

Bâtiments en bois parasismiques

Rectifications à la première édition

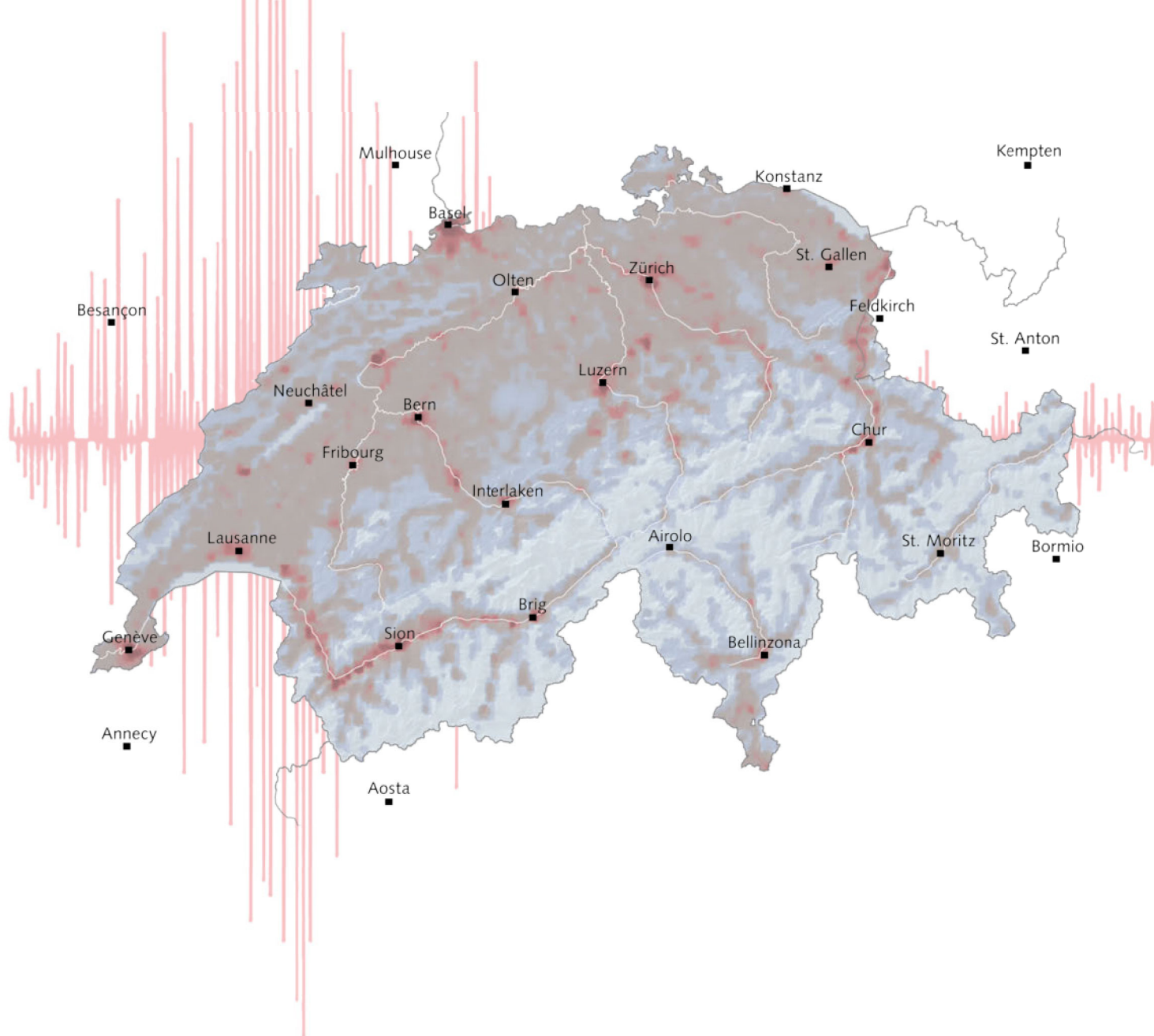
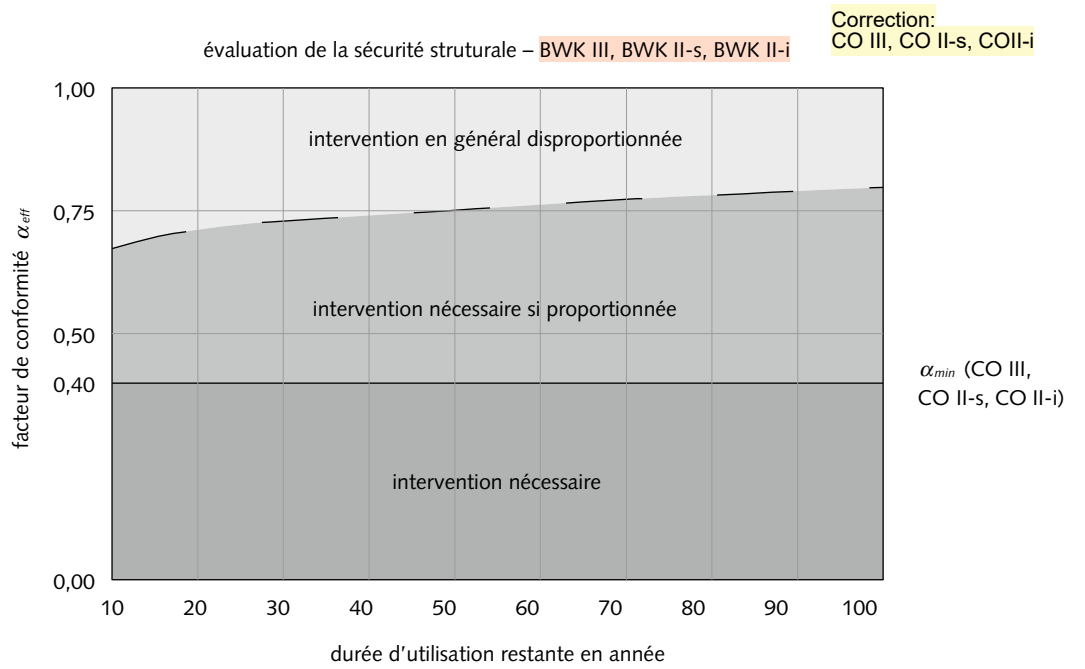
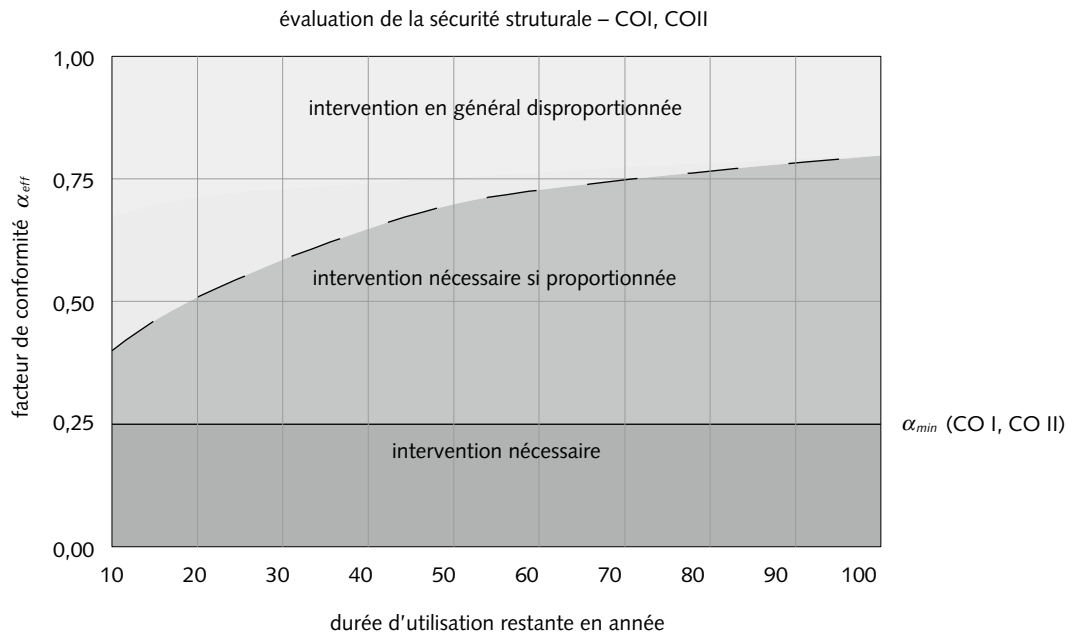


Figure 75
 Représentation graphique des limites des interventions nécessaires, proportionnées et disproportionnées pour l'amélioration de la sécurité parasismique pour différentes classes d'ouvrages avec α_{min} 0,25 et α_{min} 0,40. Les mesures proportionnées qui conduisent à un facteur de conformité α_{int} d'au moins 1 doivent en principe être mises en œuvre.



Spectre de dimensionnement pour les périodes de vibration fondamentale dans la zone du plateau:

SIA 261 formule (261.32), tableaux (261.24), (261.25), (265.14 resp. figure 71)

$$S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot \frac{S}{q} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,0 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} \cdot \frac{1,7}{1,5} = 0,289$$

avec:

- γ_f = facteur d'importance
- a_{gd} = valeur de dimensionnement de l'accélération du sol
- g = accélération de la pesanteur
- q = coefficient de comportement
- S = paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique
- S_d = valeur spectrale du spectre de dimensionnement

Force de remplacement horizontale:

SIA 261 formule (261.41)

$$F_d = S_d(T_1) \cdot \sum_j (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_j = 0,289 \cdot 861 \text{ kN} = 249 \text{ kN}$$

Détermination de la force de remplacement horizontale due à l'action sismique en tenant compte des moments de torsion

Comme les éléments de contreventement sont disposés symétriquement dans les deux directions principales, la torsion due à l'excentricité accidentelle est prise en compte approximativement selon la norme SIA 261, chiffre 16.5.2.7, avec une augmentation forfaitaire de 5 % de la force, ce qui repose sur l'hypothèse d'un diaphragme de toiture rigide. Il en résulte une force horizontale par élément de stabilisation:

$$F_{d,E} = \frac{F_d}{4} \cdot 1,05 = \frac{249 \text{ kN}}{4} \cdot 1,05 = 65 \text{ kN}$$

Détermination de la force de remplacement due à la stabilisation, au vent et à la torsion

Les poteaux des parois extérieures constituent l'appui des sommiers en bois lamellé-collé de la structure de toiture. L'effort de stabilisation $F_{d,S}$, en supposant des appuis fixes, peut être déterminé comme suit:

Situation de dimensionnement déterminante:

Poids propre + charges permanentes + actions du vent + action concomitante neige

$$Q_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,W} + \psi_0 \cdot Q_{k,S}$$

avec G_k charges de la structure de toiture, de la toiture et des parois:

Correction: g

$$G_k = A \cdot q_{k,D} + 2 \cdot (B + L) \cdot H \cdot g_{k,AW}$$

$$G_k = 16,3 \text{ m} \cdot 20,3 \text{ m} \cdot 2,3 \text{ kN/m}^2 + 2 \cdot (16,3 \text{ m} + 20,3 \text{ m}) \cdot 7,0 \text{ m} \cdot 0,39 \text{ kN/m}^2$$

$$G_k = 961 \text{ kN}$$

Avec $Q_{k,S}$ charge de neige comme action concomitante:

$$Q_{k,S} = A \cdot q_{k,S}$$

$$Q_{k,S} = 16,3 \text{ m} \cdot 20,3 \text{ m} \cdot 2,1 \text{ kN/m}^2 = 695 \text{ kN}$$

$$\psi_0 = 1 - \frac{60}{820} = 0,93$$

Propriétés des barres de substitution équivalentes dans le modèle FEM

Barres équivalentes aux ossature bois calculées selon équ. (55) et (56)

désignation	longueur [mm]	largeur [mm]	E_{Ersatz} [N/mm ²]	G_{Ersatz} [N/mm ²]	$K_{DF}^{1)}$ [MNm/rad]
1.1/1.2	2400	100	13 800	231 ²⁾	2246
2.1/2.2	4800	100	6900	254 ³⁾	7806
A.1/B.1	1600	100	20700	254 ⁴⁾	972
A.2/B.2	4800	100	6900	254 ³⁾	9582

Parois en bois lamellé collé Correction: croisé

désignation	longueur [mm]	largeur [mm]	$E_{m,mean}^{5)}$ [N/mm ²]	G_{mean} [N/mm ²]	$K_{DF}^{1)}$ [MNm/rad]
1.1/1.2	2400	160	8625	650	1831
2.1/2.2	4800	160	8625	650	8402
A.1/B.1	1600	160	8625	650	584
A.2/B.2	4800	160	8625	650	10503

- 1) valable pour le pied de paroi, K_{DF} est deux fois plus petit au passage des étages.
- 2) avec un joint vertical de panneaux
- 3) avec deux joints verticaux de panneaux
- 4) sans joints vertical de panneaux
- 5) $E_{m,mean} = 11\,500 \text{ N/mm}^2 \cdot 120 \text{ mm} / 160 \text{ mm}$

Cas 1: méthode des forces de remplacement

Les forces de remplacement déterminées sur les étages $F_{d,i}$ sont appliquées en tant que forces surfaciques agissant horizontalement. L'excentricité accidentelle est prise en compte par une force trapézoïdale agissant le long du long pan de la

structure, qui augmente linéairement de 0,7 fois à 1,3 fois la force surfacique déterminée ($F_{d,i}/A$). La résultante de la force sismique est ainsi décalée de 5 %.

Cas 2: méthode du spectre de réponse

Les modes de vibration pris en compte sont suffisamment nombreux pour que la somme des masses modales effectives atteigne 90 % de la masse totale de l'ouvrage. Pour les deux types de construction, cela correspond à la prise en compte de trois modes de vibration dans la direction x et de deux modes de vibration dans la direction y. Les actions permanentes et variables sont admises en tant que masses d'étage. L'effet de torsion dû à l'excentricité accidentelle dans les deux directions

principales est pris en compte à hauteur de 5 %. Lors de l'analyse dynamique, il en résulte des périodes de vibration fondamentale dans la zone du plateau, aussi bien pour la construction à ossature bois que pour la construction en lamellé-croisé (cf. figure 11). Cela permet de s'assurer que la comparaison entre les résultats des différentes méthodes de calcul n'est pas influencée par les périodes de vibration fondamentales dans la branche descendante.

Vérification de la prise en compte des effets du 2^e ordre

Conformément aux chapitres 7.4.4 et 7.4.5, il convient de vérifier si les effets du second ordre doivent être pris en compte dans le cas de charge du séisme. Dans cet exemple d'application, le déplacement relatif entre étages de la surélévation a été pris en compte dans le modèle de structure

porteuse pour déterminer le coefficient de sensibilité Θ . Même avec un saut de rigidité de 200, le coefficient de sensibilité Θ est nettement inférieur à 0,1, c'est pourquoi il n'est pas nécessaire de tenir compte des effets du 2^e ordre dans le cas de charge séisme.

Résumé des résultats et comparaison des méthodes de calcul

La figure 10.3-4 présente une vue d'ensemble des résultats des analyses. Il faut noter que les sauts de rigidité ont été déduits des exemples de parois de la figure 29. Les résultats des calculs manuels avec la formule pour éléments de construction non structuraux et ceux de la méthode des forces de remplacement (MFR) avec différentes hypothèses sur la hauteur d'encastrement sont représentés. La courbe noire en trait plein montre les résultats des calculs pour différents sauts de rigidité avec la méthode du spectre de réponse (MSR). Les deux

zones plausibles pour la construction en lamellé-croisé ou en ossature bois sont représentées en ombré. Si le contreventement de la surélévation est réalisé en bois lamellé-croisé, on obtient dans ce cas une plage prévisible de saut de rigidité comprise entre un facteur 2 et un facteur 10 environ. Si la surélévation est contreventée avec des parois à ossature bois, le saut de rigidité peut se situer entre un facteur 7 et 130. Enfin, le résultat du cas de charge vent, y compris la force de stabilisation (direction y), est représenté à titre de comparaison.

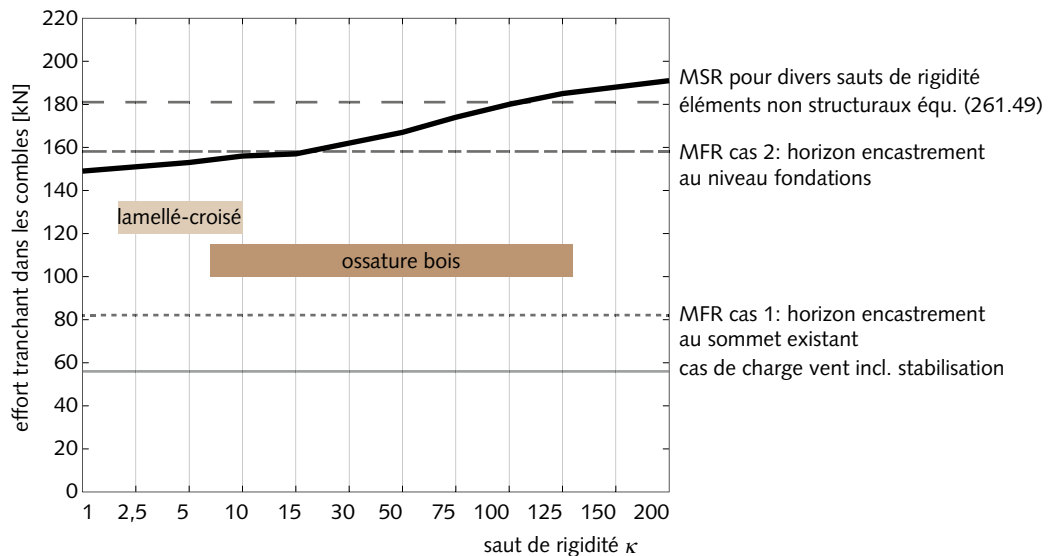


Figure 10.3-4

Comparaison des résultats des différentes méthodes de calcul. Complément : Il faut tenir compte du fait que la présence de parois plus longues peut entraîner des sauts de rigidité nettement plus élevés, lesquels doivent être étudiés au cas par cas. La figure 10.3-4 présente le saut de rigidité pour des parois d'une longueur de 1,25 m.

Plus le saut de rigidité est important, plus l'action sur la surélévation augmente. L'effort tranchant dans les combles se situe dans une plage comprise entre 149 kN ($\kappa = 1$) et 191 kN ($\kappa = 200$). Jusqu'à un saut de rigidité d'un facteur 100 environ, il en résulte pour la MSR un effort tranchant dans la surélévation inférieur à l'effort tranchant déterminé selon la formule pour les éléments de construction non structuraux. L'effort tranchant obtenu avec la MFR, en tenant compte de l'horizon d'en-

castrement au niveau des fondations, est supérieur à l'effort tranchant obtenu avec la MSR jusqu'à une différence de rigidité d'un facteur 15. L'effort tranchant calculé avec la MFR en tenant compte de l'horizon d'encastrement au sommet de l'existant n'est que de 43 à 55 % de celui de la MSR. L'effort tranchant maximal résultant de la situation de dimensionnement vent et forces de stabilisation ne représente qu'environ 36 % de l'effort tranchant le plus faible résultant de la MSR.

10.5 Répartition des forces sismiques dans une construction hybride

Dans cet exemple d'application, il s'agit de montrer dans quelle mesure les propriétés de rigidité des diaphragmes de paroi et de plancher influencent la répartition des forces sur les différentes parois. Pour ce faire, une analyse de sensibilité est effectuée en combinant les différentes rigidités des éléments de construction du système de contre-

ventement. L'exemple a été volontairement simplifié afin que les résultats de différents cas limites puissent être comparés. C'est pourquoi, dans la cage d'escalier notamment, le système de contreventement a été modélisé avec des parois individuelles plutôt qu'avec un noyau à section monolithique.

Données de l'objet

Un immeuble de bureaux de quatre étages est conçu comme une construction hybride. L'ouvrage mesure 25,00 m de long (direction x) et 12,00 m de large (direction y) et 13,00 m de haut. La structure

porteuse est contreventée par des voiles en béton armé et en bois lamellé-croisé. Les parois en bois lamellé-croisé sont continues sur toute la hauteur de l'ouvrage (parois d'un seul tenant).

Voir TCB1 p. 21

Les parois se trouvent dans un local bien aéré, chauffé en hiver. (teneur en eau du bois: $9 \pm 3 \%$, Classe d'humidité 1 avec $\eta_w = 1,0$).

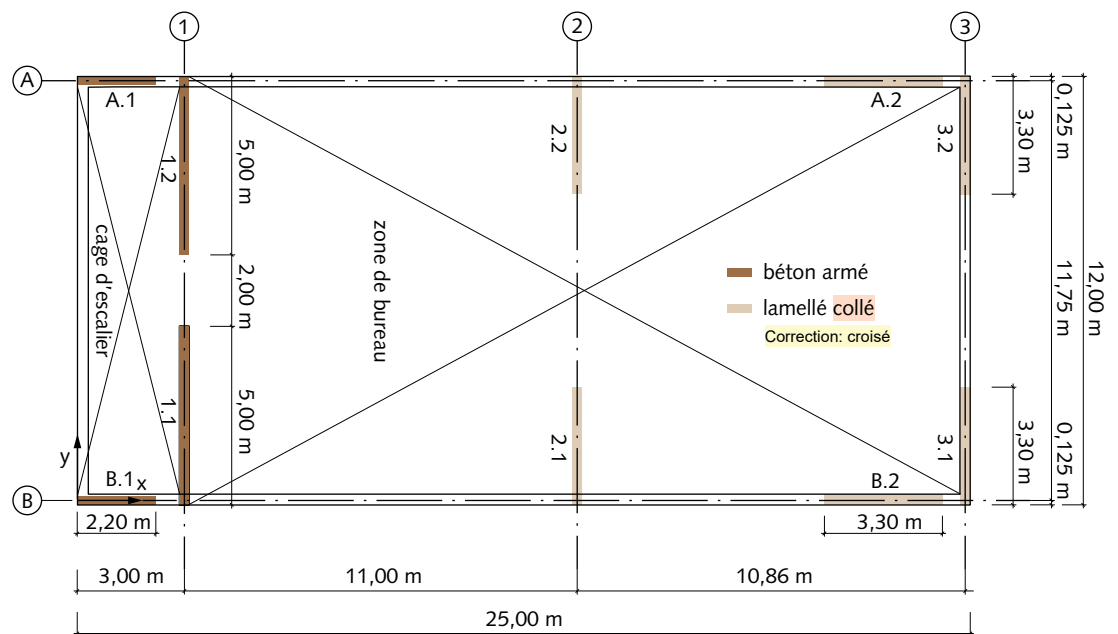
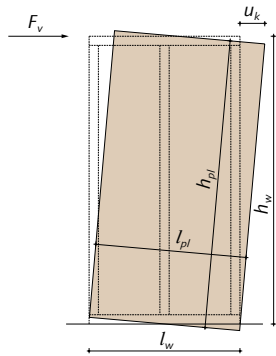


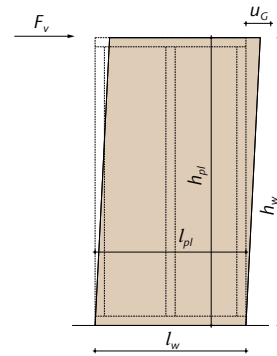
Figure 10.5-1
Plan de la construction hybride de quatre niveaux.

Part de déformation due à la rigidité des moyens d'assemblage



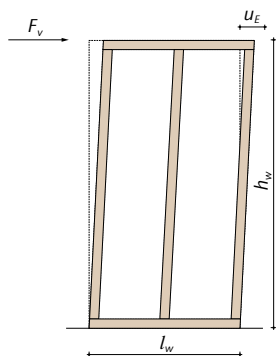
$$u_k = s_0 \cdot \frac{a_v}{K_{ser} \cdot n_B \cdot n_{VR} \cdot I_w} \cdot (2 \cdot h_w \cdot n_{pl} + 2 \cdot l_w \cdot n_{ph}) \quad (38)$$

Part de déformation due à la déformation en cisaillement du revêtement



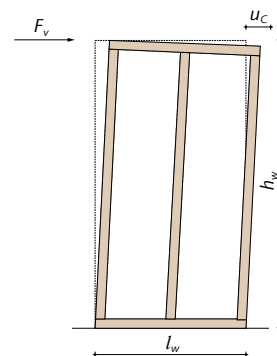
$$u_G = s_0 \cdot \frac{h_w}{G_{0,mean} \cdot t \cdot n_B} \quad (39)$$

Part de déformation due à la sollicitation à l'effort normal des montants



$$u_E = s_0 \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{l_w^2}{E_{0,mean} \cdot A_{KF}} + \frac{h_w^2}{E_{0,mean} \cdot A_{Ri}} \cdot \frac{h_w}{l_w} \right) \quad (40)$$

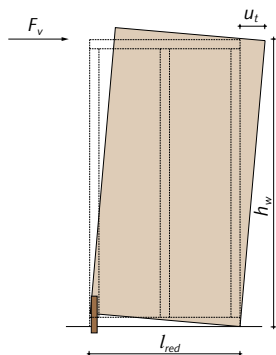
Part de déformation due à l'enfoncement de la filière basse perpendiculaire au fil



Correction:

$$u_C = 1 \text{ mm} \cdot \frac{s_{0,k}}{f_{c,90,k}} \cdot \frac{h_w}{A_{ef}} \cdot \frac{h_w}{l_w} \quad (41)$$

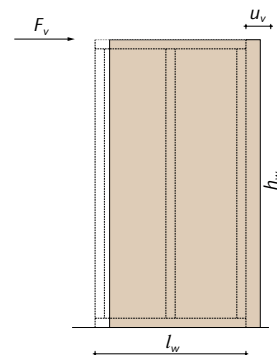
Part de déformation due à la rigidité des ancrages en traction



Correction:

$$u_t = \frac{s_0 \cdot l_w \cdot h_w}{l_{red}} \cdot \frac{1}{K_{ser,Z}} \cdot \frac{h_w}{l_w} \quad (42)$$

Part de déformation due à la rigidité des ancrages en cisaillement



$$u_v = \frac{s_0 \cdot l_w}{K_{ser,V} \cdot n_{VS}} \quad (43)$$

Ressort en rotation pour la prise en compte des ancrages et raccords

$$K_{DF,i} = 2 \cdot K_{ser} \cdot \left(\frac{l_{red}}{2} \right)^2 \quad (57)$$

avec:

 $K_{DF,i}$ = constante de ressort en rotation de l'ancrage resp. des raccords [kNm/rad] K_{ser} = module de glissement de l'ancrage et des raccords [kNm] Correction: kN/m l_{red} = espacement effectif de l'ancrage et des raccords [m]**Rigidités des barres équivalentes de substitution dans les deux directions principales**

Si la période de vibration fondamentale d'une structure doit être déterminée à l'aide d'une barre de substitution dans chaque direction principale, alors les parois doivent être regroupées en une seule barre dans chaque direction x et y. Les modules E et G équivalents, et les constantes de ressort de torsion peuvent être déterminés à l'aide des équations suivantes.

Module élastique E équivalent d'une barre de substitution

$$E_{Ersatz,x,y} = \frac{\sum_{i=1}^n E_{Ersatz,i} \cdot l_{w,i}^3}{l_{Ersatz,x,y}^3} \quad (58)$$

avec:

 $E_{Ersatz,x,y}$ = module élastique de la barre de substitution pour une console encastrée [N/mm²] $E_{Ersatz,i}$ = module élastique de la paroi pour une console encastrée [N/mm²] $l_{w,i}$ = longueur de la paroi [mm] $l_{Ersatz,x,y}$ = longueur de substitution de la paroi [mm]**Module de cisaillement G équivalent d'une barre de substitution**

$$G_{Ersatz,x,y} = \frac{\sum_{i=1}^n G_{Ersatz,i} \cdot l_{w,i}^3}{l_{Ersatz,x,y}^3} \quad (59)$$

Correction: sans exposant 3

avec:

 $G_{Ersatz,x,y}$ = module de cisaillement de la barre de substitution pour une console encastrée [N/mm²] $G_{Ersatz,i}$ = module de cisaillement d'une paroi pour une console encastrée [N/mm²] $l_{w,i}$ = longueur de la paroi [mm] $l_{Ersatz,x,y}$ = longueur de substitution de la paroi [mm]**Constante de ressort en rotation de l'ancrage resp. des raccords de la barre de substitution**

$$K_{DF,x,y} = \sum_{i=1}^n K_{DF,i} \quad (60)$$

avec:

 $K_{DF,x,y}$ = constante de ressort en rotation de l'ancrage resp. des raccords [kNm/rad]

12 Bibliographie

- [1] <http://www.seismo.ethz.ch/de/knowledge/earthquake-hazard-and-risk/earthquake-risk-switzerland/components/> (état juillet 2023).
- [2] Grünthal, G., Stromeyer, D. (1992): The Recent Crustal Stress Field in Central Europe – Trajectories and Finite-element Modeling. *Journal of Geophysical Research* 97, Heft B8, S. 11805–11820.
- [3] <http://www.seismo.ethz.ch/de/earthquakes/monitoring/> (état juillet 2023).
- [4] Grünthal, G. (2020): Kernteil der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS-98) in deutscher Übersetzung. Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, Potsdam.
- [5] Norme SIA 261 (2020): Actions sur les structures porteuses. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [6] <https://map.geo.admin.ch> (état juillet 2023).
- [7] OFEV (2023): Cartes des classes de sol de fondation sismiques selon la norme de construction SIA 261, <https://opendata.swiss/fr/dataset/karte-der-seismischen-baugrundklassen-nach-der-baunorm-sia-261> (état juillet 2023).
- [8] Bachmann, H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [9] Norme SIA 265 (2021): Construction en bois. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [10] Chopra, A.K. (1995): Dynamics of Structures. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- [11] Lestuzzi, P., Smith, I.F.C. (2023): Dynamique des structures. Bases et applications pour le génie civil. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- [12] Office fédéral de l'environnement OFEV, Fondation pour la dynamique des structures et le génie parasismique (2021): Construire parasismique en Suisse: Pourquoi et comment, <https://www.bafu.admin.ch/bafu/fr/home/themes/dangers-naturels/publications-etudes/publications/construire-parasismique-en-suisse.html> (état juillet 2023).
- [13] Bachmann H. (2002): Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrage et autorités. Office fédéral des eaux et de la géologie OFEG, Berne.
- [14] Norme SIA 112 (2014): Modèle: Étude et conduite de projet. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [15] Norme SIA 260 (2013): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [16] Müllers, I. (2007): Zur Robustheit im Hochbau. Diss. ETH Zürich.
- [17] OFEV (2023): Sécurité sismique des éléments non structuraux et autres installations et équipements. Office fédéral de l'environnement, Berne.
- [18] Norme SIA 265/1 (2018): Construction en bois – Spécifications complémentaires. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [19] Lignum (2020): Bois lamellé croisé produit en Suisse. Lignum, Economie suisse du bois, Zurich.
- [20] Lestuzzi, P., Badoux, M. (2008): Génie parasismique, Conception et dimensionnement des bâtiments. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.
- [21] Norme SN EN 1998-1 (2004): Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [22] Schönbächler, N., Schori, M. (2022): Dämpfung Holztragwerke. Projektarbeit BFH-AHB, Bienne.
- [23] Bernasconi, A. (2007): Cours postgrade de génie parasismique, Module 2: Dimensionnement, structures neuves et méthodes spécifiques – Constructions en bois. heig-vd/HES- SO, Yverdon-les-Bains.
- [24] Oberbach, U., Geiser, M. (2021): Dynamische Eigenschaften von Gebäuden in Holzrahmenbauweise. S-WIN Tagung 2021, Bienne.
- [25] Dubas, P. (1981): Einführung in die Norm SIA 164 (1981) – Holzbau. Autographie, EPF Zurich.
- [26] Norme SN EN 12512:2001/A1:2005 (2006): Structures en bois – Méthodes d'essai – Essais cycliques d'assemblages réalisés par organes mécaniques – Amendement à la norme EN 12512:2001. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [27] Johansen, K. W. (1949): Theory of timber connections. IABSE 9.
- [28] Kramer, L., Furrer, L., Geiser, M. (2023): Bemessung von Holzrahmenbau-Wänden mit Gipsfaserbeplankung. S-WIN Tagung 2023, Bienne.
- [29] Geiser, M., Maître, K. (2021): Hochduktile Verankerungen für den Holzbau. S-WIN-Tagung, Bienne.
- [30] Maître, K., Lestuzzi, P. & Geiser, M. (2023): Experimental investigations of a new highly ductile hold-down with adaptive stiffness for timber seismic bracing walls, *Bull Earthquake Eng* 21, S. 2603–2634.
- [31] Geiser, M., Bergmann, M., Follesa, M. (2021): Influence of steel properties on the ductility of doweled timber connections. *Construction and Building Materials* 266, Article 121152.
- [32] Geiser, M., Meier, S., Ratsch, G., Vogel, M. (2019): Duktile Erdbebenbemessung – Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens. OFEV, Berne.
- [33] Geiser, M., Furrer, L., Kramer, L., Blumer, S., Follesa, M. (2022): Investigations of connection detailing and steel properties for high ductility doweled timber connections. *Construction and Building Materials* 324, Article 126670.
- [34] Norme SIA 262 (2013): Construction en béton. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [35] Norme SN EN 1995-1-1 (2004): Eurocode 5: Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1: Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [36] prEN 1998-1-2 (2023): Working draft from 11.07.2023. Eurocode 8-Design of structures for earthquake resistance – part 1-2: Buildings. CEN/TC 250/SC 8/WG 3.
- [37] Wolfisberg, B. (2023): Dämpfungsmass von Holzverbindungen. Bachelorthesis an der Berner Fachhochschule BFH-AHB, Bienne.
- [38] European Assessment Document-EAD-330232-01-0601 (2019): Mechanical fasteners for use in concrete. European Organisation for Technical Assessment, Bruxelles.
- [39] Documentation SIA D 0181 (2003): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [40] Documentation SIA D 0185 (2003): Construction en bois – Introduction à la norme SIA 265. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [41] Dokumentation SIA D 0235 (2010): Holzbau – Ergänzende Festlegungen Norm SIA265/1: Bauteile aus Holzwerkstoffen, Bemessungskonzept und Beispiele. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [42] National Research Council Canada (2010): National Building Code of Canada, Ottawa.