

Vérification de la résistance hors-plan des murs en maçonnerie sous sollicitations sismiques

Guide technique pour les ingénieurs civils lors de l'analyse détaillée de bâtiments existants des services de la construction et des immeubles de la Confédération selon l'instrument de l'OFEV « Protection contre les séismes dans le cadre des projets de construction fédéraux »



Avril 2021/Version révisée

Impressum

Éditeur	Office Fédéral de l'Environnement Centrale de coordination pour la mitigation des séismes CH – 3003 Berne Mme Friederike Braune
Document	OFEV_guide technique_OOP_fr_2021 Avril 2021/Version révisée
Auteurs	Dr. Navid Jamali (Risk&Safety AG) Ehrfried Kölz (Risk&Safety AG)
Révision	Dr. Bastian Wilding (Basler & Hofmann AG) Yves Mondet (Basler & Hofmann AG)
Traduction	Dr. Clotaire Michel (Risk&Safety AG)
Pilotage OFEV	Friederike Braune
Comité de pilotage de la version initiale	Dr. Rudolf Vogt (ACS Partner AG) Angelo Berweger (Rhätische Bahn) Eric Lattion (Lattion Bruchez ingénieurs) Dr. Pierino Lestuzzi (Kurmman et Cretton SA) Xavier Mittaz (sd ingénierie) Fabrizio D'Urso (Bundesamt für Strassen ASTRA) Yves Mondet und Sebastian Villiger (Basler & Hofmann AG) Benjamin Wäfler (Stiftung Zürcher Kinder- und Jugendheime)
Lectorat	Prof. Dr. Katrin Beyer (EPFL)
Indication	Ce guide technique a été rédigé sur mandat de l'Office fédéral de l'environnement (OFEV). Le contenu est de la seule responsabilité du mandataire. L'application adéquate du contenu de ce document et le contrôle de sa plausibilité dans le cadre d'une analyse détaillée d'un bâtiment existant est la responsabilité des utilisateurs.

Résumé

La chute d'allèges ou de pignons et la défaillance de murs de façade en maçonnerie sous sollicitation sismique hors-plan constituent des dommages typiques, régulièrement observés pour des bâtiments en maçonnerie non-armée. La défaillance et l'effondrement de murs en maçonnerie sous sollicitation sismique hors-plan peut provoquer l'effondrement total ou partiel d'un bâtiment. Le comportement des murs perpendiculairement à leur plan joue donc un rôle prépondérant dans le comportement des bâtiments en maçonnerie non-armée lors de séismes.

Le présent guide technique a été élaboré sur mandat de la centrale de coordination pour la mitigation des séismes de l'Office fédéral de l'environnement (OFEV). Ce document est à appliquer dans le cadre des examens détaillés de la sécurité sismique des bâtiments existants des services de la construction et des immeubles de la Confédération (SCI) (voir aussi l'instrument #2 de l'instrument de l'OFEV « Protection contre les séismes dans le cadre des projets de construction fédéraux » [36]). Ce guide technique sert d'aide aux ingénieurs mandatés pour de tels examens. Dans le cas d'une connaissance insuffisante de la thématique, il est recommandé de faire appel à un expert.

Le guide technique permet d'effectuer une étude numérique détaillée de la résistance hors-plan des murs en maçonnerie sous sollicitation sismique selon la norme SIA 269/8. Une méthode de calcul détaillée, qui a été spécialement sélectionnée à cet effet, est tout d'abord introduite. En complément de la partie théorique, la méthode est appliquée à trois exemples, dont les résultats sont discutés de manière critique. Le guide livre également des indications spécifiques à l'examen de la sécurité sismique des murs en maçonnerie sous sollicitation sismique hors-plan pour les étapes « relevé de l'état », « étude de la conception et des dispositions constructives de l'ouvrage », « évaluation de la sécurité sismique » et « recommandation d'intervention » de la procédure d'examen de la sécurité sismique selon le chiffre 2.1 de la norme SIA 269/8.

Cette documentation a valeur de recommandation pour la pratique.

Contenu

1	Introduction.....	4
1.1	Contexte	4
1.2	Développement	4
1.3	Révision	4
1.4	Objectifs	4
2	Phénomène de défaillance hors-plan sous sollicitation sismique	6
3	Méthodes de vérification.....	8
3.1	Vérification selon la norme SIA 266	8
3.2	Vérification selon la norme SIA 269/8 pour les bâtiments existants	8
3.3	Vérification selon la méthode de Paulay/Priestley	9
3.4	Vérification selon la méthode de Griffith	9
3.5	Analyses dynamiques	10
3.6	Méthode de vérification conseillée	10
4	Étude numérique avec mise en œuvre de la méthode de Griffith	11
4.1	Généralités	11
4.2	Démarche	13
4.3	Facteurs partiels pour la vérification hors-plan	14
4.4	Coefficient de comportement	15
4.5	Refend en maçonnerie libre en tête	16
4.6	Refend en maçonnerie, tenu en haut et en bas	22
4.7	Éléments non-structuraux en maçonnerie	26
5	Exemples d'application.....	27
5.1	Exemple 1 : Refend en maçonnerie libre en tête	27
5.2	Exemple 2 : Refend en maçonnerie tenu en haut et en bas	33
5.3	Exemple 3 : Élément non-structural en maçonnerie, isolé	39
6	Indications spécifiques pour d'autres étapes de travail.....	44
6.1	Relevé de l'état	44
6.2	Étude numérique et évaluation de la sécurité sismique	46
6.3	Recommandation d'intervention et évaluation de la proportionnalité	47
6.4	Interventions	47
7	Bibliographie.....	53
8	Littérature additionnelle.....	55
	Notations	56

1 Introduction

1.1 Contexte

La chute d'allèges ou de pignons et la défaillance de murs de façade en maçonnerie sous sollicitation sismique hors-plan constituent des dommages typiques, régulièrement observés pour des bâtiments en maçonnerie non-armée. La défaillance hors-plan de refends en maçonnerie peut provoquer l'effondrement total ou partiel d'un bâtiment. Le comportement des murs perpendiculairement à leur plan joue donc un rôle prépondérant dans le comportement des bâtiments en maçonnerie non-armée lors de séismes et doit donc être considéré lors d'une évaluation de la sécurité sismique.

Le renversement de murs non-structuraux (secondaires) peut mettre en danger des personnes ainsi qu'endommager la structure porteuse ou porter préjudice au fonctionnement d'une installation importante. Par conséquent, la défaillance des murs non-structuraux en maçonnerie sous sollicitation hors-plan doit être également prise en considération lors de l'examen de la sécurité sismique d'un bâtiment existant.

1.2 Développement

L'analyse détaillée d'ouvrages avec un certain potentiel de risque dans le cadre de l'inventaire de la sécurité sismique des bâtiments importants des services de la construction et des immeubles de la Confédération (SCI) a débuté en 2009. Les experts mandatés dans ce cadre ont fait remonter de nombreuses questions techniques concernant la vérification de la sécurité structurale hors-plan des murs en maçonnerie sous sollicitation sismique.

armasuisse immobilier et la Centrale de coordination pour la mitigation des séismes de l'OFEV ont mandaté un groupe d'experts (voir impressum) afin de clarifier la problématique.

En 2018, les conclusions de cette étude technique ont été rassemblées dans la publication « Vérification de la résistance hors-plan des murs en maçonnerie sous sollicitations sismiques selon la norme SIA 269/8 », qui a été élaborée pour un usage interne lors de projets de construction fédéraux.

1.3 Révision

La révision du guide technique a été provoquée par de nouveaux résultats de recherche liés aux méthodes de vérification proposées (colloque « Basler Erdbebenkurse - Erdbebenüberprüfung und – ertüchtigung von Natursteinmauerwerksgebäuden » le 12 septembre 2019), ainsi que par la décision de rendre le guide accessible à une application plus large par le biais d'une diffusion sur le site internet de l'OFEV.

Lors de cette révision, des indications spécifiques ont été ajoutées pour les étapes de travail « relevé de l'état », « étude de la conception et des dispositions constructives de l'ouvrage », « évaluation de la sécurité sismique » et « recommandation d'intervention » selon la norme SIA 269/8 « Maintenance des structures porteuses – Séismes » [3].

1.4 Objectifs

Le présent guide technique doit permettre un examen détaillé et homogène de la sécurité sismique des murs en maçonnerie sous sollicitation sismique hors-plan, qui corresponde à l'état actuel de la technique. La norme SIA 269/8 en vigueur ne donne pas d'informations sur les méthodes de calculs possibles à cet effet. Ce guide technique complète donc la norme SIA 269/8 en présentant une méthode de

vérification détaillée, choisie par des experts et accompagnée d'exemples d'application dont les résultats font l'objet d'une discussion critique.

2 Phénomène de défaillance hors-plan sous sollicitation sismique

Les constructions en maçonnerie non-armée sont très vulnérables aux sollicitations sismiques (voir aussi [36]). Outre une résistance plus faible dans le plan par rapport aux autres matériaux de construction, leur comportement sous sollicitation perpendiculaire à leur plan est problématique (Figure 1). De plus, la fissuration d'un mur en maçonnerie dans le plan réduit également sa résistance hors-plan.

Les murs en maçonnerie peuvent faire partie du système porteur (« refends en maçonnerie ») ou être négligeables pour le système porteur et être considérés comme « élément non-structuraux en maçonnerie ».

Pour un refend en maçonnerie, la résistance hors-plan est importante à double titre. D'une part, un mur porteur ne peut pas développer sa résistance dans le plan s'il subit une défaillance prématurée hors-plan. D'autre part, dans le cas de planchers flexibles (typiquement des planchers en bois ne portant que dans une direction), la résistance hors-plan de la maçonnerie remplit une fonction porteuse importante, servant en partie au contreventement du bâtiment. La rupture hors-plan de refends en maçonnerie a donc le potentiel de mener à un effondrement partiel ou total d'un bâtiment. **Pour un élément non-structural en maçonnerie**, qui ne fait pas partie de la structure porteuse (d'après la norme SIA 261 [1]), la préoccupation principale concerne le danger pour les personnes au voisinage immédiat du mur qui peut s'écrouler.

Lors de l'étude de refends en maçonnerie sous sollicitation hors-plan, les deux cas suivants doivent être distingués :

- La structure ne dispose pas d'un système de contreventement horizontal digne de ce nom dans la direction hors plan des refends ou les planchers ne permettent pas une liaison effective des refends sollicités hors de leur plan avec des éléments de contreventement dans la direction perpendiculaire (Figure 2a).
- La structure dispose d'un système de contreventement horizontal dans la direction hors plan des refends analysés, p. ex. il existe des murs sollicités dans leur plan dans cette direction et les planchers permettent une liaison effective entre les refends sollicités hors de leur plan et les éléments de contreventement dans la direction perpendiculaire (Figure 2b).

Le comportement hors-plan des refends en maçonnerie est toujours plus défavorable dans le premier cas. Lors d'une rupture locale hors-plan des refends en maçonnerie, la stabilité de tout le système porteur est compromise, car la structure ne dispose pas d'un système de contreventement horizontal dans l'autre direction. Dans le second cas, les refends disposent d'une résistance hors-plan beaucoup plus grande car ces murs sont stabilisés à travers l'effort normal provenant des planchers et les efforts horizontaux dans les planchers sont repris par le contreventement horizontal travaillant dans son plan.

La défaillance des éléments non-structuraux en maçonnerie pour une sollicitation hors-plan est toujours critique et doit donc être toujours vérifiée.

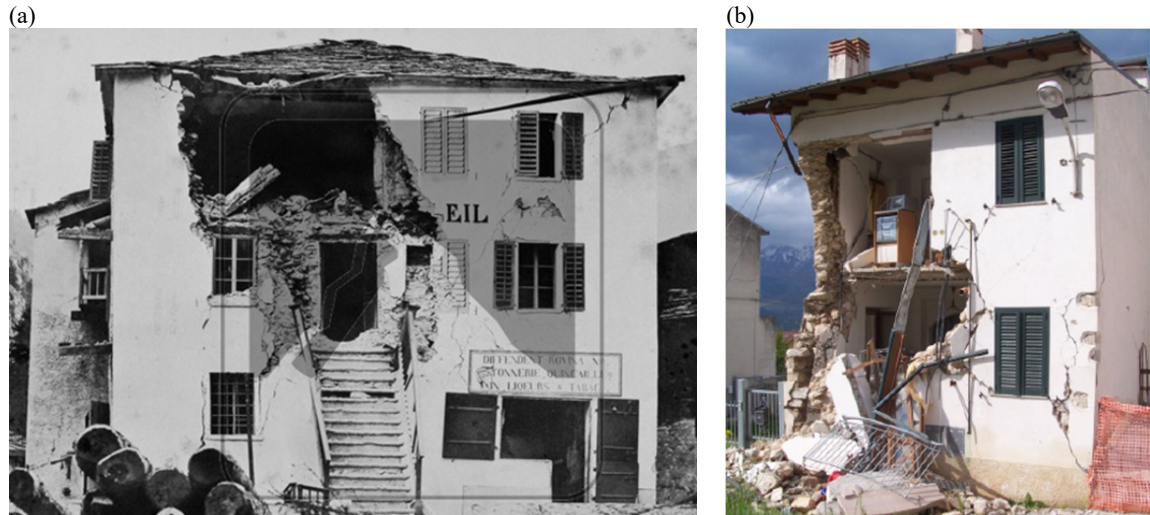


Figure 1: Illustration de dégâts à (a) Viège en 1855 (© crealp.ch) et (b) L'Aquila en 2009 [19].

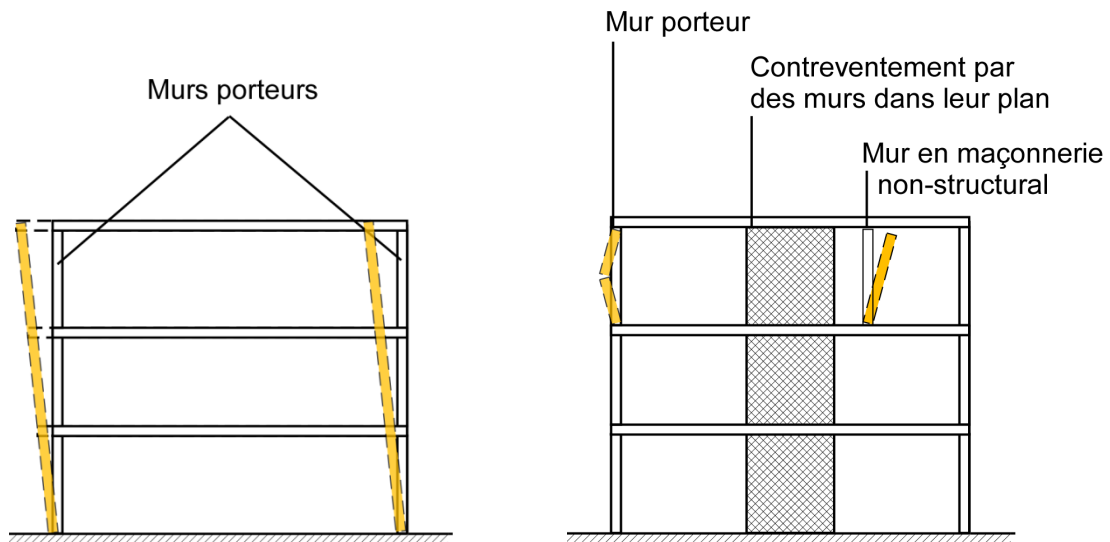


Figure 2: Représentation schématique de la distinction entre le cas (a) : structure sans système de contreventement horizontal digne de ce nom dans une des deux directions ou liaisons par planchers ineffectives entre les deux directions de contreventement et le cas (b) : structure avec un système de contreventement horizontal dans les deux directions et liaison effective par les planchers entre les deux directions de contreventement.

3 Méthodes de vérification

3.1 Vérification selon la norme SIA 266

Pour les refends en maçonnerie de **nouveaux bâtiments**, la résistance aux sollicitations hors-plan est suffisante si les épaisseurs de murs minimales obligatoires et les règles de construction selon la norme SIA 266 [6] sont respectées. Pour les éléments non-structuraux en maçonnerie de nouveaux bâtiments, la norme SIA 261 donne au chiffre 16.7 la force horizontale de remplacement à appliquer à la fois à l'élément de construction lui-même ainsi qu'à ses liaisons, fixations ou ancrages.

Selon le chiffre 4.7.1.2 de la norme SIA 266 [6], les murs en maçonnerie de nouveaux bâtiments doivent être vérifiés pour des sollicitations dans leur plan et hors de leur plan. Les murs qui ne sont pas pris en considération pour la vérification de la situation de projet Séisme doivent être vérifiés dans leur plan et hors de leur plan pour l'effort normal à l'inclinaison d'étage maximale.

Pour les murs porteurs en maçonnerie de nouveaux bâtiments, il faut, selon le chiffre 4.3.4.2, mener une vérification selon la méthode des forces en supposant un état de contrainte similaire à celui d'une voûte comprimée, sans que la sollicitation à utiliser ne soit précisée.

Selon le chiffre 4.7.1.6, une méthode basée sur les déformations peut être utilisée. Des informations plus détaillées sur l'analyse structurale en déformations se trouvent en annexe B de la norme. Les méthodes de vérification ne sont cependant pas abordées.

Selon le chiffre 5.1.3.1, l'épaisseur des murs porteurs doit valoir au moins $1/28^e$ de la hauteur d'étage et au moins 115 mm. Pour les murs soumis au cisaillement, l'épaisseur minimale vaut 150 mm. Selon le chiffre 5.1.3.5, la sécurité structurale des refends en maçonnerie libres en tête doit être assurée le cas échéant à l'aide d'armatures ou de dispositifs techniques appropriés.

Le chiffre 6.5.2 de la SIA 269/8 [3] se réfère à la SIA 266 pour la vérification de la sécurité structurale selon la méthode des forces des murs en maçonnerie sous sollicitation sismique hors-plan.

La documentation SIA D0257 ('Construction en maçonnerie - Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 266') [14] indique aussi la possibilité d'utiliser une méthode de vérification basée sur les déformations d'après Paulay et Priestley [17] (voir chap. 3.3) en plus de la méthode de vérification basée sur les forces selon SIA 266 et présente son application.

3.2 Vérification selon la norme SIA 269/8 pour les bâtiments existants

Les critères applicables aux nouveaux bâtiments mentionnés ci-dessus ne sont, dans de nombreux cas, pas remplis pour la maçonnerie de **bâtiments existants**, que ce soit pour les refends ou pour les éléments non-structuraux. Des considérations adéquates pour la vérification de la sécurité structurale de tels éléments existants pour les sollicitations hors-plan ne sont pas disponibles dans les normes de construction suisses et les Eurocodes.

Selon le chiffre 6.1.2 de la norme SIA 269/8 [3], les refends en maçonnerie et les éléments non-structuraux en maçonnerie dans le bâti existant doivent être vérifiés pour des sollicitations dans leur plan et hors de leur plan. La sécurité structurale sous sollicitation sismique hors-plan peut être vérifiée avec une méthode basée sur les forces ou basée sur les déplacements.

Dans la norme SIA 269/8 [3], des limites empiriques pour l'élançement des murs h_w/t_w sont données. Si les deux conditions suivantes sont respectées, on peut supposer que le facteur de conformité est supérieur au facteur de conformité minimal $\alpha_{eff} \geq \alpha_{min}$.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k g}{\alpha_{min} \gamma_f a_{gd} S}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \sqrt{\frac{70 g}{\gamma_f a_{gd} S}}$$

Le coefficient k dépend des conditions d'appui au niveau des planchers :

- Mur libre en tête : $k = 0,4$
- Mur appuyé latéralement en haut et en bas : $k = 0,8$
- Mur encasté en bas et articulé en haut : $k = 1,3$
- Mur encasté en haut et en bas avec effort normal dû à des planchers en béton : $k = 2,0$

h_w est la hauteur libre du mur, t_w l'épaisseur du mur, α_{min} le seuil minimum du facteur de conformité, γ_f le facteur d'importance, a_{gd} la valeur de calcul de l'accélération du sol¹ et S le paramètre de la détermination du spectre de réponse élastique. La formule ne peut pas être utilisée lorsque le bâtiment ne dispose pas d'un système de contreventement digne de ce nom et que les refends en maçonnerie sont sollicités uniquement hors-plan (voir Figure 2a).

Si un facteur de conformité plus grand que le seuil minimum doit être démontré ou si une détermination plus précise du facteur de conformité est exigée, une vérification détaillée de la sécurité structurale hors-plan doit être effectuée.

Selon le chiffre 6.5.2, la sollicitation sismique hors-plan pour les éléments non-structuraux en maçonnerie selon la méthode des forces, est la force de remplacement déterminée selon SIA 261 appliquée à l'élément de construction. La résistance hors-plan est à déterminer selon la norme SIA 266.

3.3 Vérification selon la méthode de Paulay/Priestley

Le cahier technique SIA 2018 « Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants » [2], paru en 2004, conseillait une vérification selon la méthode publiée par Paulay/Priestley [17] pour le cas où un facteur de conformité supérieur au seuil minimum devait être démontré ou pour le cas où une détermination plus précise du facteur de conformité devait être réalisée.

L'expérience de l'utilisation de la méthode de Paulay/Priestley dans la pratique a montré que les résultats obtenus avec cette méthode étaient associés à des incertitudes importantes. Par exemple, le choix du module d'élasticité non-fissuré de la maçonnerie a une grande influence sur le résultat final. Dans la pratique, la rigidité de la maçonnerie n'est toutefois ni connue et ni mesurable avec un effort raisonnable, de telle façon que la rigidité ne peut être déterminée que de manière grossière.

3.4 Vérification selon la méthode de Griffith

La méthode de Griffith [23] et [24] a été développée dans les années 1990 en Australie et trouve une application dans la norme italienne sur les structures porteuses NTC 18 [11].

La méthode de Griffith se fonde sur un déplacement en corps rigide (solide indéformable) des éléments de structure impliqués dans un mécanisme de rupture. On suppose que les éléments de structure

¹ a_{gd} , la valeur de dimensionnement de l'accélération du sol n'est que valable dans le cas d'un refend en maçonnerie placé sur le sol. En considérant un refend en maçonnerie ayant un point de rotation au-dessus du niveau d'encastrement du bâtiment, la valeur selon la norme SIA 261 [1] (en supposant $T_s/T_1 = 0$) doit être augmentée.

impliqués dans un mécanisme de rupture conservent leur géométrie et ne peuvent se déplacer qu'en translation ou en rotation l'un par rapport à l'autre. Cette hypothèse n'est plus vérifiée pour les murs en maçonnerie avec un effort normal important et cette méthode ne peut ainsi être appliquée que partiellement.

Une vérification détaillée par le calcul d'après la méthode de Griffith peut être menée sur la base des forces ou des déformations. La méthode basée sur les forces se fonde sur une formulation de l'équilibre statique du système non déformé. La méthode basée sur les déformations se base sur une relation trilineaire force-déplacement idéalisée et une comparaison de la demande en déplacement et de la capacité de déplacement.

3.5 Analyses dynamiques

Les analyses dynamiques transitoires considérant le comportement non-linéaire des éléments structuraux constituent une autre possibilité pour une vérification détaillée la sécurité structurale vis-à-vis d'une sollicitation hors-plan. Il existe différentes approches plus ou moins bien adaptées aux différents modes de rupture. Ces méthodes² sont d'une grande variété et vont de l'analyse très simplifiée avec un système à un degré de liberté (1 ddl) au calcul 3D d'éléments en « rocking », c'est-à-dire des éléments en balancement et susceptibles au basculement. Alors que certaines méthodes sont simples à implémenter, d'autres requièrent des compétences techniques plus approfondies. Comme ces méthodes donnent des résultats parfois très différents, les ingénieurs civils sont confrontés à une gamme de résultats très étendue. C'est pourquoi l'utilisation de ces méthodes exige des connaissances approfondies en dynamique des structures et une expérience particulière en modélisation numérique.

Dans le présent document, ces méthodes d'analyse ne seront pas discutées plus en avant.

3.6 Méthode de vérification conseillée

Pour une utilisation pratique, le comité d'experts préconise l'utilisation de la méthode de Griffith pour la vérification de la sécurité structurale d'un mur en maçonnerie sous sollicitation sismique hors-plan. Différentes études avec des essais sur table vibrante ont récemment confirmé que cette méthode est proche de la réalité. La théorie et la mise en pratique de cette méthode est présentées dans les deux prochains chapitres, et ceci pour l'approche basées sur les forces ainsi que l'approche basée sur les déformations.

² Quel que soit le degré de simplicité de la méthode, il faut accorder une attention particulière aux modèles d'amortissement. A titre d'exemple, les modèles classiques "initial-stiffness" ou "mass-proportional" de Rayleigh, mènent en général à une sous-estimation des demandes en déformation dans les cas des corps susceptibles au basculement.

4 Étude numérique avec mise en œuvre de la méthode de Griffith

4.1 Généralités

Le comportement non-linéaire d'un mur en maçonnerie sous sollicitation hors-plan est représenté à l'aide d'un modèle bilinéaire simplifié (Figure 3) [23].

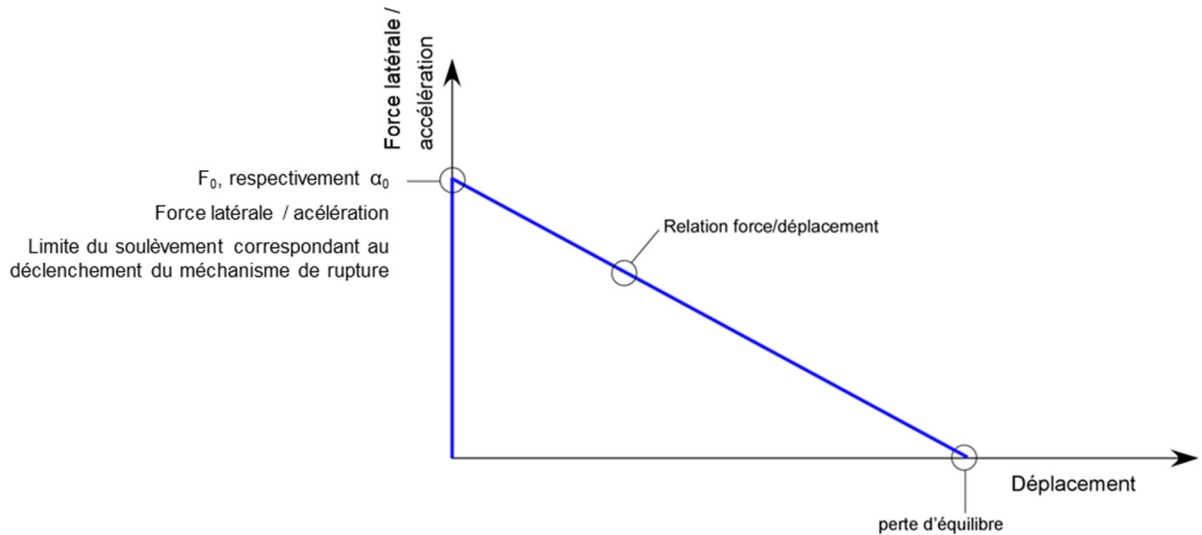


Figure 3: Relation bilinéaire force/déplacement [23].

La limite du soulèvement correspondant au déclenchement du mécanisme de rupture peut être calculée à l'aide du principe des travaux virtuels :

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n G_{v,i} d_{x,i} + \sum_{j=n}^{n+m} G_{h,j} d_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n G_{v,i} d_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h d_h = L_{fi} \quad (1)$$

où :

- α_0 limite du soulèvement correspondant au déclenchement du mécanisme de rupture [-],
- $G_{v,i}$ forces verticales (tout ce qui participe à l'effort normal dans le mur, y compris le poids propre du mur (G_w), action stabilisatrice) [N],
- $d_{x,i}$ déplacement horizontal au point d'application de la force $G_{v,i}$, dû au mécanisme considéré hors-plan [m],
- $G_{h,j}$ force horizontale due à la masse des planchers accélérée horizontalement (action déstabilisatrice) [N],
- $d_{x,j}$ déplacement horizontal au point d'application de la force déstabilisatrice $G_{h,j}$ [m],
- $d_{y,i}$ déplacement vertical au point d'application de la force $G_{v,i}$ [m],
- F_h force externe (si existante, p. ex. ancrage de l'élément de structure) [N],
- $d_{x,h}$ déplacement horizontal au point d'application de la force F_h [m]
- L_{fi} travail des forces internes (si existantes, p. ex. frottement entre les éléments de construction)

La méthode peut aussi bien être utilisée pour des refends que pour des éléments non-structuraux en maçonnerie. Pour les refends en maçonnerie, le comité d'experts recommande de limiter l'utilisation de la méthode aux murs en maçonnerie avec un effort normal d'au plus 30% de l'effort normal de rupture. Pour des efforts normaux trop importants, l'hypothèse de base pour l'application de la méthode, c'est-à-dire un mouvement en corps rigide des éléments de construction impliqués dans le mécanisme de rupture, n'est plus garantie, car les éléments de construction se déforment sous l'effort normal en présence.

La méthode prend en compte les mécanismes de rupture simples suivants:

- Exemple 1 : Refend en maçonnerie libre en tête
- Exemple 2 : Refend en maçonnerie tenu en haut et en bas
- Exemple 3 : Élément non-structural en maçonnerie

Le mécanisme de rupture avec le plus petit facteur α_0 se déclenche en premier.

Hormis les mécanismes (idéalisés) pour une sollicitation hors-plan « poutre console verticale » (cas A, E1 et L dans la Figure 4) et « tenu en haut et en bas » (cas F dans la Figure 4) décrits ci-après, il faut prendre en compte d'autres mécanismes de rupture lors de l'évaluation, comme la participation des murs transversaux (cas B1 et B2), la rupture des murs en angle (cas D), les mécanisme d'angle (cas C) et les mécanismes combinés (par exemple cas G).

On ne sait pas *a priori* quel mécanisme est déterminant, c'est-à-dire à quelle endroit la rotule respectivement les rotules se forment et quels éléments de construction sont impliqués. Pour la détermination du facteur de conformité, tous les mécanismes de rupture probables doivent donc être examinés pour trouver ceux qui sont pertinents, respectivement déterminants. Pour la vérification, les conditions aux limites, comme par exemple les conditions d'appui, les forces déstabilisantes et stabilisantes ainsi que la détermination réaliste de la géométrie et de la masse des éléments de structure sont particulièrement importantes. La méthode de Griffith est applicable par analogie pour un mécanisme arbitraire (pour plus des détails voir [26] et [27]).

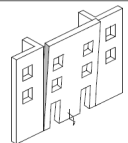
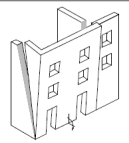
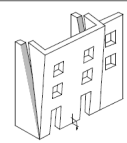
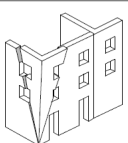
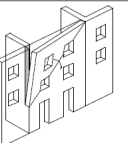
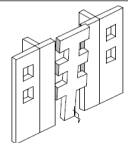
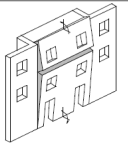
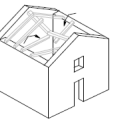
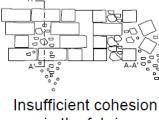

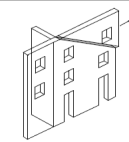
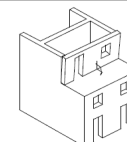
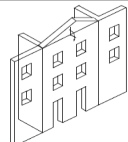
A	B1	B2	C	D	E	F
VERTICAL OVERTURNING	OVERTURNING WITH 1 SIDE WING	OVERTURNING WITH 2 SIDE WINGS	CORNER FAILURE	PARTIAL OVERTURNING	VERTICAL STRIP OVERTURNING	VERTICAL ARCH
						
		FURTHER PARTIAL FAILURES		ASSOCIATED FAILURES		
G	H	I	L	ROOF/FLOORS COLLAPSE	MASONRY FAILURE	
HORIZONTAL ARCH	IN PLANE FAILURE	VERTICAL ADDITION	GABLE OVERTURNING		 Insufficient cohesion in the fabric	
						

Figure 4: Mécanismes de rupture courants de la maçonnerie [18] : le mode de défaillance H et 'Associated Failures' ne sont pas considérés dans ce document.

Les mécanismes de rupture examinés dans ce document sont des cas particuliers qui sont appropriés à la démonstration de la méthode à cause de leur simplicité et compréhensibilité. En fonction des caractéristiques d'un cas concret, par exemple des dimensions et de la construction des refends en maçonnerie ou des conditions d'appui, d'autres mécanismes peuvent être déterminants.

4.2 Démarche

La démarche pour la détermination du facteur de conformité avec l'approche basée sur les forces est la suivante :

- Choix d'un mécanisme de rupture
- Détermination de la limite de soulèvement correspondant au déclenchement du mécanisme (α_0)
- Détermination du système à un degré de liberté (ddl) équivalent
- Détermination de la sollicitation
- Calcul du facteur de conformité

La démarche pour la détermination du facteur de conformité avec l'approche basée sur les déformations :

- Choix du mécanisme de rupture
- Détermination de la relation force/déplacement (courbe de capacité)
- Détermination du déplacement cible
- Calcul du facteur de conformité

Des recommandations pour le choix de la méthode de vérification (basée sur les forces ou sur les déformations) en fonction du cas en présence sont données dans le Tableau 1 pour les refends en maçonnerie et dans le Tableau 2 pour les éléments non-structuraux en maçonnerie.

Tableau 1: Recommandation pour le choix de la méthode de vérification pour les *refends* en maçonnerie

type d'exécution	Hauteur du point de rotation du pied du mur ¹⁾	
	au niveau d'encastrement	au-dessus du niveau d'encastrement
C,D,E (selon SIA 266/2 ²⁾)	basée sur les déformations	basée sur les forces (basée sur les déformations) ²⁾
A,B (selon SIA 266/2 ²⁾)	basée sur les forces	basée sur les forces

¹⁾ L'assignation à un genre d'exécution A à E est tirée de la norme SIA 266/2 (pierres naturelles) [7]. Pour les briques et les parpaings, le genre d'exécution D ou E est employé en général. Inclus ici par analogie.

²⁾ Basée sur les déplacements uniquement si les demandes en déplacements du refend sont connues par des analyse dynamiques.

Tableau 2: Recommandation pour le choix de la méthode de vérification pour les *éléments non-structuraux* en maçonnerie

type d'exécution	connu	connaissance de T_1	
		pas connu	
		Hauteur du point de rotation du pied du mur au niveau d'encastrement	au-dessus du niveau d'encastrement
C,D,E (selon SIA 266/2 ²⁾)	basée sur les déformations	basée sur les déformations	basée sur les forces
A,B (selon SIA 266/2 ²⁾)	basée sur les forces	basée sur les forces	basée sur les forces

La décision sur la méthode de vérification à utiliser selon les tableaux 1 et 2 se base sur trois critères au maximum:

1. Le ~~type d'appareil~~~~genre d'exécution~~ selon SIA 266/2 [7],
2. La hauteur du point de rotation du mécanisme de rupture considéré au-dessus du niveau d'encastrement de la structure porteuse et
3. La connaissance de la période de vibration fondamentale de la structure porteuse T_1 .

La formation possible d'un mécanisme en corps rigide hors-plan stable, comme cela est présupposé pour la vérification basée sur les déformations, dépend entre autres du genre d'exécution. Tandis que la formation d'un tel mécanisme de rupture sans une perte de stabilité immédiate n'est pas probable pour les genres d'exécution irréguliers A et B, les genres d'exécution réguliers C, D et E devraient le permettre.

En appliquant l'approche basée sur les déformations pour des refends en maçonnerie avec une hauteur du point de rotation au-dessus du niveau d'encastrement de la structure porteuse, un facteur d'amplification doit être déterminé pour adapter la demande en déplacement. Ce facteur d'amplification est dépendant entre autres du rapport de la période propre du refend (T_s) et de la structure porteuse (T_1). Pour les refends en maçonnerie ce rapport est difficilement déterminable et l'approche basée sur les forces est recommandée. Pour les éléments non-structuraux en maçonnerie, le rapport des périodes (T_s/T_1) est bien déterminable si T_1 est connu de manière fiable. Dans le cas où T_1 est inconnu, l'approche basée sur les forces est recommandée. Pour la détermination de la demande en accélération pour l'approche basée sur les forces, le rapport des périodes (T_s/T_1) peut être considéré généralement très proche de 0, aussi bien pour les refends que pour les éléments non-structuraux en maçonnerie, car le mur non-déformé peut être en principe approximé comme un corps rigide.

4.3 Facteurs partiels pour la vérification hors-plan

Les plus grandes sources d'incertitude concernant la résistance hors-plan des refends en maçonnerie et les approches afin de gérer ces incertitudes sont énumérées ci-après :

- Incertitude concernant la géométrie du mécanisme de rupture et les conditions aux limites, par exemple la connexion aux murs transversaux et l'appui des poutres en bois. Ceci peut être considéré par des analyses de valeurs limites de différents mécanismes possibles.
- Incertitude concernant la construction du refend en maçonnerie (~~liaison transversale~~~~chevauchement~~/nombre de parements). Cette incertitude peut être prise en compte approximativement par des facteurs partiels (voir Tableau 3). Ce faisant, le calcul peut être effectué avec l'épaisseur du mur effectivement présente.
- Incertitude concernant les propriétés des matériaux, par exemple la résistance à la compression de la maçonnerie pour la détermination de la zone comprimée. Dans ce cas la détermination de la zone comprimée s'effectue avec la valeur de dimensionnement de la résistance à la compression f_{xd} (selon SIA 266 [6] et SIA 266/2 [7]).

Des incertitudes sont également présentes du côté des sollicitations:

- La détermination du facteur d'amplification dû à l'interaction entre la structure porteuse et les éléments de constructions impliqués dans le mécanisme de rupture est fortement dépendant du rapport des périodes propres du refend en maçonnerie et de la structure porteuse. Ce rapport ne peut souvent pas être déterminé de manière fiable. Cette source d'incertitude est prise en compte dans les recommandations concernant la méthode de vérification (basée sur les forces ou sur les déformations) à appliquer selon le chapitre 4.2.

- Des aspects non considérés explicitement dans la vérification, comme par exemple la durée du séisme, respectivement le nombre des cycles de charge.

Dans le Tableau 3, les facteurs partiels applicable au facteur de conformité sont résumés. Comme la plupart des source d'incertitude peuvent être considérées lors de la vérification, les facteurs ci-dessous ne sont nécessaires que pour la prise en compte de la construction à parements multiples de la maçonnerie.

Tableau 3: Recommandation concernant le facteur partiel pour la réduction du facteur de conformité α_{eff} lors de la vérification hors-plan.

	basée sur les forces	basée sur les déformations
maçonnerie à parement unique	1,0	1,0
maçonnerie à parements multiples	1,5	1,5

Les terminologies maçonnerie à *parement unique* et à *parements multiples* se réfère à l'effet de la liaison transversale chevauchement entre les parements. La maçonnerie à parements multiples avec une liaison transversale suffisante un bon effet de chevauchement – par exemple par un nombre suffisant des briques/pierres de connexion entre les parements produit un comportement de parement unique – et peut donc être traitée comme de la maçonnerie à parement unique dans le cadre de la vérification. En cas de doute, l'effet de la liaison transversale chevauchement doit être examiné par sondages (voir aussi chapitre 6.1.2). Des informations complémentaires concernant la maçonnerie à parements multiples et l'effet de la liaison transversale chevauchement se trouvent dans De Felice [28].

4.4 Coefficient de comportement

Des études récentes, entre autres Godio et al. 2018 [29], ont démontré que l'hypothèse d'une valeur de $q = 2,0$ pour le mécanisme de rupture hors-plan dans l'approche basée sur les forces amène souvent à des résultats trop optimistes. Pour cette raison, il est recommandé d'utiliser $q = 1,5$ pour la vérification.

Exceptionnellement, par exemple dans le cas d'un rapport $O/W > 1$ ($O = \text{«overburden»}$: force normale exercée par le plancher sur le mur, $W = \text{«weight»}$: force normale due au poids propre du mur), la vérification du mécanisme de rupture doit être faite en supposant un comportement élastique et donc avec une valeur de $q = 1,0$ [29].

De plus, une valeur de $q = 1,0$ doit être utilisée pour des refends en maçonnerie pour les types d'exécution A et B (maçonnerie de moellons bruts et maçonnerie de boulets), car ces types de maçonnerie ne permettent pas un mécanisme en corps rigide sans une défaillance de stabilité immédiate (voir chapitre 4.3). Les recommandations pour le choix du coefficient de comportement q sont résumées dans le Tableau 4.

Tableau 4: Recommandation pour le choix du coefficient de comportement q dans l'approche basée sur les forces

$O/W^{1)} < 1,0$ ET type d'exécution C, D, E	$O/W^{1)} \geq 1,0$ OU type d'exécution A, B
$q = 1,5$	$q = 1,0$

¹⁾ $O =$ charge sur le mur, $W:$ poids propre du mur, O/W doit être évalué étage par étage.

4.5 Refend en maçonnerie libre en tête

Dans le cas d'un refend en maçonnerie libre en tête, l'application de la méthode de Griffith se fonde sur les hypothèses suivantes :

- Le refend n'est pas tenu par les planchers sur toute sa hauteur.
- L'effort normal dans le refend n'est pas trop important (en lien avec l'hypothèse de solide indéformable), c'est-à-dire que les éléments construction ne se déforment sous cet l'effort normal et restent intacts.
- Seule une rotation (aucun glissement) se produit au niveau de la rotule.
- Les forces provenant des planchers s'appliquent au niveau de l'axe du mur et à la hauteur des planchers (pas d'excentricité).
- L'épaisseur du refend ne varie pas avec la hauteur et le refend est à parement unique (voir aussi [26] et [27]).
- Une force de retient stabilisante s'applique en tête de mur.

Les trois dernières hypothèses ont été faites dans un but de présentation. La méthode de Griffith est applicable par analogie pour d'autres hypothèses faites en fonction des conditions aux limites présentes. Le dernier point concernant la présence d'une force de retient stabilisante en tête de mur a une grande influence sur les résultats.

4.5.1 Méthode basée sur les forces

La vérification sismique du mur en maçonnerie sous sollicitation hors-plan avec la méthode basée sur les forces s'effectue en cinq étapes.

Choix d'un mécanisme de rupture

Pour la présentation, un mur de façade porteur régulier, c.-à-d. avec une épaisseur constante et un chargement des planchers identique à chaque étage, est examiné. Il est supposé que le mécanisme de rupture sur toute la hauteur du refend est déterminant (Figure 9b), c.-à-d. que les fissures et donc la rotule se forment en pied du mur.

Détermination de la limite de soulèvement α_0 correspondant au déclenchement du mécanisme de rupture

Le calcul du facteur α_0 s'effectue selon le principe des travaux virtuels, mais peut aussi être effectué de façon équivalente à l'aide d'un équilibre des moments pour le système non-déformé.

$$\alpha_0 \left(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} \right) = G_w d_y + \sum_{i=1}^n G_{v,i} d_y + \sum_{j=1}^m F_{h,j} d_{x,j} \quad (2)$$

Avec (voir Figure 5) :

$$d_{x,i} = \theta z_i \text{ pour } i = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

$$d_{x,0} = \theta \frac{H_w}{2} \quad (4)$$

$$d_y = \theta \frac{t_w}{2} \quad (5)$$

n est le nombre d'étages et H_w est la hauteur du refend. Les autres variables ont déjà été présentées. On doit différencier le poids des planchers qui est à l'origine de l'effort normal dans le refend ($G_{v,i}$), et la force due à la masse des planchers qui doit être contreventée dans la direction horizontale ($G_{h,i}$).

Il est recommandé de prendre en compte le déplacement du centre de rotation du mur de $a_w/2$ à cause de la zone de compression dans les vérifications présentées ci-après (chapitres 4.5 et 4.6). Pour le cas d'une poutre console verticale, ce déplacement prend en compte la largeur finale de la rotule au pied du mur. Le centre de rotation est déplacé de l'arête du mur au centre de la zone de compression (Figure 5b) :

$$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd} l_w} \quad (6)$$

a_w est la largeur de la zone de compression, $G_{v,tot}$ est l'effort normal total provenant du poids propre du refend et du poids propre des planchers, f_{xd} est la valeur de dimensionnement de la résistance en compression perpendiculaire à l'assise de la maçonnerie et l_w est la longueur du mur au niveau de la rotule. Des équations (2) à (6) est déduit :

$$\alpha_0 = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{H_w}{2} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} z_i} \quad (7)$$

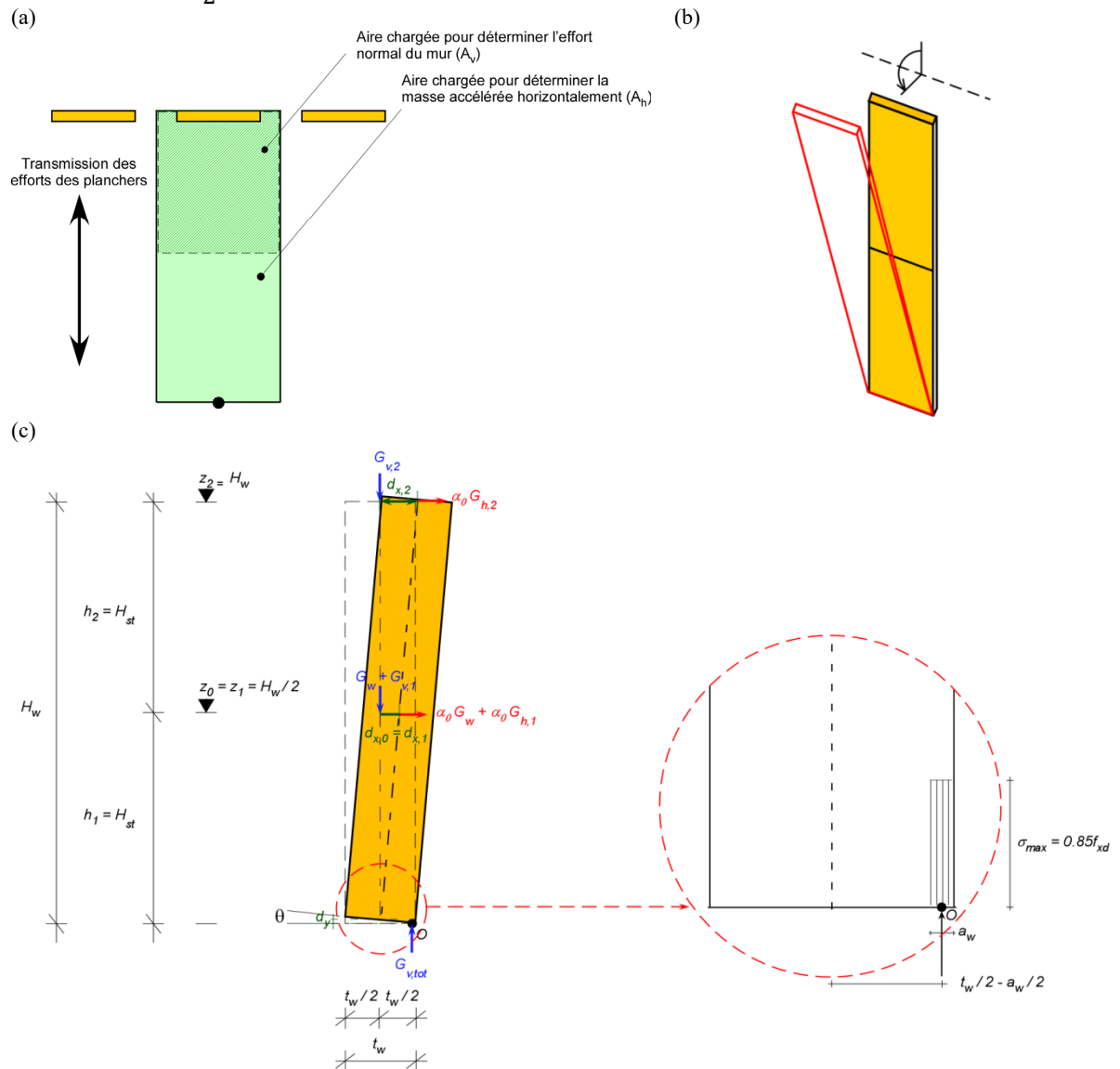


Figure 5: (a) Vue en plan, (b) Vue en coupe et (c) Notations et déformée de la poutre console.

Dans la Figure 5a, il est supposé que les masses de plancher accélérées horizontalement proviennent du double de la surface de plancher considérée pour les charges verticales agissants au mur. Il s'agit d'une limite supérieure qui est en général trop conservative.

Remarque: Les dégâts observés lors de séismes montrent que la défaillance hors plan concerne surtout les refends situés aux étages supérieurs, qui sont parallèles à la direction de la portée des planchers et qui ne sont pas ou mal connectés aux planchers. L'étude numérique doit prendre en compte cette circonstance: Des refends en maçonnerie avec des poutres comparativement bien encastres devraient en conséquence résulter d'une sécurité sismique plus haute (comparé aux refends d'un encastrement mauvais ou absent). Des planchers en bois souples stabilisent aussi les refends à la tête du mur par charge verticale et en général possèdent une certaine rigidité. Par cela la grandeur des masses effectives horizontales qui agissent aux refends reste limitée. En appliquant la méthode de Griffith ce dernier effet peut être pris en compte au moyen des forces agissantes horizontales déstabilisantes (par exemple F_h en Figure 5) ainsi que par une réduction des masses accélérées horizontales par les planchers qui doit être stabilisée (par exemple $G_{h,1}$ et $G_{h,2}$ en Figure 5).

Remarque: Dans les développements et exemples présentés, le poids propre du corps rigide considéré est appliqué au centre de gravité respectif (par exemple Figure 5c ou Figure 7c). Une discrétisation plus fine du refend en maçonnerie en segments et l'application du poids propre de chaque segment en son centre de gravité conduit à des valeurs légèrement différentes de la masse du système à un degré de liberté équivalent avec pour conséquence des facteurs de conformité légèrement supérieurs (que ce soit pour l'approche basée sur les forces ou l'approche basée sur les déformations).

Détermination du système à un degré de liberté équivalent

Le point de contrôle est choisi en tête de mur :

$$z_k = z_2 = H_w \quad (8)$$

Avec l'hypothèse que le déplacement en tête de mur $d_{x,2} = 1$ et d'après la géométrie, on peut calculer la masse modale :

$$M^* = \frac{(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i})^2}{g(G_w d_{x,0}^2 + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2)} \quad (9)$$

et e^* (rapport de la masse modale sur la masse effective) :

$$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} \quad (10)$$

L'accélération maximale de déclenchement du mécanisme de rupture du système à un degré de liberté équivalent en est déduite comme :

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} \quad (11)$$

Détermination de la sollicitation

La sollicitation est déterminée à la hauteur de la rotule du refend z_a :

$$\begin{cases} z_a = 0, & a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q} \\ z_a > 0, & a_d \text{ est déterminé à partir du spectre de plancher} \end{cases} \quad (12)$$

D'après la norme SIA 261, a_{gd} est la valeur de calcul de l'accélération du sol, S le paramètre de détermination du spectre de réponse élastique, γ_f le facteur d'importance et q le coefficient de comportement, voir chapitre 4.4. L'amortissement visqueux vaut 5%. Si un spectre de réponse d'étage n'est pas disponible, l'accélération de sollicitation pour $z_a > 0$ peut être déterminée selon le chiffre 16.7.2 de la SIA 261 [1] avec l'hypothèse de $T_s/T_1 = 0$ et de q selon le chapitre 4.4 (pour plus de détails, voir chapitre 4.7). Ce faisant, le refend en maçonnerie non-fissuré est approximé comme un corps rigide, ce qui est généralement suffisamment précis, voir chapitre 4.2.

Calcul du facteur de conformité

$$\alpha_{eff} = \frac{\alpha_o^*}{\gamma_m \alpha_d} \quad (13)$$

γ_m est le facteur de sécurité partiel, voir chapitre 4.3.

4.5.2 Méthode basée sur les déformations

Choix d'un mécanisme de rupture

Identique à la méthode basée sur les forces.

Détermination de la relation force/déplacement (courbe de capacité)

En supposant que l'effort normal dans le refend n'est pas trop important, la relation force/déplacement du refend peut être décrite avec un modèle bilinéaire. Les droites sont caractérisées par les points suivants (Figure 6) :

- L'origine
- Le point d'accélération maximale (α_0^* accélération limite à l'apparition du mécanisme de basculement du système à un degré de liberté équivalent)
- Le point de déplacement maximal ($d_{k,0}^*$ déplacement maximal au point de contrôle pour le système à un degré de liberté équivalent)

Le déplacement maximal au point de contrôle peut être déterminé avec l'équilibre des moments du système déformé avec $\alpha = 0$:

$$G_{v,1} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} - d_{x,1} \right) + G_{v,2} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} - d_{x,2} \right) + \dots + G_w \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} - d_{x,0} \right) + F_h H_w = 0 \quad (14)$$

$$d_{x,2} = d_{k,0} \quad (15)$$

$$d_{x,i} = d_{k,0} \frac{z_i}{z_2} \quad (16)$$

$$d_{k,0} = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{z_0}{z_2} + \sum_{i=1}^n G_{v,i} \frac{z_i}{z_2}} \quad (17)$$

Le déplacement équivalent pour le système à un degré de liberté peut être calculé avec le facteur de participation modal Γ (hypothèse $d_{x,2} = 1$) :

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} + G_w d_{x,0}}{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2 + G_w d_{x,0}^2} \quad (18)$$

$$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma} \quad (19)$$

Des essais en laboratoire ont montré que la capacité de déplacement du refend correspond à environ 40% du déplacement maximal au point de contrôle :

$$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* \quad (20)$$

Lors de la détermination de la capacité de déplacement, il faut prendre en compte les autres conditions aux limites, entre autres, les longueurs d'appui disponibles.

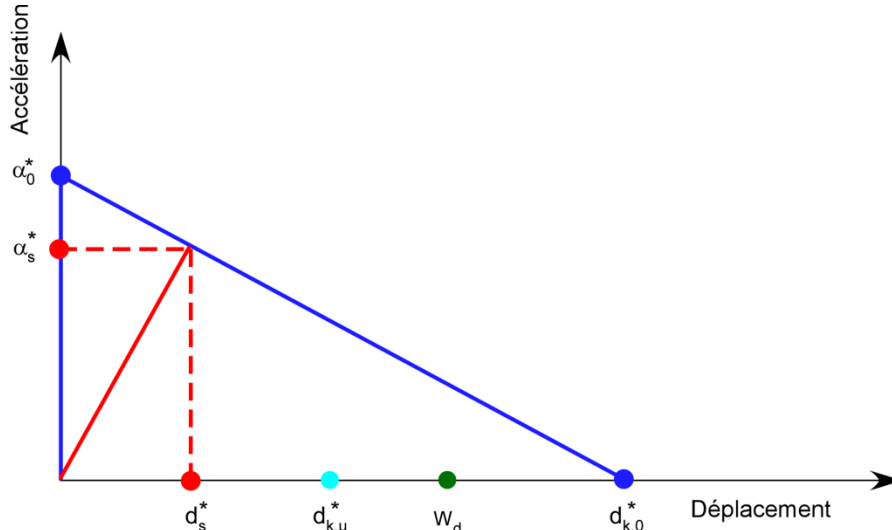


Figure 6: Relation force/déplacement idéalisée (courbe de capacité) d'un mur en maçonnerie sous sollicitation hors-plan (voir chapitre Notations).

Détermination du déplacement cible

La période de vibration du refend est donnée par :

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (21)$$

avec :

$$\alpha_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*}\right) \quad (22)$$

$$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* \quad (23)$$

Le déplacement spectral à la période propre du refend $S_{ud}(T_s)$ devrait être déterminée avec le spectre de réponse élastique en déplacement suivant la norme SIA 269/8. La détermination du facteur d'amplification de l'action basée sur le rapport entre la période propre du refend en maçonnerie (T_s) et celle de la structure porteuse (T_l), ainsi que de la hauteur de la rotule du mur et du nombre d'étages du bâtiment s'effectue selon le chiffre C8.A.4.2.3 de la norme italienne NTC 08 [11]:

$$\begin{cases} z_a = 0 & w_d = S_{ud}(T_s) \\ z_a > 0 & w_d = \max[S_{ud}(T_l) \psi(z_a) \gamma \lambda_{res} ; S_{ud}(T_s)] \end{cases} \text{ ou d'après le spectre de réponse d'étage} \quad (24)$$

$$\psi = \frac{z_a}{H_w} \quad (25)$$

$$\gamma = \frac{3n}{2n+1} \quad (26)$$

$$\lambda_{res} = \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02\left(\frac{T_s}{T_1}\right)}} \quad (27)$$

avec $\psi(z)$ le facteur de hauteur en fonction de la hauteur de la rotule du mur z_a , γ le facteur prenant en compte le nombre d'étage (n), et λ_{res} le facteur de résonance.

Calcul du facteur de conformité

$$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m w_d} \quad (28)$$

γ_m est le facteur de sécurité partiel, voir chapitre 4.3.

4.6 Refend en maçonnerie, tenu en haut et en bas

L'utilisation de la méthode de Griffith se fonde dans le cas présenté sur les hypothèses suivantes :

- Le refend est tenu par la toiture.
- L'effort normal dans le refend n'est pas trop important (en lien avec l'hypothèse de solide indéformable), c'est-à-dire que les éléments construction ne se déforment sous l'effort normal et restent intacts.
- Seule une rotation (aucun glissement) se produit au niveau des rotules.
- La rotule au pied du mur se forme généralement dans la zone de compression au bord extérieur du mur en direction du mécanisme de ruptures (voir Figure 7c).
- Les fissures (la rotule) se forment à mi-hauteur du refend.
- Les forces provenant des planchers s'appliquent au niveau de l'axe du mur et à la hauteur des planchers (pas d'excentricité).
- Les hauteurs d'étage sont identiques et l'épaisseur du refend ne varie pas sur la hauteur
- Une force de retient stabilisante (par exemple un ancrage) est appliquée à mi-hauteur du refend.

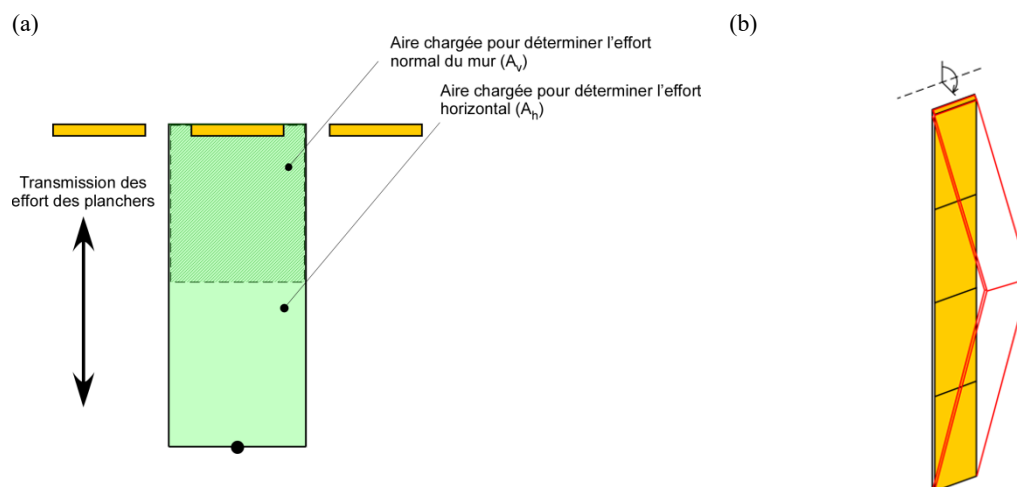
Les cinq dernières hypothèses ont été faites dans un but de présentation. La méthode de Griffith est applicable par analogie pour d'autres hypothèses faites en fonction des conditions aux limites présentes. Le dernier point concernant la présence d'une force de retient stabilisante en tête de mur a une grande influence sur les résultats.

4.6.1 Méthode basée sur les forces

La vérification sismique du mur en maçonnerie sous sollicitation hors-plan avec la méthode basée sur les forces s'effectue en cinq étapes.

Choix du mécanisme de rupture

Pour la présentation, un mur de façade porteur régulier en élévation, c.-à-d. avec une épaisseur de refend constante et un chargement des planchers identique à chaque étage, est examiné. Il est supposé que la rotule se forme à mi-hauteur (Figure 7b).



(c)

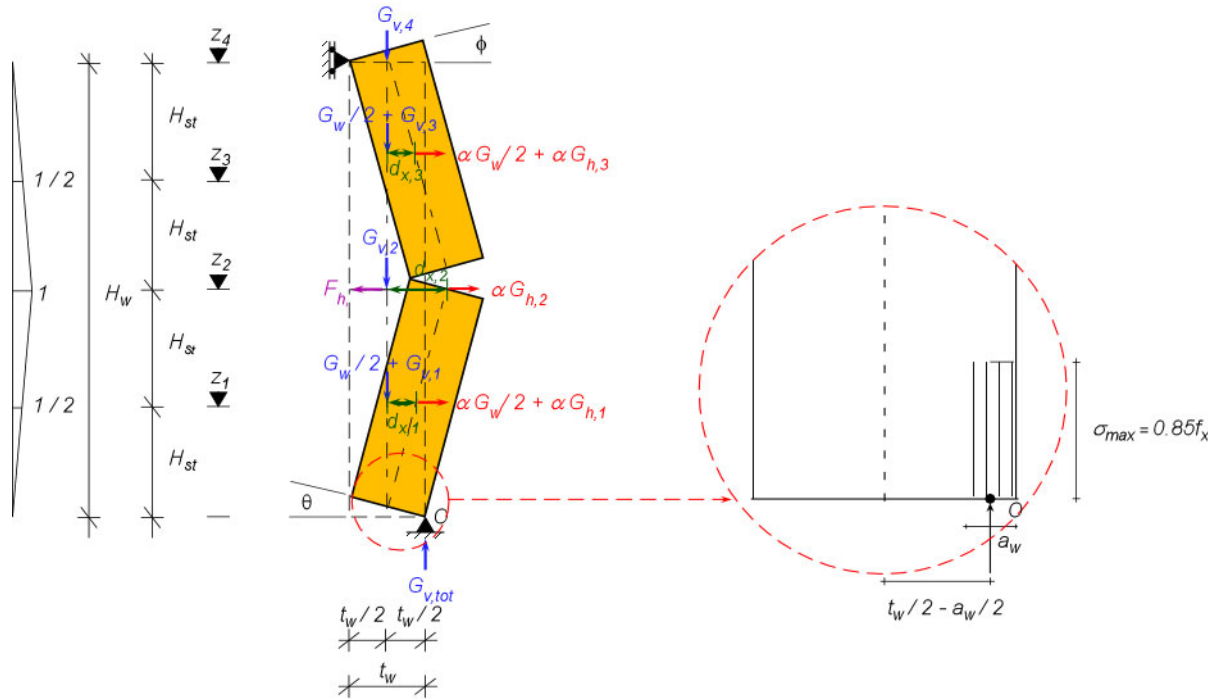


Figure 7: (a) Vue en plan partielle, (b) Vue en élévation (c) Notations et déformée du mur tenu en haut et en bas (poutre simple).

Détermination de la limite de soulèvement correspondant au déclenchement du mécanisme α_0

Dans le cas de la poutre tenue en haut et en bas (poutre simple), il est recommandé de prendre en compte l'influence de la zone de compression pour deux rotules: l'une au point de contrôle (à la hauteur z_2 , voir Figure 7c), l'autre au pied du mur. La longueur de la zone de compression au pied du mur est calculée de façon analogue à celle de la poutre console verticale :

$$a_{w,1} = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd} l_w} \quad (29)$$

celle au point de contrôle est déterminée comme suit:

$$a_{w,2} = \frac{\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4}}{0,85 f_{xd} l_w} \quad (30)$$

Le calcul du facteur α_0 est réalisé suivant le principe des travaux virtuels mais peut aussi être effectué de façon équivalente à l'aide d'un équilibre des moments sur le système non-déformé :

$$\phi = \frac{z_2}{z_4 - z_2} \theta = \theta \quad (31)$$

$$z_4 = 2z_2$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_0 \left(\frac{G_w H_w}{2} \frac{H_w}{4} + G_{h,1} \frac{H_w}{4} + G_{h,2} \frac{H_w}{2} + \frac{G_w H_w}{2} \frac{H_w}{4} + G_{h,3} \frac{H_w}{4} \right) = \\
 \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} \right) \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,1} + G_{v,2} \right) + \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,2}}{2} \right) \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \\
 \left(t_w - \frac{a_{w,1}}{2} - \frac{a_{w,2}}{2} \right) \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \frac{F_h H_w}{2} \\
 \alpha_0 \\
 = \frac{t_w \left(G_w + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2} + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} \right) - \frac{a_{w,1}}{2} (G_w + \sum_{i=1}^4 G_{v,i}) - a_{w,2} \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \frac{F_h H_w}{2}}{\frac{H_w}{4} (G_w + G_{h,1} + 2G_{h,2} + G_{h,3})} \quad (32)
 \end{aligned}$$

Dans la Figure 7a il est supposé que les masses de plancher accélérées horizontalement proviennent du double de la surface de plancher considérée pour les charges verticales agissant sur le mur. Il s'agit d'une limite supérieure qui est en général trop conservatrice, voir aussi remarque au chapitre 4.5.1.

Détermination du système à un degré de liberté équivalent

Le point de contrôle est choisi à la hauteur de la rotule plastique :

$$z_k = H_w/2 \quad (33)$$

En supposant que $d_{x,k} = d_{x,2} = 1$ et, compte tenu de la géométrie, on obtient :

$$M^* = \frac{\left(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} \right)^2}{g \left(G_w d_{x,0}^2 + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2 \right)} = \frac{\left(\frac{G_w}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2} \right)^2}{g \left(\frac{G_w}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4} \right)} \quad (34)$$

et e^* (rapport de la masse modale sur la masse effective) :

$$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} \quad (35)$$

L'accélération limite pour le déclenchement du mécanisme de rupture du système à un degré de liberté équivalent est donné par :

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} \quad (36)$$

Détermination de la sollicitation

La sollicitation est déterminée de la même manière que dans le cas du refend isolé (chapitre 4.5.2).

Calcul du facteur de conformité

Le calcul du facteur de conformité est analogue au cas du refend libre en tête (chapitre 4.5.2).

4.6.2 Méthode basée sur les déplacements

Choix du mécanisme de rupture

Identique à la méthode basée sur les forces.

Détermination de la relation force/déplacement (courbe de capacité)

La relation force/déplacement (courbe de capacité) du refend peut être représentée avec un modèle bi-linéaire idéalisé. La courbe est caractérisée par les points suivants (Figure 6) :

- L'origine
- Le point d'accélération maximale (α_0^* accélération de déclenchement du mécanisme de rupture du système à un degré de liberté équivalent)
- Le point de déplacement maximal ($d_{k,0}^*$ déplacement maximal au point de contrôle pour le système à un degré de liberté équivalent)

Le déplacement maximal au point de contrôle peut être obtenu par l'équilibre des moments du système déformé avec $\alpha = 0$:

$$G_W \left(t_w - \frac{a_{w,1}}{2} - \frac{a_{w,2}}{2} - d_{x,2} \right) + G_{v,1} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - \frac{d_{x,2}}{2} \right) + G_{v,2} \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - d_{x,2} \right) + \quad (37)$$

$$G_{v,3} \left(\frac{3t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - a_{w,2} - \frac{3d_{x,2}}{2} \right) + G_{v,4} \left(\frac{3t_w}{2} - \frac{a_{w,1}}{2} - a_{w,2} - 2d_{x,2} \right) + \frac{F_h H_w}{2} = 0$$

Avec

$$d_{k,0} = d_{x,2} \quad (38)$$

Une expression pour $d_{k,0}$ peut être déterminée. $d_{k,0} =$

$$\frac{t_w \left(G_W + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2} \right) - \frac{a_{w,1}}{2} (G_W + \sum_{i=1}^4 G_{v,i}) - a_{w,2} \left(\frac{G_W}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) + \frac{F_h H_w}{2}}{(G_W + \frac{G_{v,1}}{2} + G_{v,2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + 2G_{v,4})} \quad (39)$$

Le déplacement équivalent pour le système à un degré de liberté équivalent peut être calculé à l'aide du facteur de participation modal Γ (hypothèse : $d_{x,2} = 1$) :

$$\Gamma = \frac{\frac{G_W}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2}}{\frac{G_W}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4}} \quad (40)$$

$$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma} \quad (41)$$

Des essais en laboratoire ont montré que la capacité de déplacement du refend correspond à environ 40% du déplacement maximal au point de contrôle :

$$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* \quad (42)$$

Détermination du déplacement cible

La détermination de du déplacement cible se déroule de manière analogue à celle du cas du refend libre en tête (console) (chapitre 4.5.2).

Calcul du facteur de conformité

Le calcul du facteur de conformité est identique au cas du refend libre en tête (console) (chapitre 4.5.2).

4.7 Éléments non-structuraux en maçonnerie

Si l'élément non-structural en maçonnerie n'est pas fixé en tête du mur (joint entre le mur et le plancher et aucune fixation pour stabiliser la tête du mur dans le sens horizontal), l'analyse se déroule de manière analogue au cas du refend libre en tête, voir chapitre 4.5.

Si l'élément non-structural en maçonnerie est fixé en tête du mur, l'analyse se déroule de manière analogue au cas du refend tenu en haut et en bas, voir chapitre 4.6.

Les relations suivantes selon la SIA 261 [1] sont proposées pour la détermination de la sollicitation pour l'approche basée sur les force (si aucun spectre de réponse d'étage pour des cas avec une hauteur de la rotule $z_a > 0$ n'est disponible):

$$\begin{cases} z_a = 0 & a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q_a} \\ z_a > 0 & a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q_a} \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z_a}{H_w}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q_a} \end{cases} \quad (\text{Chiffre 16.7.2, SIA 261, 2020}) \quad (43)$$

a_{gd} est la valeur de calcul de l'accélération du sol, S le paramètre pour la détermination du spectre de réponse élastique, γ_f le facteur d'importance, q_a le coefficient de comportement pour les éléments non-structuraux (en général 1,5 et non pas 1,0 tel que défini selon la SIA 261 [1], voir à ce sujet le chapitre 4.4), H_w la hauteur du bâtiment, T_s la période de vibration de l'élément non-structural et T_1 la période de vibration fondamentale du bâtiment. En règle générale, il est suffisant d'approximer l'élément non-structural en maçonnerie non-fissuré en tant que corps rigide et donc appliquer $T_s/T_1 = 0$, voir aussi chapitre 4.2.

Le déplacement cible (w_d) dans l'approche basée sur les déformations est déterminé selon NTC 08 [11] comme cela est présenté au chapitre 4.5.2.

5 Exemples d'application

	Structure porteuse / Élément non-structural	Conditions d'appui	Méthode / Approche
Exemple 1	Refend en maçonnerie	Libre en tête (poutre console verticale)	Griffith, méthodes basée sur les forces / déformations
Exemple 2	Refend en maçonnerie	Tenu en haut et en bas (poutre simple)	Griffith, méthodes basée sur les forces / déformations
Exemple 3	Mur non-structural en maçonnerie	Libre en tête (poutre console verticale)	Griffith, méthodes basée sur les forces / déformations

5.1 Exemple 1 : Refend en maçonnerie libre en tête

Il s'agit dans cet exemple d'un bâtiment de deux étages avec des planchers en bois (Figure 9). Les poutres en bois sont orientées dans la direction transversale du bâtiment.

Le faible effet diaphragme procuré par les planchers en bois est pris en compte de manière simplifiée par une force de friction respectivement une force de retient appliquée au point de contrôle. Lors d'une sollicitation dans la direction transversale du bâtiment, les murs longitudinaux en façade sont sollicités perpendiculairement à leur plan. La sécurité de ces refends en maçonnerie par rapport à leur basculement est vérifiée à l'aide de la méthode de Griffith. Les données relatives à la géométrie, aux propriétés des matériaux et aux actions sont synthétisées dans la Tableau 5. Les calculs sont ramenés à une longueur de mur de 1 m.

Tableau 5: Données

Géométrie			
Hauteur du bâtiment	H_w	6,0	[m]
Hauteur d'étage	H_{st}	3,0	[m]
Nombre d'étages	n	2	[-]
Longueur totale du refend	L_w	4,0	[m]
Épaisseur du refend	t_w	0,5	[m]
Largeur de fenêtre	l_f	2,0	[m]
Propriétés des matériaux			
Poids spécifique de la maçonnerie	γ_w	15,0	[kN/m ³]
Coefficient de comportement	q	2,0	[-]
Valeur de dimensionnement de la résistance à la compression perpendiculaire à l'assise de la maçonnerie	$f_{x,d}$	3,5	[N/mm ²]
Coefficient de frottement	μ	0,1	[-]
Charges verticales			
Poids propre des planchers	g_k	2,0	[kN/m ²]
Poids propre des éléments non-porteurs	$g_{a,k}$	1,0	[kN/m ²]
Charge utile réduite	$\psi_2 q_k$	1,0	[kN/m ²]
Charge totale des planchers ¹	g_{Decke}	4,0	[kN/m ²]
Aire chargée pour déterminer l'effort normal dans le refend ^{2,3}	A_v	5,0	[m ² /m]

Aire chargée pour déterminer l'effort horizontal ^{2,3}	A_h	10,0	[m ² /m]
Sollicitation sismique			
Zone sismique	Z2	-	[-]
Classe d'ouvrage	CO I	-	[-]
Classe du terrain de fondation	E	-	[-]
Facteur partiel	γ_m	1,0	[-]

¹ Ceci est valable pour les planchers des étages supérieurs comme pour le toit.

² Voir Figure 10.

³ Les aires chargées pour 1 m de refend sont légèrement arrondies, $A_v = (6 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) / 4 \text{ m} = 5,25 \text{ m}^2$ par mètre de mur.

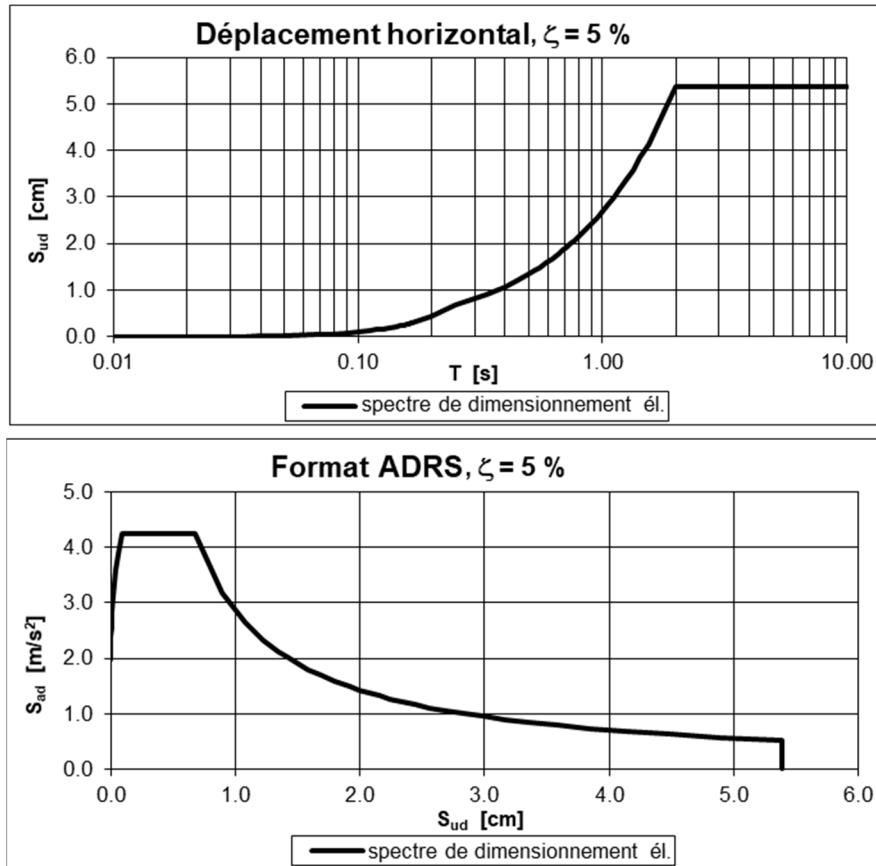


Figure 8: Spectre de réponse.

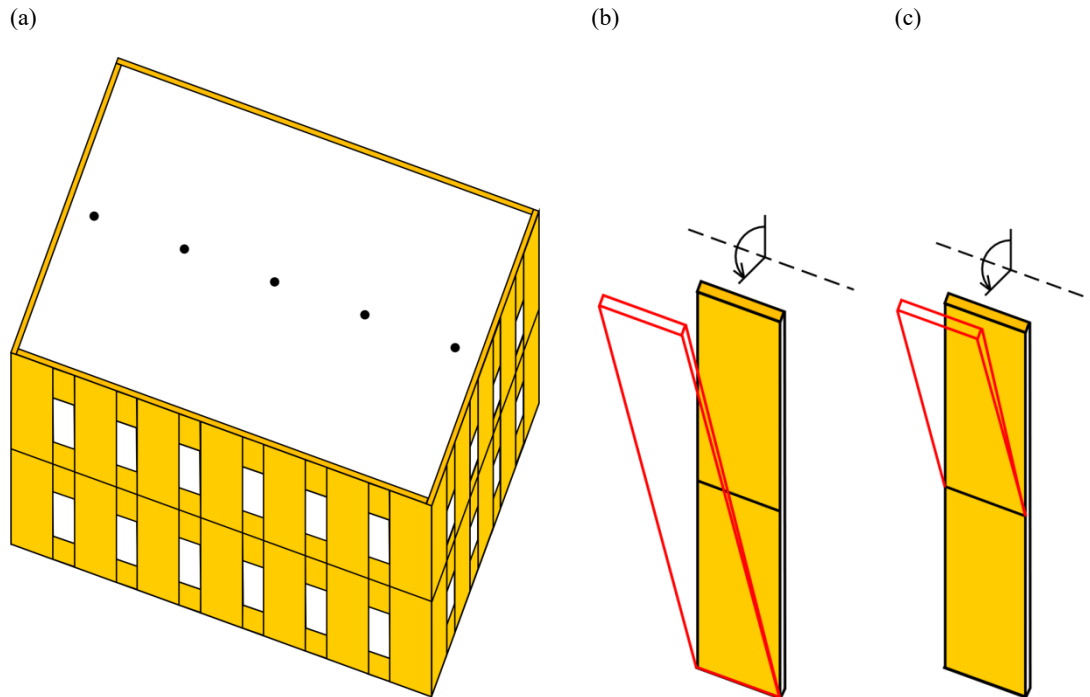


Figure 9: Bâtiment de deux étages avec des planchers en bois : (a) Vue d'ensemble, (b) Mécanisme de rupture sur deux étages, (c) Mécanisme de rupture de la partie supérieure (ce mécanisme n'est pas étudié dans cet exemple).

Tableau 6: Détermination de l'effort normal dans le refend et de l'effort horizontal dû à la charge des planchers

Étage	Z_i [m]	g_{Decke} [kN/m ²]	A_v ¹ [m ²]	A_h ¹ [m ²]	G_v [kN]	G_h [kN]
1 ^{er}	6	4	5	10	20	40
RdC	3	4	5	10	20	40
Somme					40	80

¹ Voir la note ³ de la Tableau 5.

Tableau 7: Récapitulatif des efforts

Efforts horizontaux et verticaux par mètre de refend		
Poids propre du refend	G_w	45 ¹ [kN]
Effort normal maximal du refend	$G_{v,tot}$	85 [kN]
Effort horizontal dû à la masse accélérée par le séisme	$G_{h,tot}$	125 [kN]

¹ Pour simplifier, le poids des linteaux et des allèges est négligé.

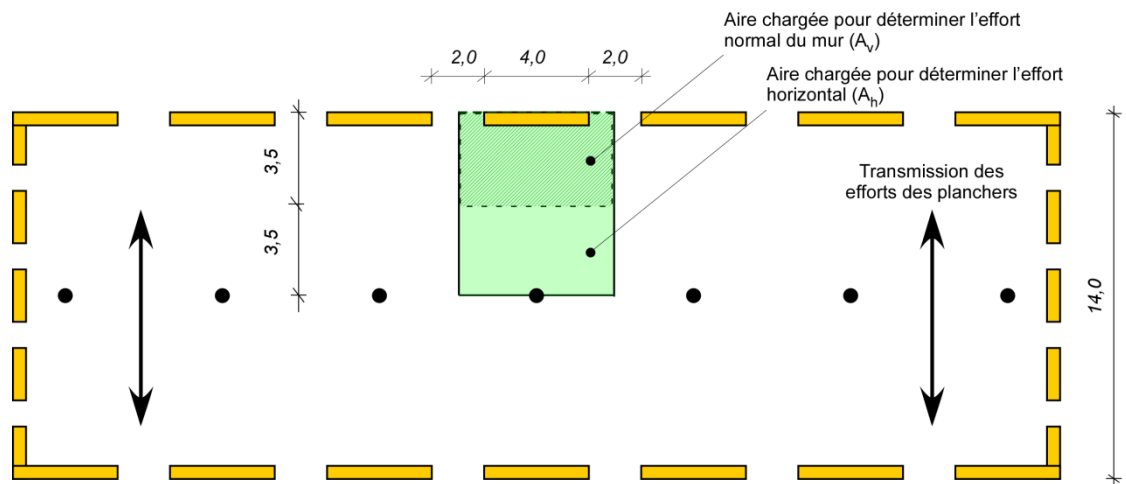


Figure 10: Vue en plan

On suppose que les planchers reposent entièrement sur le refend et que l'effort normal s'applique au centre du refend. La résistance à la traction de la maçonnerie est négligée.

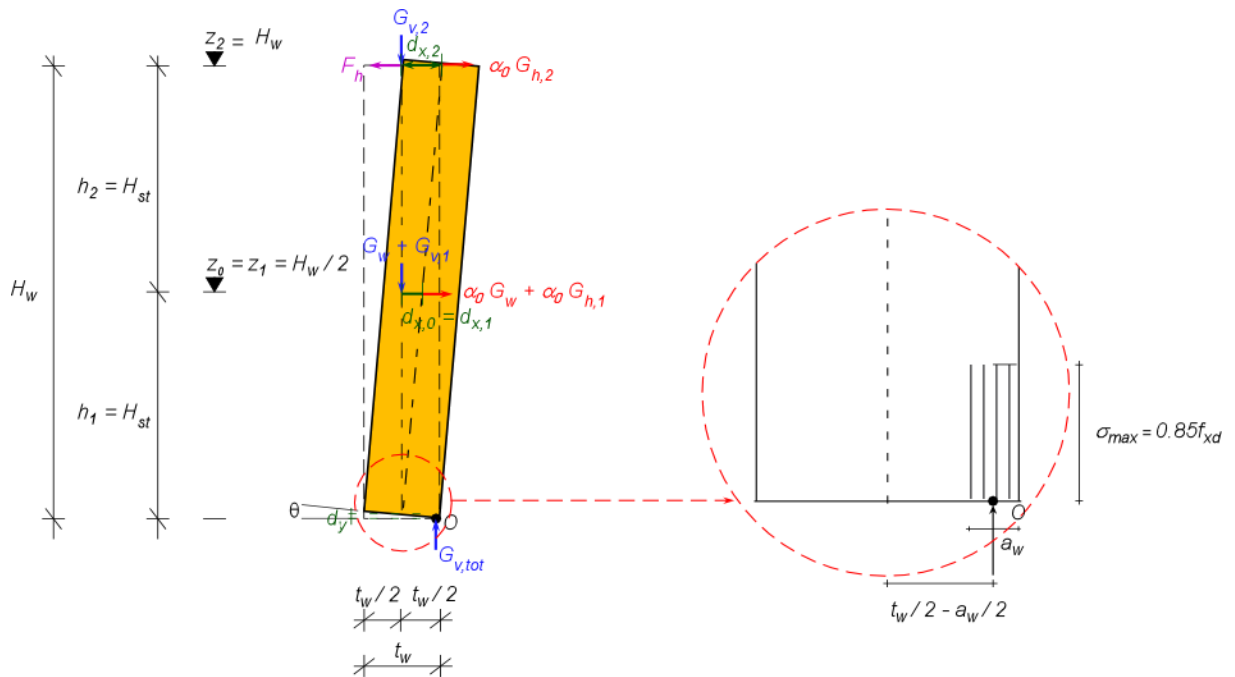


Figure 11: Notations et système statique avec la rotule dans la zone de compression au bord extérieur du pied du mur

La détermination du facteur de conformité selon la méthode de Griffith avec la méthode basée sur les forces (voir paragraphe 4.2) est synthétisée dans le Tableau 8 et celle pour la méthode basée sur les déformations dans le Tableau 9.

Tableau 8: Vérification avec l'approche basée sur les forces

Résistance		
Largeur de la zone de compression ¹	$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd}} =$	0,029 [m]
Force de frottement	$F_h = \mu G_{v,2} =$	2,0 [kN/m]
Limite de soulèvement pour le déclenchement du mécanisme de rupture	$\alpha_0 = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{H_w}{2} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} z_i} =$	0,065 [-]
Masse modale ²	$M^* = \frac{(G_w d_{x,0} + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i})^2}{g(G_w d_{x,0}^2 + \sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2)} =$	11,3 [t]
Rapport de la masse modale sur la masse accélérée horizontalement	$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} =$	0,89 [-]
Accélération de déclenchement du mécanisme du système à 1 ddl équivalent ²	$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} =$	0,71 [m/s ²]
Sollicitations		
Valeur de calcul de l'accélération du sol	$a_{gd} =$	1,0 [m/s ²]
Paramètre de détermination du spectre de réponse élastique	$S =$	1,7 [-]
Facteur d'importance	$\gamma_f =$	1,0 [-]
Accélération cible	$a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q} =$	1,13 [m/s ²]
Résultat		
Facteur de conformité	$\alpha_{eff} = \frac{\alpha_0^*}{\gamma_m a_d} =$	0,63 [-]

¹ La longueur du est ramenée à une longueur de mur de 1 m.

² Le point de contrôle est choisi à la hauteur z_2 (niveau du toit), le déplacement est normalisé à 1.

Tableau 9: Vérification avec l'approche basée sur les déformations

Résistance		
Déplacement max. au point de contrôle ¹	$d_{k,0} = \frac{(G_w + \sum_{i=1}^n G_{v,i}) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right) + F_h H_w}{G_w \frac{z_0}{z_2} + \sum_{i=1}^n G_{v,i} \frac{z_i}{z_2}} =$	0,61 [m]
Facteur de participation	$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i} + G_w d_{x,0}}{\sum_{i=1}^n G_{h,i} d_{x,i}^2 + G_w d_{x,0}^2} =$	1,35 [-]

Déplacement du système à 1 ddl équivalent	$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma} =$	0,45 [m]
Capacité de déplacement	$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* =$	0,18 [m]
Sollicitations		
	$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* =$	0,072 [m]
	$a_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*}\right) =$	0,6 [m/s ²]
Période fondamentale	$T = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} =$	2,18 [s]
Déplacement cible ²	$w_d = S_{ud}(T) =$	0,054 [m]
Résultat		
Facteur de conformité ³	$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m w_d} =$	3,37 [-]

¹ Le point de contrôle est choisi à la hauteur z_2 (niveau du toit), le déplacement y est normalisé à 1.

² Voir spectre de réponse dans la Figure 8.

³ Dans le présent exemple le poids propre du refend est appliqué au centre de gravité du mur entier. Une discrétisation plus fine du mur en segments et la prise en compte du poids propre de chaque segment en leur centre de gravité conduit à des valeurs légèrement différentes de la masse du système (10,7 t) et des facteurs de conformité qui deviennent légèrement supérieurs (basée sur les forces $\alpha_{eff} = 0,67$ et basée sur les déformations $\alpha_{eff} = 3,57$).

5.2 Exemple 2 : Refend en maçonnerie tenu en haut et en bas

Il s'agit dans cet exemple d'un bâtiment de quatre étages avec des planchers en bois. Les poutres en bois sont orientées dans la direction transversale du bâtiment. Les murs de façade sont continus sur tous les étages. Les murs de façade qui constituent l'unique contreventement des planchers sont tenus en tête par un toit rigide qui est suffisamment contreventé par les murs transversaux (Figure 15). Le faible effet diaphragme procuré par les planchers en bois aux étages en-dessous est prise en compte de manière simplifiée par une force de friction appliquée au point de contrôle.

On suppose dans cet exemple que le déplacement relatif de la tête et du pied du mur est faible. Cette hypothèse est correcte s'il s'agit d'un ouvrage rigide qui se déplace en bloc sous sollicitation sismique. En cas des bâtiments souples, la tête de mur ne peut plus être considérée comme un point fixe sur l'horizontale. Dans ce cas, il faut chercher d'autres mécanismes de rupture, par exemple celui de la poutre console, qui est en comparaison nettement moins favorable.

Les données relatives à la géométrie, les propriétés des matériaux et les sollicitations sont synthétisées dans le Tableau 10. Les calculs sont ramenés à une longueur de mur de 1 m.

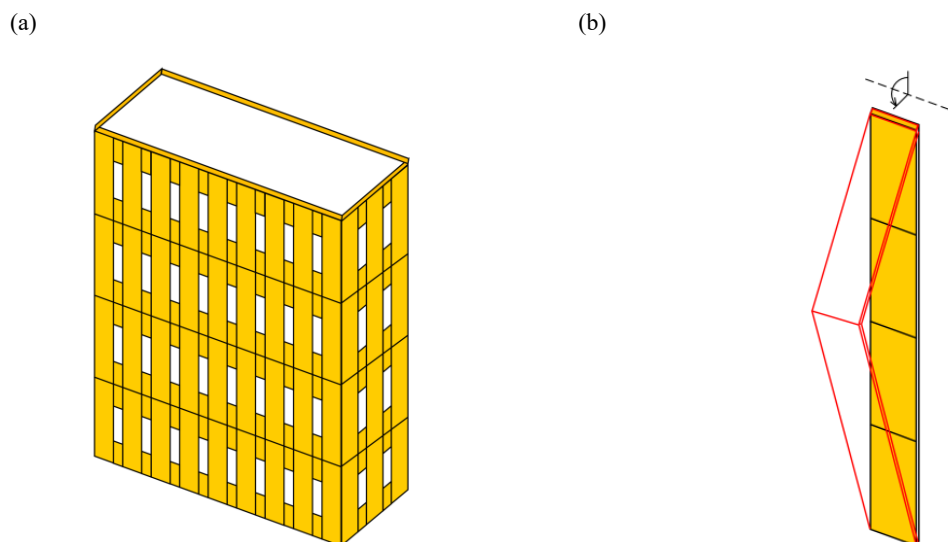


Figure 12: Bâtiment de quatre étages avec des planchers en bois : (a) Vue d'ensemble, (b) Mécanisme de rupture étudié.

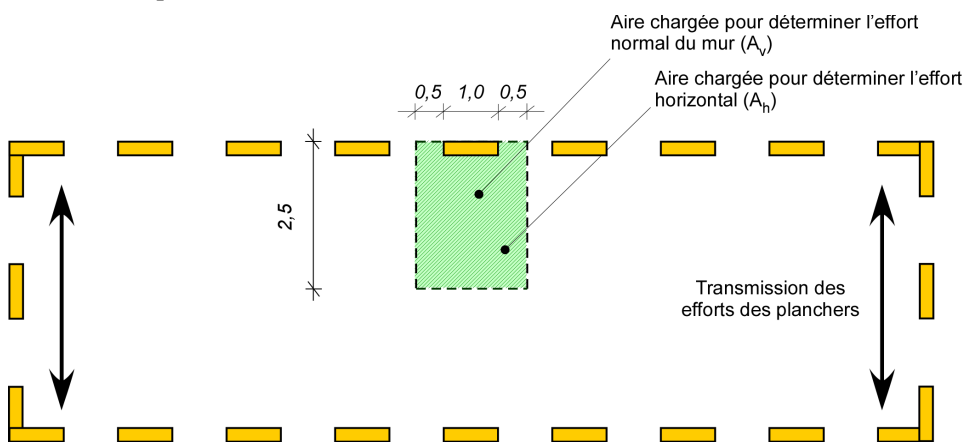


Figure 13: Vue en plan.

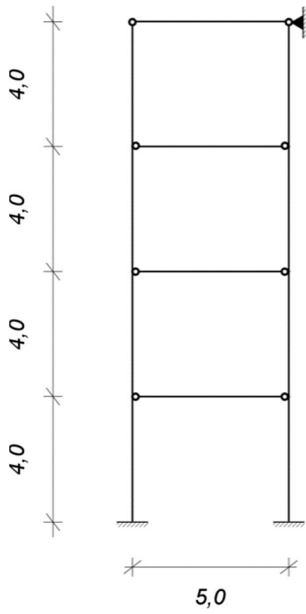


Figure 14: Système statique.

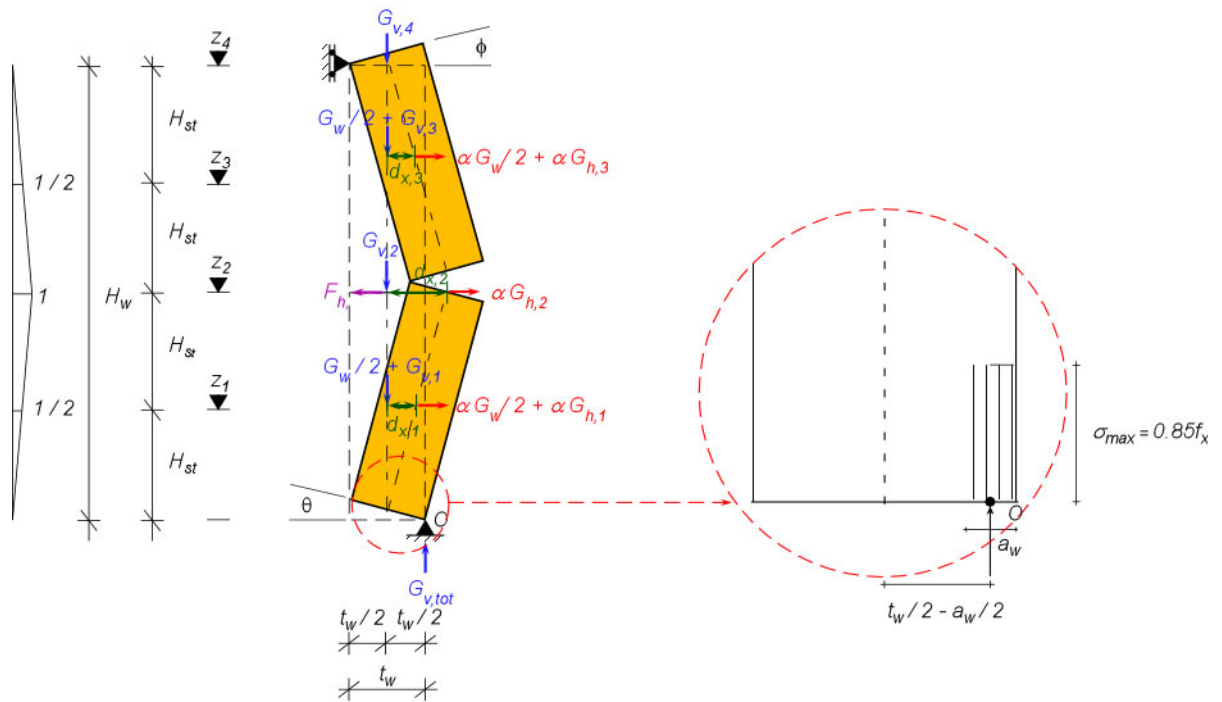


Figure 15: Notations et système statique avec la rotule dans la zone de compression au bord extérieur du pied du mur.

Tableau 10: Données

Géométrie			
Hauteur du bâtiment	H_w	16,0	[m]
Hauteur d'étage	H_{st}	4,0	[m]
Nombre d'étages	n	4	[-]
Longueur totale du refend	L_w	1,0	[m]
Épaisseur du refend	t_w	0,5	[m]
Largeur de fenêtre	l_f	1,0	[m]
Propriété des matériaux			
Poids spécifique de la maçonnerie	γ_w	24,0	[kN/m ³]
Coefficient de comportement	q	1,5	[-]
Valeur de dimensionnement de la résistance à la compression perpendiculaire à l'assise de la maçonnerie	f_{xk}	3,5	[N/mm ²]
Coefficient de frottement	μ	0,1	[-]
Charges verticales			
Poids propre des planchers	g_k	2,0	[kN/m ²]
Poids propre des éléments non-porteurs	$g_{a,k}$	1,0	[kN/m ²]
Charge utile réduite	$\psi_2 q_k$	1,0	[kN/m ²]
Charge totale des planchers	g_{Decke}	4,0	[kN/m ²]
Aire chargée pour déterminer l'effort normal du refend ^{1,2}	A_v	5,0	[m ²]
Aire chargée pour déterminer l'effort horizontal ^{1,2}	A_h	5,0	[m ²]
Sollicitations sismiques			
Zone sismique	Z3a	-	[-]
Classe d'ouvrage	CO II	-	[-]
Classe du terrain de fondation	C	-	[-]
Facteur partiel	γ_m	1,0	[-]

¹ Voir Figure 13.² Les aires chargées sont calculées pour une longueur de mur de 1 m, $A_v=A_h=(2 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}) / 1 \text{ m} = 5 \text{ m}^2$ par mètre de mur.

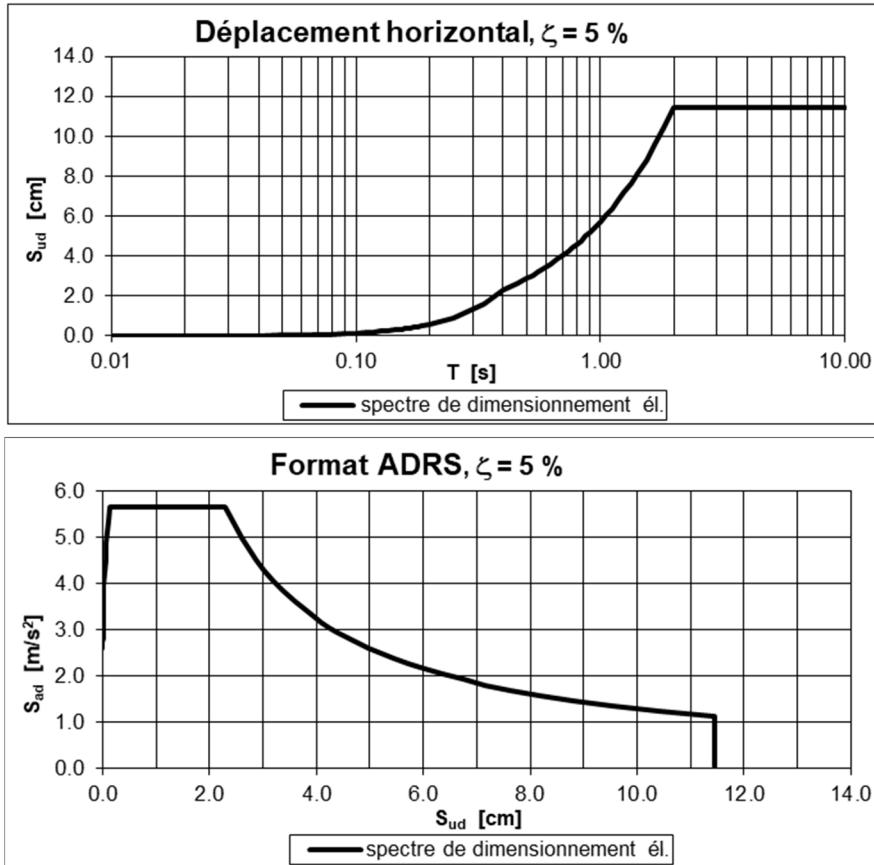


Figure 16: Spectre de réponse.

Tableau 11: Détermination de l'effort normal dans le refend et de l'effort horizontal dû à la charge des planchers

Étage	Z _i [m]	g _{Decke} [kN/m ²]	A _v [m ²]	A _h [m ²]	G _v [kN/m]	G _h [kN/m]
3 ^e	16	4,0	5	5	20	- ¹
2 ^e	12	4,0	5	5	20	20
1 ^{er}	8	4,0	5	5	20	20
RdC	4	4,0	5	5	20	20
Somme					80	60

¹ En supposant que la masse du 3^e étage est retenue horizontalement par les murs dans le sens transversal du bâtiment.

Tableau 12: Récapitulatif des efforts

Efforts horizontaux et verticaux par mètre de refend			
Poids propre du refend	G _w	192	[kN/m]
Effort normal maximal du refend	G _{v,tot}	272	[kN/m]
Effort horizontal dû à la masse accélérée par le séisme	G _{h,tot}	252	[kN/m]

La détermination du facteur de conformité selon la méthode de Griffith avec la méthode basée sur les forces (voir paragraphe 4.4) est synthétisée dans le Tableau 13 et celle pour la méthode basée sur les déformations dans le Tableau 14.

Tableau 13: Vérification avec l'approche basée sur les forces

Résistance		
Largeur de la zone de compression, pied du mur	$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd}} =$	0,091 [m]
Largeur de la zone de compression, centre du mur	$a_{w,2} = \frac{\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4}}{0,85 f_{xd}} =$	0,046 [m]
Force de friction	$F_h = \mu G_{v,2} =$	2,0 [kN/m]
Limite de soulèvement correspondant au déclenchement du mécanisme de rupture	$\alpha_0 = \frac{t_w \left(G_w + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2} + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} \right) + \frac{F_h H_w}{2}}{\frac{H_w}{4} (G_w + G_{h,1} + 2G_{h,2} + G_{h,3}) - \frac{a_{w,1}}{2} (G_w + \sum_{i=1}^4 G_{v,i}) + a_{w,2} \left(\frac{G_w}{2} + G_{v,3} + G_{v,4} \right) - \frac{H_w}{4} (G_w + G_{h,1} + 2G_{h,2} + G_{h,3})}$	0,123 [-]
Masse modale	$M^* = \frac{\left(\frac{G_w}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2} \right)^2}{g \left(\frac{G_w}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4} \right)}$	24,2 [t/m]
Rapport de la masse modale sur la masse accélérée horizontalement	$e^* = \frac{g M^*}{G_w + \sum_{i=1}^n G_{h,i}} =$	0,94 [-]
Accélération de déclenchement du mécanisme de rupture du système à 1 ddl équivalent	$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} =$	1,28 [m/s ²]
Sollicitations		
Valeur de calcul de l'accélération du sol	$a_{gd} =$	1,30 [m/s ²]
Paramètre de la détermination du spectre de réponse élastique	$S =$	1,45 [-]
Facteur d'importance	$\gamma_f =$	1,2 [-]
Accélération cible	$a_d = \frac{a_{gd} S \gamma_f}{q} =$	1,51 [m/s ²]
Résultat		
Facteur de conformité	$\alpha_{eff} = \frac{\alpha_0^*}{\gamma_m a_d} =$	0,85 [-]

Tableau 14: Vérification avec l'approche basée sur les déformations

Résistance		
Déplacement max. au point de contrôle ¹	$d_{k,0} = \frac{\left(G_w + \frac{G_{v,1}}{2} + \frac{G_{v,2}}{2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + \frac{3G_{v,4}}{2}\right) t_w}{\left(G_w + \frac{G_{v,1}}{2} + G_{v,2} + \frac{3G_{v,3}}{2} + 2G_{v,4}\right)} =$	0,457 [m]
Facteur de participation	$\Gamma = \frac{\frac{G_w}{2} + \frac{G_{h,1}}{2} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{2}}{\frac{G_w}{4} + \frac{G_{h,1}}{4} + G_{h,2} + \frac{G_{h,3}}{4}}$	1,74 [-]
Déplacement du système à 1 ddl équivalent	$d_{k,0}^* = \frac{d_{k,0}}{\Gamma}$	0,262 [m]
Capacité de déplacement	$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* =$	0,105 [m]
Sollicitations		
	$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* =$	0,042 [m]
	$\alpha_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*}\right) =$	1,07 [m/s ²]
Période fondamentale	$T = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{\alpha_s^*}} =$	1,24 [s]
Déplacement cible ²	$w_d = S_{ud}(T) =$	0,071 [m]
Résultat		
Facteur de conformité	$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m w_d} =$	1,47 [-]

¹ Le point de contrôle est choisi à la hauteur z_2 et le déplacement y est normé à 1.² Voir le spectre de réponse (Figure 16).

Dans le présent exemple, le poids propre du refend est appliqué au centre de gravité du mur entier. Une discrétisation plus fine du mur en segments et la prise en compte du poids propre de chaque segment en leur centre de gravité conduit à des valeurs légèrement différentes de la masse du système (20,1 t) et à des facteurs de conformité qui deviennent légèrement supérieurs (basée sur les forces $\alpha_{eff} = 1,0$ et basée sur les déformations $\alpha_{eff} = 1,77$).

5.3 Exemple 3 : Élément non-structural en maçonnerie, isolé

Il s'agit dans cet exemple de l'étude d'un élément non-structural en maçonnerie dans un bâtiment de quatre étages (Figure 17). Le mur n'est pas tenu en tête. On suppose que le mur se comporte comme une poutre console verticale en cas de sollicitation perpendiculaire à son plan. On étudie deux cas :

- Cas a : le bâtiment a une période fondamentale de vibration de 0,3 s
- Cas b : le bâtiment a une période fondamentale de vibration de 1,2 s.

Le facteur de conformité est déterminé à l'aide de la méthode de Griffith avec les approches basées sur les forces et basée sur les déformations. Le calcul est complété par une comparaison avec une vérification de la stabilité au basculement selon la SIA 261.

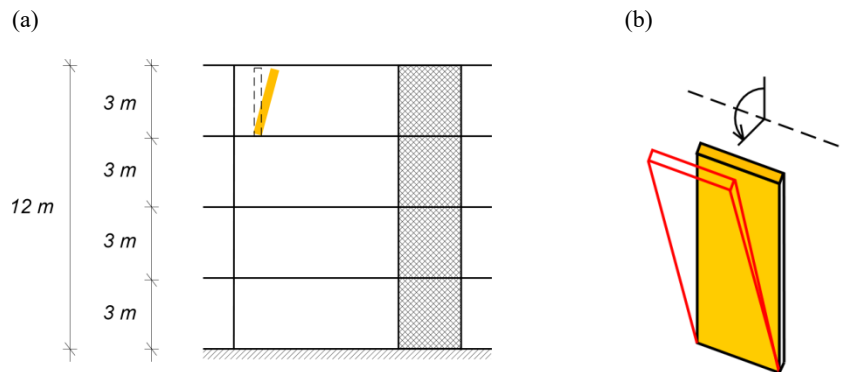


Figure 17: Élément non-structural en maçonnerie : (a) Localisation et (b) mécanisme de rupture.

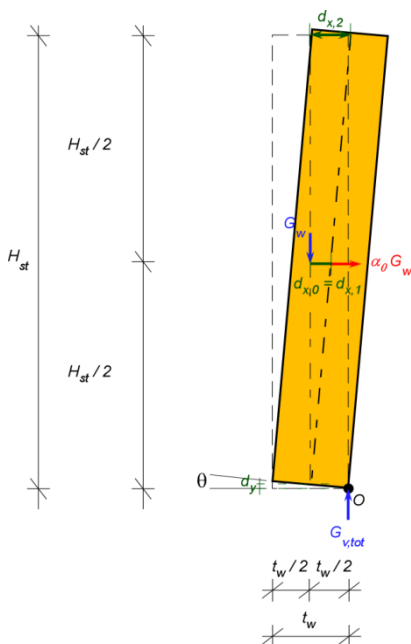


Figure 18: Notations et système statique avec la rotule dans la zone de compression au bord extérieur du pied du mur.

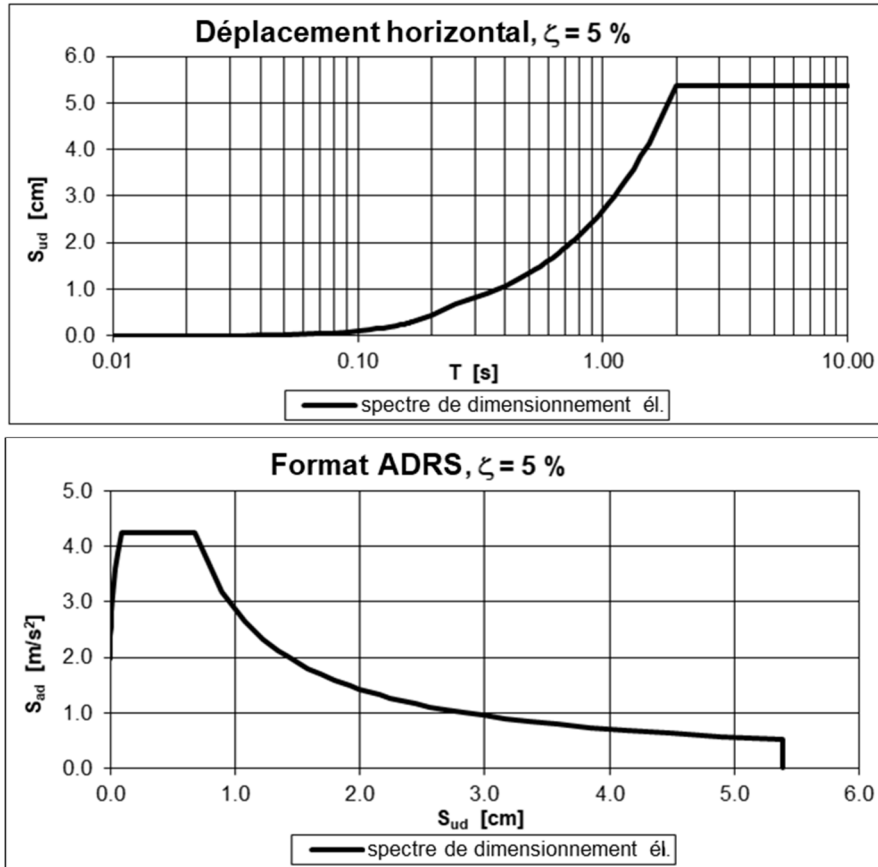


Figure 19: Spectre de réponse.

Les données relatives à la géométrie, les propriétés des matériaux et les actions sont synthétisées dans la Tableau 15.

Tableau 15: Données

Géométrie			
Hauteur du bâtiment	H_w	12,0	[m]
Hauteur d'étage	H_{st}	3,0	[m]
Nombre d'étages	n	4	[-]
Longueur totale du mur	L_w	3,0	[m]
Épaisseur du mur	t_w	0,15	[m]
Hauteur du mur	h_w	3,0	[m]
Propriété des matériaux			
Poids spécifique de la maçonnerie	γ_w	18,0	[kN/m ³]
Coefficient de comportement	q_a	1,5	[-]
Sollicitations sismiques			
Zone de séisme	Z2	-	[-]
Classe d'ouvrage	CO I	-	[-]
Classe du terrain de fondation	E	-	[-]
Facteur partiel	γ_m	1,0	[-]

La détermination du facteur de conformité en suivant la méthode de Griffith est synthétisée dans le Tableau 16 pour l'approche basée sur les forces et dans le Tableau 17 pour l'approche basée sur les déformations.

Tableau 16: Vérification avec l'approche basée sur les forces

Résistance		
Largeur de la zone de compression, pied du mur	$a_w = \frac{G_{v,tot}}{0,85 f_{xd}} =$	0,003 ¹ [m]
Limite de soulèvement correspondant au déclenchement du mécanisme de rupture ¹	$\alpha_0 = \frac{(G_w) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right)}{G_w \frac{H_w}{2}}$	0,04 [-]
Masse modale	$M^* = \frac{(G_w d_{x,0})^2}{g(G_w d_{x,0}^2)} =$	0,83 [t/m]
Rapport de la masse modale sur la masse accélérée horizontalement	$e^* = \frac{g M^*}{G_w} =$	1,0 [-]
Accélération de déclenchement du mécanisme de rupture du système à 1 ddl équivalent	$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^*} =$	0,48 [m/s ²]
Sollicitations		
Valeur de calcul de l'accélération du sol	$a_{gd} =$	1,0 [m/s ²]
Paramètre de détermination du spectre de réponse élastique	$S =$	1,7 [-]
Facteur d'importance	$\gamma_f =$	1,0 [-]
Facteur d'amplification (à partir de l'équation (49) SIA 261) cas a ($T_1 = 0,3$ s, $T_s/T_1 \approx 0$ s) ²	$MAX \left\{ \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z_a}{H_w} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right], 1 \right\} =$	2,13 [-]
Facteur d'amplification (à partir de l'équation (49) SIA 261) cas b ($T_1 = 1,2$ s $T_s/T_1 \approx 0$ s) ²	$MAX \left\{ \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z_a}{H_w} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right], 1 \right\} =$	2,13 [-]
Accélération cible à partir de l'équation (49) SIA 261 pour les deux cas a et b	$a_d = \frac{\gamma_f a_{gd} S}{q_a} \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z_a}{H_w} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right] =$	2,41 [m/s ²]
Résultat		
Facteur de conformité en utilisant l'accélération selon l'équation (49) SIA 261 pour les deux cas a et b	$\alpha_{eff} =$	0,20 [-]

¹ La zone de compression n'est pas prise en compte. Pour les murs non-structuraux, son influence est négligeable.

² Pour l'approche basée sur les déformations, le mur non-fissuré peut être approximé comme corps rigide, voir chapitre 4.2.

Tableau 17: Vérification avec l'approche basée sur les déformations

Résistance		
Déplacement max. au point de contrôle ¹	$d_{k,0} = \frac{(G_w) \left(\frac{t_w}{2} - \frac{a_w}{2} \right)}{G_w \frac{z_0}{z_2}} = t_w - a_w$	0,147 [m]
Déplacement du système à 1 ddl équivalent	$d_{k,0}^* =$	0,074 [m]
Capacité de déplacement	$d_{k,u}^* = 0,4 d_{k,0}^* =$	0,030 [m]
Sollicitations		
	$d_s^* = 0,4 d_{k,u}^* =$	0,012 [m]
	$a_s^* = \alpha_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_{k,0}^*} \right) =$	0,40 [m/s ²]
Période de vibration fondamentale	$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} =$	1,08 [s]
valeur spectrale du déplacement horizontal cas a (T ₁ = 0,3 s)	$S_{ud}(T_1) =$	0,008 [m]
valeur spectrale du déplacement horizontal cas b (T ₁ = 1,2 s)	$S_{ud}(T_1) =$	0,032 [m]
Facteur de résonance (NTC 08) cas a (T ₁ = 0,3 s)	$\lambda_{res} = \frac{\left(\frac{T_s}{T_1} \right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2 + 0,02 \left(\frac{T_s}{T_1} \right)}} =$	5,0 [-]
Facteur de résonance (NTC 08) cas b (T ₁ = 1,2 s)	$\lambda_{res} =$	4,8 [-]
Déplacement cible cas a (NTC 08)	$w_d = S_{ud}(T_1) \psi(z) \gamma \lambda_{res} =$	0,04 [m]
Déplacement cible cas b (NTC 08)	$w_d =$	0,151 [m]
Résultats		
Facteur de conformité cas a (Griffith)	$\alpha_{eff} = \frac{d_{k,u}^*}{\gamma_m w_d} =$	0,74 [-]
Facteur de conformité cas b (Griffith)	$\alpha_{eff} =$	0,20 [-]

¹ La zone de compression n'est pas prise en compte. Pour les murs non-structuraux, son influence est négligeable.

Les résultats sont résumés dans la Tableau 18.

Tableau 18: Comparaison des résultats (α_{eff})

Méthode	Griffith	Griffith
Approche	Basée sur les déformations	Basée sur les force
Facteur de résonance	Griffith	SIA 261 formule 49
Facteur d'amplification	NTC 08 équation C8A.4.12	SIA 261 équation 49
α_{eff} cas a ($T_1 = 0.3s$)	0,74	0,20
α_{eff} cas b ($T_1 = 1.2s$)	0,20	0,20

Les conclusions les plus importantes sont les suivantes :

- Dans l'approche basée sur les déformations les facteurs de conformité diffèrent nettement dépendantes de la période propre du bâtiment (T_1). Ceci souligne l'importance d'une connaissance assez fiable de T_1 dans l'approche basée sur les déformations pour des murs avec une rotule au-dessus du niveau d'encastrement du bâtiment. Voir aussi les recommandations du chapitre 4.2
- Dans l'approche basée sur les forces les facteurs de conformité sont identiques dans les deux cas. Cela est dû au fait que les sollicitations ne dépendent plus de T_1 dans l'hypothèse d'un rapport T_s/T_1 égal à 0. Cette approche est plus robuste et préférable dans les cas où T_1 n'est pas connu ou associés avec une grande incertitude. Dans des cas où T_1 est connu, l'approche basée sur les déformations doit être appliquée, comme le décrit le chapitre 4.2.

Dans le présent exemple, le poids propre du refend est appliqué au centre de gravité du mur entier. Une discrétisation plus fine du mur en segments et la prise en compte du poids propre de chaque segment en leur centre de gravité conduit à des facteurs de conformité légèrement supérieurs, comme figuré au Tableau 19.

Tableau 19: Comparaison des résultats pour une discrétisation plus fine du mur en segments (α_{eff})

Méthode	Griffith	Griffith
Approche	Basée sur les déformations	Basée sur les forces
Facteur de résonance	NTC 08 équation C8A.4.12	SIA 261 équation (49)
α_{eff} cas a	1,0	0,27
α_{eff} cas b	0,26	0,27

6 Indications spécifiques pour d'autres étapes de travail

6.1 Relevé de l'état

Selon le chapitre 2.1 de la norme SIA 269/8 [3], l'étude numérique de la sécurité sismique des murs en maçonnerie sous sollicitations hors-plan est précédée du relevé de l'état. L'étude de la conception et des dispositions constructives des éléments structuraux pertinents se fait en même temps ou suite au relevé de l'état. Usuellement, on commence par un relevé de l'état général et une étude de la conception et des dispositions constructives générale. Si nécessaire ces étapes sont ensuite approfondies.

La norme SIA 269 « Bases pour la maintenance des structures porteuses » [5] donne des indications générales concernant ces étapes. La future publication de l'OFEV « Sécurité sismique des monuments » (en préparation) donne des indications spécifiques concernant les monuments. La publication de l'OFEV « Sécurité sismique des éléments non structuraux et autres installations et équipements » [15] donne des indications concernant les éléments non structuraux, les installations et les équipements.

6.1.1 Relevé de l'état général

Après le relevé de l'état général qui comprend la collecte et l'étude des données de base ainsi qu'une visite du bâtiment avec des contrôles visuels et des investigations simples (généralement non destructives), il reste souvent des lacunes en termes de connaissances ainsi que des incertitudes fondamentales. Les incertitudes les plus importantes et leur influence sur le comportement des refends en maçonnerie sous sollicitation hors-plan sont mentionnées ci-après:

Construction et qualité de la maçonnerie

D'une manière générale, le comportement sous sollicitations hors-plan dépend fortement de la construction de la maçonnerie (éléments de maçonnerie, mortier, type d'appareil, ~~liaison transversale~~~~chevauchement~~, nombre de parements) et de sa qualité (qualité des matériaux et de l'exécution).

La méthode de Griffith se fonde principalement sur l'hypothèse de déplacements en corps rigide (solide indéformable) des éléments de murs. Cette hypothèse n'est pas vérifiée pour les refends en maçonnerie de mauvaise qualité, avec un mauvais appareillage ou avec un effort normal important (voir chapitre 4.4). Par conséquent, la méthode de Griffith ne peut être appliquée dans ces cas.

Les refends en maçonnerie de construction robuste et de bonne qualité (p.ex. type d'appareil C, D, E selon la norme SIA 266/2, avec une bonne qualité des matériaux) sont en mesure de supporter des soulèvements répétés, c'est-à-dire plusieurs cycles, sans dommages. Pour ces cas, le facteur de conformité déterminé à l'aide de l'approche basée sur les déformations peut être admis comme déterminant (voir chapitre 4.2).

Les refends en maçonnerie très épais sont souvent bâtis avec plusieurs parements. La maçonnerie à plusieurs parements dans le bâti existant est abordée dans la norme SIA 269/6-1 [4] et entre autres dans Le Felice [28]. La qualité et le niveau de connexion entre les parements peuvent varier fortement. Un refend à parement unique ou ~~d'une imbrication suffisante construit de façon complètement maçonnée~~ se comporte différemment lors d'une sollicitation hors-plan qu'une construction à parements multiples. Il est donc important de connaître exactement le mode de construction (Figure 20) et de mener, si nécessaire, des sondages approfondis dans le cadre du relevé de l'état détaillé. La façon d'examiner des refends en maçonnerie à parements multiples sous sollicitations hors-plan est abordée au chapitre 4.3.

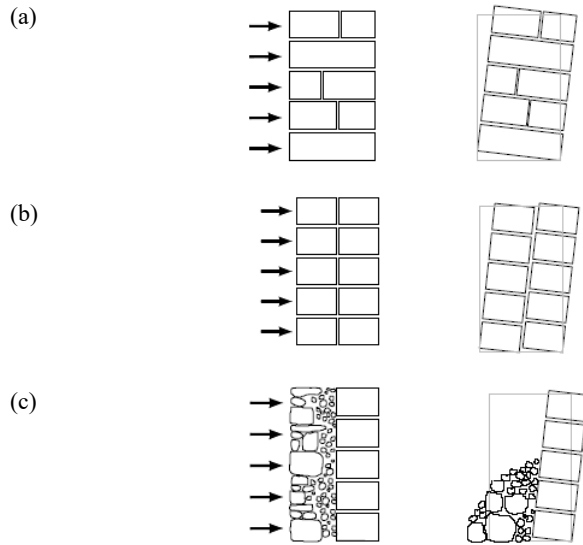


Figure 20: Coupes transversales de refends en maçonnerie [25] (a) Construction homogène, à parement unique ou *d'une imbrication suffisante*, (b) construction à parement double et (c) construction à parement double, où seul le parement externe est porteur, le parement interne n'a pas de fonction porteuse.

Conditions d'appui du refend en maçonnerie

Les liaisons des refends de façade en maçonnerie avec les planchers jouent un rôle prépondérant dans la vérification. Il est par exemple essentiel de savoir si et comment les poutres des planchers en bois sont appuyés sur ou dans les refends de façade et les refends intérieurs ainsi que de savoir de quelle rigidité en plan dispose le plancher. Lorsque le mur de façade n'est pas retenu par les planchers (mur libre en tête, dans le cas par exemple de poutres orientées parallèlement au refend), le facteur de conformité est d'environ 2 à 3 fois plus faible que lorsque le mur est tenu en haut et en bas (Figure 21). Il est donc important de connaître la disposition exacte de la liaison du plancher avec le refend ainsi que la constitution exacte du plancher (en regard de sa rigidité en plan) et de mener des sondages approfondis nécessaires dans le cadre du relevé de l'état détaillé. Il en est de même pour la liaison des murs pignons avec la toiture, voir aussi chapitre 4.3).

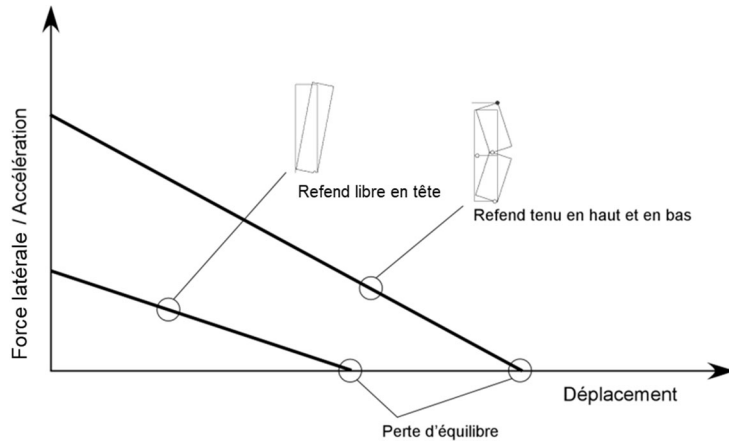


Figure 21: Relation force-déplacement idéalisée (courbe de capacité) des refends en maçonnerie sollicités hors-plan [20] (le schéma n'est pas à l'échelle).

6.1.2 Relevé de l'état détaillé

Dans le cadre d'un relevé de l'état détaillé et d'une étude détaillée de la conception et des dispositions constructives, les incertitudes et lacunes de connaissances existantes après le relevé de l'état général doivent être éliminées ou au moins réduites par des investigations approfondies. Les zones d'investigation où le gain d'information est déterminant pour l'évaluation de la résistance ultime sous sollicitations hors-plan sont à identifier. Après le relevé de l'état général, il est donc recommandé de mener des études avec des valeurs limites afin de déterminer les investigations approfondies requises dans le cadre du relevé de l'état détaillé.

Des études avec des valeurs limites se prêtent particulièrement bien à l'évaluation de la sécurité structurale des refends en maçonnerie sous sollicitation hors-plan. Comme le mécanisme de rupture est examiné par un modèle mécanique, un grand nombre de calculs courts sont réalisables avec un investissement limité. Dans ce processus, le mécanisme de rupture et d'autres paramètres d'entrée (épaisseur, construction et qualité du refend, profondeur d'encastrement des poutres du plancher, capacité de retenue du plancher, etc.) sont variés et leur influence ainsi que leur pertinence pour sécurité structurale du refend en maçonnerie sont examinés.

Ce faisant, certains mécanismes de rupture peuvent être identifiés comme étant déterminants et d'autres peuvent être exclus, car peu probables. Les paramètres d'entrées peuvent également être priorisés d'après leur influence et donc leur pertinence, ce qui permet une restriction des investigations approfondies réellement nécessaires.

Les investigations approfondies peuvent être faites de manière invasive ou non invasive. Des investigations non invasives comprennent par exemple le géoradar, la tomographie sonique et ultrasonique. Des investigations invasives comprennent par exemple l'enlèvement des crépis pour examiner la maçonnerie visuellement ou des carottages pour déduire la construction du refend dans son épaisseur.

6.2 Etude numérique et évaluation de la sécurité sismique

Les résultats du relevé de l'état détaillé permettent l'étude numérique détaillée de la résistance des refends en maçonnerie sous sollicitation hors-plan. L'étude numérique détaillée mène aux facteurs de conformité α_{eff} des éléments de construction individuels sous sollicitation hors-plan, voir 4.5.1 et 4.5.2. En règle générale, on détermine les facteurs de conformité déterminants sous forme d'une gamme (par exemple $\alpha_{\text{eff}} =$ de 0.4 à 0.6) ou d'une valeur limite (par exemple $\alpha_{\text{eff}} \geq 0.6$). Dans la plupart des cas, les résultats du relevé de l'état détaillé ne peuvent pas éliminer complètement toutes les incertitudes. Les facteurs de conformité déterminants qui en résultent doivent donc prendre en compte le conservatisme

des méthodes ainsi que l'appréciation qualitative des aspects de la conception et des dispositions constructives.

Dans le cadre de l'évaluation de la sécurité sismique, il est toutefois d'une importance importante de déterminer de manière plausible si les facteurs de conformité déterminants se trouvent au-dessus ou au-dessous du facteur de conformité minimal α_{\min} . Par exemple, un résultat avec $\alpha_{\text{eff}} = 0.2$ à 0.3 pour $\alpha_{\min} = 0.25$ présente une situation peu claire dans le cadre de l'évaluation de la sécurité sismique. Dans ce cas, il faut clarifier si le facteur de conformité se place au-dessus ou au-dessous du facteur de conformité minimal. Pour ce faire, le conservatisme de la méthode de vérification employée ainsi que l'appréciation qualitative des aspects de la conception et des dispositions constructives peut être déterminants.

6.3 Recommandation d'intervention et évaluation de la proportionnalité

La recommandation d'intervention dépend du facteur de conformité α_{eff} déterminé lors de l'examen et du facteur de conformité minimal α_{\min} qui dépend de la classe d'ouvrage (voir chapitre 9 et Figure 6 de la SIA 269/8 [3]). Une démarche pour la formulation des interventions à mettre en œuvre est présentée graphiquement par exemple dans la Figure 1 de [16]. Les interventions qui mènent à une amélioration de la sécurité sismique doivent être présentées, indépendamment de l'évaluation de la proportionnalité. Ainsi, le maître d'ouvrage peut prendre connaissance de l'étendue des interventions possibles et peut décider le cas échéant de leur réalisation sans évaluation de la proportionnalité selon la norme SIA 269/8. L'évaluation de la proportionnalité s'effectue après la formulation des interventions possibles. Le chapitre 6.4 présente une sélection des mesures courantes pour améliorer la sécurité sismique sous sollicitation hors-plan.

Dans le cadre de l'évaluation de la proportionnalité, il faut différencier entre les interventions sur des éléments avec un mécanisme de défaillance global et avec un mécanisme de défaillance local. Dans le cas de mécanismes de défaillance globaux, la défaillance de l'élément de construction a pour conséquence l'effondrement partiel ou total de la structure porteuse, par exemple dans le cas de l'effondrement d'un refend de façade sur lequel s'appuient les planchers d'étages. Des mécanismes de défaillance locaux, par contre, ne résultent qu'en l'effondrement de l'élément de construction lui-même. C'est le cas par exemple pour le renversement d'un élément non-structural en maçonnerie ou la chute d'un mur pignon sans effet sur la structure de la toiture. Cette différenciation doit être prise en compte dans l'évaluation de la proportionnalité pour les biens à protéger concernés (personnes PB, ouvrage, objets etc.).

6.4 Interventions

Des solutions d'interventions possibles augmentant la résistance des refends en maçonnerie sous sollicitation hors-plan et qui corrigent les points faibles les plus fréquents sont présentées ci-après. L'évaluation d'une intervention est toujours couplée avec l'étude numérique de la sécurité sismique de l'état amélioré, c'est-à-dire la détermination du facteur de conformité α_{int} après la mise en œuvre de l'intervention.

Pour ce faire, il faut étudier et prendre en compte l'effet de l'intervention sur le comportement local du mur en maçonnerie concerné et sur le comportement global de l'ouvrage. Le renforcement des planchers peut, par exemple, mener à une augmentation des masses des planchers qui, si elle est trop importante, peut influencer le comportement global du bâtiment de manière négative en augmentant la sollicitation dans le plan des refends et en diminuant donc la sécurité sismique.

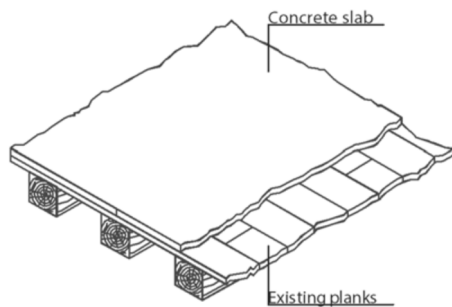
6.4.1 Amélioration de l'effet diaphragme des planchers

Des planchers sans effet de diaphragme ou avec un effet de diaphragme limité (par exemple des planchers en bois avec un clouage limité du lattage) ne sont pas ou peu capables de reprendre les efforts sismiques et de les transmettre aux éléments structuraux de contreventement. Il y a plusieurs possibilités pour améliorer l'effet de diaphragme des planchers (Figure 22):

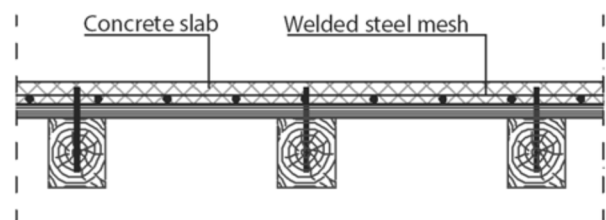
- Renforcement du plancher avec une couche de béton
- Renforcement du plancher avec un placage en bois supplémentaire et un clouage correspondant
- Renforcement du plancher avec des lamelles métalliques respectivement CFK
- Renforcement du plancher avec un treillis

Le seul renforcement du plancher est toutefois rarement suffisant pour améliorer la sécurité sismique de manière notable. L'intervention est beaucoup plus efficace si elle est combinée avec l'amélioration de la liaison entre le refend et le plancher, voir pour cela le chapitre 6.4.2).

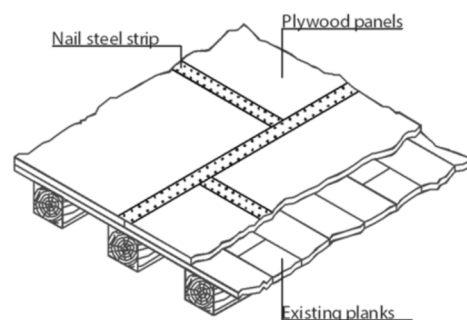
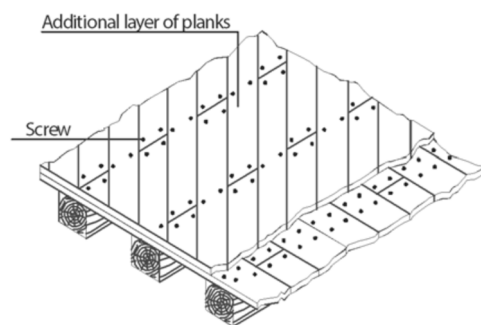
(a)



Cross section:



(b)



(c)

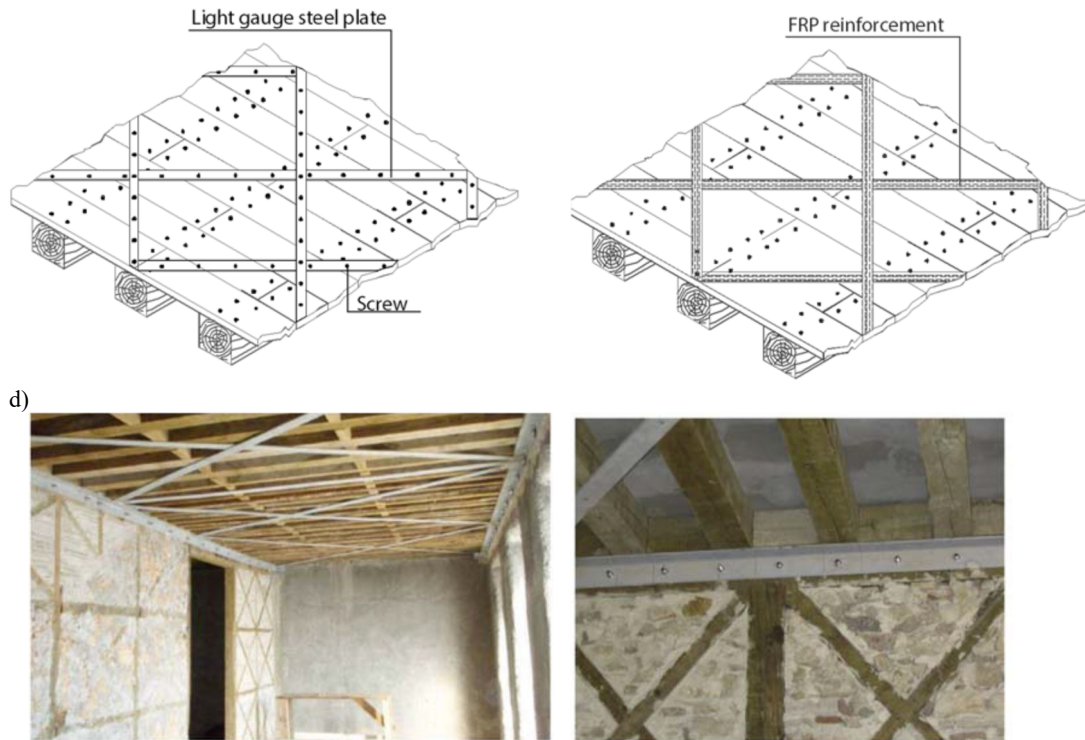


Figure 22: Amélioration de l'effet diaphragme par renforcement du plancher (a) couche de béton [30], (b) placage en bois supplémentaire [30], (c) lamelles métalliques, respectivement CFK [30] ou (d) treillis [31].

6.4.2 Amélioration de la liaison entre le refend et le plancher

La liaison des refends de façade et intérieurs avec le plancher garantit le flux des forces entre ces éléments. Par cela, une chute du plancher dans le cas d'un encastrement insuffisant ou le détachement et le basculement du refend en l'absence de retient par le plancher sont évités. Les possibilités pour améliorer la liaison et donc de garantir le flux des forces sont présentés dans la Figure 23.

L'amélioration de la liaison entre le refend et le plancher/la toiture représente en règle générale une intervention très efficace. Cette mesure permet au moins l'activation de l'effet diaphragme limité (mais généralement existant) du plancher/de la toiture. Ainsi, les refends en maçonnerie sont stabilisés, respectivement fixés dans leur direction hors-plan et les efforts sismiques peuvent être transmises, dans une certaine mesure, aux éléments de contreventement (par exemple des refends travaillant dans leur plan).

Assez souvent, l'amélioration de la liaison entre le refend et le plancher/la toiture représente l'intervention principale et l'amélioration de l'effet diaphragme des planchers l'intervention complémentaire. Une combinaison de ces deux interventions est donc courante.

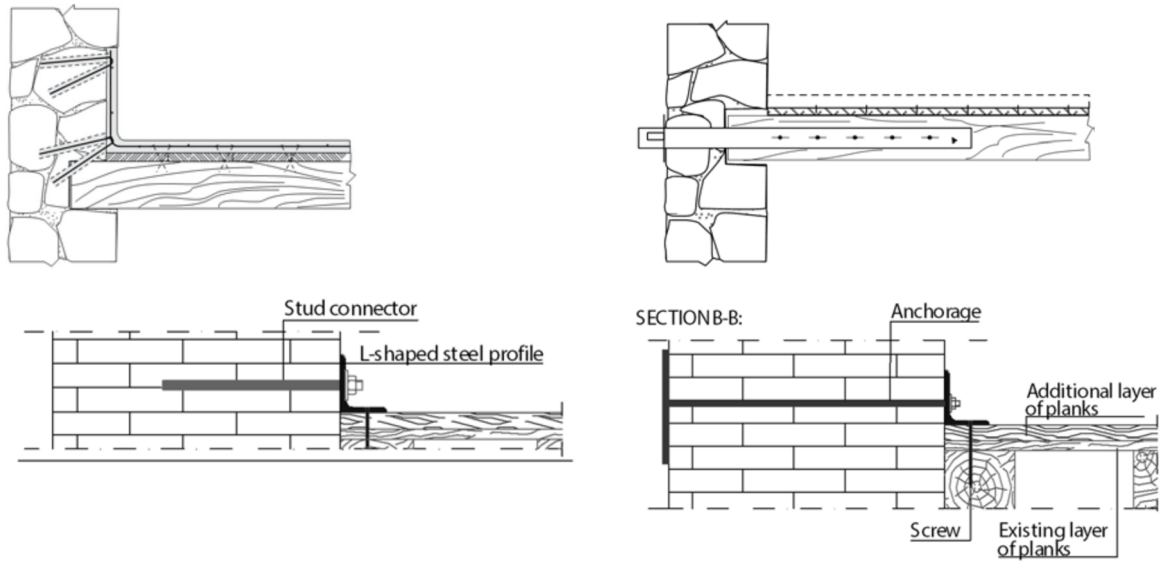


Figure 23: Différentes variantes de liaison entre le refend et le plancher [30] et [32].

6.4.3 Amélioration de la liaison entre le refend et la toiture

La liaison entre les refends de façade et intérieurs et de la toiture améliore le flux des forces entre le système porteur de la toiture et les refends. Le détachement et le basculement des refends de façade sont ainsi évités.

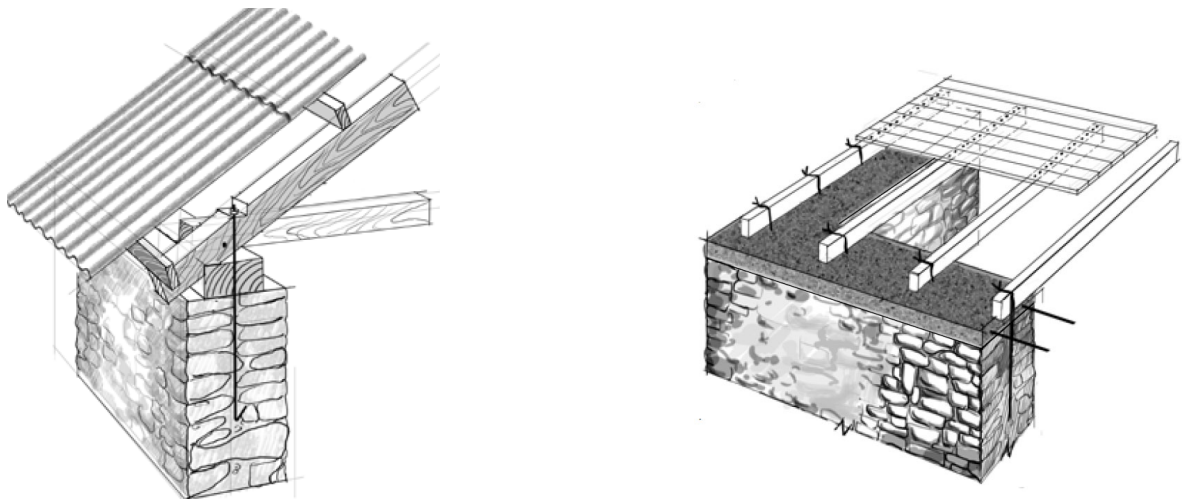


Figure 24: Liaison entre le refend de façade et la toiture [33].

6.4.4 Renforcement du refend contre le basculement hors-plan

Il y a diverses possibilités de renforcement du refend pour éviter le basculement hors plan:

- Pose de filets, par exemple en fibre textile, ou de treillis d'armature ou application de lamelles
- Sécurisation du parement externe, par exemple par des injections de mortier
- Remplacement de la maçonnerie endommagée

- Connexion des plusieurs parements et amélioration de l'appareillage par un ancrage enrobé de mortier (cross ties, etc.)

Les trois derniers points visent surtout à garantir un comportement de type refend en maçonnerie à parement unique.

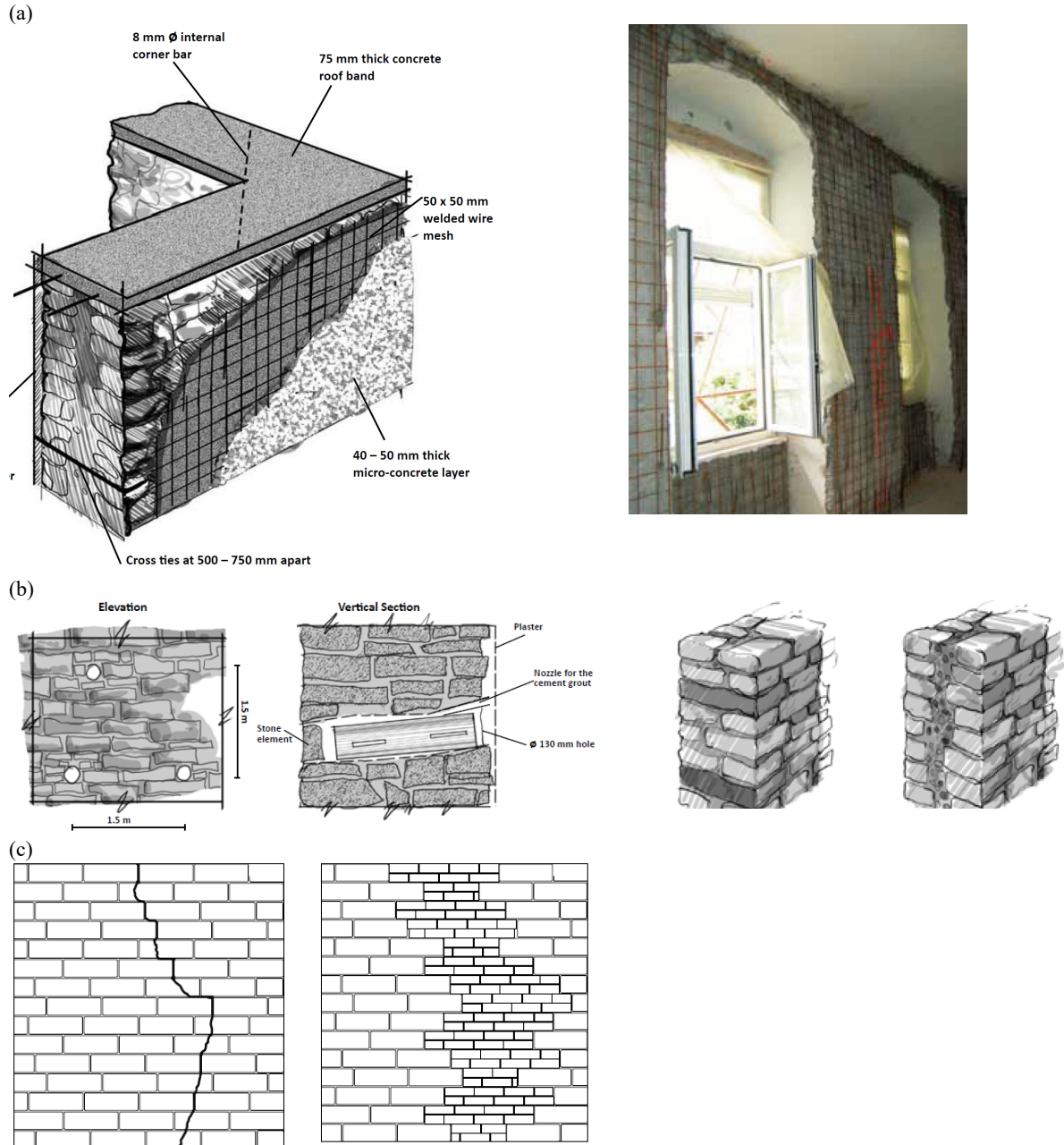


Figure 25: Renforcement du refend contre le basculement hors-plan: (a) pose de filets, (b) sécurisation du parement externe et (c) remplacement de la maçonnerie endommagée [33].

6.4.5 Fixation des éléments non-structuraux en maçonnerie contre le basculement

Les éléments non-structuraux en maçonnerie peuvent basculer sous sollicitation hors-plan dans le cas de joints en tête de mur avec un remplissage inexistant ou incomplet ainsi qu'en cas de joints ouverts.

Ceci peut être évité par une fixation de la tête du mur et de ces côtés, à l'aide, par exemple, d'équerres en acier, voir Figure 26.

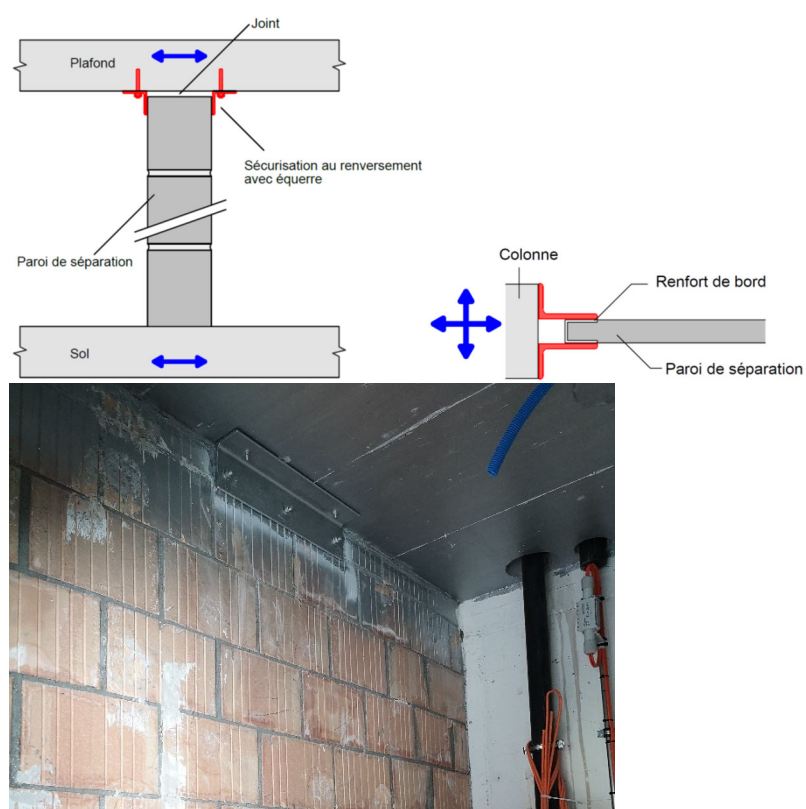


Figure 26: Fixation d'éléments non-structuraux en maçonnerie contre le basculement.

7 Bibliographie

- [1] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Norme SIA 261, Actions sur les structures porteuses, 2014
- [2] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Cahier Technique SIA 2018, Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, 2004.
- [3] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Norme SIA 269/8, Maintenance des structures porteuses – Séismes, 2017.
- [4] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Norme SIA 269/6-1, Maintenance des structures porteuses - Structures en maçonnerie, partie 1: pierres naturelles, 2011.
- [5] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Norme SIA 269, Bases pour la maintenance des structures porteuses, 2011.
- [6] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Norme SIA 266, Construction en maçonnerie, 2015.
- [7] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Norme SIA 266/2, maçonnerie en pierre naturelle, 2012.
- [8] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments (SIA 260.801), 2005.
- [9] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 3: Evaluation et modernisation des bâtiments (SIA 260.803), 2005.
- [10] Norme Tecnica per le Costruzioni NTC, D.M. 17.01.2018, Suppl. ordinario n. 8 alla Gazzetta Ufficiale, Serie generale Nr. 42 (en italien), 2018.
- [11] Norme Tecnica per le Costruzioni NTC, D.M. 14.01.2008, Bul. Nr. 29 (en italien), 2008.
- [12] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Documentation SIA D0237, Evaluation de la sécurité parasismique des bâtiments en maçonnerie, 2010.
- [13] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Documentation SIA D0255, Erdbeben und bestehende Bauten, 14. DACH-Tagung (en allemand), 2015.
- [14] Société suisse des Ingénieurs et des Architectes SIA, Documentation SIA D0257 (2015), Construction en maçonnerie - Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 266
- [15] Office Fédéral de l'environnement OFEV, Sécurité sismique des éléments non structuraux et autres installations et équipements, Connaissance de l'environnement UW-1643-F, 2016
- [16] Directive - Sécurité sismique des installations ferroviaires, Office Fédérale des transports OFT, 2020.
- [17] Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, 623ff, 1992.
- [18] D'Ayala, D., Speranza, E. (2002). "An Integrated Procedure for the Assessment of Seismic Vulnerability of Historic Buildings", 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2002.
- [19] Bursi, O.S., Dusatti, T., Pucinotti, R. (2009). "A reconnaissance report: the April 6, 2009, L'Aquila earthquake", <http://www.reluis.it>, 2009.
- [20] Magenes, G., Penna, A. (2011). "Seismic Design and Assessment of Masonry Buildings in Europe: Recent Research and Code Development Issues", 9th Australasian Masonry Conference, Queenstown, New Zealand, 2011.
- [21] Menon, A., Magenes, G. (2008). "Out-of-Plane Seismic Response of Unreinforced Masonry", Definition of seismic input, Rose School, IUSS Press, 2008.

- [22] Cattari, S., Degli Abbatì, S., Lagomarsino S. (2011). “Definition of confidence factors for the safety verification”, Deliverable D22, PERFORMANCE-based APPROACH TO EARTHQUAKE PROTECTION OF CULTURAL HERITAGE IN EUROPEAN AND MEDITERRANEAN COUNTRIES (PERPETUATE), 2011.
- [23] Griffith, M.C., Magenes, G., Melis, G., Picchi, L. (2003). “Evaluation of Out-of-plane Stability of Unreinforced Masonry Walls Subjected to Seismic Excitation”, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 7, Supplement 001., 2003
- [24] Doherty, K. T., Rodolico, K. T., Lam, N., Wilson, J. & Griffith, M. C. (2000). “The Modelling of Earthquake induced Collapse of Unreinforced Masonry Walls Combining Force and Displacement Principles”, *Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
- [25] Penna, A. (2013). “Seismic Assessment of Existing Masonry Structures”, University of Pavia, Italy, 2013.
- [26] Repertorio Dei Meccanismi Di Danno, Delle Tecniche Di Intervento E Dei Relativi Costi Negli Edifici In Muratura, Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n. 28 del 10 aprile 2002, 2002.
- [27] Milano, L., Mannella, A., Morisi, C., Martinelli, A., “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi”, http://www.reluis.it/doc/emergenza_terremoto_abruzzo/Schede_Meccanismi.pdf, 2008.
- [28] De Felice, G., “Out-of-plane seismic capacity of masonry depending on wall section morphology”, *International Journal of Architectural Heritage*, 2011.
- [29] Godio, M., Beyer, K., “Evaluation of force-based and displacement-based out-of-plane seismic assessment methods for unreinforced masonry walls through refined model simulations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2018.
- [30] E. Ongareto, L. Pozza, and M. Savoia, “Wood-based solutions to improve quality and safety against seismic events in conservation of historical buildings,” *Int. J. Qual. Res.*, vol. 10, no. 1, pp. 17–46, 2016.
- [31] H. Meireles and R. Bento, “Rehabilitation and strengthening of old masonry buildings. Report DTC no. 02/2013,” Lisbon, 2013.
- [32] IAEE, Guidelines for Earthquake Resistant Non-Engineered Construction. Kanpur, 2004.
- [33] EERI, A TUTORIAL: Improving the Seismic Performance of Stone Masonry Buildings, Publication Number WHE-2011-01, 2011.
- [34] Sorrentino L., D'Ayala, D., De Felice, G., Griffith, M.C., Lagomarsino, S. & Magenes G., "Review of Out-of-Plane Seismic Assessment Techniques Applied to Existing Masonry Buildings", *International Journal of Architectural Heritage*, 11:1, 2-21, 2017
- [35] Doherty, K., Griffith, M.C., Lam, N., Wilson J., " Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31:833-850, 2002
- [36] Lestuzzi, P., Badoux M., Evaluation parasismique des constructions existantes, Presses polytechniques et universitaires romandes, 2013.

8 Littérature additionnelle

Pour un approfondissement du sujet de l'examen de la sécurité sismique des refends en maçonnerie sous sollicitations hors-plan il est fait références aux sources littéraires suivantes (liste non exhaustive).

- Application de la méthode de Griffith:[10], [11], [23], [35]
- Informations de base sur la méthode de Griffith: [34]
- Evaluation de la méthode de Griffith: [23], [29]

Notations

Majuscules latines

A_v	Aire chargée pour déterminer l'effort normal du mur
A_h	Aire chargée pour déterminer l'effort horizontal
CO	Classe d'ouvrage
$G_{h,i}$	Force horizontale due à la masse du plancher de l'étage i accélérée par le séisme, ramenée à une longueur de mur de 1 m
$G_{h,tot}$	Effort horizontal dû à la masse accélérée par le séisme (planchers et poids propre), ramené à une longueur de mur de 1 m
$G_{v,i}$	Effort normal dans le mur dû au plancher de l'étage i , ramené à une longueur de mur de 1 m
$G_{v,tot}$	Effort normal total dans le mur (planchers et poids propre), ramené à une longueur de mur de 1 m
G_w	Poids propre du mur
H_{st}	Hauteur d'étage (h_i)
H_w	Hauteur du mur
L_w	Longueur totale du mur
M^*	Masse modale
S	Paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique
T	Période propre
Z	Zone sismique

Minuscules latines

a_d	Accélération cible
a_{gd}	Valeur de calcul de l'accélération du sol
a_w	Largeur de la zone de compression
$d_{k,0}$	Déplacement max. au point de contrôle
$d_{k,0}^*$	Déplacement pour le système à 1 degré de liberté (ddl) équivalent
$d_{k,u}^*$	Capacité de déplacement
$d_{x,0}$	Déplacement horizontal virtuel du centre des masses du mur (z_0)
$d_{x,i}$	Déplacement horizontal virtuel à la hauteur du plancher z_i
d_y	Déplacement vertical dû à la rotation du mur
e^*	Rapport de la masse modale sur la masse accélérée horizontalement
f_{yk}	Valeur caractéristique de la résistance en compression perpendiculaire à l'assise de la maçonnerie
f_{xd}	Valeur de dimensionnement de la résistance en compression perpendiculaire à l'assise de la maçonnerie
$g_{a,k}$	Poids propre des éléments non-porteurs
g_{Decke}	Charge totale des planchers (dont le poids propre des éléments non-porteurs et la charge utile)
g_k	Poids propre des planchers
h_i	Hauteur d'étage (H_{st})
h_w	Hauteur libre du mur
l_f	Largeur de fenêtre
n	Nombre d'étages
q	Coefficient de comportement
q_a	Coefficient de comportement pour les éléments non-structuraux
q_k	Charge utile, valeur caractéristique
t_w	Épaisseur du mur
w_d	Déplacement cible (demande en déplacement)

z_0	Hauteur du centre des masses du mur
z_a	Hauteur sur fondation de l'élément de structure
z_i	Hauteur des planchers
z_k	Hauteur du point de contrôle

Majuscules grecques

Γ	Facteur de participation modal
Θ	Angle de la rotation virtuelle du mur / de la partie inférieure du mur pour les murs en maçonnerie tenus en tête et en pied
Φ	Angle de la rotation virtuelle de la partie supérieure du mur pour les murs en maçonnerie tenus en tête et en pied

Minuscules grecques

α_0	Facteur correspondant au déclenchement du mécanisme
α_0^*	Accélération de déclenchement du mécanisme du système à 1 ddl équivalent
α_{eff}	Facteur de conformité
γ	Facteur prenant en compte le nombre d'étages
γ_f	Facteur d'importance
γ_m	Facteur partiel
γ_w	Poids spécifique (volumique) de la maçonnerie
λ_{res}	Facteur de résonance
ψ	Facteur de hauteur
ψ_2	Coefficient de réduction pour la charge utile