

Commission chargée de formuler des Avis Techniques

Groupe Spécialisé n° 16

« Produits et procédés spéciaux
pour la maçonnerie »

Note d'information

Contreventement par murs en maçonnerie de petits éléments

Ce document a été entériné par le Groupe Spécialisé n° 16,
de la Commission chargée de formuler des Avis Techniques,
le 17 septembre 2012

Etablissement public au service de l'innovation dans le bâtiment, le CSTB, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment exerce quatre activités clés : la recherche, l'expertise, l'évaluation, et la diffusion des connaissances, organisées pour répondre aux enjeux de développement durable dans le monde de la construction. Son champ de compétences couvre les produits de construction, les bâtiments et leur intégration dans les quartiers et les villes.

Avec ses 909 collaborateurs, ses filiales et ses réseaux de partenaires nationaux, européens et internationaux, le CSTB est au service de l'ensemble des parties prenantes de la construction pour faire progresser la qualité et la sécurité des bâtiments.

Toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit, des pages publiées dans le présent ouvrage, faite sans l'autorisation de l'éditeur ou du Centre Français d'Exploitation du droit de copie (3, rue Hautefeuille, 75006 Paris), est illicite et constitue une contrefaçon. Seules sont autorisées, d'une part, les reproductions strictement réservées à l'usage du copiste et non destinées à une utilisation collective et, d'autre part, les analyses et courtes citations justifiées par le caractère scientifique ou d'information de l'œuvre dans laquelle elles sont incorporées (Loi du 1^{er} juillet 1992 - art. L 122-4 et L 122-5 et Code Pénal art. 425).

© CSTB 2012

Note d'information

Contreventement par murs en maçonnerie de petits éléments

SOMMAIRE

1. Méthode générale.....	2
1.1 Principes de justification	2
1.2 Figure et notations.....	2
1.3 Vérification de non-écrasement de la zone comprimée	2
1.4 Longueur minimale en cas de murs montés à joints verticaux laissés secs	4
1.5 Vérification de non-cisaillement	4
1.6 Récapitulation des données essentielles	5
1.7 Comparaison avec des résultats expérimentaux	5
1.8 Justification des formules et tableaux	7
2. Cas des petits bâtiments de forme simple	8
2.1 Définition des bâtiments types	9
2.2 Action sismique de calcul	9
2.3 Résistance de calcul.....	10
2.4 Détermination des valeurs de k.....	10
2.5 Application numérique.....	10
3. Annexe : coefficients de comportement évalués sur la base de résultats d'essais réalisés au CSTB.....	11

1. Méthode générale

1.1 Principes de justification

La fonction de contreventement d'un mur en maçonnerie consiste à résister aux actions horizontales, éventuellement combinées à des actions verticales, s'exerçant dans son plan.

Pour des maçonneries françaises de petits éléments fonctionnant en contreventement, les essais réalisés au CSTB ont permis de distinguer différents modes de comportement possibles, chacun d'eux pouvant être traduit par un modèle particulier : le modèle de bielle-tirant dont la rupture peut être caractérisée soit par écrasement de la bielle soit par rupture du chaînage vertical en traction, le modèle de traction induite, le modèle de cisaillement dans le plan horizontal à l'interface brique/bloc-joint de mortier (shear wall), et enfin le modèle de flexion, spécifique pour les murs courts. Certains de ces modes mis en évidence expérimentalement ont fait l'objet des publications dont les références sont données au paragraphe 1.7.

Cette fonction de contreventement peut être assurée si le mur répond simultanément aux trois conditions suivantes :

- il présente une résistance en compression suffisante dans les zones où transitent les efforts de compression induits par les sollicitations agissantes ;
- il ne présente pas de plans de glissement susceptibles d'apparaître prématurément le long des assises horizontales aux interfaces entre blocs et joints de mortier ;
- il ne peut pas basculer sous l'effet combiné des actions auxquelles il est soumis.

Ainsi, la justification de l'aptitude du mur à assurer sa fonction de contreventement passe par les trois types de vérifications suivantes :

1. le non-écrasement de la zone comprimée, dont l'étendue est caractérisée par la longueur comprimée l_c ; en raison des difficultés pratiques à caractériser les performances en compression de la maçonnerie dans une direction autre que la verticale, il est supposé ici que la maçonnerie est sollicitée uniquement en compression verticale, en supposant également une répartition linéaire des contraintes et des déformations verticales à la base du mur ;
2. l'absence de rupture prématurée par cisaillement à l'interface bloc/joint horizontal, à vérifier en utilisant le modèle de cisaillement décrit au paragraphe 6.2 de l'EN 1996-1.1 ;
3. le non-basculement du mur sous l'effet de la combinaison des actions horizontales et verticales, ce non-basculement pouvant le cas échéant être obtenu en sollicitant en traction les armatures verticales du chaînage.

1.2 Figure et notations

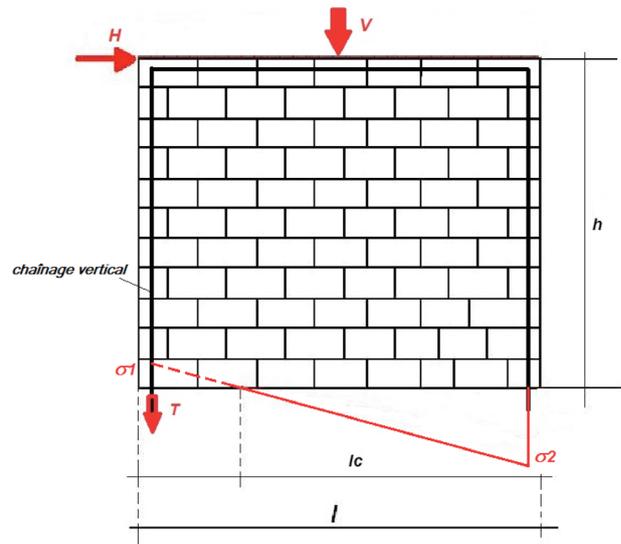


Figure 1 – Schéma de fonctionnement

- l, h, t : longueur, hauteur et épaisseur du mur ;
 l_c : longueur comprimée du mur ;
 H : force horizontale agissante, appliquée en tête de mur ;
 V : force verticale agissante, appliquée à mi-longueur du mur ;
 T : tirant exercé par les aciers ;
 σ_1 : contrainte verticale dans les aciers de chaînage ;
 σ_2 : contrainte verticale maximale de compression s'exerçant dans la maçonnerie ;
 s : section des aciers de chaînage vertical ;
 E_s, E_m : modules d'élasticité respectifs de l'acier et de la maçonnerie.

1.3 Vérification de non-écrasement de la zone comprimée

1.3.1 Cas où la base du mur est entièrement comprimée ($l_c = l$)

Ce cas est obtenu lorsque la condition suivante est vérifiée : $\frac{H}{V} \leq \frac{l}{6.h}$

La répartition des contraintes verticales à la base du mur est de type trapézoïdal. Il convient dans ce cas de vérifier que la contrainte verticale maximale dans la maçonnerie σ_2 donnée par l'expression

$$\sigma_2 = \frac{1}{t.l} \cdot \left(V + 6 \frac{H.h}{l} \right)$$

ne dépasse pas la contrainte verticale de calcul.

Nota : puisque la base du mur est entièrement comprimée, les chaînages verticaux, s'ils existent, ne sont pas sollicités en traction. L'équilibre statique du mur est vérifié de fait.

1.3.2 Cas où la base du mur est partiellement comprimée ($l_c < l$)

La répartition des contraintes verticales à la base du mur est de type triangulaire partiel.

Ce cas est obtenu dès que la condition suivante est vérifiée : $\frac{H}{V} > \frac{l}{6.h}$

1.3.2.1 Murs non chaînés

Dans le cas de maçonnerie non chaînée, la longueur comprimée l_c ainsi que la contrainte verticale maximale dans la maçonnerie sont données par les formules suivantes :

$$l_c = \frac{3}{2} \cdot l - 3 \cdot \frac{H \cdot h}{V}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot H \cdot h + V \cdot l}{l_c \cdot t \cdot (l - \frac{l_c}{3})}$$

Il suffit de vérifier que la contrainte verticale maximale dans la maçonnerie σ_2 ne dépasse pas la contrainte verticale de calcul. Mais dans la pratique, il convient de chaîner systématiquement les murs dont la base n'est pas totalement comprimée.

1.3.2.2 Murs chaînés

Dans le cas de maçonnerie chaînée verticalement, les aciers verticaux de chaînage sont sollicités en traction. Le calcul de la longueur comprimée l_c , qui dépend de la section d'aciers de chaînage et de la raideur de la maçonnerie, ne peut s'exprimer par une expression analytique simple. Le mode de calcul de l_c est détaillé en annexe.

Situations avec armatures de chaînage vertical de section minimale 2 $\Phi 10$

À titre indicatif, pour des murs en maçonneries courantes de briques creuses de terre cuite ou de blocs creux en béton⁽¹⁾ de 20 cm d'épaisseur, de 2,60 m de hauteur et comportant des armatures de chaînage vertical de section minimale 2 $\Phi 10$ (conformément au DTU 20.1, et hors situation sismique), les longueurs comprimées à prendre en compte sont celles données dans le *Tableau 1*.

Tableau 1 : Valeurs de l_c

		Longueur du mur de contreventement (m)					
		1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
H/V	0	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
	0,1	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
	0,2	0,92	1,55	2,26	3,00	4,00	5,00
	0,3	0,63	1,04	1,62	2,31	3,75	5,00
	0,4	0,51	0,77	1,16	1,70	3,05	4,51

1. Dans ce cas, le rapport des modules des aciers du chaînage et de la maçonnerie est de l'ordre de 50.

Pour des murs en maçonneries de briques de terre cuite de type monomur⁽²⁾ de 35 cm d'épaisseur, comportant les mêmes armatures de chaînage vertical, les longueurs comprimées deviennent celles données dans le *Tableau 2* :

Tableau 2 : Valeurs de l_c

		Longueur du mur de contreventement (m)					
		1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
H/V	0	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
	0,1	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
	0,2	0,82	1,52	2,25	3,00	4,00	5,00
	0,3	0,45	0,89	1,54	2,27	3,75	5,00
	0,4	0,32	0,54	0,96	1,58	3,05	4,51

Situations avec armatures de chaînage vertical de section minimale 4 $\Phi 10$

Dans le cas de maçonneries courantes de briques creuses de terre cuite ou de blocs creux en béton de 20 cm d'épaisseur comportant des armatures de chaînage vertical de section minimale 4 $\Phi 10$ (cas de rapports H/V importants ou situation sismique), on utilisera les valeurs de longueurs comprimées données dans le *Tableau 3*.

Tableau 3 : Valeurs de l_c

		Longueur du mur de contreventement (m)					
		1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
H/V	0	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
	0,2	0,99	1,59	2,28	3,00	4,00	5,00
	0,4	0,64	0,93	1,32	1,83	3,10	4,53
	0,6	0,54	0,73	0,96	1,25	2,08	3,25
	0,8	0,49	0,64	0,82	1,02	1,54	2,33

Pour des murs en maçonneries de briques de terre cuite de type monomur⁽³⁾ de 35 cm d'épaisseur, comportant les mêmes armatures de chaînage vertical (4 $\Phi 10$), les longueurs comprimées deviennent celles données dans le *Tableau 4*.

Tableau 4 : Valeurs de l_c

		Longueur du mur de contreventement (m)					
		1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
H/V	0	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00
	0,2	0,87	1,53	2,26	3,00	4,00	5,00
	0,4	0,42	0,66	1,06	1,63	3,03	4,51
	0,6	0,33	0,46	0,63	0,88	1,77	3,09
	0,8	0,30	0,39	0,50	0,64	1,08	1,91

2. Dans ce cas, le rapport des modules des aciers du chaînage et de la maçonnerie est de l'ordre de 25.

3. Dans ce cas, le rapport des modules des aciers du chaînage et de la maçonnerie est de l'ordre de 25.

Nota 1 : une formule empirique donnant l_c en fonction de H/V , de l'épaisseur de la maçonnerie, de sa raideur et des sections d'acier de chaînage permettrait de donner les résultats figurant dans les tableaux ci-dessus sous une forme plus condensée.

Nota 2 : dans le rapport de H/V , la valeur de V est prise en pied de mur, et doit intégrer le poids propre de ce dernier.

À partir de la valeur de la longueur comprimée, on en déduit la contrainte verticale maximale dans la maçonnerie par la relation :

$$\sigma_2 = \frac{2.H.h+V.l}{l_c.t.(l-\frac{l_c}{3})}$$

Ainsi que la force de traction reprise par les aciers de chaînage vertical par la relation :

$$T = \frac{2.H.h+V.l}{2.(l-\frac{l_c}{3})} - V$$

permettant la vérification du non-basculement du mur.

Vérifications à effectuer

On doit vérifier l'inégalité

$$\sigma_2 = \frac{2.H.h+V.l}{l_c.t.(l-\frac{l_c}{3})} \leq \frac{\sigma_k}{\gamma_M}$$

(non-écrasement de la maçonnerie)

puis l'inégalité

$$T = A_s \cdot \sigma_s = \frac{2.H.h+V.l}{2.(l-\frac{l_c}{3})} - V < \frac{f_e}{\gamma_s}$$

(non-rupture des aciers de chaînage)

1.4 Longueur minimale en cas de murs montés à joints verticaux laissés secs

Dans le cas de murs montés à joints verticaux remplis, le principe de cheminement des efforts de contreventement peut être correctement décrit en considérant l'ensemble formé par les murs de maçonnerie et par les chaînages en béton armé qui les encadrent à un système triangulé dont les éléments diagonaux sont constitués par les bielles actives susceptibles de se former dans la diagonale du mur. Les configurations présentées ci-avant visaient le cas de murs borgnes montés à joints verticaux remplis de mortier sur toute leur épaisseur.

Dans le cas de murs montés à joints laissés secs, la bielle comprimée n'a pas la possibilité de se mobiliser dans la diagonale du mur. Les résultats expérimentaux et théoriques ont montré qu'il se formait un réseau de biellettes parallèles entre elles, et inclinées par rapport à la verticale d'un angle dont la tangente est égale à la demi-longueur du bloc ou de la brique divisée par sa hauteur.

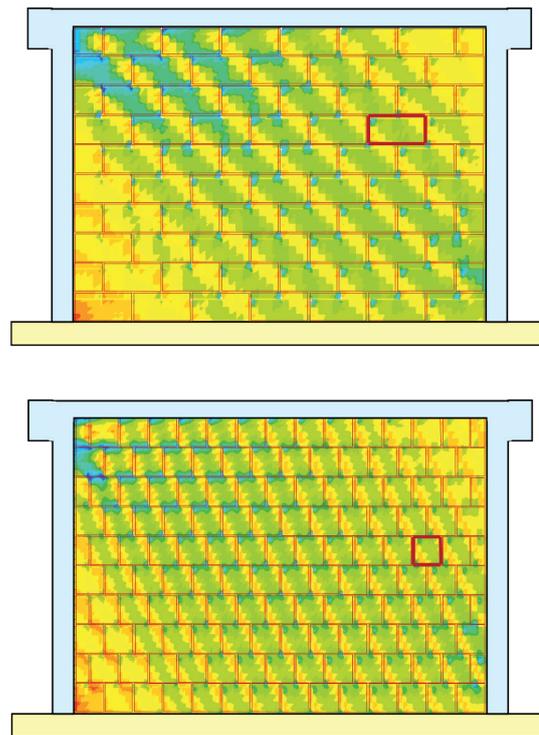


Figure 2 – Cheminement des efforts en cas de montage à joints verticaux secs

Pour que les efforts puissent se transmettre à la base du mur, en tenant compte d'un décalage des blocs d'une rangée sur l'autre égal à une demi-longueur de bloc, la longueur minimale de ce dernier l_m doit donc être égal au moins à :

$$l_m = h \cdot \frac{l_b}{2.h_b}, \quad l_b \text{ et } h_b \text{ étant respectivement la longueur et la hauteur du bloc ou de la brique.}$$

Par conséquent, même si ce modèle de bielle n'a pas été retenu ici en raison des difficultés pratiques à caractériser les performances en compression de la maçonnerie dans une direction autre que la verticale, on retiendra la nécessité d'utiliser des murs de longueur minimale l_m en cas de montage à joints verticaux secs.

1.5 Vérification de non-cisaillement

La résistance au cisaillement du mur à prendre en compte est celle donnée dans la formule (6.13) à l'article 6.2 de l'EN 1996-1.1.

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

Où :

– l_c est non plus la longueur comprimée du mur mais sa longueur totale, conformément aux prescriptions du paragraphe 6.9.2 (2) de l'EN 1996 P1.1 applicable aux maçonneries confinées ;

– f_{vd} est la résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie, qui peut être déterminée à partir de la résistance caractéristique au cisaillement f_{vk} de la maçonnerie :

– dans le cas de joints verticaux remplis,

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,065f_b$$

(cf. formule 3.5 du paragraphe 3.62 de l'EN 1996-1-1),

– dans le cas de joints verticaux non remplis,

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,045f_b$$

(cf. formule 3.6 du paragraphe 3.62 de l'EN 1996-1-1).

Les valeurs par défaut de f_{vk0} données dans l'annexe nationale de l'EN 1996-1-1 sont rappelées dans le tableau ci-après :

Tableau 5 : Valeurs par défaut de f_{vk0} (en MPa)

	Terre cuite	Béton	Béton cellulaire	Pierre naturelle
Épais	0,30	0,20	0,15	0,15
Minces	0,30	0,30	0,30	0,30

Dans la résistance au cisaillement du mur, il convient en outre d'intégrer la résistance au cisaillement f_{cvk} du béton des chaînages verticaux. Les valeurs de f_{cvk} sont données dans le tableau 3.2 du paragraphe 3.33 de l'EN 1996-1-1 et sont rappelées dans le Tableau 6. On obtient alors :

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t l_c + \sum A_c \cdot \frac{f_{cvk}}{\gamma_M}$$

A_c étant la section de béton de chaînages verticaux.

Tableau 6 : Valeurs de f_{cvk} pour le béton de chaînage

Classe de résistance du béton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou plus
f_{ck} (N/mm ²)	12	16	20	25
f_{cvk} (N/mm ²)	0,27	0,33	0,39	0,45

1.6 Récapitulation des données essentielles

De ce qui suit, les données essentielles nécessaires à la vérification au contreventement sont récapitulées ci-dessous :

- les longueurs l , hauteur h et épaisseur t du mur, exprimées en m ;
- la résistance initiale au cisaillement de la maçonnerie f_{vk0} , exprimée en MPa ;

- la résistance moyenne en compression normalisée des éléments f_b , exprimée en MPa ;
- la résistance caractéristique de la maçonnerie f_k , exprimée en MPa ;
- le module d'élasticité de la maçonnerie E , exprimé en MPa ;
- le module d'élasticité des aciers de chaînage, exprimé en MPa ;
- la section des armatures de chaînage, en m² ;
- le mode de réalisation des joints verticaux, à sec ou montés au mortier ;
- si montage à sec, les longueurs l_b et hauteurs h_b de l'élément de maçonnerie, exprimées en m ;
- le niveau de contrôle d'exécution (IL) et le type de mortier (performancier ou de recette), nécessaires au calcul de γ_M ;
- le rapport H/V .

En cas d'action sismique, les données essentielles permettant de calculer H sont les suivantes :

- les masses et répartition des masses du bâtiment ;
- l'accélération maximale de référence a_{gr} en m.s⁻², dépendant de la zone sismique ;
- le coefficient d'importance γ_i ;
- les périodes T_b , T_c et T_d ;
- les classe de sol et paramètre de sol S correspondant ;
- le coefficient de comportement q .

1.7 Comparaison avec des résultats expérimentaux

Les résultats de la présente méthode sont comparés aux résultats d'essais de contreventement réalisés au CSTB sur des murs en maçonnerie en éléments de béton de granulats courants (*Cahiers du CSTB, cahier 3491* de décembre 2003), de briques de terre cuite de divers formats (*Cahiers du CSTB, cahiers 3199* et *3310*) et de blocs en béton cellulaire autoclavé (*Cahiers du CSTB, cahier 3492*).

Les essais ayant fait l'objet des publications ci-dessus présentaient les configurations communes suivantes :

- aciers de chaînage horizontaux et verticaux : 4Φ10, soit 3,14 cm²
- charge verticale V correspondant au poids propre du mur.

Les charges horizontales théoriques maximales sont calculées afin de ne pas dépasser une contrainte verticale maximale dans la maçonnerie de 0,9 f_k . À défaut de valeurs expérimentales, les valeurs de f_k ont été calculées conformément au paragraphe 3.6 de l'EN 1996 1.1. Les rapports des modules des aciers de chaînage et de la maçonnerie sont ceux donnés en page 3 du présent document. Les résultats individuels sont récapitulés dans le tableau 7.

Tableau 7 – Résultats individuels

	chaînages	bloc fb	mortier fm	fk	type essai	joints V	Joints h	longueur	hauteur	épaisseur	H max. exp.	H max. th.
mur bloc béton	chaînages coffrés	9	17,9	4,42	stat	R	mortier	3,75	2,6	0,2	556	364
	chaînages coffrés	9	17,9	4,42	alt	R	mortier	3,75	2,6	0,2	537	
	chaînages coffrés	9	17,9	4,42	stat	secs	mortier	3,75	2,6	0,2	429	
	chaînages coffrés	9	17,9	4,42	alt	secs	mortier	3,75	2,6	0,2	402	
	blocs poteaux	9	17,9	4,42	stat	R	mortier	3,7	2,6	0,2	534	
	blocs poteaux	9	17,9	4,42	alt	R	mortier	3,7	2,6	0,2	561	
	blocs poteaux	9	17,9	4,42	stat	secs	mortier	3,7	2,6	0,2	364	
	blocs poteaux	9	17,9	4,42	alt	secs	mortier	3,7	2,6	0,2	380	
	blocs poteaux	9		2,33	stat	secs	colle	3,7	2,65	0,2	480	
	blocs poteaux	9		2,33	alt	secs	colle	3,7	2,65	0,2	471	
béton cellulaire 400	blocs poteaux	4		2,60	stat	R	colle	3,7	2,5	0,2	247	212
	blocs poteaux	4		2,60	alt	R	colle	3,7	2,5	0,2	227	
	blocs poteaux	4		2,60	alt	secs	colle	3,7	2,5	0,2	203	
béton cellulaire 550	blocs poteaux	5,38		3,34	stat	R	colle	3,7	2,5	0,2	284	279
	blocs poteaux	5,38		3,34	alt	R	colle	3,7	2,5	0,2	232	
	blocs poteaux	5,38		3,34	stat	secs	colle	3,7	2,5	0,2	208	
	blocs poteaux	5,38		3,34	alt	secs	colle	3,7	2,5	0,2	200	
briques alv. H	blocs poteaux	5,9	17,6	2,87	alt	secs	mortier	3,75	2,78	0,2	377	222
	blocs poteaux	5,9	17,6	2,87	alt	R	mortier	3,75	2,78	0,2	432	
	blocs poteaux	5,9	17,6	2,87	stat	secs	mortier	3,75	2,78	0,2	410	
briques "monomur"	blocs poteaux	12	17,6	4,71	alt	secs	mortier	3,75	2,7	0,375	291	324
	blocs poteaux	12	17,6	4,71	alt	R	mortier	3,75	2,7	0,375	503	
	blocs poteaux	12		2,85	alt	secs	colle	3,75	2,7	0,375	329	
	blocs poteaux	12		2,85	stat	secs	colle	3,75	2,7	0,375	276	
	blocs poteaux	12	17,6	4,71	stat	secs	mortier	3,75	2,7	0,375	327	

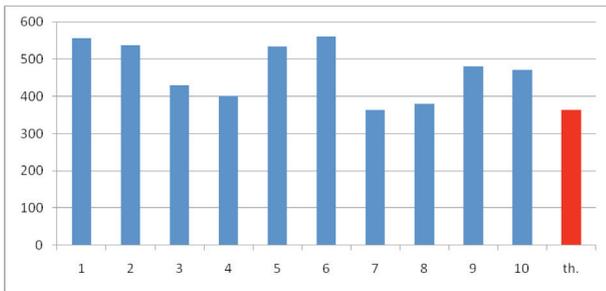
Commentaires

Les murs ont été testés sous diverses configurations (chargement monotone croissant ou alterné, joints montés au mortier épais ou au mortier-colle, joints verticaux remplis ou non, chaînages coffrés ou coulés dans des éléments poteaux), alors que le modèle théorique ne tient compte ni du type de traitement des joints verticaux, ni d'un éventuel endommagement lié à des actions alternées répétées sous l'effet d'un séisme.

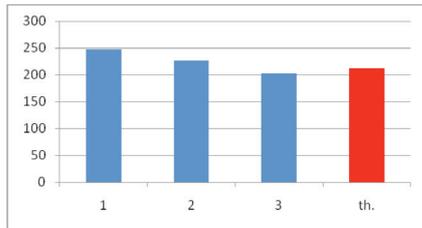
Pour les murs en blocs de béton cellulaire 550, les résultats théoriques apparaissent optimistes au regard des résultats expérimentaux, mais on peut remarquer que ces derniers sont faibles par rapport à ceux obtenus sur murs en blocs de béton cellulaire 400 (valeurs moyennes très voisines).

Pour les murs en briques de terre cuite à alvéoles horizontales, les résultats théoriques sont inférieurs aux résultats d'essais. Cela peut s'expliquer par le fait que ce type de mur présente une grande résistance en compression horizontale ($f_{bh} / f_b = 3,1$), qui participe à celle de la bielle de compression se formant dans le mur, mais qui n'est pas prise en compte dans le modèle.

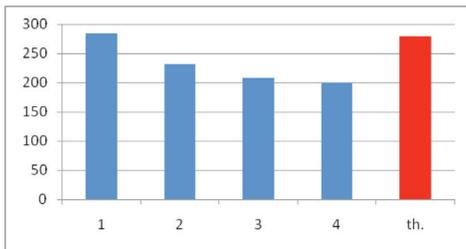
Les résultats sont présentés ci-dessous sous forme graphique. Les premières barres représentent les résultats d'essais dans l'ordre de ceux figurant dans le tableau 7, et la dernière barre représente la valeur théorique calculée. Les résultats sont exprimés en kN.



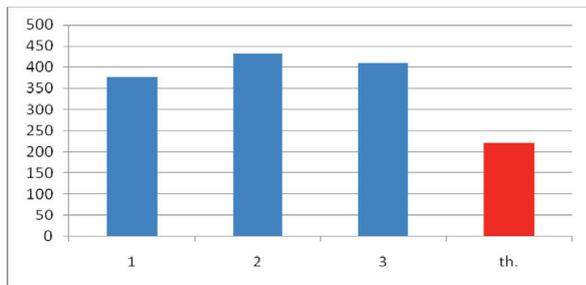
Murs en blocs de béton de granulats courants
(Cahiers du CSTB, cahier 3491)



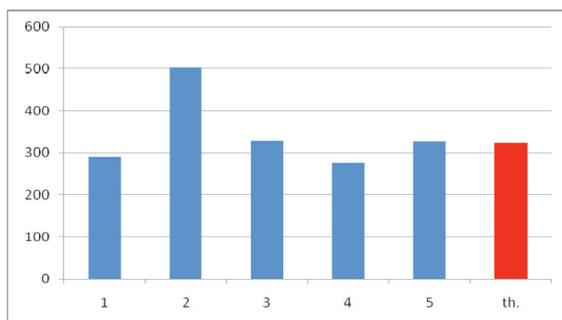
Murs en blocs de béton cellulaire autoclavé 400 kg/m³
(Cahiers du CSTB, 3492)



Murs en blocs de béton cellulaire autoclavé 550 kg/m³
(Cahiers du CSTB, 3492)



Murs en briques de terre cuite à alvéoles horizontales
(Cahiers du CSTB, cahier 3310)



Murs en briques de terre cuite « monomur » de 37,7 cm d'épaisseur
(Cahiers du CSTB, cahier 3310)

1.8 Justification des formules et tableaux

1.8.1 Hypothèses de calcul et justifications

On suppose une répartition linéaire des déformations le long du mur $\varepsilon = \varepsilon_1 + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{l}x$

Les lois de comportement de la maçonnerie et des aciers sont de type élastique linéaire : $\sigma = \varepsilon \cdot E$

On en déduit que la répartition des contraintes verticales à la base du mur est linéaire.

Ces hypothèses se basent sur des constatations expérimentales faites au cours d'essais de compression verticale sur murets et trumeaux en maçonnerie de petits éléments de diverses natures instrumentés par capteurs de déplacement.

Ces hypothèses sont également conformes aux prescriptions de l'EC6 (norme NF EN 1996 partie 1.1).

1.8.2 Cas d'un mur entièrement comprimé $\varepsilon_1 \geq 0$

Le diagramme des contraintes verticales dans la maçonnerie est trapézoïdal. Dans ce cas, le tirant des chaînages n'est pas mobilisé ($T = 0$).

La réaction d'appui du mur s'écrit :

$$R = \int_0^l \varepsilon \cdot E \cdot t \cdot dx = E \cdot t \cdot \int_0^l \left(\varepsilon_1 + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{l} \cdot x \right) \cdot dx = E \cdot t \cdot l \cdot \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2}$$

L'équilibre des forces verticales s'écrit :

$$E \cdot t \cdot l \cdot \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot l \cdot t}{2} = V \quad (1)$$

Le moment exercé par cette réaction d'appui par rapport au bord gauche s'écrit :

$$M = \int_0^l \varepsilon \cdot E \cdot t \cdot x \cdot dx = \int_0^l \left(\varepsilon_1 \cdot x + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{l} \cdot x^2 \right) \cdot dx \cdot \frac{E \cdot t \cdot l^2}{6} \cdot (\varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_2)$$

L'équilibre des moments par rapport aux aciers tendus s'écrit :

$$H \cdot h + V \cdot \frac{l}{2} = \frac{E \cdot t \cdot l^2}{6} \cdot (\varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_2) \quad (2)$$

Des équations 1 et 2, on tire ε_1 et ε_2 :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E \cdot t \cdot l} \cdot \left(V - \frac{6 \cdot H \cdot h}{l} \right) \text{ et } \varepsilon_2 = \frac{1}{E \cdot t \cdot l} \cdot \left(V + \frac{6 \cdot H \cdot h}{l} \right)$$

On en déduit, par hypothèse de linéarité entre contraintes et déformations :

$$\sigma_1 = \frac{1}{t \cdot l} \cdot \left(V - \frac{6 \cdot H \cdot h}{l} \right) \text{ et } \sigma_2 = \frac{1}{t \cdot l} \cdot \left(V + \frac{6 \cdot H \cdot h}{l} \right)$$

Dans ce cas, il suffit de vérifier que la contrainte maximale σ_2 reste inférieure à la contrainte de calcul.

1.8.3 Cas d'un mur partiellement comprimé

Le diagramme des contraintes verticales dans la maçonnerie est triangulaire partiel.

1.8.3.1 Mur non chaîné

En l'absence de tirant, les équations d'équilibre s'écrivent :

$$E \cdot t \cdot l \cdot \frac{\sigma_2}{2} = V \quad (\text{équilibre des forces})$$

$$H.h + V \cdot \frac{l}{2} = \frac{\sigma_2 \cdot l_c \cdot t}{2} \left(l - \frac{l_c}{3} \right)$$

(équilibre des moments par rapport aux aciers tendus, dans le cas d'une répartition triangulaire des contraintes verticales dans la maçonnerie)

Des deux équations précédentes, on en déduit la longueur comprimée l_c :

$$l_c = \frac{3}{2} \cdot l - 3 \cdot \frac{H \cdot h}{V} \quad (3)$$

On vérifie bien au passage que cette formule permet de retrouver :

$$H = \frac{V \cdot l}{6 \cdot h} \text{ pour le cas limite } l_c = l$$

La contrainte verticale maximale dans la maçonnerie s'en déduit :

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot H \cdot h + V \cdot l}{l_c \cdot t \cdot \left(l - \frac{l_c}{3} \right)}$$

1.8.3.2 Mur chaîné

La présence d'un tirant réduit l'ouverture de fissure ainsi que les déformations verticales aux extrémités de la base du mur. La longueur comprimée est ainsi plus importante que celle calculée en l'absence de chaînage, d'autant plus importante que la section des armatures de chaînage est importante.

Les inconnues du problème sont l_c , σ_1 et σ_2 . Les équations traduisant l'équilibre statique sont au nombre de deux, et donc insuffisantes pour résoudre le problème. Il est également nécessaire de traduire la compatibilité des déformations verticales à la base du mur. Il en résulte les trois équations suivantes :

$$\text{Équilibre des forces : } T + V = \frac{\sigma_2 \cdot l_c \cdot t}{2}$$

Équilibre des moments par rapport aux aciers tendus :

$$H \cdot h + V \cdot \frac{l}{2} = \frac{\sigma_2 \cdot l_c \cdot t}{2} \left(l - \frac{l_c}{3} \right)$$

Compatibilité des déformations verticales $\frac{l}{l_c} = 1 + \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}$, qui s'écrit encore :

$$\frac{l}{l_c} = 1 + \frac{\sigma_1 \cdot E_2}{\sigma_2 \cdot E_1}$$

Il s'agit d'un système non linéaire de 3 équations à 3 inconnues, l_c , σ_1 et σ_2 .

De ces trois équations, après double substitution, on en tire l'expression analytique permettant de calculer la longueur comprimée l_c .

$$\frac{l_c^3}{6} + \frac{1}{2} \left(\frac{H}{V} \cdot h - \frac{l}{2} \right) \cdot l_c^2 + \left(\frac{H}{V} \cdot h + \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{s}{t} \cdot l_c - \left(\frac{H}{V} \cdot h + \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{s}{t} \cdot l = 0$$

Nota : dans le cas d'une force horizontale de densité p uniformément répartie sur la hauteur du mur, la quantité H dans l'équation ci-dessus est à remplacer par $p \cdot h/2$.

On s'aperçoit que la longueur comprimée est bien sûr fonction des paramètres géométriques du mur et du rapport H/V , mais également de la raideur relative acier/maçonnerie. Il s'agit d'une équation du troisième degré en l_c qu'il est difficile de résoudre analytiquement, mais qui peut être résolue numériquement pour répondre à différents cas concrets.

De la valeur de la longueur comprimée, on en déduit ensuite aisément la contrainte verticale maximale dans la maçonnerie par la relation :

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot H \cdot h + V \cdot l}{l_c \cdot t \cdot \left(l - \frac{l_c}{3} \right)}$$

Ainsi que la force de traction reprise par les aciers de chaînage vertical par la relation :

$$T = \frac{2 \cdot H \cdot h + V \cdot l}{2 \cdot \left(l - \frac{l_c}{3} \right)} - V$$

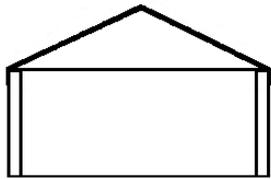
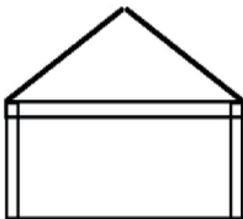
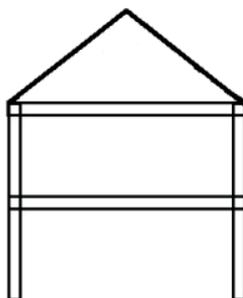
2. Cas des petits bâtiments de forme simple

Évaluation des valeurs de k au sens des règles PSMI

Dans le cas de petits bâtiments de forme simple définis dans la norme NF P 06-014 amendement de janvier 2011 (« Règles PS-MI 89 révisées 92 »), une justification du dimensionnement en situations sismiques sans nécessité de vérification par calcul est possible en application de cette norme. Il est rappelé que les bâtiments visés par cette norme doivent être au maximum de type R + 1 + comble, de forme simple tant en plan qu'en élévation et contreventés par des murs répartis sur le pourtour des planchers.

Pour ces petits bâtiments, la longueur des panneaux dans chaque direction, exprimée en mètres, ne doit pas être inférieure au quotient de la surface S totale construite au sol, en mètres carrés, par un coefficient k dont une méthode de calcul est présentée ci-après.

2.1 Définition des bâtiments types

Type de bâtiment	Schéma	Description
1		RDC + toiture légère
2		RDC + comble avec plancher lourd ou RDC + toiture terrasse
3		RDC + étage + comble avec planchers lourds ou RDC + étage + toiture terrasse

Hypothèses communes à tous les types de bâtiments :

- emprise au sol : 10 m x 10 m
- murs : hauteur : 3 m ; linéaire en plan : 4 m ;
masse surfacique : ρ_s en kg/m^2
- poids de chaque plancher :
 $0,2 \text{ m} \cdot 100 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ 200 kg/m}^3 \cdot g = 440 \text{ kN}$;
- Poids de la toiture : 220 kN
- Charge d'exploitation par plancher :
 $150 \text{ daN/m}^2 \cdot 100 = 150 \text{ kN}$
- Charge de neige : 150 kN

2.2 Action sismique de calcul

En se plaçant dans le cas le plus défavorable, le spectre de calcul sismique de calcul s'exprime par l'expression suivante :

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5/q \quad (\text{cf. §3.2.2.5 de l'EN 1998-1})$$

$$\text{Où } a_g = a_{gr} \cdot \gamma_i$$

Avec :

a_{gr} : accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A au sens de la norme NF EN 1998-1:2005, exprimée en m.s^{-2}

Zone de sismicité	a_{gr} (m.s^{-2})
3	1,1
4	1,6

γ_i : coefficient d'importance. $\gamma_i = 1$

S : paramètre de sol. $S = 1,8$ pour un sol de classe E.

q : coefficient de comportement. Pour rappel, la norme NF EN 1998-1:2007 AN recommande une valeur de 2,5 pour des maçonneries chaînées, avec joints remplis ou non.

Les valeurs des paramètres a_{gr} , γ_i et S indiquées ci-dessus sont données dans l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».

L'action sismique à la base du bâtiment V_{Ed} est égale à $P/g \cdot S_d(T)$, où P est le poids du bâtiment en kN et g l'accélération de la pesanteur en m.s^{-2} .

2.3 Résistance de calcul

Hypothèses :

On suppose que la résistance à prendre en compte est égale à la résistance au cisaillement des murs, dont l'expression est donnée dans la formule (6.13) à l'article 6.2 de l'EN 1996-1-1.

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c = f_{vk} \cdot t \cdot \frac{l_c}{\gamma_M}$$

Où :

f_{vk} : résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie :

- dans le cas de joints verticaux remplis,

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,065f_b$$

(cf formule 3.5 du paragraphe 3.62 de l'EN 1996-1-1),

- dans le cas de joints verticaux non remplis,

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,045f_b$$

(cf formule 3.6 du paragraphe 3.62 de l'EN 1996-1-1)

t : épaisseur du mur

γ_M : coefficient partiel de sécurité sur la variable de résistance

$\gamma_M = \max(2/3 \cdot 2,5 ; 1,5) = 1,67$ (cf. § 9.6 de l'EN 1998-1)

Pour l'évaluation de σ_d , on suppose que le poids total du bâtiment est uniformément réparti sur une surface de murs de $40 \cdot t \text{ m}^2$ (4 murs de 10 m de longueur et de t m d'épaisseur).

La résistance de calcul par mètre de longueur de mur est

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c = f_{vk} \cdot t \cdot \frac{l_c}{\gamma_M}$$

2.4 Détermination des valeurs de k

L'équilibre des forces est atteint lorsque l'action de calcul est égale à la résistance de calcul par mètre de longueur de mur multipliée par la longueur minimale de contreventement. Autrement dit, la longueur minimale de contreventement $l_{\min i}$ est égale à l'action sismique divisée par la résistance au cisaillement par mètre de longueur de mur.

$$l_{\min i} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rdi}} ; \text{ on en déduit } k = \frac{100}{l_{\min i}}$$

Ainsi, le calcul des valeurs de k pour chaque procédé nécessite la connaissance des données essentielles suivantes :

- la masse surfacique du mur ρ_s ;
- l'épaisseur du mur t ;
- le coefficient de comportement q ;
- la résistance initiale au cisaillement f_{vk0} ;
- la résistance moyenne en compression normalisée f_b ;
- le mode de remplissage des joints verticaux.

2.5 Application numérique

Les données essentielles suivantes :

$\rho_s = 200 \text{ kg/m}^2$; $f_{vk0} = 0,30 \text{ MPa}$; $q = 2,5$; $t = 0,2 \text{ m}$;
 $f_b = 8 \text{ MPa}$; joints verticaux remplis ou non ;

conduisent aux résultats suivants :

Poids du bâtiment (κN)		
Bâtiment 1	Bâtiment 2	Bâtiment 3
610	1 200	2 030

Zone de sismicité	$S_d(T)$ (M.S ²)	Action sismique de calcul V_{Ed} (κN)		
		Bâtiment 1	Bâtiment 2	Bâtiment 3
3	1,98	121	238	402
4	2,88	176	346	585

	V_{rdi} (κN/m)		
	Bâtiment 1	Bâtiment 2	Bâtiment 3
Joint verticaux remplis	45,1	53,9	66,3
Joints verticaux secs	27,1	35,9	48,4

Zone sismique	Joints verticaux	Valeurs de κ		
		Bâtiment type 1	Bâtiment type 2	Bâtiment type 3
3	laissés secs	22	15	12
	remplis	37	22	16
4	laissés secs	15	10	8
	remplis	25	15	11

Nota : à titre de comparaison, les trois valeurs figurant dans la dernière ligne du tableau (25, 15 et 11) sont à rapprocher des valeurs données au paragraphe 2.8 du tableau 1 des règles PSMI rappelé ci-dessous.

Constitution du bâtiment (avec ou sans niveau enterré)	k
Rez-de-chaussée + toiture légère	25
Rez-de-chaussée + toiture terrasse ou sous-toiture en béton ou comble aménageable	15
Rez-de-chaussée + un étage + toiture légère	15
Rez-de-chaussée + un étage + toiture terrasse ou sous-toiture en béton ou comble aménageable	10

Tableau 1 Valeurs du coefficient k

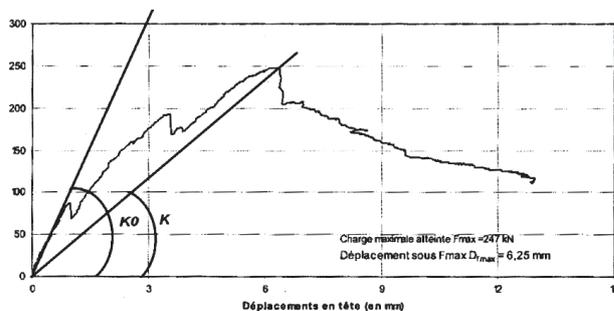
3. Annexe : coefficients de comportement évalués sur la base de résultats d'essais réalisés au CSTB

q : coefficient de comportement $q = \frac{K_0}{K}$

K_0 : rigidité initiale ;

K : rigidité à la capacité résistante maximale

D : endommagement : $D = 1 - \frac{K}{K_0}$, soit $q = \frac{1}{1-D}$



Type de maçonnerie	Type de montage	Chargement maximal (kN)	Déplacement correspondant à la charge maximale (mm)	Endommagement D à la capacité de chargement maximale	$q = \frac{K_0}{K}$	Référence
Blocs creux en béton	Mortier courant, JVR	560	3,9 – 4,09	0,58	2,4	Cahier du CSTB 3491 de décembre 3003
	Mortier courant, JVS	380	4,07 – 4,15	0,75	4,0	
	Mortier JM, JVS	471	4,28	0,81	5,3	
Blocs en béton cellulaire	400, JVR	227	4,84 – 6,39	0,69	3,2	Cahiers du CSTB, cahier 3492 de décembre 2003
	400, JVS	203	6,3	0,75	4,0	
	550, JVR	232	4,91 – 5,6	0,66	2,9	
	550, JVS	200	5,17 – 5,64	0,80	5	
Briques de terre cuite à alvéoles verticales	Mortier courant, JVR	503	5,8	0,8	5	Cahiers du CSTB, cahiers 3199 de mars 2000 et 3310 de janvier 2001
	Mortier courant, JVS	289	14,37	0,85	6,7	
	Collé, JVS	329	12,2	0,9	10	
Briques de terre cuite à alvéoles horizontales	JVR	430	3,1	0,66	3	
	JVS	376	5,8	0,82	5,5	

SIÈGE SOCIAL

84, AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2
TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX (33) 01 60 05 70 37 | www.cstb.fr

CSTB
le futur en construction

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS