaillement due à la torsion

Calcul du glissement (drift)

Glissement élastique

- Multiplication par $R_d R_o / I_E$ afin de passer du comportement élastique à inélastique
- Ceci reflète le pire scénario dans le plan d'un plancher soumis à la torsion

Limites au glissement

- Les limites au glissement du CNB doivent être respectées

4.1.8.13. Déformations et limites de glissement

1) Sous réserve des paragraphes 5) et 6), les déformations latérales d'une structure doivent être calculées en fonction des charges et exigences définies dans la présente sous-section.

2) Les déformations latérales obtenues au moyen de calculs d'élasticité linéaire utilisant les méthodes données aux articles 4.1.8.11. et 4.1.8.12. et incorporant les effets de torsion, y compris les moments de torsion accidentels, doivent être multipliées par $R_d R_o / I_E$ et être augmentées selon les paragraphes 4.1.8.10. 6) et 4.1.8.16. 1) pour donner des valeurs plus conformes à la réalité.

3) Les plus grandes déformations entre *étages* à n'importe quel niveau, basées sur les déformations latérales calculées aux paragraphes 2), 5) et 6), doivent être limitées à $0,01 h_s$ pour les *bâtiments de protection civile*, à $0,02 h_s$ pour les *bâtiments* de la catégorie risque élevé et à $0,025 h_s$ pour tous les autres *bâtiments*.

Considérations spéciales pour les bâtiments d'un seul étage

Les détails peuvent être dirigés par le calcul de résistance aux charges hors-plan

- Généralement, on commencerait par le calcul de résistance hors-plan si les murs sont considérés élancés
- Le calcul des moments de second ordre ainsi que les détails spéciaux nécessaires autour des ouvertures vont souvent diriger les exigences en ce qui a trait aux détails

Considérez premièrement les exigences sismiques normatives (prescrites)

- Il pourrait y avoir un niveau minimum d'armature ou de remplissage de coulis requis selon les dispositions pour le calcul parasismique

Usage d'un logiciel

- La méthode de la rigidité est une méthode facile et efficace pour le calcul à la main
- Une fois que les détails de la conceptions sont inclus, l'analyse devient plus complexe et peut nécessiter de l'itération

Modélisation sismique de structures à multiples étages (p. 492)

La méthode de la rigidité, applicable pour les structures d'un seul étage, ne s'applique pas pour le calcul de bâtiments à plusieurs étages

Estimer la rigidité

Méthode de la rigidité

- Basé sur un comportement dominé par le cisaillement
 - Omettre la rotation du sommet de piliers
- Basé sur une seule charge latérale concentrée au sommet d'un mur

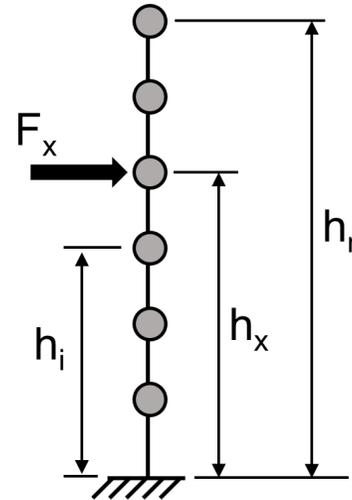
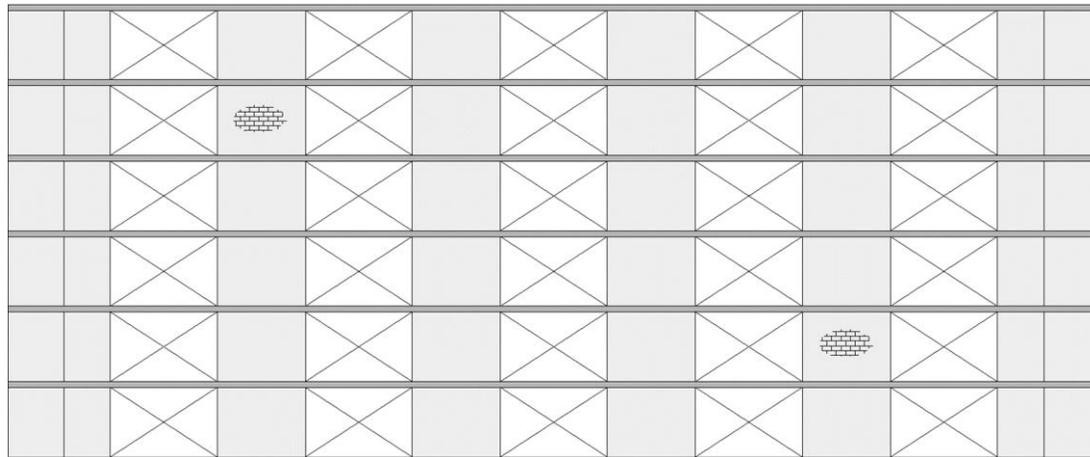
Structures à multiples étages

- Nous devons considérer le cisaillement et la flexion
 - Rappel que jusqu'à un rapport hauteur : longueur de 4, on devrait tout de même compter l'a rigidité au cisaillement
 - Pour un mur de contreventement de 8 m de longueur, ceci équivaut un bâtiment de 32 m de hauteur (10 étages)

Faire attention lors de l'usage d'outils d'analyse commerciaux

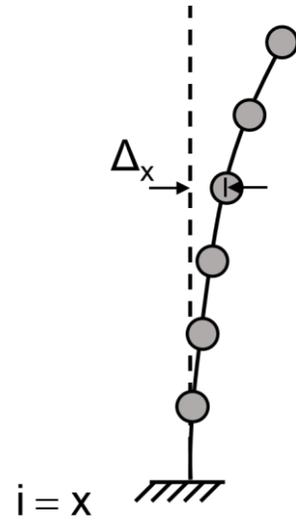
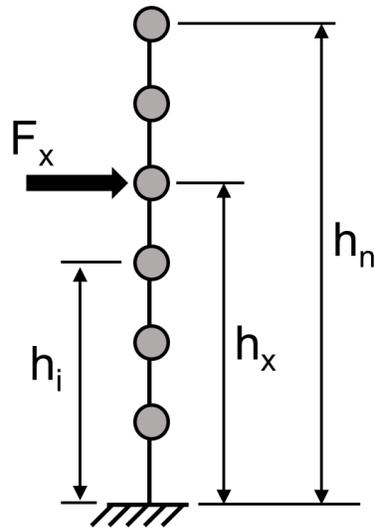
- Prévoient généralement le calcul en béton armé
- La rigidité de la section fissurée spécifiée selon la norme CSA S304
 - Le cheminement des charges axiales peut être différent de ce qui est prévu selon les exigences de la norme CSA S304
 - Les charges axiales ont une incidence sur la rigidité
- Les caractéristiques des matériaux
 - Résistance et rigidité inférieure (comparée au béton)
 - Caractéristiques orthotropes de l'assemblage qui dépendent de l'orientation des charges
- Moins d'armature
 - Il pourrait ne pas y avoir d'armature horizontale, ou l'armature horizontale peut prendre la forme de fils d'armature des joints
- Remplissage partiel de coulis
 - « étalement » de la section
- Les codes et les logiciels canadiens et américains diffèrent (parfois de façon importante!)

Rigidité en flexion – Bâtiment complet

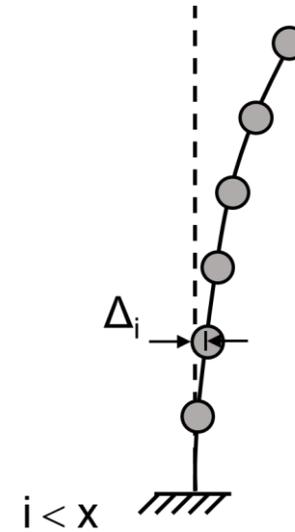


$E_m I_e$ est basé sur la somme de tous les murs dans le plan (combinaison horizontale)

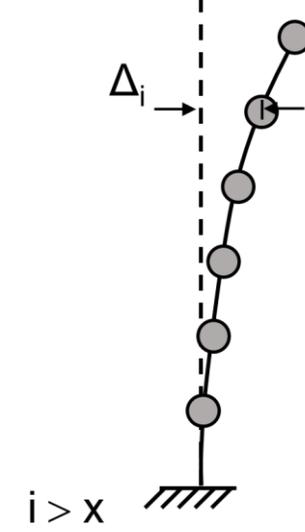
Rigidité en flexion – Bâtiment complet



$$\Delta_x = \frac{F_x h_x^3}{3E_m I_e}$$

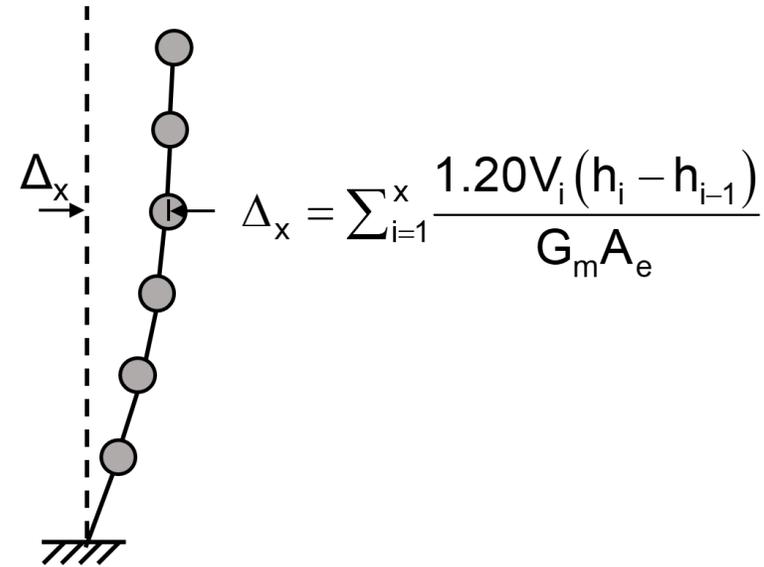
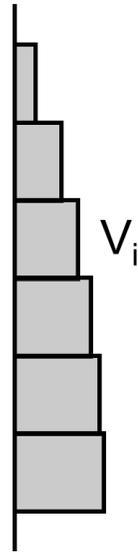
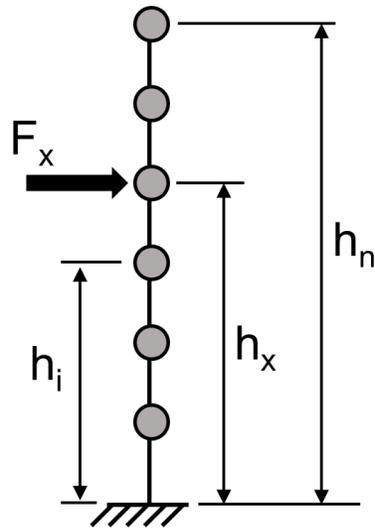


$$\Delta_i = \frac{F_x h_i^2}{6E_m I_e} (3h_x - h_i)$$



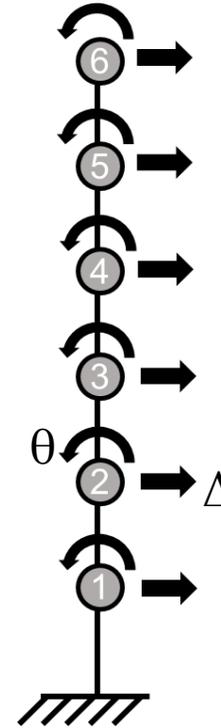
$$\Delta_i = \frac{F_x h_x^2}{6E_m I_e} (3h_i - h_x)$$

Rigidité en cisaillement – Bâtiment complet



Flexion et cisaillement

- Systèmes à un seul degré de liberté (SDdL)
 - Combinaison algébrique
- Systèmes à multiples degrés de liberté (MDdL)
 - Le cisaillement ne cause pas de rotation
 - La flexion engendre de la rotation
 - On ne peut pas simplement ajouter un étage à l'autre
- Une matrice de rigidité à $(2 \times \text{étages})$ degrés de liberté
 - À chaque étage, nous devons évaluer le déplacement latéral, Δ , et la rotation, θ



Méthode du déplacement unitaire

La charge appliquée l'emplacement d'un nœud correspondant à un déplacement unitaire en translation de flexion est de

$$f = \frac{12EI\delta_f}{h^3}$$

Cette charge appliquée au nœud causera aussi une déformation en cisaillement égale à

$$\begin{aligned}\delta_s &= \left(\frac{1.2h}{GA}\right)(f) \\ &= \left(\frac{1.2h}{GA}\right)\left(\frac{12EI\delta_f}{h^3}\right) \\ &= \frac{14.4EI}{GAh^2}\delta_f\end{aligned}$$

Méthode du déplacement unitaire

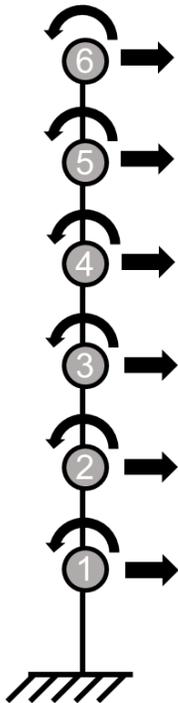
Le déplacement total du nœud est de

$$\begin{aligned}\Delta &= \delta_f + \delta_s \\ &= \delta_f + \frac{14.4EI}{GAh^2} \delta_f \\ &= \delta_f \left(1 + \frac{14.4EI}{GAh^2} \right)\end{aligned}$$

Nous définissons une nouvelle variable, α

$$\alpha = \frac{14.4E_m I_e}{G_m A_e h_i^2}$$

Matrice de rigidité – Flexion et cisaillement

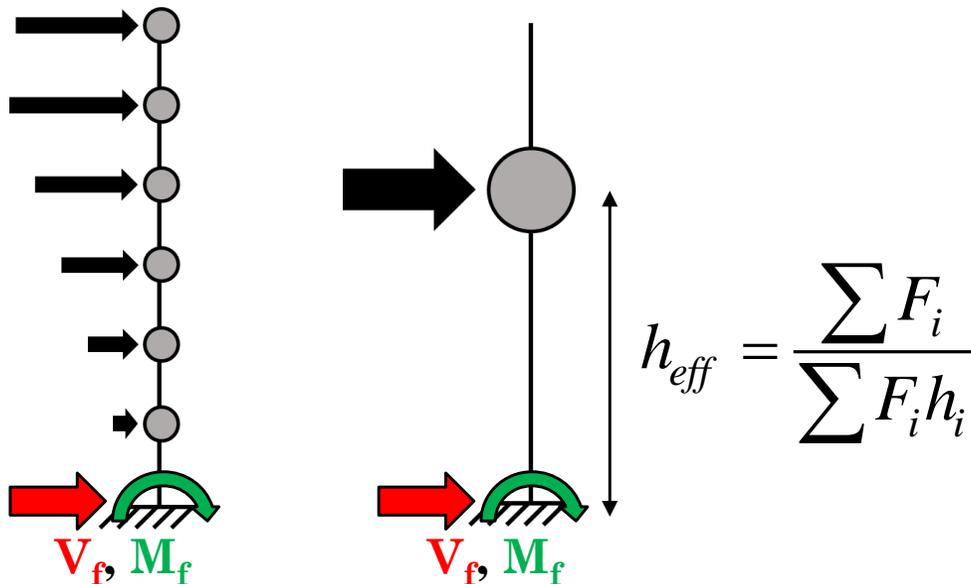


$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{bmatrix} = \frac{E_m I_e}{(1 + \alpha) h^3} \begin{bmatrix} 24 & -12 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6h & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -12 & 24 & -12 & 0 & 0 & 0 & 6h & 0 & -6h & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & 24 & -12 & 0 & 0 & 0 & 6h & 0 & -6h & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -12 & 24 & -12 & 0 & 0 & 0 & 6h & 0 & -6h & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -12 & 24 & -12 & 0 & 0 & 0 & 6h & 0 & -6h \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -12 & 12 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6h & 6h \\ 0 & 6h & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(4 + \alpha)h^2 & (2 - \alpha)h^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6h & 0 & 6h & 0 & 0 & 0 & (2 - \alpha)h^2 & 2(4 + \alpha)h^2 & (2 - \alpha)h^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -6h & 0 & 6h & 0 & 0 & 0 & (2 - \alpha)h^2 & 2(4 + \alpha)h^2 & (2 - \alpha)h^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6h & 0 & 6h & 0 & 0 & 0 & (2 - \alpha)h^2 & 2(4 + \alpha)h^2 & (2 - \alpha)h^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -6h & 0 & 6h & 0 & 0 & 0 & (2 - \alpha)h^2 & 2(4 + \alpha)h^2 & (2 - \alpha)h^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -6h & 6h & 0 & 0 & 0 & 0 & (2 - \alpha)h^2 & (4 + \alpha)h^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \\ \Delta_4 \\ \Delta_5 \\ \Delta_6 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{bmatrix}$$

Autres méthodes de combiner la flexion et le cisaillement

Méthode de substitution de la structure

- Modélisez un MDdL en tant que SDdL en déterminant une hauteur efficace équivalente qui donnera le même moment de renversement et la même charge de cisaillement à la base



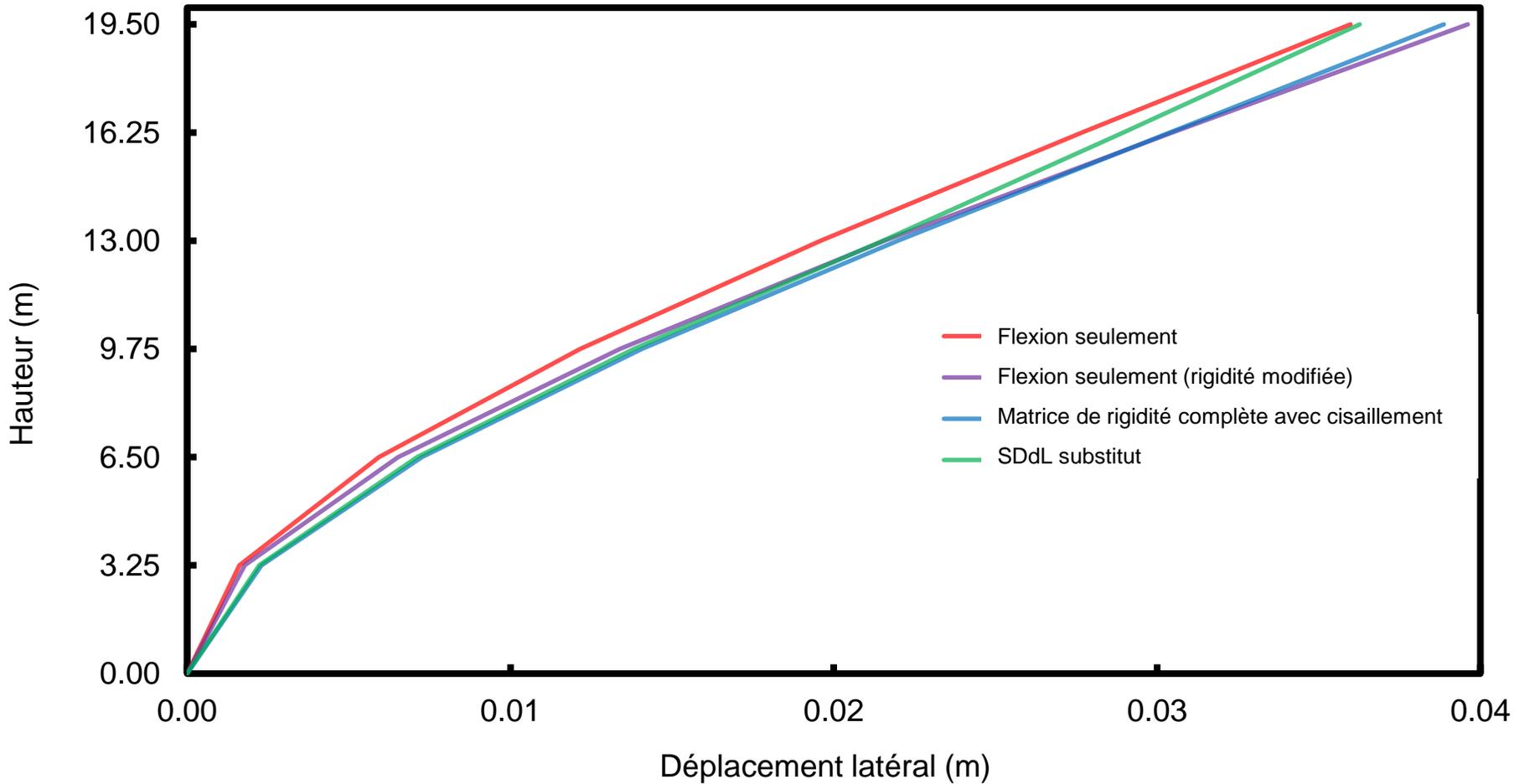
Autres méthodes de combiner la flexion et le cisaillement

La rigidité modifiée

- Nous pouvons appliquer des méthodes empiriques afin de déterminer une rigidité en flexion modifiée et tient compte de la déformation en cisaillement
 - Des exemples se trouvent notamment dans le rapport de Paulay & Priestley 1992
 - Une version adaptée de leur équation est illustrée ici pour le calcul au Canada

$$I_s = \frac{I_e}{1.0 + \left(\frac{30I_e}{h_w^2 t_w l_w} \right)}$$

Comparer les résultats

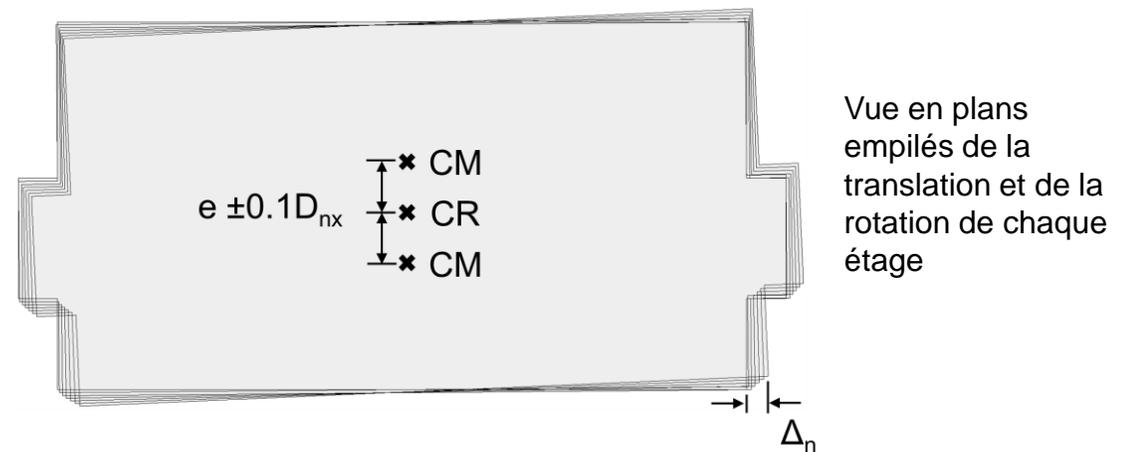
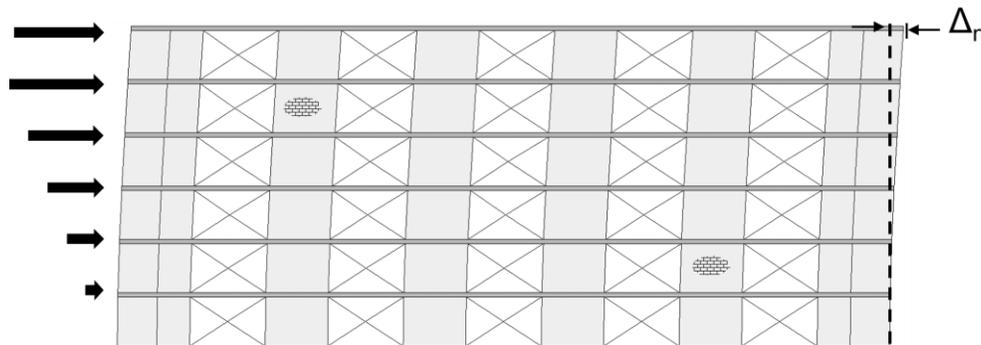


Distribution des charges aux murs individuels

Diaphragme rigide

- Typique pour la maçonnerie à multiples étages
- Déplacement partagé
 - Distribution de la charge selon la rigidité relative

Considérez l'effet de la torsion



Calcul plus raffiné de la période

“Dynamics of Structures” – Chopra

- Pour un système MDdL, nous pouvons appliquer la méthode approximative de Rayleigh pour un système élastique

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^n W_i \Delta_i^2}{g \sum_1^n F_i \Delta_i}}$$

- Comparer à la période selon le CNB
 - Rappel qu’il s’agit d’une méthode plus précise et qui représente les caractéristiques réelles du bâtiment

Le calcul doit être effectué selon les deux principaux axes du bâtiment

Répartition des charges

En appliquant la rigidité en flexion modifiée pour tenir compte du cisaillement, nous arrivons au même déplacement total que la méthode de la matrice de rigidité

- Cette méthode est retenue pour la solution à l'exemple dans le manuel

Nous pouvons discrétiser le bâtiment en murs qui agissent selon les axes orthogonaux

- Définir un système de coordonnées
- Définir les murs (les nommer ou numéroter)
- Établir la charge axiale
- Déterminer la rigidité
- Calcul du cisaillement et du moment
 - Raffiner les détails des murs
- Recalculer la période (itération)

Considérations communes pour la conception

Lorsque nous avons à faire avec la maçonnerie à multiples étages

Systeme de plancher

Dalles préfabriquées « Hollowcore »

- Aucun étaiement, une résistance suffisante des murs en peu de temps, construction accélérée

Suppositions importantes

- Continuité des murs de contreventement
- Aucun couplage (liaisonnement par bielles)

Corridors et halls

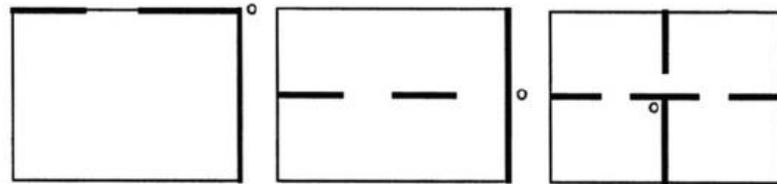
- Peuvent nécessiter des poutres en béton préfabriqué ou en acier



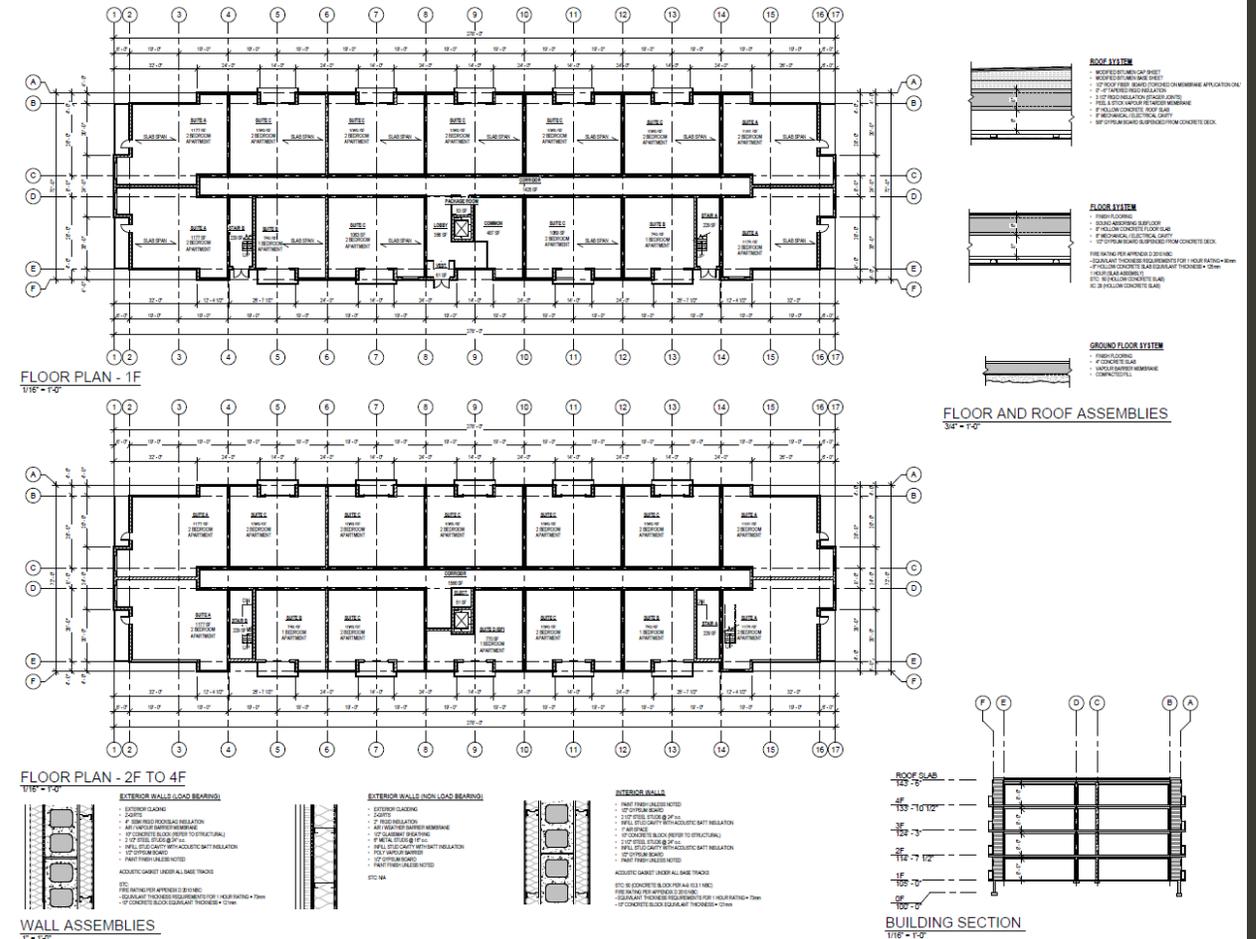
Répartition des murs de contreventement

Murs de contreventement le long des deux principaux axes

- Sensibilité à la torsion
- Murs de corridor vs murs extérieurs



Aucune résistance à la torsion



Identifier les murs de contreventement, les cloisons, et les murs avec semelles

Mur de contreventement

- Continus jusqu'à la fondation (ou avec mécanisme de transfert des efforts à la fondation, tel que dalle de répartition)

Cloisons

- Certains murs peuvent ne pas se prolonger jusqu'aux fondations, ou ne sont pas nécessaires pour résister aux charges

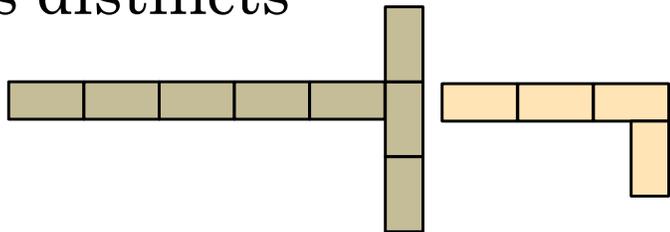
Murs avec semelles

- Indiquer clairement comment ces murs sont connectés ou liaisonnés (ou séparés)



Murs avec semelle

- Murs en « L » peuvent être liaisonnés en quinconce
- Murs en « T » NE PEUVENT PAS être liaisonnés en quinconce
- Afin de remplir la fonction de semelle structurale, une armature horizontale continue, traversant la jonction, est requise
- Il est généralement plus simple de construire deux murs linéaires distincts



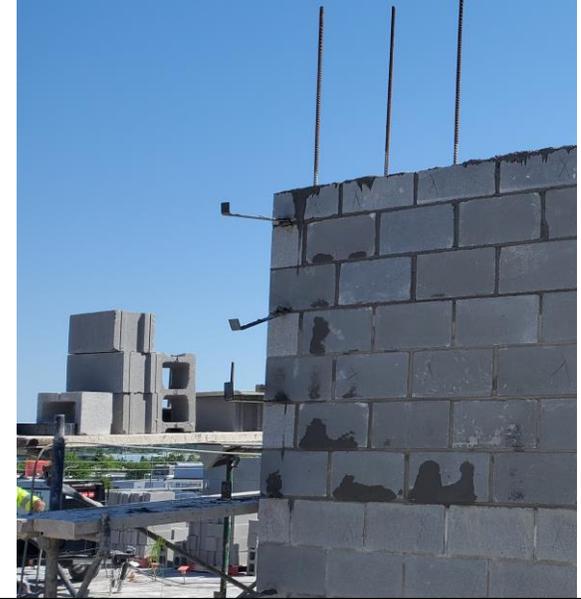
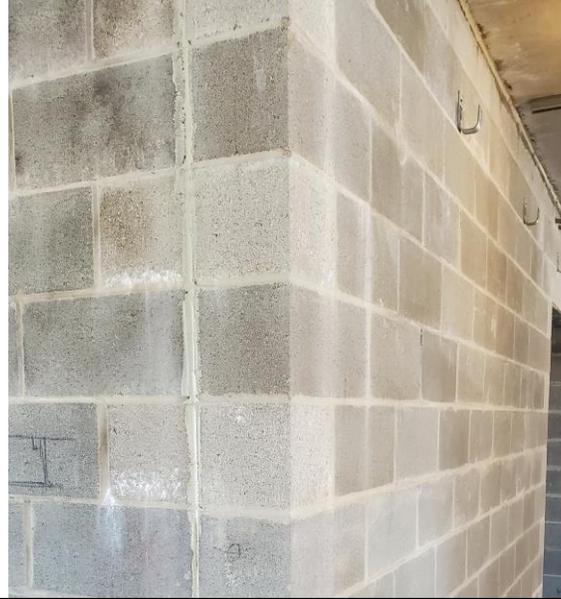
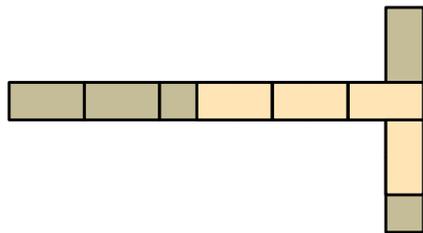
6.3 Joints de rupture

Des joints de rupture doivent permettre le jeu de la maçonnerie afin d'éviter ou de diminuer les contraintes dues aux mouvements différentiels. Les joints de rupture doivent être exempts de tous matériaux autres que ceux prescrits dans les documents contractuels. **L'emplacement des joints de rupture et les détails s'y rapportant doivent être conformes aux documents contractuels.**

Note : Les joints de rupture permettent l'expansion, la contraction et autres mouvements dans une ou plusieurs directions.

Mur avec semelle

- Murs en « L » peuvent être liaisonnés en quinconce
- Murs en « T » NE PEUVENT PAS être liaisonnés en quinconce
- Afin de performer en tant que semelle structurale, de l'armature continue traversant le joint est nécessaire
- Généralement, il est plus simple de construire deux murs linéaires distincts



6.3 Joints de rupture

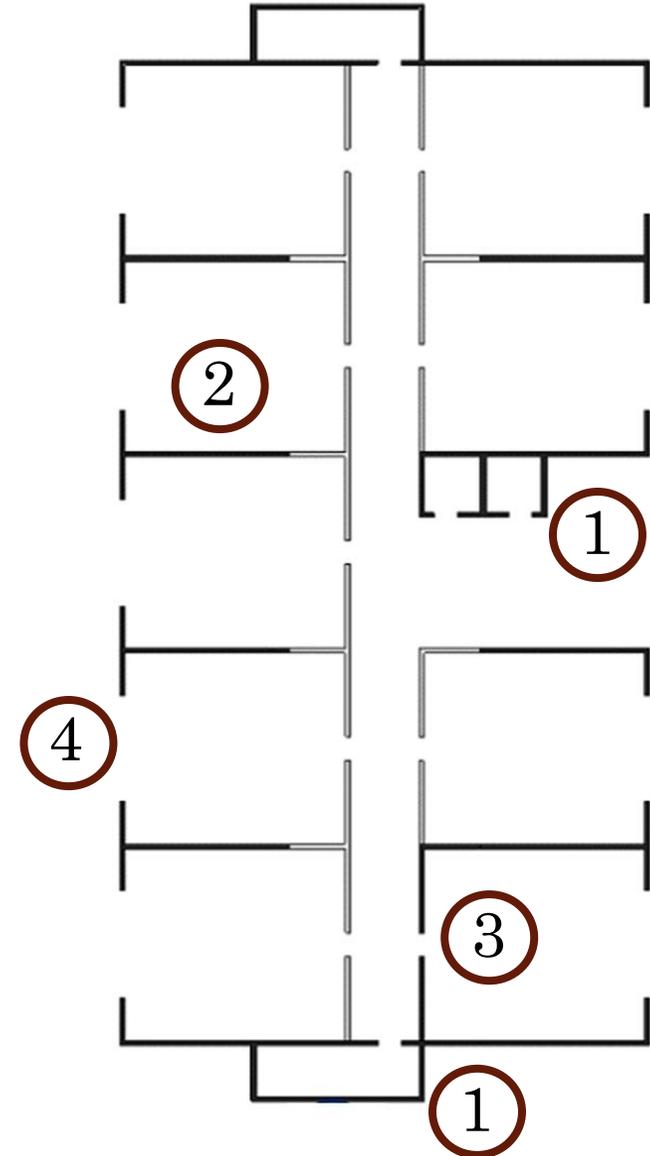
Des joints de rupture doivent permettre le jeu de la maçonnerie afin d'éviter ou de diminuer les contraintes dues aux mouvements différentiels. Les joints de rupture doivent être exempts de tous matériaux autres que ceux prescrits dans les documents contractuels. **L'emplacement des joints de rupture et les détails s'y rapportant doivent être conformes aux documents contractuels.**

Note : Les joints de rupture permettent l'expansion, la contraction et autres mouvements dans une ou plusieurs directions.



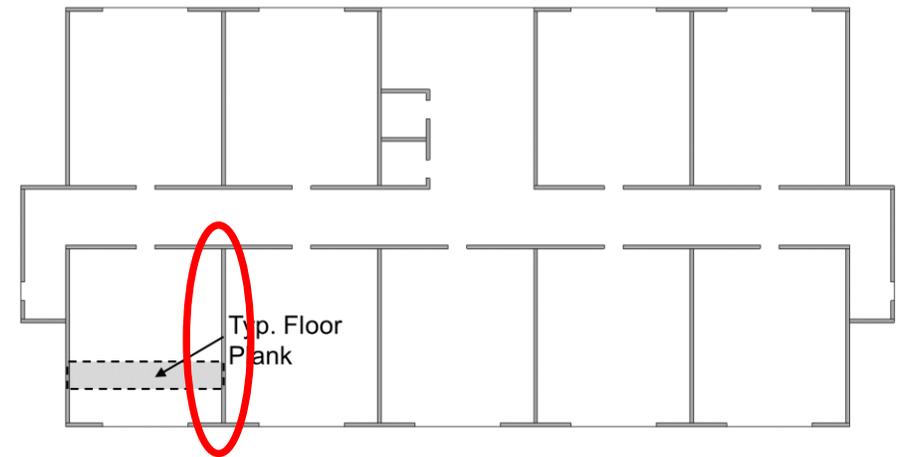
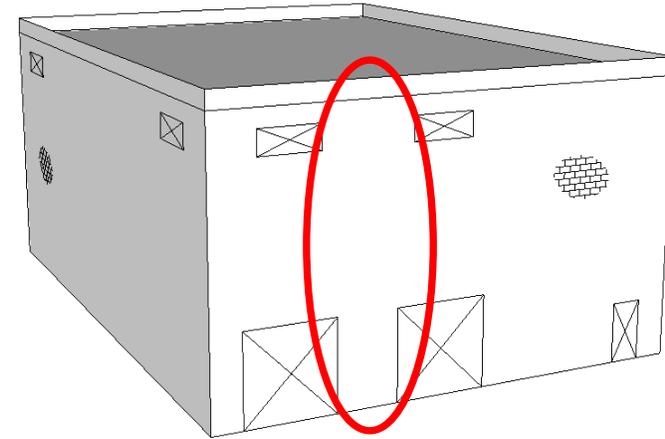
Intégration avec un stationnement souterrain

- A. Structure en béton coulé avec dalle de répartition jusqu'au rez-de-chaussée (ou possiblement jusqu'au premier étage)
- B. Assurer la continuité des murs avec les autres matériaux (poutres)
 1. Inclure les cages à escalier et à ascenseurs en tant qu'éléments porteurs continus sur la pleine hauteur du bâtiment.
 2. Alignement des murs séparant les unités avec les murs séparant les zones de stationnement.
 3. Alignement des murs séparant les unités avec les murs des salles mécaniques ou d'entreposage au niveau du sous-sol afin de favoriser la continuité du plan.
 4. Porter attention au positionnement des portes et fenêtres afin d'avoir suffisamment de murs résistant aux charges en périphérie de la structure.



Mur le plus critique (ou emplacement critique dans un mur)

- Généralement dépisté lors de l'analyse des charges latérales
- Direction de la travée des dalles, et proximité des corridors
- Les charges axiales et hors plan peuvent diriger le calcul
- Les emplacements extérieurs (en périphérie) où les effets de torsion sont amplifiés
- Près de grandes ouvertures à l'extérieur
- Les murs le plus long attirent les charges les plus élevés selon l'axe fort en flexion et en cisaillement



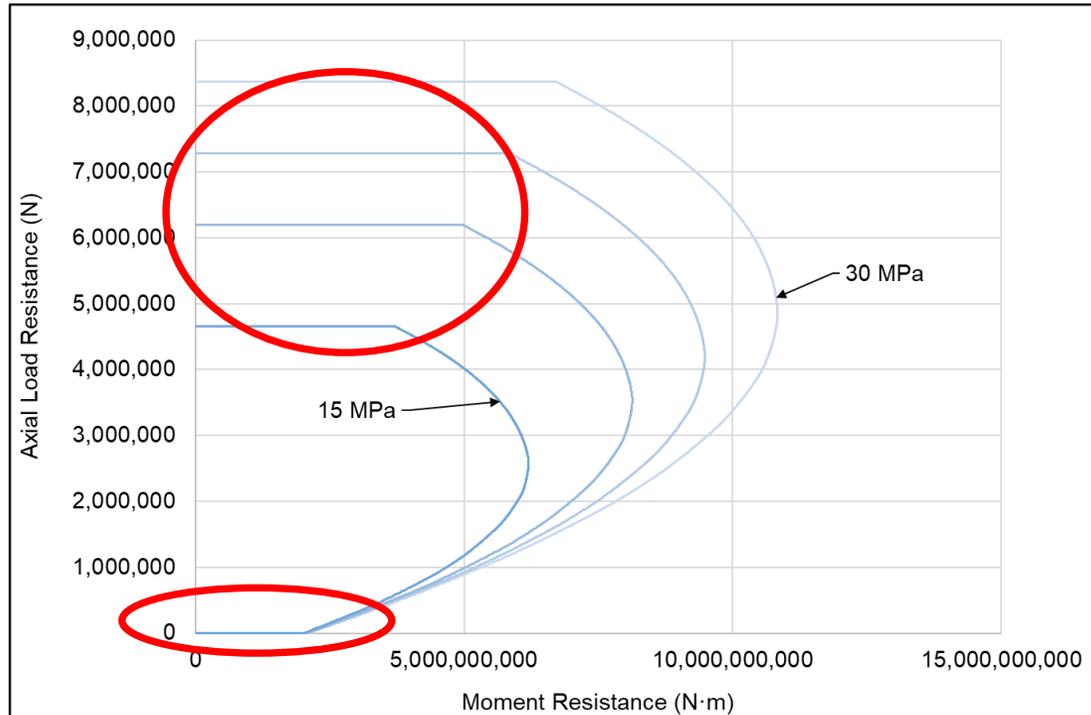


Changements aux détails de murs

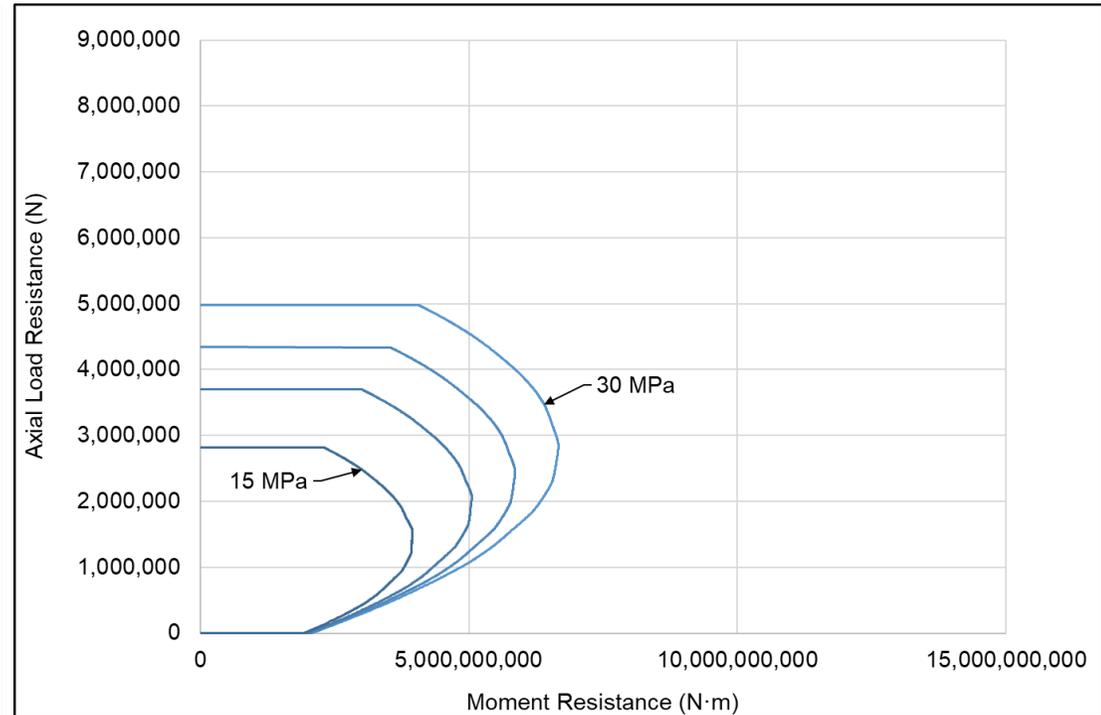
Il existe diverses options pour augmenter la résistance aux charges de murs de maçonnerie en blocs de béton

- Les murs où les charges axiales dirigent le calcul ne bénéficieront pas nécessairement de plus d'armature
1. Remplissage complet de coulis pour augmenter l'aire de la section
 2. Usage d'un bloc plus résistant (même coulis et mortier)
 3. Usage d'un bloc plus large (épais)
 4. Combinaison des options 1, 2 et 3

Résistance des éléments et remplissage de coulis



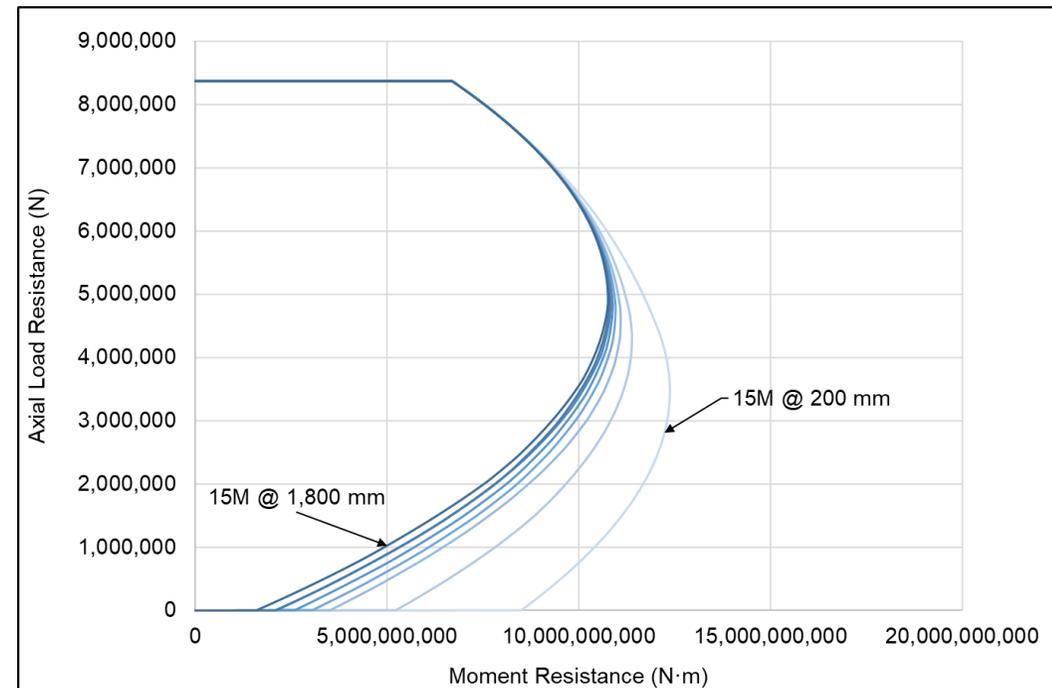
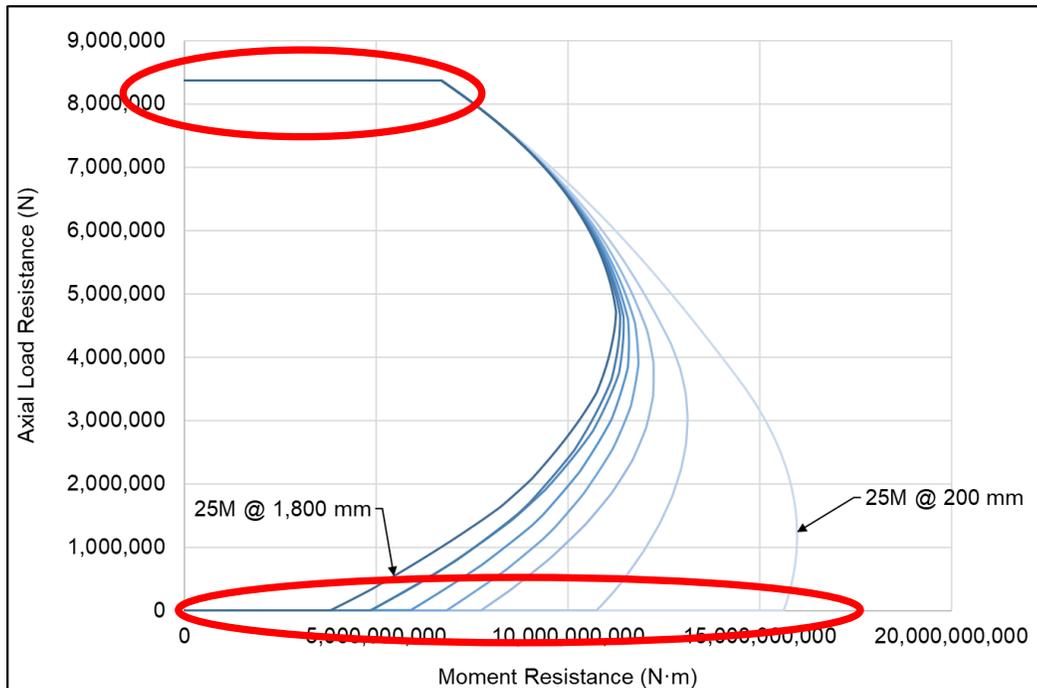
REPLI DE COULIS



PARTIELLEMENT REPLI DE COULIS

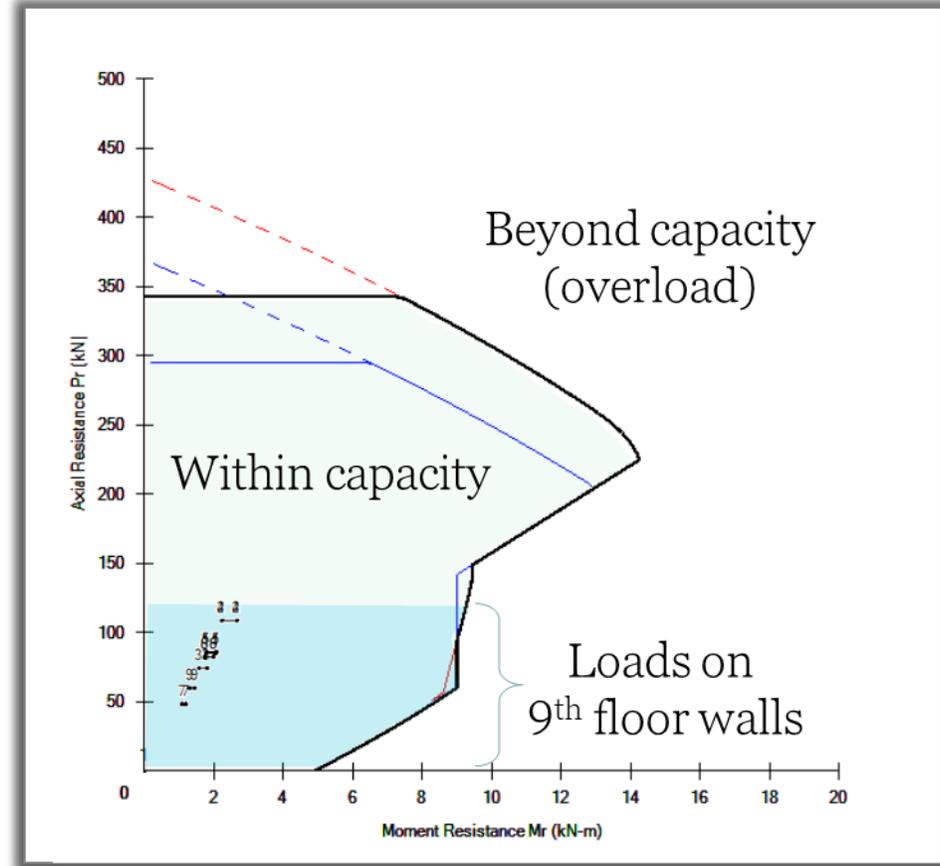
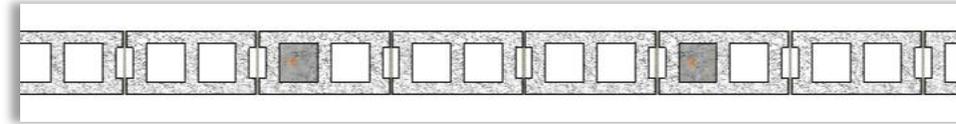
Armature

20 cm, Type S, 30 MPa, Rempli de coulis, 8 m de longueur, mur de contreventement régulier



9^e Étage

- Les charges axiales sont relativement peu-élevées
- Les charges hors-plan sont donc peu-élevées
 - Bien en deçà des limites de résistance à la charge axiale et au moment de flexion!



8^e Étage

- Ça passe, mais on se rapproche des limites
- Nous voyons que les moments dus à l'excentricité accidentelle sont de plus en plus élevés
 - Tirets noirs sont les effets de second ordre
- Il semble que nous atteindrons en premier la limite axiale

10.4.1

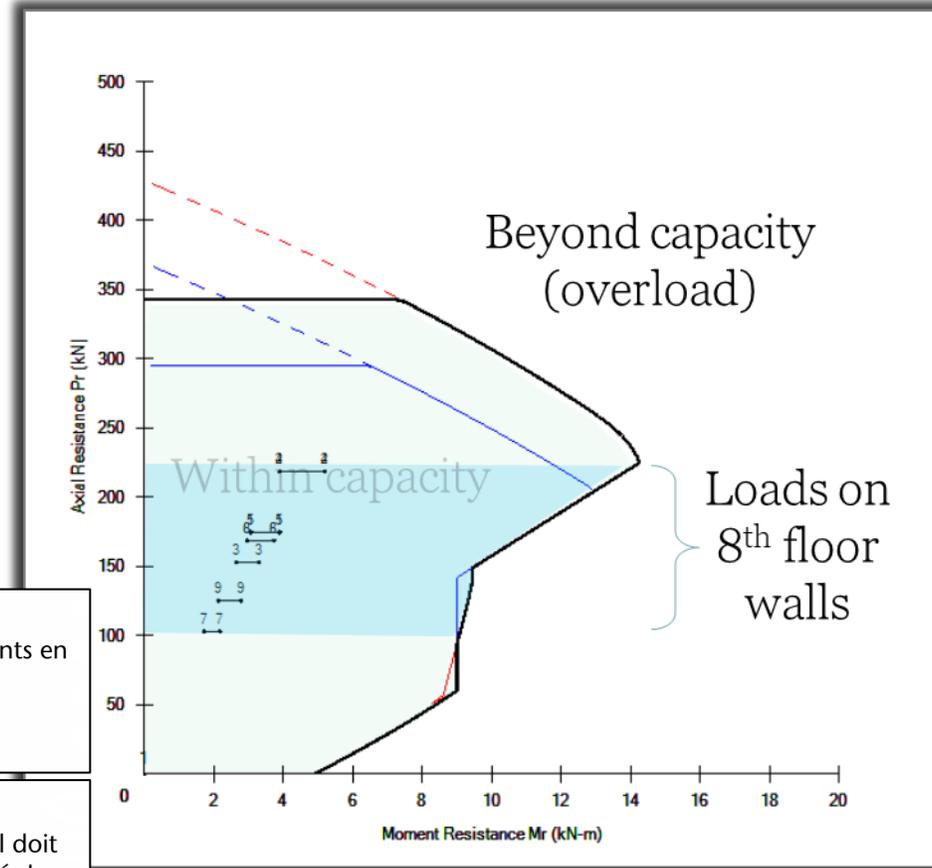
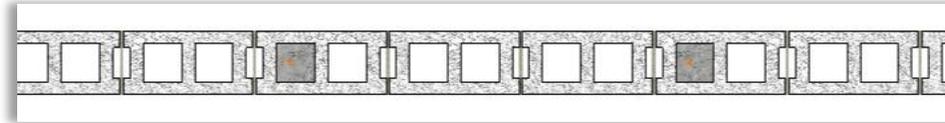
Sous réserve de l'article 10.4.2, la résistance pondérée maximale aux charges axiales, P_r , des éléments en compression ne doit pas être considérée supérieure à :

$$P_{r(max)} = 0,80(0,85\phi_m f'_m A_e)$$

10.7.2 Moment primaire minimal

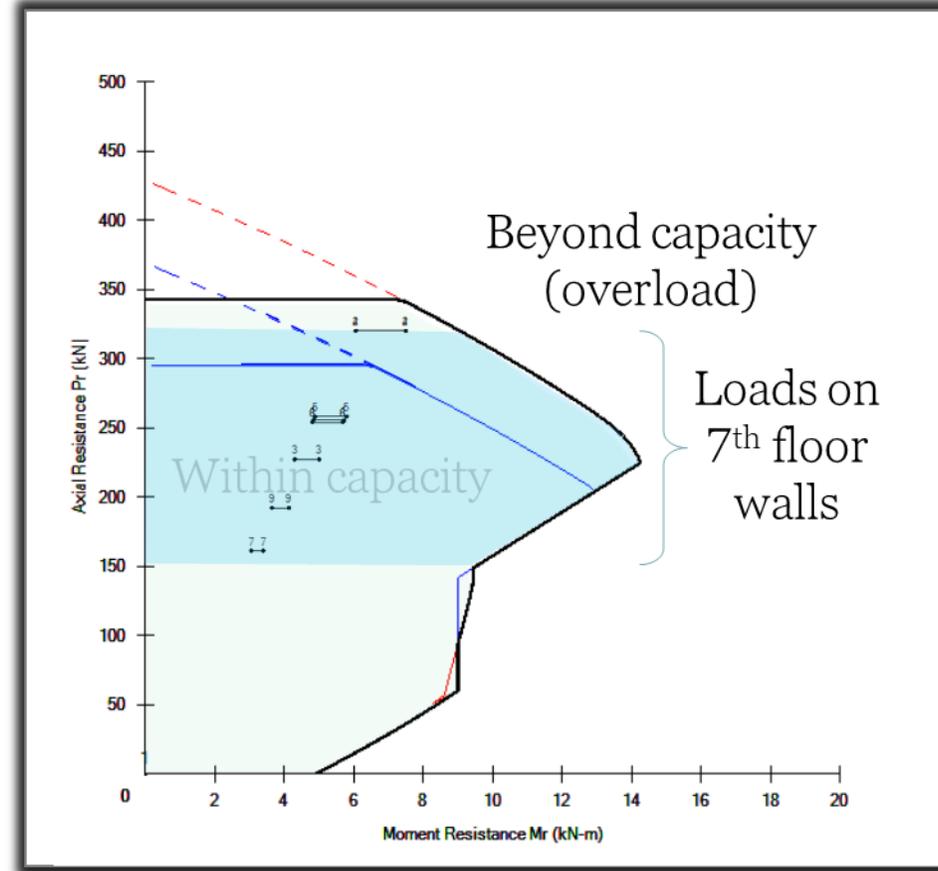
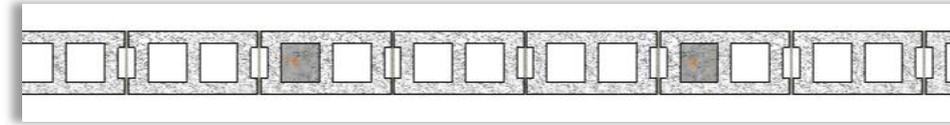
Le moment primaire minimal à utiliser dans la détermination des effets secondaires ou dans le calcul doit être le moment créé par la charge axiale utilisée pour produire une seule courbure à une excentricité de $0,10t$ à chaque extrémité de l'élément.

Note : Si les moments pondérés dus à la charge latérale ou à la charge axiale appliquée à des excentricités prédéterminées produisent un moment primaire supérieur à $P_r(0,1t)$, il n'est pas nécessaire d'ajouter le moment minimal au moment primaire.



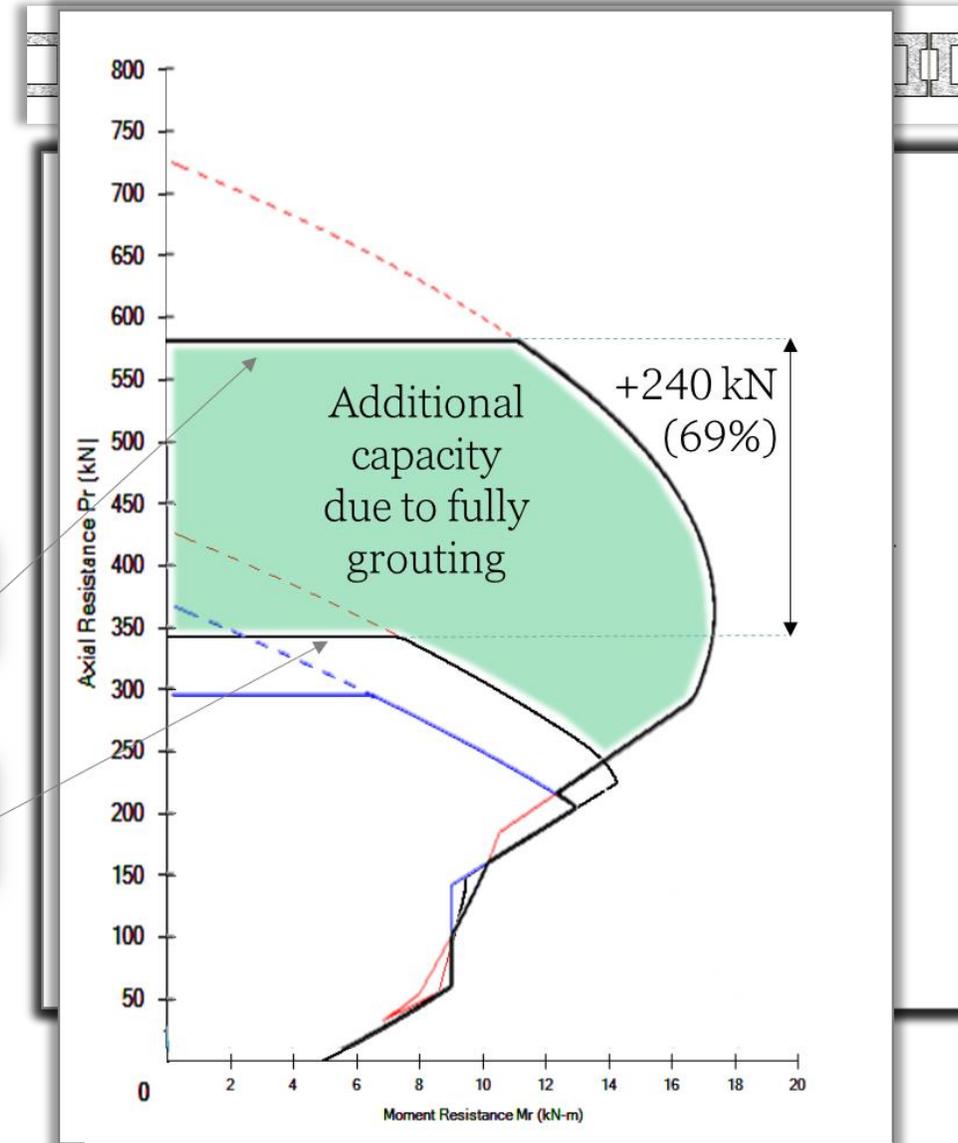
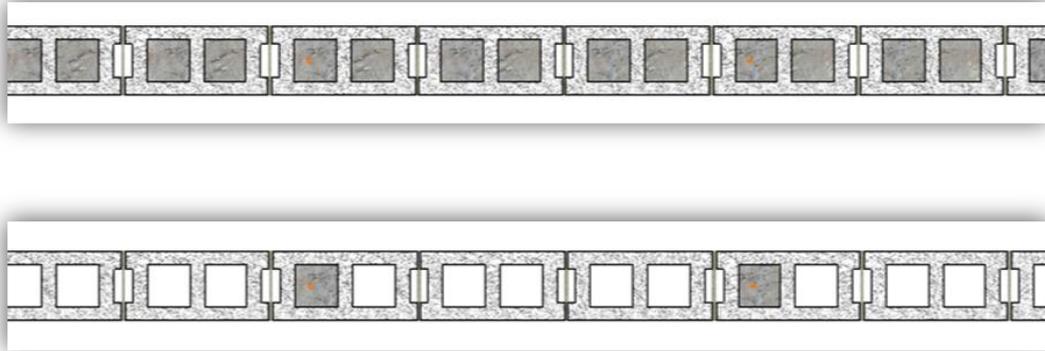
7^e Étage

- Nous nous approchons de la résistance limite de ces murs



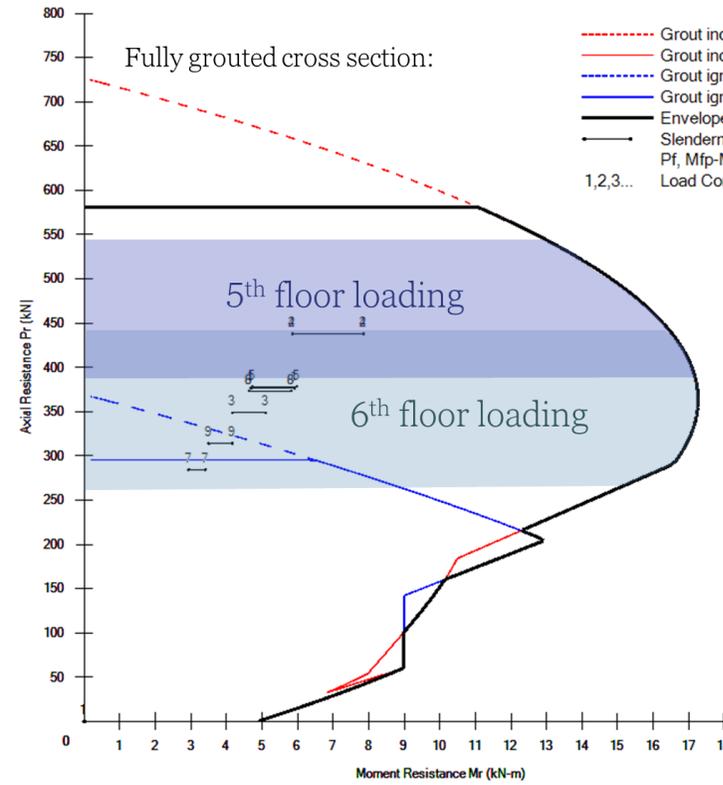
Remplir les murs de coulis

- Augmente l'aire de la section résistant aux charges axiales
 - Dans ce cas-ci, nous nous approchons de la résistance axiale sans que la résistance au moment ne dirige le calcul.



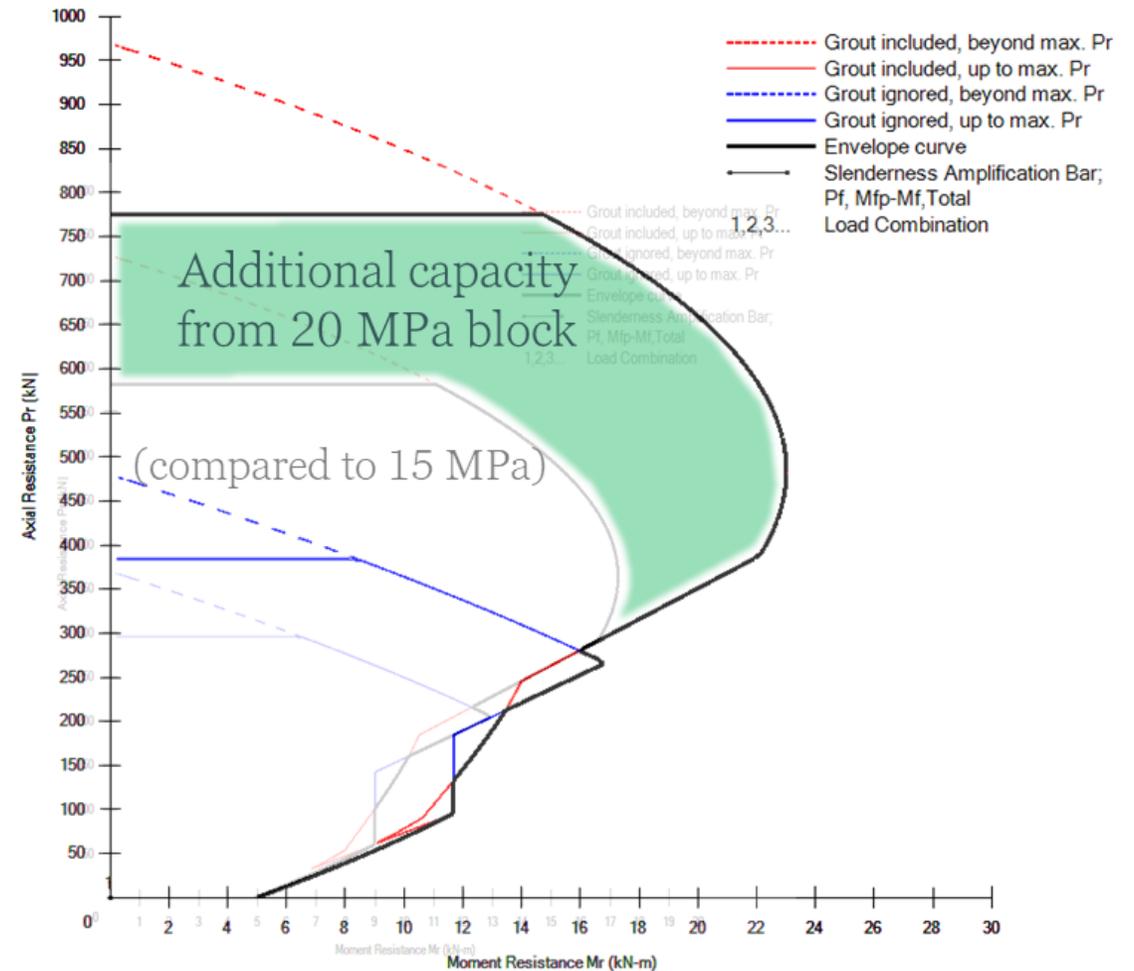
6^e et 5^e Étages

- Nous voyons qu'au 5^e étage nous approchons la résistance axiale
 - Donc au 4^e étage nous aurons besoin d'éléments plus résistants



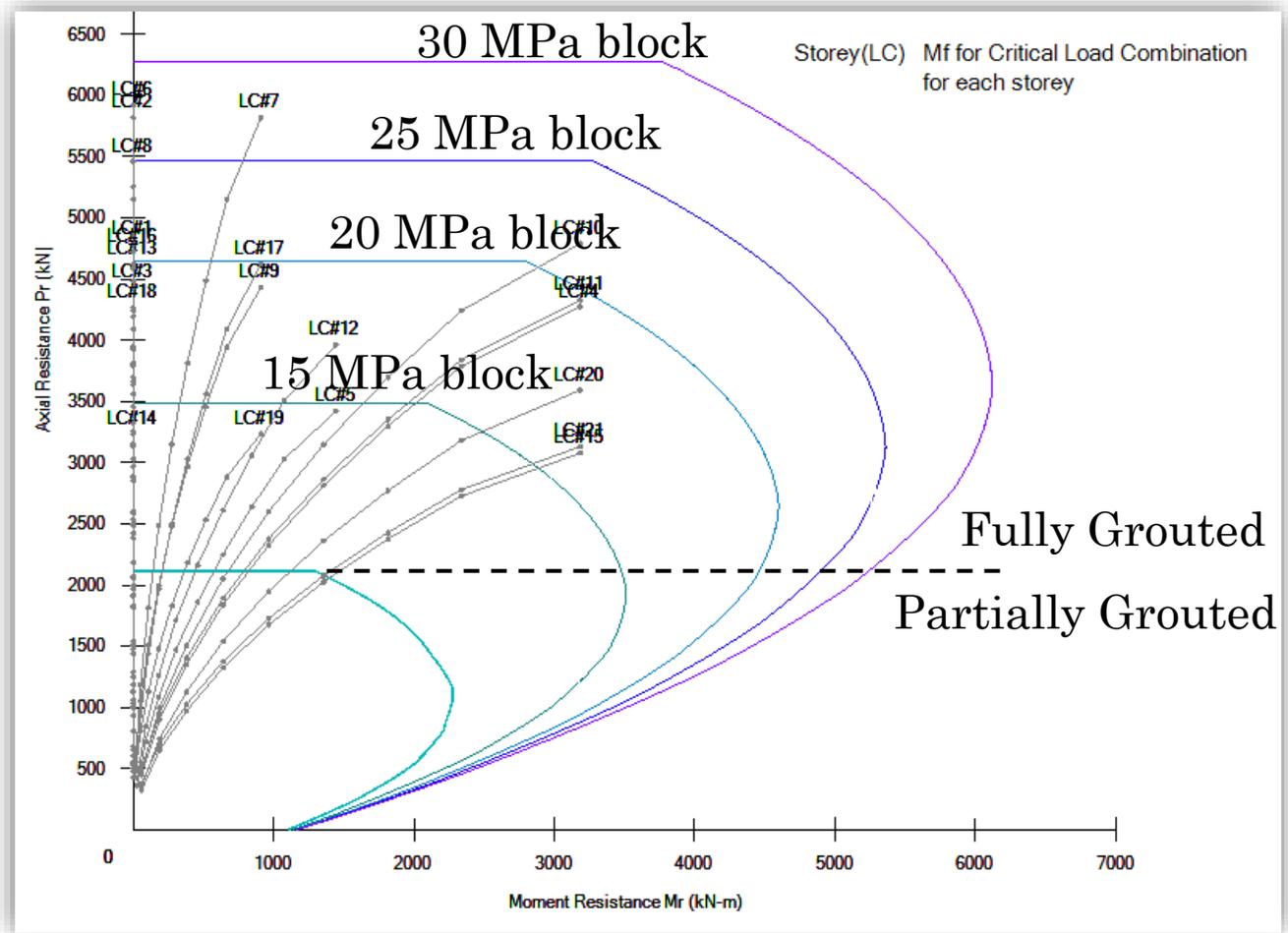
Vers le bas du bâtiment

- En gardant les murs remplis de coulis
 - La résistance des éléments peut être augmenté pour les étages du bas
 - Nous avons assez de résistance pour le 3^e et 4^e étage
- Continuant la démarche...
 - Augmentation de la résistance des éléments jusqu'à 25 MPa pour le 2^e étage
 - Des éléments de 30 MPa sont nécessaires pour le 1^{er} étage

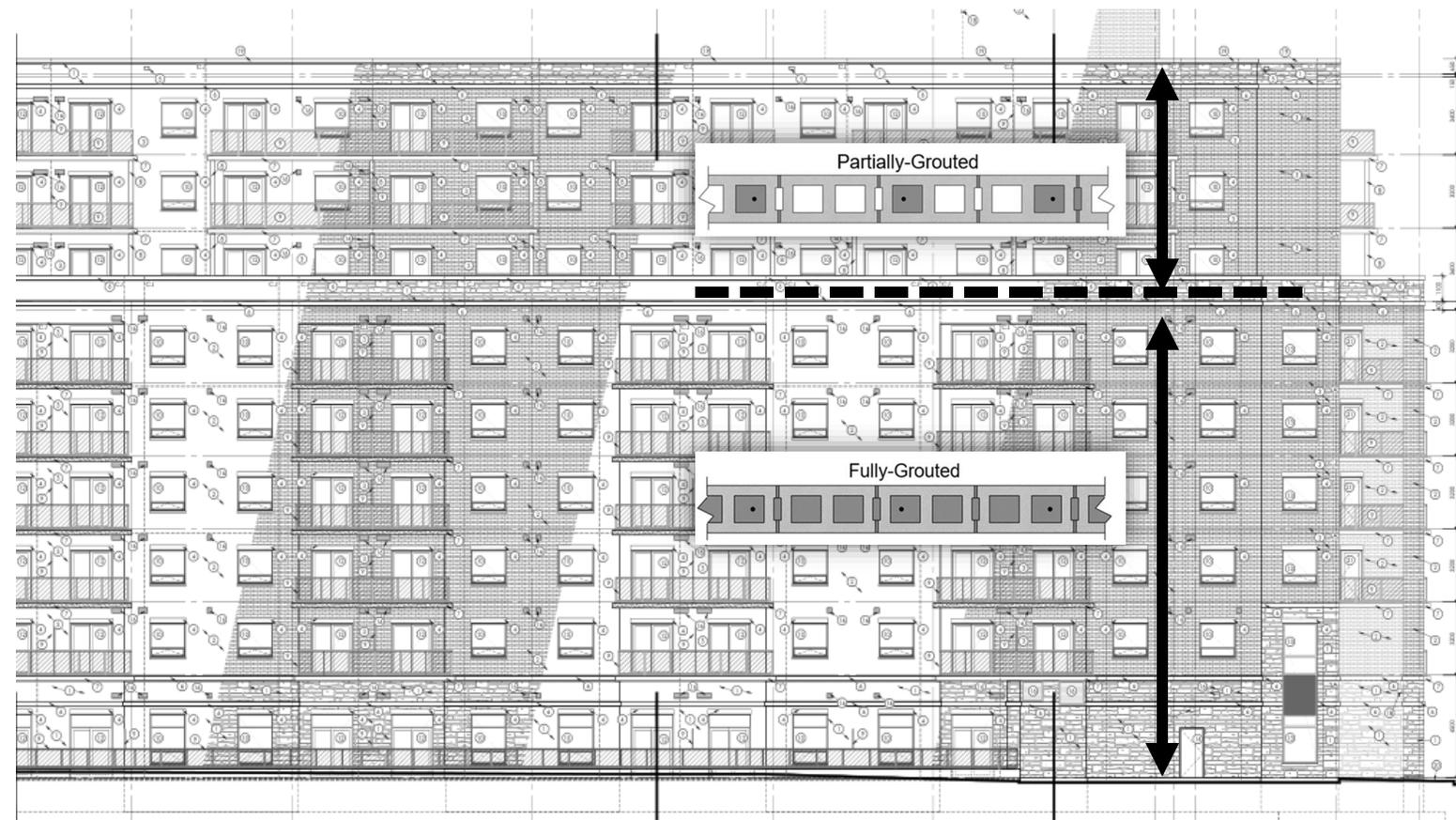


Nous avons la grandeur et la résistance des éléments pour résister aux charges axiales

- Nous nous sommes servis du mode pour les murs chargés hors-plan pour déterminer la largeur des éléments et le remplissage de coulis nécessaire (estimés)
 - Nous devons maintenant assurer une résistance suffisante et flexion et en cisaillement selon l'axe fort
- Module « Multi-Storey »

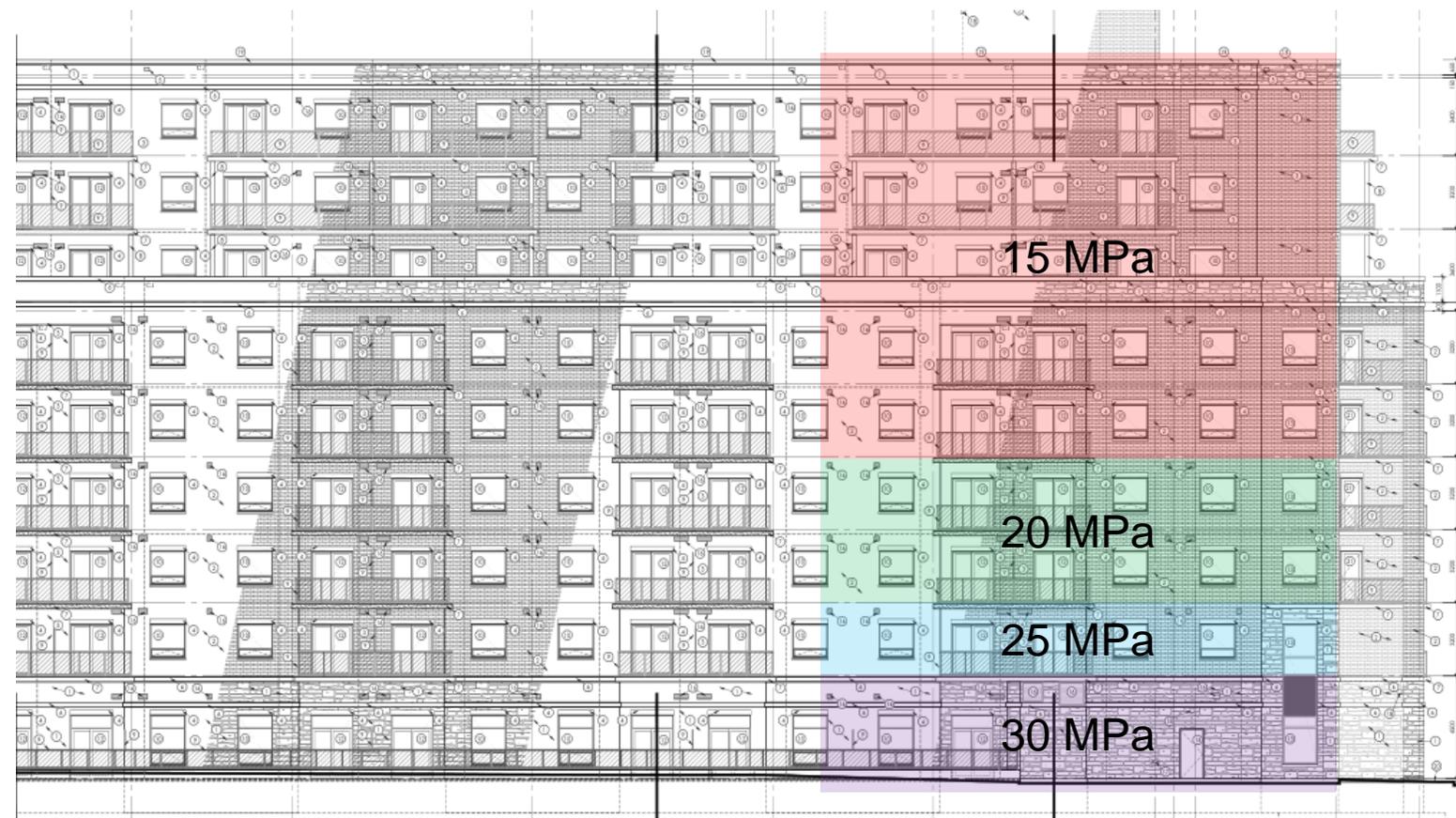


Détails des murs: Remplissage de coulis



- Plan de planchers répétés (murs continus sur le plan vertical)
- Les murs des étages plus bas peuvent être complètement remplis de coulis (aucune alvéole creuse) pour augmenter la résistance
 - Par exemple, tous les murs sont remplis de coulis jusqu'au 6^e étage

Détails des murs: Résistance des blocs



- Surcoût généralement modeste pour des éléments de plus grande résistance (si disponible localement)
- Facile à changer à chaque étage
- Optimisation pour répondre aux exigences de résistance

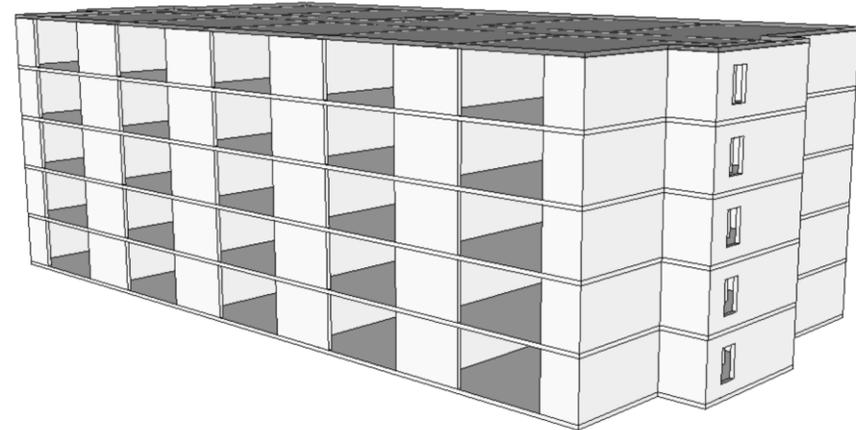
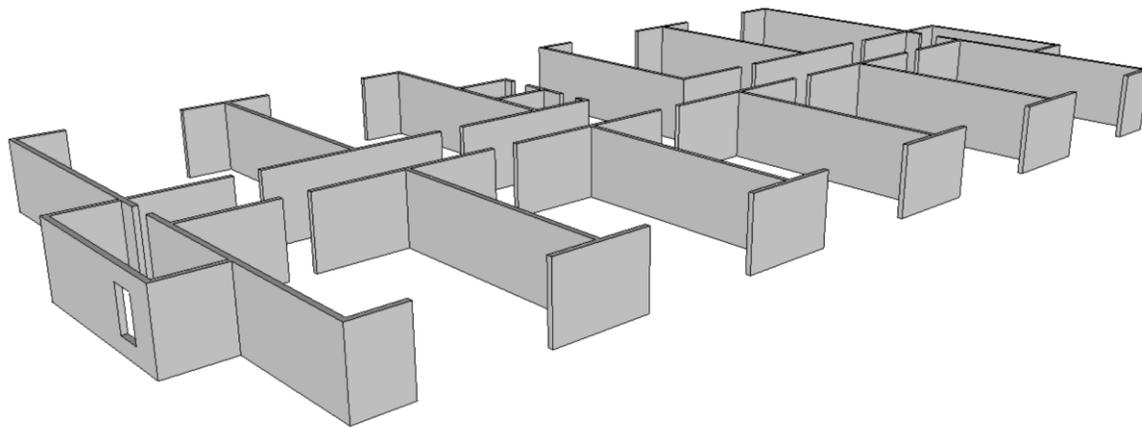
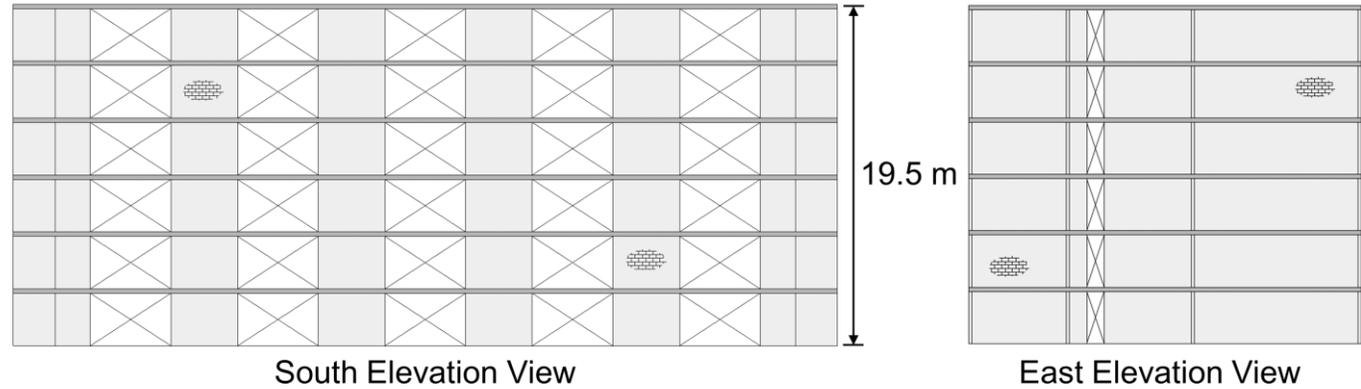
Exemples de bâtiments à multiples étages du chapitre 8

Points saillants et discussion de ces exemples sans présenter les calculs ni les détails de la conception

Bâtiment de 6 étages

Rappel

- Bâtiment à Ottawa – CNBC 2015



Charges

Charges permanentes (Masse sismique vs charge axiale)

- Diaphragmes et revêtements
 - Dalles évidées préfabriquées avec revêtement en béton (250 mm, dépendant de la travée)
 - Mécanique et électrique
- Poids-propre des murs de contreventement
 - Les systèmes à MDdL regroupent les masses et les charges au niveau des diaphragmes pour la « masse sismique »
 - La masse des murs de contreventement qui sera tributaire au diaphragme d'un étage (accélération sismique latérale) sera une moitié chaque du mur inférieur et supérieur
 - La charge permanente pour la charge axiale compte un étage, seul, à la fois
- Surcharge attribuable aux cloisons selon le CNB
 - Minimum exigé de 1,0 kPa (pour la charge axiale permanente)
 - Réduite à 0,5 kPa pour la charge permanente pour le calcul parasismique (masse sismique)
 - Tributaire au diaphragme sous-jacent
- Enveloppe du bâtiment
 - La masse sismique « ressentie » comportera la moitié de l'enveloppe supérieure et inférieure au diaphragme
 - Les charges axiales sont reprises au niveau des cornières d'appui

À noter, concernant les charges axiales

Les exemples 8.1, 8.3, et 8.6 visent de calcul parasismique seulement

- Rappel qu'il est possible que les charges axiales pourraient diriger le calcul due à l'excentricité accidentelle de la charge, ainsi que la résistance et le comportement hors-plan

Les travées libres hors plan sont relativement peu élevées (travée d'un étage à l'autre)

- P_{cr} est plus élevé, mais la charge axiale peut être élevée elle aussi
- Les effets du moment majoré s'avèrent en fonction du rapport de P_f à P_{cr}

La pression latérale hors-plan n'a plus de conséquences lorsque le moment primaire minimal dirige le calcul

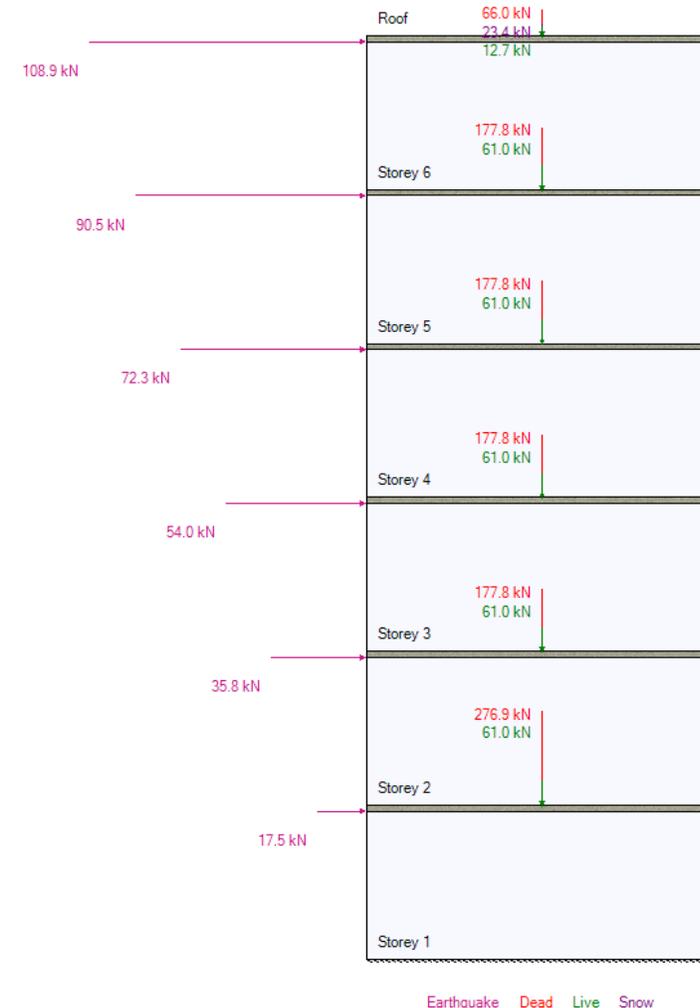
Calcul de la charge permanente de « masse sismique »

Supposons les mêmes détails des murs sur toute la hauteur du bâtiment

- Si nous réduisons le remplissage de coulis et la largeur des blocs pour les étages du haut (itération), cette supposition initiale sera conservatrice en ce qui a trait aux charges
 - Ceci pourrait ne pas être conservateur pour le glissement (déplacement) – rigidité inférieur = déformation plus élevée

La charge au niveau du toit est différente

- Seulement la moitié d'un étage contribue à la masse sismique tributaire du diaphragme du toit
- On doit ajouter la charge de la neige, la mécanique installée au niveau du toit, etc.



Calcul de la période

Pour les bâtiments avec murs de contreventement – le CNBC a une formule pour la période fondamentale

$$\begin{aligned} T_a &= 0.05(h_n)^{3/4} & V &= \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_o} \\ &= 0.05(19.5)^{3/4} & &= \frac{(0.244)(1.0)(1.0)(55,505.2)}{(1.5)(1.5)} \\ &= 0.464 \text{ s} & &= 6,019.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Calcul de vérification (ou raffinement)

- Les caractéristiques des murs peuvent être appliquées directement pour déterminer la rigidité réelle du bâtiment
- La période fondamentale pour un MDdL peut être déterminée

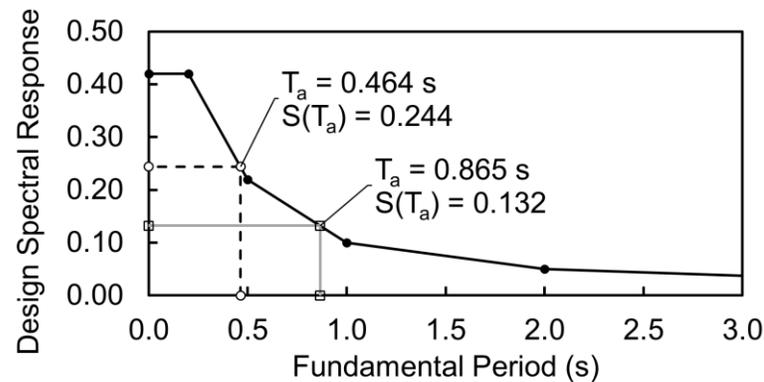
Les axes auront une période différente

Axe est-ouest

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^n W_i \Delta_i^2}{g \sum_1^n F_i \Delta_i}}$$

$$\begin{aligned} T_a &= 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^n W_i \Delta_i^2}{g \sum_1^n F_i \Delta_i}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{27,393}{1,444,093}} \\ &= 0.865 \text{ s} \end{aligned}$$

i	W (N)	F (N)	Δ (m)	$W\Delta^2$	$F\Delta$
1	9,586,400	296,562.6	0.00178	30.5	528.8
2	9,586,400	604,987.8	0.00653	408.9	3,951.3
3	9,586,400	913,412.9	0.01338	1,717.0	12,224.2
4	9,586,400	1,221,838.0	0.02157	4,460.0	26,354.4
5	9,586,400	1,530,263.1	0.03046	8,894.4	46,612.0
6	7,573,200	1,452,553.0	0.03961	11,882.0	57,535.6
				27,393	1,444,093



- ◆ Design Spectral Response Acceleration for Site
- NBCC Period Formula
- E-W Axis Direct Calculation

Effets des modes supérieurs

Une période plus longue engendre des effets de modes supérieurs

Tableau 4.1.8.11.
Coefficient de mode supérieur, M_v , et coefficient de réduction du moment de renversement à la base, $J^{(1)(2)(3)(4)}$
 Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.11. 6)

S(0,2)/S(5,0)	M_v si $T_a \leq 0,5$	M_v si $T_a = 1,0$	M_v si $T_a = 2,0$	M_v si $T_a \geq 5,0$	J si $T_a \leq 0,5$	J si $T_a = 1,0$	J si $T_a = 2,0$	J si $T_a \geq 5,0$
Murs et système mur-ossature								
5	1	1	1	1,25 ⁽⁷⁾	1	0,97	0,85	0,55 ⁽⁸⁾
20	1	1	1,18	2,30 ⁽⁷⁾	1	0,80	0,60	0,35 ⁽⁸⁾
40	1	1,19	1,75	3,70 ⁽⁷⁾	1	0,63	0,46	0,28 ⁽⁸⁾
65	1	1,55	2,25	4,65 ⁽⁷⁾	1	0,51	0,39	0,23 ⁽⁸⁾

Pour ce site
 $S(0.2)/S(5.0) = 35$

Changement de la
 période, de moins de
 0,5 s, à entre 0,5 et 1,0

Interpolation linéaire, deux fois:

$$S(0.2)/S(0.5): = (35-20) \times (1.19-1.0) \div (40-25) + 1.0$$

$$= 1.1425$$

$$T_a: = (0.865-0.5) \times (1.1425-1.0) \div (1.0-0.5) + 1.0$$

$$M_v = \mathbf{1.104}$$

Force latérale à la base

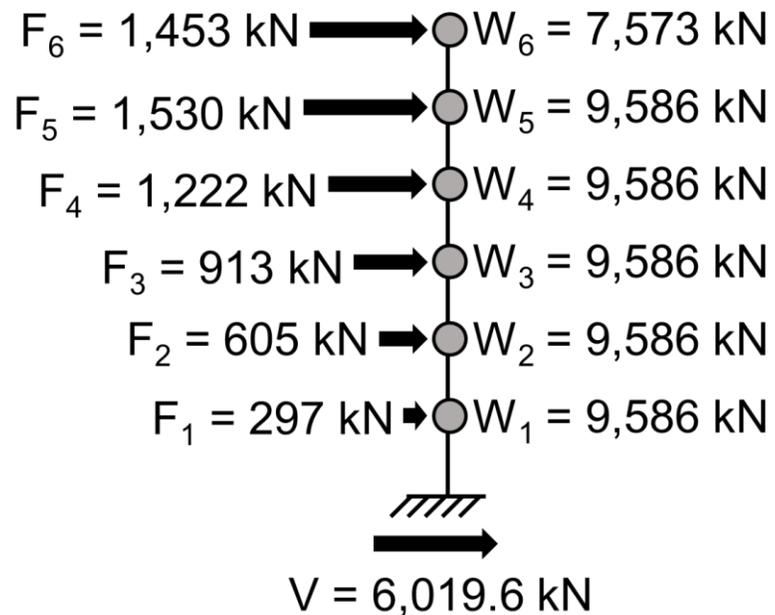
Substitution des valeurs recalculées

$$\begin{aligned} V &= \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_o} \\ &= \frac{(0.1323)(1.104)(1.0)(55,505.2)}{(1.5)(1.5)} \\ &= 3,603.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

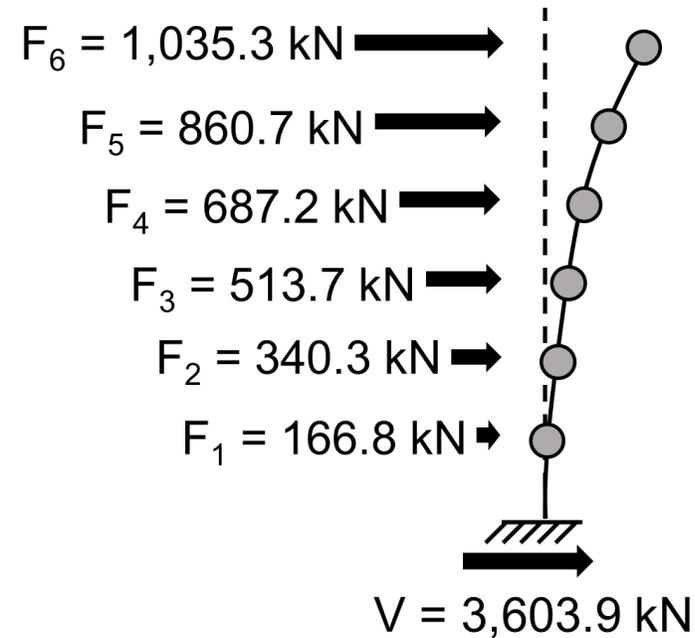
En raffinant le calcul de la période fondamentale de long de l'axe est-ouest, nous pouvons réduire la charge latérale à la base de 40,1%!

Charges sismiques

Formule du CNBC



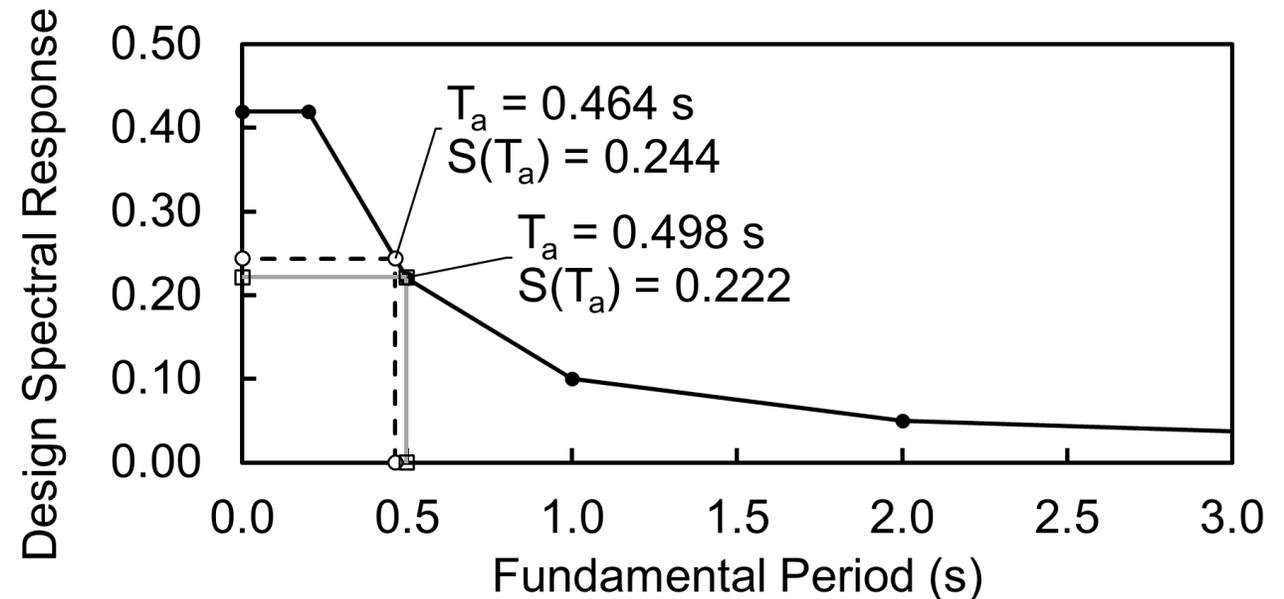
Vraies caractéristiques des murs



Différents Axes – Résultats différents

Le long de l'axe nord-sud

- Le calcul direct selon la rigidité nous donne $T_a = 0.498s$
- Aucun effet sur M_v
- Réduction de 9,2% de la rigidité = réduction de 9,2% de la charge latérale à la base



- Design Spectral Response Acceleration for Site
- NBCC Period Formula
- N-S Axis Direct Calculation

Effet des modes supérieurs

La période plus longue engendre un coefficient de réduction du moment

Table 4.1.8.11.
Higher Mode Factor, M_v , and Base Overturning Moment Reduction Factor, $J^{(1)(2)(3)(4)}$
 Forming Part of Sentence 4.1.8.11.(6)

S(0.2)/S(5.0)	M_v for $T_a \leq 0.5$	M_v for $T_a = 1.0$	M_v for $T_a = 2.0$	M_v for $T_a \geq 5.0$	J for $T_a \leq 0.5$	J for $T_a = 1.0$	J for $T_a = 2.0$	J for $T_a \geq 5.0$
Walls, Wall Frame Systems								
5	1	1	1	1.25 ⁽⁷⁾	1	0.97	0.85	0.55 ⁽⁸⁾
20	1	1	1.18	2.30 ⁽⁷⁾	1	0.80	0.60	0.35 ⁽⁸⁾
40	1	1.19	1.75	3.70 ⁽⁷⁾	1	0.63	0.46	0.28 ⁽⁸⁾
65	1	1.55	2.25	4.65 ⁽⁷⁾	1	0.51	0.39	0.23 ⁽⁸⁾

Interpolation linéaire, deux fois :

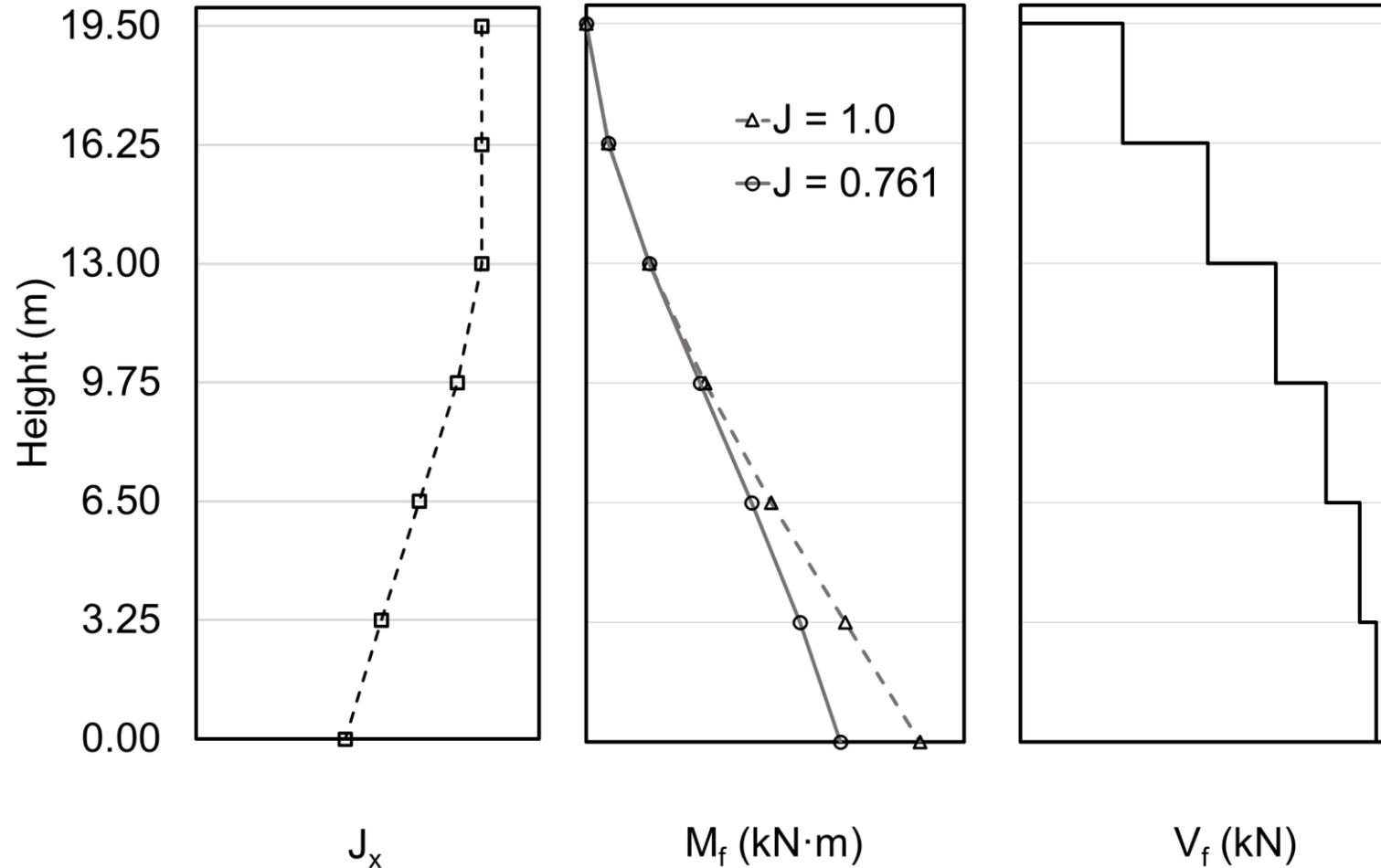
$$S(0.2)/S(0.5): \quad = (35-20) \times (0.63-1.0) \div (40-25) + 0.8$$

$$= 0.6725$$

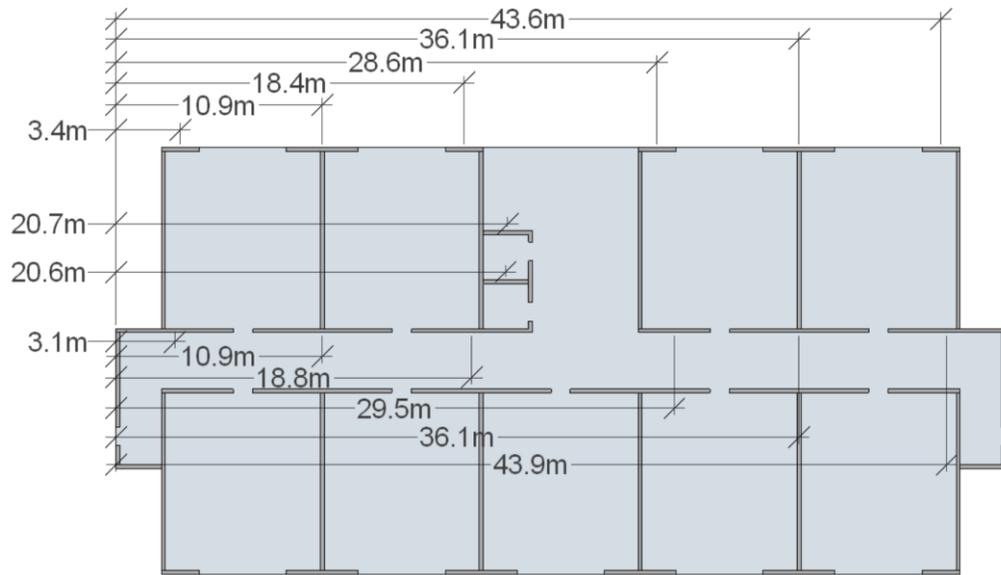
$$T_a: \quad = (0.865-0.5) \times (0.6725-1.0) \div (1.0-0.5) + 1.0$$

$$J = \mathbf{0.761}$$

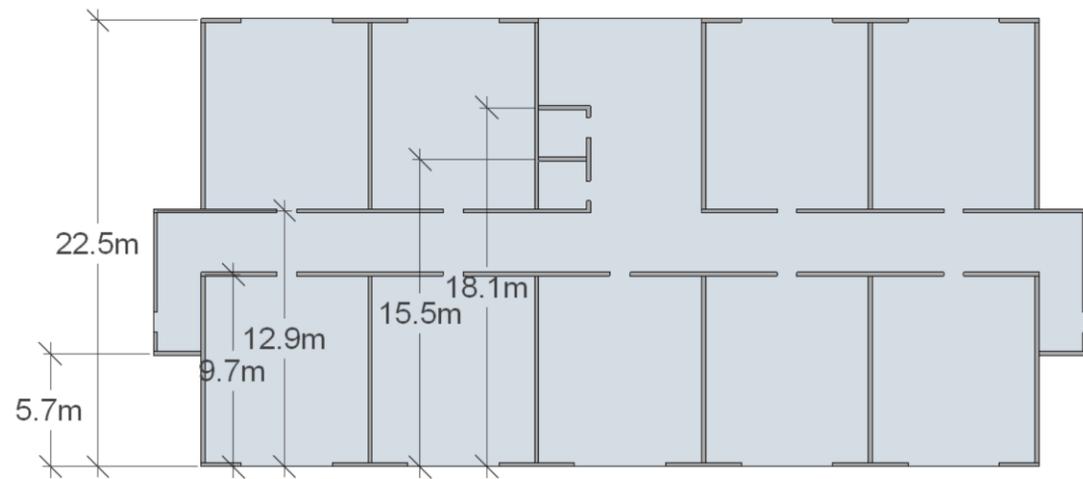
Coefficient de réduction du moment



Torsion des murs est-ouest

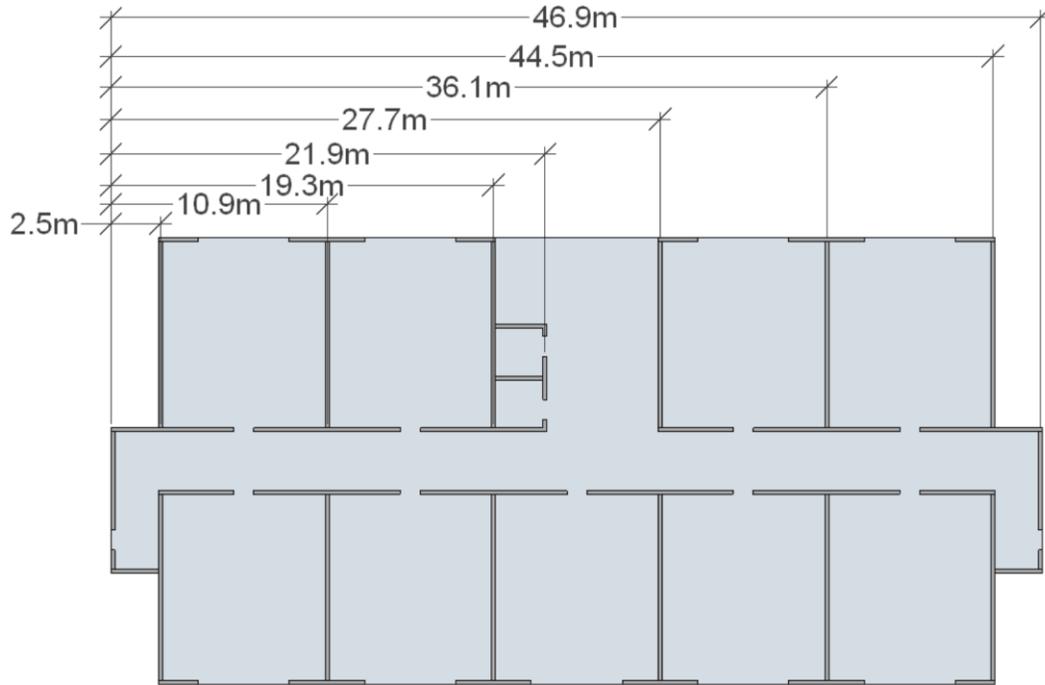


Centre de chaque mur – axe des x

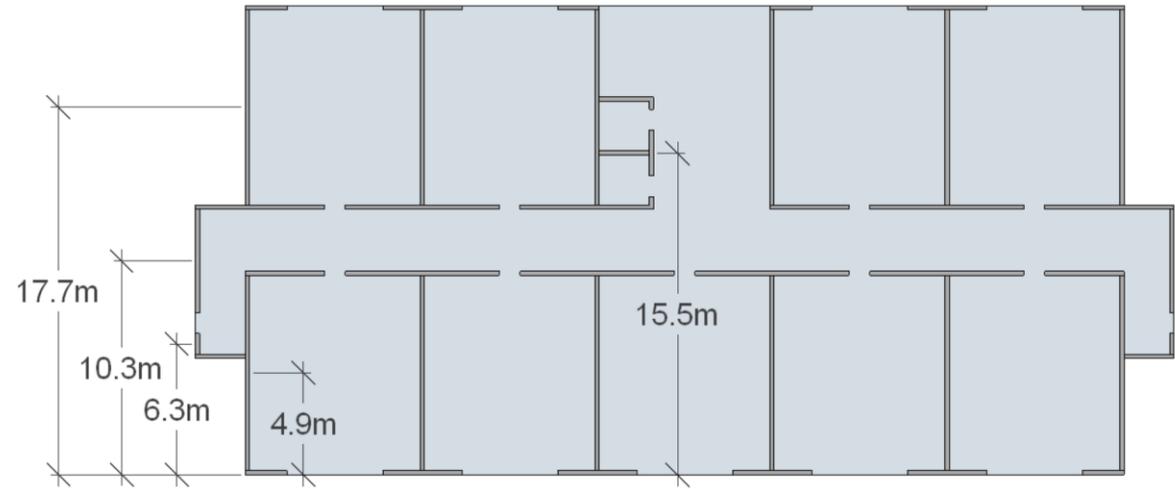


Centre de chaque mur – axe des y

Torsion des murs nord-sud

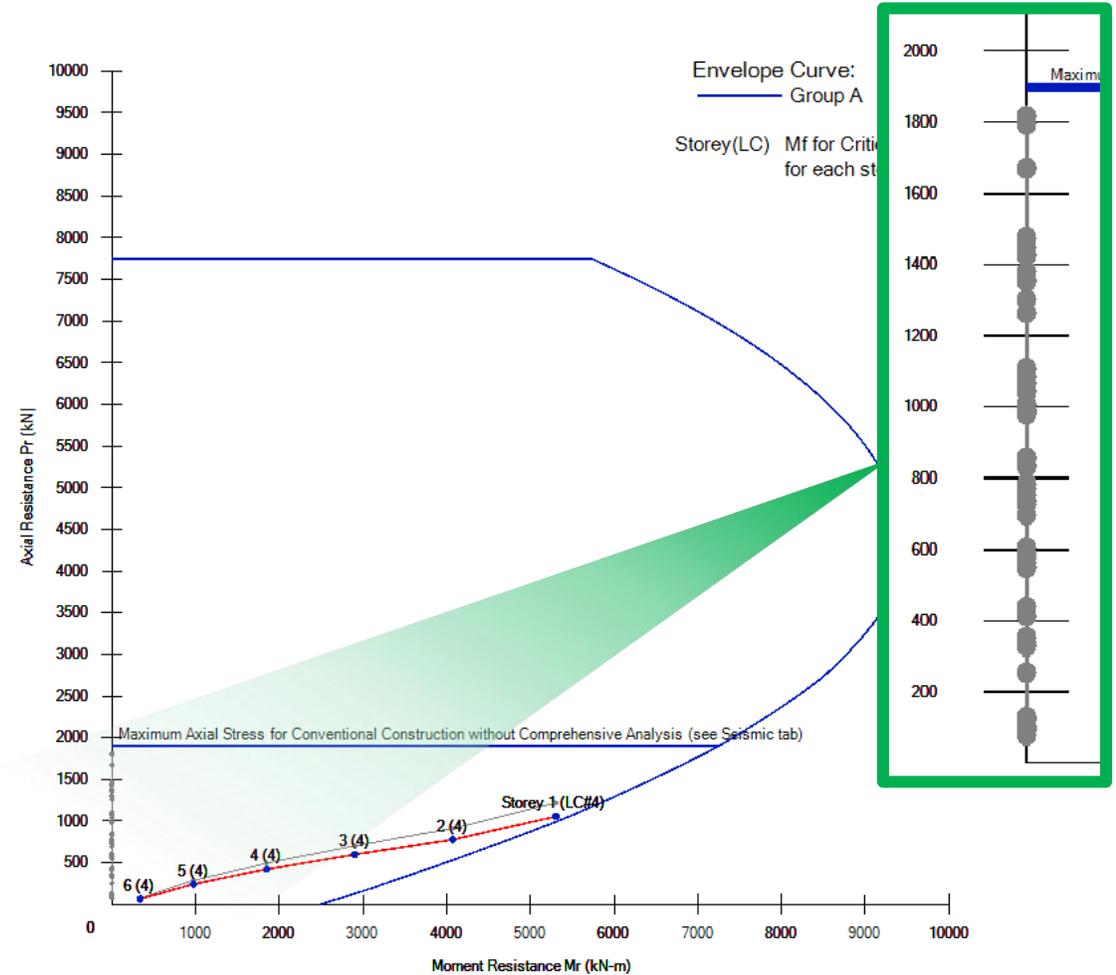
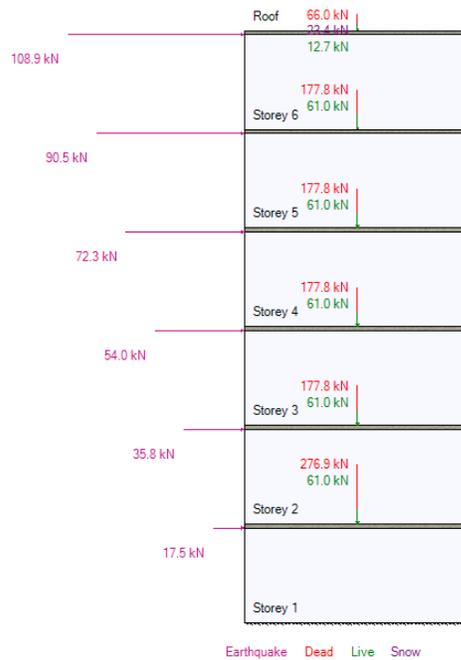
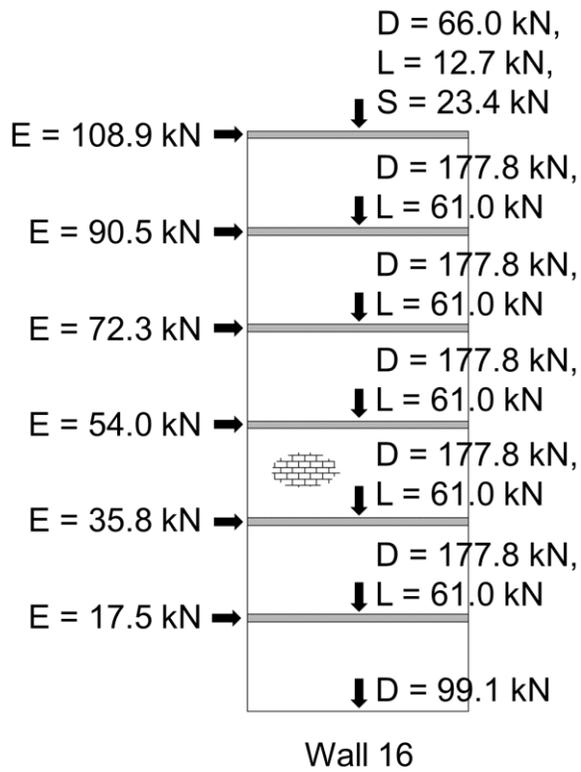


Centre de chaque mur – axe des x



Centre de chaque mur – axe des y

Calcul d'un mur de contreventement à plusieurs étages



Note: To view specific points along the envelope curve, refer to the P-M Diagram for a storey within the individual Group of interest