

E U R O C O D E

Dimensionner les ouvrages en maçonnerie

Guide d'application



Marcel Hurez
Nicolas Juraszek
Marc Pelcé

afnor
ÉDITIONS

EYROLLES

Dimensionner les ouvrages en **maçonnerie**

EUROCODE 2

J.-M. PAILLÉ. – *Calcul des structures en béton*, G12043, 2009.

J. ROUX. – *Pratique de l'eurocode 2*, G12044, 2009.

J. ROUX. – *Maîtrise de l'eurocode 2*, G12160, 2009.

EUROCODE 5

Y. BENOIT, B. LEGRAND, V. TASTET. – *Calcul des structures en bois*, 2^e édition, G12481, (à paraître en 2009).

EUROCODE 8

V. DAVIDOVICI. – *Constructions parasismiques* (à paraître en 2009).

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures

EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures

EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton

EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier

EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton

EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois

EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie

EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique

EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre.

Dimensionner les ouvrages en **maçonnerie**

**Marcel Hurez
Nicolas Juraszek
Marc Pelcé**

ÉDITIONS EYROLLES
61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

AFNOR ÉDITIONS
11, rue Francis-de-Pressensé
93571 La Plaine Saint-Denis Cedex
www.boutique-livres.afnor.org

Crédits photographiques :

FFTB / D.Eskenazi , XELLA, M. PELCE, PLATTARD



Le code de la propriété intellectuelle du 1^{er} juillet 1992 interdit en effet expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée notamment dans les établissements d'enseignement, provoquant une baisse brutale des achats de livres, au point que la possibilité même pour les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Éditeur ou du Centre Français d'exploitation du droit de copie, 20, rue des Grands Augustins, 75006 Paris.

© AFNOR et Groupe Eyrolles, 2009.

ISBN AFNOR : 978-2-12-381011-7

ISBN Eyrolles : 978-2-212-12280-0

Sommaire

Dédicace	1
Biographies	3
Avant-propos	5
Symboles et notations	9
1 Le marché unique européen	15
1. Les eurocodes	15
2. La directive « Produits de construction » et les Exigences essentielles	16
3. Le dimensionnement des structures par les eurocodes	16
4. L'eurocode 6	18
4.1 Termes et définitions	18
4.1.1 Termes relatifs à la maçonnerie	18
4.1.2 Termes relatifs à la résistance de la maçonnerie	19
4.1.3 Termes relatifs aux éléments de maçonnerie	20
4.1.4 Termes relatifs au mortier	21
4.1.5 Termes relatifs au béton de remplissage	22
4.1.6 Termes relatifs aux armatures	22
4.1.7 Termes relatifs aux composants accessoires	22
4.1.8 Termes relatifs aux joints de mortier	22
4.1.9 Termes relatifs aux types de mur	23
4.1.10 Autres termes	25
2 Caractérisation des matériaux et éléments constitutifs	27
1. Les éléments de maçonnerie	29

1.1	Les types d'éléments	29
1.1.1	Principales caractéristiques définies par les normes produits	31
1.2	Classement en groupes	37
1.3	Catégorie déclarée	37
1.4	Résistance à la compression déclarée	38
1.5	Résistance à la compression moyenne normalisée f_b	38
1.5.1	En résumé	40
1.5.2	Exemples de calcul de f_b	40
2.	Le mortier de montage	41
2.1	Types de mortier et compositions	41
2.2	Résistance à la compression f_m	42
2.3	Adhérence entre éléments et mortier	43
3.	Le béton de remplissage	44
3.1	Résistances caractéristiques f_{ck} et f_{cvk}	44
4.	Les armatures	44
4.1	Diagramme contrainte-déformation	46

3 Propriétés et caractéristiques des ouvrages de maçonnerie 47

1.	Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie f_k	47
1.1	Exemples de calcul de f_k	50
1.1.1	Éléments de terre cuite	50
1.1.2	Blocs en béton	50
1.1.3	Blocs de béton cellulaire autoclavé	50
1.2	Cas des maçonneries montées à joints interrompus	50
1.3	Cas des blocs à bancher	51
1.3.1	Blocs maçonnés	51
1.3.2	Blocs montés à sec	52
1.4	Cas des maçonneries chargées parallèlement au lit de pose	52
2.	Résistance caractéristique au cisaillement f_{vk}	53
2.1	Cas particulier : résistance verticale au cisaillement de la jonction entre deux murs	54
3.	Résistance caractéristique à la flexion f_{xk}	55
4.	Résistance caractéristique à l'adhérence acier-béton f_{b0k}	56

5.	Déformation	58
5.1	Relation contrainte-déformation	58
5.2	Module d'élasticité E	60
5.3	Module de cisaillement G	61
5.4	Fluage, retrait, gonflement et dilatation thermique	61
6.	Matériaux accessoires	62
6.1	Attaches, feuillards, corbeaux et ancrages	62
6.2	Linteaux ou prélinteaux préfabriqués	62
4	Analyse structurale	65
1.	Sécurité des structures : les bases	65
1.1	Vérification aux états limites	69
1.1.1	Les situations de projet	70
1.1.2	États limites ultimes (ELU)	70
1.1.3	États limites de service (ELS)	71
1.2	Actions sur les ouvrages	71
1.2.1	Valeurs de calcul des effets des actions	72
1.2.2	Actions permanentes	72
1.2.3	Actions variables	73
1.2.4	Charge de neige S	75
1.2.5	Charges de vent W	79
1.2.6	Actions accidentelles	82
1.3	Combinaisons d'actions pour les calculs	82
1.3.1	Combinaisons à l'ELU	82
1.3.2	Combinaisons à l'ELS	83
1.4	Valeurs de calcul de la résistance	84
1.5	Coefficients partiels pour la maçonnerie γ_M	84
2.	Analyse des ouvrages	86
2.1	Imperfections géométriques	87
2.2	Effets du second ordre	87
2.3	Murs de maçonnerie soumis à un chargement vertical	87
2.3.1	Élancement des murs	87
2.3.2	Hauteur effective des murs de maçonnerie h_{ef}	88
2.3.3	Épaisseur effective des murs de maçonnerie t_{ef}	91

2.4	Ouvrages de maçonnerie armée soumis à un chargement vertical	93
2.4.1	Élancement des murs	93
2.4.2	Portée utile des poutres de maçonnerie	93
2.4.3	Portée utile des poutres hautes	94
2.4.4	Portée limite des ouvrages de maçonnerie armée soumis à une flexion hors plan	95
2.5	Murs de maçonnerie soumis à un cisaillement	96
2.5.1	Répartition des murs de contreventement ...	97
2.5.2	Répartition des forces horizontales	98
2.5.3	Effet de la torsion	99
2.5.4	Partition des charges verticales accompagnant le calcul de la résistance au cisaillement	102
2.5.5	Répartition des contraintes de cisaillement	102
2.6	Ouvrages de maçonnerie armée soumis à un cisaillement	102
2.7	Murs de maçonnerie soumis à un chargement latéral	103
2.7.1	Caractérisation des appuis	103
2.7.2	Calcul des moments sollicitants	104

5 Dimensionnement à l'état limite ultime (ELU)105

1.	Mur soumis principalement à un chargement vertical réparti	107
1.1	Méthode générale (mur armé ou non)	107
1.1.1	Calcul de la résistance de la maçonnerie	108
1.1.2	Coefficient de réduction Φ en tête et en pied de mur	109
1.1.3	Calcul des moments fléchissants Mid (méthode forfaitaire)	110
1.1.4	Calcul des moments fléchissants (méthode des rigidités)	111
1.1.5	Exemple 5.1 : comparaison des deux méthodes de calcul des moments fléchissants	113
1.1.6	Coefficient de réduction Φ_m à mi-hauteur du mur	114

1.1.7	Exemple 5.2 : vérification de la résistance verticale des murs pour un bâtiment de trois niveaux (méthode générale)	117
1.2	Méthode simplifiée (mur non armé)	119
1.2.1	Conditions d'utilisation	119
1.2.2	Résistance à la compression	121
1.2.3	Exemple 5.3 : vérification de la résistance à la compression (méthode simplifiée) – comparaison avec l'exemple 5.2	123
2.	Mur soumis à des charges concentrées	124
2.1	Dispositions pour les éléments de maçonnerie des groupes 2, 3 ou 4	125
2.2	Dispositions pour les éléments de maçonnerie du groupe 1	125
2.3	Exemple 5.4 : vérification de la résistance des appuis d'un linteau	127
3.	Murs soumis à un cisaillement	129
3.1	Murs de maçonnerie non armée	129
3.1.1	Exemple 5.5 : résistance au cisaillement d'un mur non armé	131
3.2	Murs de maçonnerie armée	131
3.2.1	Cas 1 : mur ne comportant que des armatures verticales	132
3.2.2	Cas 2 : mur ne comportant que des armatures horizontales	133
3.2.3	Cas 3 : mur comportant des armatures verticales et horizontales	133
3.2.4	Exemple 5.6 : résistance au cisaillement d'une maçonnerie armée	134
3.3	Murs de maçonnerie chaînée	135
3.4	Résistance au basculement des murs armés ou chaînés verticalement	136
3.4.1	Exemple 5.7 : résistance au cisaillement d'un mur de maçonnerie chaînée	139
4.	Murs de maçonnerie soumis à un chargement latéral	140
4.1	Méthode générale	141
4.1.1	Détermination du moment sollicitant M_{Ed} ..	141
4.1.2	Détermination de $f_{xd1,app}$	143
4.1.3	Détermination de $f_{xd2,app}$	144

4.1.4	Exemple de calcul de $f_{xd2,app}$ pour un mur avec joints d'assise armés	145
4.1.5	Exemple d'utilisation des tableaux de valeurs de α_2	145
4.1.6	Détermination du moment résistant M_{Rd}	155
4.1.7	Vérification alternative : effet de voûte	156
4.2	Méthode simplifiée pour les murs de soubassement	156
4.2.1	Conditions d'utilisation	156
4.2.2	Vérification	157
4.3	Méthode simplifiée pour le calcul de murs non chargés verticalement et soumis à un chargement latéral uniforme	159
4.4	Méthode simplifiée pour le calcul des cloisons	164
5.	Éléments armés soumis à une flexion et à un effort tranchant	165
5.1	Généralités	165
5.2	Vérification des ouvrages de maçonnerie armée soumis à une flexion	166
5.2.1	Moment résistant M_{Rd} d'une section rectangulaire armée	167
5.2.2	Moment résistant M_{Rd} d'une section armée composite	167
5.3	Vérification des ouvrages de maçonnerie armée en cisaillement	168
5.4	Cas des murs armés verticalement soumis à un chargement latéral	168
5.4.1	Moment résistant	169
5.4.2	Résistance à l'effort tranchant	170
5.5	Cas des linteaux	170
5.5.1	ELU de flexion	170
5.5.2	ELU d'effort tranchant	172

6 Dimensionnement à l'état limite de service (ELS) 173

7 Détails de mise en œuvre 175

1.	Surface minimale d'un mur	175
----	---------------------------------	-----

2.	Montage des éléments	175
2.1	Recouvrement des éléments d'une maçonnerie non armée	176
2.2	Recouvrement des éléments d'une maçonnerie armée	177
2.3	Recouvrement des éléments d'une maçonnerie de pierres naturelles apparentes	177
2.4	Cas des maçonneries dont les éléments ne traversent pas l'épaisseur du mur	177
2.5	Performance minimale du mortier pour une maçonnerie armée	178
2.6	Épaisseur des joints de mortier	178
2.7	Joints verticaux	179
2.8	Charges concentrées : longueur minimale d'appui	180
3.	Armatures	180
3.1	Diamètre minimal de l'armature	181
3.2	Rayon de cintrage	181
3.3	Longueur d'ancrage	181
3.3.1	Longueur d'ancrage utile $\ell_{b,u}$	181
3.3.2	Ancrage des armatures longitudinales sur appuis simples	182
3.3.3	Ancrage des armatures d'effort tranchant	183
3.4	Longueur de recouvrement entre barres tendues ou comprimées	184
3.5	Enrobage minimal des armatures	185
3.6	Section des armatures	186
3.6.1	Armatures coulées dans du béton (section minimale)	186
3.6.2	Armatures placées dans les joints d'assise (section minimale)	187
3.6.3	Armatures concentrées dans des alvéoles (section maximale)	187
3.6.4	Partie de maçonnerie travaillant en flexion (linteau, poutre haute, etc.)	188
3.7	Arrêt des barres tendues dans une section fléchie	189
3.8	Espacement des aciers d'armature	190
3.8.1	Espacement maximal des cadres et étriers d'effort tranchant	190
3.9	Maintien de l'acier d'armature comprimée	191

4.	Chaînages des maçonneries confinées	192
4.1	Dispositions générales	192
4.2	Dispositions particulières aux maçonneries des groupes 1 et 2	195
5.	Liaison des murs	195
5.1	Liaison avec les planchers et les toitures	195
5.1.1	Transfert des charges latérales	195
5.1.2	Plancher fonctionnant en diaphragme	197
5.1.3	Liaison par feuillard d'ancrage	198
5.1.4	Liaison par adhérence-frottement	198
5.1.5	Attache ou chaînage périphérique	198
5.1.6	Plancher ne fonctionnant pas en diaphragme ou bandes de glissement	199
5.2	Liaisons entre les murs	199
5.2.1	Intersections	199
5.2.2	Liaisons par attaches des murs creux ou d'habillage	200
6.	Saignées et réservations	203
6.1	Saignées et réservations verticales	203
6.2	Saignées horizontales ou inclinées	204
7.	Coupures de capillarité	207
8.	Chargement de la maçonnerie en phases provisoires	207

8 Durabilité et mise en œuvre209

1.	Durabilité	209
1.1	Classes d'exposition des ouvrages de maçonnerie	209
2.	Spécifications relatives aux matériaux et à leur mise en œuvre	212
2.1	Spécifications admissibles pour les éléments de maçonnerie	212
2.2	Spécifications du mortier de montage	213
2.3	Spécifications du béton de remplissage	214
2.4	Spécifications des armatures	215
2.4.1	Choix des aciers selon la classe d'exposition ...	215
2.4.2	Distances d'enrobage	216
2.4.3	Armatures préfabriquées pour joints d'assise	217
2.5	Linteaux	217
2.6	Composants accessoires et cornières	218

3.	Termes utilisés dans l'exécution des travaux	220
3.1	Dossier de conception	220
3.2	Largeur du vide	220
3.3	Bardage	220
4.	Mise en œuvre des maçonneries	221
4.1	Mouvement de la maçonnerie	221
4.2	Joints de rupture	221
4.2.1	Largeur d'un joint de rupture	222
4.2.2	Profondeur du joint de rupture par rapport de l'épaisseur de la paroi	222
4.2.3	Disposition des plans de glissement	222
4.2.4	Comportement à l'eau des joints de rupture	223
4.2.5	Espacement des joints de rupture verticaux	223
4.2.6	Espacement des joints de rupture horizontaux	223
4.3	Écarts géométriques de mise en œuvre admis	224
4.4	Résistance à l'humidité des murs extérieurs	226
4.5	Préparation des matériaux	227
4.5.1	Mortiers et bétons de remplissage préparés sur le chantier	227
4.5.2	Adjuvants et additions	227
4.5.3	Proportion d'eau dans le béton de remplissage	228
4.5.4	Méthode et durée de gâchage	228
4.5.5	Durée d'utilisation des mortiers et du béton de remplissage	228
4.5.6	Gâchage par temps froid	228
4.5.7	Mortiers industriels, mortiers prédosés, mortiers prémélangés de chaux/sable et béton de remplissage prêt à l'emploi	228
4.6	Adhérence entre le mortier et les éléments de maçonnerie	228
4.7	Pose des éléments de maçonnerie	229
4.8	Rejointoiement et jointoiement des maçonneries autres qu'à joints minces	229
4.8.1	Rejointoiement	229
4.8.2	Jointoiement	230
4.8.3	Incorporation de membranes d'étanchéité	230
4.8.4	Joints de rupture	230

4.8.5	Incorporation de matériaux d'isolation thermique	231
4.8.6	Nettoyage des maçonneries de parement	231
4.8.7	Procédés de protection et de cure au cours de la construction	231
4.8.8	Protection contre la pluie	231
4.8.9	Protection contre les cycles de gel-dégel	231
4.8.10	Protection contre les effets d'une faible humidité	231
4.8.11	Protection contre les dommages d'origine mécanique	231
4.8.12	Hauteur de construction journalière de la maçonnerie	232

9 Exercices pratiques233

1	Calcul d'une façade porteuse chargée au vent	233
1.1	Hypothèse de calcul	233
1.2	Vérification à l'état limite ultime de résistance	234
1.3	Calcul de la pression du vent w à l'ELU	234
1.4	1 ^{re} vérification : résistance en partie supérieure du mur	235
1.4.1	Charge $N_{id,h}$ en tête de mur	235
1.4.2	Excentricité $e_{i,h}$ en tête du mur	236
1.4.3	Coefficient de réduction $\phi_{i,h}$ en tête de mur (équation 5.5)	236
1.4.4	Résistance de la maçonnerie en partie supérieure (équation 5.3)	236
1.4.5	Vérification de la résistance en partie supérieure (équations 9.1.1 et 9.1.2)	236
1.5	2 ^e vérification : résistance en pied de mur	237
1.5.1	Charge $N_{id,b}$ en pied de mur	237
1.5.2	Excentricité $e_{i,b}$ en pied de mur	237
1.5.3	Coefficient de réduction $\phi_{i,b}$ en pied de mur (équation 5.5)	238
1.5.4	Résistance de la maçonnerie en partie inférieure (équation 5.3)	238
1.5.5	Vérification de la résistance en partie inférieure (équations 9.1.1 et 9.1.2)	238

1.6	3 ^e vérification : résistance en partie médiane du mur	238
1.6.1	Charge N_{md} en partie médiane	239
1.6.2	Excentricité à mi-hauteur e_{mk}	239
1.6.3	Calcul de l'excentricité e_{hm} due au vent	239
1.6.4	Calcul de l'excentricité e_k due au fluage	240
1.6.5	Calcul de e_{mk}	240
1.6.6	Coefficient de réduction ϕ_m	240
1.6.7	Résistance de la maçonnerie	241
1.6.8	Vérification de la résistance	241
1.7	Conclusion	241
2.	Calcul d'une façade non porteuse chargée au vent	241
2.1	Hypothèse de calcul	241
2.2	Vérification à l'état limite ultime de résistance	242
2.3	Calcul de la pression du vent w à l'ELU	242
2.4	Vérification de la résistance de la maçonnerie	243
2.4.1	Calcul en maçonnerie non armée	243
2.4.2	Calcul en maçonnerie armée	243
3.	Calcul de la résistance d'un linteau en maçonnerie	244
3.1	Vérification de l'ELU en flexion	245
3.2	Vérification de l'ELU d'effort tranchant	246
4.	Exemple de calcul : mur de soutènement (section composite)	247
4.1	Documents de référence	248
4.2	Dimensionnement	248
4.3	Prédimensionnement et chargement	249
4.4	Données du projet	250
4.4.1	Caractéristiques des matériaux	250
4.4.2	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	252
4.5.	Actions et sollicitations	252
4.5.1	Calcul des sollicitations dues à la poussée des terres et à la charge q	253
4.6	Vérification des différents états limites	256
4.6.1	Vérification de la stabilité au renversement (ELU – EQU)	256
4.6.2	Vérification de la stabilité au glissement (ELU – GEO, glissement)	256

4.6.3	Vérification de la capacité portante du sol (ELU – GEO, portance)	257
4.6.4	Vérification du voile de maçonnerie et de l'aile armée (résistance interne de l'ouvrage)	260
4.6.5	Calcul des aciers longitudinaux de la semelle (sections S2 et S3)	262
4.6.6	Dispositions constructives	266
5.	Répartition des forces horizontales : application au séisme	266
5.1	Documents de référence	266
5.2	Dimensionnement	266
5.3	Détermination des sollicitations sismiques et prise en compte des effets de la torsion	266
5.4	Vérification des murs de contreventement	272

Annexes

A Sécurité incendie – résistance au feu277

1.	Exigence de résistance au feu selon le type d'établissement ..	277
2.	Résistance au feu des éléments	278
2.1	Résistance au feu des maçonneries de blocs en béton de granulats courants	280
3.	Dispositions constructives	283
3.1	Liaisons et joints	283
3.2	Canalisations électriques, tuyaux et câbles	286
4.	Vérification de la résistance au feu d'une structure	287

B Complément pour le calcul au séisme289

1.	Conditions sur les matériaux	291
1.1	Les éléments de maçonnerie	291
1.2	Les mortiers de jointoiement	291
1.3	Le béton de remplissage	292
1.4	Les armatures	293
2.	Dispositions constructives minimales pour les maçonneries chaînées	293
2.1	Chaînages verticaux	295

C	Modifications apportées par l'Annexe nationale belge	297
1.	Valeurs des coefficients de sécurité γ_M	297
1.1	Classe d'exécution N (normale)	297
1.2	Classe d'exécution S (spéciale)	298
2.	Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie f_k	298
3.	Résistances caractéristiques à la flexion f_{xk1} et f_{xk2}	299
4.	Épaisseur effective des murs creux	299
5.	Épaisseur minimale du mur	299
D	Prescriptions géométriques relatives aux groupes d'ouvrages de maçonnerie	301
E	Caractéristiques géométriques des aciers d'armature	303
F	Adresses utiles	305
1.	En France	305
2.	En Belgique	307
3.	En Suisse	307
4.	Au Québec	308
	Bibliographie	309

Dédicace

À Marie-Christine,

Biographies

Marcel Hurez

Spécialiste du dimensionnement des structures, Marcel Hurez a effectué l'essentiel de sa carrière au CERIB (Centre technique du béton). Sa spécialité l'a conduit à approfondir le comportement des structures en béton soumises au séisme, ainsi qu'au feu. Il a conduit plusieurs études sur la stabilité des maçonneries.

Nicolas Juraszeck

Spécialiste de la stabilité des maçonneries soumises à des chargements statiques ou dynamiques (séisme), Nicolas Juraszeck représente les fabricants de blocs de béton pour le compte du CERIB à la commission française de l'eurocode 6. Il a conduit une étude sur le ferrailage des chaînages des maisons individuelles en zone sismique.

Marc Pelcé

Généraliste des produits en béton, Marc Pelcé a animé la rédaction de plusieurs ouvrages de vulgarisation édités par le CERIB : *Guide pratique des produits en béton pour la maison individuelle*, de cédéroms et d'outils pédagogiques sur la maison individuelle, les planchers et ossatures.

Avant-propos

*Sébastien Le Prestre de Vauban, « Plusieurs maximes bonnes à observer
par tous ceux qui font bâtir » (notes et introduction de Robert Carvais),
dans Les Oisivetés de monsieur de Vauban
[Michèle Viot, ed.] Seyssel, Champs Vallon, 2007.*

Le programme des eurocodes structuraux constitue un ensemble de textes cohérents dans le domaine de la construction. Il comporte les normes suivantes, chacune étant, en général, constituée d'un certain nombre de parties :

EN 1990 eurocode 0 Bases de calcul des structures,
EN 1991 eurocode 1 Actions sur les structures,
EN 1992 eurocode 2 Calcul des structures en béton,
EN 1993 eurocode 3 Calcul des structures en acier,
EN 1994 eurocode 4 Calcul des structures mixtes acier-béton,
EN 1995 eurocode 5 Calcul des structures en bois,
EN 1996 eurocode 6 Calcul des structures en maçonnerie,
EN 1997 eurocode 7 Calcul géotechnique,
EN 1998 eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes,
EN 1999 eurocode 9 Calcul des structures en aluminium.

L'eurocode 6, pour sa part, comporte les parties suivantes :

Partie 1-1 : règles générales – Règles pour maçonnerie armée et non armée.
Partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu.
Partie 1-3 : règles générales – Règles particulières pour les charges latérales
Partie 2 : conception, choix des matériaux et mise en oeuvre des maçonneries
Partie 3 : méthodes de calcul simplifiées et règles de base pour les ouvrages en maçonnerie.

Les eurocodes structuraux constituent des normes européennes transposables en normes nationales dans les pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

Les normes nationales transposant les eurocodes comprennent la totalité du texte des eurocodes (toutes annexes incluses). Ce texte peut être : précédé d'une page nationale de titres et par un avant-propos national, et éventuellement suivi d'une Annexe nationale.

Application de l'eurocode 6 en France

Jusqu'à présent, les maçonneries en France sont conçues et calculées en se référant au DTU 20.1.

Une révision de ce dernier est en cours pour le mettre en conformité avec l'eurocode 6. La version révisée devrait être finalisée pour mars 2010, date d'entrée en vigueur de l'ensemble des eurocodes dans les pays européens cités ci-dessus.

Documents de référence

Le présent ouvrage est établi à partir des normes européennes et de leurs Annexes nationales suivantes :

NF EN 1996-1-1 : mars 2006 - eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée

PR NF EN 1996-1-1/NA : janvier 2009 - Annexe nationale à la NF EN 1996-1-1:2006¹

NF EN 1996-1-2 : septembre 2006 – eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-2 : règles générales - Calcul du comportement au feu

NF EN 1996-1-2/NA : septembre 2008 – Annexe nationale à la NF EN 1996-1-2:2006

NF EN 1996-2 : juin 2006 - eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 2 : conception, choix des matériaux et mise en oeuvre des maçonneries

NF EN 1996-2/NA : décembre 2007 – Annexe Nationale à la NF EN 1996-2:2006

NF EN 1996-3 : juin 2006 – eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 3 : méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages de maçonnerie non armée

PR NF EN 1996-3/NA : décembre 2008 – Annexe nationale à la NF EN 1996-3:2006

1. Annexe nationale en cours de validation. Les paramètres nationaux proposés dans cette version ont été utilisés pour la rédaction du livre. Ils pourraient toutefois être légèrement modifiés à la validation définitive du projet. Nous invitons donc le lecteur à s'assurer de la bonne concordance des valeurs finales à utiliser.

D'autres textes sont également utilisés dans l'ouvrage, notamment ceux relatifs aux normes produits (EN 771-1 à 6). Ils sont référencés dans la bibliographie située en fin d'ouvrage.

Comment lire l'ouvrage ?

L'ouvrage est organisé pour répondre à deux familles de questions :

D'une part les chapitres 1 à 8 s'efforcent de clarifier les exigences exprimées dans l'eurocode 6, en apportant au concepteur des compléments nécessaires à la mise en application de ces exigences dans les ouvrages de maçonnerie réalisés avec des briques, des blocs de béton ou de béton cellulaire, des pierres.

D'autre part, le chapitre 9 présente des exercices pratiques immédiatement utilisables. Cinq cas classiques y sont présentés en détail pour guider pas à pas le concepteur dans des cas comparables.

Les tableaux de calcul sous MS-Excel® de chacun de ces exercices sont disponibles sur le site www.editions-eyrolles.com.

Symboles et notations

A	section brute, chargée horizontalement, d'un mur
A_b	aire d'appui
A_{ef}	aire d'appui utile
A_s	section d'une armature en acier
A_{sw}	aire de l'armature d'effort tranchant
b	largeur de la section
b_c	largeur de la face comprimée d'un ouvrage structural à mi-distance entre appuis
b_{ef}	largeur utile d'un élément raidisseur
$b_{ef,\ell}$	largeur utile d'un élément raidisseur
$b_{ef,t}$	épaisseur utile d'un élément raidisseur
c_{nom}	enrobage nominal par le béton
c_p	coefficient de pression
C_e	coefficient d'exposition
d	épaisseur utile d'une poutre
e_c	excentricité additionnelle
e_e	excentricité au sommet ou à la base d'un mur
e_{he}	excentricité au sommet ou à la base d'un mur, sous l'effet de charges horizontales
e_{hm}	excentricité à mi-hauteur d'un mur, sous l'effet de charges horizontales
e_i	excentricité initiale
e_k	excentricité due au fluage
e_m	excentricité due aux charges
e_{mk}	excentricité à mi-hauteur du mur
e_p	espace entre poteaux
E	module d'élasticité sécant à court terme de la maçonnerie
E_d	valeur de calcul de la charge appliquée à un ouvrage de maçonnerie armée

E_{longterm}	module d'élasticité à long terme de la maçonnerie
E_n	module d'élasticité de l'élément n
E_s	module d'élasticité de l'acier
f_b	résistance moyenne normalisée à la compression d'un ouvrage de maçonnerie
f_{bod}	résistance d'adhérence de calcul de l'acier d'armature
f_{bok}	résistance caractéristique d'adhérence
f_{ck}	résistance caractéristique à la compression du béton de remplissage
f_{cvk}	résistance caractéristique au cisaillement du béton de remplissage
f_d	résistance de calcul à la compression dans la maçonnerie dans la direction prise en considération
f_k	résistance caractéristique à la compression dans la maçonnerie
f_m	résistance à la compression du mortier de montage
f_{vd}	résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie
f_{vk}	résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie
f_{vko}	résistance caractéristique initiale au cisaillement de la maçonnerie, en l'absence de contrainte de compression
f_{xd}	résistance de calcul à la flexion dans le plan de flexion
f_{xd1}	résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose
$f_{\text{xd1,app}}$	résistance de calcul à la flexion apparente de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose
f_{xk1}	résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose
f_{xd2}	résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose
$f_{\text{xd2,app}}$	résistance de calcul à la flexion apparente de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose
f_{xk2}	résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose
f_{yd}	résistance de calcul de l'acier d'armature
f_{yk}	résistance caractéristique de l'acier d'armature
F_d	résistance de calcul à la compression ou à la traction d'une attache (pour mur)
g	largeur totale des bandes de mortier
G	module de cisaillement de la maçonnerie

G_k ou g_k	valeur caractéristique du poids propre
h	hauteur libre d'un mur de maçonnerie
h_i	hauteur libre du mur de maçonnerie, i
h_{ef}	hauteur utile d'un mur
h_{tot}	hauteur totale d'une structure ou d'un mur de contreventement par rapport au sommet de la fondation
I_j	moment d'inertie de l'élément, j
k	facteur de réduction de la résistance latérale d'un mur à portée verticale tenant compte du maintien éventuel des bords
k_m	rapport de la raideur de la dalle de plancher à la raideur du mur
k_r	raideur en rotation d'un élément d'appui
k_{tef}	coefficient prenant en compte les modules d'élasticité (mur à double parois)
K	constante utilisée dans le calcul de la résistance à la compression dans la maçonnerie
K_e	constante utilisée dans le calcul du module d'élasticité de la maçonnerie
ℓ	longueur d'un mur (entre deux murs, d'un mur à une ouverture ou entre deux ouvertures)
ℓ_b	longueur des ancrages droits
ℓ_c	longueur de la partie du mur soumise à la compression
ℓ_{cl}	longueur libre d'une ouverture
ℓ_{ef}	portée utile d'une poutre de maçonnerie
ℓ_{efm}	longueur utile d'un appui à mi-hauteur d'un mur
ℓ_r	distance libre entre appuis latéraux
ℓ_s	distance entre deux murs de contreventement
M_d	moment fléchissant de calcul au niveau de la partie inférieure d'une alvéole
M_i	moment d'extrémité au noeud, i
M_{id}	valeur de calcul du moment fléchissant au sommet ou en pied de mur
M_{md}	valeur de calcul du plus grand des moments à mi-hauteur du mur
M_{vn}	masse volumique nominale
M_{Ed}	valeur de calcul du moment appliqué
M_{Edf}	valeur de calcul du moment sous un plancher
M_{Edu}	valeur de calcul du moment au-dessus d'un plancher

M_{Rd}	valeur de calcul du moment résistant
n	nombre d'étages
n_i	facteur de rigidité des éléments
n_t	nombre d'attaches ou de pattes par mètre carré de mur
n_{tmin}	nombre minimal d'attaches ou de pattes par mètre carré de mur
N	somme des actions verticales de calcul sur un bâtiment
N_{ad}	poussée de calcul maximale de voûte par unité de longueur de mur
N_{id}	valeur de calcul de la charge verticale au sommet ou en pied de mur ou de poteau
N_{md}	valeur de calcul de la charge verticale à mi-hauteur d'un mur ou d'un poteau
N_{Rd}	valeur de calcul de la résistance aux charges verticales d'un mur ou d'un poteau de maçonnerie
N_{Rdc}	valeur de calcul de la résistance aux charges verticales concentrées d'un mur
N_{Ed}	valeur de calcul de la charge verticale
N_{Edf}	valeur de calcul de la charge sous un plancher
N_{Edu}	valeur de calcul de la charge au-dessus d'un plancher
N_{El}	charge appliquée par un plancher
N_{Edc}	valeur de calcul d'une charge verticale concentrée
q_b	pression dynamique de base (vent)
q_d	résistance latérale de calcul par unité de surface du mur
q_k ou Q_k	valeur caractéristique de l'action variable
q_p	pression dynamique de pointe (vent)
R_c	résistance caractéristique
R_e	limite apparente d'élasticité de l'acier
R_m	résistance moyenne
s	espacement des armatures d'effort tranchant
s_{Ad}	valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige
s_k	valeur caractéristique de la charge de neige
t	épaisseur d'un mur
t_i	épaisseur du mur, i
t_{ef}	épaisseur utile d'un mur
t_f	épaisseur d'un raidisseur

t_{ri}	épaisseur de la nervure, i
$v_{b,0}$	vitesse de référence du vent
V_{Ed}	valeur de calcul d'un effort tranchant
V_{Rd}	valeur de calcul de la résistance au cisaillement
w_i	charge de calcul uniformément répartie, i
W_{Ed}	charge de calcul latérale par unité de surface
x	cote de l'axe neutre
z	bras de levier

► Lettres grecques

α	angle des armatures d'effort tranchant par rapport à l'axe de la poutre
α_t	coefficient de dilatation thermique d'un ouvrage de maçonnerie
β	coefficient de passage de la résistance caractéristique à la résistance moyenne
β	facteur de majoration applicable aux charges concentrées
χ	coefficient de conditionnement des éprouvettes
χ	facteur de majoration de la résistance au cisaillement des murs armés
δ	coefficient utilisé pour la détermination de la résistance normalisée moyenne à la compression des ouvrages de maçonnerie
$\varepsilon_{c\infty}$	déformation finale par fluage de la maçonnerie
ε_{el}	déformation élastique dans la maçonnerie
ε_{mu}	déformation limite en compression dans la maçonnerie
ε_{ud}	valeur de calcul de la déformation relative de l'acier de béton armé sous charge maximale
ϕ	diamètre effectif de l'acier d'armature
ϕ_{∞}	coefficient de fluage ultime de la maçonnerie
Φ	coefficient de réduction
Φ_{fl}	coefficient de réduction tenant compte de l'influence de la résistance à la flexion
Φ_i	coefficient de réduction au sommet ou à la base (pied) du mur
Φ_m	coefficient de réduction à mi-hauteur du mur
γ_M	coefficient partiel pour une propriété de matériau, tenant compte des incertitudes de modèle et des variations dimensionnelles
η	coefficient à utiliser pour le calcul de l'excentricité hors du plan des charges appliquées sur les murs

λ_g	élancement géométrique d'un mur
λ_x	profondeur de la zone comprimée d'une poutre, lors de l'utilisation d'un diagramme rectangulaire des contraintes
λ_c	valeur de l'élancement jusqu'à laquelle les excentricités dues au fluage peuvent être négligées
ψ	coefficients de pondération des actions variables : ψ_0 pour la combinaison caractéristique ψ_1 pour la combinaison fréquente ψ_2 pour la combinaison quasi permanente
μ	rapport orthogonal entre les résistances caractéristiques à la flexion de la maçonnerie
μ_i	coefficient de forme de la toiture (calcul de la charge de neige)
ξ	facteur de majoration applicable à la raideur en rotation de l'appui de l'ouvrage structural considéré
γ_s	coefficient partiel de sécurité de l'acier
ρ_d	densité sèche
ρ_n	coefficient de réduction
ρ_t	coefficient de majoration
σ_d	contrainte de calcul de compression
v	angle d'inclinaison de la structure par rapport à la verticale

1. Les eurocodes

Le traité de Rome ratifié en 1957 organise au sein du marché européen la libre circulation des produits et des services.

Pour mettre en application ce principe dans la construction d'ouvrages, la Commission européenne lance en 1976 la rédaction de codes de conception et de calcul constituant une base reconnue pour le jugement des appels d'offres. Les premiers textes sont publiés au début des années 1980, sous la dénomination d'eurocodes.

Ces eurocodes constituent un groupe cohérent de dix textes couvrant les aspects techniques du calcul des structures d'ouvrages de bâtiment et de génie civil.

Tableau 1 : les eurocodes structuraux pour la construction

EN 1990	Eurocode 0 : Base de calcul des structures
EN 1991	Eurocode 1 : Actions sur les structures
EN 1992	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7 : Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance au séisme
EN 1999	Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Chaque État membre a la possibilité d'adapter les eurocodes en fonction d'impératifs nationaux, par exemple les cartes climatiques.

Jusqu'à présent, les maçonneries en France sont conçues et calculées en se référant au DTU 20.1. L'eurocode 6 devrait être intégré au DTU 20.1. Une révision de ce dernier est en cours pour le mettre en conformité avec l'eurocode 6.

2. La directive « Produits de construction » et les Exigences essentielles

À partir de 1986, les directives européennes ne définissent plus que les exigences essentielles pour l'utilisateur. Celles-ci concernent la sécurité des personnes et la protection de l'environnement.

L'une des premières directives européennes publiées selon cette « nouvelle approche » concerne les produits de construction (directive 89/106/CEE).

Les exigences sur les performances des produits et sur la façon d'en apporter la preuve sont renvoyées au domaine des normes européennes « produits » négociées volontairement entre les acteurs économiques.

La partie de la norme « Produit » qui conditionne directement les Exigences essentielles prend alors un statut réglementaire, c'est-à-dire obligatoire. Elle est connue des spécialistes sous le nom d'Annexe ZA.

Le fabricant déclare les performances de son produit. Le marquage CE atteste la conformité du produit aux spécifications réglementaires exprimées dans l'Annexe ZA.

Le marquage obligatoire CE ne doit pas être confondu avec la certification volontaire de produits – par exemple la marque NF – qui atteste la conformité à des spécifications volontaires complémentaires au marquage CE et contrôlées par une tierce partie.

3. Le dimensionnement des structures par les eurocodes

Les eurocodes sont rattachés à la directive « Produits de construction » et prennent de fait le statut de normes volontaires. Ils peuvent être rendus d'application obligatoire par certaines réglementations (exemple : sismique, feu).

Chaque eurocode commence par une préface qui indique que les États membres de l'UE le reconnaissent comme :

- moyen de prouver la conformité d'un ouvrage aux Exigences essentielles exprimées dans la directive 89/106 sur les produits de construction ;
- base de spécifications des contrats pour les travaux de construction ;
- cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les normes de produits de construction.

Les eurocodes constituent un ensemble cohérent de textes fondés sur une analyse semi-probabiliste de la sécurité des constructions (voir chap. 4 « Analyse structurale »).

Les clauses des eurocodes comportent des principes et des règles d'application :

- les principes, identifiés par la lettre P, sont intangibles ;
- les règles d'application sont des méthodes recommandées permettant de satisfaire les principes.

Chaque organisme national de normalisation (AFNOR en France, IBN en Belgique, etc.) est chargé de transposer les eurocodes en norme nationale, par l'ajout d'une Annexe nationale.

L'Annexe nationale ne peut exprimer que des informations sur des paramètres laissés en attente dans les eurocodes sous la désignation de NDP (*Nationally Determined Parameters*), à utiliser pour les ouvrages à construire dans le pays concerné. Il s'agit de :

- valeurs et/ou classes là où des alternatives figurent dans l'eurocode ;
- valeurs à utiliser pour remplacer un symbole ;
- données propres à un pays, par exemple carte de neige ;
- procédure à utiliser quand l'eurocode propose des alternatives.

Tableau 2 : organisation du marché européen de la construction d'ouvrages réalisés avec des produits

DOMAINE RÉGLEMENTAIRE (obligatoire)	DOMAINE CONTRACTUEL (volontaire)
Directive 89/106 « Produits de construction » L'ouvrage réalisé avec des produits industriels doit garantir la sécurité des personnes et la protection de l'environnement. Il y a 6 Exigences essentielles : Résistance mécanique et stabilité Sécurité en cas d'incendie Hygiène, santé et environnement Sécurité d'utilisation Protection contre le bruit Économie d'énergie et isolation thermique	10 eurocodes pour la conception et le calcul des ouvrages de génie civil Eurocode 0 : Base de calcul des structures Eurocode 1 : Actions sur les structures Eurocode 2 : Calcul des structures en béton Eurocode 3 : Calcul des structures en acier Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton Eurocode 5 : Calcul des structures en bois Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie Eurocode 7 : Calcul géotechnique Eurocode 8 : Calcul des structures au séisme Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium
Norme « Produit »	
Conformité des produits aux Exigences essentielles	
Partie dite « réglementaire » : Annexe ZA Référentiel du marquage CE Performances relatives aux Exigences essentielles Marquage CE Mode d'attestation de conformité	Partie dite « volontaire » : Ensemble des performances reprises pour l'aptitude à l'emploi

4. L'eurocode 6

Il a été élaboré par le comité technique CEN/TC 250/SC6 et concerne le dimensionnement et la réalisation des ouvrages de maçonnerie.

Les textes suivants constituent l'eurocode 6 (tableau 3). Chaque norme est appliquée avec son Annexe nationale lorsqu'elle existe.

Tableau 3 : textes constituant l'eurocode 6

NF EN 1996-1-1	pr NF EN 1996-1-1/NA(*)	Bases de calculs des structures
NF EN 1996-1-2	NF EN 1996-1-2/NA	Calcul du comportement au feu
NF EN 1996-2	NF EN 1996-2/NA	Conception, choix des matériaux et mise en œuvre
NF EN 1996-3	pr NF EN 1996-3/NA	Méthodes de calculs simplifiées
(*) projet		

L'eurocode 6 ne traite pas des prescriptions particulières du calcul des maçonneries au séisme. Elles sont définies dans l'eurocode 8 (NF EN 1998-1-1 et Annexe nationale).

4.1 Termes et définitions

4.1.1 Termes relatifs à la maçonnerie

Appareillage : disposition des éléments de maçonnerie selon un aspect régulier pour obtenir un fonctionnement monolithique (fig. 1).

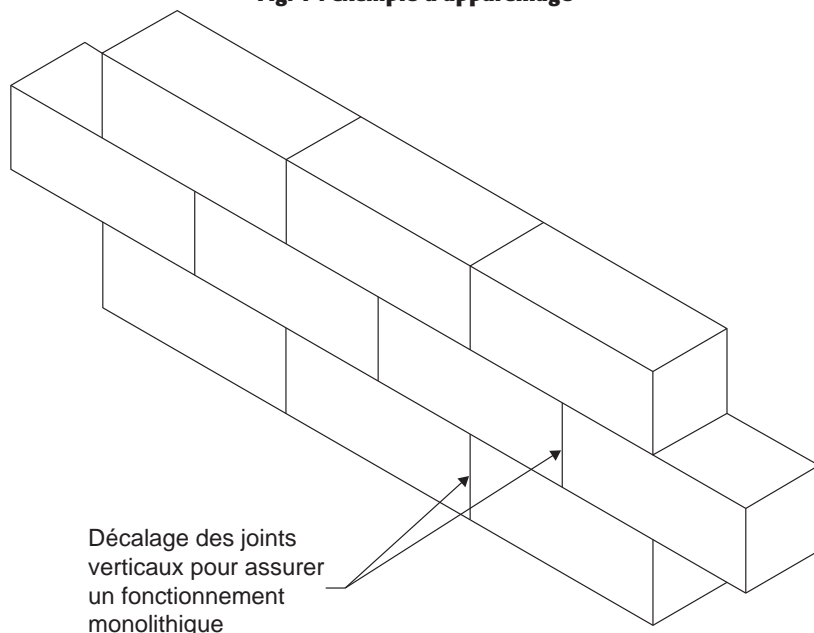
Maçonnerie : assemblage d'ouvrages de maçonnerie posés selon un appareillage spécifié et hourdés ensemble à l'aide d'un mortier.

Maçonnerie armée : maçonnerie dans laquelle des barres ou treillis en acier sont enrobés dans du mortier ou du béton de telle manière que tous les matériaux agissent ensemble pour résister aux forces appliquées (fig. 2 du chapitre 5).

Maçonnerie confinée ou chaînée : maçonnerie intégrant des ouvrages de confinement en béton armé ou de maçonnerie dans les directions verticale et horizontale (fig. 2 du chapitre 5).

Maçonnerie non armée : maçonnerie sans armature ou ne présentant pas une armature suffisante pour être considérée comme un ouvrage en maçonnerie armée.

Maçonnerie précontrainte : maçonnerie dans laquelle des contraintes de compression internes ont été volontairement induites par des armatures tendues.

Fig. 1 : exemple d'appareillage

4.1.2 Termes relatifs à la résistance de la maçonnerie

Adhérence : effet du mortier développant une résistance à la traction ou au cisaillement au niveau de la surface de contact des ouvrages de maçonnerie.

Adhérence de l'ancrage : adhérence par unité de surface entre l'armature et le béton ou le mortier lorsque l'armature est soumise à des efforts de traction ou de compression.

Résistance à la compression dans la maçonnerie : résistance de la maçonnerie en compression sans prise en compte des effets de frettage des plateaux de presse, ni de l'élancement ou de l'excentricité des charges.

Résistance à la flexion de la maçonnerie : résistance de la maçonnerie en flexion (fig. 8 du chapitre 3).

Résistance au cisaillement de la maçonnerie : résistance de la maçonnerie soumise à des efforts de cisaillement (fig. 6 et 7 du chapitre 3).

Résistance caractéristique de la maçonnerie : valeur de résistance de la maçonnerie dont la probabilité d'être atteinte est de 95 %. La valeur nominale (ou moyenne) correspond à une probabilité d'être atteinte de 50 %.

4.1.3 Termes relatifs aux éléments de maçonnerie

Alvéole : évidement qui peut ou non traverser complètement l'ouvrage de maçonnerie.

Catégorie : niveau de contrôle de la qualité de fabrication de l'élément de maçonnerie (catégorie 1 ou 2 – voir chapitre 2.1.3).

Élément de maçonnerie : élément préformé en vue de l'utilisation dans les ouvrages en maçonnerie (fig. 5 du chapitre 2).

Empochement : cavité venue de fabrication, sur l'une ou les deux faces de pose d'un ouvrage de maçonnerie.

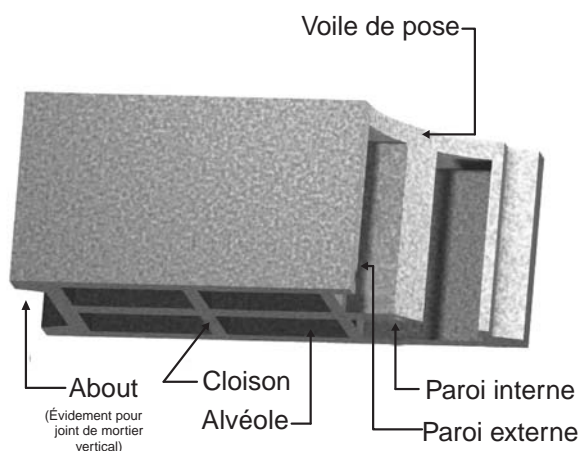
Face de pose : face supérieure ou inférieure d'un ouvrage de maçonnerie lorsqu'il est posé comme prévu.

Groupes 1, 2, 3 et 4 pour les ouvrages de maçonnerie : définition correspondant à des groupes d'ouvrages de maçonnerie, en fonction de la dimension en pourcentage et de l'orientation des alvéoles des éléments tels que mis en place dans la maçonnerie (fig. 5 du chapitre 2).

Paroi interne : partie pleine séparant les alvéoles d'un ouvrage de maçonnerie.

Paroi externe : partie pleine située entre les alvéoles et la face externe d'un ouvrage de maçonnerie.

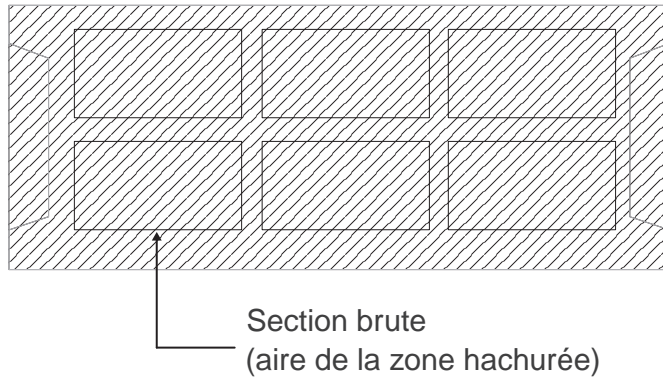
Fig. 2 : définition des parois (vue de la face inférieure du bloc)



Résistance à la compression normalisée des éléments de maçonnerie : résistance à la compression rapportée à la résistance à la compression d'un ouvrage de maçonnerie équivalent d'un cube de 100 mm de côté (voir chapitre 2.1.5).

Section brute : aire de la section transversale d'un élément, sans déduction de l'aire des alvéoles, évidements ou retraits.

Fig. 3 : section brute



Trou de préhension : évidement dans l'ouvrage de maçonnerie permettant de le saisir plus commodément et de le mettre en place à la main ou à l'aide d'un appareillage (fig. 2 du chapitre 2).

Type : élément défini selon une norme, fonction du matériau utilisé.

4.1.4 Termes relatifs au mortier

Mortier allégé : mortier performanciel dont la masse volumique sèche à l'état durci est inférieure à une valeur spécifiée.

Mortier de chantier : mortier composé de constituants individuels dosés et mélangés sur chantier.

Mortier de joints minces : mortier performanciel dont la dimension maximale des granulats est inférieure ou égale à une valeur spécifiée.

Mortier de montage : mélange composé d'un ou de plusieurs liants minéraux, de granulats, d'eau et parfois d'ajouts et/ou d'adjuvants. Ce mortier est destiné au hourdage, au jointoiement et au rejointoiement d'ouvrages en maçonnerie.

Mortier de recette : mortier fabriqué selon des proportions prédéterminées et dont les propriétés résultent des proportions de constituants déclarées (concept de recette).

Mortier d'usage courant : mortier de montage sans caractéristique particulière.

Mortier industriel : mortier dosé et mélangé en usine.

Mortier industriel semi-fini : mortier prédosé ou prémélangé de chaux/sable.

Mortier performanciel (formulé) : mortier dont la composition et la méthode de fabrication ont été choisies en vue d'obtenir les propriétés spécifiques (concept de performance).

Mortier prédosé : mortier dont les constituants sont entièrement dosés en usine et livrés sur le chantier où ils sont mélangés selon les spécifications et conditions indiquées par le fabricant.

Mortier prémélangé constitué de chaux/sable : mortier dont les constituants sont entièrement dosés et mélangés en usine et livrés sur le chantier où d'autres constituants spécifiés ou fournis par l'usine sont ajoutés (par exemple du ciment) et mélangés à la chaux et au sable.

Résistance à la compression du mortier : résistance moyenne à la compression d'un nombre spécifié d'éprouvettes de mortier après conservation pendant 28 jours.

4.1.5 Termes relatifs au béton de remplissage

Béton de remplissage : béton utilisé pour le remplissage des cavités ou vides ménagés dans la maçonnerie

4.1.6 Termes relatifs aux armatures

Acier d'armature : armature en acier destinée à être utilisée avec la maçonnerie.

Acier de précontrainte : treillis, barres ou torons en acier destinés à être utilisés avec la maçonnerie.

Armature pour joint : armature en acier préfabriquée pour la mise en œuvre dans les joints d'assise.

4.1.7 Termes relatifs aux composants accessoires

Attache pour mur : dispositif destiné à relier une paroi d'un mur creux à travers un vide à l'autre paroi ou à une ossature, ou à un mur support.

Coupure de capillarité : couche ou film en matériau étanche utilisé dans la maçonnerie pour s'opposer au passage de l'eau.

Feuillard d'ancrage : dispositif destiné à relier un ouvrage en maçonnerie à un autre ouvrage adjacent tel que plancher ou toiture.

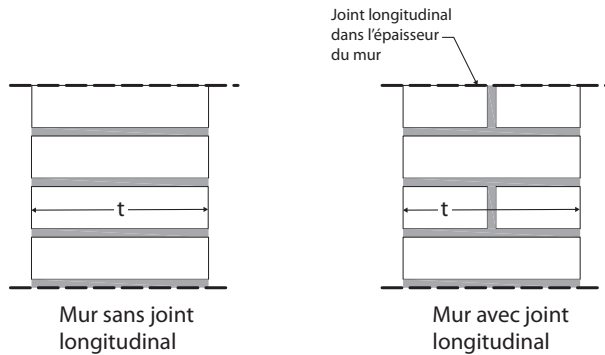
4.1.8 Termes relatifs aux joints de mortier

Joint d'assise : couche de mortier entre les faces de pose d'ouvrages de maçonnerie.

Joint interrompu : joint constitué de deux ou plusieurs bandes de mortier disposées le long des bords extérieurs de la face de pose des éléments (fig. 5).

Joint longitudinal : joint de mortier vertical dans l'épaisseur du mur, parallèle à la face de parement du mur.

Fig. 4 : joint longitudinal dans l'épaisseur du mur



Joint mince : joint réalisé en mortier de joints minces (épaisseur entre 1 et 3 mm).

Joint vertical (joint d'about) : joint de mortier perpendiculaire au joint d'assise et à la face de parement du mur.

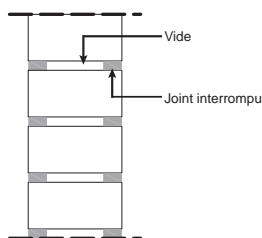
Jointoiment : mode de finition du joint à l'avancement.

Rejointoiment : mode de remplissage et de finition de joints de mortier dont la surface a été dégarnie ou laissée ouverte à des fins de rejointoiment.

4.1.9 Termes relatifs aux types de mur

Mur à double paroi (double-leaf wall) : mur constitué de deux parois parallèles dont le joint longitudinal intermédiaire est rempli complètement de mortier, et efficacement liées entre elles par des attaches de façon qu'elles fonctionnent ensemble sous l'effet des charges.

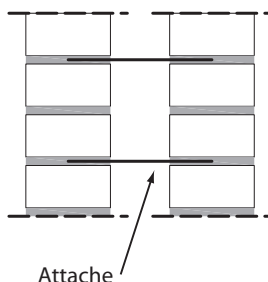
Mur à joints interrompus (shell bedded wall) : mur dont les ouvrages de maçonnerie sont hourdés en deux ou plusieurs bandes de mortier disposées le long des bords extérieurs de la face de pose des éléments.

Fig. 5 : mur à joint interrompu

Mur à parement apparent : mur associant des éléments destinés à rester apparents à d'autres non apparents de façon à ce qu'ils fonctionnent ensemble sous l'effet des charges.

Mur creux (*cavity wall*) : mur comprenant deux parois simples parallèles, efficacement reliées par des attaches ou des armatures pour joints d'assise. L'espace entre les deux parois est laissé vide ou est rempli complètement ou partiellement à l'aide d'un isolant thermique non porteur.

Lorsqu'une des parois ne contribue pas à la résistance ou à la raideur de l'autre paroi, elle doit être considérée comme paroi ou mur d'habillage.

Fig. 6 : mur creux

Mur creux rempli (*grouted cavity wall*) : mur constitué de deux parois parallèles, dont le vide intermédiaire est rempli de béton ou de coulis, efficacement liées entre elles par des attaches ou une armature pour joints d'assise de façon qu'elles fonctionnent ensemble sous l'effet des charges.

Mur d'habillage : mur utilisé comme un parement mais non relié à ou ne contribuant pas à la résistance du mur support ou de l'ossature.

Mur non porteur ou cloison : mur qui n'est pas supposé reprendre des charges verticales provenant de la structure.

Mur porteur : mur principalement calculé pour supporter une charge imposée en plus de son poids propre.

Mur raidisseur ou de contreventement : mur destiné à résister à des forces latérales dans son plan, ou mur établi perpendiculairement à un autre mur pour lui fournir un appui contre les forces latérales ou pour résister au flambement (contribution à la stabilité de la construction).

Mur simple : mur sans vide ou joint longitudinal continu dans son plan.

4.1.10 Autres termes

Coulis : mélange très fluide de ciment, sable et eau destiné au remplissage d'évidements ou d'espaces réduits.

Joint de fractionnement : joint permettant un libre mouvement dans le plan du mur.

Réservation : renforcement ménagé au montage dans le parement d'un mur.

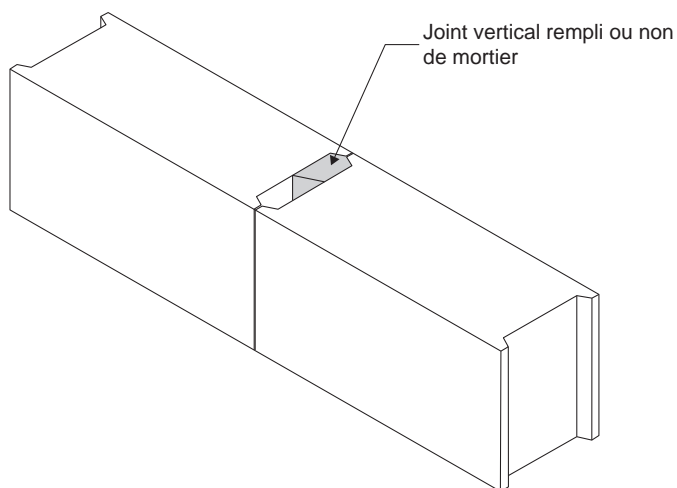
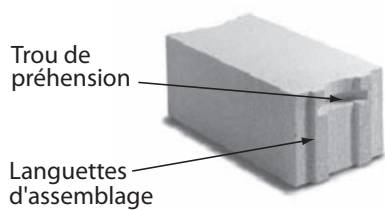
Saignée : rainure créée dans la maçonnerie.

Caractérisation des matériaux et éléments constitutifs

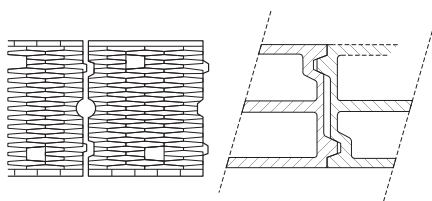
La maçonnerie est réalisée par assemblage d'éléments (blocs, briques ou pierres) liés ensemble au moyen de joints de mortier (fig. 1). Le joint vertical peut être maçonné ou non, selon le mode de montage adopté. Certains éléments comportent également des joints verticaux à emboîtement, en substitution à la réalisation du joint de mortier (fig. 2).

Fig.1 : les constituants principaux d'une maçonnerie



Fig 2 : différents types de joints verticaux**a) Montage d'éléments avec joint vertical rempli ou non de mortier****b) Éléments avec emboîtements verticaux**

Éléments de groupe 1 (*)



Éléments de groupe 2 ou 3 (*)



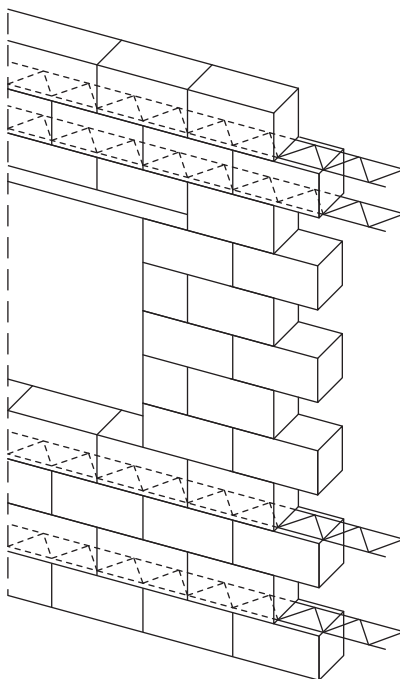
Éléments de groupe 4 (*)

(*) : voir définition des groupes paragraphe 1.2

Les armatures peuvent être incorporées dans les joints d'assise (horizontaux) et dans des potelets en béton de manière à constituer une maçonnerie armée ou chaînée.

Ces maçonneries présentent une plus grande résistance à certaines sollicitations (amélioration de la résistance à la flexion aux poussées horizontales) (fig. 3).

Fig. 3 : exemple de maçonnerie armée



1. Les éléments de maçonnerie

1.1 Les types d'éléments

Les types d'éléments (ou produits) de maçonnerie (blocs, briques, pierres) sont définis selon les normes du tableau 1.

Les normes européennes harmonisées définissent les performances des produits pour que l'ouvrage qui les incorpore satisfasse aux exigences essentielles de la directive « Produits de construction ». Ces normes définissent en particulier les conditions d'application du marquage CE.

Pour les produits, la satisfaction aux Exigences essentielles est garantie par la mise en place des normes harmonisées qui leur sont applicables. Le respect de la norme se traduit par l'imposition réglementaire du marquage CE sur le produit.

Le marquage CE atteste la conformité du produit aux spécifications de la partie harmonisée des normes européennes (Annexe ZA). Il n'est pas une certification de qualité des produits.

La norme européenne est accompagnée d'un complément national qui fixe les niveaux et classes de performance nécessaires pour que les éléments soient aptes à la réalisation des ouvrages selon le nouveau DTU 20.1.

En complément du marquage CE, il peut exister pour certains produits (blocs en béton par exemple) une certification volontaire NF. Elle garantit que les exigences de performance des éléments ont été contrôlées par un organisme tiers et qu'elles sont effectivement respectées de façon continue par le fabricant.

Tableau 1 : normes européennes et normes françaises définissant les éléments de maçonnerie

Types	Norme EN	Complément national ou norme française	Certification volontaire NF ⁽¹⁾	Informations
Éléments en terre cuite	NF EN 771-1	NF P 12-021-2	Référentiel NF 046	www.fft.org www.ctmnc.fr
Éléments en silico-calcaire	NF EN 771-2			www.cerib.com
Éléments en béton de granulats courants ou légers	NF EN 771-3	NF EN 771-3/CN	Référentiel NF 025-A	www.fib.org www.cerib.com
Éléments en béton cellulaire autoclavé	NF EN 771-4	NF EN 771-4/CN	Référentiel NF 025-B	www.fib.org www.cerib.com
Éléments en pierre reconstituée	NF EN 771-5	NF EN 771-5/CN		www.fib.org www.cerib.com
Éléments en pierre naturelle	NF EN 771-6	NF B 10-601		www.ctmnc.fr www.unicem.fr
1) Les éléments munis de la marque NF sont obligatoirement de catégorie 1.				

1.1.1 Principales caractéristiques définies par les normes produits

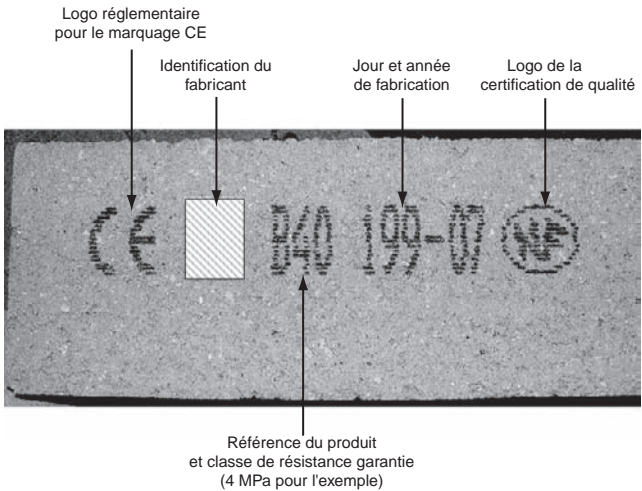
1.1.1.1 Blocs en béton de granulats courants ou légers (NF EN 771-3)

Tableau 2 : principales caractéristiques des blocs de béton de granulats courants ou légers

Appellation des produits	Blocs à enduire		Blocs de parement		Résistance caractéristique R_c (MPa)
	de granulats légers (Mvn < 1750 kg/m ³)	de granulats courants (Mvn ≥ 1750 kg/m ³)	de granulats légers (Mvn < 1750 kg/m ³)	de granulats courants (Mvn ≥ 1750 kg/m ³)	
Blocs creux	L25				2,5
	L40	B40	LP40		4,0
			LP55		5,5
		B60		P60	6,0
		B80		P80	8,0
				P120	12,0
Blocs pleins ou perforés	L35				3,5
	L45		LP45		4,5
	L70		LP70		7,0
		B80			8,0
		B120		P120	12,0
		B160		P160	16,0
				P200	20,0
		Spécifications des blocs NF			Norme d'essai ou de référence
Résistance à la compression		Blocs de catégorie 1 : résistance caractéristique garantie à 95 %			NF EN 772-1
Variations dimensionnelles		≤ 0,45 mm/m			NF EN 772-14
Adhérence bloc/mortier		0,15 N/mm ² pour les blocs montés au mortier d'usage courant ou allégé 0,30 N/mm ² pour les blocs collés			NF EN 998-2
Résistance à la diffusion de la vapeur d'eau		Coefficient égal à 5/15			NF EN 1745
Réaction au feu		Classement A1 (ou M0 selon l'ancien classement français) (non combustible)			NF P 13501-1
Absorption d'eau (blocs de parement)		3 g/m ² .s			NF EN 772-11
Résistance thermique		Selon valeur déclarée par le fabricant			Règles THU, fascicule 4/5, parois opaques

1.1.1.2 Exemple de marquage pour les blocs de granulats courants ou légers

Fig. 4 : marquage CE NF - bloc de granulats courants

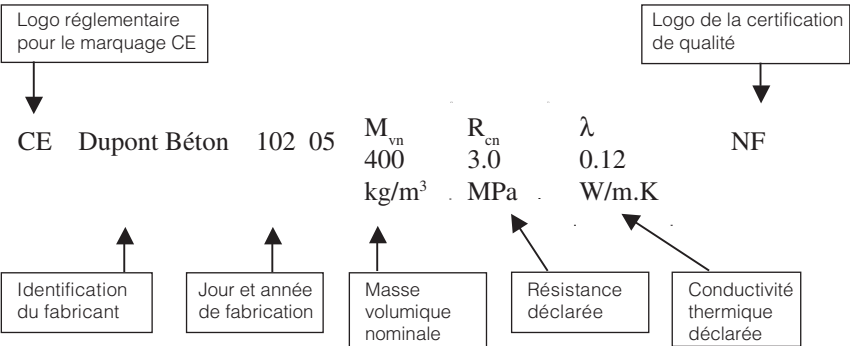


1.1.1.3 Blocs en béton cellulaire autoclavé (NF EN 771-4)

Tableau 3 : principales caractéristiques des blocs de béton cellulaire autoclavé

	Spécifications des blocs NF	Norme d'essai ou de référence
Masse volumique nominale	Masse volumique sèche apparente, en kg/m ³	NF EN 772-13
Résistance à la compression	Blocs de catégorie 1 : résistance caractéristique garantie à 95 %	NF EN 772-1
Variations dimensionnelles	Selon valeur déclarée par le fabricant	NF EN 680
Adhérence bloc/mortier	0,30 N/mm ² pour les blocs collés	NF EN 998-2
Résistance à la diffusion de la vapeur d'eau	Coefficient égal à 5/15	NF EN 1745
Réaction au feu	Classement A1 (ou M0 selon l'ancien classement français) (non combustible)	NF P 13501-1
Absorption d'eau (blocs de parement)	Selon valeurs déclarées par le fabricant	NF EN 772-11
Propriétés thermiques	Selon valeurs déclarées par le fabricant	NF EN 1745

1.1.1.4 Exemple de marquage pour les blocs de béton cellulaire autoclavé

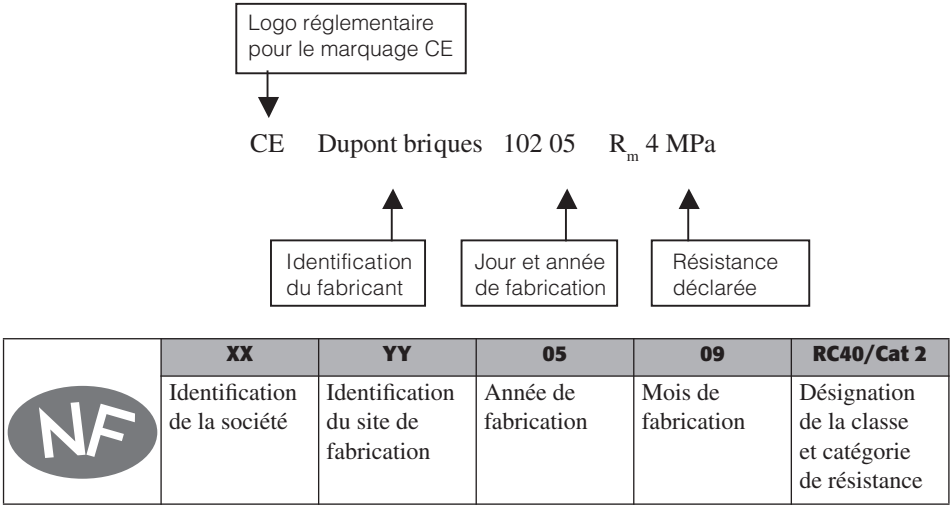


1.1.1.5 Éléments en terre cuite (NF EN 771-1)

Tableau 4 : principales caractéristiques des briques de terre cuite

	Spécifications des briques	Norme d'essai ou de référence
Classification	– Briques LD de masse volumique sèche $\leq 1\,000\, kg/m^3$. Utilisation en maçonnerie protégée. – Briques HD de masse volumique sèche $> 1\,000\, kg/m^3$. Utilisation en maçonnerie non protégée.	NF EN 771-1 NF EN 771-1
Résistance à la compression	Éléments de catégorie 1 : résistance moyenne garantie à 95 %	NF EN 772-1
Variations dimensionnelles	$\leq 0,6\, mm/m$	NF EN 772-19
Adhérence produit/mortier	0,15 N/mm ² pour les blocs montés au mortier d'usage courant ou allégé 0,30 N/mm ² pour les blocs collés	NF EN 998-2
Résistance à la diffusion de la vapeur d'eau	Coefficient égal à 5/15	NF EN 1745
Réaction au feu	Classement A1 (ou M0 selon l'ancien classement français) (non combustible)	NF P 13501-1
Absorption d'eau (briques HD)	Selon valeur déclarée par le fabricant	NF EN 772-7 NF EN 772-11
Résistance thermique	Selon valeur déclarée par le fabricant	Règles THU, fascicule 4/5, parois opaques ou NF EN 1745

1.1.1.6 Exemples de marquage pour les briques de terre cuite



1.1.1.7 Pierre naturelle (NF EN 771-6)

Aptitude à l'emploi prévu des éléments en pierre naturelle

L'aptitude à l'emploi des pierres dépend de leur destination dans l'ouvrage et de la localisation géographique de l'ouvrage.

Le tableau 5 (extrait de la norme NF B 10-601) précise l'utilisation des éléments de pierre naturelle.

Tableau 5 : prescriptions générales d'emploi pour les pierres naturelles massives d'épaisseur ≥ 80 mm

Destination dans l'ouvrage	Essais d'aptitude à l'emploi	Référence de la norme correspondante	Prescriptions applicables
Élévation en partie courante, sans possibilité de rejaillissement	Capillarité	NF EN 772-11	$C_{w,s}$ (parallèle au lit) ⁽¹⁾
	Gélivité	NF EN 12371	A, B et C aucune $D \geq 12$ cycles
	Compression	NF EN 772-1	Dimensionnement ⁽²⁾
Assise de rejaillissement ⁽³⁾ Appui de fenêtre ⁽⁴⁾	Gélivité	NF EN 12371	$A \geq 12$ cycles
			$B \geq 12$ cycles
			$C \geq 24$ cycles
			$D \geq 48$ cycles
Console ⁽³⁾	Compression	NF EN 772-1	Dimensionnement ⁽²⁾
	Gélivité	NF EN 12371	$A \geq 12$ cycles
			$B \geq 12$ cycles
			$C \geq 24$ cycles
			$D \geq 48$ cycles
Corniche ⁽⁴⁾ Couronnement ⁽⁴⁾	Gélivité	NF EN 12371	$A \geq 36$ cycles
			$B \geq 48$ cycles
			$C \geq 96$ cycles
			$D \geq 96$ cycles
Main courante ⁽⁴⁾ Bandeau ⁽⁴⁾	Gélivité	NF EN 12371	$A \geq 12$ cycles
			$B \geq 24$ cycles
			$C \geq 48$ cycles
			$D \geq 96$ cycles
Soubassement ⁽⁵⁾	Capillarité	NF EN 772-11	$C_{w,s}$ (perpendiculaire et parallèle au lit) $\leq 130 \text{ g/m}^2.s^{0,5}$
	Gélivité	NF EN 12371	$A \geq 36$ cycles
			$B \geq 36$ cycles
			$C \geq 48$ cycles
			$D \geq 96$ cycles
Dalle massive de balcon ⁽⁴⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾	Compression	NF EN 772-1	Dimensionnement ⁽²⁾
	Gélivité	NF EN 12371	$A \geq 96$ cycles
			$B \geq 96$ cycles
			$C \geq 96$ cycles
			$D \geq 144$ cycles
Pile de pont ⁽⁷⁾	Gélivité	NF EN 12371	A, B, C, $D \geq 144$ cycles
Gargouille ⁽⁷⁾	Gélivité	NF EN 12371	A, B, C, $D \geq 144$ cycles

1) Pour calculer l'épaisseur d'un mur selon le critère de capillarité $C_{w,s}$ (parallèle au lit), se reporter à la norme P10-202 (référence DTU 20.1).

2) Selon la norme P10-202-2 (référence DTU 20.1).

3) Assise de rejaillissement : toute pierre dont le chant inférieur est à moins de 15 cm au-dessus d'une surface en saillie (autre que le sol).

4) S'il est prévu une protection métallique réalisée selon les normes appropriées de la sous-classe P 34, il n'y a pas d'exigence de gélivité.

5) Soubassement : toute pierre dont le chant inférieur est à moins de 15 cm du sol fini.

6) Les dalles porteuses font l'objet d'une justification particulière lors de leur conception.

7) Un cahier des charges doit préciser les essais mécaniques nécessaires.

Tableau 6 : exemple de marquage CE pour les éléments de maçonnerie en pierre naturelle de catégorie I pour un usage extérieur en mur porteur

Année : 2008

Norme de référence : NF EN 771-6 – Octobre 2005

Produit : éléments de maçonnerie en pierre, finition sciée

Dénomination de la pierre suivant NF EN 12440 :

Nom traditionnel

Nom pétrographique

Origine : (France)

Usage : mur porteur extérieur

Numéro d'identification de l'organisme de certification : 1519

Nom et adresse du producteur :

Numéro du certificat de CPU : 02462 – CXY – 00071

CARACTÉRISTIQUES	VALEURS DÉCLARÉES	MÉTHODES D'ESSAIS
Dimensions	$L \times \ell \times e$ (en mm)	NF EN 771-6
Tolérances dimensionnelles	Catégorie D3	NF EN 771-6
Description	Selon croquis de débit ci-joint	
Masse volumique apparente	2 280 kg/m ³	NF EN 1936
Résistance à la compression	Valeur moyenne déclarée* : 40,1 MPa	NF EN 772-1
Résistance à la flexion de la maçonnerie	APD	NF EN 1052-2
Résistance au cisaillement du joint de maçonnerie	0,15 N/mm ²	NF EN 1052-3
Réaction au feu	Classe A1	Sans essai (Décision 96/603 CEE)
Porosité ouverte	16,10 %	NF EN 1936
Absorption d'eau par capillarité	3 g/(m ² × s ^{0,5})	NF EN 772-11
Facteur de résistance à la vapeur d'eau	$\mu = 50$ (sec) et 40 (humide)	NF EN 12524
Résistance au gel	168 cycles	NF EN 12371
Conductivité thermique équivalente	0,55 W/mK ($\lambda_{10,sec}$)	NF EN 1745

* La valeur moyenne déclarée de la résistance à la compression doit être telle que :

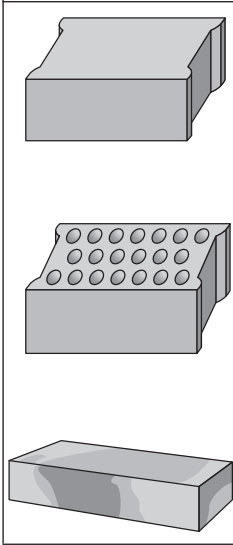
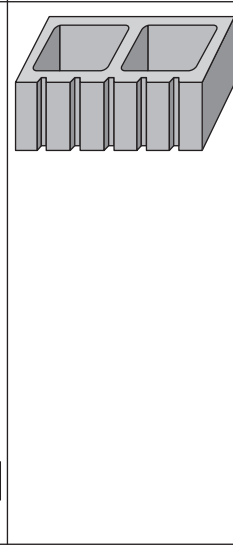
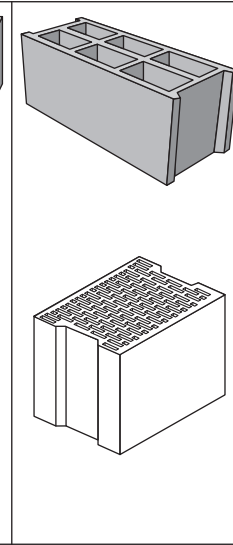
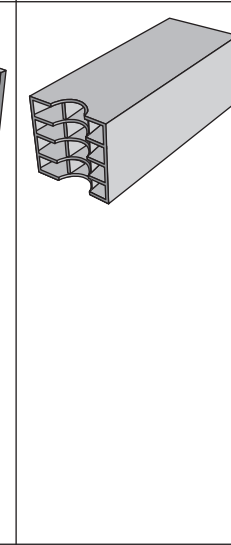
Lorsque les éléments de maçonnerie en pierre naturelle sont prélevés sur un lot d'une livraison conformément à l'Annexe A de la norme NF EN 771-6, et soumis à l'essai conformément à l'EN 772-1 et à un conditionnement conforme au chapitre 7.3.3 de cette norme, la résistance à la compression moyenne du nombre spécifié d'éléments de maçonnerie en pierre naturelle provenant d'une livraison ne doit pas présenter une résistance à la compression inférieure à 80 % de la valeur moyenne déclarée.

1.2 Classement en groupes

Du fait de leur grande diversité, les éléments de maçonnerie sont répartis en quatre groupes présentant des géométries sensiblement similaires (fig. 5).

Le tableau 3.1 de l'eurocode 6 précise les spécifications d'appartenance à un groupe (voir annexe D).
L'appartenance à un groupe est en principe définie par le fabricant du produit.

Fig. 5 : les différents groupes d'éléments de maçonnerie

Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3	Groupe 4
Éléments pleins ou constitués de trous de faible importance	Éléments constitués d'alvéoles verticales. La distinction de groupe est fonction de la section des alvéoles.		Éléments constitués d'alvéoles horizontales
			

1.3 Catégorie déclarée

Cette spécification est déclarée par le fabricant dans le cadre du marquage CE. Elle définit le niveau de qualité de la fabrication, évaluée à partir de la résistance à la compression.

Les éléments sont de catégorie 1 lorsque la résistance à la compression déclarée (en valeur moyenne ou en valeur caractéristique) est définie avec un niveau de confiance de 95 %.

Ils seront de catégorie 2 dans le cas contraire.

1.4 Résistance à la compression déclarée

Les éléments de maçonneries sont caractérisés par leur résistance à la compression. Cette caractéristique est déclarée par le fabricant, comme valeur moyenne (R_m) ou valeur caractéristique (R_c).

La résistance des briques de terre cuite est déclarée comme valeur moyenne. La résistance des éléments en béton est déclarée comme valeur caractéristique.

Le passage de la résistance caractéristique à la résistance moyenne est détaillé au paragraphe suivant.

1.5 Résistance à la compression moyenne normalisée f_b

C'est la valeur de référence pour les calculs sous chargements verticaux. Elle est définie à partir de la résistance déclarée par le fabricant.

Comme son nom l'indique, elle va servir à « standardiser » les différentes valeurs de résistances déclarées, de manière à obtenir une référence unique, directement utilisable dans les calculs.

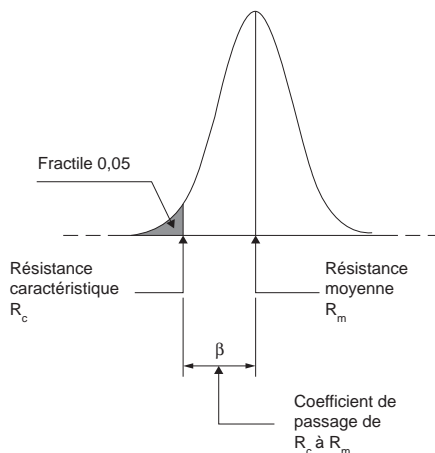
La procédure de normalisation fait intervenir les 3 coefficients suivants :

- 1/ Coefficient β pour le passage de la résistance caractéristique déclarée R_c à la résistance moyenne déclarée R_m :

$$R_m = R_c \cdot \beta \quad (2.1)$$

La valeur caractéristique est définie pour le fractile 0.05 (autrement dit : 95 % des produits testés ont une résistance supérieure à la valeur déclarée). Pour passer de la valeur caractéristique déclarée à la valeur moyenne, on utilise le coefficient de passage β (fig. 6). Ce coefficient pour les blocs de béton est fixé à 1,18.

Fig. 6 : passage de la résistance caractéristique déclarée à la résistance moyenne



2/ Facteur de forme de l'échantillon testé : δ

Lorsque l'on mesure la résistance à la compression d'un élément de maçonnerie, le résultat obtenu dépend de la taille de l'élément ou de l'échantillon testé.

Le facteur de forme δ , défini dans le tableau 7, permet de prendre en compte l'influence de ces paramètres dans le calcul de f_b (valeurs issues de la norme NF EN 772-1).

Tableau 7 : valeurs du coefficient de forme δ relatif à la taille des éprouvettes d'essai

<div> <div>Largeur (en mm)</div> <div>Hauteur⁽¹⁾ (en mm)</div> </div>	50	100	150	200	250
40	0,80	0,70	–	–	–
50	0,85	0,75	0,70	–	–
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥ 250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15
Note : Une interpolation linéaire est permise entre des valeurs adjacentes du facteur de forme. 1) Hauteur après préparation de la surface.					

3/ Coefficient χ relatif au conditionnement des éprouvettes

Les éprouvettes sont conservées avant essai de différentes manières :

- immergées dans un bac d'eau ;
- placées dans une étuve, à une certaine température pour obtenir un état sec contrôlé ;
- entreposées à l'air libre.

Le mode de conservation est défini dans la norme produit.

La norme NF EN 772-1 définit le coefficient à adopter en fonction du mode de conservation ou de traitement adopté.

Le tableau 8 donne la valeur de χ selon le mode de conservation.

Tableau 8 : valeur du coefficient χ relatif au conditionnement des éprouvettes

Type de conditionnement	χ	Types d'éléments
Séchage à l'air	1	Blocs de béton de granulats courants ou légers, briques de terre cuite
Séchage en étuve	0,8	Blocs de béton cellulaire autoclavé, pierres naturelles
Teneur en eau contrôlée à 6 %	1	
Immersion dans l'eau	1,2	

1.5.1 En résumé

Calcul de la résistance moyenne normalisée à partir de :

– la résistance caractéristique déclarée :

$$f_b = R_c \cdot \beta \cdot \delta \cdot \chi \quad (2.2)$$

– la résistance moyenne déclarée :

$$f_b = R_m \cdot \delta \cdot \chi \quad (2.3)$$

avec :

β : coefficient de passage de R_c à R_m

δ : facteur de forme de l'échantillon testé (selon NF EN 772-1)

χ : coefficient dépendant du conditionnement des éléments

R_c : résistance caractéristique déclarée des éléments

R_m : résistance moyenne déclarée des éléments

1.5.2 Exemples de calcul de f_b

1.5.2.1 Élément en terre cuite

Dimensions (longueur \times largeur \times hauteur) : 500 \times 200 \times 200 mm

Résistance moyenne $R_m = 4$ MPa

Facteur de forme de l'échantillon testé : essai sur bloc complet,

$\delta = 1,15$ (tableau 7)

Coefficient dépendant du conditionnement des éléments : $\chi = 1$

Soit : $f_b = 4 \times 1,15 \times 1 = 4,6$ MPa

1.5.2.2 Bloc de béton

Dimensions (longueur \times largeur \times hauteur) : 500 \times 200 \times 200 mm

Résistance caractéristique $R_c = 4$ MPa

Coefficient de passage de R_c à R_m : β pris forfaitairement à 1,18

Facteur de forme de l'échantillon testé : essai sur bloc complet, $\delta = 1,15$ (tableau 7)
Coefficient dépendant du conditionnement des éléments : $\chi = 1$
Soit : $f_b = 4 \times 1,18 \times 1,15 \times 1 = 5,43 \text{ MPa}$

1.5.2.3 Bloc de béton cellulaire autoclavé

Dimensions (longueur \times largeur \times hauteur) : $625 \times 200 \times 250 \text{ mm}$
Résistance caractéristique pour une masse volumique de 500 kg/m^3 $R_c = 4 \text{ MPa}$
Coefficient de passage de R_c à R_m : β pris forfaitairement à $1,18$
Facteur de forme de l'échantillon testé : essai sur échantillons de 100×100
 $\delta = 1$ (tableau 7)
Coefficient dépendant du conditionnement des éléments : $\chi = 0,8$
Soit : $f_b = 4 \times 1,18 \times 1 \times 0,8 = 3,77 \text{ MPa}$

2. Le mortier de montage

Il existe trois grandes variétés de mortier, selon leur mode d'obtention :

- livrés directement sur le chantier ;
- prémélangés, à préparer sur chantier par ajout d'eau ;
- réalisés directement sur chantier, selon une recette traditionnelle ou spécifique.

2.1 Types de mortier et compositions

Ils sont définis selon trois critères :

Tableau 9 : critères de définition des mortiers

Selon leurs constituants	Selon leur méthode de définition	Selon leur méthode de fabrication
<div>– mortiers d'usage courant</div> <div>– mortiers de joints minces¹⁾</div> <div>– mortiers allégés¹⁾</div>	<div>– mortiers performanciels</div> <div>– mortiers de recette</div> <div>Ils sont conformes à la NF EN 998-2</div>	<div>– mortiers industriels (prédosés ou prémélangés) conformes à la NF EN 998-2</div> <div>– mortiers réalisés sur chantier conformes à la norme NF EN 1996-2</div>
1) Mortiers obligatoirement performanciels, conformes à l'EN 998-2.		

La composition et la caractéristique de résistance des mortiers traditionnels sont définis dans l'Annexe nationale de l'eurocode 6 partie 1.1 (tableau 10) :

Tableau 10 : composition des mortiers traditionnels
selon l'Annexe nationale française

Éléments de maçonnerie	Mortier de chaux hydraulique	Mortier bâtard		Mortier de ciment
		Ciment + Chaux		
En pierre (calcaire, granit, grès)	250 à 350 kg/m ³	150 à 275 kg/m ³	100 à 200 kg/m ³	
		Avec un dosage global de 350 à 400 kg/m ³		
	M5	M5		
En pierre tendre (Tuffeau de Touraine)		100 à 125 kg/m ³	100 à 200 kg/m ³	
		M2,5		
En terre cuite	400 à 500 kg/m ³	150 à 175 kg/m ³	175 à 275 kg/m ³	300 à 400 kg/m ³
		Avec un dosage global de 350 à 400 kg/m ³		
	M10	M10		M10
En béton	250 à 350 kg/m ³	150 à 275 kg/m ³	125 à 250 kg/m ³	300 à 350 kg/m ³
		Avec un dosage global de 350 à 400 kg/m ³		
	M5	M10		M10
En béton cellulaire autoclavé		100 à 125 kg/m ³	150 kg/m ³ de chaux hydraulique	
		M10		

Ces valeurs sont des valeurs moyennes tabulées.

Les caractéristiques finales des mortiers durcis, non adjuvantés, dépendent principalement :

- des dosages exacts et des types de ciments et chaux utilisés (ex. CEM II 32.5 N) ;
- de la compacité granulométrique des sables utilisés (par exemple, idéalement pour un sable 0-4 mm avec taux de fines ≤ 100 µm inférieur à 10 %).

2.2 Résistance à la compression f_m

Le mortier est classé selon sa résistance à la compression f_m exprimée en MPa.
Par exemple, un mortier de résistance f_m = 5 MPa est classé M5.
f_m est la résistance moyenne à la compression du mortier, déterminée conformément à l'EN 1015-11.

2.3 Adhérence entre éléments et mortier

Le dimensionnement en cisaillement de la maçonnerie s'appuie sur la valeur de l'adhérence entre le mortier et l'élément.

On utilise les valeurs tabulées par l'eurocode 6, ou celles déterminées par essai (détermination de la résistance au cisaillement à l'origine, f_{vk0} , conformément à l'EN 1052-3, fig. 7 et 8 ou l'EN 1052-4).

Fig. 7 : détermination de la résistance à l'adhérence – dispositif d'essai

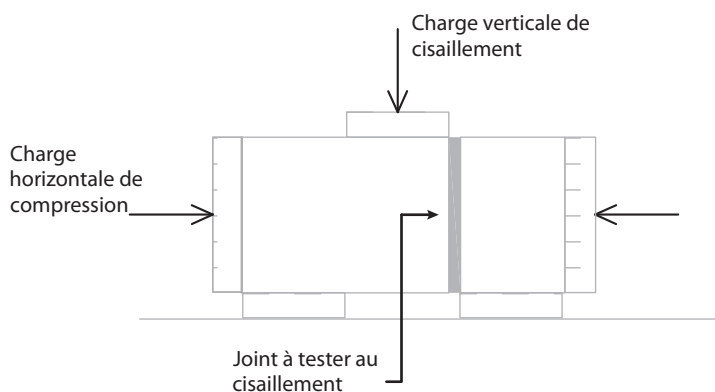
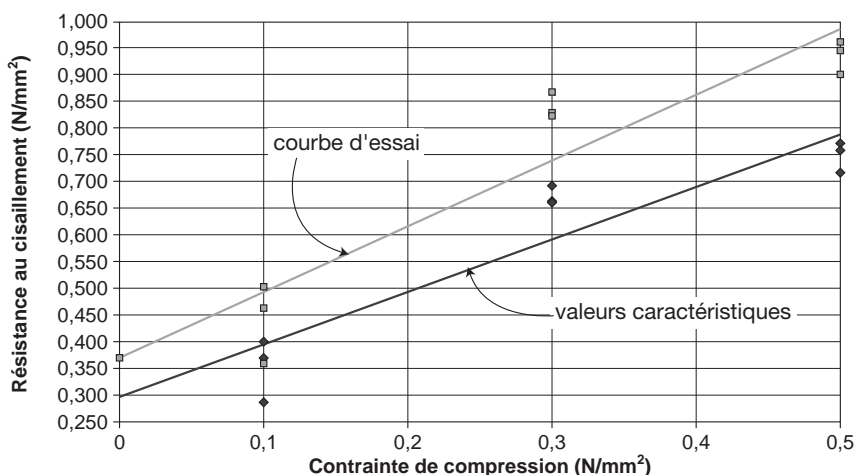


Fig. 8 : détermination de la résistance au cisaillement selon l'EN 1052-3



3. Le béton de remplissage

Le béton de remplissage sert principalement :

- à réaliser des chaînages horizontaux et verticaux ou des potelets armés ;
- à réaliser des murs à partir d'éléments coffrants (blocs à bancher).

Il doit être conforme à la norme NF EN 206-1.

Il est recommandé d'utiliser un béton de classe d'ouvrabilité S3 à S5 ou d'étalement F4 à F6 (bétons fluides).

La dimension maximale des granulats doit être inférieure à 20 mm, ou à 10 mm pour le remplissage de cavités inférieures à 100 mm ou pour un enrobage d'armature inférieur à 25 mm.

3.1 Résistances caractéristiques f_{ck} et f_{cvk}

La résistance caractéristique à la compression f_{ck} ainsi que la résistance caractéristique au cisaillement f_{cvk} du béton de remplissage peuvent être déterminées par essais ou issues du tableau 3.

Tableau 11 : résistances caractéristiques du béton de remplissage

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

4. Les armatures

Les armatures utilisées pour le renforcement et le chaînage des maçonneries sont réalisées à partir d'armatures lisses ou à haute adhérence, façonnées sur le chantier ou préfabriquées.

L'acier au carbone utilisé est conforme à l'EN 10 080 et l'acier inoxydable austénitique à l'EN 10 088.

Les armatures préfabriquées pour joint d'assise (voir fig. 3) sont conformes à l'EN 845-3.

Les propriétés générales des aciers et des armatures sont issues de l'eurocode 2 (voir fig. 9 et tableau 12 ci-après).

Fig. 9 : diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)

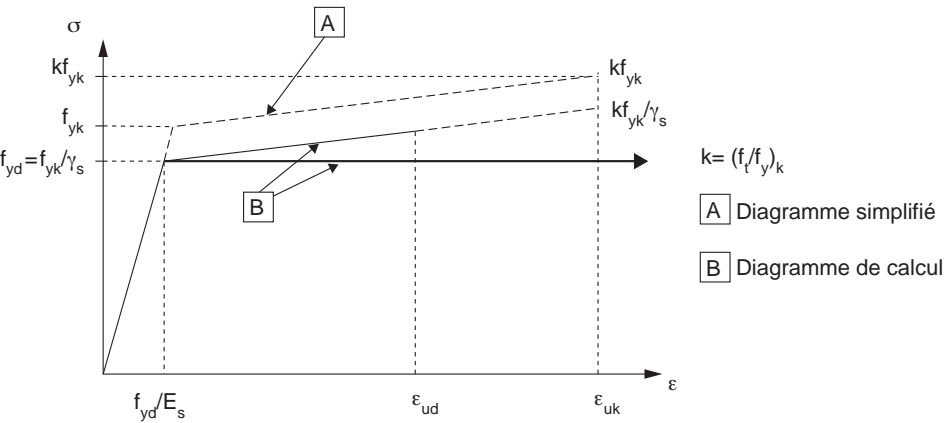


Tableau 12 : propriété des armatures

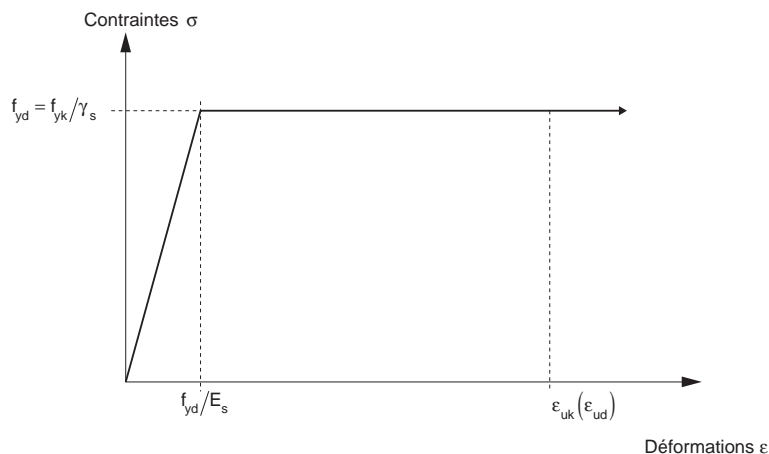
Forme du produit		Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fragile (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	–
Limite d'élasticité caractéristique f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 à 600						5,0
Valeur minimale de K (f_t/f_y) _k		≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ϵ_{uk} (%)		≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	10,0
Aptitude au pliage		Essai de pliage/dépliage			–			
Résistance au cisaillement		–			0,3 A f_{yk} (A est l'aire du fil)			Minimum
Tolérance maximale vis-à-vis de la masse nominale (barre ou fil individuel) (%)	Dimension nominale de la barre (mm)							5,0
	≤ 8							
	> 8	± 6,0						
		± 4,5						
Les valeurs d'étendue de contrainte en fatigue avec leur limite supérieure de βf_{yk} , et la surface projetée des nervures ou verrous, à utiliser dans un pays donné, peuvent être fournies par son Annexe nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau C.2N (EC 2). La valeur de β à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe nationale. La valeur recommandée est $\beta = 0,6$.								

Attention, des caractéristiques particulières sont exigées pour les armatures en zone sismique (voir annexe B).

4.1 Diagramme contrainte-déformation

Pour les calculs d'armatures (en section fléchie par exemple) on pourra adopter le diagramme contrainte-déformation simplifié (fig. 10) pour l'acier (pas de limite pour ϵ_{ud}) :

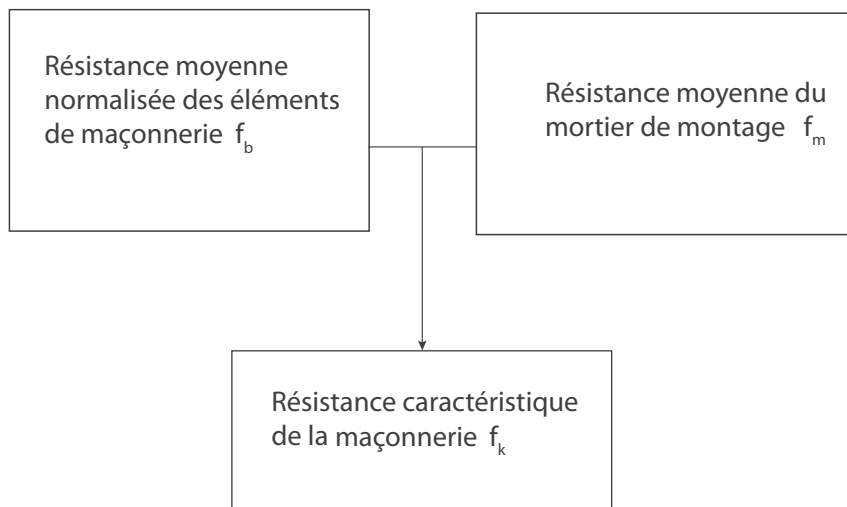
Fig. 10 : diagramme contraintes-déformations simplifié de l'acier (diagramme B2)



1. Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie f_k

La résistance caractéristique du couple « éléments + mortier » est utilisée pour établir la résistance caractéristique de la maçonnerie. Cette résistance est utilisée ensuite pour déterminer la résistance des murs ou plus généralement des ouvrages de maçonneries.

Fig. 1 : définition de la résistance caractéristique d'une maçonnerie



La valeur de f_k peut être obtenue soit à partir d'essais réalisés selon la norme NF EN 1052-1, soit à partir des valeurs calculées :

- selon le tableau 1 pour les maçonneries chargées perpendiculairement au lit de pose ;
- pour les maçonneries montées à joints interrompus, voir 1.2 ;
- lorsque la maçonnerie est chargée parallèlement au lit de pose, voir 1.4.

Tableau 1 : calcul de la résistance caractéristique à la compression f_k d'une maçonnerie

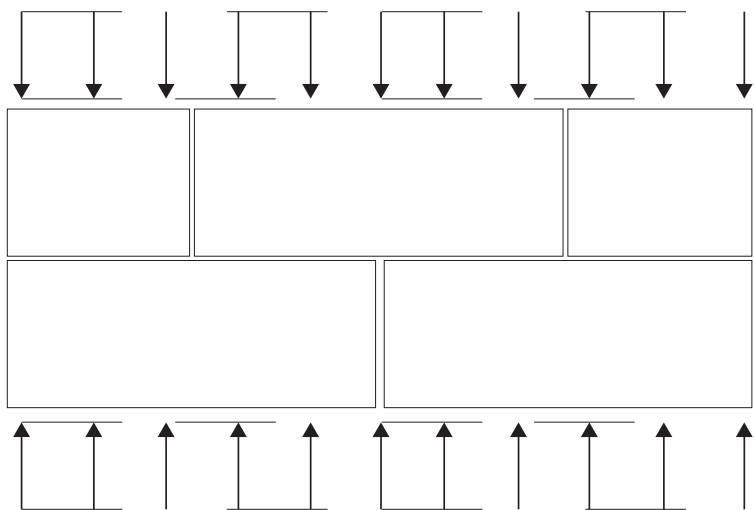
		
Montage au mortier courant ou au mortier allégé (joints épais)	Montage à joints minces de 1 à 3 mm	Montage à joints minces de 1 à 3 mm (éléments de terre cuite, groupes 2 et 3)
$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3}$ (3.1)	$f_k = K f_b^{0.85}$ (3.2)	$f_k = K f_b^{0.7}$ (3.3)
Valeurs limites de calcul pour f_b et f_m		
f_b limité à 75 N/mm ² – mortier d’usage courant : f_m limité à 20 N/mm ² et 2. f_b – mortier allégé : f_m limité à 10 N/mm ²	f_b limité à 50 N/mm ²	
f_b : résistance moyenne normalisée de l’élément f_m : résistance à la compression du mortier de montage K : coefficient défini dans le tableau 2		

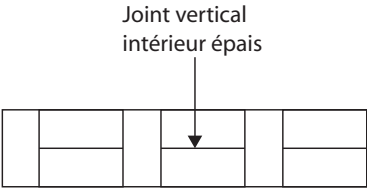
Tableau 2 : valeurs de K pour le calcul de la résistance caractéristique à la compression

Ouvrage de maçonnerie		Mortier d'usage courant	Mortier de joints minces (joint d'assise 1 mm à 3 mm)	Mortier allégé de masse volumique	
				$600 \leq \rho \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho \leq 1\,500 \text{ kg/m}^3$
Terre cuite	Groupe 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Groupe 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Groupe 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Groupe 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silico-calcaire	Groupe 1	0,55	0,80	++	++
	Groupe 2	0,45	0,65	++	++
Béton de granulats	Groupe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Groupe 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Groupe 3	0,40	0,50	++	++
	Groupe 4	0,35	++	++	++
Béton cellulaire autoclavé	Groupe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pierre reconstituée	Groupe 1	0,45	0,75	++	++
Pierre naturelle prétaillée	Groupe 1	0,45	++	++	++
++ La combinaison de mortier/élément n'étant généralement pas utilisée, aucune valeur n'est donnée.					

Remarques

Lorsque la maçonnerie contient un joint intérieur épais disposé verticalement (fig. 2), la valeur de K est à multiplier par 0.8.

Fig. 2 : montage avec joint intérieur vertical épais



Les éléments des groupes 2 et 3 remplis de béton (blocs à bancher) sont considérés comme appartenant au groupe 1. Dans ce cas, la valeur de f_b peut être prise égale à la plus petite des résistances de l'élément ou du béton.

1.1 Exemples de calcul de f_k

Reprise des exemples donnés dans le chapitre 2 « Caractérisation des matériaux et éléments constitutifs », voir 1.5.2.

1.1.1 Éléments de terre cuite

- $K = 0,5$ (groupe 3, montage à joints minces) ;
- $f_b = 4,6$ MPa ;

$$f_k = K \times f_b^{0.7} = 0,5 \times 4,6^{0.7} = 1,46 \text{ MPa}$$

1.1.2 Blocs en béton

- $K = 0,4$ (groupe 3) ;
- $f_b = 5,43$ MPa ;
- $f_m = 10$ MPa (tableau 10 du chapitre 2) et limité à $2 f_b$ (tableau 1) ;

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} = 0,4 \cdot 5,43^{0.7} \cdot 10^{0.3} = 2,61 \text{ MPa}$$

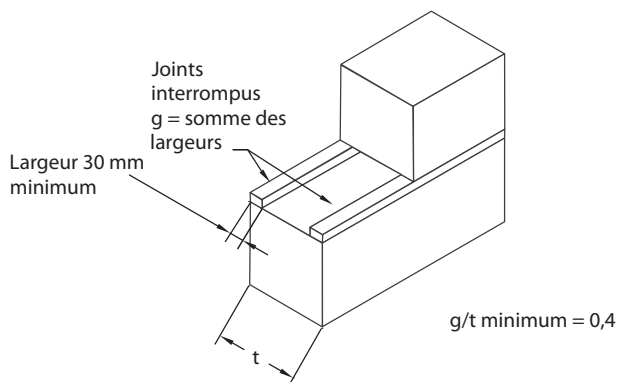
1.1.3 Blocs de béton cellulaire autoclavé

- $K = 0,8$ (groupe 1, montage à joints minces) ;
- $f_b = 3,77$ MPa ;

$$f_k = K \times f_b^{0.85} = 0,8 \times 3,77^{0.85} = 2,47 \text{ MPa}$$

1.2 Cas des maçonneries montées à joints interrompus

Fig. 3 : montage avec joints interrompus de mortier



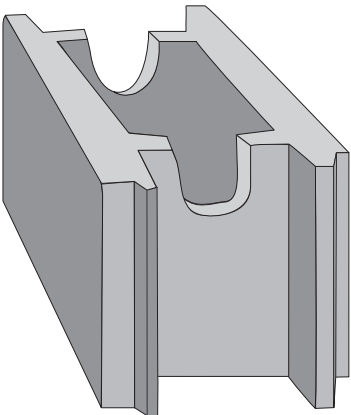
Le tableau 3 donne les valeurs de K à utiliser pour le calcul de f_k selon les formules du tableau 1.

Tableau 3 : valeurs de K pour les maçonneries à joints interrompus de mortier

Groupes 1 et 4	Groupes 2 et 3
K = valeur du tableau 2 pour $g/t = 1$ K = 0,5 fois valeur du tableau 2 pour $g/t = 0,4$ Interpolation linéaire entre les deux valeurs	K = valeurs du tableau 2 avec f_b déterminé par essai selon le système de mise en œuvre des joints utilisé

1.3 Cas des blocs à bancher

Fig. 4 : exemple de bloc à bancher



1.3.1 Blocs maçonnés

Lorsque les alvéoles des blocs sont entièrement remplies de béton, on considère que les éléments sont du groupe 1.

La résistance à la compression f_b est égale à la résistance en compression de l'élément (considéré comme plein) ou à celle du béton de remplissage (la plus faible des deux).

► Exemple de calcul de la résistance :

Bloc à bancher de section 200×500 mm, $f_k = 2,6$ MPa

Section brute : $100\,000$ mm²

Section des parois : $30 \times 500 = 15\,000$ mm²

Calcul de f_k équivalent pour un bloc plein : $f_k = \frac{2,6 \times 100000}{15000} = 17,3 \text{ MPa}$

Béton de remplissage : $f_k = 25 \text{ MPa}$

On prendra la plus faible des deux valeurs pour f_k , soit 17,3 MPa.

1.3.2 Blocs montés à sec

L'eurocode 6 ne traite pas ce type de montage. On pourra déterminer la résistance à partir d'essais sur maquettes selon la norme NF EN 1052-1.

1.4 Cas des maçonneries chargées parallèlement au lit de pose

Fig. 5 : résistance d'une maçonnerie chargée parallèlement au lit de pose des éléments



Le calcul est similaire au précédent (tableau 1), en tenant compte des conditions suivantes :

- la résistance moyenne normalisée f_b est déterminée par essai selon l'axe de chargement de la maçonnerie (fig. 5). Le coefficient δ pour la détermination de f_b (voir chapitre 2, 1.5) est limité à 1 ;
- pour les éléments des groupes 2 et 3, le coefficient K relatif au calcul de f_k est à multiplier par 0,5.

Ordres de grandeur des résistances des éléments

Blocs en béton, groupe 3 : $R_c/4$;

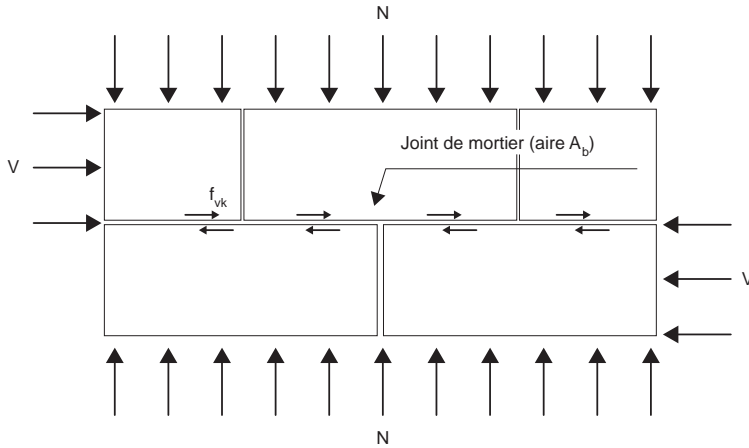
Éléments de terre cuite :

- groupes 2 et 3 : $R_m/10$;
- groupe 4 : $2 \cdot R_m$;

Blocs en béton cellulaire (groupe 1) : valeur identique dans les deux directions.

2. Résistance caractéristique au cisaillement f_{vk}

Fig. 6 : détermination de f_{vk}



La résistance f_{vk} peut être obtenue par essai (EN 1052-3 ou EN 1052-4 – voir chapitre 2, 2.3) ou par calcul comme indiqué ci-après.

Tableau 4 : calcul de la résistance caractéristique au cisaillement f_{vk}

Joint vertical rempli de mortier	Joint vertical non rempli de mortier ⁽¹⁾
$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \leq 0,065 f_b^{(*)}$ (3.4) (*) Valeur limite de f_{vk} pour le béton cellulaire autoclavé : $0,045 f_b$	$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \leq 0,045 f_b$ (3.5)
Maçonnerie à joints interrompus (voir 1.2) : $f_{vk} = g / t f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \leq 0,045 f_b$ et g/t limité à 0,5 (3.6)	
f_{vk0} : résistance caractéristique initiale au cisaillement définie selon le tableau 5, pour la contrainte de compression σ_d nulle ; σ_d : contrainte verticale moyenne s'exerçant sur la partie comprimée du mur $\sigma_d = N / A_b$ (fig. 6) ; f_b : résistance moyenne normalisée de l'élément de maçonnerie. 1) Voir chapitre 7, 2.7.	

Tableau 5 : valeur de la résistance initiale au cisaillement f_{vk0}

Éléments de maçonnerie en	f_{vk0} (N/mm ²)			
	Mortier d'usage courant de la classe de résistance donnée		Mortier de joints minces ^(*) (joint d'assise 0,5 mm à 3 mm)	Mortier allégé ^(*)
Terre cuite	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M5 – M9 ^(*)	0,20		
Silico-calcaire	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M5 – M9 ^(*)	0,15		
Béton de granulats courants ou légers	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Béton cellulaire autoclavé	M5 – M9 ^(*)	0,15		
Pierre reconstituée et pierre naturelle prétaillée	M5 – M9 ^(*)	0,15		

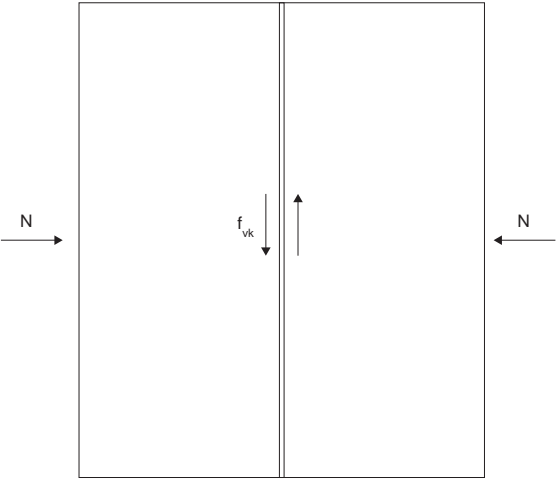
(*) Les garde-fous ci-dessus sur les classes de mortier de montage permettent d'éviter un poinçonnement prématuré de celui-ci, notamment dans le cas des produits multi-alvéolés à parois minces largement utilisés en France. Des indications utiles à ce sujet sont données dans la norme XP P10 202 (DTU 20.1).

2.1 Cas particulier : résistance verticale au cisaillement de la jonction entre deux murs

La charge horizontale n'est pas prise en compte pour la détermination de la résistance au cisaillement :

$f_{vk} = f_{vk0}.$ (3.7)

Fig. 7 : résistance au cisaillement d'une jonction verticale entre deux murs



3. Résistance caractéristique à la flexion f_{xk}

Deux plans de rupture privilégiés sont considérés pour déterminer la résistance caractéristique à la flexion f_{xk1} ou f_{xk2} (tableaux 6 et 7).

Fig. 8 : définition des résistances caractéristiques à la flexion

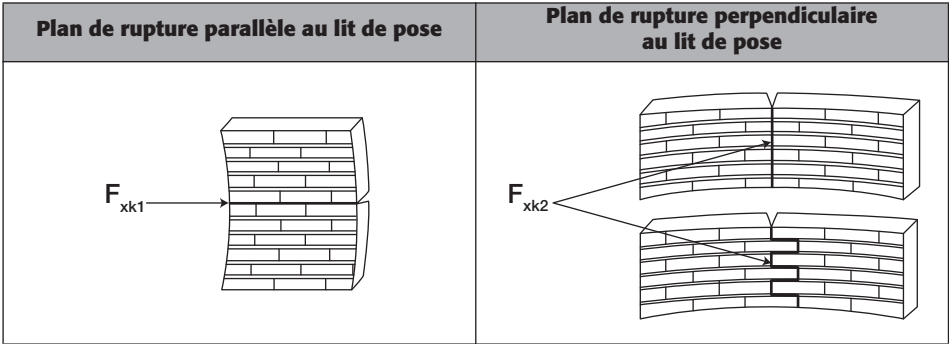


Tableau 6 : valeurs de f_{xk1} pour un plan de rupture parallèle aux lits de pose

Éléments de maçonnerie en	f_{xk1} (N/mm ²)		
	Mortier d'usage courant(*)	Mortier de joints minces(*)	Mortier allégé(*)
	(*) fm 5 N/mm ² ou 10 N/mm ²		
Terre cuite	0,10	0,15	0,10
Silico-calcaire	0,10	0,20	non utilisé
Béton de granulats courants ou légers	0,10	0,20	non utilisé
Béton cellulaire autoclavé	0,10	0,15(**)	0,10
Pierre reconstituée	0,10	non utilisé	non utilisé
Pierre naturelle prétaillée	0,10	0,15	non utilisé

(*) Les garde-fous ci-dessus sur les classes de mortier de montage permettent d'éviter un poinçonnement prématuré de celui-ci, notamment dans le cas des produits multi-alvéolés à parois minces largement utilisés en France. Des indications utiles à ce sujet sont données dans la norme XP P10 202 (DTU 20.1).

(**) Ou 0,035 f_b , avec joints verticaux remplis ou non.

Tableau 7 : valeurs de f_{xk2} pour plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose

Éléments de maçonnerie en		f_{xk2} (N/mm ²)		
		Mortier d'usage courant(*)	Mortier de joints minces(*)	Mortier allégé(*)
		(*) f_m 5 N/mm ² ou 10 N/mm ²		
Terre cuite		0,40	0,15	0,10
Silico-calcaire		0,40	0,30	non utilisé
Béton de granulats courants ou légers		0,40	0,30	non utilisé
Béton cellulaire autoclavé	$\rho < 400 \text{ kg/m}^3$	0,20	0,20(**)	0,15
	$\rho \geq 400 \text{ kg/m}^3$	0,40	0,30(**)	0,15
Pierre reconstituée		0,40	non utilisé	non utilisé
Pierre naturelle prétaillée		0,40	0,15	non utilisé

(*) Les garde-fous ci-dessus sur les classes de mortier de montage permettent d'éviter un poinçonnement prématuré de celui-ci, notamment dans le cas des produits multi-alvéolés à parois minces largement utilisés en France. Des indications utiles à ce sujet sont données dans la norme XP P10 202 (DTU 20.1).

(**) Ou 0,035 f_b , avec joints verticaux remplis ; 0,025 f_b , avec joints verticaux non remplis.

4. Résistance caractéristique à l'adhérence acier-béton f_{bok}

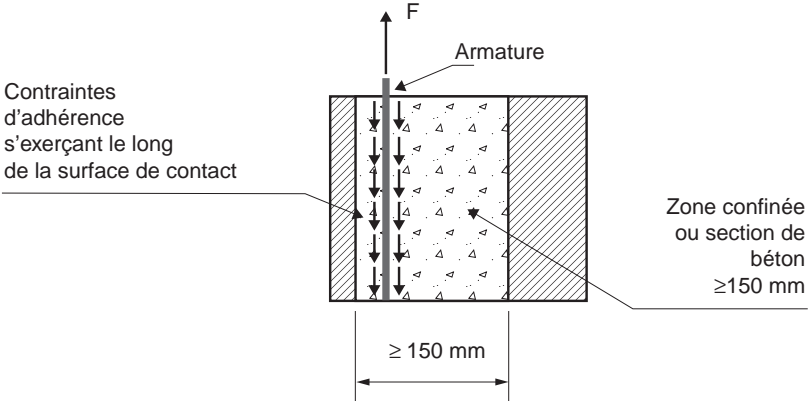
La résistance à l'adhérence de l'armature en flexion pourra être déterminée selon l'EN 1052-5 (en cours d'élaboration).

La résistance caractéristique d'adhérence des armatures préfabriquées pour joint d'assise est déterminée par essai, selon l'EN 846-2, ou par calcul en considérant l'adhérence des armatures longitudinales seules (tableau 9).

La résistance caractéristique d'adhérence des armatures hourdées dans une section de béton d'au moins 150 mm ou confinées dans un ouvrage de maçonnerie jouant le rôle de coffrage est indiquée dans le tableau 8.

La résistance caractéristique d'adhérence d'armatures enrobées dans du mortier ou dans du béton non confiné est indiquée dans le tableau 9.

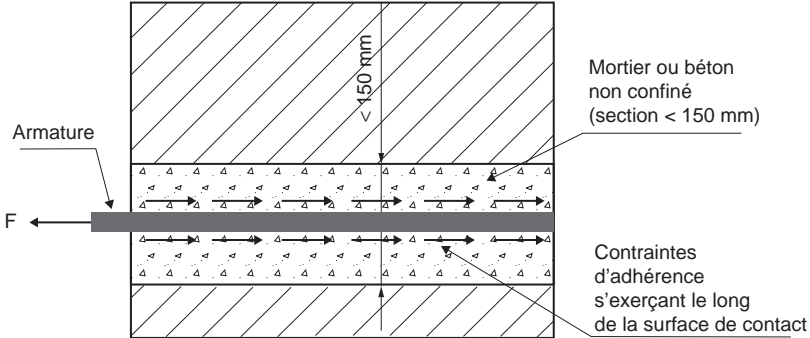
Tableau 8 : résistance caractéristique d’adhérence d’une armature dans un béton de remplissage confiné ou coffrage de 150 mm au moins



Classe de résistance du béton	C12/15 ⁽¹⁾	C16/20	C20/25	C25/30 ou plus
f _{bok} pour aciers doux lisses (MPa)	1,3	1,5	1,6	1,8
f _{bok} pour aciers à haute adhérence HA (MPa)	2,4	3,0	3,4	4,1

1) Classe de résistance (valeur caractéristique en MPa) obtenue respectivement sur cylindre 150 x 300 mm ou sur cube de 150 mm de côté.

Tableau 9 : résistance caractéristique d’adhérence d’une armature dans un mortier ou dans un béton de remplissage non confiné ou de coffrage inférieur à 150 mm



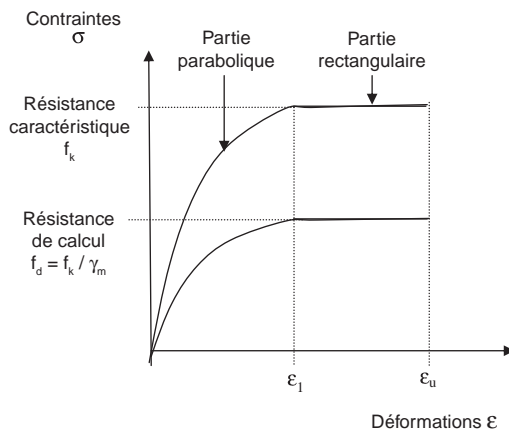
Classe de résistance du mortier	M2 – M5	M5 – M9	M10 – M14	M15 – M19	M20
Classe de résistance du béton	Non utilisé	C12/15	16/20	C20/25	C25/30 ou plus
f _{bok} pour aciers doux lisses (MPa)	0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
f _{bok} pour aciers à haute adhérence HA (MPa)	0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

5.1 Relation contrainte-déformation

Remarque : la valeur de ϵ_{mu} dépend du groupe de l'élément de maçonnerie (voir fig. 9).

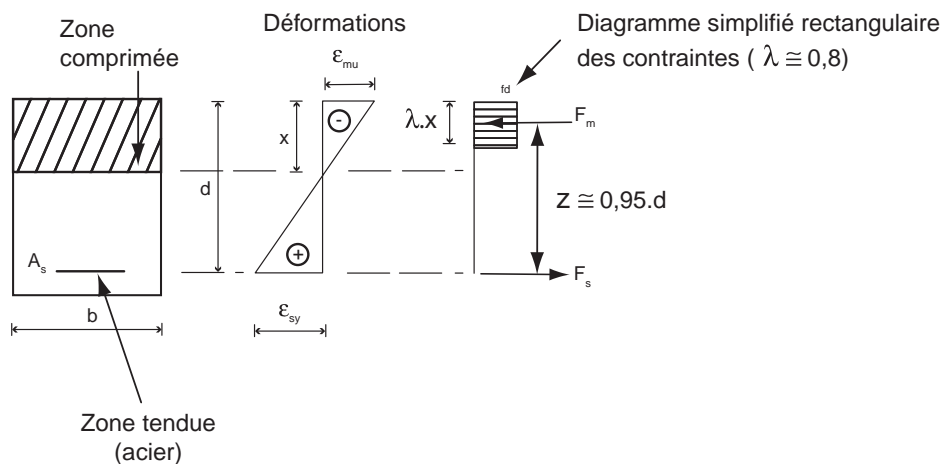
1 Diagramme type
2 Diagramme idéal (parabolique rectangle)
3 Diagramme de calcul
4 Diagramme rectangulaire pour les états limites ultimes de flexion

La partie parabolique décrit la phase élasto-plastique du matériau, la partie rectangulaire, sa phase non élastique.

Fig. 10 : diagramme parabole-rectangle

Ce diagramme est utilisé pour calculer les sections à l'état limite ultime de résistance.

Dans le cas d'une section armée soumise principalement à une flexion, il est remplacé par un diagramme simplifié rectangulaire, plus commode à utiliser pour les calculs de section.

Fig. 11 : diagramme simplifié rectangulaire des contraintes (cas d'une section fléchée)

ϵ_{mu} est limité à 0,0035 pour les éléments du groupe 1 et à 0,002 pour les groupes 2, 3 et 4.

ϵ_{sy} est limité à 0,01.

5.2 Module d'élasticité E

Le module d'élasticité sécant à court terme E (voir fig. 9) peut être déterminé par essai (norme EN 1052-1) ou pris égal à :

$$E = K_E \cdot f_k, \text{ avec } K_E = 1\,000 \quad (3.7)$$

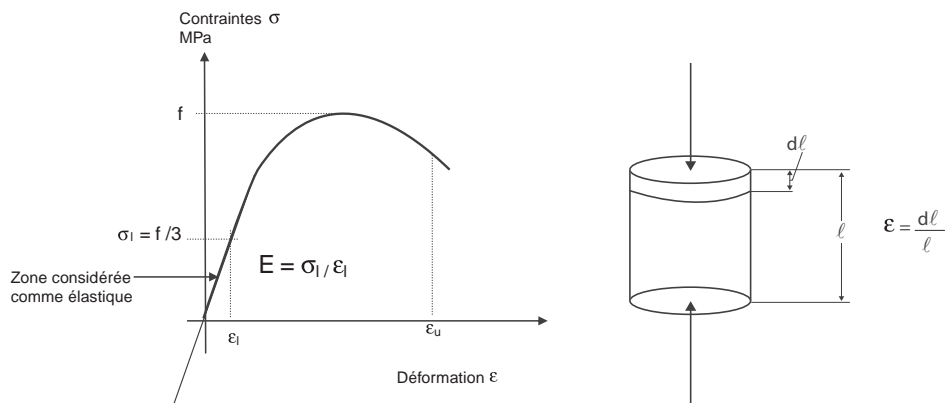
Le module d'élasticité sécant à long terme, E_{longterm} est pris égal à :

$$E_{\text{longterm}} = \frac{E}{1 - \phi_{\infty}} \quad (3.8)$$

avec ϕ_{∞} : coefficient de fluage ultime, dépendant du groupe de l'élément (voir tableau 10).

Le module d'élasticité longitudinal E, encore appelé module de Young, est le rapport entre la contrainte σ appliquée sur le matériau et la déformation ε qui en résulte, dans la partie considérée comme élastique du matériau, c'est-à-dire lorsque le rapport $\frac{\sigma}{\varepsilon}$ reste sensiblement constant. Forfaitairement, pour la maçonnerie, on calcule cette relation pour $\sigma_1 = f/3$.

Fig. 12 : diagramme contraintes-déformations



5.3 Module de cisaillement G

Il peut être pris égal à :

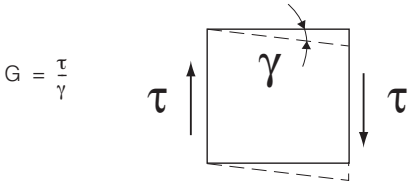
$G = 0,4 \cdot E$ (3.9)

Le module de cisaillement G ou module d'élasticité transversale décrit le comportement en cisaillement du matériau.

Il est égal au rapport entre la contrainte de cisaillement τ appliquée sur le matériau et la déformation angulaire γ qui en résulte, dans la partie considérée comme élastique du matériau.

Dans le cas d'un milieu isotrope (propriétés mécaniques identiques dans toutes les directions) le module de cisaillement est lié au module de Young E et au coefficient de Poisson ν par la relation suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

En pratique, on prendra : $G \approx 0,4 E$.



5.4 Fluage, retrait, gonflement et dilatation thermique

Ces valeurs peuvent être déterminées à partir des données du tableau 10.

Tableau 10 : données relatives au fluage, retrait/gonflement et dilatation thermique

Type d'ouvrage de maçonnerie	Coefficient de fluage ultime ⁽¹⁾ ϕ_{∞}	Retrait/gonflement à l'humidité ou à long terme ⁽²⁾ mm/m	Coefficient de dilatation thermique, α_t , $10^{-6}/K$
Terre cuite	0,5 à 1,5	− 0,2 à + 1,0	4 à 8
Silico-calcaire	1,0 à 2,0	− 0,4 à − 0,1	7 à 11
Béton de granulats courants et pierre reconstituée	1,0 à 2,0	− 0,6 à − 0,1	6 à 12
Béton de granulats légers	1,0 à 3,0	− 1,0 à − 0,2	6 à 12
Béton cellulaire autoclavé	0,5 à 1,5	− 0,4 à + 0,2	7 à 9
Pierre naturelle			
magmatique	(3)	− 0,4 à + 0,7	5 à 9
médimentaire			2 à 7
métamorphique			1 à 18

1) Le coefficient de fluage ultime $\phi_{\infty} = \epsilon_{c\infty}/\epsilon_{cl}$, où $\epsilon_{c\infty}$ est la déformation ultime de fluage et $\epsilon_{cl} = \sigma/E$.

2) Lorsque la valeur à long terme de retrait/gonflement à l'humidité est notée comme un nombre négatif, elle indique un retrait, et lorsqu'elle est notée comme un nombre positif, elle indique un gonflement.

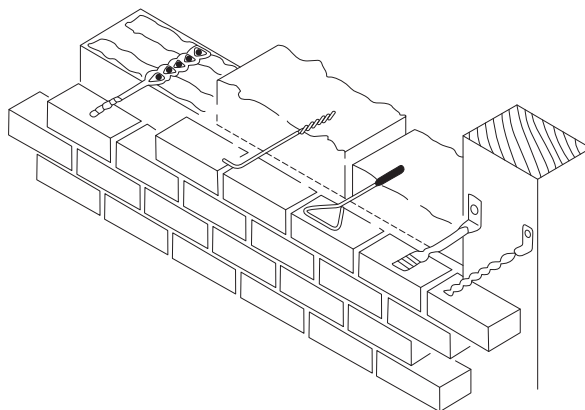
3) Ces valeurs son normalement très basses.

6. Matériaux accessoires

6.1 Attaches, feuillards, corbeaux et ancrages

Ces éléments doivent être conformes à l'EN 845-1.

Fig. 13 : exemples d'attaches définies dans l'EN 845-1



En particulier la norme précise les clauses du marquage CE et les exigences essentielles applicables (résistance à la compression, à la traction, résistance à l'eau, durabilité...).

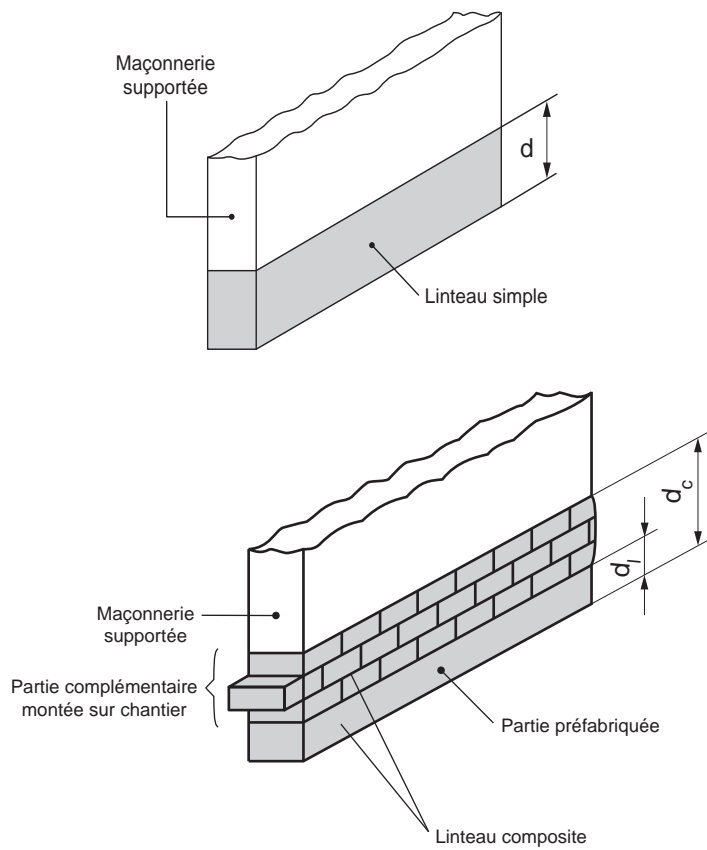
6.2 Linteaux ou prélinteaux préfabriqués

Ils doivent être conformes à la norme NF EN 845-2.

La norme spécifie les prescriptions concernant les linteaux préfabriqués d'une portée maximale de 4,5 m au-dessus de l'ouverture libre. Elle précise les modalités du marquage CE.

Les linteaux préfabriqués peuvent être des linteaux complets ou constituer la partie préfabriquée d'un linteau composite.

Fig. 14 : exemples de linteaux selon la norme NF EN 845-2



1. Sécurité des structures : les bases

L'eurocode 0 – bases du calcul des structures – définit les principes généraux du dimensionnement des structures et des ouvrages aux états limites. Ce dimensionnement permet de satisfaire les exigences de sécurité et de durabilité exprimées dans les eurocodes. Il se fonde sur une analyse semi-probabiliste des actions et de la résistance des éléments de la structure.

► Qu'est-ce qu'un état limite ?

Le dimensionnement des structures selon les eurocodes est basé sur un calcul aux états limites, états au-delà desquels la structure ne satisfait plus à l'usage prévu.

On distingue deux types d'états limites :

- les états limites ultimes (ELU ou ULS en anglais) directement liés à la sécurité des personnes, par exemple l'effondrement d'une structure ;
- les états limites de service (ELS ou SLS en anglais) pour lesquels les désordres constatés risquent de limiter l'aptitude à l'usage du bâtiment pendant sa durée de vie escomptée (50 ans par exemple pour un bâtiment courant).

► Quelles sont les probabilités acceptables d'atteindre un état limite ?

Le calcul d'une structure fait intervenir un grand nombre de paramètres : résistance des matériaux constitutifs, actions sollicitant la structure, durée de vie de l'ouvrage, etc. La combinaison de ces paramètres conduit à la question : quel est le risque de ruine (ou la probabilité de ruine) de l'ouvrage calculé ? (Quand la sécurité des personnes est en cause, on parle d'indice de fiabilité plutôt que de probabilité de ruine, et ce pour des raisons psychologiques.)

D'une manière non équivoque, on dira qu'il y a probabilité de ruine lorsque les sollicitations agissantes deviennent supérieures à la résistance présumée de la structure :

$$S \geq R \text{ ou } (S-R) \geq 0 \quad (4.1)$$

Toutefois, les actions agissantes sont multiples et ne sont connues que partiellement (aucune construction n'est à l'abri d'une chute de neige dépassant la valeur réglementaire).

De même la résistance des matériaux ne donne qu'une valeur approximative de la résistance (la résistance selon une méthode normalisée ne prend pas en compte les aléas de la réalité du terrain).

Ces sollicitations et résistances, du fait de leur caractère variable, peuvent donc être considérées comme des variables aléatoires indépendantes et l'on aura recours à l'analyse statistique pour estimer le risque de ruine de la structure ainsi calculée.

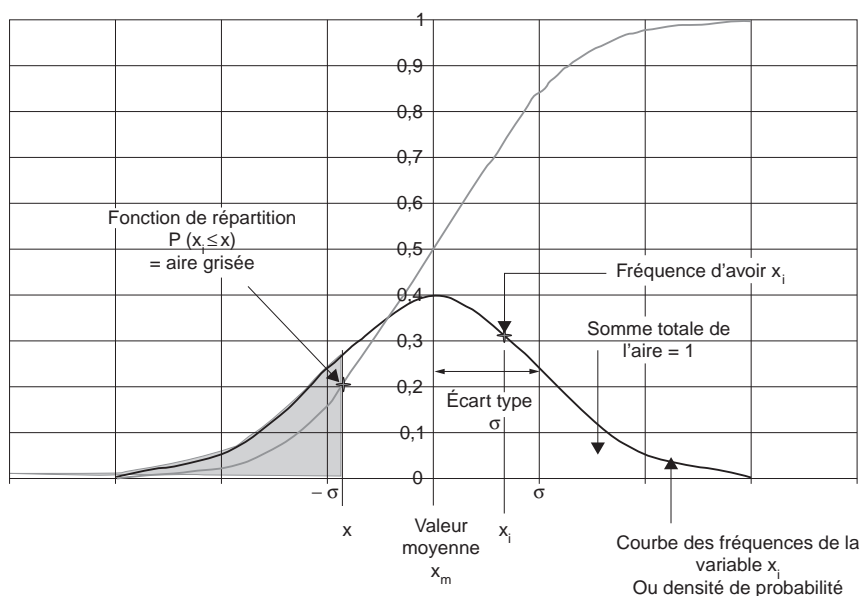
► Calcul de la probabilité de ruine : les bases du calcul de probabilités

Le mathématicien allemand Gauss invente en 1795 la méthode des moindres carrés pour minimiser l'impact d'une erreur de mesure. Les valeurs obtenues se distribuent selon une loi dite normale autour d'une valeur moyenne. La représentation graphique de ces valeurs dispersées de part et d'autre de la moyenne forme une courbe en cloche dite « courbe de Gauss ». La dispersion des valeurs est caractérisée par l'écart type σ (point de dérivée seconde nulle). Visuellement, la courbe « franchit sa tangente » à la valeur σ , caractérisant ainsi « l'étalement » de la courbe de Gauss.

Cette courbe est utilisée pour caractériser la distribution des valeurs des résistances mesurées sur échantillons et la distribution des sollicitations appliquées aux ouvrages.

Elle est également utilisée pour caractériser la valeur aléatoire $X = (R - S)$ définissant la probabilité de ruine de la structure (fig. 1).

Fig. 1 : fonction de répartition et densité de probabilité d'une variable aléatoire (loi de Gauss centrée réduite)



Quelle est la probabilité d'avoir une valeur de la sollicitation S_i (sollicitation considérée comme aléatoire – par exemple la force du vent à un moment donné de la vie de l'ouvrage) supérieure à une valeur de la résistance R_i (résistance considérée comme aléatoire du matériau ou de l'élément utilisé) ?

Mathématiquement, on écrira :

$$P[(R_i - S_i) \leq 0] \leq P_{\max} \quad (4.2)$$

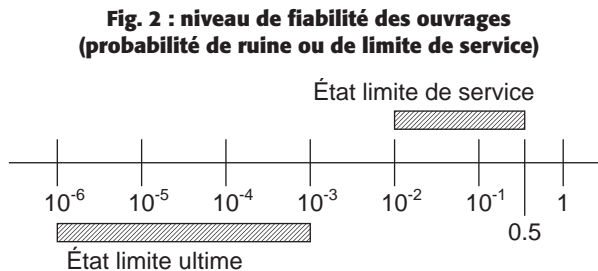
P est la fonction de répartition qui définit la probabilité de ruine de l'ouvrage.

Selon la fiabilité recherchée, elle sera limitée à une valeur P_{\max} jugée acceptable (par exemple $1,10^{-5}$, selon la fig. 2).

► A t-on le même niveau de fiabilité partout en Europe ?

Chaque État membre fixe son niveau de fiabilité selon de nombreux facteurs : économique, juridique, psychologique (le transport par avion est particulièrement sûr, la chute d'un avion frappe énormément). Le facteur économique est en général celui qui pèse le plus lourd dans les choix (plus le niveau de vie d'une société est élevé, moins elle accepte de risque).

La figure 2 définit les valeurs tolérées pour les différents états limites rencontrés.



En Europe, pour un bâtiment courant calculé aux ELU, la limite acceptée sera de l'ordre de 1 pour 100 000 (10^{-5}), soit environ 1 risque de ruine pour 100 000 constructions, sur la durée de vie escomptée de l'ouvrage, en général 50 ans.

► Durée de vie de l'ouvrage

Elle est fixée au début du projet (tableau 1). Plus la durée fixée est longue, plus l'ouvrage doit être résistant, afin de garantir la même probabilité d'atteinte des états limites sur une période plus longue.

Tableau 1 : durée de vie escomptée d'un ouvrage

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation du projet (années)	Exemples
1	10	Structures provisoires non réutilisables
2	25	Éléments structuraux remplaçables
3	25	Structures agricoles et similaires
4	50	Structures de bâtiments courants
5	100	Structures de bâtiments monumentaux ou stratégiques

► **L'analyse semi-probabiliste ou méthode des coefficients partiels de sécurité**

Une analyse probabiliste de l'ensemble des facteurs n'est pas envisageable. Elle serait trop complexe à aborder pour les ouvrages courants, en raison de la combinaison d'un grand nombre de variables aléatoires indépendantes. C'est pourquoi la réglementation est basée sur une analyse dite « semi-probabiliste » de la sécurité des structures.

L'analyse semi-probabiliste se substitue à l'analyse probabiliste par la vérification d'un critère simple (une inégalité) faisant intervenir :

– les actions de calcul :

$$S_d = \gamma_s \times S_k \quad (4.4)$$

– les résistances de calcul des matériaux :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (4.5)$$

Dans lesquelles :

S_d est la valeur de calcul de la sollicitation,

S_k est la valeur caractéristique de la sollicitation,

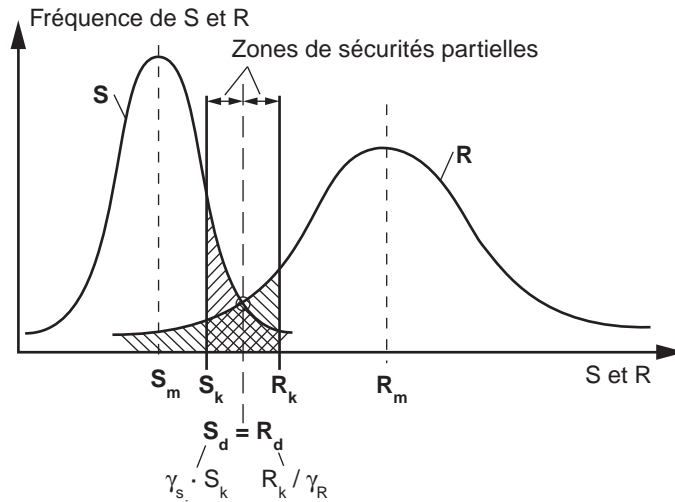
γ_s est le facteur partiel associé à la sollicitation,

R_d est la résistance de calcul,

R_k est la résistance caractéristique des éléments,

γ_R est le facteur partiel associé au matériau.

Fig. 3 : représentation des courbes de Gauss pour une sollicitation S et une résistance R (dans la zone de sécurité partielle, le risque de ruine est probable)



L'analyse semi-probabiliste a remplacé l'analyse déterministe.

L'analyse déterministe de la sécurité d'un ouvrage, utilisée dans les anciennes règles de dimensionnement (le DTU 20.1 par exemple), consiste à vérifier que la contrainte maximale σ dans la partie la plus sollicitée de l'ouvrage ne dépasse pas une contrainte admissible σ_{adm} obtenue en divisant la résistance R du matériau par un coefficient global de sécurité N fixé de façon conventionnelle :

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = R / N$$

Le coefficient global de sécurité N compense en même temps les incertitudes sur les sollicitations, le modèle de calcul, les matériaux.

Le principal défaut de la méthode déterministe est qu'elle ne permet pas d'optimiser précisément le dimensionnement des structures selon le degré de risque (l'indice de fiabilité d'une centrale nucléaire est obligatoirement plus élevé que celui d'une maison individuelle). Or, ce facteur est fondamental pour construire « de manière fiable » (selon un niveau de fiabilité choisi en fonction du risque) et au meilleur coût.

1.1 Vérification aux états limites

Un ouvrage est soumis à un certain nombre d'actions (charges gravitaires, poids des personnes, charges de neige, vent, etc.) qui vont solliciter la structure résistante.

Ces actions sont définies de manière réglementaire par chaque État membre à partir des eurocodes 1. L'eurocode 0 précise pour sa part la manière dont sont combinées les actions pour un ouvrage donné.

1.1.1 Les situations de projet

Elles représentent les différentes phases de la vie de l'ouvrage ou des situations particulières que pourrait supporter l'ouvrage.

On distingue les différents cas courants suivants :

- situation durable : condition d'utilisation normale ;
- situation transitoire : phase de construction, de réparation, limitées dans le temps ;
- situation accidentelle : incendie, explosion, choc, séisme.

Le bon comportement de l'ouvrage doit être vérifié pour chaque situation recensée.

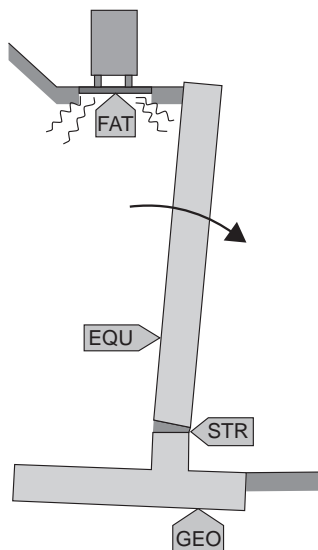
Chaque situation donne lieu à une combinaison d'actions et à une vérification que l'on dénomme par « vérification aux états limites ».

1.1.2 États limites ultimes (ELU)

Les états limites ultimes sont associés à une rupture. Ils concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure. L'eurocode 0 classe les états limites ultimes selon 4 causes :

- EQU : perte d'équilibre statique ;
- STR : défaillance d'éléments structuraux ;
- GEO : défaillance du sol ;
- FAT : défaillance due à la fatigue.

Fig. 4 : quatre causes d'états limites ultimes – exemple d'un mur de soutènement



1.1.3 États limites de service (ELS)

Les états limites de service correspondent à une perte d'aptitude à l'usage en raison de différents facteurs tels que déformation excessive, durabilité (corrosion des armatures).

C'est en particulier le cas pour :

- les déformations excessives qui peuvent endommager les cloisons, le revêtement du sol, l'étanchéité ;
- la déformation de fonctionnement des planchers qui ne doit pas affecter la maçonnerie ;
- la corrosion des armatures causée par un enrobage insuffisant ou des imperfections d'enduits.

1.2 Actions sur les ouvrages

Les actions s'exerçant sur les ouvrages de maçonnerie sont définies par les eurocodes suivants (EN 1991) :

- EN 1991-1-1 – Poids propres des matériaux – Charges d'exploitation des bâtiments ;
- EN 1991-1-2 – Actions sur les structures exposées au feu ;
- EN 1991-1-3 – Actions de la neige ;
- EN 1991-1-4 – Actions du vent ;
- EN 1991-1-5 – Actions thermiques ;
- EN 1991-1-6 – Actions en cours d'exécution.

On se réfèrera également à l'EN 1996-1-2 pour le calcul au feu des maçonneries ainsi qu'à l'EN 1998-1-1 pour le dimensionnement au séisme.

Le tableau 2 résume ces différentes actions avec leurs symboles respectifs.

Tableau 2 : les différentes actions appliquées sur les ouvrages

Types d'actions	Désignations	Symboles	Normes
Permanent	Poids propre des éléments	G	EN 1991-1-1
Variables	Charges d'exploitation	Q	EN 1991-1-1
	Charges de neige	S	EN 1991-1-3
	Charges de vent	W	EN 1991-1-4
Accidentelles	Explosions, chocs	A	–
	Feu	A	EN 1991-1-2 et EN 1996-1-2
	Séisme	A	EN 1998-1-1

1.2.1 Valeurs de calcul des effets des actions

La valeur de calcul F_d d'une action F s'exprime par :

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep} \quad (4.6)$$

où :

F_{rep} est la valeur représentative de l'action,

γ_F est un coefficient partiel pour l'action.

Le coefficient partiel tient compte des différentes incertitudes liées à la caractérisation de l'action ainsi qu'à sa modélisation.

La valeur E_d de l'effet des différentes actions considérées s'exprime par :

$$E_d = E \left\{ \gamma_{F,i} \times F_{rep,i} ; a_d \right\} \quad (4.7)$$

avec : a_d valeur de calcul des données géométriques.

Cette écriture « symbolique » associe :

- une combinaison d'actions définies par $\gamma_{F,i} \times F_{rep,i}$ (voir 1.3) ;
- des données géométriques sur les éléments de la structure.

1.2.2 Actions permanentes

Les actions permanentes sont, comme le poids propre, représentées par la valeur caractéristique G_k .

Le tableau 3 donne différentes valeurs indicatives de poids propres pouvant être utilisées en avant du projet. Elles sont à confirmer selon les indications des documents particuliers du marché.

Tableau 3 : valeurs indicatives de poids propres pour les actions permanentes

Poids volumique de matériaux	G (kN/m ³)	Poids surfacique de toitures	G (kN/m ²)
Acier	78,5	Couverture en tuiles mécaniques	0,45
Aluminium	27	Couverture métallique	
Asphalte coulé	18	Zinc	0,25
Béton non armé	24	Aluminium 8/10	0,17
Béton armé	25	Tôle ondulée d'acier galvanisé	0,06
Marbre, granit	28	Ardoise naturelle	0,28
		Étanchéité multicouche, épaisseur 2 cm	0,12
		Protection d'étanchéité (gravillons), par cm	0,2
Poids surfacique de planchers	G (kN/m ²)	Poids surfacique de maçonneries (sans enduit)	G (kN/m ²)
Dalle pleine en béton armé par cm	0,25	Blocs pleins en béton, ép. 20 cm	4,2
Planchers à poutrelles		Blocs creux en béton, ép. 20 cm	2,7
– Entrevous béton 16 + 4	2,4 à 2,8	Briques pleines, ép. 21,5 cm	4
– Entrevous PSE 16 + 5	1,7 à 2	Briques creuses, ép. 20 cm	1,75
Poids surfacique de revêtements de planchers	G (kN/m ²)	Bloc plein de béton cellulaire à 600 kg/m ³ , épaisseur 20 cm	1,6
Carrelage, dallage collé, par cm	0,2	Cloison de carreaux de plâtre, par cm	0,1
Chape flottante en asphalte, 2 à 2,5 mm	0,5	Enduit plâtre, par cm	0,1
Dalle flottante en béton, sous couche isolante comprise	0,22	Enduit hydraulique, par cm	0,18
Revêtements textiles ou plastiques, parquet mosaïque	0,08		

1.2.3 Actions variables

Les actions variables sont représentées par leur valeur caractéristique q_k ou Q_k .

Elles sont associées à un coefficient de pondération ψ déterminant la valeur probable de l'action pour les différentes combinaisons d'actions considérées dans les calculs :

ψ_0 pour la combinaison caractéristique des actions ;

ψ_1 pour la combinaison fréquente ;

ψ_2 pour la combinaison quasi permanente.

Les valeurs des coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 sont données dans le tableau 4 pour les bâtiments situés en France métropolitaine.

1.2.3.1 Charges d'exploitation sur les planchers et les toitures

Elles sont données dans le tableau 4, en fonction des catégories de bâtiment.

Tableau 4 : coefficients de pondération ψ et valeurs caractéristiques des actions variables en France métropolitaine

Catégorie	Usage	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$q_{k,v}^{(1)}$ kN/m ²	$Q_{k,v}^{(2)}$ kN
A	Habitation, résidentiel	0,7	0,5	0,3		2,0
	Planchers				1,5	
	Escaliers				2,5	
	Balcons				3,5	
B	Bureaux	0,7	0,5	0,3	2,5	4,0
C	Lieux de réunion	0,7	0,7	0,6		
	C1 : espaces équipés de tables				2,5	3,0
	C2 : espaces équipés de sièges fixes				4,0	4,0
	C3 : espaces sans obstacle à la circulation				4,0	4,0
	C4 : espaces permettant des activités physiques				5,0	7,0
	C5 : espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes				5,0	4,5
D	Commerces	0,7	0,7	0,6		
	D1 : commerces de détail courant				5,0	5,0
	D2 : grands magasins				5,0	5,0
E	Stockage	1,0	0,9	0,8		
	E1 : possibilité d'accumulation de marchandises				7,5	7,0
	E2 : usage industriel					
F	Zone de trafic : véhicules légers PTAC 30 kN	0,7	0,7	0,6	2,3	15
G	Zone de trafic : véhicule de poids moyen 160 kN	0,7	0,5	0,3	5,0	90
H	Toitures inaccessibles sauf entretien	0	0	0	1,0	1,5
Charge de neige (Q_s)	$H > 1\,000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2		
	$H \leq 1\,000\text{ m}$	0,5	0,2	0		
Charge de vent (Q_w)		0,6	0,2	0		

1) $q_{k,v}$ définit une densité de charges verticales uniformes. Elle est pondérée par le coefficient de surface α_A :
 $\alpha_A = 0,77 + \frac{3,5}{A} \leq 1$, A en m².
2) $Q_{k,v}$ définit une charge verticale concentrée sur une aire carrée de 50 mm de côté, pour les catégories A à E, en général non cumulable avec la charge uniforme.
Pour les catégories F et G, $Q_{k,v}$ représente une charge d'essieu répartie sur les deux surfaces de contact de 100 mm de côté (catégorie G) ou 200 mm (catégorie H).

1.2.3.2 Charges d'exploitation des cloisons

Le poids propre des cloisons mobiles (ou légères) est pris en compte par une charge uniformément répartie q_k qu'il convient d'ajouter aux charges d'exploitation supportées par les planchers.

Cette charge uniformément répartie est définie dans le tableau 5.

Tableau 5 : valeur de la charge répartie q_k pour les cloisons

Poids propre de la cloison kN/m linéaire	Valeur de la charge répartie q_k kN/m ²
1,0	0,5
2,0	0,8
3,0	1,2

Pour les cloisons plus lourdes, le calcul est équivalent à celui d'un mur. Il tient compte :

- de leur emplacement et de leur orientation ;
- de la nature de la structure des planchers.

1.2.3.3 Charges horizontales sur les parapets

Le parapet est sollicité par une charge caractéristique horizontale linéique q_k positionnée à une hauteur maximale de 1,2 m. Elle est définie selon la catégorie de l'ouvrage (tableau 6).

Tableau 6 : charge caractéristique horizontale appliquée sur les parapets

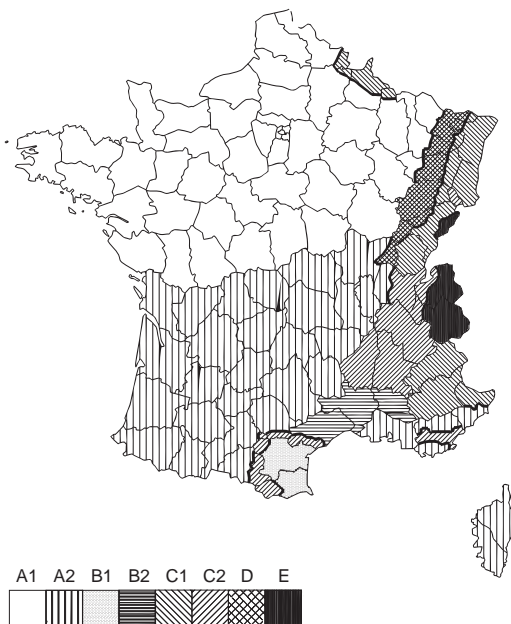
Catégorie	Charge caractéristique linéique q_k (kN/m)
A, B, C1	0,60
C2 à C4, D	1,00
E	2

1.2.4 Charge de neige S

Elle est définie dans la norme NF EN 1991-1-3 (eurocode 1 – Action de la neige sur les structures).

Les valeurs caractéristiques de l'action sont fixées dans l'Annexe nationale (fig. 5).

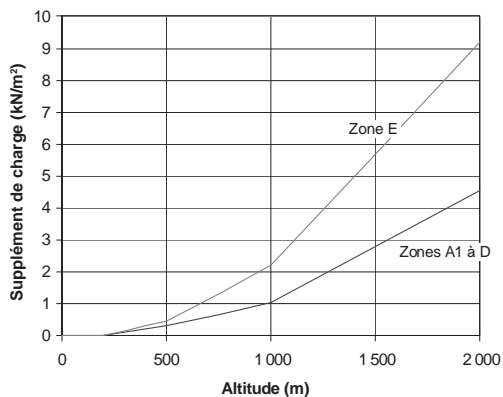
Fig. 5 : charges de neige sur le sol – S_k



	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique de la charge de neige (kN/m^2) s_k	0,45		0,55		0,65		0,90	1,40
Valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige (kN/m^2) s_{Ad}	—		1,00		1,35		1,80	

Ces charges de neiges sont valables pour des altitudes inférieures à 200 m. Pour des altitudes supérieures, une charge supplémentaire est à ajouter en fonction de l'altitude (fig. 6).

Fig. 6 : supplément de charge de neige en fonction de l'altitude



1.2.4.1 Valeurs caractéristiques de la charge de neige sur une toiture

Deux cas sont considérés :

– Situation durable ou transitoire : $s = \mu_i(\alpha) \times C_e \times s_k$ (4.8)

– Situation accidentelle : $s = \mu_i(\alpha) \times C_e \times s_{Ad}$ (4.9)

ou

$s = \mu_i(\alpha) \times s_k$ (4.10)

(cas d'une accumulation de neige)

où :

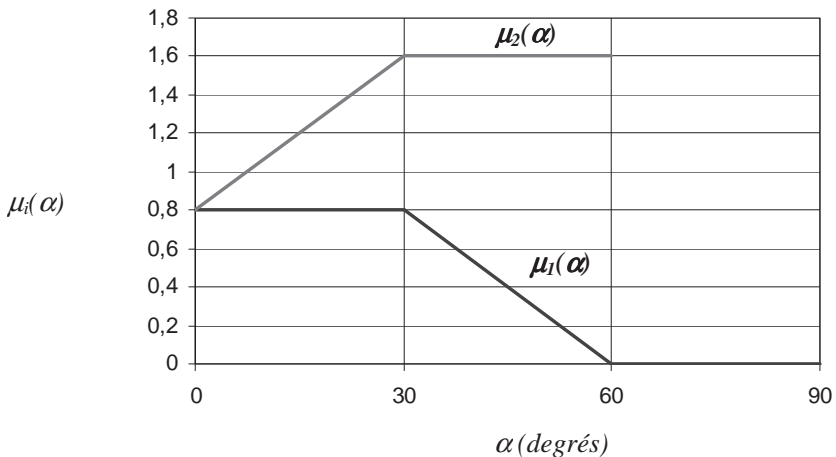
$\mu_i(\alpha)$ est le coefficient de forme dépendant du type de toiture et de sa pente (fig. 7) ;

C_e est le coefficient d'exposition (tableau 7) ;

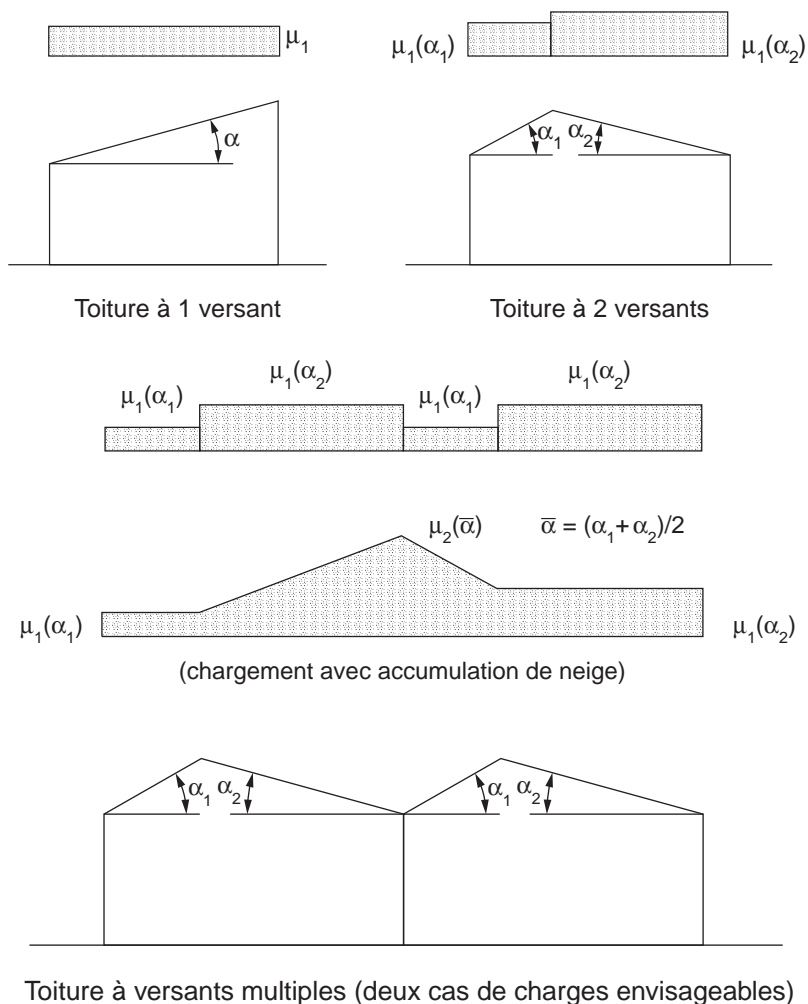
s_k est la valeur caractéristique de la charge de neige (fig. 5) ;

s_{Ad} est la valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige en situation accidentelle (fig. 5).

Fig. 7 : coefficient $\mu_i(\alpha)$ pour une toiture à 1 ou 2 versants



Le coefficient μ_1 est pris pour les cas courants, le coefficient μ_2 lorsqu'il y a risque d'accumulation de neige.

**Tableau 7 : valeur du coefficient C_e**

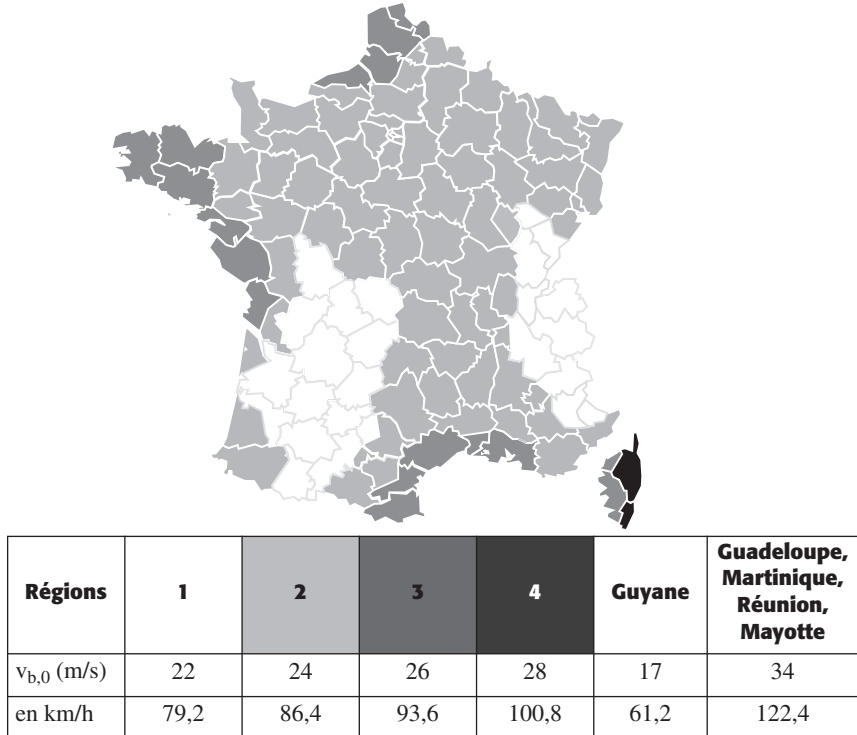
Topographie	C_e
Site balayé par le vent : zone plate sans obstacle et exposée de tout côté	0,8
Site normal : zone sans balayage dû au vent, présence d'autres constructions ou d'arbres	1,0
Site protégé : construction encaissée ou entourée de grands arbres ou de constructions plus élevées	1,2

1.2.5 Charges de vent W

Elle est définie dans la NF EN 1991-1-4 – Action du vent sur les structures.

Les valeurs de l'action sont fixées par la réglementation nationale (fig. 8).

Fig. 8 : vitesses de référence du vent $v_{b,0}$ (m/s)



Le calcul de la pression dynamique due au vent suit les étapes de calcul suivantes.

1.2.5.1 Pression dynamique de base q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.11)$$

ρ : masse volumique de l'air = 1,25 kg/m³

v_b : vitesse de base du vent. Dans les cas courants de construction, $v_b = v_{b0}$

1.2.5.2 Pression dynamique de pointe $q_p(z)$

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.12)$$

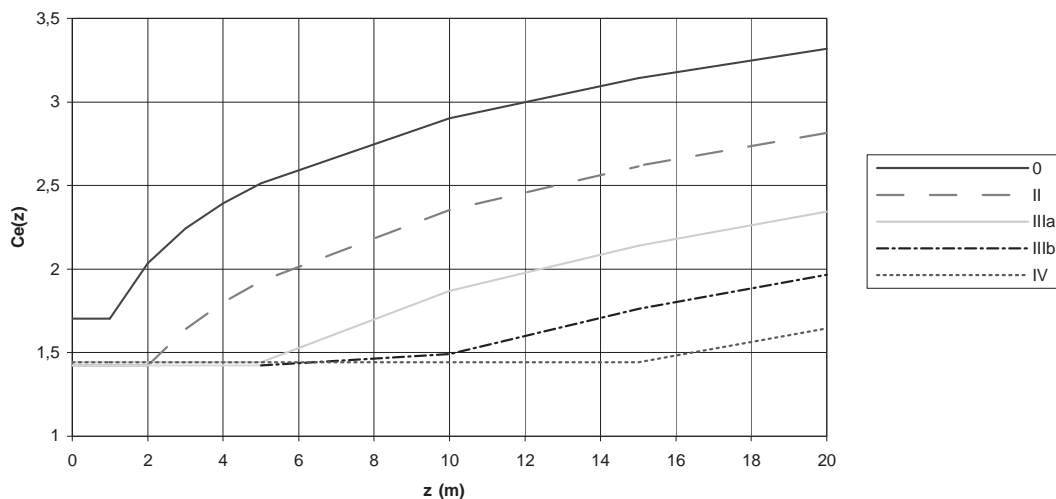
Le coefficient d'exposition $c_e(z)$ est fonction :

- de la hauteur z au-dessus du terrain naturel de la construction ;
- de la rugosité du terrain environnant.

La figure 9 donne la valeur de ce coefficient.

La hauteur z correspond à la hauteur du centre de gravité du mur au-dessus du sol.

Fig. 9 : définition du coefficient d'exposition $c_e(z)$



Catégories de terrain	Définition
0	Mer ou zone côtière exposée au vent de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km.
II	Rase campagne ou non avec quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur.
IIIa	Campagne avec des haies, vignobles, bocages, habitat dispersé.
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles, bocage dense, vergers.
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m, forêts.

1.2.5.3 Pression dynamique w sur une paroi

$$w = q_p(z) \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \quad (4.13)$$

Le coefficient de pression externe c_{pe} dépend de la position et de l'orientation de la façade du bâtiment par rapport au vent (fig. 10). Ce coefficient est donné pour des surfaces exposées de 1 m^2 ($c_{pe,1}$) ou de 10 m^2 ($c_{pe,10}$). Le tableau 8 définit la valeur de ce paramètre.

Fig. 10 : définition des zones d'exposition relative au vent des façades d'un bâtiment

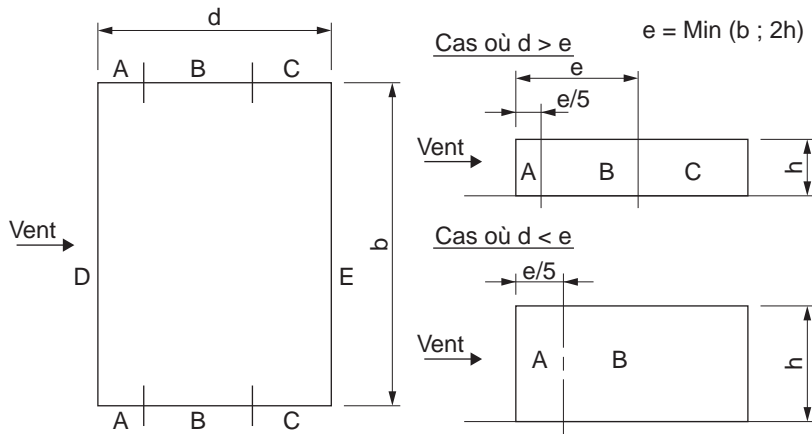


Tableau 8 : valeurs du coefficient de pression externe c_{pe}

Zones	A		B		C		D		E	
d/h	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$
≤ 1	-1,3	-1,0	-1,0	-0,8	-0,5	-0,5	+1,0	-0,8	-0,3	-0,3
≥ 4	-1,3	-1,0	-1,0	-0,8	-0,5	-0,5	+1,0	-0,6	-0,3	-0,3

$c_{pe,1}$: coefficient relatif à des surfaces exposées de 1 m^2
 $c_{pe,10}$: coefficient relatif à des surfaces exposées de 10 m^2 ou plus
interpolation pour des surfaces A entre 1 et 10 m^2 : $c_{pe}(A) = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10}(A)$

Le coefficient de pression interne c_{pi} est fonction de la perméabilité μ , définie en fonction des surfaces des ouvertures des parois du bâtiment.

$$\mu = \frac{A_{os} + A_{op}}{A_{os} + A_{op} + A_{oa}} \quad (4.14)$$

A_{os} : surface des ouvertures des parois sous le vent

A_{op} : surface des ouvertures des parois parallèles au vent

A_{oa} : surface des ouvertures des parois au vent (exposées directement au vent)

Valeurs de c_{pi} :

$$\left\{ \begin{array}{l} c_{pi} = 0,8 \text{ pour } \mu \leq 0,1 \\ c_{pi} = 0,8 - 1,625 (\mu - 0,1) \text{ pour } \mu \text{ compris entre } 0,1 \text{ et } 0,9 \\ c_{pi} = -0,5 \text{ pour } \mu \geq 0,9 \end{array} \right\} \quad (4.15)$$

1.2.6 Actions accidentelles

Elles sont représentées par une valeur nominale unique A_d .

Voir les annexes relatives au dimensionnement au séisme et au feu.

1.3 Combinaisons d'actions pour les calculs

Les actions sollicitant la structure sont combinées de manière à représenter l'effet « probable » qu'elles auront sur la structure, selon l'état limite considéré, la durée d'application du chargement, la représentativité du chargement (cas courant de chargement ou cas rare par exemple).

1.3.1 Combinaisons à l'ELU

Elles sont modélisées par la combinaison type suivante :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \times \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i} \quad (4.16)$$

Diagram labels and arrows:

- Arrows from $\gamma_{G,j}$ and $\gamma_{Q,1}$ point to the label "Coefficient partiel de l'action permanente⁽¹⁾".
- An arrow from $\gamma_{Q,1}$ points to the label "Coefficient partiel de l'action variable principale⁽²⁾".
- An arrow from $\psi_{0,i}$ points to the label "Coefficient de pondération de l'action variable d'accompagnement (tableau 4)".
- An arrow from $\gamma_{Q,i}$ points to the label "Coefficient partiel de l'action variable d'accompagnement".
- An arrow from $Q_{k,i}$ points to the label "Action d'accompagnement".

(1) γ_G est égal à 1,35 lorsque le poids propre agit de manière défavorable. Il est égal à 1 lorsqu'il agit de manière favorable.

(2) γ_Q est égal à 1,5 lorsque la charge agit de manière défavorable. Il est égal à 0 lorsqu'elle agit de manière favorable.

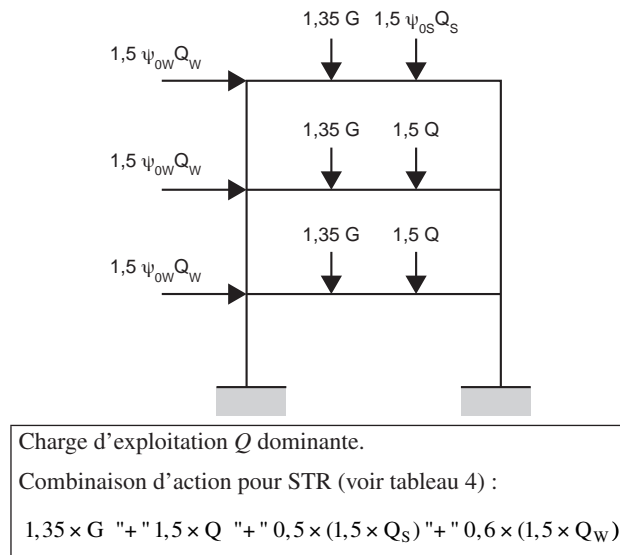
Le signe « + » indique que les actions sont associées de manière « pertinente », sous forme de torseurs (forces et moments). Leur combinaison permet de définir les composantes mécaniques sollicitant l'ouvrage.

Le tableau 9 définit les actions à combiner à l'ELU en fonction de l'état limite considéré.

Tableau 9 : combinaisons d'actions à l'ELU (situations durables et transitoires)

ELU à vérifier	Expression de la combinaison d'action	
Résistance de la structure (STR ou GEO)	$1,35 \times G_{k,sup} + "1,00 \times G_{k,inf} + "1,5 \times Q_{k,1} + " \sum_{i>1} \psi_{0,i} \times (1,5 \times Q_{k,i})$	(4.17)
Équilibre (EQU)	$1,10 \times G_{k,sup} + "0,90 \times G_{k,inf} + "1,5 \times Q_{k,1} + " \sum_{i>1} \psi_{0,i} \times (1,5 \times Q_{k,i})$	(4.18)
$G_{k,sup}$ et $G_{k,inf}$ sont définis par rapport à la valeur moyenne du poids propre. $G_{k,sup}$ représente 95 % des valeurs du poids propre, réparties selon une loi statistique normale (Gauss) et $G_{k,inf}$ 5 % de ces valeurs. En règle générale pour les projets courants, on prend la valeur moyenne G_k pour ces deux valeurs.		

La figure 11 donne quelques exemples de chargement habituellement appliqués sur des bâtiments.

Figure 11 : exemple de cas de chargement courant sur un bâtiment


1.3.2 Combinaisons à l'ELS

Trois combinaisons types sont utilisées, selon leur fréquence probable d'apparition et leur durée dans le temps (tableau 10).

Tableau 10 : combinaisons d'actions à l'ELS

Combinaison type	Effet	Expression de la combinaison d'action	
Caractéristique	Court terme (état irréversible : fissure par exemple)	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$	(4.19)
Fréquente	Moyen terme (état réversible)	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \times Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$	(4.20)
Quasi-permanente	Long terme (prise en compte du fluage)	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$	(4.21)

1.4 Valeurs de calcul de la résistance

La valeur de calcul X_d d'une propriété de matériau s'exprime par :

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4.22)$$

Dans laquelle :

X_k est la valeur caractéristique du matériau,

η est un coefficient de conversion prenant en compte les effets du volume, de la température, de l'humidité,

Dans le cas général, $\eta = 1$.

γ_M est un coefficient partiel pour le matériau considéré.

Le coefficient partiel tient compte des différentes incertitudes liées à la caractérisation de la résistance ainsi qu'à sa modélisation.

La valeur de calcul R_d de la résistance s'exprime par l'écriture symbolique suivante :

$$R_d = \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}} ; a_d \right\} \quad (4.23)$$

avec a_d valeur de calcul des données géométriques.

1.5 Coefficients partiels pour la maçonnerie γ_M

Le coefficient partiel à appliquer pour les calculs aux différents états limites tient compte :

- de la qualité de l'élément utilisé (éléments de catégorie 1 ou 2) (voir chapitre 2, 1.3) ;
- du type de mortier employé ;
- du niveau de contrôle d'exécution par l'entreprise.

Trois niveaux de contrôle sont définis pour qualifier l'entreprise :

Tableau 11 : niveau de contrôle pour qualifier une entreprise

IL1(*)	IL2(*)	IL3(*)
Seul un contrôle interne est prévu (pas de contrôle externe par une tierce partie)	Définition d'un plan d'assurance qualité (PAQ) pour le chantier ⁽¹⁾ Contrôle non continu du PAQ par le maître d'ouvrage ou son représentant ⁽²⁾	Définition d'un plan d'assurance qualité (PAQ) pour le chantier ⁽¹⁾ Contrôle continu du PAQ par le maître d'ouvrage ou son représentant ⁽²⁾
<p>1) Le PAQ (plan d'assurance de la qualité) doit notamment traiter :</p> <ul style="list-style-type: none"> – de la compétence du personnel d'exécution des travaux ; – du choix des produits utilisés, en correspondance avec les prescriptions ; – de la réalisation des ouvrages, conformément aux documents de référence. <p>2) Ce contrôle n'est pas nécessaire si l'entreprise de mise en œuvre est titulaire d'une certification d'assurance qualité délivrée par un organisme accrédité (par exemple certification Qualibat).</p> <p>(*) IL : <i>Inspection Level</i> (niveau d'inspection)</p>		

La certification Qualibat « structure et gros œuvre – maçonnerie et béton armé courant » est délivrée aux entreprises pour la réalisation de travaux courants de maçonnerie et béton armé :

- disposant, en propre, d'un personnel qualifié d'encadrement et d'exécution ;
- possédant ou louant les matériels appropriés aux travaux.

Les nomenclatures relatives à la qualification des entreprises sont définies sur le site www.qualibat.com.

Nomenclature utilisée pour la maçonnerie :

211 MAÇONNERIE ET BÉTON ARMÉ COURANT

2111 Maçonnerie (technicité courante) et béton armé courant

2112 Maçonnerie (technicité confirmée) et béton armé courant

2113 Maçonnerie (technicité supérieure) et béton armé courant

2114 Maçonnerie (technicité exceptionnelle) et béton armé courant

Le tableau 12 précise la valeur du coefficient de sécurité γ_M pour la mise en œuvre des maçonneries.

Tableau 12 : coefficients partiels associés à la maçonnerie

Maçonnerie	γ_m		
	Niveau de contrôle de l'exécution		
	IL3	IL2	IL1
Éléments de catégorie 1, mortier performanciel ⁽¹⁾	1,5	2,0	2,5
Éléments de catégorie 1, mortier de recette ⁽²⁾	1,7	2,2	2,7
Éléments de catégorie 2, tout mortier ⁽¹⁾⁽²⁾	2,5	3,0	3,5
Autres matériaux			
Ancrage d'acier d'armature	1,7	2,2	2,7
Acier d'armature et de précontrainte	1,15		
Composants accessoires ⁽³⁾	1,7	2,2	2,7
Linteaux conformes à l'EN 845-2	1,5	2,0	2,5
1) Prescriptions des mortiers performanciels ou de recette selon EN 998-2 et EN 1996-2. 2) Lorsque le coefficient de variation applicable aux éléments de catégorie 2 n'est pas supérieur à 25 %. 3) Le coefficient partiel pour les bandes de coupure de capillarité est inclus dans l'ouvrage de maçonnerie.			

2. Analyse des ouvrages

L'analyse des ouvrages consiste à vérifier l'ensemble des éléments de l'ouvrage aux états limites (ELU et ELS). Elle peut être effectuée en considérant les différents éléments (tels que les murs) de manière indépendante, à condition que les interactions et les liaisons entre les différentes parties puissent assurer la stabilité et la robustesse appropriées lors de la construction et de l'utilisation de l'ouvrage.

Il est nécessaire de déterminer :

- les contraintes axiales dues aux actions verticales et horizontales ;
- les contraintes de cisaillement dues aux actions verticales et/ou horizontales ;
- les moments fléchissants dus aux actions verticales et/ou latérales.

En plus du calcul sous charges résultant de l'usage normal, il convient de prendre en considération le comportement en situations accidentelles :

- en calculant les éléments pour résister aux actions accidentelles mentionnées dans la norme NF EN 1991-1-7 ;
- en enlevant des éléments porteurs essentiels à tour de rôle ;
- en installant des éléments de protection, tels que par exemple des barrières de sécurité contre le choc de véhicules.

2.1 Imperfections géométriques

Les imperfections géométriques doivent être prises en compte dans les calculs, en supposant que la structure soit inclinée d'un angle par rapport à la verticale. Cet angle est fonction de la hauteur h du bâtiment :

$$v = \frac{1}{100 \times \sqrt{h_{\text{tot}}}} \quad (4.24)$$

avec :

v angle d'inclinaison de la structure, en radians ;

h_{tot} hauteur totale de la structure à partir du sommet des fondations, en m.

2.2 Effets du second ordre

Les effets du second ordre peuvent être négligés si :

$$h_{\text{tot}} \times \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq \begin{cases} 0,6 & \text{pour } n \geq 4 ; \\ 0,2 + 0,1 \times n & \text{pour } 1 \leq n \leq 4 \end{cases} \quad (4.25)$$

où :

n est le nombre d'étages ;

h_{tot} est la hauteur totale de la structure à partir du sommet des fondations ;

N_{Ed} est la valeur de calcul de la charge verticale au niveau de la partie inférieure de la construction ;

$\sum EI$ est la somme des résistances à la flexion de tous les éléments raidisseurs verticaux de la construction dans la direction considérée.

Les ouvertures de surface inférieure à 2 m^2 et de hauteur ne dépassant pas $0,6 h$ (h : hauteur du mur) peuvent être négligées pour le calcul des résistances à la flexion.

Lorsque l'inégalité (4.25) n'est pas vérifiée, on préconise d'augmenter la résistance à la flexion des murs dans la direction considérée.

2.3 Murs de maçonnerie soumis à un chargement vertical

2.3.1 Élancement des murs

L'élancement d'un mur est important pour connaître son comportement vis-à-vis des sollicitations extérieures. L'élancement géométrique, que l'on notera λ_g , est défini comme suit :

$$\lambda_g = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (4.26)$$

avec h_{ef} et t_{ef} respectivement la hauteur et l'épaisseur effective du mur.

L'élancement d'un mur est généralement limité à 27 (pour des valeurs plus importantes, les effets du second ordre doivent être pris en compte).

Pour un mur très élancé, un chargement vertical engendrera un voilement plus important que pour un mur d'élancement faible. Par conséquent, sa résistance à la compression sera plus réduite. L'élancement sera donc pris en compte dans le calcul de la résistance du mur vis-à-vis de la compression.

Il est également important de tenir compte des liaisons du mur avec d'éventuels éléments raidisseurs comme des planchers, des murs ou des poteaux. Ainsi, on ne calculera pas directement l'élancement à partir de la hauteur et de l'épaisseur du mur, mais à partir des valeurs effectives de celles-ci.

2.3.2 Hauteur effective des murs de maçonnerie h_{ef}

La hauteur effective h_{ef} d'un mur dépend du mode de liaison de ce dernier avec les éventuels planchers et autres murs.

2.3.2.1 Mur raidi sur un bord vertical

Un mur peut être considéré comme raidi sur un bord vertical si :

- une fissuration entre le mur et son mur raidisseur n'est pas supposée se produire, c'est-à-dire que les deux murs sont réalisés à l'aide de matériaux ayant un comportement et un chargement identiques, s'ils sont érigés en même temps et liés ensemble ;
- la liaison entre un mur et son mur raidisseur doit pouvoir résister aux efforts de traction et de compression, au moyen d'ancrages, d'attaches ou d'autres moyens appropriés.

Un mur raidisseur doit avoir au minimum une longueur égale à $\frac{1}{5}$ de la hauteur libre et une épaisseur d'au moins 0,3 fois l'épaisseur utile du mur qui doit être raidi.

Dans le cas où le mur raidisseur comporte des ouvertures, il est recommandé que la longueur entre les ouvertures d_1 , de part et d'autre du mur raidi (fig. 12), soit telle que :

$$d_1 \geq \max\left(\frac{h_1 + h_2}{10} ; t\right) \quad (4.27)$$

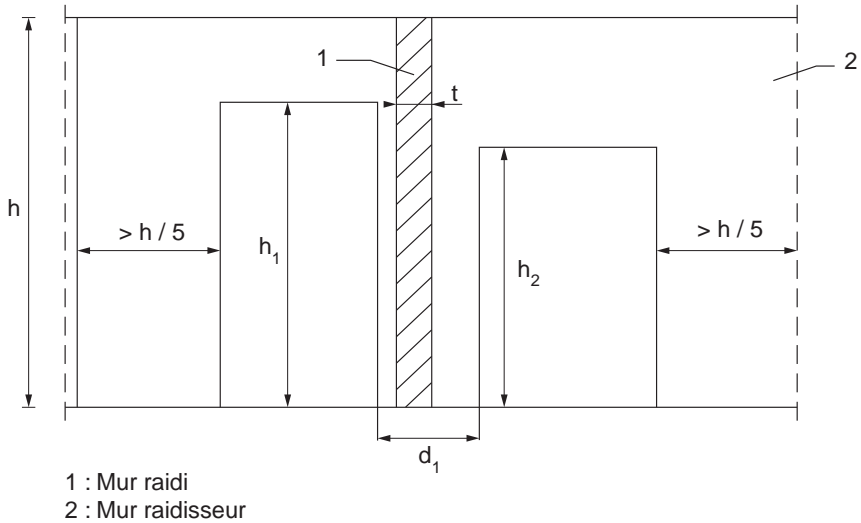
où :

h_1 et h_2 sont les hauteurs des ouvertures de part et d'autre du mur raidi,

t est l'épaisseur du mur raidi.

Il est également nécessaire que le mur raidisseur couvre une distance au moins égale à $\frac{1}{5}$ de la hauteur libre au-delà de chaque ouverture.

Fig. 12 : longueur minimale d'un mur raidisseur avec ouvertures



2.3.2.2 Mur très long : $\ell/t \geq 15$ ou 30

Lorsque les murs raidis sont très longs, c'est-à-dire quand l'élancement $\frac{\ell}{t} \geq 30$ pour un mur raidi sur deux bords verticaux et $\frac{\ell}{t} \geq 15$ sur un seul bord vertical, l'influence du raidisseur devient négligeable. Par conséquent, le mur raidi doit être considéré comme étant lié uniquement au niveau des planchers inférieur et supérieur.

2.3.2.3 Calcul de la hauteur effective h_{ef}

La hauteur effective h_{ef} est déterminée de la manière suivante :

$$h_{ef} = \rho \times h \quad (4.28)$$

où :

h est la hauteur libre du mur,

ρ est un coefficient de réduction défini ci-après.

Dans tous les cas, il est possible de considérer que $h_{ef} = h$.

Pour les murs tenus en tête et en pied et sur un bord vertical, le coefficient de réduction est donné par (fig. 13) :

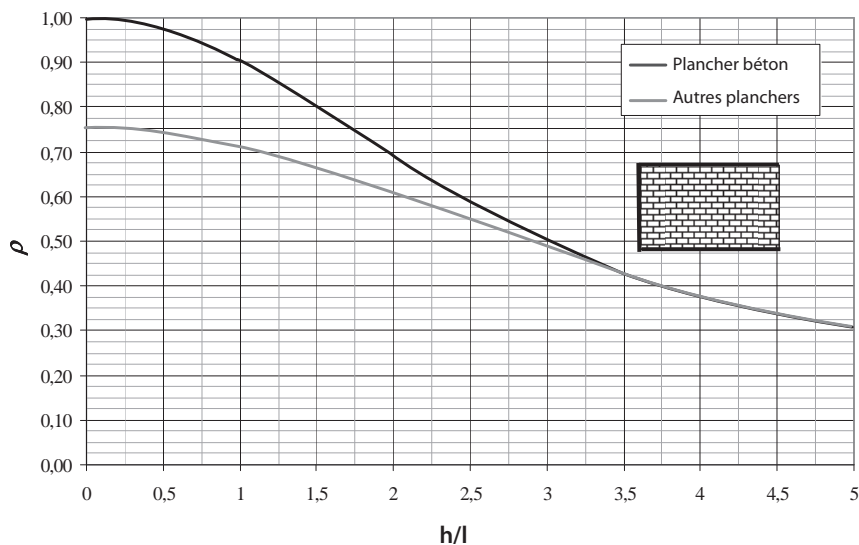
$$- \text{si } \frac{h}{\ell} \leq 3,5$$

$$\rho = \frac{\rho_2}{1 + \left(\frac{\rho_2 \times h}{3 \times \ell} \right)^2} \quad (4.29)$$

– sinon

$$\rho = \max \left(\frac{1,5 \times \ell}{h} ; 0,3 \right) \quad (4.30)$$

Fig. 13 : valeur du coefficient de réduction dans le cas d'un mur raidi sur un bord vertical



Pour les murs tenus en tête et en pied et sur les deux bords verticaux, le coefficient de réduction est donné par (fig. 14) :

$$- \text{si } \frac{h}{\ell} \leq 1,15$$

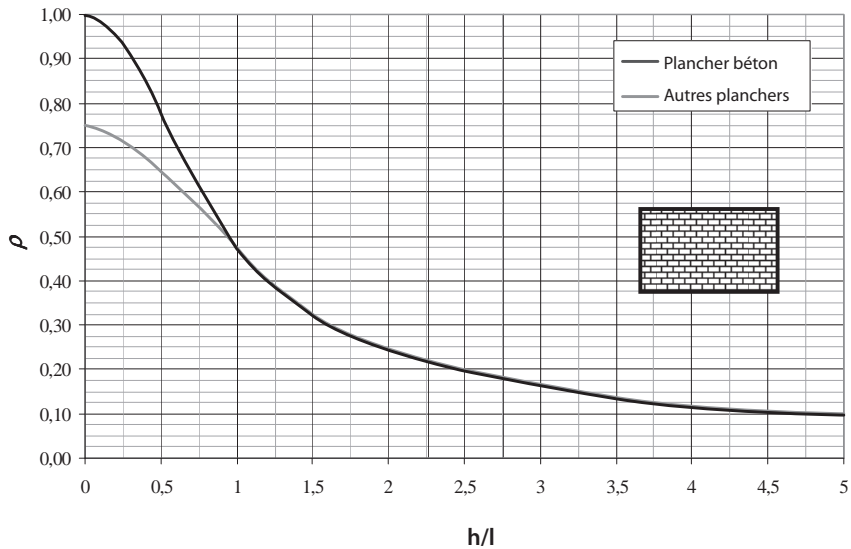
$$\rho = \frac{\rho_2}{1 + \left(\frac{\rho_2 \times h}{\ell} \right)^2} \quad (4.31)$$

– sinon

$$\rho = \frac{1}{2 \times h} \quad (4.32)$$

avec $\rho_2 = 0,75$ si le mur est lié à un plancher ou à une toiture en béton armé, avec une surface d'appui d'au moins les $2/3$ de l'épaisseur du mur, et $\rho_2 = 1$ dans tous les autres cas.

Fig. 14 : valeur du coefficient de réduction dans le cas d'un mur raidi sur deux bords verticaux



2.3.3 Épaisseur effective des murs de maçonnerie t_{ef}

Comme pour la hauteur, il peut parfois être nécessaire de déterminer l'épaisseur effective t_{ef} d'une paroi. Dans certains cas, des éléments raidisseurs permettent d'augmenter la rigidité du mur.

Dans le cas d'un mur simple, d'un mur à double paroi, d'un mur à parement apparent ou d'un mur avec remplissage de béton, l'épaisseur effective du mur est égale à l'épaisseur réelle du mur (épaisseur totale des différentes parois) soit :

$$t_{ef} = t \quad (4.33)$$

2.3.3.1 Mur raidi par des poteaux

Dans le cas d'un mur raidi par des poteaux, l'épaisseur effective du mur est donnée par :

$$t_{ef} = \rho_t \times t \quad (4.34)$$

ρ_t est un coefficient de majoration qui dépend :

- du rapport de l’espacement entre les poteaux et de la largeur d’un poteau $\left(\frac{e_p}{\ell_p}\right)$;
- du rapport de l’épaisseur d’un poteau et l’épaisseur réelle du mur auquel il est relié $\left(\frac{t_p}{t}\right)$ (fig. 15).

Les valeurs de ρ_t sont données dans le tableau 13 (une interpolation linéaire entre les valeurs données dans le tableau est admise).

Fig. 15 : mur raidi par des poteaux

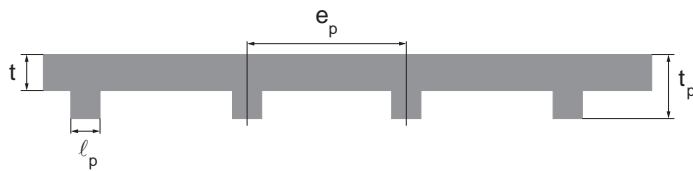


Tableau 13 : coefficient de majoration ρ_t pour les murs raidis par des poteaux

		$\frac{t_p}{t}$		
		1	2	3
$\frac{e_p}{\ell_p}$	6	1,0	1,4	2,0
	10	1,0	1,2	1,4
	20	1,0	1,0	1,0

2.3.3.2 Mur creux

Lorsqu’un mur est constitué de deux parois reliées entre elles par des attaches, l’épaisseur effective t_{ef} de la paroi est égale à :

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \times t_1^3 + t_2^3} \tag{4.35}$$

où :

- t_1 est l’épaisseur réelle ou effective de la paroi externe,
 - t_2 est l’épaisseur réelle ou effective de la paroi interne,
 - k_{tef} est un coefficient prenant en compte des modules d’élasticité des parois.
- Si les deux parois sont simplement maintenues au déversement par les attaches, ce qui est généralement le cas en France, alors $k_{tef} = 0$. Dans les autres cas, le coefficient k_{tef} est donné par :

$$k_{\text{ef}} = \min \left(\frac{E_1}{E_2} ; 1 \right) \quad (4.36)$$

avec E_1 et E_2 respectivement les modules d'élasticité des parois extérieure et intérieure.

Pour pouvoir employer l'expression (4.35), il est nécessaire que l'épaisseur de la paroi non porteuse ne soit pas supérieure à celle de la paroi porteuse.

2.4 Ouvrages de maçonnerie armée soumis à un chargement vertical

2.4.1 Élancement des murs

Il est déterminé conformément au paragraphe 2.3.1.

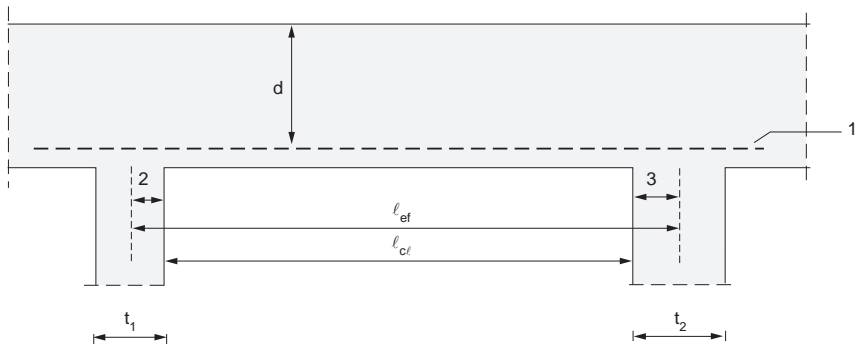
Pour les murs creux, le calcul de l'épaisseur effective est réalisé en limitant l'épaisseur de la cavité à 100 mm.

2.4.2 Portée utile des poutres de maçonnerie

La portée utile ℓ_{ef} de poutres sur appuis simples ou continus est la plus petite des deux valeurs :

- distance entre centres des deux appuis ;
- distance libre entre appuis, augmentée de la profondeur utile de la section, d .

Fig. 16 : portée utile de poutres de maçonnerie sur appuis simples ou continus



avec :

1 : armature

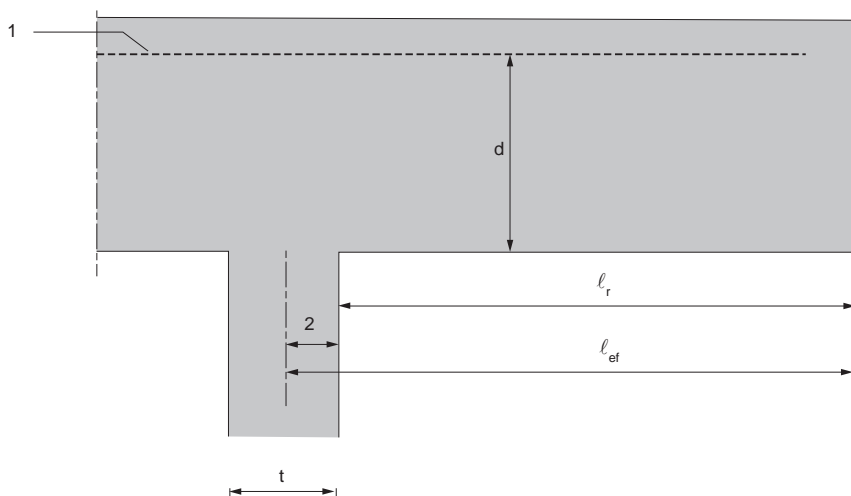
2 : $t_1/2$ ou $d/2$ selon la plus petite des deux valeurs

3 : $t_2/2$ ou $d/2$ selon la plus petite des deux valeurs

La portée utile ℓ_{ef} d'une poutre en porte-à-faux est la plus petite des deux valeurs :

- distance entre l'extrémité de la poutre en porte-à-faux et le centre de son appui ;
- distance libre entre l'extrémité de la poutre en porte-à-faux et la face de l'appui, augmentée de la moitié de la profondeur utile de la section, d.

Fig. 17 : portée utile d'une poutre en porte-à-faux



avec :

1 : armature

2 : $t/2$ ou $d/2$ selon la plus petite des deux valeurs

2.4.3 Portée utile des poutres hautes

Les poutres hautes sont des murs ou des parties de mur soumis à des charges verticales franchissant les ouvertures. Dans les poutres hautes, le rapport entre la hauteur totale du mur au-dessus de l'ouverture à la portée utile de l'ouverture est au moins de 0,5. La portée utile de la poutre haute est égale à :

$$\ell_{ef} = 1,15 \times \ell_{cl} \quad (4.37)$$

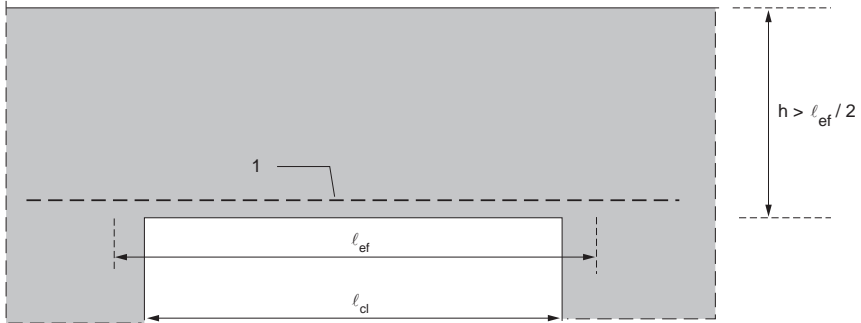
avec ℓ_{cl} portée libre de l'ouverture.

Remarques

1/ Les charges verticales à prendre en compte sont celles qui agissent effectivement sur la portée utile. Les charges verticales reprises par d'autres moyens, par exemple par les planchers supérieurs agissant comme liaisons, ne sont pas à prendre en compte.

2/ Pour le calcul des moments fléchissants, la poutre haute peut être considérée comme une portée sur appui simple selon la figure 18.

Fig. 18 : analyse d'une poutre haute



1 : armature

2.4.4 Portée limite des ouvrages de maçonnerie armée soumis à une flexion hors plan

La portée des ouvrages de maçonnerie armée est limitée aux valeurs du tableau 14.

Tableau 14 : valeurs limites de la portée utile des murs et des poutres soumis à une flexion hors du plan

	Rapport portée utile sur épaisseur utile (ℓ_{ef} / t_{ef})	Rapport portée utile sur hauteur utile (ℓ_{ef} / d)
	Mur soumis à une flexion hors du plan	Poutre
Appui simple	35	20
Appui continu	45	26
Portée dans 2 direc- tions	45	—
Porte-à-faux	18	7

Dans le cas de murs autoporteurs isolés de toute construction et soumis essentiellement au vent (exemple : mur de clôture), les valeurs indiquées peuvent être augmentées de 30 %, à condition de ne comporter aucun enduit susceptible d'être endommagé par les flèches.

2.4.4.1 Respect de la stabilité latérale

Afin de respecter cette exigence, la distance libre entre appuis latéraux ℓ_{cl} des éléments sur appuis simples ou continus est limitée à la plus petite des 2 valeurs (voir fig. 18) :

$$\ell_{cl} \leq \min \left\{ 60 \times b_c ; \frac{250}{d} b_c^2 \right\} \quad (4.38)$$

avec :

d : profondeur utile de l'élément,

b_c : largeur (ou épaisseur) de la face comprimée de l'élément structural à mi-portée.

Pour les poutres en porte-à-faux, la distance libre ℓ_r entre l'extrémité du porte-à-faux et la face d'appui est limitée par la plus petite des 2 valeurs (voir fig. 17) :

$$\ell_r \leq \min \left\{ 25 \times b_c; \frac{100}{d} b_c^2 \right\} \quad (4.39)$$

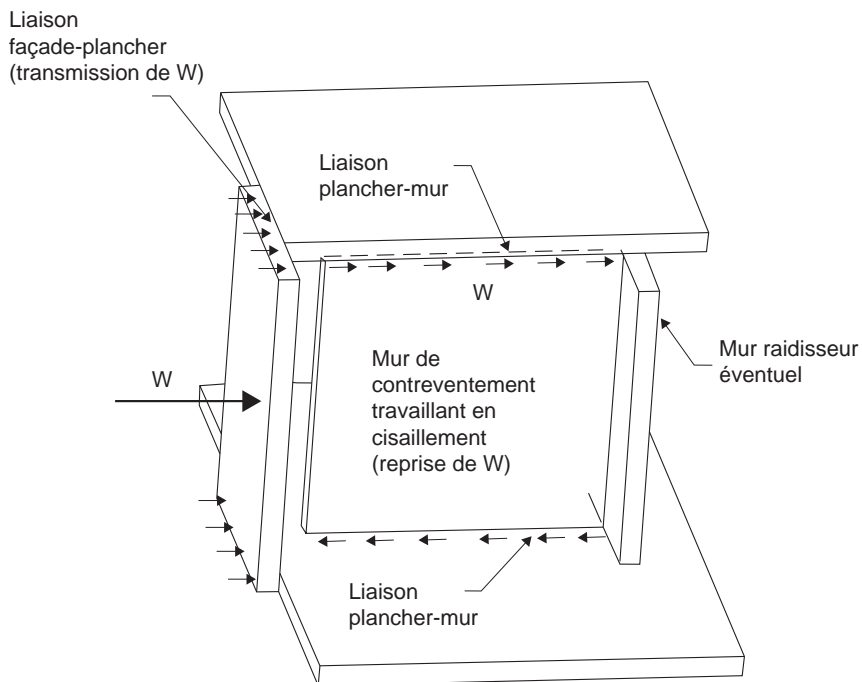
avec b_c largeur (ou épaisseur) de la face du support.

2.5 Murs de maçonnerie soumis à un cisaillement

Le rôle de ces murs est de résister aux efforts horizontaux dus par exemple au vent ou à un séisme. Ils sont liaisonnés aux planchers pour constituer le contreventement du bâtiment (fig. 19) et sont disposés parallèlement à la direction de l'action.

La stabilité générale du bâtiment est en général réalisée en considérant deux axes principaux de déplacement orthogonaux.

Fig. 19 : mur de contreventement soumis à un cisaillement



Le mur de contreventement peut être associé à un mur raidisseur de même épaisseur que le mur de contreventement.

De plus le mur raidisseur doit avoir une longueur minimale ℓ_r disposée de chaque côté du mur de contreventement (fig. 20) :

$$\ell_r \geq \min \left\{ \frac{h_{\text{tot}}}{5}; \frac{\ell_s}{2}; \frac{h}{2}; 6 \times t \right\} \quad (4.40)$$

avec :

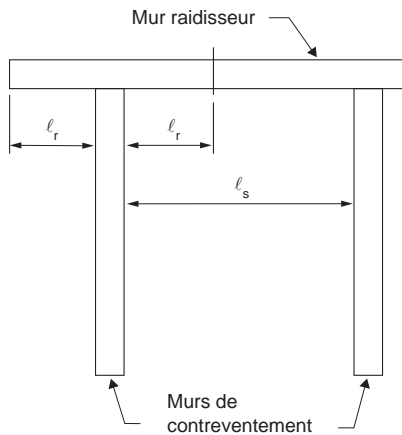
h_{tot} : hauteur totale du mur de contreventement (depuis la fondation jusqu'à son sommet),

ℓ_s : distance entre deux murs de contreventement reliés par un mur raidisseur (fig. 20),

h : hauteur libre du mur de contreventement (hauteur entre planchers),

t : épaisseur du mur de contreventement.

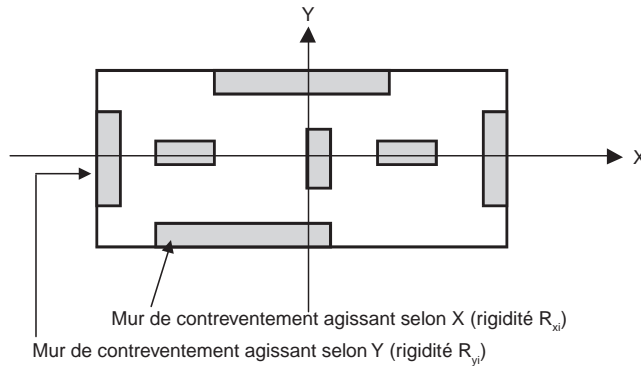
Fig. 20 : mur raidisseur – définition de ℓ_s



La longueur des murs raidisseurs est également délimitée par toute ouverture de dimension supérieure à $h/4$ ou $\ell/4$, ℓ étant la longueur du mur raidisseur.

2.5.1 Répartition des murs de contreventement

Les murs de contreventement doivent être répartis de préférence de manière symétrique, dans les deux directions principales orthogonales du bâtiment (fig. 21).

Fig. 21 : exemple de répartition des murs de contreventement

2.5.2 Répartition des forces horizontales

Lorsque les planchers peuvent être considérés comme des diaphragmes rigides (voir chapitre 7, 5.1.2), les forces horizontales peuvent être réparties sur les murs de contreventement en fonction de leur rigidité.

En cas contraire, les efforts sont répartis selon les sections de planchers auxquelles les murs de contreventement sont reliés.

2.5.2.1 Détermination de la rigidité des murs

R_{xi} et R_{yi} représentent les rigidités de flexion-cisaillement définies pour chaque direction de calcul (voir fig. 21). Elles sont définies comme suit :

$$R_{xi} = \left(\frac{h^3}{3.E.I_{yi}} + \frac{h}{G.A_{ti}} \right)^{-1} ; R_{yi} = \left(\frac{h^3}{3.E.I_{xi}} + \frac{h}{G.A_{ti}} \right)^{-1} \quad (4.41)$$

avec :

h : hauteur libre des murs,

E : module d'élasticité (module de Young) de la maçonnerie,

G : module de cisaillement de la maçonnerie, $G = 0,4 E$,

I_{yi} : moment d'inertie de la section transversale d'un mur agissant selon x ,

Pour le mur i (fig. 22) :

$$I_{yi} = \frac{t_i \times \ell_i^3}{12} ; I_{xi} = 0 \quad (4.42)$$

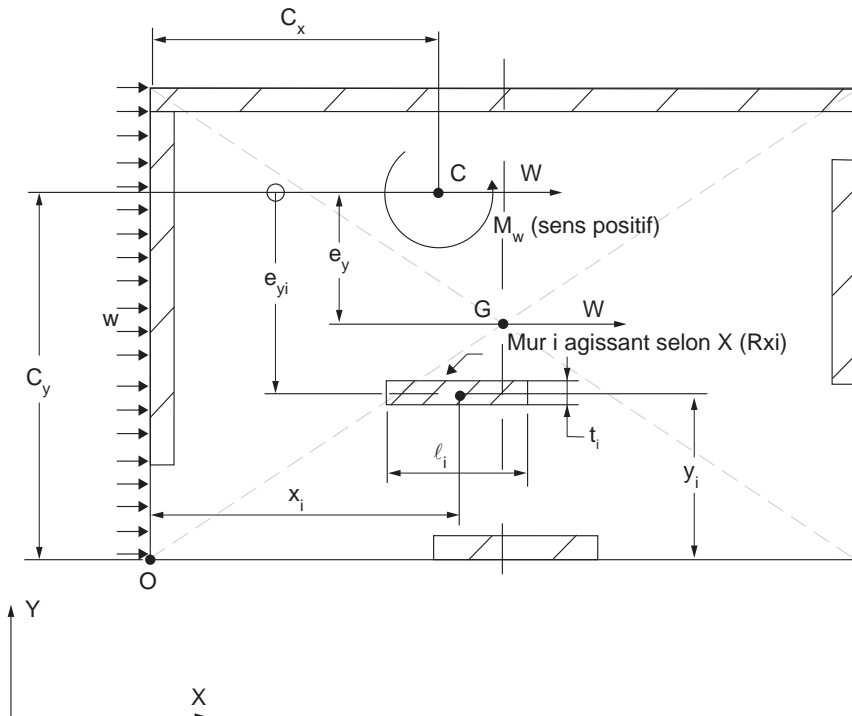
A_{ti} : aire de la section transversale horizontale du mur,

Pour le mur i :

$$A_{ti} = t \times \ell_i \quad (4.43)$$

Pour les murs orientés selon l'axe X, on pourra prendre $R_{yi} = 0$ et vice versa pour l'axe Y.

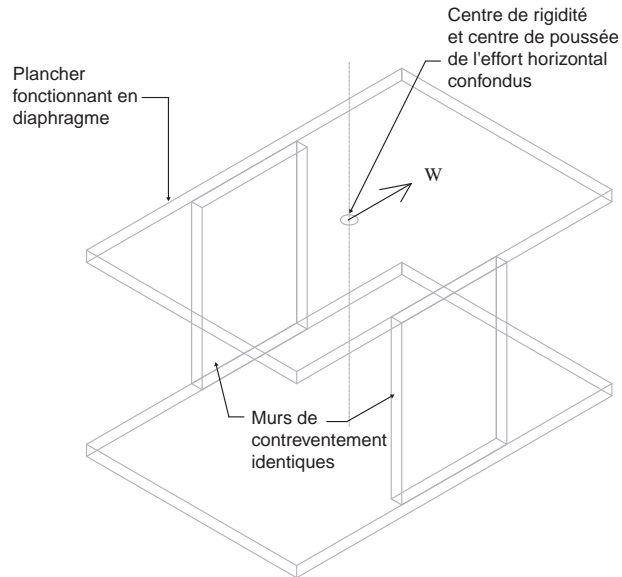
Fig. 22 : détermination de la rigidité des murs et du centre de rigidité



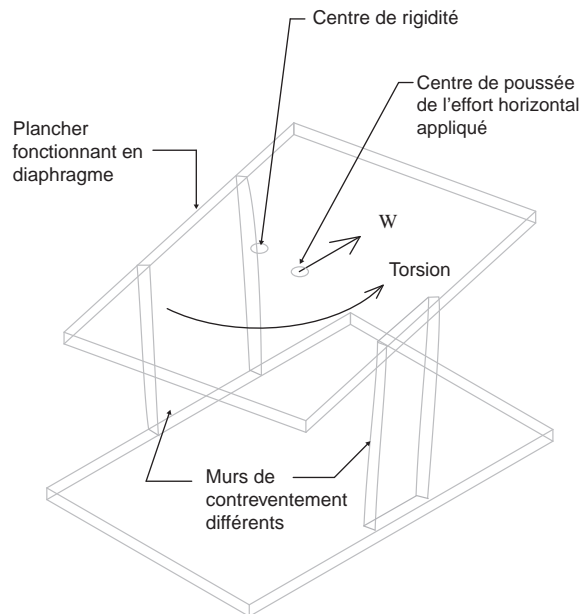
2.5.3 Effet de la torsion

Lorsque l'agencement en plan des murs de contreventement n'est pas symétrique, le centre de rigidité de la structure est excentré par rapport au centre de poussée de l'effort horizontal appliqué. Il se crée dans ce cas un effet de torsion qui doit être pris en compte dans le dimensionnement (fig. 23 et 24).

**Fig. 23 : répartition symétrique des murs de contreventement :
pas d'effet de torsion**



**Fig. 24 : répartition non symétrique des murs de contreventement :
effet de torsion**



2.5.3.1 Détermination du centre de rigidité C

$$C_x = \frac{\sum R_{yi} x_i}{\sum R_{yi}} ; C_y = \frac{\sum R_{xi} y_i}{\sum R_{xi}} \quad (4.44)$$

x_i et y_i sont définis par rapport à un point quelconque du repère considéré (O par exemple selon fig. 22).

R_{xi} et R_{yi} sont définis par les relations 4.41.

2.5.3.2 Répartition des charges horizontales (centre de rigidité excentré)

Les formules suivantes sont définies pour l'axe X. Elles sont à transformer pour les calculs selon l'axe Y (remplacement des indices x par y et vice versa).

La réduction de l'effort W au centre de rigidité (centre de torsion) se traduit par :

- une force W à répartir sur les différents murs de contreventement agissant selon l'axe considéré (axe X dans l'exemple de la figure 22) ;
- un moment $M_{w,x}$ à répartir également sur les différents murs orientés selon X :

$$M_{w,x} = W \times e_y \quad (4.45)$$

La force W est distribuée sur les différents murs, selon leur rigidité.

Pour le mur i on obtient :

$$W_{xi} = W \times \frac{R_{xi}}{\sum R_{xi}} \quad (4.46)$$

avec $\sum R_{xi}$ la somme des rigidités des murs dans la direction considérée (X dans l'exemple).

La répartition du moment $M_{w,x}$ se traduit par une force complémentaire W_{Mxi} (positive ou négative selon la position du mur par rapport au centre de torsion et le signe du moment) définie comme suit :

- Calcul de la rotation du bâtiment à partir de la formule ci-dessous :

$$\varpi_x = \frac{\bar{M}_{w,x}}{\Omega} \quad (4.47)$$

avec $\bar{M}_{w,x}$ le moment de torsion (en valeur algébrique) dans la direction X considérée,

Ω le module de rigidité de torsion calculé pour l'ensemble des murs orientés selon x ou y (indépendant de l'axe de calcul) :

$$\Omega = \sum R_{xi} \times e_{yi}^2 + \sum R_{yi} \times e_{xi}^2 \quad (4.48)$$

Calcul de la force complémentaire W_{Mxi} :

$$W_{Mxi} = -\varpi_x \times \bar{e}_{yi} \times R_{xi} \quad (4.49)$$

avec :

ϖ_x la rotation pour l'axe X, selon la relation 4.47,

R_{xi} la rigidité du mur i, orienté selon x

R_{yi} , la rigidité du mur i, orienté selon y

\bar{e}_{yi} l'ordonnée, en valeur algébrique, du mur i par rapport au centre de torsion.

La force résultante pour le mur i est donc la somme des deux termes $W_{xi} + W_{Mxi}$

On rappelle que ces calculs sont à réaliser dans les deux directions principales orthogonales considérées.

2.5.4 Partition des charges verticales accompagnant le calcul de la résistance au cisaillement

La charge verticale appliquée aux dalles portant dans deux directions peut être distribuée sur les murs porteurs de manière uniforme.

Dans le cas de planchers portant dans une seule direction, une répartition à 45° de la charge peut être considérée, à partir de la charge axiale, dans les étages inférieurs sur les murs non directement chargés.

2.5.5 Répartition des contraintes de cisaillement

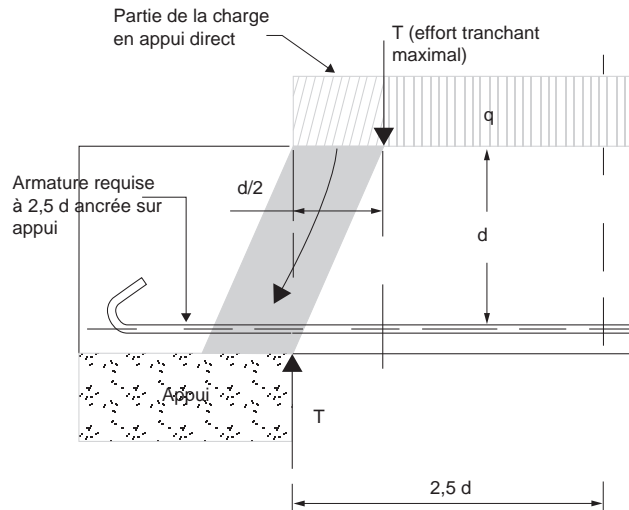
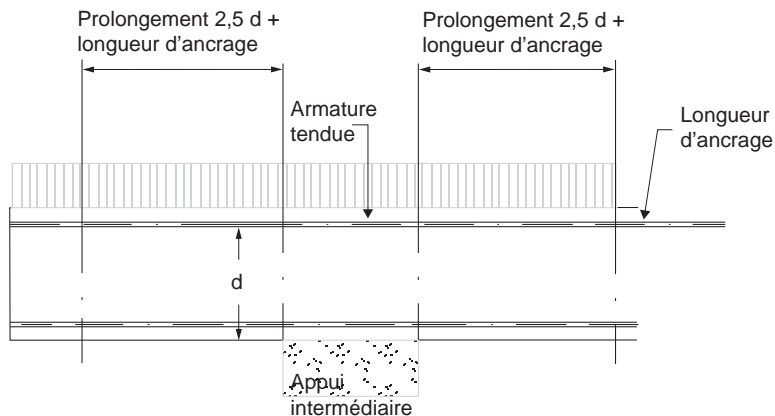
La répartition de la contrainte de cisaillement le long de la partie de mur soumise à la compression est supposée constante.

2.6 Ouvrages de maçonnerie armée soumis à un cisaillement

Pour les ouvrages soumis à une charge uniformément répartie, l'effort tranchant maximal est situé à une distance $d/2$ de la face d'appui (fig. 25).

De plus :

- l'armature requise à $2,5 d$ doit être ancrée sur l'appui ;
- sur un appui intermédiaire, l'armature tendue doit être prolongée de chaque côté de l'appui vers le milieu de la portée à une distance $2,5 d$, augmentée d'une longueur d'ancrage (fig. 26).

Fig. 25 : caractérisation de l'effort tranchant avec une charge répartie**Fig. 26 : disposition pour l'armature tendue sur un appui intermédiaire**

2.7 Murs de maçonnerie soumis à un chargement latéral

2.7.1 Caractérisation des appuis

Lors de l'analyse de ces murs, il y a lieu de considérer les conditions d'appui et de continuité au droit des appuis. En particulier :

- les coupures de capillarité se traduisent généralement par une absence de continuité (joints en appui simple). L'appui peut toutefois être considéré comme continu lorsque la contrainte de compression exercée à ce niveau est

supérieure ou égale à la contrainte de traction de calcul due au moment provoqué par l'action ;

- les joints de fractionnement sont également à considérer comme appuis simples ;
- les appuis directs de planchers et de toitures peuvent être considérés comme continus ;
- les appuis de murs reliés à des murs porteurs chargés verticalement (ou autre structure appropriée) au moyen d'attaches, ou tout système équivalent, peuvent être considérés comme partiellement continus ;
- dans le cas de murs creux, la continuité totale peut être assurée si les attaches permettent effectivement de transmettre les efforts appliqués (voir chapitre 7, 5.2).

Un mur à double paroi doit être calculé comme un mur à une seule paroi constituée des éléments assurant la résistance à la flexion la plus faible.

La réaction d'appui le long d'un bord de mur peut en général être considérée comme uniformément répartie.

La liaison à un support peut être réalisée par :

- différentes liaisons mécaniques ;
- des retours de maçonnerie harpés ;
- les planchers et les toitures.

2.7.2 Calcul des moments sollicitants

Ils sont calculés selon le chapitre 5, 4.1.

Dimensionnement à l'état limite ultime (ELU)

Le dimensionnement aux états limites est basé sur une approche semi-probabiliste du calcul de structures, dans laquelle les actions, les résistances et la mise en œuvre des matériaux sont considérées comme des variables aléatoires (voir chapitre 4 « Analyse structurale »).

L'étude statistique de ces différents paramètres conduit à l'introduction de coefficients partiels de sécurité appliqués à la fois aux actions (γ_A , γ_G , γ_Q et ψ) et aux caractéristiques mécaniques des matériaux (γ_M).

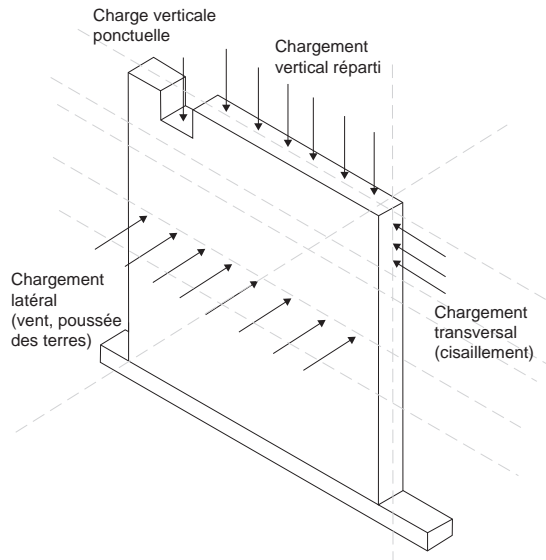
Le principe de dimensionnement à l'état limite ultime consiste à vérifier que la charge de calcul appliquée C_{Ed} est inférieure ou égale à la résistance de calcul de la maçonnerie C_{Rd} , de sorte que :

$$C_{Ed} \leq C_{Rd} \quad (5.1)$$

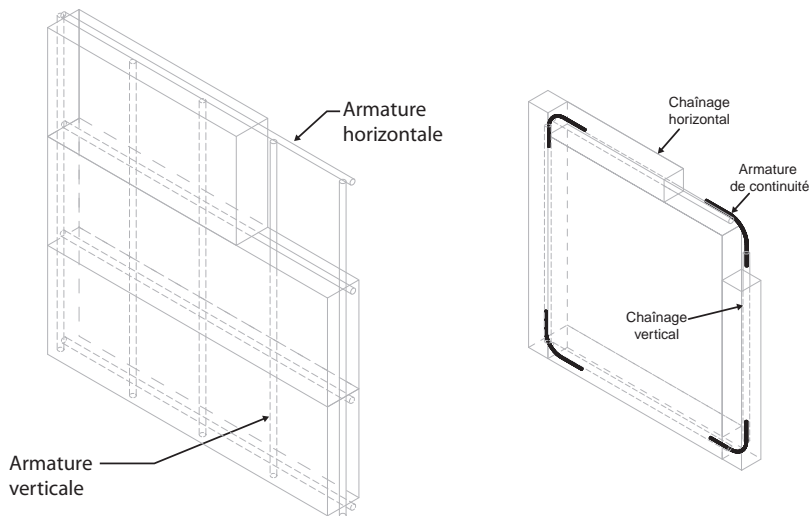
Cette condition devra être vérifiée pour les murs soumis à des charges de compression, de cisaillement, de flexion ou à une combinaison de ces trois chargements.

Il est important de rappeler que la charge appliquée C_{Ed} doit être déterminée à partir des coefficients partiels relatifs aux chargements, en particulier γ_G pour les actions permanentes et γ_Q pour les actions variables, définis dans l'eurocode 0 (voir chapitre 4 « Analyse structurale »).

Les murs sont soumis à différents chargements présentés figure 1.

Fig. 1 : types de chargement appliqués sur les murs

Leur dimensionnement est réalisé selon différentes méthodes qui prennent en compte leur constitution interne (simple paroi ou à double mur) et le type de renforcement éventuellement employé : maçonnerie armée ou chaînée (fig. 2).

Fig. 2 : types de renforcement des maçonneries (maçonnerie armée à gauche, maçonnerie chaînée à droite)

1. Mur soumis principalement à un chargement vertical réparti

La résistance à l'état limite ultime des maçonneries principalement soumises à un chargement vertical est vérifiée lorsque la charge appliquée N_{Ed} est inférieure ou égale à la résistance de calcul de la maçonnerie aux charges verticales N_{Rd} , de sorte que :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.2)$$

La résistance de calcul de la maçonnerie se calcule de deux manières différentes :

- la charge est appliquée de manière répartie sur la longueur du mur ;
- la charge est concentrée sur une zone.

1.1 Méthode générale (mur armé ou non)

Cette méthode est également utilisable pour les murs armés verticalement, lorsque leur élancement est supérieur à 12.

La résistance de calcul dépend :

- de la résistance et du mode de montage des éléments ;
- de la géométrie du mur ;
- du mode de chargement (chargement centré ou excentré).

Ainsi, un mur de grande hauteur, ou dont le chargement n'est pas réparti sur son épaisseur (chargement excentré), aura une résistance inférieure à celle d'un mur soumis à un chargement centré (fig. 3).

Fig. 3 : sollicitations appliquées sur un mur selon son mode de chargement

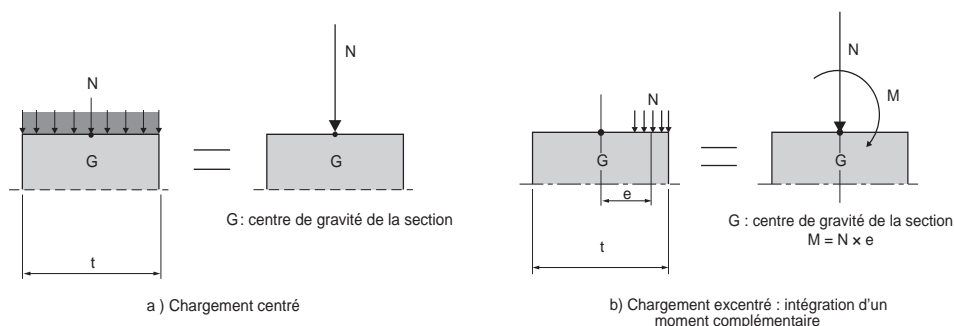
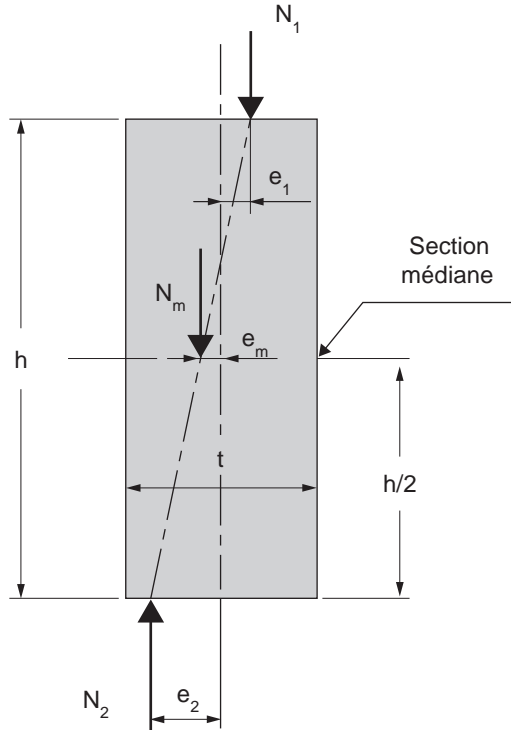


Fig. 4 : chargement vertical appliquée sur un mur – variation de l'excentricité selon l'élévation de la section (cas d'un mur de rive)



1.1.1 Calcul de la résistance de la maçonnerie

La résistance de la maçonnerie soumise à un chargement vertical, N_{Rd} , est :

$$N_{Rd} = \phi \times \ell \times t \times f_d \quad (5.3)$$

où :

ϕ est le coefficient de réduction permettant de prendre en compte les effets de l'élancement géométrique (h_{ef} / t_{ef} , avec h_{ef} hauteur effective et t_{ef} épaisseur effective du mur – voir chapitre 4 « Analyse structurale ») et de l'excentricité e des charges,

t est l'épaisseur du mur,

ℓ est la longueur du mur,

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (\text{voir chapitre 4, 1.4})$$

Lorsque $\ell \times t < 0,1 \text{ m}^2$, il est nécessaire de réduire la résistance de calcul de la maçonnerie f_d par le facteur :

$$(0,7 + 3 \times A) \quad (5.4)$$

avec A, la section horizontale brute chargée du mur en mètre carré.

Trois vérifications de résistance doivent être faites : en tête, en pied, ainsi qu'à mi-hauteur du mur (voir fig. 4). La valeur du coefficient de réduction est calculée dans chacun des cas.

1.1.2 Coefficient de réduction Φ en tête et en pied de mur

Les coefficients de réduction en tête et en pied de mur, respectivement Φ_t et Φ_p , sont donnés par :

$$\phi_i = 1 - 2 \times \frac{e_i}{t} \quad (5.5)$$

où :

e_i est l'excentricité en pied ou en tête de mur,

t est l'épaisseur du mur.

Définition de l'excentricité e_i :

$$e_i = \max \left(\frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{init} + e_{he} ; 0,05 \times t \right) \quad (5.6)$$

où :

M_{id} est le moment fléchissant au sommet ou en pied de mur, dû à l'excentrement de la charge d'appui,

N_{id} est la charge verticale agissant sur le sommet ou en pied de mur,

e_{init} est l'excentricité initiale,

e_{he} est l'excentricité due aux charges horizontales (dues au vent notamment),

t est l'épaisseur du mur.

En tête et en pied de mur, l'excentricité due aux charges horizontales e_{he} peut être négligée.

L'excentricité initiale e_{init} est déterminée de manière forfaitaire par :

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} \quad (5.7)$$

avec h_{ef} la hauteur effective du mur en mètres (chapitre 4, 2.3).

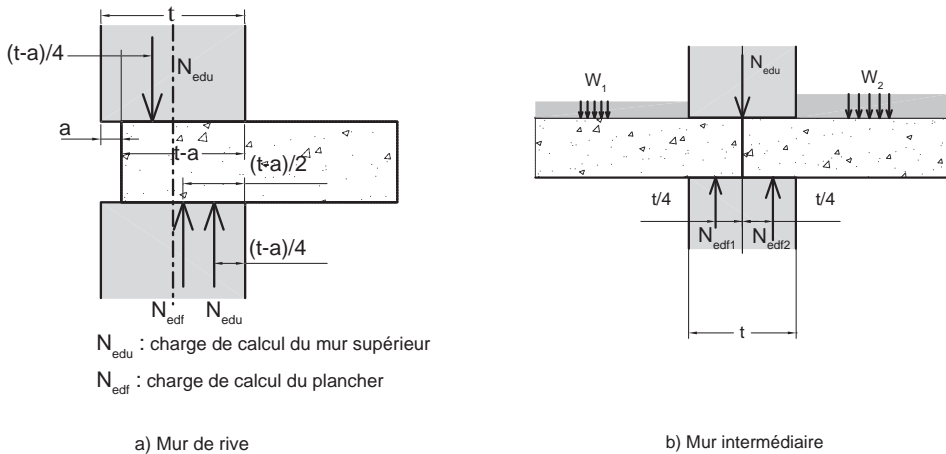
e_{init} correspond aux imperfections de mise en œuvre.

1.1.3 Calcul des moments fléchissants M_{id} (méthode forfaitaire)

Le moment fléchissant M_{id} s'obtient en déterminant l'excentrement dû aux charges de plancher.

La méthode est différente selon qu'il s'agit d'un mur de rive de plancher (fig. 5a), en général les murs de façade, ou d'un mur intermédiaire – cas des murs intérieurs – (fig. 5b).

Fig. 5 : positionnement des charges selon la configuration du mur



► Cas d'un mur de rive

Le moment fléchissant au sommet d'un mur de rive M_{Edf} est pris égal à :

$$M_{Edf} = N_{Edf} \times \frac{a}{2} + N_{Edu} \times \frac{t+a}{4} \quad (5.8)$$

Le moment fléchissant au pied d'un mur de rive M_{Edu} est donné par :

$$M_{Edu} = N_{Edu} \times \frac{t-3 \times a}{4} \quad (5.9)$$

N_{Edf} est la charge appliquée par le plancher,

N_{Edu} est la charge appliquée par le mur supérieur,

a est la distance entre la face du mur et le bord du plancher,

t est l'épaisseur du mur.

En général, la distance a correspond à l'épaisseur de la planelle, lorsque celle-ci ne collabore pas avec le plancher (cas des planelles munies d'un isolant).

► Cas d'un mur intermédiaire

Le moment fléchissant au sommet d'un mur intermédiaire M_{Edf} est donné par :

$$M_{\text{Edf}} = |N_{\text{Edf1}} - N_{\text{Edf2}}| \times \frac{t}{4} \quad (5.10)$$

où :

$N_{\text{Edf}i}$ est la charge appliquée par le plancher i , avec $i = 1$ ou 2 (fig. 5b),

t est l'épaisseur du mur.

Pour mémoire $|x|$ signifie valeur absolue de x ($= \max [x ; -x]$).

Le moment fléchissant au pied d'un mur intermédiaire M_{Edu} peut être considéré comme nul.

Le tableau 1 regroupe les quatre formules permettant de déterminer le moment aux extrémités du mur.

Tableau 1 : valeurs des moments en tête et en pied de mur

	Mur intermédiaire	Mur de rive
Tête de mur	$M_{\text{Edf}} = N_{\text{Edf1}} - N_{\text{Edf2}} \times \frac{t}{4}$	$M_{\text{Edf}} = N_{\text{Edf}} \times \frac{a}{2} + N_{\text{Edu}} \times \frac{t+a}{4}$
Pied de mur	0	$M_{\text{Edu}} = N_{\text{Edu}} \times \frac{t-3 \times a}{4}$

1.1.4 Calcul des moments fléchissants (méthode des rigidités)

Cette méthode ne s'applique pas aux planchers en solivage bois.

Il est possible de déterminer de manière plus précise le moment en tête M_{Edf} ou en pied M_{Edu} selon cette seconde méthode.

Les moments sont alors donnés par (fig. 6) :

$$M = \eta \times \frac{\frac{n_1 \times E_1 \times I_1}{h_1}}{\frac{n_1 \times E_1 \times I_1}{h_1} + \frac{n_2 \times E_2 \times I_2}{h_2} + \frac{n_3 \times E_3 \times I_3}{\ell_3} + \frac{n_4 \times E_4 \times I_4}{\ell_4}} \times \left(\frac{w_3 \times \ell_2^2}{4 \times (n_3 - 1)} - \frac{w_4 \times \ell_4^2}{4 \times (n_4 - 1)} \right) \quad (5.11)$$

Le moment M est calculé pour une largeur unitaire.

Lorsqu'un des éléments est absent, l'équation (5.11) peut être utilisée en supprimant les variables correspondant à celui-ci, par exemple pour les murs en rives de plancher ou au dernier étage.

n_i est un facteur de rigidité de l'élément i , avec $n_i = 4$ pour les éléments fixés aux deux extrémités (cas général) et $n_i = 3$ pour les autres,

On prendra $n_i = 3$ lorsqu'une extrémité sera réputée ne reprendre aucun moment.

E_i est le module d'élasticité de l'élément i ,

E_i est pris égal à $1\,000.f_k$ pour l'ensemble des éléments.

I_i est le moment d'inertie de l'élément i .

Pour un plancher : $I = \frac{h_p^3}{12}$. Pour un mur : $I = \frac{t^3}{12}$.

Dans le cas d'un mur double, seule la paroi porteuse est à considérer.

h_i : hauteur libre de l'élément i ,

ℓ_i : portée libre de l'élément i ,

w_i : charge de calcul uniformément répartie sur l'élément i ,

η : facteur de réduction (équation 5.12),

h_p : hauteur du plancher,

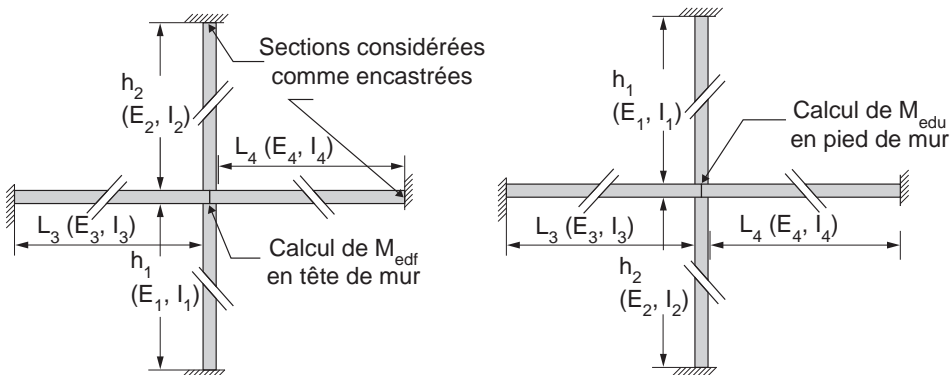
t : épaisseur du mur.

Les hauteurs h_1 et h_2 , et les caractéristiques correspondantes des murs, à considérer pour le calcul des moments M_{Edf} et M_{Edu} sont définies figure 6.

Le facteur de réduction η est pris égal à :

$$\eta = \max \left(1 - 0,25 \times \frac{\frac{n_3 \times E_3 \times I_3}{\ell_3} + \frac{n_4 \times E_4 \times I_4}{\ell_4}}{\frac{n_1 \times E_1 \times I_1}{\ell_1} + \frac{n_2 \times E_2 \times I_2}{\ell_2}} ; 0,5 \right) \quad (5.12)$$

Fig. 6 : définition des hauteurs h_1 et h_2 pour le calcul des moments fléchissants



a) Calcul du moment en tête du mur

b) Calcul du moment en pied du mur

1.1.5 Exemple 5.1 : comparaison des deux méthodes de calcul des moments fléchissants

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

Dans cet exemple, nous allons comparer les valeurs des moments donnés en tête d'un mur intermédiaire selon les deux méthodes. La première méthode correspond à l'équation (5.10) et la seconde à l'équation (5.11).

La configuration de l'exemple est donnée par la figure 5b.

Données :

- résistance caractéristique de la maçonnerie $f_k = 2,61$ MPa ;
- module d'élasticité de la maçonnerie $E_m = 2\,610$ MPa ;
- résistance caractéristique du plancher $f_{ck} = 25$ MPa ;
- module d'élasticité du plancher $E_p = 25\,000$ MPa ;
- hauteur des murs, $h = 2,5$ m ;
- épaisseur des murs, $t = 0,2$ m ;
- hauteur des planchers, $h_p = 0,2$ m ;
- longueurs des planchers, $\ell_1 = 2$ m et $\ell_2 = 5$ m ;
- charge répartie sur les planchers, $w = 6,3$ kN/m ;
- les murs et les planchers sont fixés à leurs extrémités, $n = 4$.

On obtient les résultats suivants pour les différents éléments :

	Unités	Mur 1	Mur 2	Plancher 3	Plancher 4
h (ou ℓ)	m	2,5	2,5	5	2
n		4	4	4	4
E	MPa	2 610	2 610	25 000	25 000
I	m ⁴	$6,67 \cdot 10^{-4}$	$6,67 \cdot 10^{-4}$	$6,67 \cdot 10^{-4}$	$6,67 \cdot 10^{-4}$
nEI/h	MN.m	2,78	2,78	13,3	33

À partir de ces résultats, on trouve $\eta = 0,5$ et

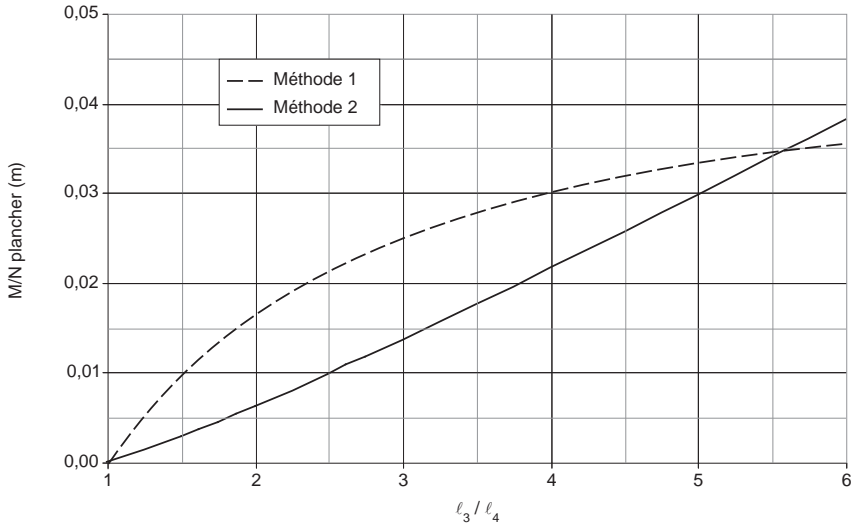
$$M = 433 \text{ N.m} \quad \text{seconde méthode}$$

Par la première méthode, on trouve $N_{\text{Edf } 3} = 31\,500$ N et $N_{\text{Edf } 4} = 12\,600$ N. On aboutit alors à un moment

$$M = 945 \text{ N.m}$$

Le graphique suivant compare le rapport entre le moment au sommet du mur M et la charge de plancher N_{plancher} pour différentes valeurs du rapport entre les longueurs ℓ_3 et ℓ_4 , en gardant $\ell_4 = 2$ m constant et en faisant varier ℓ_3 entre 2 et 12 m.

Fig. 7 : comparaison des méthodes de calcul des moments fléchissants (moments en tête du mur)



Cette illustration, visant à comparer les deux méthodes de calcul des moments fléchissants, montre que la méthode des rigidités est plus favorable que la méthode forfaitaire, en particulier pour les faibles portées. Il est à noter toutefois que les différences sont peu importantes et qu'en première approximation, la méthode forfaitaire, plus simple d'emploi, donne des résultats tout à fait satisfaisants.

1.1.6 Coefficient de réduction Φ_m à mi-hauteur du mur

Du fait de la variation d'excentricité selon la hauteur (voir fig. 4), le moment à mi-hauteur du mur est en général plus faible qu'à ses extrémités. Cependant, la courbure du mur, engendrée par l'excentricité des charges d'appui, n'est pas négligeable et le flambement du mur n'est pas à exclure.

Le coefficient de réduction dû à l'élancement et à l'excentricité à mi-hauteur du mur Φ_m est donné par :

$$\phi_m = A \times 2,72^{-\frac{u^2}{2}} \quad (5.13)$$

où :

$$A = 1 - 2 \times \frac{e_{mk}}{t} \quad (5.14)$$

et

$$u = \frac{h_{ef} - 2 \times t}{23 \times t - 37 \times e_{mk}} \quad (5.15)$$

avec :

e_{mk} : l'excentricité à mi-hauteur du mur (équation 5.16),

h_{ef} : la hauteur effective du mur,

t : l'épaisseur du mur.

L'excentricité à mi-hauteur du mur, e_{mk} , est donnée par :

$$e_{mk} = \max(e_m + e_k ; 0,05 \times t) \quad (5.16)$$

où :

e_m est l'excentricité due aux charges (équation 5.17),

e_k est l'excentricité due au fluage (équation 5.21),

L'excentricité due aux charges, e_m est donnée par :

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad (5.17)$$

où :

M_{md} est le moment à mi-hauteur du mur (équation 5.22),

N_{md} est la charge à mi-hauteur du mur,

e_{init} est l'excentricité initiale (équation 5.7),

e_{hm} est l'excentricité due aux charges horizontales (vent par exemple).

Voir l'exemple du chapitre 9 pour le dimensionnement avec une charge de vent.

L'excentricité e_{hm} est calculée à partir du moment sollicitant $M_{ed,h}$ dû à la charge horizontale :

$$e_{hm} = k \times \frac{M_{Ed,h} \times h_{ef}^2}{10 \times E \times I} \quad (5.18)$$

où :

k est un facteur de réduction dû à l'influence des appuis des bords verticaux du mur (voir paragraphe 4) (rapport des moments bords raidis sur bords libres),

$$k = 8 \times \mu \times \alpha_2 \times \left(\frac{\ell}{h}\right)^2 \quad (5.20)$$

μ et α_2 sont définis au paragraphe 4,

ℓ est la longueur du mur, h sa hauteur,

$M_{Ed,hd}$ est le moment à mi-hauteur du mur,

Pour une charge répartie :

$$M_{Ed,h} = \frac{q_{d,h} \times h_{ef}^2}{8} \quad (5.20)$$

$$E = 1\,000.f_k$$

$$I = \frac{t^3}{12}$$

Dans le cas d'un mur double, seul la paroi porteuse est à considérer.

L'excentricité due au fluage, e_k , est considérée comme nulle si $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 15$ (voir chapitre 4, 2.3). Sinon elle est donnée par :

$$e_k = 0,002 \times \phi_{\infty} \times \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \times \sqrt{t \times e_m} \quad (5.21)$$

où :

h_{ef} est la hauteur effective du mur,

t_{ef} est l'épaisseur effective du mur,

ϕ_{∞} est le coefficient de fluage ultime,

e_m est l'excentricité due aux charges (équation 5.17).

Le moment à mi-hauteur du mur M_{md} est donné par :

$$M_{md} = \frac{|M_{Edf} - M_{Edu}|}{2} \quad (5.22)$$

où :

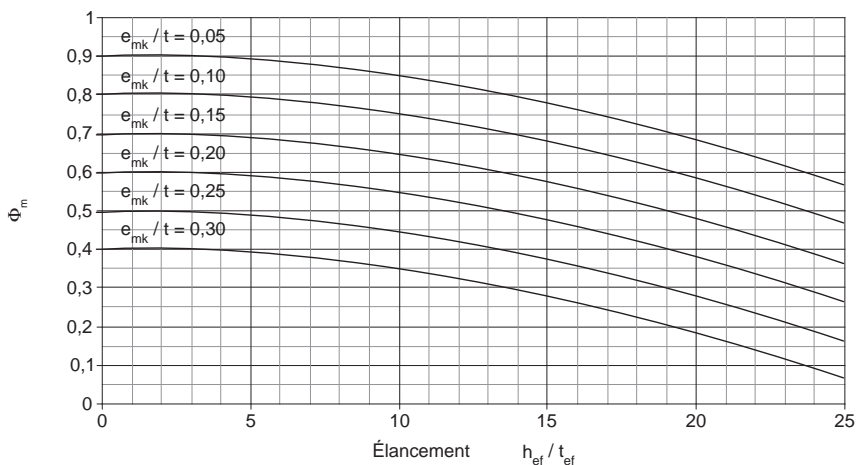
M_{Edf} est le moment en haut du mur,

M_{Edu} est le moment en pied du mur.

La figure 8 donne la valeur du coefficient de réduction Φ_m en fonction de

l'excentricité à mi-hauteur du mur e_{mk} et de l'élancement $\frac{h_{ef}}{t_{ef}}$.

Fig. 8 : valeurs de l'excentricité à mi-hauteur du mur Φ_m

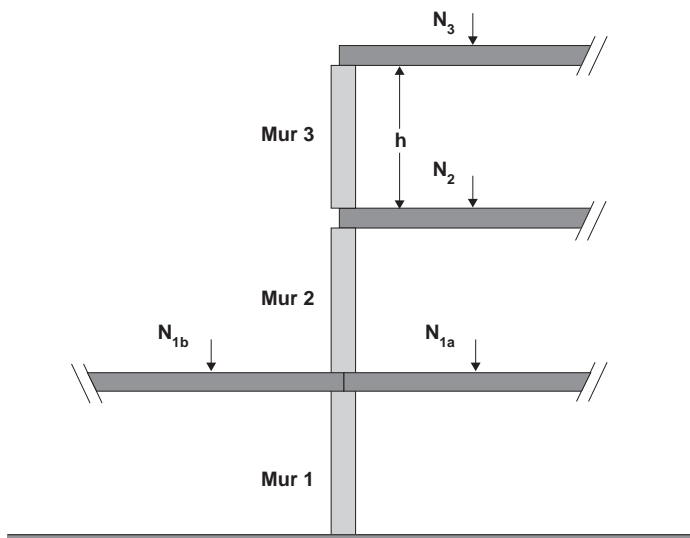


1.1.7 Exemple 5.2 : vérification de la résistance verticale des murs pour un bâtiment de trois niveaux (méthode générale)

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

Prenons l'exemple de trois murs superposés dans la configuration donnée par la figure 9. Les charges indiquées sur la figure sont pondérées pour un calcul à l'état limite ultime.

Fig. 9 : configuration en élévation des trois murs pour la vérification de leur résistance à la compression



Données :

- blocs creux en béton de type B40 ($f_b = 5,43 \text{ MPa}$) ;
- résistance de calcul à la compression de la maçonnerie $f_d = 1,22 \text{ MPa}$;
- épaisseur des murs $t = 0,2 \text{ m}$;
- masse volumique des blocs $\rho_b = 1\,400 \text{ kg/m}^3$;
- hauteur du niveau $h = 2,7 \text{ m}$;
- largeur de la planelle $a = 0,05 \text{ m}$;
- longueur du mur $\ell = 1 \text{ m}$.

Les valeurs des différentes forces dues aux planchers à l’ELU (charges permanentes et variables) sont :

- $N_{1a} = 20 \text{ kN}$;
- $N_{1b} = 22 \text{ kN}$;
- $N_2 = 20 \text{ kN}$;
- $N_3 = 18,5 \text{ kN}$.

Les moments sont calculés à partir des formules du tableau 1.

Le tableau 2 donne les valeurs obtenues, pour chaque mur, aux différentes étapes de la vérification :

Tableau 2 : calcul de différents murs (exemple 5.2 méthode générale)

	Unités	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Équations
ρ		0,75	1	1	
h_{ef}	m	2,025	2,7	2,7	
Tête de mur	N_{Edf}	N	20 000 + 22 000	20 000	18 500
	N_{Edu}	N	58 912	28 706	0
	N_{Ed}	N	100 912	48 706	18 500
	M_{Edf}	N.m	100	2 294	463
	e_{init}	m	0,0045	0,006	0,006
	e_t	m	0,010	0,053	0,031
	Φ_t		0,90	0,47	0,69
	N_{Rd}	N	218 705	113 966	167 674
	Vérification $N_{Rd} \ N_{Ed}$		OK	OK	OK
Pied de mur	$N_{Edu} = N_{Ed}$	N	111 118	58 912	28 706
	M_{Edu}	N.m	0	736	359
	e_{init}	m	0,0045	0,006	0,006

Pied de mur	e_p	m	0,01	0,0185	0,0185	(5.6)
	Φ_p		0,90	0,82	0,82	(5.5)
	N_{Rd}	N	218 705	198 050	198 050	(5.3)
	Vérification $N_{Rd} \ N_{Ed}$		OK	OK	OK	(5.2)
Mi-hauteur	$N_m = N_{Ed}$	N	106 015	53 809	23 603	
	M_{md}	N.m	50	779	52	(5.22)
	e_{init}	m	0,005	0,006	0,006	(5.7)
	e_m	m	0,005	0,020	0,008	(5.17)
	e_{mk}	m	0,010	0,020	0,010	(5.16)
	u		0,38	0,60	0,54	(5.15)
	A		0,90	0,80	0,90	(5.14)
	Φ_m		0,84	0,66	0,78	(5.13)
	N_{Rd}	N	203 138	161 536	188 634	(5.3)
	Vérification $N_{Rd} \ N_{Ed}$		OK	OK	OK	(5.2)

La résistance à la compression des trois murs, montés avec des blocs creux en béton de catégorie B40, est vérifiée à leur pied et sommet, ainsi qu'à mi-hauteur.

1.2 Méthode simplifiée (mur non armé)

Un grand nombre de bâtiments en maçonnerie respectent une géométrie simple avec de faibles hauteurs de mur ou de faibles portées de plancher et un nombre peu important de niveaux. Pour ces constructions, que l'on peut qualifier de courantes, il est possible d'utiliser une méthode simplifiée de vérification de la résistance à la compression des murs de maçonnerie.

1.2.1 Conditions d'utilisation

- Les conditions pour pouvoir utiliser la méthode simplifiée sont :
- la hauteur H du bâtiment au-dessus du sol ne doit pas dépasser 16 m ;
 - la portée ℓ_f des planchers ne doit pas dépasser :
- $$\ell_f = \min(4,5 + 10 \times t \ ; \ 7) \text{ lorsque } f_d > 2,5 \text{ MPa,}$$
$$\ell_f = \min(4,5 + 10 \times t \ ; \ 6) \text{ lorsque } f_d \leq 2,5 \text{ MPa,}$$

avec t , l'épaisseur du mur ;

- la hauteur libre h d'un étage ne doit pas dépasser 3,2 m ou 4,0 m pour un rez-de-chaussée d'un bâtiment de hauteur H supérieure à 7 m ;
- les valeurs caractéristiques des actions variables sur les planchers et sur la toiture ne doivent pas dépasser 500 kg/m² ;
- les murs porteurs doivent être alignés verticalement en hauteur ;
- les planchers et la toiture doivent avoir un appui sur le mur d'au moins $0,4 \times t$ de l'épaisseur du mur, sans être inférieur à 75 mm ;
- pour les murs en rive de plancher soumis à des charges dues au vent, l'épaisseur t du mur doit respecter l'inégalité suivante :

$$t \geq \frac{c_1 \times q_{\text{Swd}} \times \ell \times h^2}{N_{\text{Ed}}} + c_2 \times h \quad (5.23)$$

Cette dernière condition est en général vérifiée pour des murs d'au moins 15 cm d'épaisseur.

où :

h est la hauteur libre d'un étage,

q_{Swd} est la charge de calcul due au vent exercée sur le mur par unité de surface,

N_{Ed} est la valeur de calcul de la charge verticale la moins défavorable sur le haut du mur,

ℓ est la longueur du mur,

t est l'épaisseur du mur,

c_1 et c_2 sont des constantes dépendant de α , avec :

$$\alpha = \frac{N_{\text{Ed}}}{\ell \times t \times f_d} \quad (5.24)$$

Les valeurs de c_1 et c_2 en fonction de α sont données dans les graphiques suivants (fig. 10 et 11).

Fig. 10 : valeurs du coefficient c_1 en fonction de α

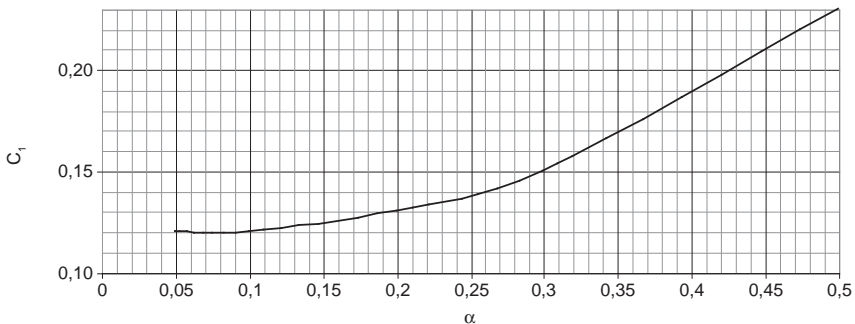
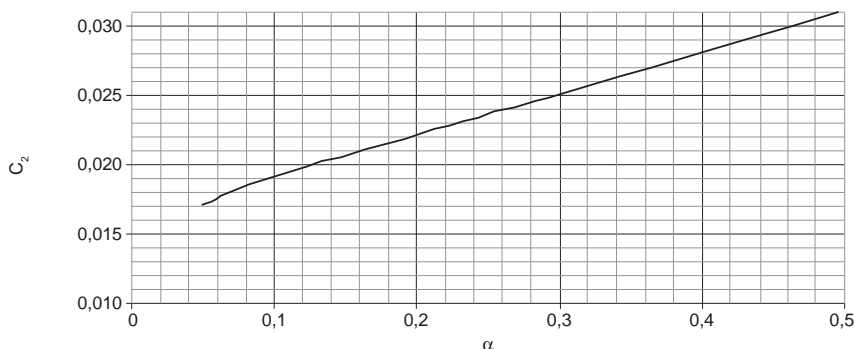


Fig. 11 : valeurs du coefficient c_2 en fonction de α 

La résistance à la compression du mur est vérifiée si :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.25)$$

où :

N_{Ed} est la charge verticale de calcul exercée sur le mur,

N_{Rd} est la résistance de calcul du mur aux charges verticales.

1.2.2 Résistance à la compression

La résistance de calcul du mur N_{Rd} est donnée par :

$$N_{Rd} = \phi_s \times f_d \times A \quad (5.26)$$

où :

ϕ_s est le facteur de réduction pour les effets d'élancement et d'excentricité des charges,

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie,

A est la section horizontale brute chargée du mur (voir chapitre 1, figure 3).

Le facteur de réduction ϕ_s est déterminé de manière différente selon le type de chargement. Ainsi, on obtient :

– pour les murs intermédiaires :

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011 \times \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 \quad (5.27)$$

– pour les murs en rive de plancher :

$$\phi_s = \min \left(0,85 - 0,0011 \times \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 ; 1,3 - \frac{\ell_{ef}}{8} \right) \quad (5.28)$$

– pour les murs du dernier niveau :

$$\phi_s = \min \left(0,85 - 0,0011 \times \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 ; 1,3 - \frac{\ell_{ef}}{8} ; 0,5 \right) \quad (5.29)$$

où :

h_{ef} est la hauteur effective du mur,

t_{ef} est l'épaisseur effective du mur,

ℓ_{ef} est la portée effective du plancher.

La portée effective du plancher ℓ_{ef} est égale à :

$\ell_{ef} = \ell_f$ pour les planchers à simple appui,

$\ell_{ef} = 0,7 \times \ell_f$ pour les planchers continus ;

avec ℓ_f la portée du plancher.

Les graphiques suivants donnent la valeur du facteur de réduction ϕ_s pour les murs intermédiaires (fig. 12) et pour les murs en rive de plancher (fig. 13).

Fig. 12 : évolution du facteur de réduction ϕ_s pour les murs intermédiaires

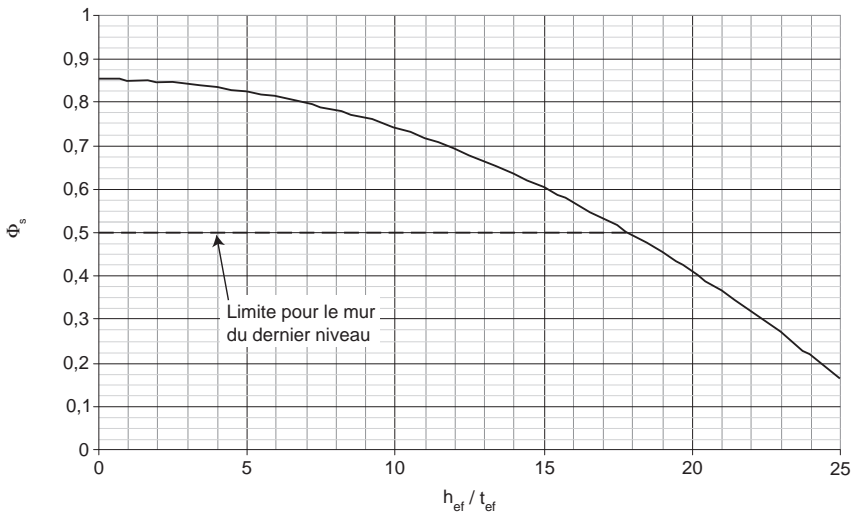
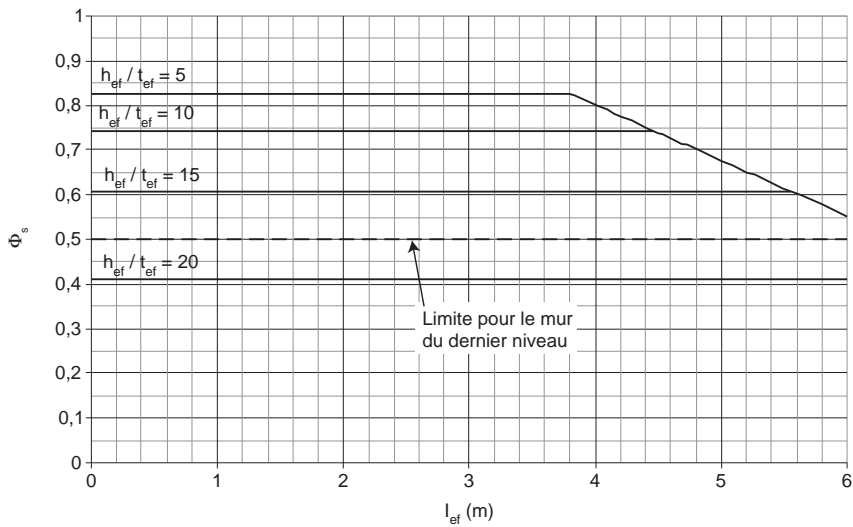


Fig. 13 : évolution du facteur de réduction Φ_s pour les murs en rive de plancher



1.2.3 Exemple 5.3 : vérification de la résistance à la compression (méthode simplifiée) – comparaison avec l'exemple 5.2

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

Reprenons l'exemple 5.2, en utilisant cette fois-ci la méthode de vérification simplifiée des murs soumis à des charges réparties.

Il est ici nécessaire de connaître la portée effective l_{ef} des planchers et la charge due au vent q_{Swd} . Nous considérons ici le cas de planchers à simple appui avec $\ell_f = \ell_{ef} = 6\text{ m}$ et $q_{Swd} = 1\,000\text{ N/m}^2$.

Pour pouvoir utiliser la méthode simplifiée, il faut respecter l'ensemble des conditions données au début du paragraphe 1.2.1.

Nous allons vérifier que l'épaisseur du mur t est suffisante pour la charge de vent imposée q_{Swd} aux murs 2 et 3 et l'on supposera que les autres conditions sont respectées.

Tableau 3 : vérification de l'épaisseur minimale t_{min} (inégalité 5.23)

	Unités	Mur 2	Mur 3	Équations
t	cm	20	20	(5.24) fig. 10
q_{Swd}	N.m^{-2}	1 000	1 000	
h	m	2,70	2,70	
N_{Ed}	N	48 706	18 500	
α		0,20	0,08	
c_1	m^{-1}	0,14	0,12	

c_2		0,022	0,018	fig. 11 (5.23)
t_{\min}	cm	8	10	
Vérification $t \geq t_{\min}$		OK	OK	

L'inégalité (5.23) est vérifiée ($t \geq t_{\min}$). Il est donc possible d'utiliser la méthode simplifiée.

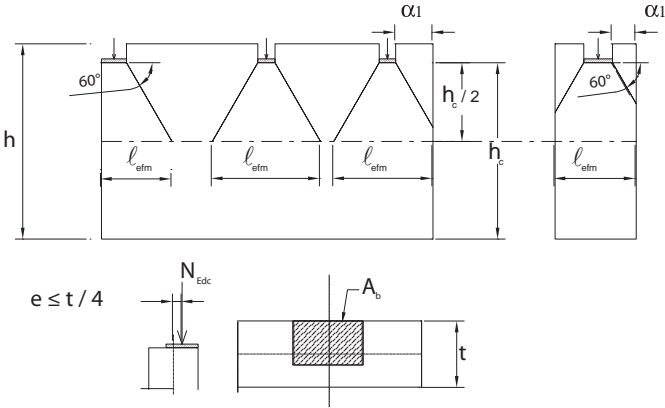
Tableau 4 : vérification de la résistance des murs

	Unités	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Équations
ρ		0,75	1,00	1,00	(4.29) à (4.32)
h_{ef}	m	2,03	2,70	2,70	(4.28)
h_{ef}/t		10,13	13,50	13,50	
l_{ef}	m		6,00	6,00	
équation utilisée		(5.27)	(5.28)	(5.29)	
Φ_s		0,74	0,55	0,50	
N_{Rd}	N	179 152	133 653	121 503	(5.26)
N_{Ed}	N	100 912	48 706	18 500	
Vérification $N_{Rd} \geq N_{Ed}$		OK	OK	OK	(5.2)

La résistance à la compression des trois murs, montés avec des blocs creux en béton de catégorie B40, est vérifiée.

2. Mur soumis à des charges concentrées

Fig. 14 : mur soumis à des charges concentrées



Dans tous les cas, l'excentricité de la charge ne peut excéder le quart de l'épaisseur du mur (voir fig. 14).

2.1 Dispositions pour les éléments de maçonnerie des groupes 2, 3 ou 4

Il y a lieu de vérifier que la contrainte de compression sous l'appui de la charge ne dépasse pas la résistance de calcul de la maçonnerie f_d (risque d'écrasement local).

Pour la vérification à mi-hauteur et en pied de mur, on considère que le chargement est réparti.

2.2 Dispositions pour les éléments de maçonnerie du groupe 1

Pour les murs réalisés à partir d'éléments du groupe 1, la charge verticale concentrée N_{Edc} appliquée sur le mur doit être inférieure ou égale à la résistance de calcul sous une charge concentrée N_{Rdc} , de sorte que :

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (5.30)$$

La résistance de calcul du mur sous une charge concentrée N_{Rdc} a pour valeur :

$$N_{Rdc} = \beta \times A_b \times f_d \quad (5.31)$$

où :

β est un facteur de majoration pour les charges concentrées (relation 5.32),

A_b est la surface soumise à la charge,

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie.

En première approche, on peut considérer que le facteur de majoration

$\beta = 1$.

Si la condition 5.31 n'est pas vérifiée, il est possible d'affiner le calcul en déterminant β par la relation :

$$\beta = \min \left(\left(1 + 0,3 \times \frac{\alpha_1}{h_c} \right) \times \left(1,5 - 1,1 \times \min \left(\frac{A_b}{A_{ef}} ; 0,45 \right) \right) ; \right. \\ \left. 1,25 + \frac{\alpha_1}{2 \times h_c} ; 1,5 \right) \quad (5.32)$$

dans laquelle :

α_1 est la distance de l'extrémité du mur au bord le plus proche de la surface soumise à la charge (voir fig. 14),

h_c est la hauteur du mur par rapport au niveau de la charge (voir fig. 14),

A_b est la surface d'appui soumise à la charge,

A_{ef} est la surface d'appui effective (équation 5.33).

La surface d'appui effective A_{ef} est donnée par :

$$A_{ef} = \ell_{efm} \times t = \min(\ell_c + 0,57 \times h_c ; \ell_c + 0,28 \times h_c + \alpha_1 ; \ell) \times t \quad (5.33)$$

avec (voir fig. 14) :

ℓ_{efm} : la longueur utile de l'appui de la charge,

ℓ_c : la longueur d'appui de la charge,

h_c : la hauteur du mur par rapport au niveau de la charge,

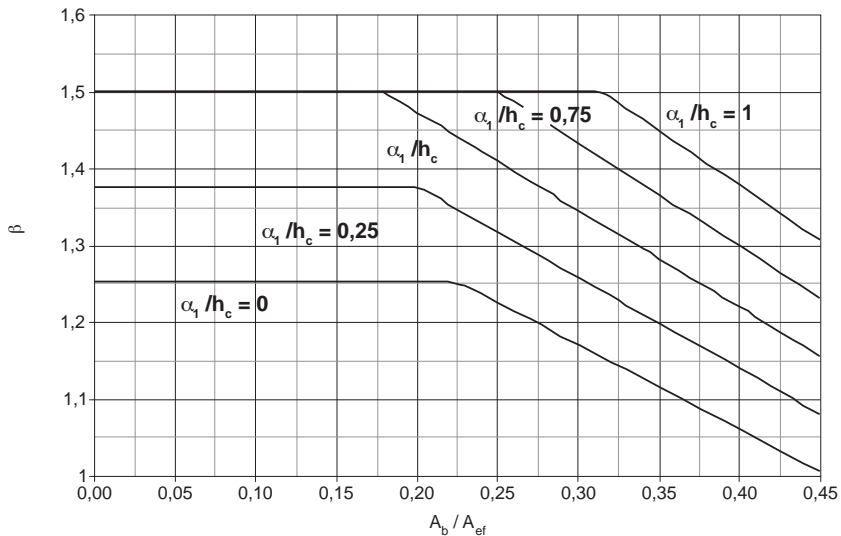
α_1 : la distance de l'extrémité du mur au bord le plus proche de la surface soumise à la charge,

ℓ : la longueur du mur,

t : l'épaisseur du mur.

Le graphique de la figure 15 donne la valeur du coefficient de majoration β en fonction des rapports A_b/A_{ef} et α_1/h_c .

Fig. 15 : facteur de majoration en fonction des rapports A_b/A_{ef} et α_1/h_c



À titre d'exemple, pour $h_c = 2,5$ m, $t = \ell_c = 0,2$ m, $e = t/4 = 0,05$ m et $\alpha_1 = 0$, on obtient :

$$A_b = \ell_c (t - 2e) = 0,02 \text{ m}^2$$

$$A_{ef} = (\ell_c + 0,28 \times h_c) \times t = 0,18 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_b}{A_{ef}} = 0,02 / 0,18 = 0,11$$

Soit d'après la courbe, $\beta = 1,25$.

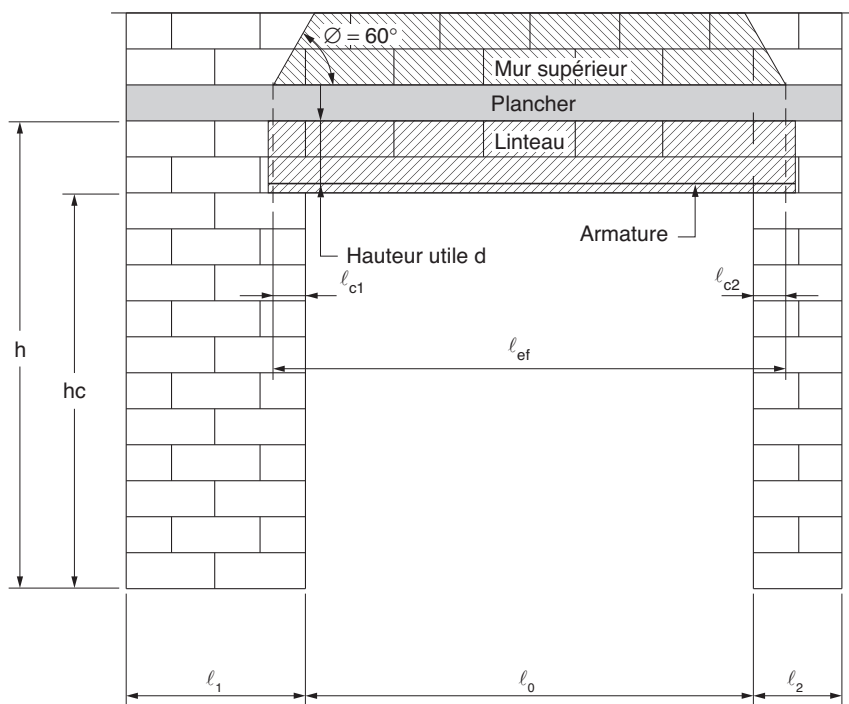
On peut remarquer, pour des murs de hauteur habituelle (2,5 m à 3 m), que l'on se trouve pratiquement toujours sur la partie horizontale des courbes pour déterminer β .

2.3 Exemple 5.4 : vérification de la résistance des appuis d'un linteau

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

On considère un linteau supporté par 2 murs selon la disposition présentée par la figure 16.

Fig. 16 : configuration du mur avec ouverture



Nous allons chercher à vérifier que la maçonnerie peut résister à la charge concentrée du linteau.

Données :

$$f_d = 1,19 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_g = 1,35, \text{ le coefficient partiel relatif au poids propre des matériaux ;}$$

$$\gamma_q = 1,50, \text{ le coefficient partiel relatif aux charges d'exploitation ;}$$

$$\ell_1 = 0,50 \text{ m ;}$$

$$\ell_2 = 3,00 \text{ m ;}$$

$$\ell_0 = 2,20 \text{ m ;}$$

$$\text{portée effective du linteau } \ell_{ef} ;$$

$$\text{portée du plancher } \ell_p = 6,00 \text{ m ;}$$

$$g_p = 4\,800 \text{ N/m}^2, \text{ le poids propre du plancher ;}$$

$$q_p = 1\,500 \text{ N/m}^2, \text{ la charge d'exploitation sur le plancher ;}$$

$$d = 0,36 \text{ m ;}$$

$$h = 2,60 \text{ m ;}$$

$$h_c = 2,20 \text{ m ;}$$

$$\text{épaisseur du mur } t = 0,20 \text{ m ;}$$

$$\rho_1 = 2\,400 \text{ kg/m}^3, \text{ masse volumique des éléments (groupe 1) ;}$$

$$\rho_2 = 1\,400 \text{ kg/m}^3, \text{ masse volumique des éléments du mur supérieur.}$$

Dans un premier temps, il faut déterminer la charge au niveau de chacun des deux appuis.

La charge appliquée sur le linteau correspond à la section de mur directement située au-dessus de la portée effective ℓ_{ef} du linteau, comprise dans une surface délimitée par un triangle isocèle d'angle de 60° (fig. 16).

La portée effective ℓ_{ef} est obtenue par :

$$\ell_{ef} = \ell_0 + \ell_{c1} + \ell_{c2} = 2,56 \text{ m}$$

avec :

$$\ell_{c1} = \min \left(\frac{d}{2} ; \frac{\ell_1}{2} \right)$$

$$\ell_{c2} = \min \left(\frac{d}{2} ; \frac{\ell_2}{2} \right)$$

La charge N_{Edc} appliquée de chaque côté du linteau est :

$$N_{Edc} = \frac{1}{2} \times \ell_{ef} \times t \times d \times \rho_1 \times \gamma_g + (\gamma_g \times g_p + \gamma_q \times q_p) \times A_\varphi + \rho_2 \times \gamma_g \times t \times A_\varphi$$

$$\text{avec } A_\varphi = \frac{\ell_{ef}^2 \times \tan(60^\circ)}{4} = 2,83 \text{ m}^2$$

A_φ est l'aire du mur repris par le linteau, au-dessus du plancher.

d'où
 $N_{Edc} = 28\,523\text{ N}$

On obtient les résultats suivants pour les deux murs :

	Unités	Mur 1	Mur 2	Équations
ℓ_c	m	0,18	0,18	(5.33) (5.32) (5.31)
A_b	m ²	0,036	0,036	
α_1	m	0	0	
h_c	m	2,20	2,20	
A_{ef}	m ²	0,16	0,10	
β		1,25	1,10	
N_{Rdc}	N	69 300	61 206	
Vérification $N_{Rdc} \geq N_{Edc}$		OK	OK	

Dans ces deux cas, la maçonnerie résiste sous les appuis du linteau.

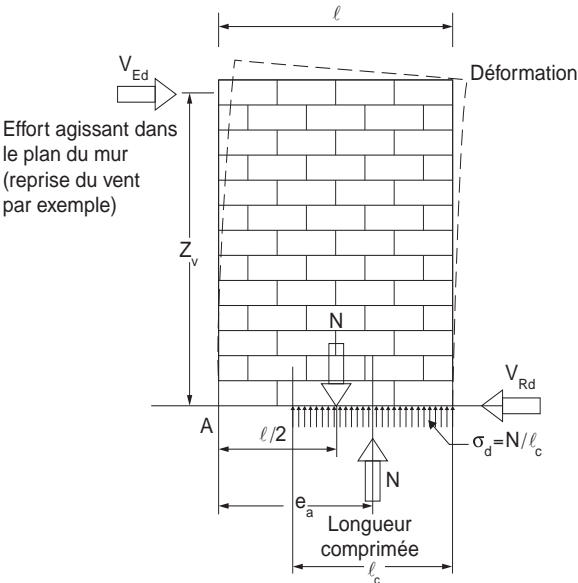
3. Murs soumis à un cisaillement

La vérification d'un mur soumis à un effort de cisaillement V_{Ed} doit être inférieure ou égale à la résistance de calcul au cisaillement V_{Rd} , de sorte que :

$V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (5.34)

3.1 Murs de maçonnerie non armée

Fig. 17 : mur non armé soumis à un cisaillement



La résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie V_{Rd} est donnée par :

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times \ell_c \quad (5.35)$$

où :

f_{vd} est la résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie (voir chapitre 3, 2),

t est l'épaisseur du mur,

ℓ_c est la longueur comprimée du mur.

La longueur comprimée du mur ℓ_c est obtenue à partir des équations d'équilibre de la mécanique :

Moment s'exerçant à l'extrémité A du mur :

$$M_a = N \times \frac{\ell}{2} + V_{Ed} \times z_v \quad (5.36)$$

où :

N est l'effort vertical s'appliquant sur le bas du mur,

V_{Ed} est l'effort horizontal,

ℓ est la longueur du mur,

z_v est la hauteur du centre d'application de l'effort horizontal.

Position du centre de gravité e_a de l'effort normal N (point de moment nul) :

$$e_a = \frac{M_a}{N} \quad (5.37)$$

On obtient ensuite la longueur comprimée ℓ_c du mur non armé en considérant une répartition linéaire des contraintes :

$$\ell_c = 2 \times (\ell - e_a) \quad (5.38)$$

On vérifiera que la contrainte résultante σ_d est inférieure à la résistance en compression f_d :

$$\sigma_d = \frac{N}{\ell_c} \leq f_d \quad (5.39)$$

Si l'effort horizontal appliqué sur le mur est trop important, il y a un risque de basculement du mur lorsque l'inégalité suivante n'est pas vérifiée :

$$\frac{z_v \times V_{Ed}}{N} \leq \ell - e_a \quad (5.40)$$

Dans ce cas, le mur doit impérativement être armé ou chaîné.

3.1.1 Exemple 5.5 : résistance au cisaillement d'un mur non armé

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage.

Le mur est soumis à un cisaillement d'intensité $V_{Ed} = 16\,000\text{ N}$ et à un effort normal $N = 60\,000\text{ N}$

Données :

$l = 3,00\text{ m}$;

$z_v = 2,75\text{ m}$;

$t = 0,20\text{ m}$;

$f_{vk0} = 0,2\text{ MPa}$;

$\gamma_M = 2,2$;

$f_b = 5,43\text{ MPa}$;

$f_d = 1,19\text{ MPa}$.

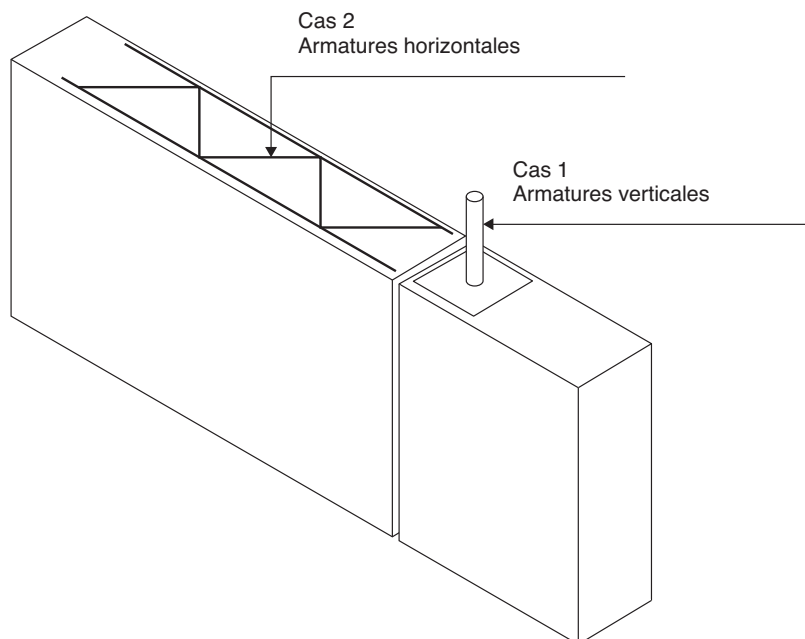
	Calcul	Unité	Équations
M_a	134 000	N.m	(5.36)
e_a	2,23	m	(5.37)
ℓ_c	1,53	m	(5.38)
σ_d	0,196	MPa	(5.39)
$\sigma_d \leq f_d$	OK		
Vérification au renversement	OK		(5.40)
$f_{vk} \leq 0,065 f_b$	0,28	MPa	(3.4)
f_{vd}	0,13	MPa	
V_{rd}	38 788	N	(5.35)
$V_{ed} \leq V_{rd}$	OK		

3.2 Murs de maçonnerie armée

Il est possible de prendre en compte les aciers dans les murs de maçonnerie armée soumis à un cisaillement.

La vérification de résistance s'effectue alors selon trois cas (fig. 18) :

- le mur ne comporte que des armatures verticales (cas 1) ;
- le mur ne comporte que des armatures horizontales (cas 2) ;
- le mur comporte des armatures verticales et horizontales (cas 3 = cas 1 + cas 2).

Fig. 18 : types d'armatures pour les murs armés

Pour pouvoir être prises en compte, les armatures doivent avoir la section minimale indiquée dans le chapitre 7, 3.6.

Pour les armatures verticales : 0,05 % de la section transversale horizontale utile du mur.

Pour les armatures horizontales : 0,03 ou 0,05 % de la section transversale brute ou utile verticale du mur, selon le cas.

Il est à noter que des exigences particulières sont imposées en situation sismique (voir l'annexe B).

3.2.1 Cas 1 : mur ne comportant que des armatures verticales

On considère que les aciers verticaux permettent d'empêcher le soulèvement du mur et ainsi de le maintenir comprimé, ou tout du moins en contact avec son support, sur toute sa longueur. Par conséquent, la longueur comprimée du mur ℓ_c est égale à la longueur du mur ℓ . La résistance de calcul au cisaillement V_{Rd} est donc égale à :

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times \ell \quad (5.41)$$

où :

f_{vd} est la résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie,

t est l'épaisseur du mur,

ℓ est la longueur du mur.

La vérification au cisaillement doit être complétée par la vérification au basculement afin de vérifier que la section d'aciers verticaux en rive de mur est suffisante. Cette vérification doit être faite selon le paragraphe 3.4.

3.2.2 Cas 2 : mur ne comportant que des armatures horizontales

Les aciers influencent peu la résistance du mur au cisaillement. Le mur peut en effet se soulever, voire basculer, comme un mur non armé. Le calcul de la résistance du mur de maçonnerie, armé uniquement par des armatures horizontales, doit se faire comme s'il était non armé.

3.2.3 Cas 3 : mur comportant des armatures verticales et horizontales

Les deux types d'armatures agissent de manière concomitante et la résistance de calcul au cisaillement V_{Rd} devient :

$$V_{Rd} = \min (f_{vd} \times t \times \ell + 0,9 \times A_{sw} \times f_{yd} ; f_{vmax} \times t \times \ell) \quad (5.42)$$

où :

f_{vd} est la résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie,

t est l'épaisseur du mur,

ℓ est la longueur du mur,

A_{sw} est la section totale des armatures horizontales dans la partie de mur considérée (hauteur Z_v de la figure 17),

f_{yd} est la résistance de calcul à la traction de l'acier,

f_{vmax} est pris égal à 2 MPa.

Cette relation permet de déterminer la section minimale d'armature permettant de résister à V_{Ed} :

$$V_{Rd} = V_{Ed} = f_{vd} \times t \times \ell + 0,9 \times A_{sw} \times f_{yd}$$

soit :

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} - f_{vd} \times t \times \ell}{0,9 \times f_{yd}} \quad (5.43)$$

La section ainsi calculée doit vérifier la relation (5.42).

Dans le cas contraire, le mur, même armé, ne peut résister au cisaillement imposé (dimensionnement à revoir en augmentant la longueur du mur par exemple).

La vérification au cisaillement doit être complétée par la vérification au basculement afin de vérifier que la section d'aciers verticaux en rive de mur est suffisante. Cette vérification doit être faite selon le paragraphe 3.4.

3.2.4 Exemple 5.6 : résistance au cisaillement d'une maçonnerie armée

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

Le mur est soumis à un cisaillement d'intensité $V_{Ed} = 75\,000\text{ N}$. Commençons par vérifier si ce mur résiste avec des armatures verticales seules. Si le mur ne résiste pas, nous déterminerons alors la section d'armatures horizontales qu'il est nécessaire d'ajouter.

Données :

$$\ell = 3,00\text{ m} ;$$

$$h = 2,75\text{ m} ;$$

$$t = 0,20\text{ m} ;$$

$$f_{vd} = 0,09\text{ MPa} ;$$

$$f_{yd} = 500\text{ MPa}.$$

Section minimale d'armatures verticales réparties (voir chapitre 7, 3.6) :

$$A_{sv,min} = \frac{0,05}{100} \times 3 \times 0,2, \text{ soit } 300\text{ mm}^2$$

Par conséquent, dans notre exemple, le mur doit être armé de 11 barres de 6 mm de diamètre au minimum, régulièrement réparties sur toute la longueur du mur.

Calcul de la résistance au cisaillement du mur :

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times \ell = 0,09 \times 0,2 \times 3, \text{ soit } 54\,545\text{ N}.$$

La résistance du mur V_{Rd} étant inférieure à V_{Ed} , des armatures horizontales sont donc nécessaires.

Section minimale d'armatures horizontales :

$$A_{sw,min} = \frac{0,05}{100} \times 2,75 \times 0,2, \text{ soit } 275\text{ mm}^2$$

Soit 22 aciers de diamètre 4 mm (276 mm^2).

En utilisant l'équation 5.43, on obtient la section d'acier nécessaire minimale A_{sw2} par :

$$A_{sw2} = 45\text{ mm}^2$$

On s'assure que la relation 5.42 est bien vérifiée.

La section minimale d'acier horizontal est égale à :

$$A_{sw} = \max(A_{sw,min} ; A_{sw2})$$

Soit :

$$A_{SW} = 276 \text{ mm}^2$$

Ce qui représente 22 barres de 4 mm de diamètre réparties de manière homogène sur toute la hauteur du mur.

Vérification du basculement : cette vérification est réalisée selon le paragraphe 3.4 et conduit à disposer deux armatures de $\varnothing 10$ mm dans l'alvéole de rive s'opposant au basculement (voir fig. 20). Cette armature peut également être répartie dans les alvéoles d'une aile de rive associée (voir fig. 22 du chapitre 7).

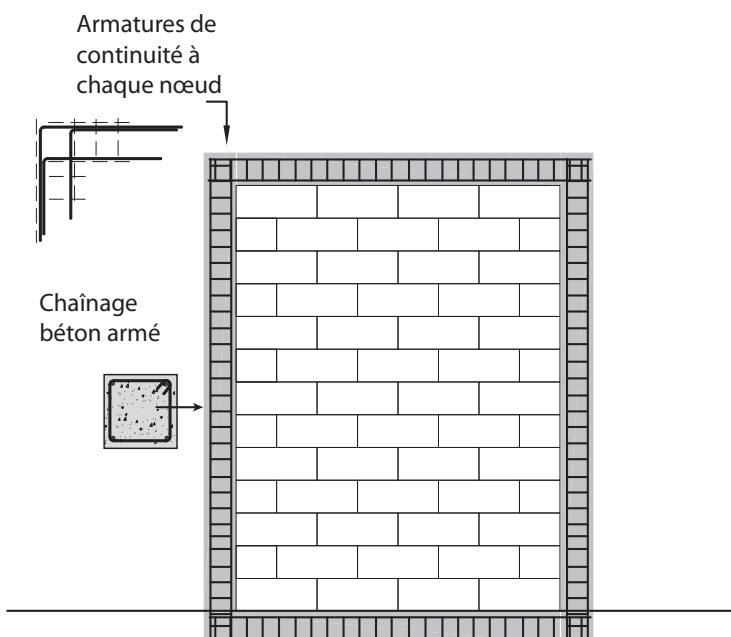
Lorsque les efforts sollicitants peuvent agir de manière alternée (cas du séisme par exemple), l'autre alvéole de rive est à renforcer de la même manière.

3.3 Murs de maçonnerie chaînée

Un mur de maçonnerie chaînée doit être vérifié au cisaillement mais également au non-basculement. Ce phénomène peut se produire lorsque la section d'acier est insuffisante pour reprendre le moment de renversement. Cette vérification doit être faite selon le paragraphe 3.4.

Les dispositions du chapitre 7, 4 sont à respecter pour ce type de mur.

Fig. 19 : schéma d'une maçonnerie chaînée



Le comportement de la maçonnerie chaînée est intermédiaire entre celui des murs armés et non armés. En règle générale, la densité des aciers verticaux est moindre lorsque le mur est chaîné que lorsqu’il est armé.

On considère que les aciers verticaux empêchent le soulèvement du mur. Ainsi, la totalité du mur est en contact avec sa base. On retrouve par conséquent l’équation de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} (5.41) correspondant aux murs de maçonnerie armée avec des armatures verticales uniquement.

La résistance de calcul au cisaillement V_{Rd} du mur de maçonnerie chaînée est égale à la somme de la résistance au cisaillement de la maçonnerie et des ouvrages de confinement en béton armé :

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times \ell + \sum A_c \times \frac{f_{cvk}}{\gamma_c} \tag{5.44}$$

où :

f_{vd} est la résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie (chapitre 3, 2),

t est l’épaisseur du mur,

ℓ est la longueur de la maçonnerie,

$\sum A_c$ est la somme des sections de béton des chaînages,

f_{cvk} est la résistance caractéristique au cisaillement du béton,

γ_c est le coefficient partiel de sécurité relatif au béton.

γ_c est égal à 1,5 en situation courante et à 1,2 en situation accidentelle de type sismique.

Les valeurs de la résistance caractéristique au cisaillement du béton de remplissage dépendent de la classe de résistance à la compression du béton. Les valeurs de f_{cvk} sont données dans le tableau 5.

Tableau 5 : résistance caractéristique au cisaillement du béton f_{cvk}

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

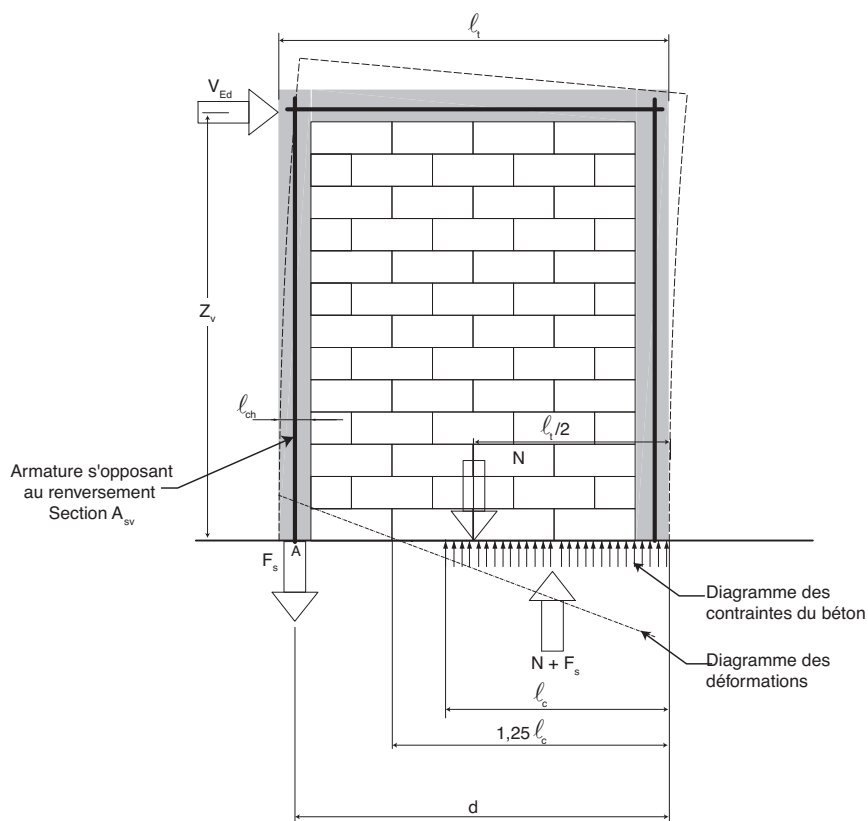
3.4 Résistance au basculement des murs armés ou chaînés verticalement

Sous certaines conditions de chargement (voir paragraphe 3.1, équation 5.40) un mur soumis à un effort horizontal peut basculer. Les armatures verticales disposées dans les alvéoles du mur ou dans les chaînages verticaux permettent

d'éviter ce phénomène lorsque la section d'acier est suffisante pour s'opposer au renversement.

Le mur est calculé en considérant une flexion composée (effort normal associé à un effort de cisaillement) (fig. 20).

Fig. 20 : modélisation du mur en flexion composée



Les valeurs de ℓ_c et F_s s'obtiennent à partir des équations d'équilibre de la mécanique :

- équilibre des moments (équation 5.45) ;
- équilibre des forces verticales : $f_d \cdot t \cdot \ell_c = N + F_s$, qui permet de déterminer ℓ_c (équation 5.46).

Pour déterminer la longueur comprimée du mur, il faut tout d'abord calculer le moment M_a s'exerçant à l'extrémité « A » du mur (côté acier tendu) :

$$M_A \cong N \times \left(\frac{\ell_t}{2} \right) + V_{Ed} \times Z_v \quad (5.45)$$

où :

N est l'effort vertical s'appliquant sur le bas du mur,

V_{Ed} est l'effort horizontal,

ℓ_t est la longueur totale du mur,

z_v est la hauteur du centre d'application de l'effort horizontal.

On obtient ensuite la longueur comprimée ℓ_c du mur par :

$$\ell_c = \ell_t \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_A}{f_d \times \Phi_p \times \ell_t^2 \times t}} \right) \quad (5.46)$$

où :

M_A est le moment repris par les aciers verticaux,

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie,

Φ_p est le coefficient de réduction de la résistance dû à l'élancement au pied du mur,

t est l'épaisseur du mur.

Φ_p peut être pris forfaitairement égal à 0,6 pour les façades et les murs de rive, 0,8 pour les murs intérieurs et les refends.

La relation suivante permet de définir la section d'acier requise dans le chaînage vertical en traction pour s'opposer au renversement :

$$A_{SV, \text{calc}} \geq \frac{(\ell_c \times t \times \phi_p \times f_d) - N}{E_s \times \epsilon_{su}} \quad (5.47)$$

où :

ℓ_c est la longueur comprimée du mur (équation 5.46),

t est l'épaisseur du mur,

ϕ_p est le coefficient de réduction de la résistance dû à l'élancement au pied du mur,

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie,

N est l'effort vertical s'appliquant sur le bas du mur,

E_s est le module d'élasticité de l'acier (en général, $E_s = 200\,000$ MPa),

ϵ_{su} est la déformation de l'acier.

La déformation de l'acier ϵ_{su} est donnée par :

$$\epsilon_{su} = \min \left(\epsilon_{mu} \times \frac{d - 1,25 \times \ell_c}{1,25 \times \ell_c} ; \frac{f_{yd}}{E_s} \right) \quad (5.48)$$

où :

d est la longueur utile du mur,

l_c est la longueur comprimée du mur,

E_s est le module d'élasticité de l'acier,

f_{yd} est la résistance de calcul de l'acier,

ϵ_{mu} est la déformation ultime de la maçonnerie.

La déformation ultime de la maçonnerie est de $\epsilon_{mu} = 0,0035$ pour celles constituées d'éléments du groupe 1 et $\epsilon_{mu} = 0,002$ dans les autres cas.

3.4.1 Exemple 5.7 : résistance au cisaillement d'un mur de maçonnerie chaînée

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

Prenons le cas d'un mur chaîné soumis à une force horizontale $V_{Ed} = 65\,000\text{ N}$ appliquée à une hauteur $z_v = 4,50\text{ m}$ et à un effort vertical $N = 175\,000\text{ N}$. Nous allons chercher à vérifier si ce mur résiste et si les sections d'acier des chaînages verticaux sont suffisantes.

Le mur est calculé en situation accidentelle sismique avec les coefficients partiels suivants :

$\gamma_M = 1,5$ pour la maçonnerie,

$\gamma_C = 1,2$ pour le béton,

$\gamma_S = 1$ pour l'acier.

Données :

$\ell_t = 3,00\text{ m}$;

$z_v = 4,50\text{ m}$;

$t = 0,20\text{ m}$;

$f_b = 5,43\text{ MPa}$ (blocs en béton de granulats courants de type B40) ;

$f_d = 1,74\text{ MPa}$;

$f_{vk} = 0,20\text{ MPa}$;

$f_{yd} = 500\text{ MPa}$;

$A_{sv} = 314\text{ mm}^2$ soit 4 HA 10 ;

Section forfaitaire d'armature en zone sismique (voir annexe B, 2) ;

$f_{cvk} = 0,33\text{ MPa}$, béton pour les chaînages de classe de résistance C16/20 ;

$\Phi_p = 0,6$;

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$;

largeur du chaînage $\ell_{ch} = 150\text{ mm}$;

$A_c = \ell_{ch} \times t = 30\,000\text{ mm}^2$;
 $d = \ell_t - \ell_{ch} / 2 = 2,925\text{ m}$;
éléments du groupe 3 (blocs creux).

3.4.1.1 Vérification de la résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement va être calculée en prenant en compte la section de la maçonnerie et le chaînage comprimé.

$V_{Rd_maçonnerie}$	120 333	N
$V_{Rd_chaînage}$	7 615	N
V_{Rd}	127 948	N
Vérification ($V_{Rd} \geq V_{Ed}$)	OK	

3.4.1.2 Vérification de la résistance au basculement

	Calcul	Unité	Équations
M_A	541 875	N.m	(5.45)
μ_A (moment réduit)	0,607		
ℓ_c	1,09	m	(5.46)
$A_{SV, calc}$	240	mm ²	(5.47)
ϵ_{mu}	0,002		
ϵ_{su}	0,0023		(5.48)
A_{SV_min} (0,8 % de A_c et 200 mm ²)	115	mm ²	chap. 7, 4
A_{SV}	240	mm²	

Pour faciliter les calculs on pose μ_A (moment réduit) = $\frac{2 \times M_A}{f_d \times \Phi_p \times d^2 \times t}$

La section forfaitaire d’armatures de 314 mm² requise en zone sismique est suffisante pour satisfaire à la résistance au basculement.

Du fait de l’effort sollicitant qui agit ici de manière alternée (cas du séisme) les chaînages verticaux de rive doivent avoir la même section d’acier.

4. Murs de maçonnerie soumis à un chargement latéral

Cette vérification concerne les murs soumis à une pression ou une poussée latérale (vent, pression des terres). Une charge verticale peut également être appliquée.

La résistance de ces murs est directement liée au chargement vertical appliqué. Il est donc important de vérifier en priorité les murs faiblement chargés verticalement.

Lorsque la contrainte verticale σ_d est supérieure à 0,2 MPa, le mur doit également être vérifié selon la méthode générale du paragraphe 1.1.

Deux méthodes de vérification sont exposées : une méthode de vérification générale et une méthode simplifiée applicable uniquement aux murs de soubassement soumis à la pression des terres.

Lorsque les murs sont armés verticalement, ils peuvent être dimensionnés selon la méthode du paragraphe 5.1.

Quels que soient la méthode utilisée et le type de mur (non armé, armé ou chaîné), le moment sollicitant de calcul M_{Ed} doit être inférieur ou égal au moment résistant de calcul M_{Rd} de sorte que :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.49)$$

4.1 Méthode générale

4.1.1 Détermination du moment sollicitant M_{Ed}

Ce moment tient compte des conditions d'appui et de continuité au droit des appuis.

Deux moments (M_{ed1} ou M_{ed2}) sont définis en fonction du mode de ruine possible (voir chapitre 3, 3).

4.1.1.1 Cas particulier 1 : murs très longs

Lorsque le rapport h/ℓ est inférieur à 0,3, le moment sollicitant est déterminé directement comme suit :

$$M_{Ed1} = \frac{1}{8} \times W_{Ed} \times h_{ef}^2, \text{ par unité de longueur du mur} \quad (5.50)$$

h_{ef} est défini au chapitre 4, 2.3.

4.1.1.2 Cas particulier 2 : murs très hauts

Lorsque le rapport h/ℓ est supérieur à 2, le moment sollicitant est déterminé directement comme suit :

$$M_{Ed2} = \frac{1}{8} \times W_{Ed} \times \ell^2, \text{ par unité de hauteur du mur} \quad (5.51)$$

4.1.1.3 Cas général : murs appuyés sur 3 ou 4 bords

– Lorsque le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose, c'est-à-dire dans la direction f_{xk2} (voir fig. 8 du chapitre 3) :

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \times W_{Ed} \times \ell^2, \text{ par unité de hauteur du mur} \quad (5.52)$$

- Lorsque le plan de rupture est parallèle au lit de pose, c'est-à-dire dans la direction f_{xk1} :

$$M_{Ed1} = \alpha_1 \times W_{Ed} \times \ell^2 = \mu \times M_{Ed2}, \text{ par unité de longueur du mur} \quad (5.53)$$

α_1 et α_2 sont les coefficients de moment fléchissant définis ci-après,

ℓ est la longueur du mur entre supports verticaux,

W_{Ed} est la charge de calcul latérale par unité de surface.

Les deux moments sont calculés avec la même grandeur ℓ . La grandeur h est introduite dans les paramètres α_1 et α_2 .

Les coefficients α_1 et α_2 tiennent compte du degré de liaison des bords des panneaux.

► Coefficient α_2

Le coefficient α_2 est obtenu à partir des tableaux 7 à 24, en fonction du rapport h/ℓ et de μ .

Les tableaux de l'Annexe E de l'eurocode 6 donnent la valeur de α_2 et non la valeur de α_1 comme indiqué dans le titre de l'annexe.

► Coefficient μ

Le coefficient μ est le rapport des deux résistances de calcul à la flexion de la maçonnerie (voir chapitre 3, 3) :

- mur sans chargement vertical ni horizontal :

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} \quad (5.54)$$

- mur chargé verticalement :

$$\mu = \frac{f_{xd1,app}}{f_{xd2}} \quad (5.55)$$

- mur chargé horizontalement :

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2,app}} \quad (5.56)$$

où :

f_{xd1} est la résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose,

f_{xd2} est la résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose,

$f_{xd1,app}$ est la résistance de calcul à la flexion apparente de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose, définie plus loin,

$f_{xd2,app}$ est la résistance de calcul à la flexion apparente de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose, définie plus loin.

Le tableau 6 regroupe les valeurs de μ pour les différents matériaux à partir des résistances f_{xd1} et f_{xd2} .

Tableau 6 : valeurs du rapport $\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}}$ pour différents matériaux

		$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}}$	
Ouvrage de maçonnerie		Mortier d'usage courant ($f_m \geq 5 \text{ MPa}$)	Mortier de joints minces
Béton de granulats		0,25	0,67
Terre cuite		0,25	1,00
Béton cellulaire autoclavé	$\rho < 400 \text{ kg/m}^3$	0,25	0,75
	$\rho \geq 400 \text{ kg/m}^3$	0,25	0,50
Silico-calcaire		0,25	0,67
Pierre reconstituée		0,25	Non utilisé
Pierre naturelle prétaillée		0,25	1,00

► Coefficient α_1

$$\alpha_1 = \mu \times \alpha_2 \tag{5.57}$$

4.1.2 Détermination de $f_{xd1,app}$

Lorsqu'une contrainte de compression s'applique au sommet du mur, il est possible d'augmenter la résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie f_{xd1} afin d'obtenir une résistance apparente $f_{xd1,app}$ telle que :

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \tag{5.58}$$

avec σ_d , contrainte de compression s'exerçant sur le mur, limitée à $0,2 f_d$.

Pour les valeurs plus importantes, le mur doit également être vérifié selon la méthode générale du paragraphe 1.1.

4.1.3 Détermination de $f_{xd2,app}$

4.1.3.1 Murs comportant des armatures préfabriquées dans les joints d'assises

Pour ces murs dont la section est représentée figure 21, la résistance de calcul à la flexion f_{xd2} peut être remplacée par une résistance apparente $f_{xd2,app}$ telle que :

$$f_{xd2,app} = \frac{0,006 \times A_S \times f_{yd} \times z}{t^2} \quad (5.59)$$

où :

A_S est la section transversale d'armature en traction des joints d'assise pour un mètre de hauteur de mur définie fig. 21,

f_{yd} est la résistance de calcul à la traction de l'armature des joints d'assise,

t est l'épaisseur du mur,

z est le bras de levier déterminé par :

$$z = \min \left(d - 0,5 \times \frac{A_S \times f_{yd}}{1\,000 \times f_d} ; 0,95 \times d \right) \quad (5.60)$$

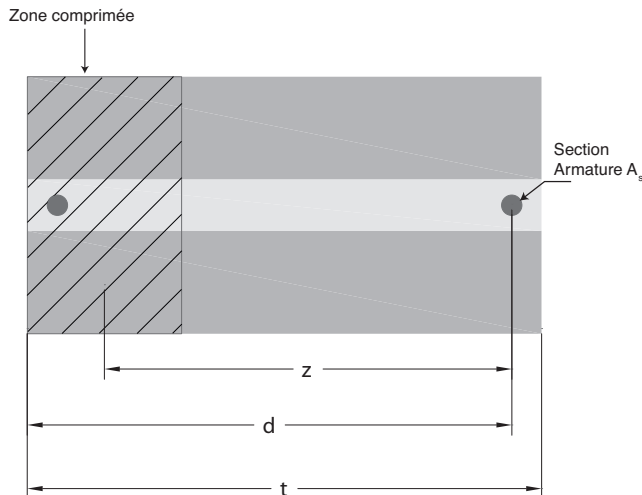
où :

d est la hauteur utile de la section (fig. 21),

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (\text{voir chapitre 4, 1.4}).$$

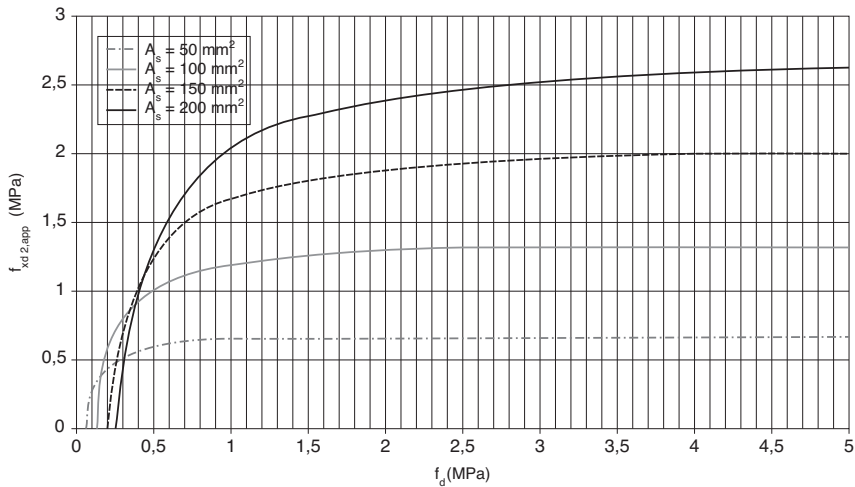
Fig. 21 : coupe transversale d'un lit de mortier armé (section soumise à un moment sollicitant M_{ed2})



À titre d'exemple, la figure 22 donne la valeur de $f_{xd2,app}$ en fonction de la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie f_d dans les conditions suivantes :

- mur d'épaisseur 200 mm ;
- $f_{yd} = 500$ MPa pour les armatures dans les joints d'assise.

Fig. 22 : valeurs de $f_{xd2,app}$ en fonction de la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie f_d pour un mur de 20 cm d'épaisseur



4.1.4 Exemple de calcul de $f_{xd2,app}$ pour un mur avec joints d'assise armés

Pour la majorité des matériaux, $f_{xk2} = 0,4$ MPa et pour un coefficient de sécurité $\gamma_M = 2,2$ (cas courant) $f_{xd2} = 0,18$ MPa.

Avec la plus petite section d'armature, $f_{xd2,app}$ est supérieur à 0,5 MPa, soit un gain de 250 % par rapport à f_{xd2} .

On constate que l'adjonction d'une armature même minime entraîne un gain important de f_{xd2} .

4.1.5 Exemple d'utilisation des tableaux de valeurs de α_2

Détermination des coefficients α_1 et α_2 pour un mur en appui simple sur 4 bords (tableau 7).

Pour $\mu = 0,25$ et $h/\ell = 1$: $\alpha_2 = 0,071$ (valeur grisée du tableau 7).

Moment selon l'axe de flexion vertical (équation 5.52) :

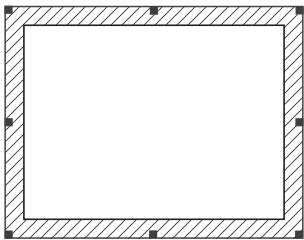
$$M_{Ed2} = 0,071 \times W_{Ed} \times \ell^2$$

$$\alpha_1 = \mu \cdot \alpha_2 = 0,071 \times 0,25 = 0,0177$$

Moment selon l'axe de flexion horizontal (équation 5.53) :

$M_{Ed1} = 0,0177 \times W_{Ed} \times \ell^2$

Tableau 7 : valeurs de α₂ – 4 appuis simples



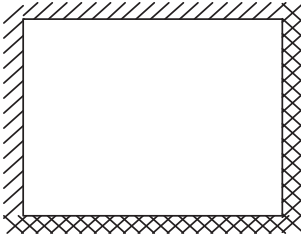
		h/ℓ							
μ		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00		0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
0,90		0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
0,80		0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
0,70		0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
0,60		0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
0,50		0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
0,40		0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
0,35		0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
0,30		0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
0,25		0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,095
0,20		0,027	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,098
0,15		0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,102
0,10		0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
0,05		0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,111

Tableau 8 : valeurs de α₂ – 3 appuis simples, 1 bord encastré




		h/ℓ							
μ		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00		0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
0,90		0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
0,80		0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
0,70		0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
0,60		0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
0,50		0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
0,40		0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
0,35		0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
0,30		0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
0,25		0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
0,20		0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
0,15		0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
0,10		0,033	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,075
0,05		0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,077	0,078

Tableau 9 : valeurs de α_2 – 2 appuis simples, 2 bords encastres



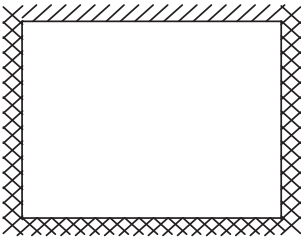
μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,006	0,012	0,021	0,029	0,035	0,041	0,045	0,049
0,90	0,006	0,013	0,022	0,030	0,037	0,042	0,047	0,050
0,80	0,007	0,014	0,024	0,032	0,039	0,044	0,048	0,052
0,70	0,007	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,050	0,054
0,60	0,008	0,017	0,028	0,036	0,043	0,048	0,052	0,056
0,50	0,010	0,019	0,030	0,039	0,045	0,051	0,055	0,058
0,40	0,011	0,022	0,034	0,042	0,049	0,054	0,057	0,061
0,35	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,055	0,059	0,062
0,30	0,014	0,026	0,038	0,046	0,053	0,057	0,061	0,064
0,25	0,016	0,029	0,041	0,049	0,055	0,059	0,063	0,065
0,20	0,018	0,032	0,044	0,052	0,058	0,062	0,065	0,067
0,15	0,022	0,036	0,048	0,056	0,061	0,065	0,068	0,070
0,10	0,027	0,042	0,054	0,061	0,065	0,068	0,071	0,073
0,05	0,037	0,052	0,062	0,067	0,071	0,073	0,075	0,076

Tableau 10 : valeurs de α_2 – 2 appuis simples, 2 bords encastres



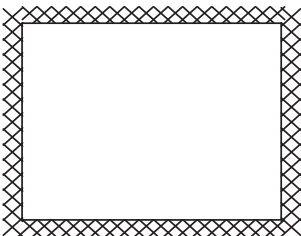
μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,90	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
0,80	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,70	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,60	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,50	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,40	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
0,35	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
0,30	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,25	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
0,20	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,053
0,15	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,054
0,10	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056
0,05	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058

Tableau 11 : valeurs de α_2 – 1 appui simple, 3 bords encastrés

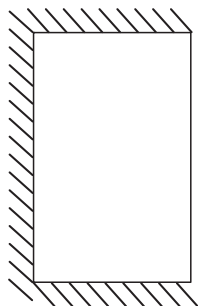


μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,051
0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057

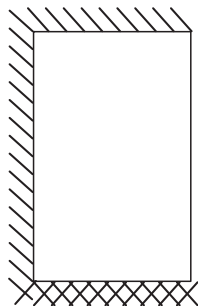
Tableau 12 : valeurs de α_2 – 4 bords encastrés



μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,053
0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

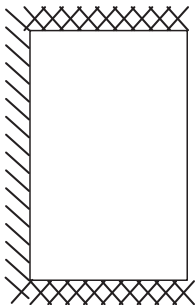
Tableau 13 : valeurs de α_2 – 3 appuis simples

μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
0,90	0,010	0,026	0,050	0,076	0,103	0,131	0,162	0,193
0,80	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
0,70	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
0,60	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
0,50	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
0,40	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
0,35	0,024	0,055	0,098	0,144	0,194	0,244	0,296	0,347
0,30	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
0,25	0,032	0,071	0,122	0,180	0,240	0,301	0,362	0,424
0,20	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,482
0,15	0,048	0,100	0,173	0,250	0,329	0,408	0,488	0,568
0,10	0,065	0,131	0,225	0,321	0,418	0,515	0,613	0,712
0,05	0,106	0,208	0,344	0,482	0,620	0,759	0,898	1,038

Tableau 14 : valeurs de α_2 – 2 appuis simples, 1 bord encastré

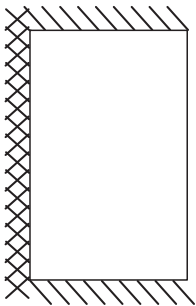
μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,007	0,017	0,034	0,053	0,074	0,096	0,116	0,140
0,90	0,007	0,019	0,037	0,058	0,080	0,102	0,125	0,150
0,80	0,008	0,021	0,040	0,063	0,087	0,110	0,136	0,163
0,70	0,009	0,023	0,045	0,070	0,095	0,120	0,149	0,178
0,60	0,011	0,026	0,051	0,078	0,105	0,134	0,165	0,197
0,50	0,013	0,031	0,058	0,088	0,118	0,152	0,186	0,221
0,40	0,015	0,037	0,069	0,102	0,138	0,176	0,215	0,255
0,35	0,017	0,041	0,076	0,111	0,151	0,192	0,234	0,277
0,30	0,020	0,046	0,084	0,123	0,167	0,212	0,258	0,304
0,25	0,023	0,053	0,096	0,140	0,189	0,238	0,289	0,339
0,20	0,028	0,063	0,110	0,163	0,218	0,274	0,330	0,387
0,15	0,036	0,078	0,134	0,197	0,261	0,326	0,392	0,458
0,10	0,049	0,102	0,176	0,255	0,334	0,415	0,496	0,577
0,05	0,082	0,163	0,274	0,387	0,502	0,616	0,731	0,847

Tableau 15 : valeurs de $\alpha_2 - 1$ appui simple, 2 bords encastrés

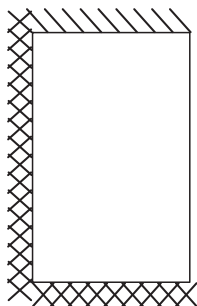


μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,005	0,013	0,026	0,042	0,059	0,077	0,095	0,113
0,90	0,005	0,014	0,028	0,045	0,064	0,083	0,102	0,121
0,80	0,006	0,016	0,031	0,050	0,070	0,090	0,110	0,131
0,70	0,007	0,017	0,035	0,055	0,076	0,098	0,119	0,144
0,60	0,008	0,020	0,040	0,062	0,085	0,108	0,133	0,160
0,50	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
0,40	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
0,35	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
0,30	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
0,25	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
0,20	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
0,15	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
0,10	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,482
0,05	0,065	0,131	0,225	0,321	0,418	0,515	0,613	0,712

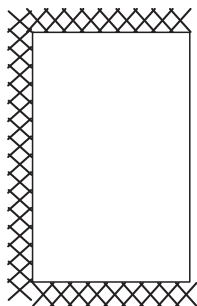
Tableau 16 : valeurs de $\alpha_2 - 2$ appuis simples, 1 bord encastéré



μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
0,90	0,010	0,023	0,041	0,060	0,079	0,097	0,113	0,129
0,80	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
0,70	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
0,60	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
0,50	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
0,40	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
0,35	0,021	0,045	0,075	0,104	0,129	0,152	0,173	0,191
0,30	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
0,25	0,028	0,056	0,091	0,123	0,150	0,175	0,196	0,214
0,20	0,033	0,065	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,230
0,15	0,040	0,077	0,119	0,155	0,185	0,210	0,231	0,250
0,10	0,053	0,097	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,278
0,05	0,080	0,136	0,190	0,230	0,261	0,286	0,306	0,322

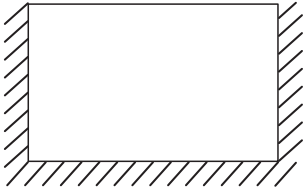
Tableau 17 : valeurs de $\alpha_2 - 1$ appui simple, 2 bords encastres

μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,006	0,015	0,029	0,044	0,059	0,073	0,088	0,102
0,90	0,007	0,017	0,032	0,047	0,063	0,078	0,093	0,107
0,80	0,008	0,018	0,034	0,051	0,067	0,084	0,099	0,114
0,70	0,009	0,021	0,038	0,056	0,073	0,090	0,106	0,122
0,60	0,010	0,023	0,042	0,061	0,080	0,098	0,115	0,131
0,50	0,012	0,027	0,048	0,068	0,089	0,108	0,126	0,142
0,40	0,014	0,032	0,055	0,078	0,100	0,121	0,139	0,157
0,35	0,016	0,035	0,060	0,084	0,108	0,129	0,148	0,165
0,30	0,018	0,039	0,066	0,092	0,116	0,138	0,158	0,176
0,25	0,021	0,044	0,073	0,102	0,127	0,150	0,170	0,188
0,20	0,025	0,051	0,084	0,114	0,141	0,164	0,185	0,204
0,15	0,031	0,061	0,098	0,131	0,159	0,184	0,205	0,224
0,10	0,041	0,078	0,121	0,157	0,187	0,212	0,233	0,252
0,05	0,064	0,114	0,164	0,204	0,235	0,260	0,281	0,299

Tableau 18 : valeurs de $\alpha_2 - 3$ bords encastres

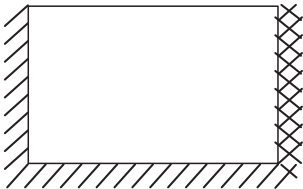
μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,005	0,012	0,023	0,035	0,048	0,061	0,073	0,085
0,90	0,005	0,013	0,025	0,038	0,052	0,065	0,078	0,091
0,80	0,006	0,014	0,027	0,041	0,056	0,069	0,083	0,097
0,70	0,007	0,016	0,030	0,045	0,060	0,075	0,090	0,104
0,60	0,008	0,018	0,034	0,050	0,066	0,082	0,098	0,112
0,50	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
0,40	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
0,35	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
0,30	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
0,25	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
0,20	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
0,15	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
0,10	0,033	0,065	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,230
0,05	0,053	0,097	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,278

Tableau 19 : valeurs de α_2 – 3 appuis simples

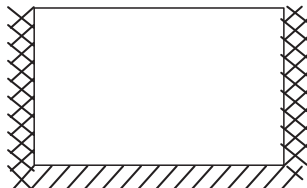


μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
0,25	0,051	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,108
0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,110
0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,105	0,108	0,110	0,112
0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,114
0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

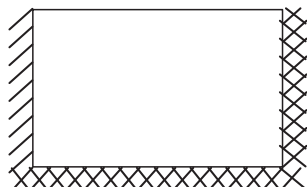
Tableau 20 : valeurs de α_2 – 2 appuis simples, 1 bord encasté



μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,024	0,035	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
0,90	0,025	0,036	0,047	0,055	0,060	0,063	0,066	0,068
0,80	0,027	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
0,70	0,028	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
0,60	0,030	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
0,50	0,031	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
0,40	0,034	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
0,35	0,035	0,049	0,059	0,065	0,068	0,071	0,073	0,074
0,30	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
0,25	0,039	0,053	0,062	0,068	0,071	0,073	0,075	0,076
0,20	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,077
0,15	0,047	0,059	0,067	0,071	0,074	0,076	0,077	0,078
0,10	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
0,05	0,060	0,069	0,074	0,077	0,079	0,080	0,081	0,081

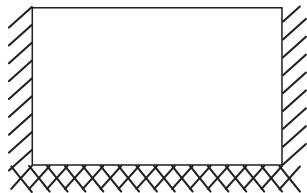
Tableau 21 : valeurs de $\alpha_2 = 1$ appui simple, 2 bords encastres


μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
0,90	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052
0,80	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,70	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
0,60	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
0,50	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,40	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
0,35	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055
0,30	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
0,25	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056
0,20	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
0,15	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058
0,10	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
0,05	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060

Tableau 22 : valeurs de $\alpha_2 = 1$ appui simple, 2 bords encastres


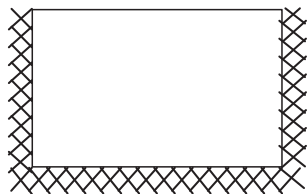
μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,015	0,025	0,036	0,044	0,050	0,055	0,058	0,061
0,90	0,016	0,027	0,037	0,046	0,052	0,056	0,060	0,062
0,80	0,017	0,028	0,039	0,047	0,053	0,057	0,061	0,063
0,70	0,018	0,030	0,041	0,049	0,055	0,059	0,062	0,065
0,60	0,020	0,032	0,043	0,051	0,057	0,061	0,064	0,066
0,50	0,022	0,034	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
0,40	0,024	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
0,35	0,026	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
0,30	0,028	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
0,25	0,030	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
0,20	0,033	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
0,15	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
0,10	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,077
0,05	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080

Tableau 23 : valeurs de α_2 – 2 appuis simples, 1 bord encastéré



μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,017	0,031	0,045	0,056	0,066	0,073	0,079	0,083
0,90	0,018	0,032	0,047	0,059	0,068	0,075	0,081	0,085
0,80	0,020	0,034	0,049	0,061	0,070	0,077	0,083	0,087
0,70	0,021	0,037	0,052	0,064	0,073	0,080	0,085	0,089
0,60	0,023	0,039	0,055	0,067	0,076	0,082	0,087	0,091
0,50	0,026	0,043	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
0,40	0,029	0,047	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
0,35	0,031	0,049	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
0,30	0,034	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
0,25	0,037	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
0,20	0,041	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
0,15	0,046	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
0,10	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,110
0,05	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,114

Tableau 24 : valeurs de α_2 – 3 bords encastérés



μ	h/ℓ							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047
0,90	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,80	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048
0,70	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049
0,60	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050
0,50	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
0,40	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
0,30	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,20	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
0,10	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
0,05	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059

4.1.6 Détermination du moment résistant M_{Rd}

La détermination du moment résistant de calcul M_{Rd} est fonction du type de mur (armé ou non armé).

Pour les maçonneries chaînées, les armatures positionnées au niveau des bords du mur ont peu d'influence sur la capacité résistante et le mur peut être considéré comme non armé.

4.1.6.1 Résistance d'un mur de maçonnerie non armée ou chaînée

La valeur du moment résistant de calcul pour un mur de maçonnerie non armée M_{Rd} , par unité de hauteur ou de longueur du mur, est donnée par l'équation :

$$M_{Rd} = f_{xd} \times Z \quad (5.61)$$

où :

f_{xd} est la résistance de calcul en flexion selon le plan de rupture considéré et la configuration du mur, f_{xd1} , $f_{xd1, app}$ ou f_{xd2} ,

Z est le module d'inertie de la section d'une unité de hauteur ou de longueur de mur.

$$Z = \frac{t^2}{6}$$

4.1.6.2 Résistance d'un mur de maçonnerie armée avec armatures dans les joints d'assise

La valeur du moment résistant de calcul pour un mur de maçonnerie armée M_{Rd} , par unité de longueur du mur, est donnée par l'équation :

$$M_{Rd2} = \min (A_s \times f_{yd} \times z ; \varphi \times f_d \times d^2) \quad (5.62)$$

Moment par unité de hauteur.

où :

A_s est la section transversale d'armatures en traction par unité de hauteur du mur,

Section minimale de A_s : $\frac{1}{z} \cdot 0,05 \% t$

f_{yd} est la résistance de calcul de l'acier d'armature,

z est le bras de levier (équation 5.60),

φ est égal à 0,4 pour les éléments du groupe 1 autres qu'en béton de granulats légers, 0,3 dans les autres cas,

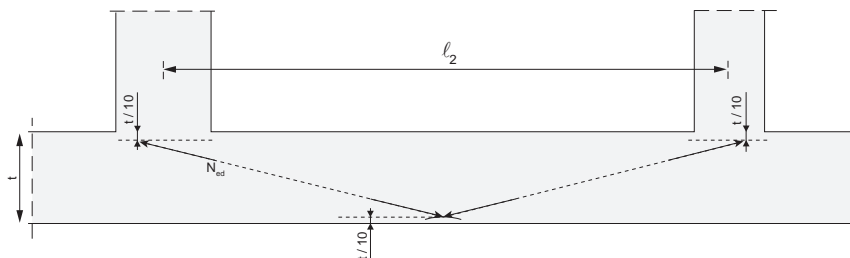
f_d est la résistance de calcul en la compression de la maçonnerie, dans le sens considéré (perpendiculairement ou parallèlement au lit de pose),

d est la hauteur utile de la section (fig. 21).

4.1.7 Vérification alternative : effet de voûte

L'eurocode 6 indique une méthode alternative à celle exposée précédemment, basée sur un effet de voûte qui peut se développer dans le plan de murs construits entre des supports rigides. Cet effet de voûte est illustré par la figure 23.

Fig. 23 : effort latéral engendré par un mur fonctionnant en voûte



L'effet de voûte peut être horizontal ou vertical.

L'emploi de cette méthode nécessite la prise en compte d'hypothèses difficilement vérifiables, en particulier en ce qui concerne la résistance de la maçonnerie. Nous avons donc préféré ne pas développer davantage cette méthode.

4.2 Méthode simplifiée pour les murs de soubassement

4.2.1 Conditions d'utilisation

La méthode de vérification des murs de soubassement soumis à la poussée des terres n'est applicable que si les conditions suivantes sont respectées :

- la hauteur libre du mur h doit être inférieure ou égale à 2,6 m et avoir une épaisseur minimale t de 20 cm ;
- le plancher au niveau du sol est suffisamment rigide pour résister à la poussée des terres ;
- aucun plan de glissement n'est créé sous le plancher, par exemple par une membrane de coupure de capillarité ;

Dans le cas d'interposition d'une membrane en partie inférieure de plancher, il est nécessaire de vérifier la résistance au cisaillement due à la pression des terres (voir chapitre 7, 7).

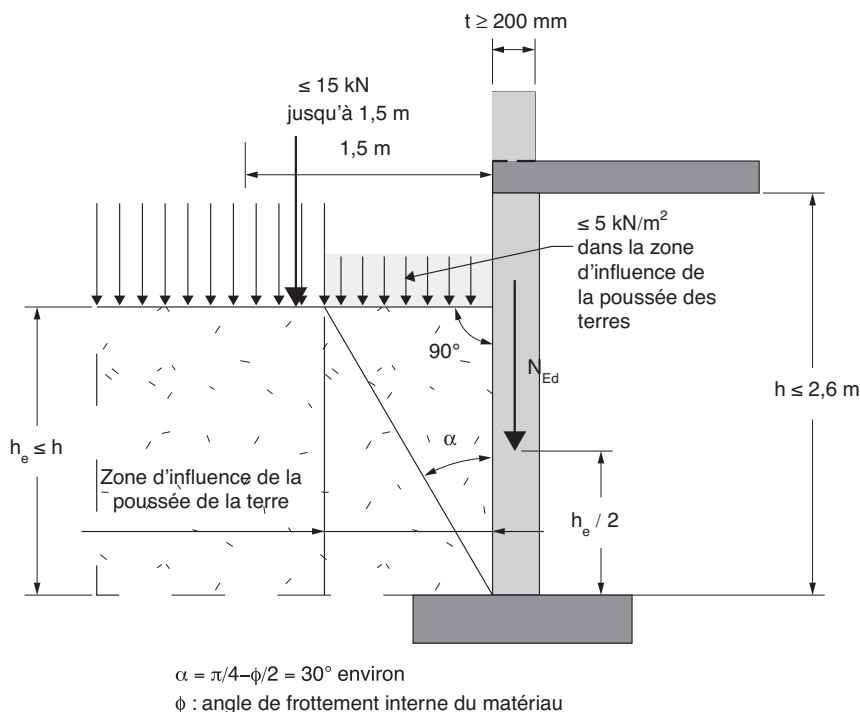
Pour la vérification au cisaillement des surfaces de maçonnerie en contact direct (sans interposition de membrane) un coefficient de frottement de 0,6 peut être utilisé.

- la charge caractéristique appliquée sur la surface du sol, dans la zone d'influence de la poussée des terres sur le mur de soubassement, ne dépasse pas 5 kN/m^2 ;

- aucune charge concentrée appliquée à moins de 1,5 m du bord du mur ne dépasse 15 kN ;
- la surface du sol est sensiblement horizontale ;
- la hauteur de remblai ne dépasse pas la hauteur du mur ;
- aucune pression hydrostatique n'agit sur le mur.

Ces conditions sont reprises par la figure 24.

Fig. 24 : conditions et variables applicables aux murs de soubassement (vue en coupe)



4.2.2 Vérification

La charge de calcul N_{Ed} doit être encadrée entre les deux valeurs suivantes.

- La charge de calcul ayant l'effet le plus défavorable sur le mur $N_{Ed,max}$ conformément à l'eurocode 0 doit être inférieure à :

$$N_{Ed,max} \leq \frac{t \times b \times f_d}{3} \quad (5.63)$$

où :

t est l'épaisseur du mur,

b est la largeur du mur,

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie.

- La charge de calcul ayant l'effet le moins défavorable sur le mur $N_{Ed,min}$ conformément à l'eurocode 0 doit être supérieure à :

$$N_{Ed,min} \geq \frac{\rho_e \times b \times h \times h_e^2}{\beta \times t} \quad (5.64)$$

où :

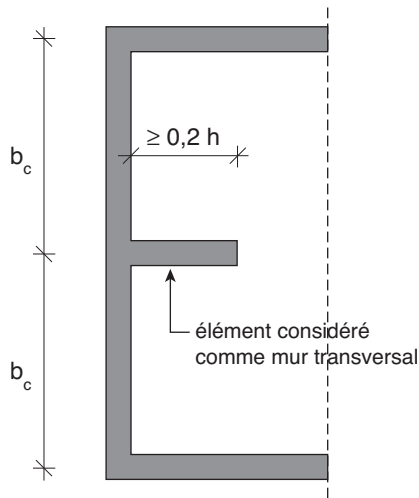
ρ_e est le poids volumique de la terre supportée,

h est la hauteur libre du mur de soubassement,

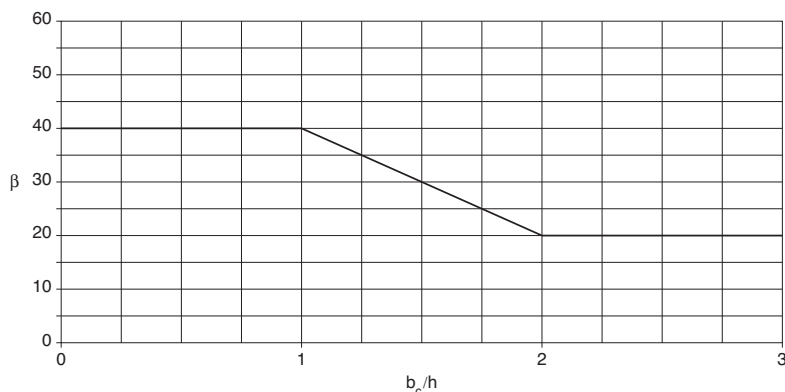
h_e est la hauteur du remblai,

β est une variable dont la valeur dépend du rapport b_c/h , avec b_c , la distance de part et d'autre des murs transversaux ou des éléments de butée (fig. 25).

Fig. 25 : définition de b_c (vue en plan)



La valeur de la variable β dépend du rapport b_c/h et est donnée par le graphique de la figure 26.

Fig. 26 : valeur de la variable β en fonction du rapport b_c/h 

4.3 Méthode simplifiée pour le calcul de murs non chargés verticalement et soumis à un chargement latéral uniforme

Cette méthode est applicable aux murs respectant les conditions suivantes :

- hauteur $h \leq 6$ m
- longueur $\ell \leq 12$ m
- épaisseur $t \geq 50$ mm (hors enduit)

Les figures 27 à 34 donnent les valeurs limites h/t et ℓ/t à respecter en fonction du taux de chargement f_{xd1}/P_{Ed} , avec :

f_{xd1} : résistance de calcul en flexion selon le plan de rupture horizontal ;

P_{Ed} : valeur de calcul de la pression latérale appliquée sur le mur.

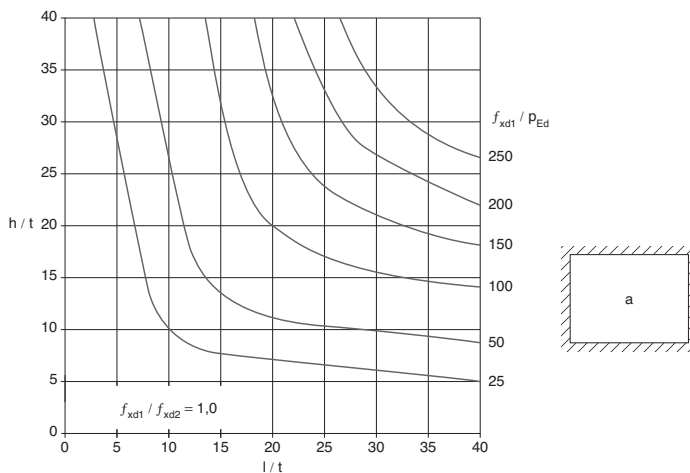
Fig. 27 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 1$ 

Fig. 28 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$

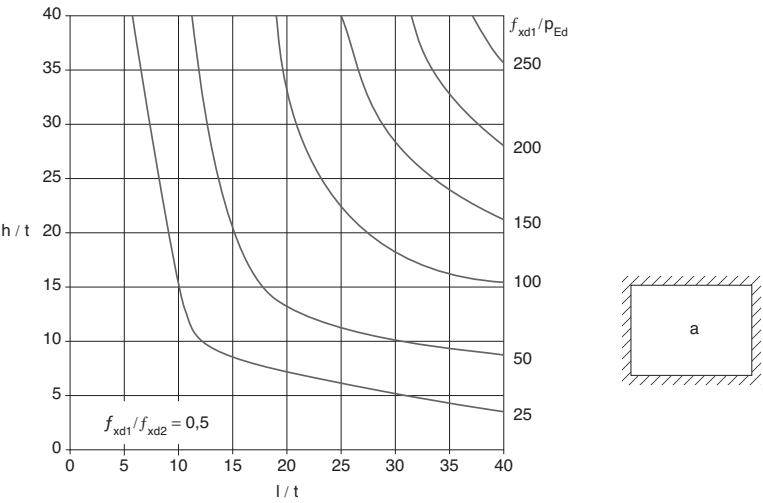


Fig. 29 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$

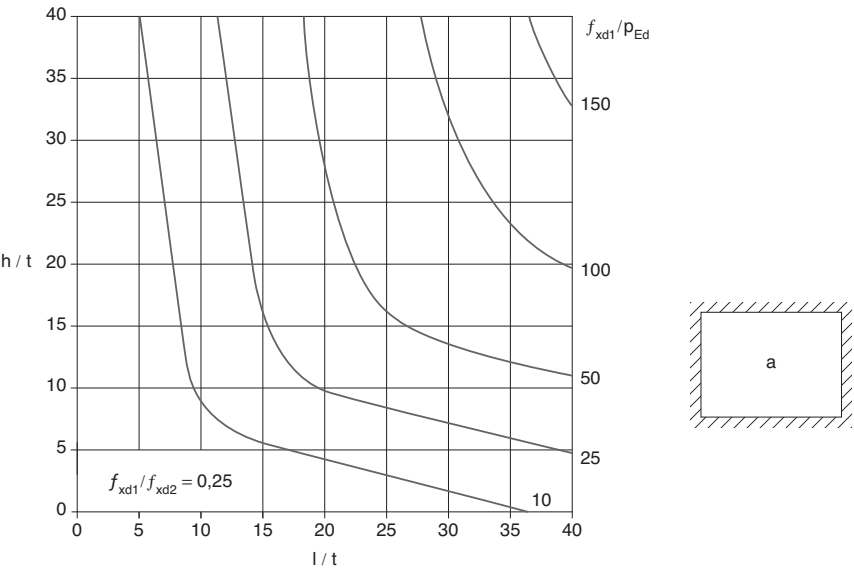


Fig. 30 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 1$

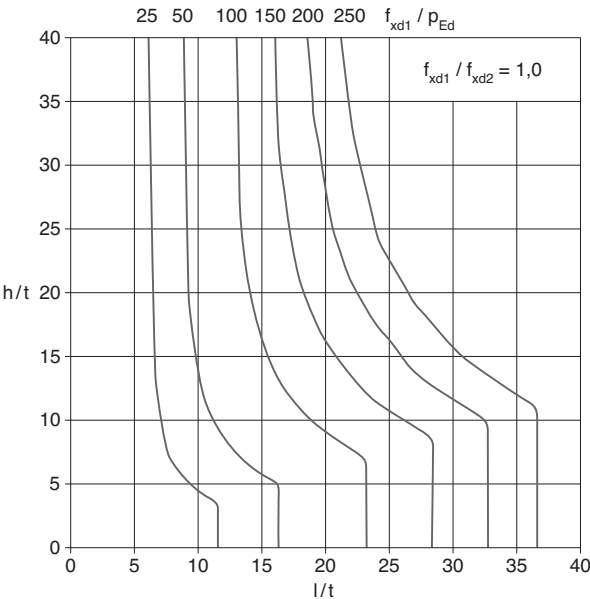


Fig. 31 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$

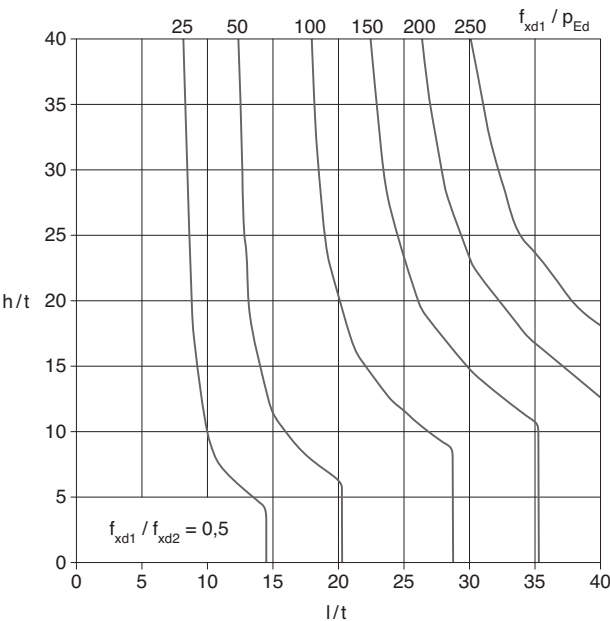


Fig. 32 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$

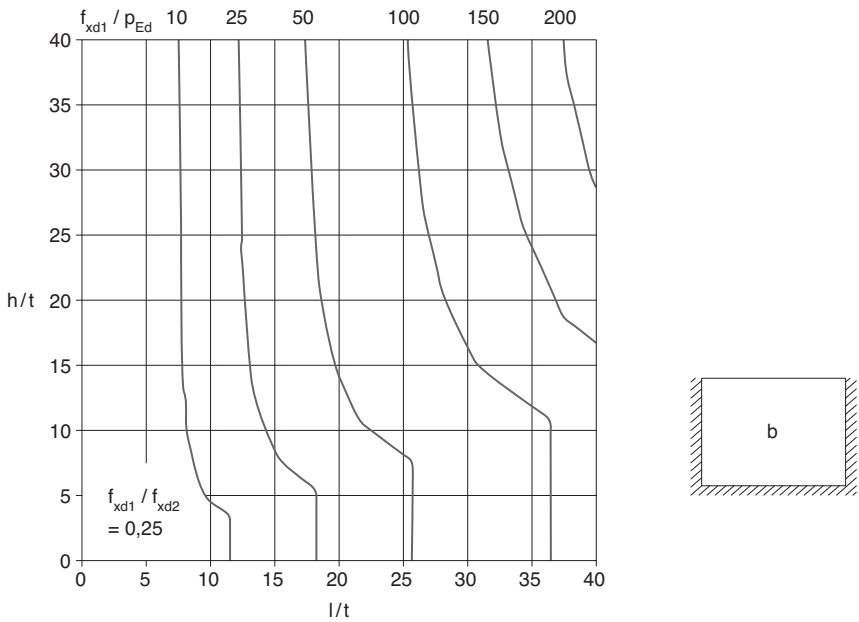


Fig. 33 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 1$

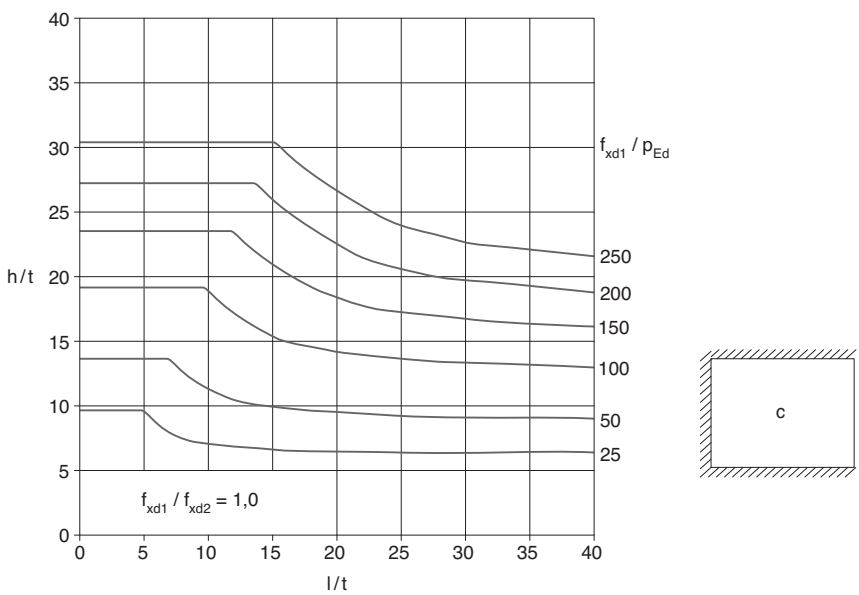


Fig. 34 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$

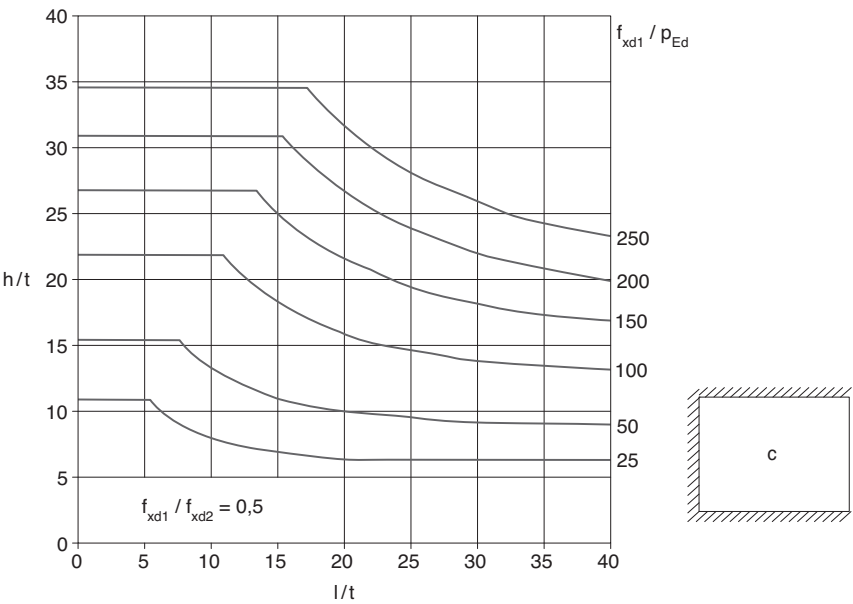
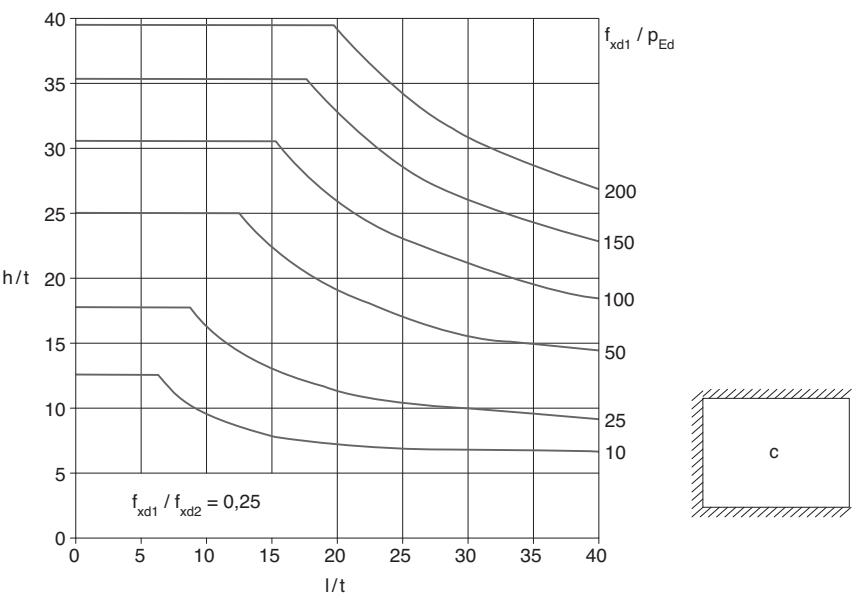


Fig. 35 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction de f_{xd1}/P_{Ed} ; $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$



4.4 Méthode simplifiée pour le calcul des cloisons

Cette méthode est applicable aux cloisons respectant les conditions suivantes :

- hauteur $h \leq 6$ m
- longueur $\ell \leq 12$ m
- épaisseur $t \geq 50$ mm (hors enduit)
- la façade ne doit pas être percée par une porte de grande taille (porte de hangar par exemple) ou ouvertures similaires.

La figure 36 donne les valeurs limites h/t et ℓ/t à respecter en fonction des conditions de maintien à la structure porteuse.

L'effet des ouvertures peut être ignoré :

- lorsque la surface totale des ouvertures n'est pas supérieure à 2,5 % de la surface de la cloison ;
- lorsque la surface maximale de toute ouverture individuelle ne dépasse pas $0,1 \text{ m}^2$ avec la longueur ou la largeur ne dépassant pas $0,5$ m.

Dans le cas contraire, il y a lieu de scinder le mur en deux éléments (fig. 37).

Fig. 36 : valeurs limites h/t et ℓ/t en fonction des conditions de maintien à la structure porteuse

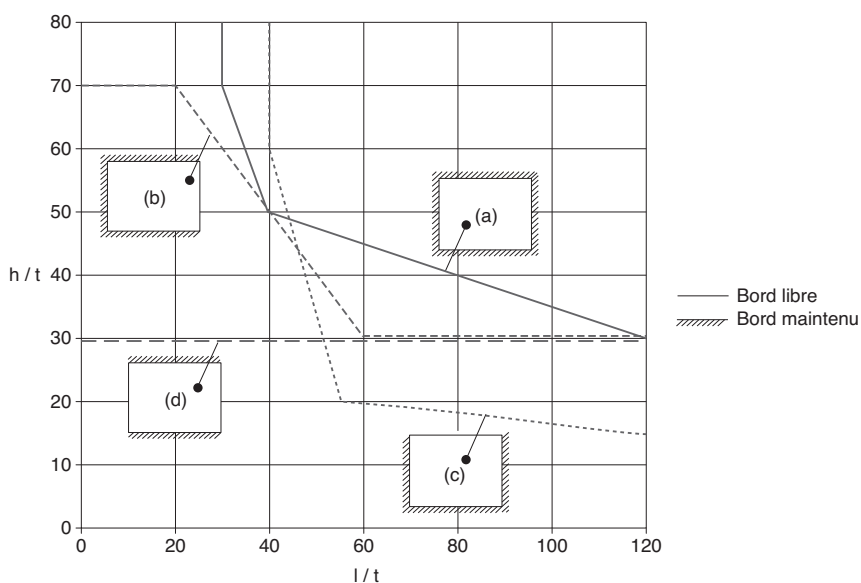
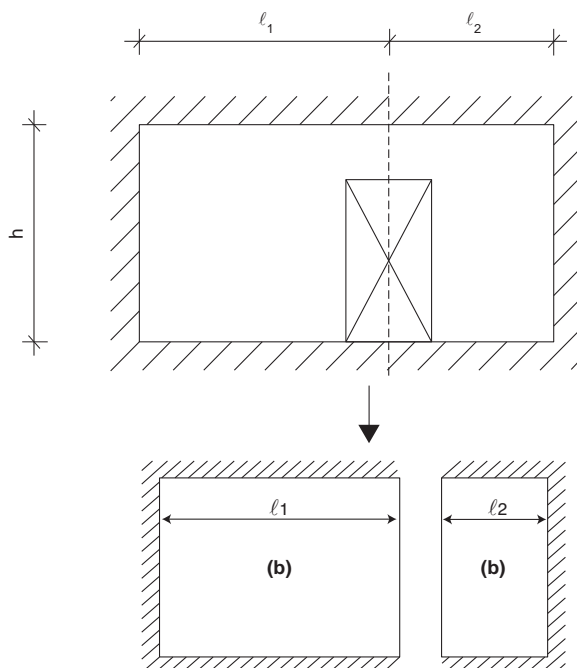


Fig. 37 : dimensionnement d'une cloison avec ouverture (calcul en deux parties)

5. Éléments armés soumis à une flexion et à un effort tranchant

5.1 Généralités

Pour les ouvrages soumis à un chargement en flexion, on considère les hypothèses suivantes :

- les sections planes demeurent planes ;
- l'armature est soumise aux mêmes déformations que la maçonnerie adjacente ;
- la résistance à la traction de la maçonnerie est considérée comme nulle ;
- la relation contrainte-déformation de la maçonnerie est considérée de forme linéaire, parabolique, parabolique rectangle ou rectangulaire (voir chapitre 3, 5.1) ;
- la relation contrainte-déformation de l'armature est déduite de l'EN 1992-1-1 (voir chapitre 2, 4) ;
- la déformabilité du béton de remplissage est considérée comparable à celle de la maçonnerie.

5.2 Vérification des ouvrages de maçonnerie armée soumis à une flexion

À l'état limite ultime, on vérifiera que le moment de calcul M_{Ed} demeure inférieur au moment résistant M_{Rd} (inégalité 5.65) :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.65)$$

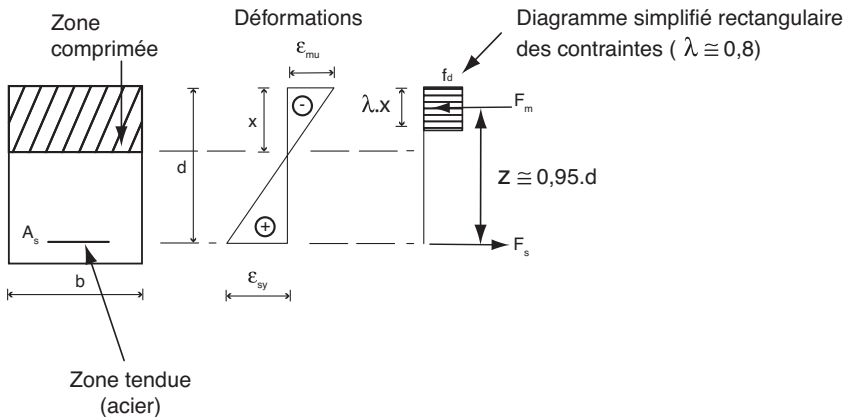
Le moment résistant de calcul pourra être évalué avec les hypothèses complémentaires suivantes :

- la déformation en traction de l'armature ε_s est limitée à 0,01 ;
- pour les sections qui ne sont pas en totalité comprimées, la déformation limite en compression est considérée comme inférieure ou égale à $\varepsilon_{mu} = -0,0035$ pour les éléments du Groupe 1 et à $\varepsilon_{mu} = -0,002$ pour les éléments des Groupes 2, 3 et 4 (voir figure 38) ;
- la déformabilité du béton de remplissage est considérée comparable à celle de la maçonnerie ;

Valeur du module de déformation : $E_c = 1\,000 f_k$, f_k étant la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie.

- la valeur du moment résistant d'une section peut être évaluée à partir d'une distribution rectangulaire des contraintes telle qu'indiquée à la figure 38.
- lorsqu'une zone de compression comporte à la fois un ouvrage en maçonnerie et du béton de remplissage, il convient de calculer la résistance en compression en utilisant un diagramme des contraintes reposant sur la résistance à la compression du matériau le plus faible.

Fig. 38 : distribution des contraintes et des déformations d'une section fléchie en béton armé



$\varepsilon_{mu} = -0,0035$ pour les éléments du Groupe 1 et $-0,002$ pour les éléments des Groupes 2, 3 et 4.

5.2.1 Moment résistant M_{Rd} d'une section rectangulaire armée

Dans le cas d'une section rectangulaire armée soumise à une flexion, accompagnée éventuellement d'une compression ne dépassant pas $0,3 f_d$, la valeur de calcul du moment résistant M_{Rd} est évaluée à partir des relations suivantes (voir figure 38) :

$$M_{Rd} = \max \left\{ A_s \cdot f_{yd} \cdot z ; \varphi \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \right\} \quad (5.66)$$

avec

$$z = \min \left(d \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) ; 0,95 \cdot d \right) \quad (5.67)$$

où :

b est la largeur de la section,

d est la hauteur utile de la section,

A_s est la section transversale de l'armature en traction,

Section minimale de A_s : 0,05 % $b \cdot d$

φ est égal à 0,4 pour les éléments du Groupe 1 autres qu'en béton de granulats légers, 0,3 dans les autres cas,

f_d est la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en compression de la maçonnerie (dans la direction du chargement considéré – voir paragraphe 3) ou du béton de remplissage (voir chapitre 2, 3),

f_{yd} est la résistance de calcul de l'acier d'armature.

5.2.2 Moment résistant M_{Rd} d'une section armée composite

Dans le cas d'une section armée composite (telle que celle de la figure 40), la largeur de calcul b est constituée des différentes parties b_{eff} ou b_{eff} , définies sur cette figure.

Le moment résistant est dans ce cas égal à la relation (5.68) :

$$M_{Rd} = \max \left\{ A_s \cdot f_{yd} \cdot z ; f_d \cdot b \cdot t_f \cdot (d - 0,5 \cdot t_f) \right\} \quad (5.68)$$

où :

b est la largeur de calcul de la section constituée des largeurs b_{eff} ou b_{eff} ,

Les différentes parties du mur peuvent être calculées séparément ou être associées, b étant dans ce cas égal à la somme des différents tronçons b_{eff} ou b_{eff} . Quelle que soit la solution adoptée, ces tronçons ne doivent pas se chevaucher.

d est la hauteur utile de la section,

A_s est la section transversale de l'armature en traction,

Section minimale de A_s : 0,05 % $t \cdot b$

f_d est la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en compression de la maçonnerie (dans la direction du chargement considéré – voir paragraphe 3) ou du béton de remplissage (voir chapitre 2, 3),

f_{yd} est la résistance de calcul de l'acier d'armature,

z est défini selon l'équation 5.67,

f_d est l'épaisseur d'un raidisseur définie sur la figure 40.

5.3 Vérification des ouvrages de maçonnerie armée en cisaillement

À l'état limite ultime, la valeur de calcul du cisaillement V_{Ed} doit être inférieure ou égale à la valeur de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (5.69)$$

La résistance peut être calculée avec ou sans armatures de renforcement à l'effort tranchant.

Lorsque des armatures d'effort tranchant sont prises en compte, leur section minimale doit être de 0,05 % de la section transversale résistance b.d, selon la figure 38.

Dans le cas où l'on considère que le béton de remplissage joue un rôle prépondérant, il y a lieu de calculer l'élément selon les spécifications de l'eurocode 2 (EN 1992-1-1).

5.4 Cas des murs armés verticalement soumis à un chargement latéral

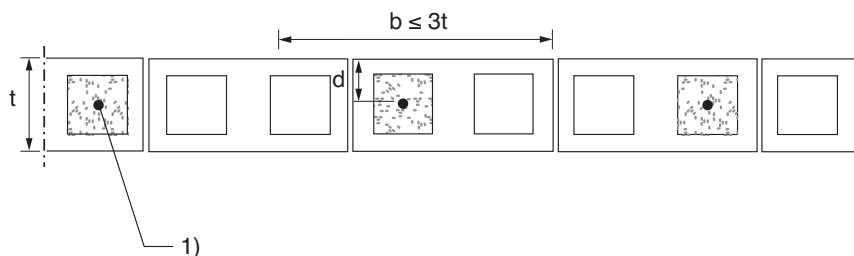
Voir également le paragraphe 3.

Ces murs peuvent être employés pour réaliser des structures résistant à un chargement latéral (charges latérales dues au vent, à la poussée des terres par exemple) accompagné ou non d'un chargement axial.

Leur section est constituée d'éléments de maçonnerie associés à des zones de béton armé généralement coulées dans les alvéoles verticales des éléments.

Lorsque les armatures sont concentrées localement, la section armée résistante est limitée à une largeur définie figure 39.

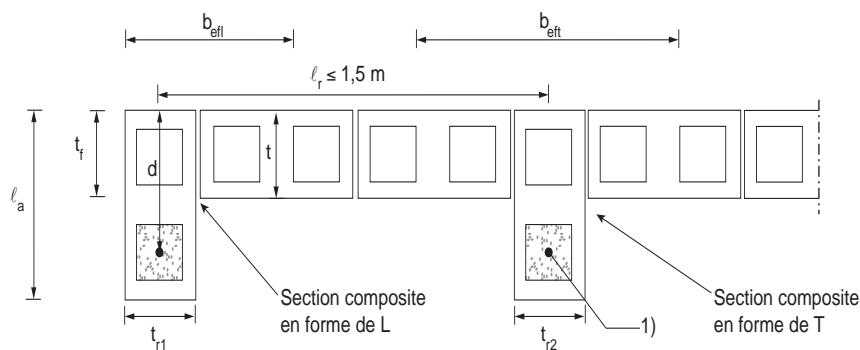
Fig. 39 : largeur de section d'éléments comportant des armatures concentrées localement



1) : armature noyée dans du béton coulé dans l'alvéole de l'élément

Pour des sections composites telles que celles de la figure 40, les largeurs de calcul des sections composites, b_{eff} ou b_{eft} , sont limitées aux valeurs indiquées sur la figure.

Fig. 40 : définition et largeur des sections composites



$$t_f = \min\{t ; 0,5 d\}$$

$$b_{eff} = \min\{t_{r1} + 6 t_f ; l_r/2 ; h/6\}$$

$$b_{eft} = \min\{t_{r2} + 12 t_f ; l_r ; h/3\},$$

h : hauteur libre du mur

1) : armature noyée dans du béton coulé dans l'alvéole de l'élément et fonctionnant en traction

5.4.1 Moment résistant

Le moment résistant est déterminé selon la forme de la section :

- mur de section rectangulaire (voir paragraphe 5.2.1) ;
- mur de section composite (voir paragraphe 5.2.2).

5.4.2 Résistance à l'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant est en général déterminée en ne considérant que la section transversale de la maçonnerie (pas d'armature d'effort tranchant).

La résistance s'exprime alors selon la relation suivante :

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot \ell \quad (5.70)$$

avec :

f_{vd} : la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en cisaillement de la maçonnerie (voir chapitre 3, 2) ou du béton de remplissage (voir chapitre 2, 3.1),

t : l'épaisseur du mur,

ℓ : la longueur du mur.

5.5 Cas des linteaux

Un linteau de maçonnerie est soumis à la fois à un effort de flexion et à un effort tranchant.

La méthode proposée est valable pour les linteaux dont l'élancement $\frac{\ell_{cl}}{d}$ est limité à 17 dans le cas des linteaux sur appui simple et à 22 sur appui continu, avec ℓ_{cl} , la portée libre de l'ouverture et d , la hauteur utile du linteau (voir fig. 16, chapitre 4).

Il est également nécessaire de vérifier que la portée libre du linteau ℓ_{cl} vérifie la condition suivante :

$$\ell_{cl} \leq \min \left(60 \times b_c ; \frac{250}{d} \times b_c^2 \right) \quad (5.71)$$

où :

d est la hauteur utile du linteau,

b_c est la largeur du linteau.

5.5.1 ELU de flexion

On vérifiera que le moment sollicitant M_{Ed} demeure inférieur au moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.72)$$

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement armée, la valeur de calcul du moment résistant M_{Rd} est égale à :

$$M_{Rd} = \min \left(A_S \times f_{yd} \times z ; 0,3 \times f_{dh} \times b \times d^2 \right) \quad (5.73)$$

où :

A_S est la section transversale de l'armature en traction,

f_{yd} est la résistance de calcul de l'acier,

z est le bras de levier,

f_{dh} est la résistance de la maçonnerie dans la direction horizontale (voir chapitre 3, 1.4),

b est la largeur de la section,

d est la hauteur utile de la section.

Selon le tableau 2.1 de l'Annexe nationale de l'eurocode 6, le coefficient de sécurité γ_M des aciers est de 1,15.

La résistance de la maçonnerie dans la direction horizontale f_{dh} (voir chapitre 3, 1.4) est donnée par les formules 3.1, 3.2 et 3.3, en prenant pour résistance f_b la résistance moyenne à la compression de l'élément sollicité en compression dans le sens longitudinal.

Dans le cas d'éléments des groupes 2 et 3 en béton de granulats courants, la résistance longitudinale des blocs à la compression peut être estimée à 1/4 de la résistance verticale. Par exemple, pour un bloc de résistance déclarée $R_C = 4$ MPa, la résistance longitudinale du bloc f_{bh} peut être considérée comme égale à :

$$f_{bh} = \frac{R_C}{4} \times \delta \times \beta \times \chi = \frac{4}{4} \times 1 \times 1,18 \times 1 = 1,18 \text{ MPa}$$

Dans le cas des briques de terre cuite des groupes 2 et 3, la résistance longitudinale des briques à la compression peut être estimée à 1/10 de la résistance verticale. Par exemple, pour une brique de résistance moyenne $R_M = 8$ MPa, la résistance longitudinale de la brique f_{bh} peut être considérée comme égale à :

$$f_{bd} = \frac{R_M}{10} \times \delta \times \chi = \frac{8}{10} \times 1 \times 1 = 0,8 \text{ MPa}$$

Deux cas sont à considérer pour calculer le bras de levier z selon la hauteur h de la poutre :

– si $h \leq \frac{1,15 \times \ell_{cl}}{2}$, dans ce cas, le bras de levier z est égal à :

$$z = \min \left(d \times \left(1 - 0,5 \times \frac{A_S \times f_{yd}}{b \times d \times f_{dh}} \right) ; 0,95 \times d \right) \quad (5.74)$$

avec f_{dh} , la résistance à la compression de la maçonnerie dans la direction horizontale.

Dans ce cas, la hauteur utile d de la poutre est considérée égale à $d = h$.

– si $h > \frac{1,15 \times \ell_{ce}}{2}$, dans ce cas, le bras de levier z est égal à :

$$z = \min (0,805 \times \ell_{ce} ; 0,46 \times h + 0,23 \times \ell_{ce}) \quad (5.75)$$

Dans ce cas, la hauteur utile d de la poutre est considérée égale à $d = 1,3 \times z$.

5.5.2 ELU d'effort tranchant

On vérifiera que la sollicitation d'effort tranchant V_{Ed} demeure inférieure à la résistance V_{Rd} , avec :

$$V_{Rd} = \min (f_{vd} ; 0,25 \times f_d) \times b \times d \quad (5.76)$$

où :

f_{vd} est la résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie ou du béton – valeur la plus faible,

f_d est la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie ou du béton – valeur la plus faible.

La résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie f_{vd} est déterminée en tenant compte des armatures longitudinales (pas d'armature d'effort tranchant) :

$$f_{vd} = \frac{1}{\gamma_M} \times \min \left(0,7 ; 0,35 + 17,5 \times \frac{A_S}{b \times d} \right) \quad (5.77)$$

où :

γ_M est le coefficient de sécurité de la maçonnerie (tableau 11 du chapitre 4),

A_S est la section transversale de l'armature principale.

La longueur d'ancrage est ensuite déterminée conformément à la relation 7.2.

Cette relation est issue de l'annexe J de l'eurocode 6.

6

Dimensionnement à l'état limite de service (ELS)

Un ouvrage doit être conçu de manière à ne pas dépasser l'état limite de service. Contrairement à l'état limite ultime qui cherche à déterminer la limite de résistance de la structure, l'état limite de service permet de garantir un fonctionnement correct du bâtiment en situation d'utilisation normale. On ne cherche pas ici à déterminer la limite de rupture de la maçonnerie mais à vérifier que d'éventuelles fissurations ou flèches ne deviennent préjudiciables à son bon fonctionnement.

Les eurocodes introduisent le concept de vérification à l'état limite de service pour les maçonneries. Or, relativement peu de travaux traitent des limites d'utilisation des maçonneries (pour ne pas dire aucun). Par conséquent, soit la vérification sera considérée comme satisfaite si l'état limite ultime l'est, soit des limitations de l'élancement seront imposées.

Pour un mur chargé verticalement, on considère que l'état limite de service est vérifié si l'état limite ultime l'est.

Dans le cas d'un chargement latéral (dû au vent ou à la poussée des terres par exemple), le mur ne doit pas présenter une flèche préjudiciable. Cette hypothèse est vérifiée si les conditions d'élancement suivantes sont vérifiées. Ces conditions dépendent des conditions aux appuis et des rapport h/t et ℓ/t , avec h , la hauteur du mur, ℓ sa longueur et t son épaisseur.

Fig. 1 : murs chargés latéralement – limites d'élancement – 4 bords maintenus

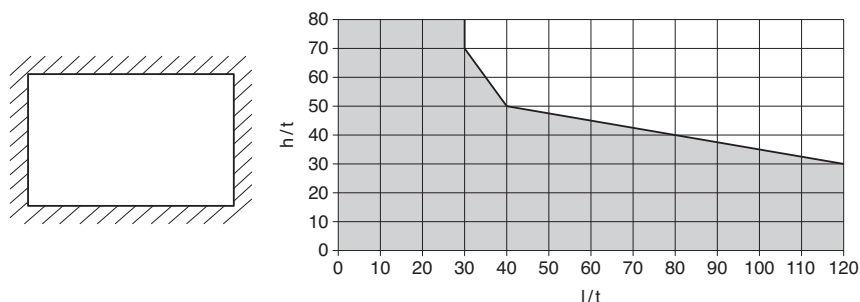
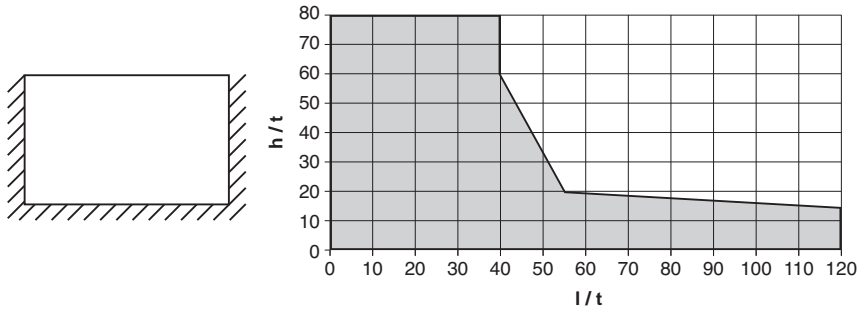
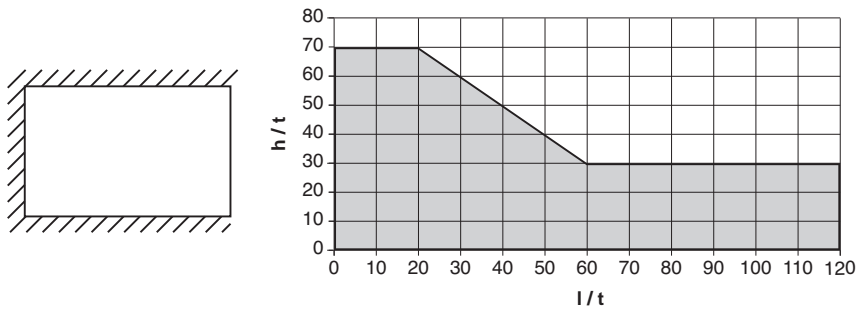
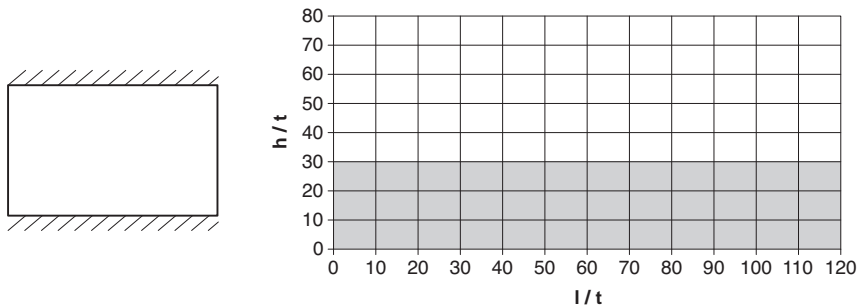


Fig. 2 : murs chargés latéralement – limites d'élancement – 3 bords maintenus

//// signifie appui simple ou complètement maintenu

Fig. 3 : murs chargés latéralement – limites d'élancement – 3 bords maintenus**Fig. 4 : murs chargés latéralement – limites d'élancement – 2 bords maintenus**

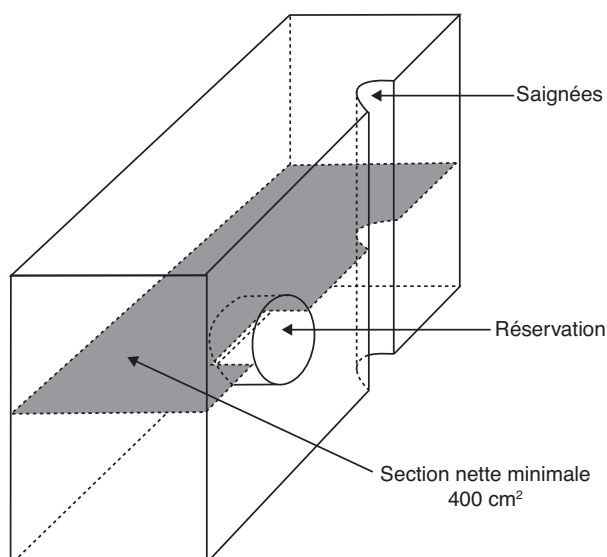
Dans les zones grisées, l'état limite de service est considéré comme satisfait.

À noter que ces graphiques ne sont pas valables pour les maçonneries précontraintes.

1. Surface minimale d'un mur

Pour être admis comme porteur, un mur doit avoir une surface nette minimale de $0,04 \text{ m}^2$, après déduction des saignées et réservations.

Fig. 1 : mur porteur – saignées et réservations



2. Montage des éléments

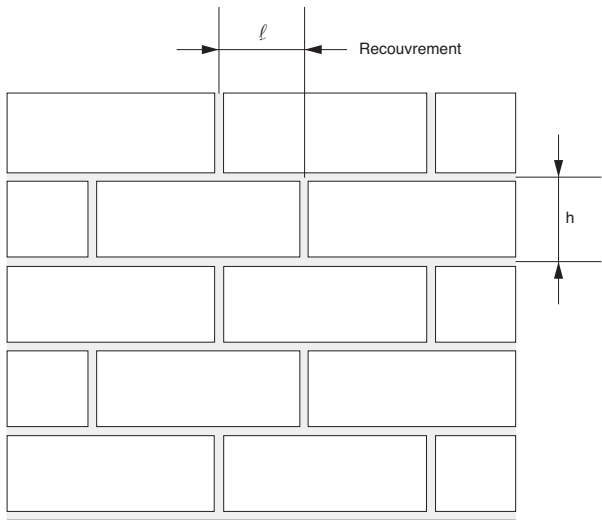
Le montage (ou appareillage) des éléments doit se faire en principe à joints verticaux alternés pour garantir un comportement monolithique de la maçonnerie. La longueur de recouvrement entre les éléments dépend de leur hauteur.

Fig. 2 : montage de la maçonnerie (joints verticaux alternés)



2.1 Recouvrement des éléments d’une maçonnerie non armée

Fig. 3 : recouvrement – maçonneries non armées



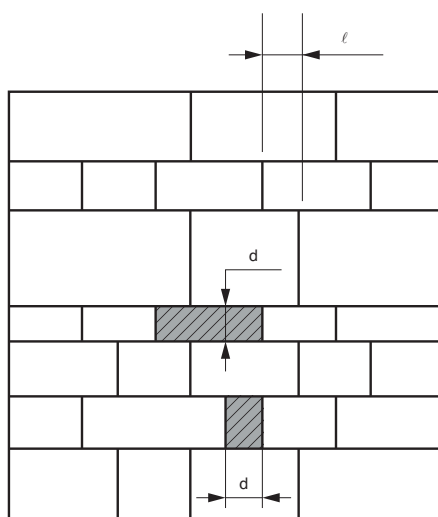
Hauteur des éléments = h	Recouvrement des éléments = ℓ
Inférieure ou égale à 250 mm	Au moins 0,4 h , mini 40 mm
Supérieure à 250 mm	Au moins 0,2 h ou 100 mm

2.2 Recouvrement des éléments d'une maçonnerie armée

Dans la maçonnerie armée, la stabilité mécanique est assurée par le renforcement. L'eurocode 6 n'exprime aucune spécification sur le recouvrement des éléments.

2.3 Recouvrement des éléments d'une maçonnerie de pierres naturelles apparentes

Fig. 4 : recouvrement – maçonnerie de pierres naturelles apparentes

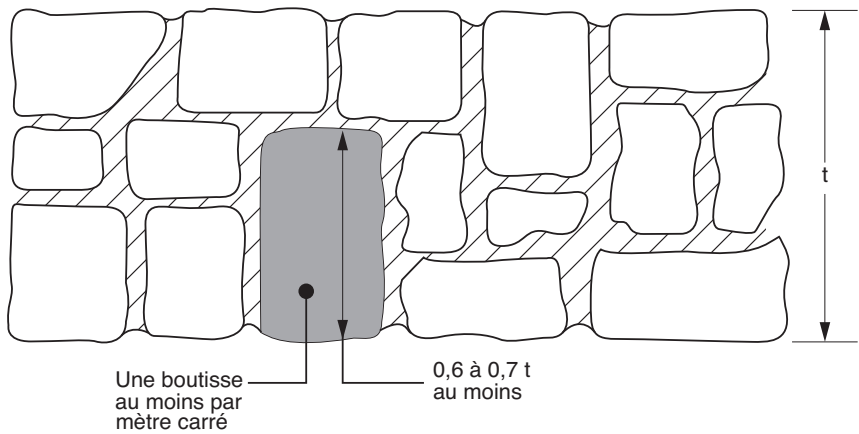


Dimension du plus petit élément = d	Recouvrement des éléments = ℓ
$\ell \geq 0,25 d$, avec mini 40 mm	

2.4 Cas des maçonneries dont les éléments ne traversent pas l'épaisseur du mur

Disposer une boutisse au moins par mètre carré. La longueur de cette boutisse est comprise entre 0,6 et 0,7 fois l'épaisseur du mur.

Fig. 5 : maçonneries avec boutisses



2.5 Performance minimale du mortier pour une maçonnerie armée

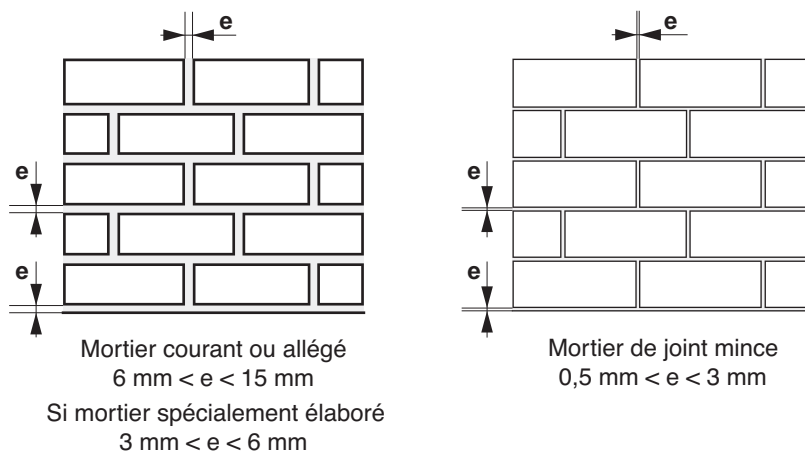
Tableau 1 : performance minimale du mortier pour une maçonnerie armée

Nature de l'armature dans le joint	Mortier de catégorie
Barres indépendantes	M5 ou supérieure
Armatures préfabriquées pour joints d'assise	M2.5 ou supérieure

2.6 Épaisseur des joints de mortier

La nature du mortier conditionne l'épaisseur des joints. La maçonnerie traditionnelle à joints épais met en œuvre un mortier courant. D'apparition plus récente, la maçonnerie « collée » à joints minces est rendue possible par des produits dont la tolérance de hauteur est plus réduite. Le mortier pour joints minces s'apparente à une colle fluide. La pose à joints collés consomme environ 7 kg/m² de mortier au lieu de 80 kg en pose à joints épais.

Fig. 6 : épaisseur des joints de mortier

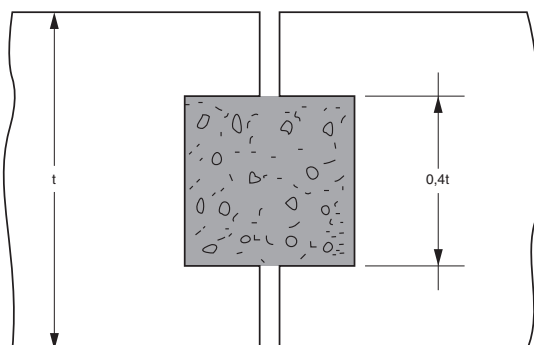


Nature du mortier	Épaisseur du joint = e
Mortier courant ou allégé	Comprise entre 6 mm et 15 mm
Mortier spécialement élaboré	Comprise entre 3 mm et 6 mm
Mortier de joint mince	Comprise entre 0,5 mm et 3 mm

2.7 Joints verticaux

Ils sont considérés comme remplis si le joint vertical est rempli sur au moins 40 % de l'épaisseur de l'élément.

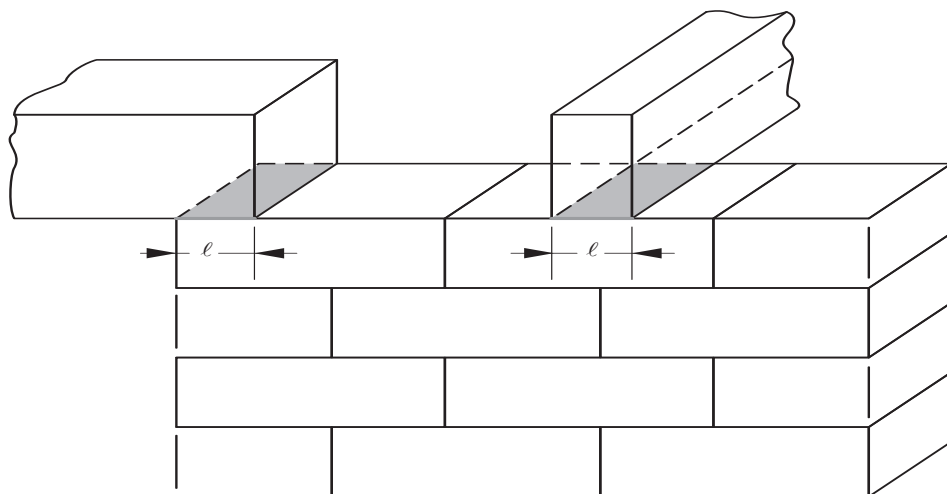
Fig. 7 : joints verticaux remplis (conditions à respecter)



2.8 Charges concentrées : longueur minimale d'appui

La longueur minimale d'appui est de 90 mm.

Fig. 8 : longueur minimale d'appui sous une charge concentrée



l : 90 mm au moins

3. Armatures

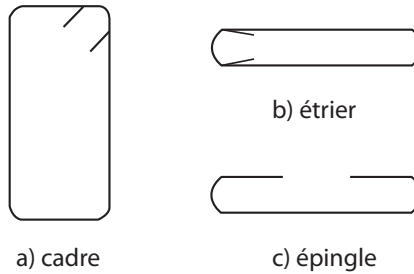
L'utilisation d'armatures dans la maçonnerie apporte un surcroît de résistance qui autorise des applications non admises avec une maçonnerie sans armature.

Les armatures sont disposées dans des chaînages horizontaux ou verticaux pour donner à l'ouvrage une résistance aux sollicitations latérales (vent, séisme, poussée des terres, etc.).

Les armatures peuvent aussi être disposées dans les joints d'assise. Cette disposition, très courante en Belgique, se développe en France.

Les armatures longitudinales peuvent être associées à des cadres, étriers ou épingles (fig. 9). Ces éléments sont particulièrement utilisés pour :

- le renforcement des poutres à l'effort tranchant ;
- le maintien des armatures comprimées, afin d'éviter leur flambement ;
- le confinement d'un noyau de béton.

Fig. 9 : armatures de maintien des aciers longitudinaux

3.1 Diamètre minimal de l'armature

Le diamètre des aciers d'armature constitués de barres indépendantes est 5 mm au moins.

3.2 Rayon de cintrage

L'eurocode 6 ne précise pas de rayon de cintrage. On pourra se référer aux spécifications de l'eurocode 2 pour déterminer le rayon de cintrage en fonction du diamètre de l'acier et de ses caractéristiques. Voir également l'annexe relative au dimensionnement au séisme.

3.3 Longueur d'ancrage

La longueur d'ancrage ℓ_b est déterminée comme suit :

$$\ell_b = \gamma_M \times \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bod}} \quad (7.1)$$

où :

γ_M est le coefficient partiel pris égal à 1,15,

ϕ est le diamètre de la barre d'armature,

f_{yd} est la résistance de calcul de l'acier,

f_{bod} est la contrainte de calcul d'adhérence de l'acier d'armature (valeur caractéristique définie au chapitre 3, 4).

3.3.1 Longueur d'ancrage utile $\ell_{b,u}$

C'est la longueur d'ancrage qui est effectivement utilisée pour ancrer l'armature. Elle se détermine à partir de ℓ_b :

$$\ell_{b,u} = \alpha_1 \times \ell_b \times \frac{A_{sl}}{A_{sl,req}} \geq \ell_{bmin} \quad (7.2)$$

où :

α_1 est un coefficient qui tient compte de la forme de la barre (fig. 10) :

$\alpha_1 = 1$ pour les armatures droites et 0,7 pour les autres cas,

A_{sl} est la section des armatures longitudinales effectivement prolongées sur l'appui,

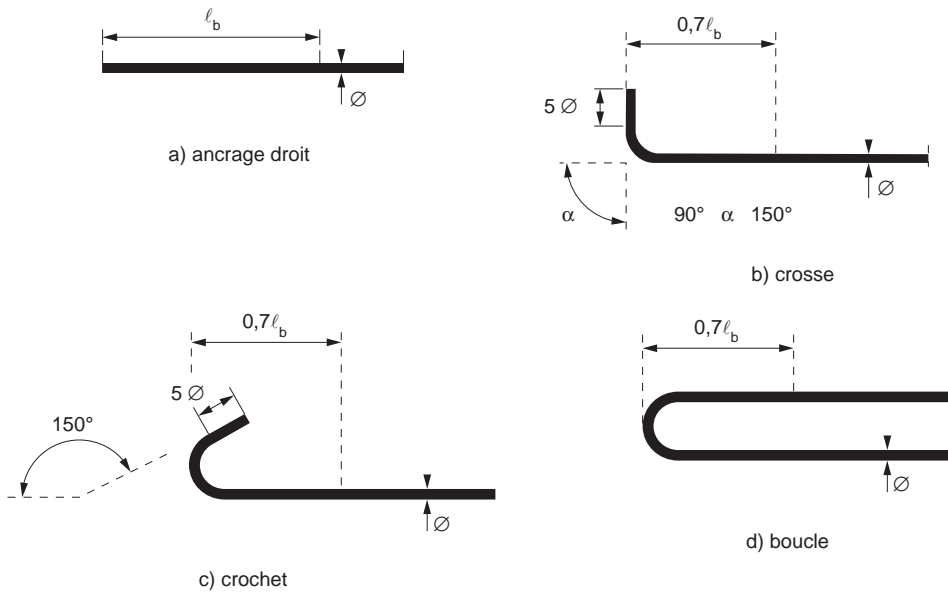
$A_{sl,req}$ est la section d'acier requise par le calcul.

On peut prendre $A_{sl,req} = 0,25 A_{sl,req} (\ell/2)$ lorsque l'appui est considéré comme un appui simple.

$A_{sl,req} (\ell/2)$ est la section requise d'acier à mi-portée.

$$\ell_{bmin} = \text{Max}[0,3 \times \ell_b ; 10 \phi ; 100 \text{ mm}]$$

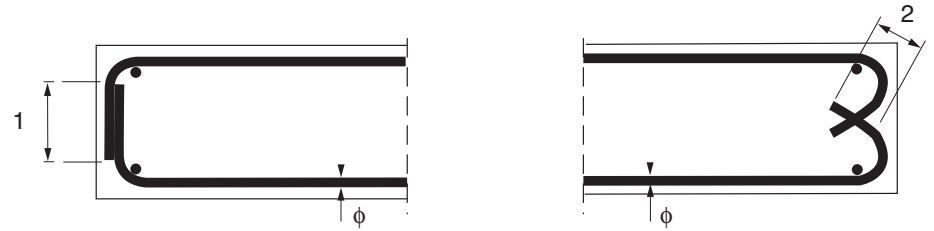
Fig. 10 : types d'ancrages



3.3.2 Ancrage des armatures longitudinales sur appuis simples

Lorsque l'encastrement sur appui est faible ou nul, l'armature peut être ancrée selon les dispositions du paragraphe 3.3 ou suivre les indications des figures 11 (cas général) ou 12 (cas d'une charge principale située près des appuis).

Fig. 13 : ancrage des armatures d'effort tranchant



1 : 10 \varnothing ou 70 mm, selon la plus grande des deux valeurs

a) avec des boucles

2 : 5 \varnothing ou 50 mm, selon la plus grande des deux valeurs

b) avec des crochets

3.4 Longueur de recouvrement entre barres tendues ou comprimées

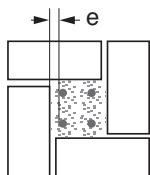
Tableau 2 : longueurs de recouvrement

Le recouvrement concerne		L'espacement entre barres tendues est		L'épaisseur d'enrobage est	Longueur de recouvrement
Moins de 30 % des barres tendues	ET	Supérieur à 10 \varnothing	ET	Supérieure à 5 \varnothing	ℓ_b
Plus de 30 % des barres tendues	OU	Inférieur à 10 \varnothing	OU	Inférieure à 5 \varnothing	1,4 ℓ_b
Plus de 30 % des barres tendues	ET	Inférieur à 10 \varnothing	OU	Inférieure à 5 \varnothing	2 ℓ_b

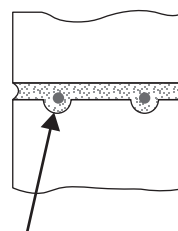
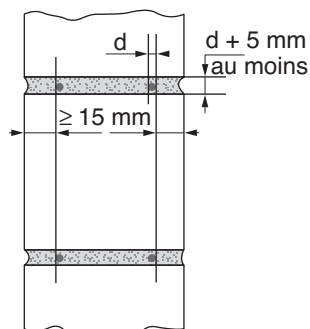
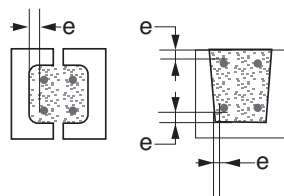
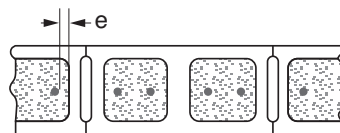
3.5 Enrobage minimal des armatures

Pour éviter la corrosion de l'armature, et pour leur assurer un ancrage suffisant, l'épaisseur d'enrobage a une valeur minimale.

Fig. 14 : enrobage minimal des armatures de renforcement



Cas général : $e \geq 15 \text{ mm}$



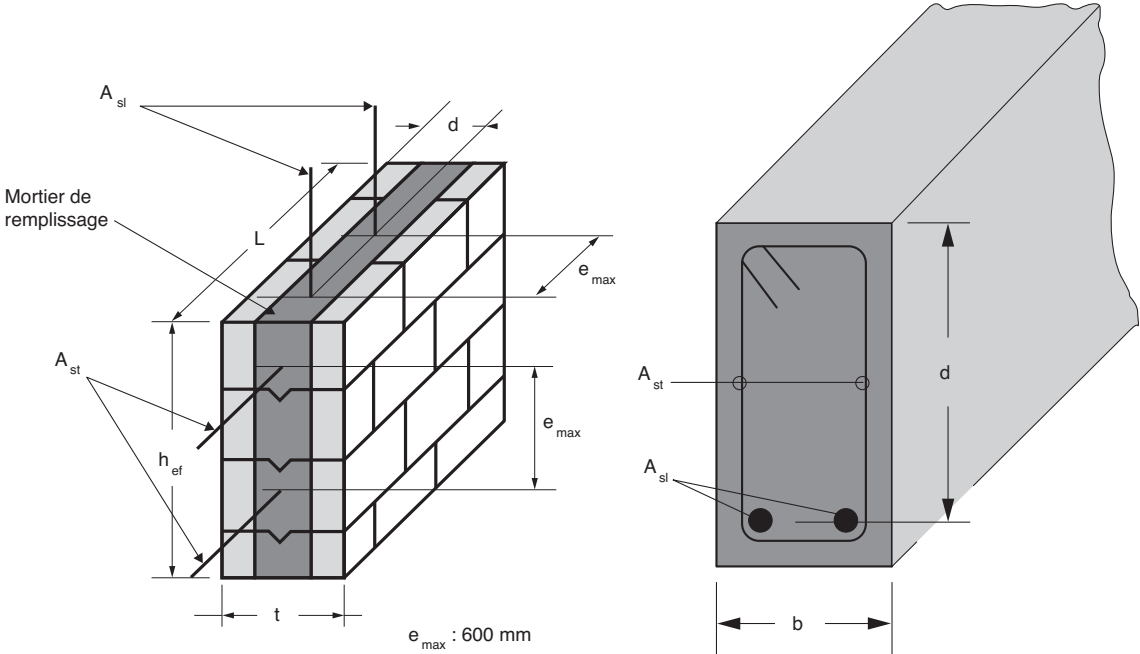
Rainures permettant de limiter l'épaisseur du joint

Cas de l'armature placée dans le joint d'assise

3.6 Section des armatures

3.6.1 Armatures coulées dans du béton (section minimale)

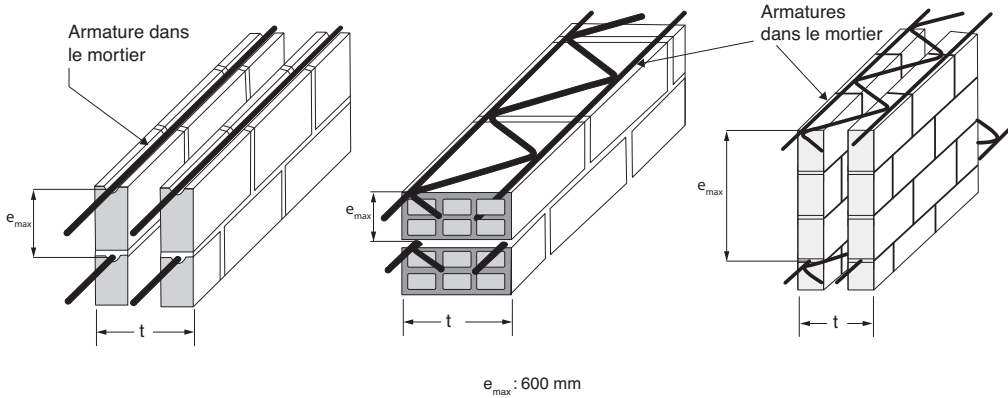
Fig. 15 : armatures coulées dans du béton



Rôle de l'armature	Section minimale de l'armature
Renforcer la résistance dans le plan de la partie maçonnée, renforcer la résistance au cisaillement ou répartir les contraintes	$A_{sl} > 0,05 \% L \cdot d^{(1)}$
	$A_{st} > 0,05 \% h_{ef} \cdot d^{(1)}$ Ou $0,05 \% b \cdot d$
Les armatures de renforcement A_{sl} et A_{st} peuvent être disposées verticalement ou horizontalement selon le renforcement envisagé. 1) Pour un mur, le pourcentage minimal est fonction de la section transversale considérée : $L \times d$ ou $h_{ef} \times d$	

3.6.2 Armatures placées dans les joints d'assise (section minimale)

Fig. 16 : armatures placées dans des joints d'assise

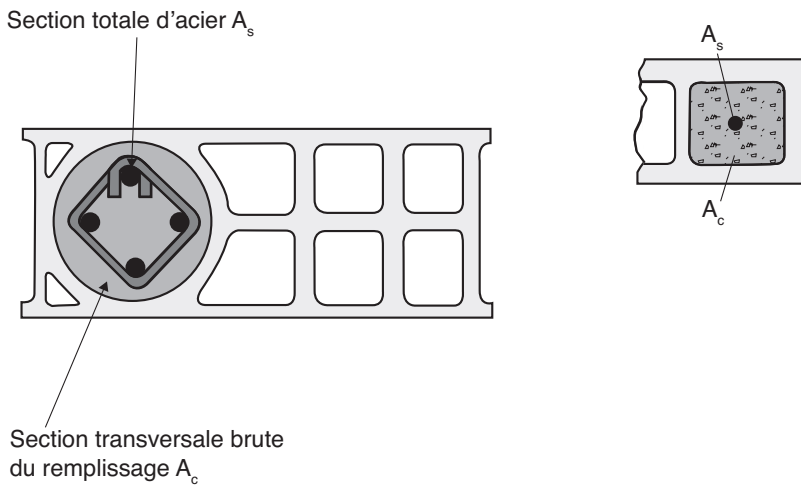


Rôle de l'armature du joint horizontal	Section minimale de l'armature ⁽¹⁾
Renforcer la résistance aux charges latérales	$A_s > 0,03 \% h_{ef} \cdot t$ (à répartir sur les deux faces du mur)
Maîtriser la fissuration ou permettre la ductilité	$A_s > 0,03 \% h_{ef} \cdot t$
Renforcer la résistance au cisaillement	$A_s > 0,05 \% h_{ef} \cdot t$

1) Par mètre de hauteur.

3.6.3 Armatures concentrées dans des alvéoles (section maximale)

Fig. 17 : armatures concentrées dans des alvéoles (section maximale)



La section d'acier A_s ne doit pas dépasser 4 % de la section transversale brute A_c du béton, sauf au niveau des recouvrements de barres (8 %).

3.6.4 Partie de maçonnerie travaillant en flexion (linteau, poutre haute, etc.)

Si l'armature tendue placée en bas à mi-portée a une section A_s , la section de l'armature tendue en partie basse ancrée sur les appuis est au moins de $0,25 A_s$ (fig. 18 et 19). En cas de continuité de la maçonnerie, la section de l'armature en partie haute au niveau de l'appui est au moins de $0,50 A_s$.

L'armature supérieure a pour objet de reprendre les moments sur appuis, induits par le montage semi-encastré des linteaux ou des poutres travaillant en flexion.

Figure 18 : maçonnerie sollicitée en flexion – sections minimales d'armatures

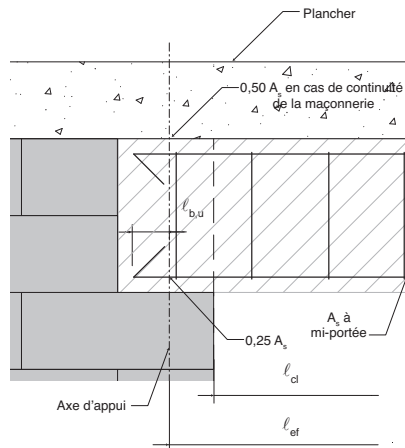
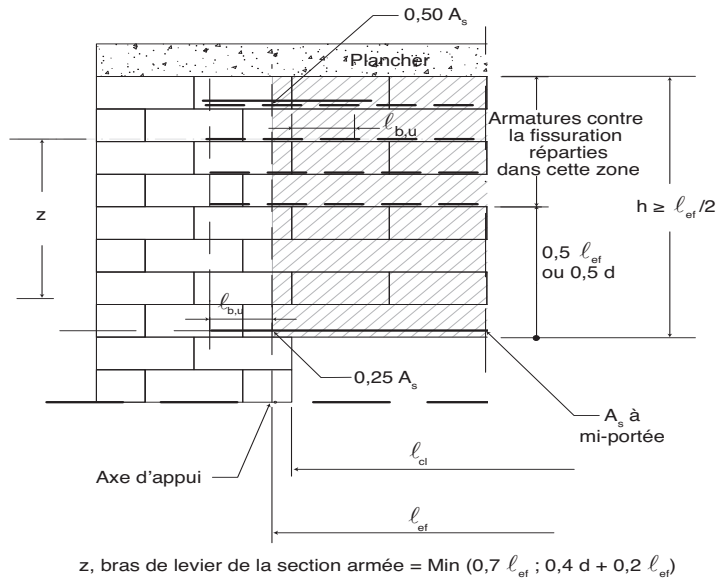
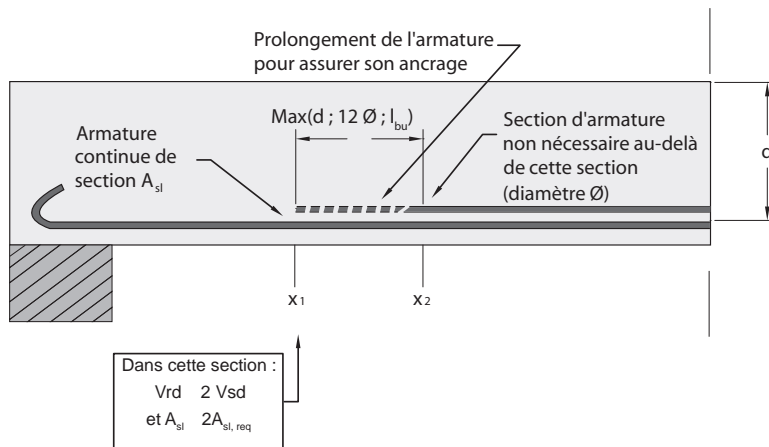


Fig. 19 : dispositions constructives des poutres hautes

3.7 Arrêt des barres tendues dans une section fléchie

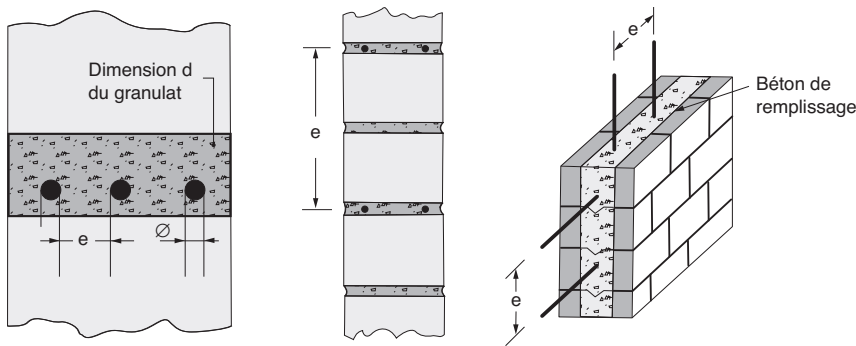
Lorsque la quantité d'acier devient surabondante pour reprendre le moment sollicitant de flexion dans une section de béton armé, il est possible d'interrompre une barre d'acier dans la section considérée en respectant les conditions de la figure 20.

Fig. 20 : arrêt d'une armature dans une section

V_{rd} : effort tranchant résistant et sollicitant
 et V_{sd} : effort tranchant sollicitant
 et $A_{sl, req}$: section d'acier minimale pour reprendre le moment sollicitant.

3.8 Espacement des aciers d'armature

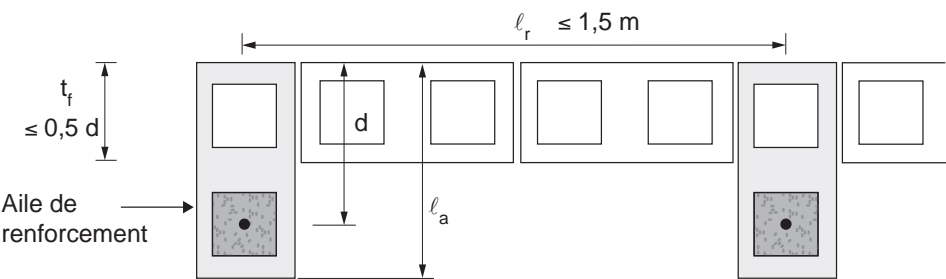
Fig. 21 : espacement des aciers d'armature



e est au moins égal à la plus petite de ces 3 valeurs :				
d + 5 mm	OU	Ø	OU	10 mm
Pour les armatures tendues, e ne doit pas dépasser 600 mm, sauf disposition figure 22.				

Dans le cas de murs armés avec des armatures intégrées dans des ailes de renforcement, l'espacement peut être supérieur à 600 mm, sans dépasser 1,5 m (fig. 22).

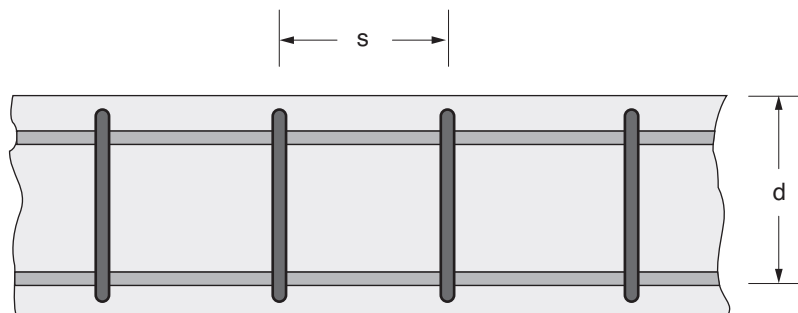
Fig. 22 : armatures concentrées dans des alvéoles d'éléments composites (mur avec ailes de renforcement)



3.8.1 Espacement maximal des cadres et étriers d'effort tranchant

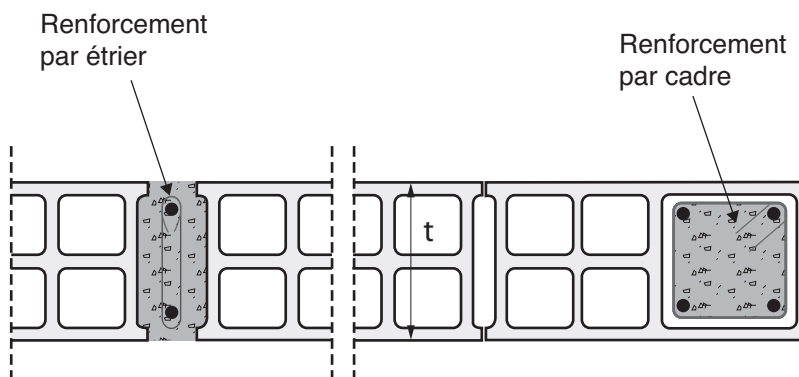
L'espacement s n'est pas inférieur à la plus petite des deux valeurs mentionnées figure 23.

$s = \min [0,75 \times d ; 300 \text{ mm}]$

Fig. 23 : espacement maximal des cadres et étriers pour l'effort tranchant

3.9 Maintien de l'acier d'armature comprimée

Les barres d'acier comprimées doivent être maintenues par des cadres ou des étriers pour éviter un flambement local (fig. 24).

Fig. 24 : cadres et étriers pour armatures comprimées

Des étriers sont nécessaires lorsque			
la section d'acier comprimée dépasse 0,25 % de la section maçonnerie + béton de remplissage	ET	la charge axiale appliquée est supérieure à 25 % de la résistance de calcul	
Diamètre minimal des étriers			
1/4 Ø avec Ø diamètre maximal des barres longitudinales, sans être inférieur à 4 mm			
Espacement des étriers : la plus petite des trois valeurs suivantes			
Plus petite dimension latérale du mur (t par exemple)		300 mm	12 Ø avec Ø diamètre maximal des barres longitudinales

4. Chaînages des maçonneries confinées

Les maçonneries confinées sont particulièrement utilisées pour assurer le contre-ventement général d'un bâtiment : reprise des forces latérales dues au vent, à la poussée des terres et au séisme.

4.1 Dispositions générales

Des chaînages ou ouvrages de confinement sont à prévoir dans les situations suivantes :

- au niveau de chaque plancher ;
- à chaque intersection de murs ;
- des 2 côtés de chaque ouverture supérieure à $1,5 \text{ m}^2$;
- au moins tous les 4 m horizontalement ou verticalement.

Une maçonnerie confinée comporte des chaînages (encore appelés ouvrages de confinement) en béton armé horizontaux et verticaux qui ceinturent l'ouvrage de maçonnerie. Ils peuvent être associés à des parties en maçonnerie armée. Ces chaînages sont liaisonnés entre eux, de telle façon que le comportement de l'ensemble soit monolithique (fig. 25 et 26).

Pour assurer le comportement monolithique, les chaînages sont mis en œuvre après montage des éléments de maçonnerie.

Un chaînage ou un ouvrage de confinement doit respecter les conditions suivantes :

- section transversale A_{ch} $0,02 \text{ m}^2$ au moins ;
- dimension minimale ℓ_{ch} 150 mm dans le plan du mur ;
- section des armatures : $\text{Max}(0,8 \% A_{ch} ; 200 \text{ mm}^2)$;
- étriers $\varnothing 6 \text{ mm}$ au moins, espacés de 300 mm au plus.

Fig. 25 : mur chaîné – armatures de continuité coudées

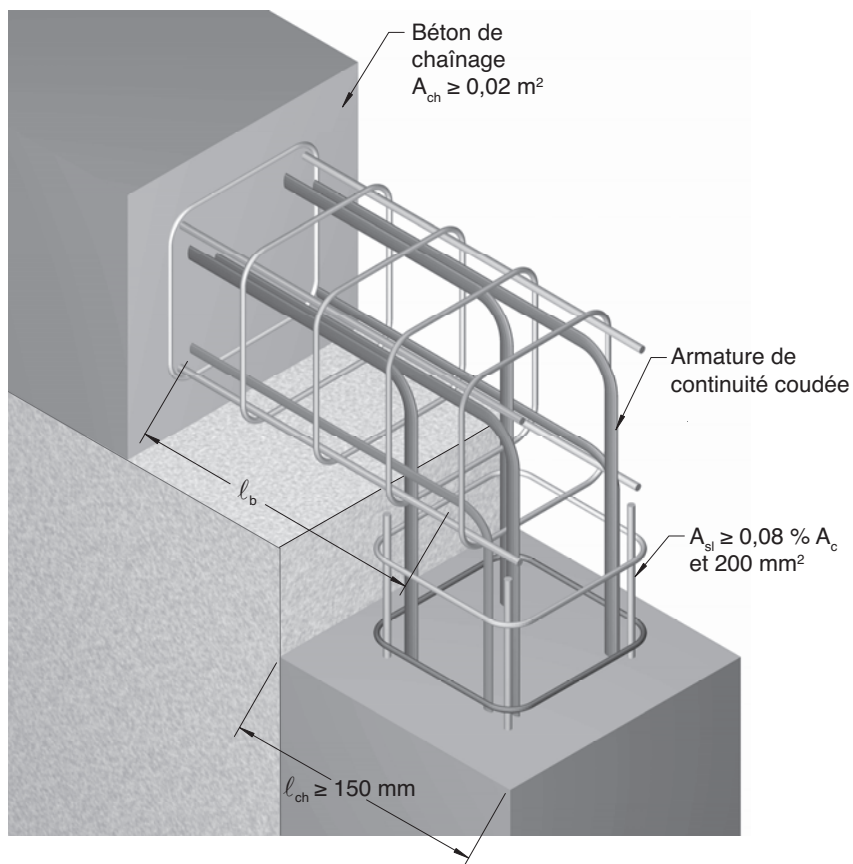
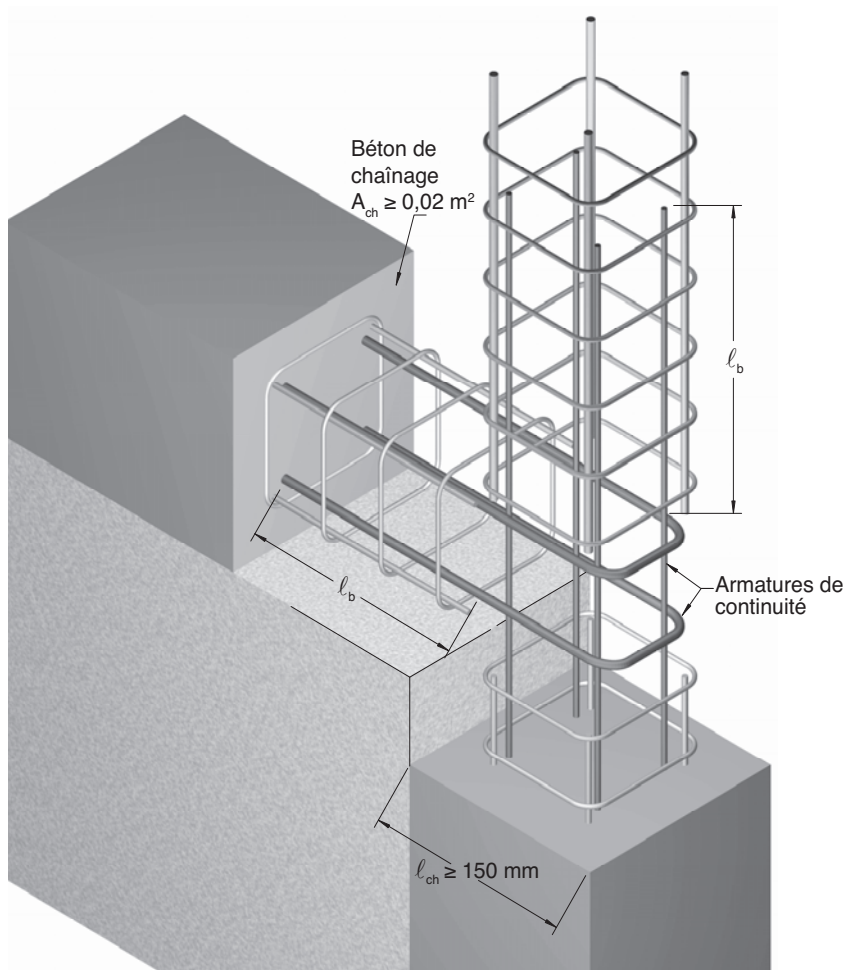


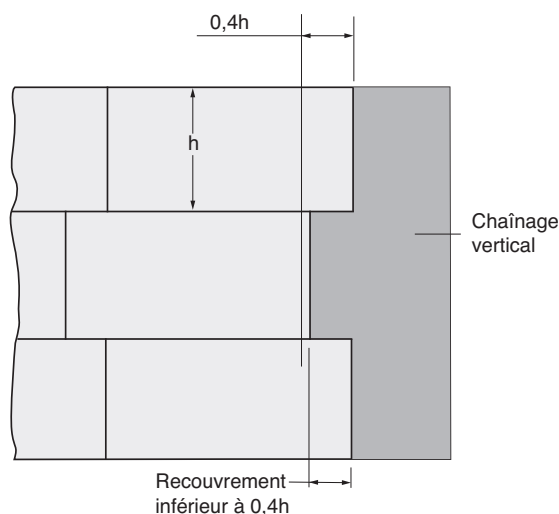
Fig. 26 : mur chaîné – armatures de continuité en crosse avec continuité entre deux niveaux



4.2 Dispositions particulières aux maçonneries des groupes 1 et 2

Les coupes de longueur inférieure à $0,4h$ sont comblées par le béton du chaînage vertical adjacent

Fig. 27 : coupes de longueur inférieure à $0,4h$



5. Liaison des murs

5.1 Liaison avec les planchers et les toitures

5.1.1 Transfert des charges latérales

La liaison des murs aux planchers ou aux toitures doit permettre le transfert des charges latérales de calcul. Elle est assurée par l'une des solutions suivantes (fig. 28) :

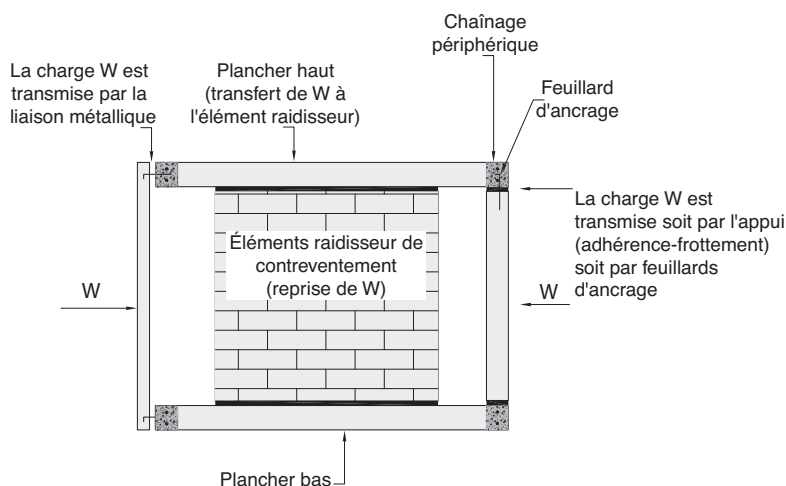
- appui traditionnel : la transmission des charges latérales est réalisée par adhérence frottement ;
- liaison par feuillards métalliques d'ancrage (fig. 29).

Il y a lieu de s'assurer que l'adhérence-frottement est suffisante entre le mur et le plancher. En cas contraire, des feuillards métalliques d'ancrage doivent être ajoutés pour reprendre une partie des efforts latéraux.

La transmission des charges latérales aux éléments raidisseurs (murs de contreventement) s'effectue par les planchers et les toitures selon deux manières (fig. 28 et 29) :

- par adhérence-frottement au niveau de l'assemblage plancher/mur ;
- par la résistance au cisaillement de chaînages en béton armé intégrant des feuillards métalliques d'ancrage, lorsque la résistance par adhérence-frottement est insuffisante.

Fig. 28 : principe de transmission des charges latérales à la structure



La structure du plancher ou de la toiture doit constituer un système monolithique (diaphragme) permettant de transférer les efforts aux murs raidisseurs. Elle est réalisée comme suit :

- plancher béton armé ou préfabriqué fonctionnant en diaphragme (dalle considérée comme indéformable dans son plan) : poutrelles béton armé ou précontraint + dalle de compression en béton coulé en place (fig. 30) ;
- solives bois + platelage.

Lorsque le plancher ou la toiture ne constituent pas un diaphragme, une poutre ou un chaînage périphérique sont à réaliser pour assurer le transfert des sollicitations aux éléments raidisseurs (éléments de contreventement).

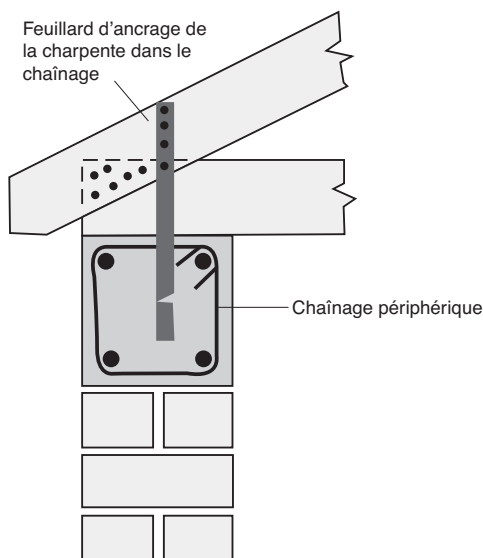
Le principe de ferrailage d'un élément raidisseur (mur de contreventement) est représenté figure 29.

5.1.3 Liaison par feuillard d'ancrage

L'espacement entre les feuillards d'ancrage est au plus :

- 2,00 m pour les constructions jusque R + 4 ;
- 1,25 m au-dessus de R + 4.

Fig. 31 : charpente liée au chaînage par un feuillard d'ancrage



5.1.4 Liaison par adhérence-frottement

La résistance par adhérence-frottement peut être évaluée selon le chapitre 3, 2.

5.1.5 Attache ou chaînage périphérique

Un renforcement constitué d'une attache périphérique (armature type MURFOR par exemple) ou d'un chaînage périphérique peut être utilisé pour assurer le transfert des charges latérales aux éléments raidisseurs.

Ce renforcement doit être :

- placé au niveau du plancher ou directement en dessous ;
- continu, ou des dispositions particulières doivent être prises pour en assurer la continuité ;
- capable de résister à une traction de 45 kN.

Le chaînage périphérique est réalisé en béton armé ou maçonnerie armée, en acier, en bois.

Un chaînage en béton armé comporte au moins deux barres d'acier de section minimale 150 mm^2 (2 Ø 10 par exemple). Il doit être réalisé conformément aux dispositions constructives du paragraphe 3 (recouvrement des armatures en particulier).

Les aciers disposés parallèlement au chaînage et à une distance de moins de 0,5 m du plan médian du mur ou du plancher (aciers de linteaux par exemple) peuvent être pris en compte (respecter les règles de recouvrement pour assurer la continuité).

5.1.6 Plancher ne fonctionnant pas en diaphragme ou bandes de glissement

Lorsque le plancher ne fonctionne pas en diaphragme ou lorsqu'une bande de glissement est disposée sous l'appui du plancher, la reprise des efforts doit être assurée par un chaînage périphérique ou des dispositions mécaniquement équivalentes.

5.2 Liaisons entre les murs

5.2.1 Intersections

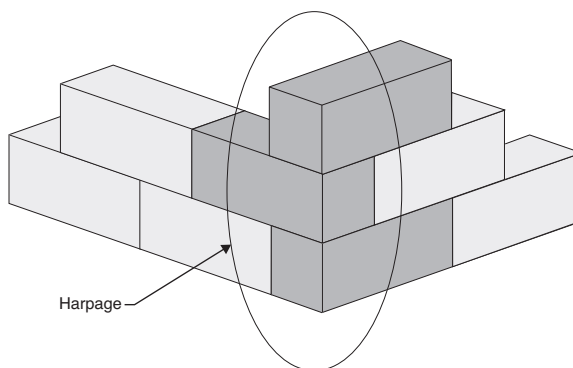
Les murs porteurs concourants sont liés entre eux.

La liaison est capable de transmettre les charges verticales et latérales. Elle est réalisée par :

Un appareillage spécifique de la maçonnerie, par exemple un harpage des éléments (fig. 32)	OU	Des armatures d'ancrage pénétrant à l'intérieur de chaque mur
--	----	---

Les murs porteurs adjacents sont montés simultanément.

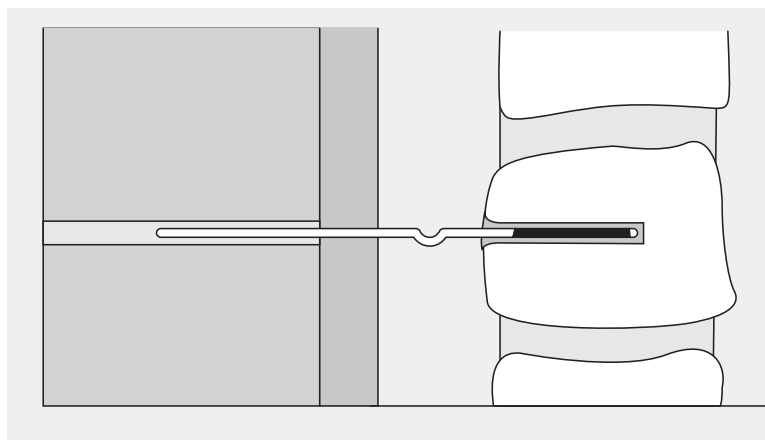
Fig. 32 : harpage des éléments. Le harpage consiste à faire interpénétrer les éléments des deux murs. Il peut être associé à un chaînage



5.2.2 Liaisons par attaches des murs creux ou d'habillage

Elles sont utilisées pour liaisonner les parois des murs creux, murs d'habillage et murs composites (fig. 33).

Fig. 33 : attache d'ancrage d'un mur double avec isolation



5.2.2.1 Nombre minimal d'attaches

Le nombre n_t d'attaches par mètre carré est au moins égal à :

$$n_t \geq \max \left(\frac{W_{Ed}}{F_d} ; n_{tmin} \right) \quad (7.3)$$

où :

W_{Ed} est la valeur de calcul de la charge horizontale à transmettre par mètre carré,

F_d est la résistance de calcul en compression ou en traction d'une attache,

n_{tmin} est le nombre minimum d'attaches.

La valeur de calcul de la charge horizontale W_{Ed} correspond en général aux charges dues au vent.

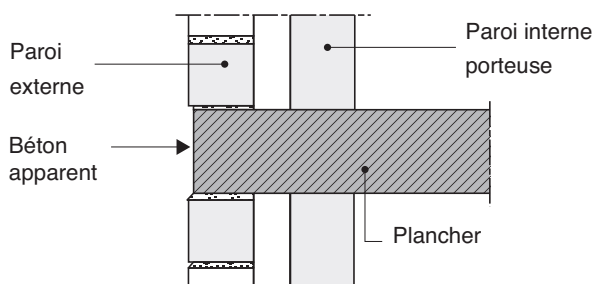
Selon l'EN 845-1, le constructeur doit déclarer la résistance des attaches. Il convient ensuite de diviser la valeur déclarée par le coefficient de sécurité de la maçonnerie γ_M (tableau 11 du chapitre 4) afin d'obtenir la résistance de calcul F_d .

Le nombre minimal d'attaches n_{tmin} est donné par l'Annexe nationale de l'eurocode 6. Il varie actuellement selon les indications données dans la norme XP P10 202 (DTU 20.1).

Le DTU 20.1 prescrit des valeurs différentes selon la nature des matériaux constituant le mur, la largeur d'appui en pied et la hauteur libre de la paroi externe. Il distingue 3 cas :

- **Cas 1** : Le bandeau ou le chaînage sont apparents.

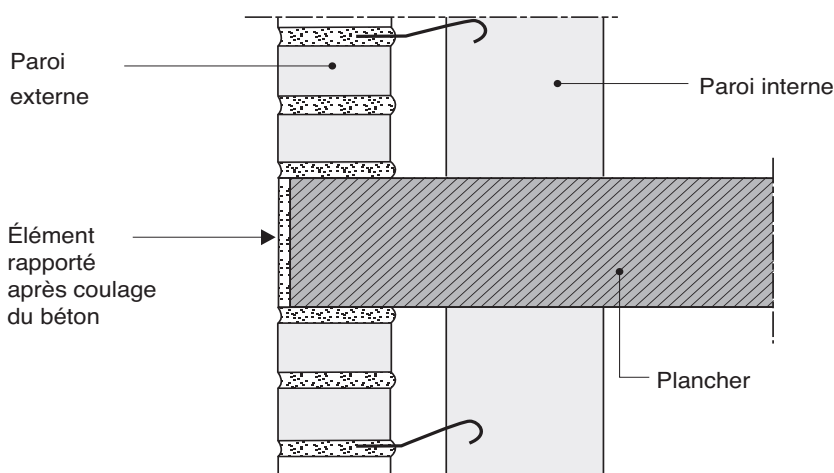
Fig. 34 : cas 1 – chaînage apparent



- **Cas 2** : Le bandeau ou le chaînage sont masqués par un élément rapporté après coulage du béton.

Le plancher doit reposer sur au moins $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur du mur.

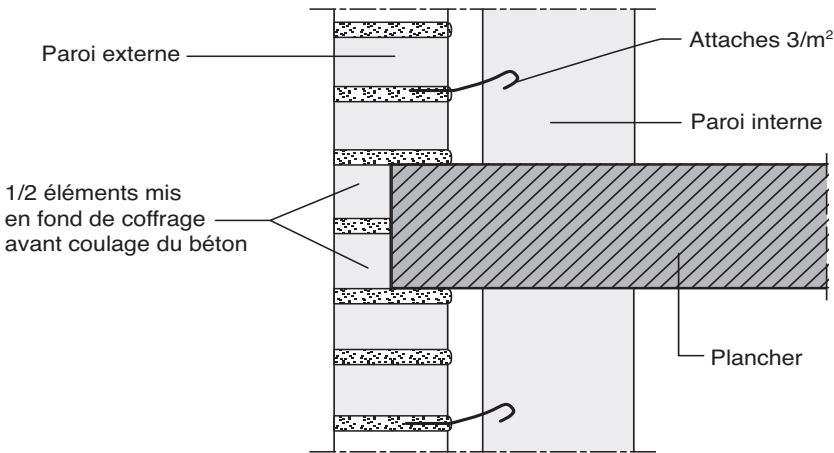
Fig. 35 : cas 2 – chaînage masqué



- **Cas 3** : Le bandeau ou le chaînage sont masqués par un habillage constitué de demi-éléments de maçonnerie (mulots) mis en fond de coffrage avant coulage du béton.

Le plancher doit reposer sur au moins 50 % de l'épaisseur du mur. Cette configuration n'est admise que pour des bâtiments d'au plus 3 étages.

Fig. 36 : cas 3 – chaînage coffré



Remarque

Configuration supprimée dans la révision 2008 du DTU 20.1.

Les tableaux 3 à 5 donnent le nombre minimal d’attaches en fonction :

- de la paroi extérieure ;
- du nombre de niveaux où la paroi extérieure est filante devant les planchers ;
- du type de liaison (cas 1 à cas 3 – fig. 34 à 36).

Tableau 3 : paroi externe en pierre d’épaisseur comprise entre 8 cm et 10 cm

Nombre de niveaux	Type de repos de plancher	
	Cas 1	Condition supplémentaire
1	2/m²	
2 ou hauteur < 8 m	5/m²	Pans de murs de longueur < 12 m

Tableau 4 : paroi externe en matériaux pleins ou perforés destinés à rester apparents d’épaisseur comprise entre 10 cm et 15 cm

Nombre de niveaux	Type de repos de plancher			
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Condition supplémentaire
1	0	2/m²	3/m²	
2 ou hauteur < 8 m	3/m²	5/m²	⌘	Pans de murs de longueur < 12 m
3	3/m²	⌘	⌘	Pans de murs de longueur < 12 m et des attaches doivent être disposées en plus au droit des éléments raidisseurs de la paroi interne (planchers refends, etc.) à raison de 1/m

Tableau 5 : paroi externe enduite, en matériaux pleins ou perforés d'épaisseur comprise entre 15 cm et 20 cm

Nombre de niveaux	Type de repos de plancher	
	Cas 1	Condition supplémentaire
1	0	
2 ou hauteur < 8 m	1/m ²	Pans de murs de longueur < 12 m
3	3/m ²	Pans de murs de longueur < 12 m

Quel que soit le nombre d'attaches n_t à mettre en œuvre, celles-ci doivent être réparties de manière régulière sur la surface de la paroi.

6. Saignées et réservations

La stabilité du mur ne doit pas être affectée par les saignées ou réservations.

La profondeur des saignées et réservations ne doit pas excéder la moitié de l'épaisseur du mur.

Les saignées ou réservations ne sont pas admises dans les linteaux, chaînages ou maçonnerie armée.

6.1 Saignées et réservations verticales

Lorsque les saignées et réservations verticales respectent les dispositions du tableau 6, la réduction de résistance qu'elles entraînent est admise sans calcul.

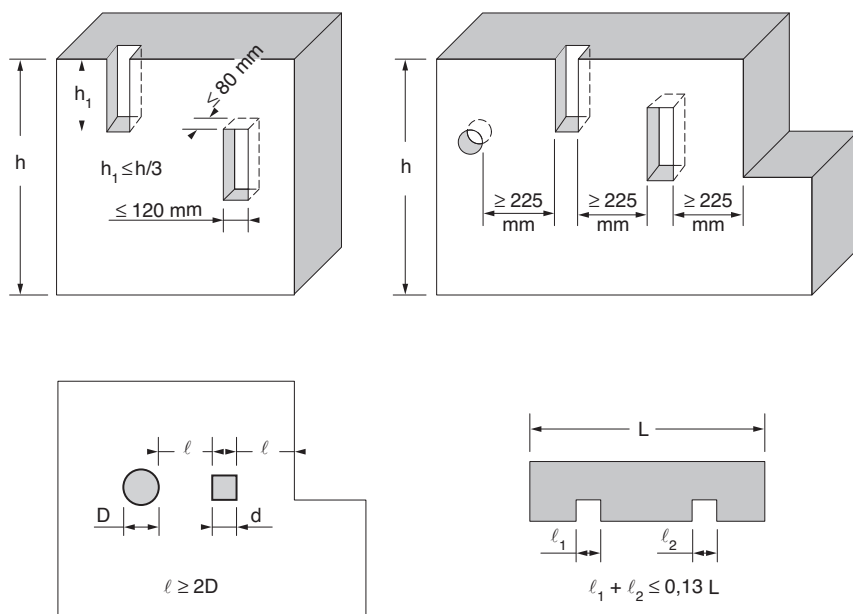
Tableau 6 : taille des saignées et des réservations verticales admises sans calcul

Épaisseur du mur (mm)	Saignées et réservations constituées après construction de la maçonnerie		Saignées et réservations constituées au cours de la construction de la maçonnerie	
	Hauteur max (mm)	Largeur max (mm)	Épaisseur minimale de mur restante (mm)	Largeur max (mm)
85-115	30	100	70	300
116-175	30	125	90	300
176-225	30	150	140	300
226-300	30	175	175	300
> 300	30	200	215	300

Dispositions à appliquer pour la prise en compte de ce tableau :

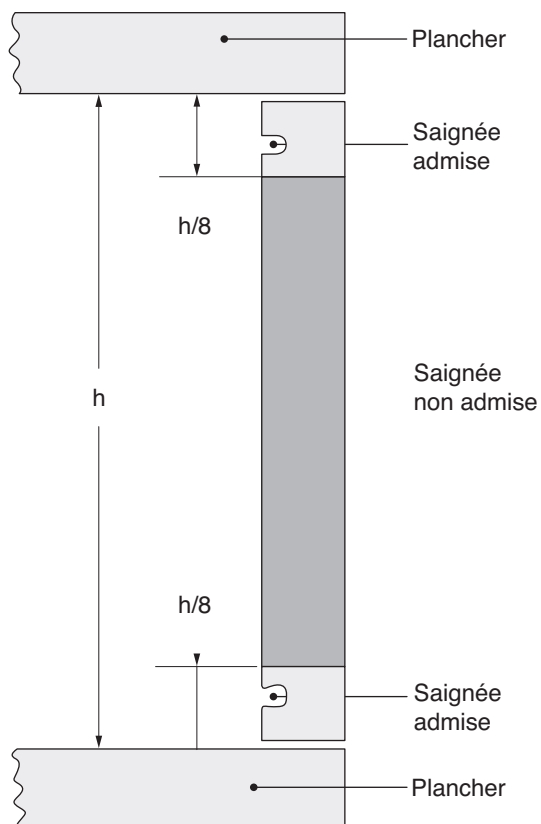
- la profondeur maximale d'une saignée est la profondeur atteinte pendant la réalisation ;
- pour un mur de 225 mm d'épaisseur au moins, les saignées verticales de longueur inférieure au tiers de la hauteur du mur ont une profondeur maximale de 80 mm, et une largeur maximale de 120 mm ;
- la distance horizontale séparant une saignée verticale d'une réservation, d'une ouverture ou d'une autre saignée verticale est au moins 225 mm ;
- la distance horizontale séparant une réservation d'une ouverture ou d'une autre réservation est au moins le double de la plus large des réservations. Les réservations considérées sont aussi bien d'un même côté que de part et d'autre du mur ;
- la largeur cumulée des réservations horizontales n'excède pas 0,13 fois la longueur du mur.

Fig. 37 : saignées verticales et réservations



6.2 Saignées horizontales ou inclinées

Lorsque des saignées horizontales ou inclinées ne peuvent être évitées, elles sont à implanter en partie haute ou basse du mur, sur une hauteur ne dépassant pas 1/8 de la hauteur libre du mur (fig. 38).

Fig. 38 : saignées horizontales

Si les saignées horizontales ou inclinées respectent les dispositions du tableau 7, la réduction de résistance qu'elles entraînent est admise sans calcul.

Tableau 7 : taille des saignées horizontales ou inclinées admises sans calcul

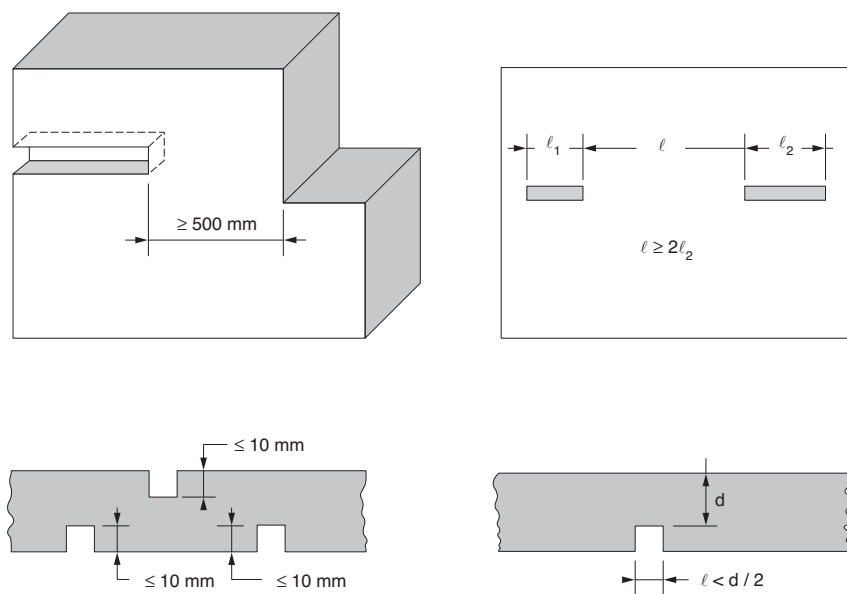
Épaisseur du mur (mm)	Profondeur maximale (mm)	
	Longueur non limitée	Longueur $\leq 1\,250$ mm
85-115	0	0
116-175	0	15
176-225	10	20
226-300	15	25
> 300	20	30

Dispositions à appliquer pour la prise en compte de ce tableau :

- la profondeur maximale d'une saignée est la profondeur atteinte pendant la réalisation ;

- entre la fin d'une saignée horizontale et une ouverture, la distance horizontale est au moins 500 mm ;
- la distance horizontale séparant deux saignées horizontales adjacentes de longueur limitée est au moins le double de la saignée la plus longue. Les saignées considérées sont aussi bien d'un même côté que de part et d'autre du mur ;
- pour un mur de 115 mm d'épaisseur au moins, la profondeur admise des saignées est augmentée de 10 mm pour une saignée taillée à la machine. Si c'est le cas, des rainures de profondeur 10 mm au plus sont réalisables de part et d'autre d'un mur de 225 mm au moins ;
- la largeur d'une saignée n'excède pas la moitié de l'épaisseur résiduelle du mur.

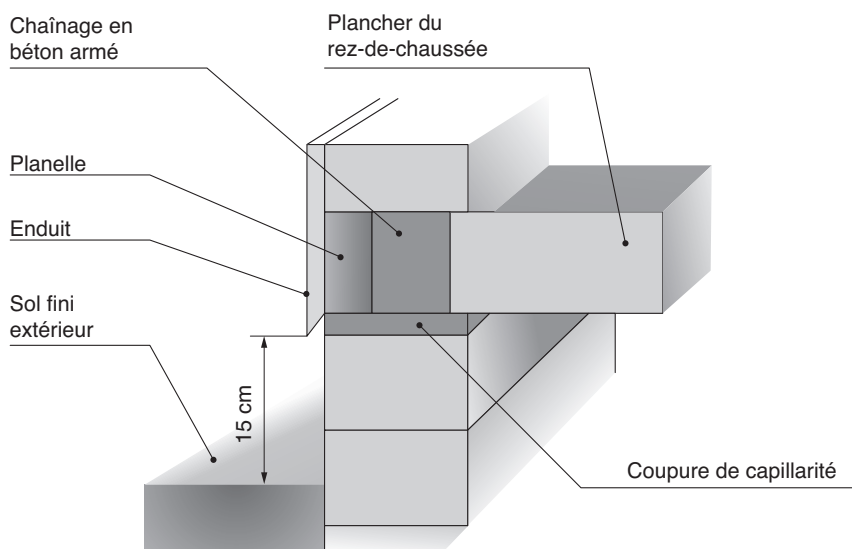
Fig. 39 : taille maximale des saignées horizontales ou inclinées



7. Coupures de capillarité

Des coupures de capillarité sont placées au contact entre murs et planchers pour éviter les remontées d'humidité.

Fig. 40 : coupures de capillarité



Les coupures de capillarité doivent transmettre les charges horizontales et verticales sans subir ni causer de dommage.

La liaison par adhérence-frottement qui en résulte doit être suffisante pour limiter le mouvement relatif de la maçonnerie dû aux effets de la dilatation thermique.

La résistance au cisaillement peut être déterminée par la norme EN 1052-3, Méthodes d'essai de la maçonnerie – Partie 3 : Détermination de la résistance au cisaillement, en tenant compte de la couche de coupure de capillarité.

8. Chargement de la maçonnerie en phases provisoires

- Avant d'être chargée, la maçonnerie doit avoir atteint une résistance suffisante.
- Avant d'être remblayé, un mur de soutènement doit avoir atteint une résistance suffisante pour résister aux charges du remblai et de son compactage.
- En phase de construction, les murs non appuyés sont momentanément étayés pour résister aux charges de vent.

1. Durabilité

1.1 Classes d'exposition des ouvrages de maçonnerie

La durabilité d'une maçonnerie doit être adaptée à la durée indicative d'utilisation de l'ouvrage qui est à préciser pour chaque projet (tableau 1 du chapitre 4).

Elle est fonction des conditions d'exposition de l'ouvrage :

- au mouillage ou à la pluie (fig. 1 et 2) ;
- aux actions répétées du gel et du dégel ;
- à la présence de substances chimiques, ions sulfates en particulier, se trouvant dans les éléments ou le mortier, dans les sols ou l'eau de ruissellement. Ils entraînent différentes réactions chimiques pouvant provoquer de simples efflorescences ou pouvant altérer la résistance de l'ouvrage.

Le tableau 1 définit les classes d'exposition applicables aux maçonneries.

Tableau 1 : classes d'exposition pour les maçonneries

Classe	Micro-conditions de la maçonnerie (type d'exposition)	Exemples d'exposition
MX1 X0, XC(*)	Environnement sec	Intérieur des bâtiments d'habitation et de bureaux Paroi intérieure de murs creux ne risquant pas d'être humide Maçonnerie extérieure enduite, non exposée à une pluie battante modérée ou sévère et isolée de l'humidité pouvant provenir de matériaux ou de maçonneries adjacents
MX2 XC(*) MX2.1 MX2.2	Humidité et mouillage <ul style="list-style-type: none"> – Humidité et mouillage – Pas de cycles de gel/dégel – Sources externes sans ou avec peu de sulfates ou de produits chimiques agressifs – Mouillage important – Pas de cycles de gel/dégel – Sources externes sans ou avec peu de sulfates ou de produits chimiques agressifs 	Maçonnerie intérieure exposée à d'importants niveaux de vapeur d'eau (laverie par exemple) Murs extérieurs non exposés à des pluies battantes sévères ou au gel, couverts par un surplomb (avant-toit ou chaperon) Maçonnerie en zone hors gel dans un sol non agressif et bien drainé Murs extérieurs avec chaperons ou avant-toits, acrotères Murs libres, enterrés ou sous l'eau

MX3 XC + XF(*) MX3.1 MX3.2	Humidité ou mouillage + gel/dégel <ul style="list-style-type: none">– Humidité ou mouillage– Cycles de gel/dégel– Sources externes sans ou avec peu de sulfates ou de produits chimiques agressifs– Mouillage sévère– Cycles de gel/dégel– Sources externes sans ou avec peu de sulfates ou de produits chimiques agressifs	Maçonnerie de la classe MX2.1, exposée à des cycles de gel/dégel Maçonnerie de la classe MX2.2, exposée à des cycles de gel/dégel
MX4 XD(*)	Air saturé en sel, eau de mer, sels fondants, chlorures	Maçonnerie en région côtière Maçonneries exposées aux sels de déverglaçage
MX5 XA(*)	Environnement chimique agressif	Maçonneries avec environnement fortement concentré en sulfates ⁽²⁾ Maçonnerie en contact avec des sols très acides (fondations par exemple) Maçonneries à proximité de zones industrielles où des produits chimiques agressifs sont présents dans l’air

1) Sources potentielles de sulfates : les sols naturels, les nappes d’eau souterraines, les décharges et les remblais, les matériaux de construction.

2) La norme ne précise pas les seuils admissibles pour ces constituants. À titre indicatif l’EN 206 se réfère au classement suivant :

Présence de sulfates	Peu agressif	Moyennement agressif	Très agressif
Dans l’eau (en mg/l)	200 à 600	600 à 3 000	3 000 à 6 000
Dans les sols (en g/kg)	2 000 à 3 000	3 000 à 12 000	12 000 à 24 000

(*) Classes d’exposition correspondantes de l’EN 206-1.

Fig. 1 : exemples de détails de construction ayant une influence sur le mouillage de la maçonnerie

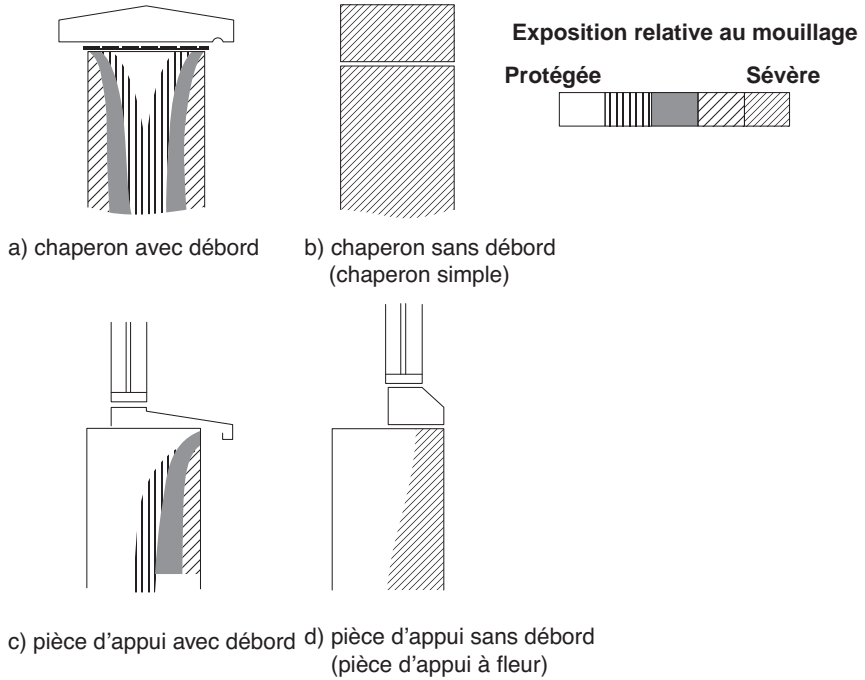


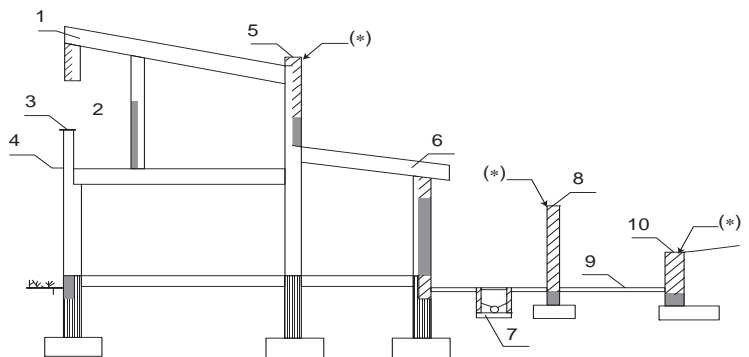
Fig. 2 : exemples d'exposition relatifs au mouillage de la maçonnerie

Exposition relative au mouillage
Protégée Sévère

Les limites des zones de mouillage relatif sont sujettes au macro-climat.

- 1) avant-toit surplombant
- 2) balcon
- 3) chaperon
- 4) enduit
- 5) acrotère
- 6) avant-toit
- 7) regard de visite
- 8) mur libre
- 9) surface pavée
- 10) mur de soutènement

(*) : exposition sévère pour le haut du mur



2. Spécifications relatives aux matériaux et à leur mise en œuvre

2.1 Spécifications admissibles pour les éléments de maçonnerie

Le tableau 2 précise les éléments de maçonnerie utilisables en fonction de leurs spécifications ou de leurs performances.

Les normes produits (EN 771-1 à 6) précisent les exigences de durabilité applicables et les essais de classification à entreprendre.

Tableau 2 : spécifications admissibles des éléments de maçonnerie pour assurer la durabilité

Classe d'exposition (voir tableau A.1)	Éléments de maçonnerie en terre cuite conformément à l'EN 771-1 ⁽¹⁾	Élément de maçonnerie en silico-calcaire conformément à l'EN 771-2	Éléments de maçonnerie en béton de granulats conformément à l'EN 771-3		Éléments de maçonnerie en béton cellulaire autoclavé conformément à l'EN 771-4	Éléments de maçonnerie en pierre reconstituée conformément à l'EN 771-5	Éléments de maçonnerie en pierre naturelle conformément à l'EN 771-6
			(granulats courants)	(granulats légers)			
MX1 ^(a)	Tous	Tous	Tous	Tous	Tous	Tous	Tous
MX2.1	F0, F1 ou F2/S1 ou S2	Tous	Tous	Tous	Tous	Tous	Tous
MX2.2	F0, F1 ou F2/S1 ou S2	Tous	Tous	Tous	≥ 400 kg/m ³	Tous	Tous
MX3.1	F1 ou F2/S1 ou S2	Résistant au gel/dégel	Résistant au gel/dégel	Résistant au gel/dégel	≥ 400 kg/m ³	Tous	Voir le fabricant
MX3.2	F2/S1 ou S2	Résistant au gel/dégel	Résistant au gel/dégel	Résistant au gel/dégel	≥ 400 kg/m ³	Tous	Voir le fabricant
MX4	Dans chaque cas, évaluer le degré d'exposition aux sels, au mouillage et aux cycles de gel/dégel et consulter le fabricant						
MX5	Dans chaque cas, il convient d'évaluer spécifiquement l'environnement et l'effet des produits chimiques, en prenant en compte les concentrations, les quantités présentes et la réactivité, et de consulter le fabricant.						

a) La classe MX1 est valable tant que la maçonnerie, ou l'un de ses composants, n'est pas exposée au cours de la construction à des conditions plus sévères sur un laps de temps prolongé.

1) L'EN 771-1 précise trois classes de résistance au gel/dégel :

- F0 : pas d'exposition au gel ;
- F1 : exposition modérée ;
- F2 : exposition sévère.

Cette norme définit également trois classes de teneur en sels solubles contenus dans les éléments de maçonnerie :

Catégorie	Pourcentage total maximal en masse		Remarques
	Ions Na + k	Ions Mg	
S0	Pas d'exigence	Pas d'exigence	Éléments protégés de la pénétration d'eau (enduit, bardage, paroi intérieure de mur double, mur intérieur)
S1	0,17	0,08	
S2	0,06	0,03	

2.2 Spécifications du mortier de montage

Le tableau 3 indique la classe de mortier à utiliser en fonction de la classe d'exposition définie dans l'EN 998-2.

Conformément à l'EN 998-2, le pourcentage de chlorure contenu dans le mortier est à limiter à 0,1 % de la masse sèche du mortier (analyse effectuée à partir de la teneur en chlorure de chaque constituant). Cette spécification est à vérifier en particulier pour les mortiers réalisés directement sur le chantier. Elle est en principe vérifiée par le fournisseur pour les mortiers livrés en sac. À noter que tous les ciments contiennent moins de 0,1 % de chlorure.

Le choix du ciment pourra être spécifié selon les indications suivantes :

- CEM II : usage courant
- CEM I PM ES, CEM III/C ou CEM V PM ES pour les milieux agressifs (fondations en contact avec des eaux séléniteuses par exemple) (voir les figures 1 et 2 pour les classes d'exposition).

Tableau 3 : spécifications admissibles des mortiers de montage pour assurer la durabilité

Classe d'exposition (voir tableau A.1)	Mortier en combinaison avec tout type d'élément ⁽¹⁾
MX1 ^(a) (b)	P, M ou S
MX2.1	M ou S
MX2.2	M ou S ^(c)
MX3.1	M ou S
MX3.2	S ^(c)
MX4	Dans chaque cas, évaluer le degré d'exposition aux sels, au mouillage et aux cycles de gel/dégel et consulter le fabricant des matériaux constitutifs.
MX5	Dans chaque cas, il convient d'évaluer spécifiquement l'environnement et l'effet des produits chimiques, en prenant en compte les concentrations, les quantités présentes et la réactivité, et consulter le fabricant des matériaux constitutifs.
<p>a) La classe MX1 est valable tant que la maçonnerie, ou l'un de ses composants, n'est pas exposée au cours de la construction à des conditions plus sévères sur un laps de temps prolongé.</p> <p>b) Lorsque des mortiers de désignation P sont spécifiés, il est essentiel de s'assurer que les éléments de maçonnerie, les mortiers et la maçonnerie en construction sont entièrement protégés contre la saturation et le gel.</p> <p>c) Lorsque des éléments de maçonnerie en terre cuite appartenant à la catégorie de teneur en sels solubles S1 doivent être utilisés dans la maçonnerie de classe d'exposition MX2.2, MX3.2, MX4 et MX5, il convient que les mortiers soient, en plus, résistants aux sulfates.</p>	
<p>1) Classes d'exposition des mortiers selon l'EN 998-2 :</p> <p>P : maçonnerie en environnement passif ;</p> <p>M : maçonnerie en environnement modéré ;</p> <p>S : maçonnerie en environnement sévère.</p>	

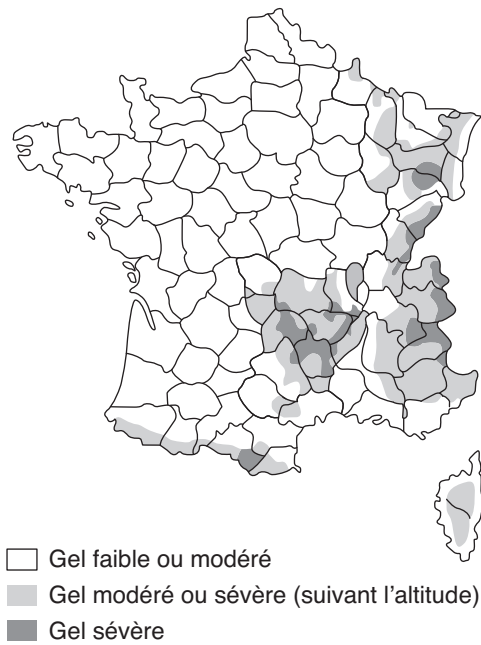
2.3 Spécifications du béton de remplissage

Les caractéristiques de ce béton sont vérifiées conformément aux spécifications de la norme EN 206-1. Ses spécifications sont fonction des conditions environnementales (voir tableau 1).

Tableau 4 : exemple de spécifications du béton selon les classes d'exposition de l'EN 206-1

Classes d'exposition EN 206-1	X0	XC1, XC2	XF1, XC3, XC4	XF2
	Pas d'agression Béton faiblement armé avec enrobage de 5 cm	Protégé de l'humidité	Exposition aux sels de déverglaçage Exposition à l'humidité	Exposition aux sels de déverglaçage avec gel modéré (fig. 3)
Classe de résistance minimale	—	C20/25	C25/30	C25/30
Teneur minimale en ciment (ou en liant équivalent) (kg/m³)	150	260	280	300
Teneur minimale en air (en %)	—	—	—	4

Fig. 3 : carte de gel (NF EN 206-1)



2.4 Spécifications des armatures

2.4.1 Choix des aciers selon la classe d'exposition

Le tableau 5 donne le choix des armatures selon la classe d'exposition (Annexe nationale française).

Tableau 5 : choix pour la durabilité des aciers d'armatures (Annexe nationale française)

Classe d'exposition (a)	Niveau minimal de protection de l'acier d'armature		
	située dans du mortier	située dans du béton avec un enrobage inférieur à celui requis selon le tableau 4	
MX1	Acier non protégé ^(b)	Acier non protégé	
MX2	Acier à galvanisation forte ou avec protection équivalente ^(c)	Acier non protégé, ou si du mortier est utilisé pour remplir les évidements, acier à galvanisation forte ou avec protection équivalente ^(c)	
	Acier non protégé dans une maçonnerie enduite sur la face exposée ^(d)		
MX3	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ou 304 ⁽¹⁾	Acier à galvanisation forte ou avec protection équivalente ^(c)	
	Acier non protégé dans une maçonnerie enduite sur la face exposée ^(d)		
MX4	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ⁽¹⁾ Acier à galvanisation forte ou avec protection équivalente ^(b) avec un mortier enduit sur la face exposée ^(d)	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ⁽¹⁾	
MX5	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ou 304 ^{(e)(1)}	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ou 304 ^{(e)(1)}	
a) Voir l'EN 1996-2.			
b) Pour la paroi interne des murs creux extérieurs susceptibles de présenter une certaine humidité, il convient d'utiliser de l'acier, à galvanisation élevée ou avec une protection équivalente telle qu'indiquée en c.			
c) Il est recommandé de galvaniser l'acier avec une masse minimale de revêtement de zinc de 900 g/m ² ou avec une masse minimale de revêtement de zinc de 60 g/m ² recouvert d'un revêtement adhérent époxy d'au moins 80 µm avec une moyenne de 100 µm. La galvanisation est à réaliser après mise en forme de l'armature.			
d) Il convient que le mortier soit d'usage courant ou pour joints minces, de classe d'au moins M4, et il est recommandé de porter l'enrobage à 30 mm et d'enduire la maçonnerie à l'aide d'un mortier d'enduit conformément à la norme NF P 15-201 (DTU 26.1).			
e) L'acier inoxydable austénitique peut ne pas toujours convenir à l'ensemble des environnements agressifs, et il convient de considérer ces derniers sur une base de projet au cas par cas.			
1) Les aciers inoxydables sont aujourd'hui couverts par la norme EN 10088. Les correspondances avec les références américaines (AISI) sont données ci-dessous :			
Désignation symbolique EN 10 088	Désignation numérique EN 10 088	Désignation numérique AISI	Famille de produit
X5CrNi18-10	1.4301	304	Austénitique de base
X5CrNiMo17-12-2	1.4401	316	Austénitique avec molybdène (amélioration de la résistance à la corrosion)

2.4.2 Distances d'enrobage

Le tableau 6 précise la distance d'enrobage c_{nom} à utiliser pour l'acier au carbone non protégé (Annexe nationale française).

Deux possibilités existent pour la prescription du béton selon qu'il s'agit de béton prêt à l'emploi livré sur chantier ou de béton confectionné sur le site par l'entreprise.

**Tableau 6 : distance d'enrobage c_{nom} à utiliser pour l'acier au carbone non protégé
(Annexe nationale française)**

Classe d'exposition	1 ^{er} cas	Classe de résistance minimale du béton (BPS ⁽¹⁾ ou BCP ⁽¹⁾ étude)				
		C12/C20	C20/C25	C25/C30	C30/C37	C35/C45 ou plus
	2 ^e cas	Béton réalisé sur chantier (BCP ¹), teneur minimale en ciment ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾ en kg/m ³				
		au moins 150	260	280	330	350 ou plus
		Rapport maximal eau/ciment				
		–	0,65	0,60	0,55	0,50
Épaisseur de l'enrobage de béton minimal en mm						
MX1 ⁽⁵⁾⁽⁶⁾		20	20	20	20	20
MX2.1		–	25	25	20	20
MX2.2		–	–	25	25	25
MX3		–	–	30	30	30
MX4 ⁽⁷⁾		–	–	–	40	40
MX5 ⁽⁷⁾		–	–	–	–	45

1) BPS : béton à propriétés spécifiées ; BCP : béton à composition prescrite.

2) Toutes les compositions sont fondées sur l'utilisation de granulats courants de granulométrie maximale nominale de 20 mm. Lorsque des granulats de granulométrie différente sont utilisés, il convient de régler la teneur en ciment de + 20 % pour des granulats de 14 mm et de + 40 % pour des granulats de 10 mm.

3) La composition du béton doit être adaptée pour assurer un enrobage complet de l'armature du chaînage et une compacité optimale du béton en place qui est la principale qualité demandée. C'est en particulier le cas pour le dosage en ciment, comme indiqué en b, et la dimension du plus gros granulat qui doit décroître en même temps que l'enrobage nominal prescrit.

4) Pour les maçonneries enduites sur la face exposée à l'aide d'un mortier d'enduit conformément à la norme NF P 15-201 (DTU 26.1), les cmom peuvent être réduits d'une valeur allant jusqu'à 10 mm, correspondant à la couche de mortier d'enduit appliqué si la granulométrie des granulats du béton le permet et si l'épaisseur minimale d'enrobage de 15 mm est respectée.

5) Alternativement le mélange ci-après 1 : 0 à π : 3 : 2 (ciment : chaux : sable : mélange nominal de granulats de 10 mm en volume) peut être utilisé pour satisfaire à la situation d'exposition MX1, lorsque l'enrobage de l'armature a une épaisseur minimale de 15 mm.

6) Ces enrobages peuvent être réduits à une épaisseur minimale de 15 mm à condition que la granulométrie maximale nominale du granulat ne soit pas supérieure à 10 mm.

7) Lorsque le béton de remplissage peut être soumis au gel tout en étant encore humide, il convient d'utiliser du béton résistant au gel.

2.4.3 Armatures préfabriquées pour joints d'assise

Le tableau 7 précise les systèmes de protection applicables.

Tableau 7 : systèmes de protection pour armatures préfabriquées pour joints d'assise

Matériau ⁽¹⁾	N° réf.	Classe d'exposition				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Acier inoxydable austénitique (alliages molybdène chrome nickel)	R1	U	U	U	U	R
Acier inoxydable austénitique (alliage chrome nickel)	R3	U	U	U	R	R
Fil d'acier galvanisé (265 g/m ²)	R13	U	R	R	X	X
Fil d'acier galvanisé (60 g/m ²) avec un revêtement organique sur toutes les surfaces du composant fini	R18	U	U	U	R	X
Fil d'acier galvanisé (105 g/m ²)	R19	U	R	R	X	X
Fil d'acier galvanisé (60 g/m ²)	R20	U	X	X	X	X
Tôle d'acier pré-galvanisé (137 g/m ²)	R21	U	X	X	X	X
Légende : U – utilisation sans limite du matériau dans la classe d'exposition indiquée ; R – utilisation limitée ; consulter le fabricant ou un spécialiste pour des conseils sur les conditions de calcul spécifiques ; X – matériau non recommandé pour une utilisation dans cette classe d'exposition.						
1) La spécification complète du matériau et du revêtement correspondant au numéro ou à la lettre de référence est donnée dans l'EN 845-3. Les masses de revêtement appliquées indiquées sont des valeurs approchées pour une face.						

2.5 Linteaux

Le tableau 8 précise les systèmes de protections applicables aux linteaux visés par l'EN 845-2, fonction de la classe d'exposition.

Tableau 8 : linteaux – systèmes de protection utilisables en fonction de la classe d'exposition

Matériau ⁽¹⁾	N° réf.	Classe d'exposition				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Acier inoxydable austénitique (alliages chrome nickel)	L3	U	U	U	R	R
Composant en acier galvanisé (710 g/m ²)	L10	U	U	U	R	X
Composant en acier galvanisé (460 g/m ²)	L11	U	D	D	R	X
Composant en acier galvanisé (460 g/m ²) avec un revêtement organique sur les surfaces supérieures spécifiées	L11.1	U	U	U	R	X
Composant en acier galvanisé (460 g/m ²) avec un revêtement organique sur les surfaces supérieures spécifiées	L11.2	U	U	U	R	X
Tôle ou feuillard d'acier galvanisé (300 g/m ²) avec un revêtement organique sur toutes les surfaces extérieures du composant fini	L12.1	U	U	U	R	X

Tôle ou feuillard d'acier galvanisé (300 g/m ²) avec un revêtement organique sur toutes les surfaces extérieures du composant fini	L12.2	U	U	U	R	X
Tôle ou feuillard d'acier galvanisé (300 g/m ²) avec un revêtement organique sur tous les bords de coupe	L14	U	D	D	R	X
Tôle ou feuillard d'acier galvanisé (137 g/m ²) avec un revêtement organique sur toutes les surfaces extérieures du composant fini	L16.1	U	D	D	R	X
Tôle ou feuillard d'acier galvanisé (137 g/m ²) avec un revêtement organique sur toutes les surfaces extérieures du composant fini	L16.2	U	U	U	R	X
Béton ⁽²⁾ ou béton et maçonnerie	A	U	U	R	R	R
Béton ⁽²⁾ ou béton et maçonnerie	B	U	U	R	R	X
Béton ⁽²⁾ ou béton et maçonnerie	C	U	U	R	X	X
Béton ⁽²⁾ ou béton et maçonnerie	D	U	U	X	X	X
Béton ⁽²⁾ ou béton et maçonnerie	E	U	X	X	X	X
Béton ⁽²⁾ ou maçonnerie avec armature en acier inoxydable	F	U	U	R	R	R
Béton cellulaire autoclavé avec armature protégée par un système d'enrobage	G	U	R	R	R	R
Légende : U – Utilisation sans limite du matériau dans la classe d'exposition indiquée. R – Utilisation limitée ; consulter le fabricant ou un spécialiste pour des conseils sur les conditions de calcul spécifiques. D – Avec une barrière d'étanchéité au-dessus du linteau, l'utilisation n'est pas limitée (U). Sans barrière d'étanchéité au-dessus du linteau, l'utilisation est limitée (R). X – Matériau non recommandé pour une utilisation dans cette classe d'exposition.						
1) La spécification complète du matériau et du revêtement ou de l'enrobage par le béton correspondant au numéro ou à la lettre de référence est donnée dans la norme EN 845-2. Les masses de revêtement appliqué indiquées sont des valeurs approchées pour une face. 2) Le fabricant, ou un spécialiste, peut autoriser un usage moins restrictif pour les linteaux préfabriqués compte tenu de l'expérience locale.						

2.6 Composants accessoires et cornières

Le tableau 9 précise les systèmes de protection applicables sur les attaches, brides et fixations diverses visées par l'EN 845-1, par rapport aux classes d'exposition.

Tableau 9 : composants accessoires et cornières – matériaux utilisables en fonction de la classe d'exposition

Matériau ⁽¹⁾	N° réf.	Classe d'exposition				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Acier inoxydable austénitique (alliages molybdène chrome nickel)	1	U	U	U	U	R
Plastique utilisé pour les corps des attaches	2	U	U	U	U	R
Acier inoxydable austénitique (alliage chrome nickel)	3	U	U	U	R	R
Acier inoxydable ferritique	4	U	X	X	X	X

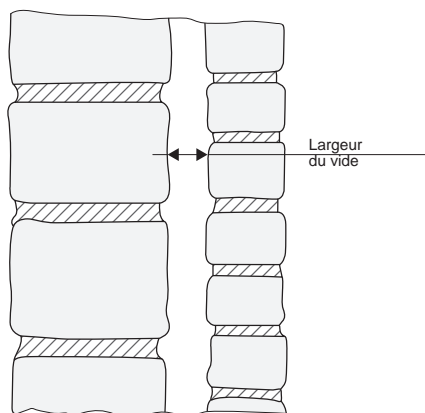
3. Termes utilisés dans l'exécution des travaux

3.1 Dossier de conception

Le dossier de conception regroupe les documents décrivant les exigences du concepteur pour la construction, à savoir : dessins, plannings, rapports d'essais, ainsi que des références à des instructions écrites du client.

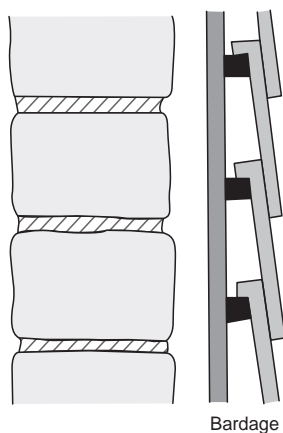
3.2 Largeur du vide

Fig. 4 : largeur du vide dans un mur double



3.3 Bardage

Fig. 5 : bardage sur lame d'air ventilée



4. Mise en œuvre des maçonneries

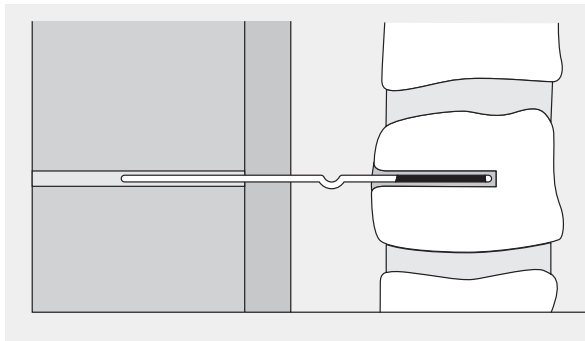
Une construction maçonnée est bien plus rigide que le sol sur lequel elle repose. Des joints de rupture (ou de fractionnement) permettent d'absorber les dilata-tions thermiques, le retrait-gonflement des matériaux exposés à des cycles sec-humide ou les effets d'éventuels micro-tassements du sol.

4.1 Mouvement de la maçonnerie

Lorsque des murs en intersection ne présentent pas tous un comportement similaire à la déformation, la liaison entre ces murs doit être en mesure de prendre en compte tout mouvement différentiel qui en résulte.

Des attaches sont disposées entre les parois de murs doubles pour permettre leur mouvement relatif dans le plan.

Fig. 6 : attache de solidarisation des deux parois d'un mur double



Des attaches sont à disposer entre la maçonnerie et d'autres structures auxquelles elle doit être ancrée.

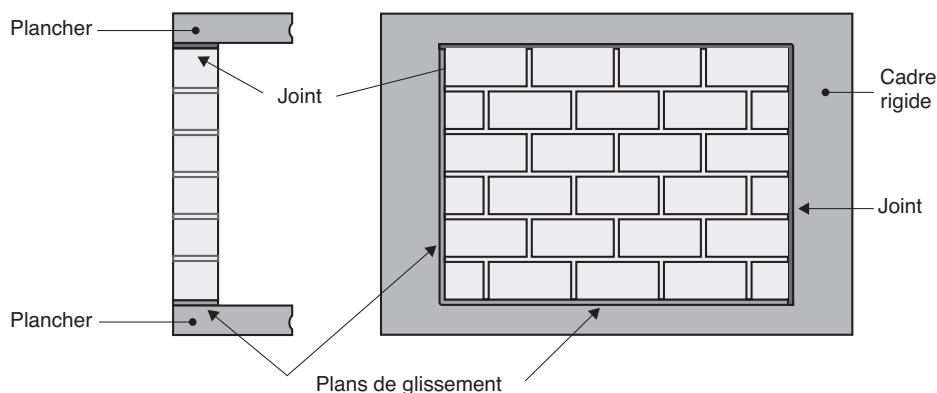
Dans les murs doubles dont les parois sont liées par des attaches ne permettant pas le mouvement (attaches trop rigides par exemple), les joints de rupture horizontaux (joints de désolidarisation) de la paroi extérieure sont espacés verticalement de telle sorte qu'ils n'occasionnent pas de descellement des attaches.

4.2 Joints de rupture

Des joints de rupture horizontaux et verticaux (fig. 8) sont disposés pour que la maçonnerie ne soit pas affectée par les effets des mouvements dus à :

- la température et l'humidité ;
- le fluage et le fléchissement ;
- les charges verticales et latérales.

Fig. 7 : la maçonnerie est désolidarisée du reste de l'ouvrage par des plans de glissement et des joints



Les critères à prendre en compte pour la conception et la position des joints de rupture sont les suivants :

- comportement à l'humidité du matériau de la maçonnerie ;
- dimension des panneaux et des ouvertures ;
- degré de liberté des liaisons ;
- réaction de la maçonnerie aux chargements à court terme et à long terme ;
- réaction de la maçonnerie aux conditions thermiques et climatiques ;
- résistance au feu ;
- exigences d'isolation thermique et acoustique ;
- présence ou absence d'armatures.

4.2.1 Largeur d'un joint de rupture

Le joint doit supporter les mouvements anticipés réversibles et irréversibles, sans endommager la maçonnerie.

4.2.2 Profondeur du joint de rupture par rapport de l'épaisseur de la paroi

Le joint de rupture concerne de préférence la totalité du mur, même double, ainsi que les finitions quand elles ne sont pas assez souples pour permettre le mouvement.

4.2.3 Disposition des plans de glissement

Ils sont disposés de telle façon qu'ils n'engendrent pas de contraintes de tractions excessives et de cisaillement dans les éléments adjacents.

4.2.4 Comportement à l'eau des joints de rupture

Des tubes d'évacuation ou évents sont disposés pour favoriser l'écoulement et éviter la pénétration de l'eau dans l'ouvrage.

4.2.5 Espacement des joints de rupture verticaux

ℓ_m est l'espacement horizontal maximal recommandé des joints de rupture verticaux des murs extérieurs non porteurs.

D'autres valeurs de ℓ_m peuvent figurer dans l'Annexe nationale propre à chaque pays.

Fig. 8 : définition des joints de rupture

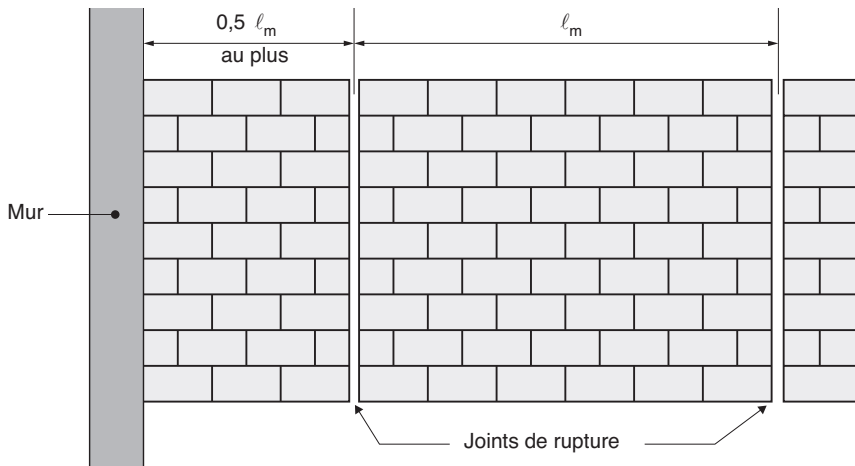


Tableau 10 : espacement horizontal maximal recommandé, ℓ_m , des joints de rupture verticaux dans des murs non porteurs et non armés

Type de maçonnerie	ℓ_m (en m)
Maçonnerie en terre cuite	12
Maçonnerie en silico-calcaire	8
Maçonnerie en béton de granulats courants ou légers et en pierre reconstituée	6
Maçonnerie en béton cellulaire autoclavé	6
Maçonnerie en pierre naturelle	12

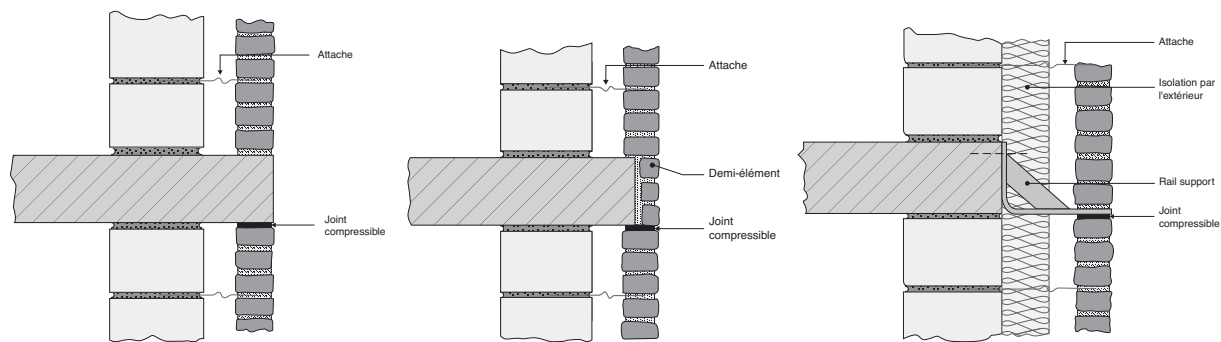
Des joints de rupture peuvent également être disposés dans des murs porteurs extérieurs pour maintenir leur intégrité structurale.

4.2.6 Espacement des joints de rupture horizontaux

Des joints de rupture horizontaux peuvent être nécessaires pour reprendre le mouvement vertical d'un mur d'habillage non armé ou dans la paroi extérieure

non porteuse et non armée d'un mur creux. Dans ce cas, l'espacement vertical des joints de rupture horizontaux tient compte du système d'appui de la paroi non porteuse.

Fig. 9 : joint de mouvement dans la paroi extérieure d'un mur double



4.3 Écarts géométriques de mise en œuvre admis

La combinaison des tolérances admises sur les produits et des tolérances admises à chaque phase de construction doit rester à l'intérieur des écarts géométriques admis sur l'ouvrage.

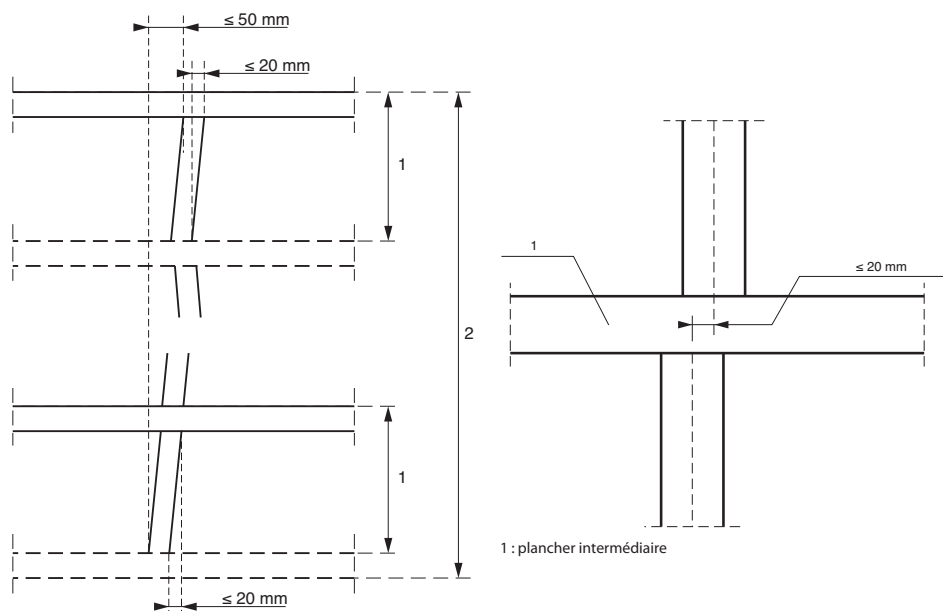
Les valeurs admises sont spécifiées dans le dossier de conception.

En l'absence de valeurs spécifiées dans le dossier de conception, celles du tableau 11 s'appliquent (voir également les figures 10 et 11).

Tableau 11 : écarts admis pour les éléments de maçonnerie

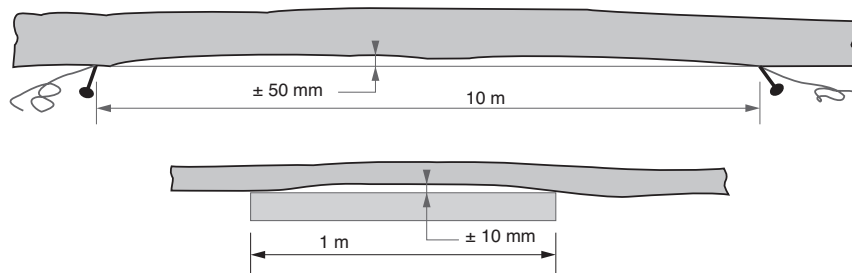
Position	Écart maximal
Verticalité	
dans un étage	± 20 mm
dans la hauteur totale d'un bâtiment de trois étages ou plus	± 50 mm
alignement vertical	± 20 mm
Rectitude⁽¹⁾	
pour 1 m	± 10 mm
pour 10 m	± 50 mm
Épaisseur	
de la paroi d'un mur ⁽²⁾	± 5 mm ou ± 5 % de l'épaisseur de la paroi, selon la valeur la plus grande
d'un mur creux total	± 10 mm
1) La rectitude est mesurée comme l'écart maximal par rapport à une ligne droite entre deux points quelconques. 2) Hormis les parois constituées d'un seul élément de maçonnerie en épaisseur ou en longueur, où les tolérances dimensionnelles des éléments de maçonnerie régissent l'épaisseur de la paroi.	

Fig. 10 : écarts verticaux maximaux



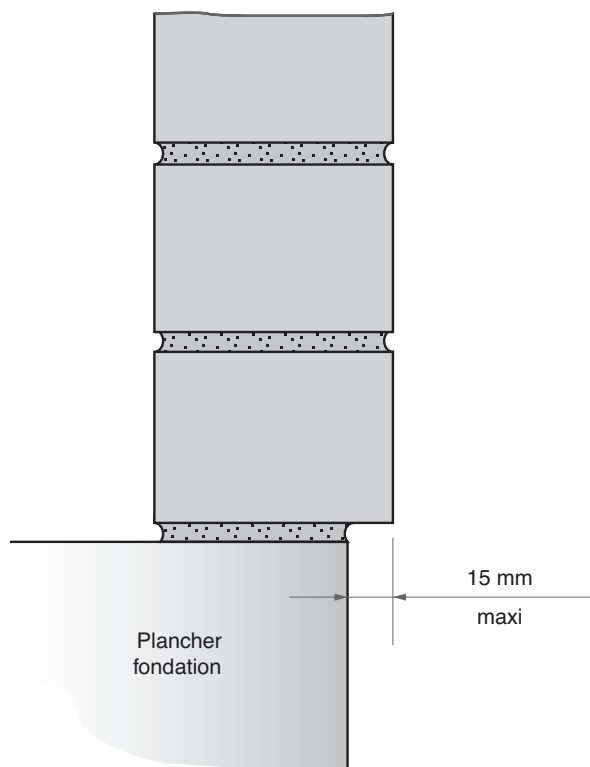
1 : hauteur de l'étage
2 : hauteur du bâtiment

Fig. 11 : tolérances de rectitude admises



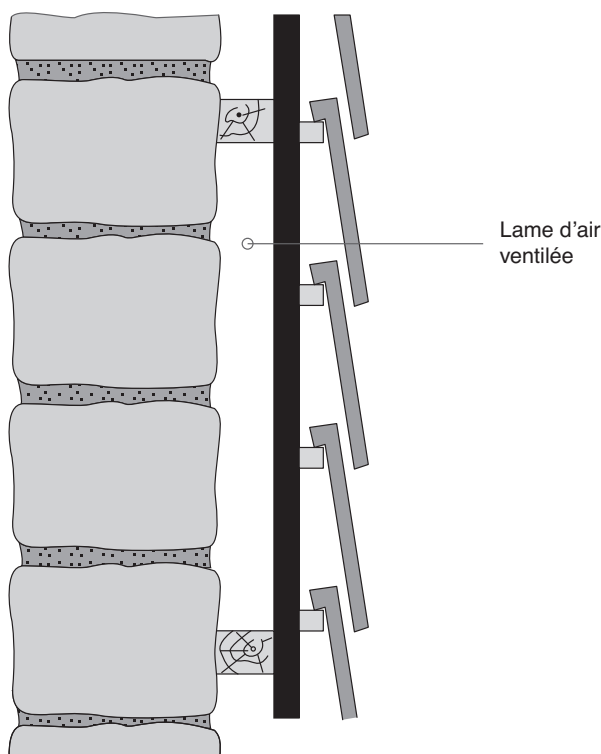
Sauf indication contraire, la première assise de la maçonnerie ne dépasse pas de plus de 15 mm le bord d'un plancher ou d'une fondation.

Fig. 12 : assise de la maçonnerie



4.4 Résistance à l'humidité des murs extérieurs

Pour augmenter la résistance à l'humidité d'une paroi maçonnée, on applique un enduit (norme NF EN 13914-1). Lorsqu'une barrière complète de résistance à la pluie est nécessaire, on met en œuvre un système de bardage ventilé résistant à l'eau.

Figure 13 – Bardage ventilé

4.5 Préparation des matériaux

4.5.1 Mortiers et bétons de remplissage préparés sur le chantier

La formulation du mélange pour obtenir la performance requise est indiquée dans le dossier de conception. Si ce n'est pas le cas, la formulation et la méthode de gâchage sont choisies après essais ou sur la base de règles de l'art localement applicables.

Lorsque le dossier de conception fixe une formulation et des essais, il peut arriver que ces derniers n'aboutissent pas à la performance requise. La formulation doit dans ce cas être revue et validée ensuite par le concepteur. Voir aussi chapitre 2, paragraphe 2 « Le mortier de montage ».

4.5.2 Adjuvants et additions

Seuls sont autorisés les adjuvants, additifs et pigments mentionnés dans le dossier de conception.

4.5.3 Proportion d'eau dans le béton de remplissage

La proportion d'eau dans le béton de remplissage tient compte de la quantité d'eau absorbée par les éléments de maçonnerie et les joints de mortier.

4.5.4 Méthode et durée de gâchage

Le gâchage est effectué au moyen d'un malaxeur mécanique. Le gâchage manuel n'est admis que si le dossier de conception le mentionne.

La durée de gâchage commence à partir du moment où tous les matériaux, eau comprise, sont dans le malaxeur.

Entre différentes gâchées, il faut éviter les écarts importants des durées de gâchage.

La durée de gâchage usuelle est comprise entre 3 et 5 min. Pour les mortiers prêts à l'emploi, elle ne doit pas dépasser 15 min.

4.5.5 Durée d'utilisation des mortiers et du béton de remplissage

En règle générale, aucun ajout de liant, adjuvant ou eau n'est admis après la sortie du malaxeur. Toutefois, l'ajout d'eau à des mortiers préparés sur le chantier est autorisé pour compenser la perte d'eau par évaporation.

4.5.6 Gâchage par temps froid

Les constituants comportant des particules de glace sont impropres à l'utilisation.

L'utilisation de sels fondants ou agents antigel n'est possible que si le dossier de conception l'autorise expressément.

4.5.7 Mortiers industriels, mortiers prédosés, mortiers prémélangés de chaux/sable et béton de remplissage prêt à l'emploi

La préparation et l'utilisation des mortiers industriels et mortiers pré-dosés s'effectuent en suivant les instructions du fabricant, en particulier pour la durée de gâchage et le type de malaxeur.

Les mortiers industriels prêts à l'emploi doivent être utilisés avant l'expiration de leur durée d'utilisation, indiquée par le fabricant.

Le béton de remplissage prêt à l'emploi est utilisé conformément au dossier de conception.

4.6 Adhérence entre le mortier et les éléments de maçonnerie

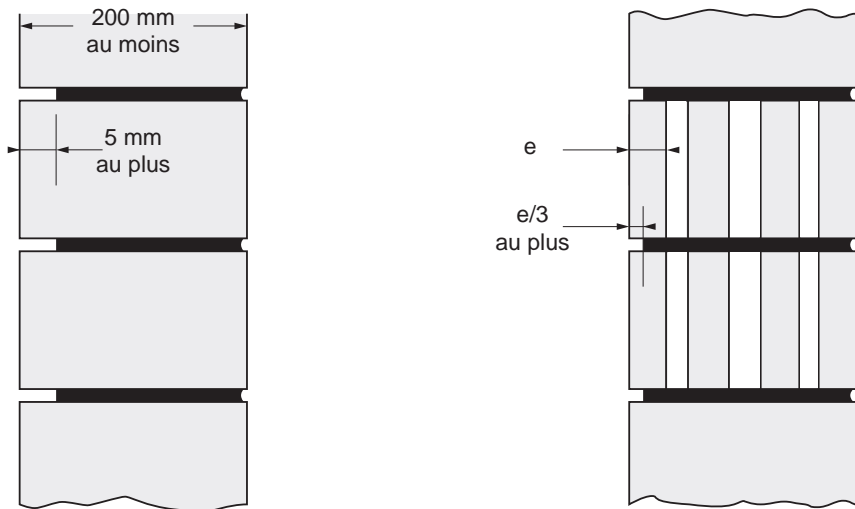
Les éléments de maçonnerie sont en général mouillés avant utilisation pour obtenir une adhérence suffisante entre le mortier et le produit. Cette recomman-

dation est éventuellement définie dans le dossier de conception. Si ce n'est pas le cas, il convient de respecter les recommandations du fabricant de l'élément et, le cas échéant, du fabricant de mortier industriel.

Sauf indication contraire, les joints ne sont pas en retrait de plus de 5 mm dans les murs de 200 mm d'épaisseur au moins (voir fig. 14).

Avec les éléments de maçonnerie perforés, le retrait des joints de mortier ne dépasse pas le tiers de l'épaisseur de la paroi extérieure.

Fig. 14 : retrait des joints dans les murs pleins et les murs réalisés avec des éléments perforés



4.7 Pose des éléments de maçonnerie

Les éléments de maçonnerie comportant des empochements sont posés de telle sorte que ceux-ci soient entièrement remplis de mortier, sauf indication contraire dans le dossier de conception.

4.8 Rejointoiement et jointoiement des maçonneries autres qu'à joints minces

4.8.1 Rejointoiement

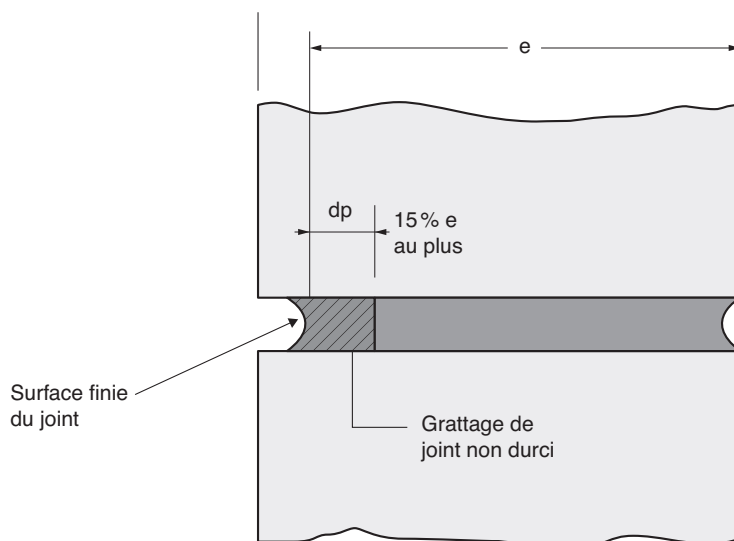
Lorsqu'un rejointoiement doit être effectué, la profondeur du grattage du mortier non durci est au moins d_p , sans dépasser 15 % de l'épaisseur du mur mesurée à partir de la surface finie du joint (voir fig. 15).

En l'absence d'indication, $d_p = 15$ mm pour un mur de 100 mm d'épaisseur.

Voir l'Annexe nationale.

L'opération de rejointoiement est précédée d'un nettoyage de la zone entière et si nécessaire d'un mouillage pour obtenir la meilleure adhérence possible au jointoiement ultérieur.

Fig. 15 : spécification d'un rejointoiement



$d_p = 15$ mm pour $e = 100$ mm

4.8.2 Jointoiement

Lorsqu'aucun rejointoiement n'est prévu, le joint en cours d'exécution doit être serré avant qu'il ne perde sa plasticité.

4.8.3 Incorporation de membranes d'étanchéité

Le recouvrement des membranes d'étanchéité est au moins de 150 mm. Dans les angles et intersections, ce recouvrement s'étend sur l'épaisseur du mur.

4.8.4 Joints de rupture

D'éventuels chaperons ou couronnements ne doivent pas brider les joints de rupture. Cette mise en garde ne concerne pas les attaches de maintien de ces éléments.

4.8.5 Incorporation de matériaux d'isolation thermique

Lorsque des matériaux d'isolation thermique complémentaires sont incorporés par soufflage ou injection dans les cavités du mur, les vides présents dans la maçonnerie doivent être capables de résister aux pressions imposées pendant et après la mise en œuvre.

4.8.6 Nettoyage des maçonneries de parement

Les projections de mortier et de colles sont éliminées dès que possible par brossage, avant que les matériaux à base de ciment n'aient durci.

Le fabricant des éléments de maçonnerie recommande une méthode de nettoyage en fonction du type de souillure ou d'efflorescence.

4.8.7 Procédés de protection et de cure au cours de la construction

Pendant la phase d'hydratation du mortier, les ouvrages nouvellement construits sont protégés contre une perte ou une reprise d'humidité excessive.

4.8.8 Protection contre la pluie

La maçonnerie terminée est protégée contre la pluie tombant directement sur elle jusqu'à ce que le mortier ait durci. Cette précaution est destinée à éviter le délavage des joints et à contrer les effets des cycles soleil-pluie.

Les pièces d'appui, seuils, gouttières et descentes d'eau provisoires sont installés aussitôt que possible après la fin de montage de la maçonnerie et du rejointoiement.

Durant les périodes de fortes pluies, le montage des éléments et le rejointoiement sont provisoirement arrêtés. Les éléments de maçonnerie, le mortier et les parties fraîchement rejointoyées sont protégés.

4.8.9 Protection contre les cycles de gel-dégel

Une maçonnerie n'est pas construite sur ou avec des matériaux gelés.

4.8.10 Protection contre les effets d'une faible humidité

Les maçonneries nouvellement construites sont protégées contre l'effet desséchant du vent, contre les températures élevées, et plus généralement des conditions de faible humidité jusqu'au durcissement du mortier.

4.8.11 Protection contre les dommages d'origine mécanique

Les surfaces des maçonneries, les arêtes vives des angles, les ouvertures, les plinthes et autres éléments en saillie sont protégés contre les dommages résultant :

- des autres travaux en cours et des travaux de construction ultérieurs ;
- des activités liées au trafic du chantier ;
- du béton coulé au-dessus ;
- de l'utilisation des échafaudages et de leur montage.

4.8.12 Hauteur de construction journalière de la maçonnerie

La hauteur de la maçonnerie à construire en un jour est limitée pour éviter l'instabilité entraînée par une contrainte excessive sur le mortier frais. La hauteur limite prend en compte :

- l'épaisseur du mur ;
- le type de mortier ;
- la forme et la densité des éléments ;
- le degré d'exposition au vent.

1 Calcul d'une façade porteuse chargée au vent

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

1.1 Hypothèse de calcul

La façade est liée en tête et en pied par les planchers.

Les bords latéraux sont considérés comme libres.

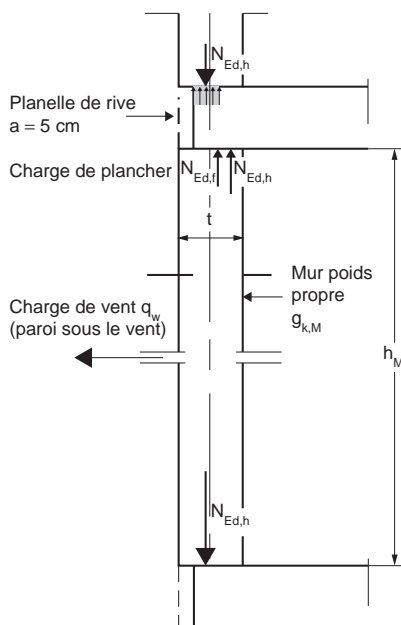
Mur, hauteur h_M 2,5 m, épaisseur 0,2 m :

- charge sur la partie supérieure : $N_{ed,h} = 10 \text{ kN/m}$;
- poids propre $g_{k,M} = 2 \text{ kN/m}^2$;
- résistance caractéristique $f_k = 2,6 \text{ MPa}$;
- résistance de calcul $f_d = 1,2 \text{ MPa}$ (voir chapitre 4 « Analyse structurale »).

Plancher béton, portée 5 m, épaisseur 0,2 m :

- poids propre $g_{k,f} = 1,8 \text{ kN/m}^2$;
- charge d'exploitation : $q_{k,v} = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Fig. 1 : définition du mur à vérifier



1.2 Vérification à l'état limite ultime de résistance

La sollicitation E_d doit rester inférieure (ou égale) à la résistance de calcul :

$$E_d \leq R_d \quad (9.1.1)$$

La combinaison d'action E_d à l'ELU de résistance est définie par l'expression suivante :

$$E_d = 1,35 G \ll + \gg 1,5 Q \ll + \gg 1,5 \psi_{0w} \cdot Q_w \quad (9.1.2)$$

G : poids propres du plancher et des murs,

Q : charges variables s'exerçant sur le plancher,

Q_w : force due au vent, calculée à partir de la pression w due à l'action du vent,

ψ_{0w} : coefficient de pondération pour la charge de vent (voir chapitre 4, tableau 4).

$\psi_{0w} = 0,6$ pour l'exemple.

1.3 Calcul de la pression du vent w à l'ELU

Pour l'exemple, on considère le bâtiment situé en zone 2.

Vitesse de référence du vent, $v_{b,0}$: 24 m/s (voir chapitre 4, 1.2.5).

$$\text{Pression dynamique de base } q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b \cong \frac{v_b^2}{1,63} = \frac{(24)^2}{1,63} = 353,4 \text{ N / m}^2 \text{ ou Pa}$$

$$\text{Pression dynamique de pointe } q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Pour l'exemple on prendra $z = 3 \text{ m}$ et $c_e(z) = 1,64$.

$$q_p(z) = 1,64 \cdot 353,4 = 579,5 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Pression dynamique } w = q_p(z) \cdot (c_{pe} - c_{pi})$$

Pour l'exemple, on considère une surface supérieure à 10 m² et orientée selon (E).

$$c_{pe} = -0,3$$

Pour l'exemple on prendra $A_{os} = A_{op} = 0$, soit $\mu = 0$.

$$c_{pi} = 0,8 \text{ (valeur la plus défavorable pour un projet).}$$

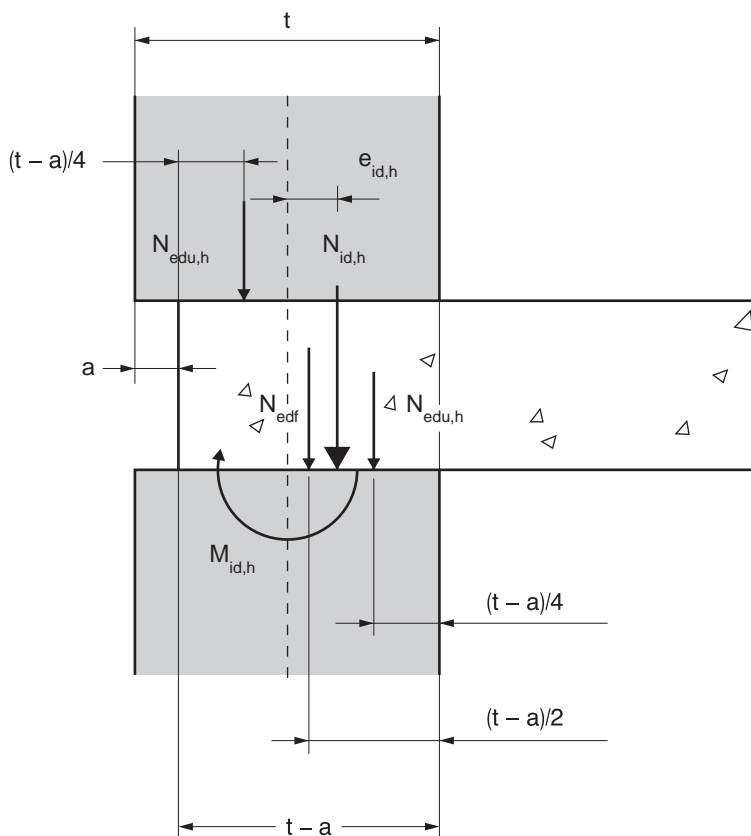
$$w = 579,5 \cdot (-0,3 - 0,8) = -637,4 \text{ N/m}^2 \text{ (paroi en dépression)}$$

$$\begin{aligned} \text{La pression du vent à considérer à l'ELU : } q_w &= 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-637,4) \\ &= -573 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

1.4 1^{re} vérification : résistance en partie supérieure du mur

La vérification de calcul est réalisée selon le chapitre 5, 1.1 pour un mur de largeur 1 m.

Fig. 2 : détail du chargement en tête de mur



1.4.1 Charge $N_{id,h}$ en tête de mur

$N_{id,h}$ est la résultante des charges s'exerçant en tête de mur :

$$N_{id,h} = N_{Edu,h} + N_{Ed,f} \quad (\text{fig. 2})$$

$N_{Edu,h}$ (charge due au mur supérieur) = 10 kN/m

$$N_{Ed,f} \text{ (charge due au plancher)} = 1,35 \cdot 1,8 \cdot (1 \cdot 5/2) + 1,5 \cdot 1,5 \cdot (1 \cdot 5/2) = 13,95 \text{ kN/m}$$

$$N_{id,h} = 10 + 13,95 = 23,95 \text{ kN/m}$$

1.4.2 Excentricité $e_{i,h}$ en tête du mur

Calcul selon l'équation (5.6) : $e_{i,h} = \text{Max} \left(\frac{M_{id,h}}{N_{id,h}} + e_{init} + e_{he} ; 0,05 \times t \right)$

Le rapport $M_{id,h}/N_{id,h}$ représente la valeur de l'excentricité de la charge résultante $N_{id,h}$ des deux charges (mur + plancher).

Calcul du moment fléchissant $M_{id,h}$ en tête du mur selon l'équation (5.8) :

$$M_{id,h} = N_{Ed,f} \times \frac{a}{2} + N_{Ed,h} \times \frac{t+a}{4}$$

$$M_{id,h} = 13,95 \cdot 0,05/2 + 10 \cdot (0,2+0,05)/4 = 0,97 \text{ kN.m/m}$$

Calcul de e_{init} (équation 5.7) :

On considère que le mur est liaisonné en tête et en pied par les plancher en béton (partiellement encastré).

Dans ce cas, la hauteur effective du mur $h_{ef} = 0,75 h_M = 0,75 \cdot 2,5 = 1,9 \text{ m}$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}$$

$$e_{init} = \frac{1,9}{450} = 0,004 \text{ m}$$

Excentricité e_{he} due au vent :

En règle générale, cette excentricité peut être négligée avec des structures en maçonnerie, du fait de leur rigidité transversale importante. En cas de doute (cas d'une structure peu contreventée par exemple), le déplacement peut être calculé selon les indications du chapitre 4, 2.5.

Détermination de $e_{i,h}$ en partie supérieure du mur (équation 5.6) :

$$e_{i,h} = \text{Max} \left(\frac{0,97}{23,95} + 0,004 + 0 ; 0,05 \times 0,2 \right) = 0,044 \text{ m}$$

1.4.3 Coefficient de réduction $\phi_{i,h}$ en tête de mur (équation 5.5)

$$\phi_{i,h} = 1 - 2 \frac{e_{i,h}}{t} = 1 - 2 (0,044 / 0,2) = 0,55$$

1.4.4 Résistance de la maçonnerie en partie supérieure (équation 5.3)

$$N_{Rd,h} = \phi \cdot \ell \cdot t \cdot f_d = 0,55 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 1,2 = 132,4 \text{ kN}$$

1.4.5 Vérification de la résistance en partie supérieure (équations 9.1.1 et 9.1.2)

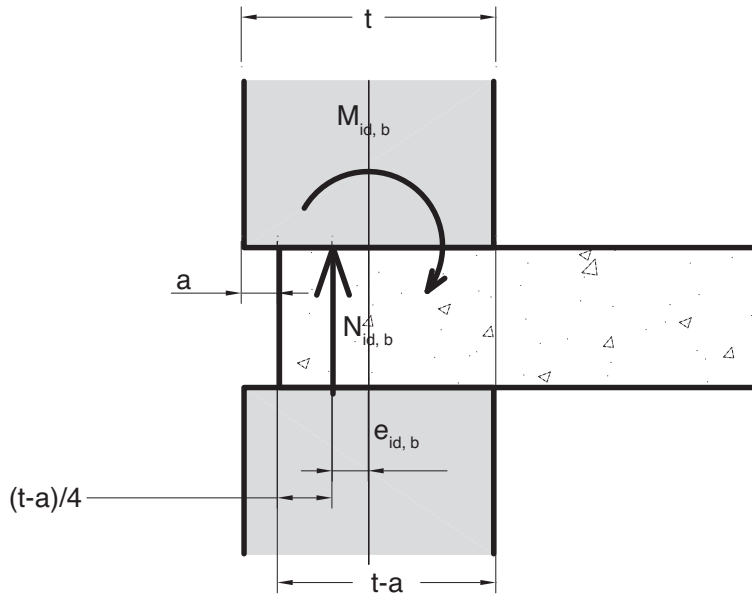
$$E_d = N_{id,h} = 23,95 \text{ kN}$$

$$R_d = N_{Rd,h} = 132,4 \text{ kN}$$

On vérifie bien que $E_d \leq R_d$

1.5 2^e vérification : résistance en pied de mur

Fig. 3 : détail du chargement en pied de mur



1.5.1 Charge $N_{id,b}$ en pied de mur

$N_{id,b} = N_{id,h} + N_{ed,M}$ (charge en partie supérieure du mur + poids du mur)

$$N_{ed,M} = 1,35 \cdot G_M = 1,35 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 2 = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$N_{id,b} = 23,95 + 6,75 = 30,7 \text{ kN/m}$$

1.5.2 Excentricité $e_{i,b}$ en pied de mur

Calcul selon l'équation (5.6) :

$$e_{i,b} = \text{Max} \left(\frac{M_{id,b}}{N_{id,b}} + e_{init} + e_{he} ; 0,05 \times t \right)$$

$$\text{Équation 5.9 : } M_{id,b} = N_{id,b} \times \frac{t - 3 \cdot a}{4}$$

$$M_{id,b} = 30,7 \cdot (0,2 - (3 \cdot 0,05))/4 = 0,38 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{id,b} / N_{id,b} = 0,0125 \text{ m}$$

Calcul de e_{init} (équation 5.7) :

Comme précédemment :

$$e_{init} = \frac{1,9}{450} = 0,004 \text{ m}$$

Excentricité e_{he} due au vent : valeur égale à 0.

Calcul de $e_{i,b}$:

$$e_{i,b} = \text{Max}[0,0125 + 0,004 + 0 ; 0,05 \times 0,2] = 0,0167 \text{ m}$$

1.5.3 Coefficient de réduction $\phi_{i,b}$ en pied de mur (équation 5.5)

$$\phi_{i,b} = 1 - 2 \cdot \frac{e_{i,b}}{t} = 1 - 2 (0,0167 / 0,2) = 0,83$$

1.5.4 Résistance de la maçonnerie en partie inférieure (équation 5.3)

$$N_{Rd,b} = \phi_{i,b} \times \ell \times t \times f_d = 0,83 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 1,2 = 200 \text{ kN}$$

1.5.5 Vérification de la résistance en partie inférieure (équations 9.1.1 et 9.1.2)

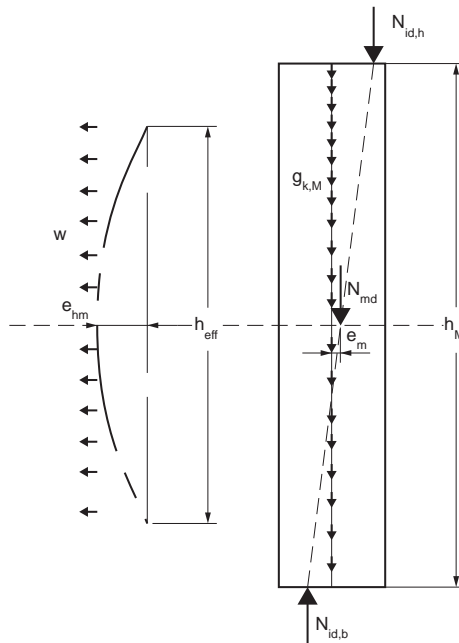
$$E_d = N_{id,b} = 30,7 \text{ kN}$$

$$R_d = N_{Rd,b} = 200 \text{ kN}$$

$E_d \leq R_d$: la condition est vérifiée.

1.6 3^e vérification : résistance en partie médiane du mur

Fig. 4 : détail du chargement en partie médiane de mur



1.6.1 Charge N_{md} en partie médiane

$$N_{md} = N_{id,h} + \frac{N_{ed,M}}{2}$$

$$N_{ed,M} \text{ (poids du mur)} = 6.75 \text{ kN/m}$$

$$N_{md} = 23.93 + 6.75 / 2 = 27.32 \text{ kN/m}$$

1.6.2 Excentricité à mi-hauteur e_{mk}

$$\text{Équation 5.16 : } e_{mk} = \max [e_m + e_k ; 0,05 \times t]$$

$$\text{Excentricité due aux charges (équation 5.17) : } e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}$$

Moment M_{md} (équation 5.22) :

$$M_{md} = \frac{|M_{id,h} - M_{id,b}|}{2} = \frac{|0,97 - 0,38|}{2} = 0,295 \text{ kN.m/m}$$

1.6.3 Calcul de l'excentricité e_{hm} due au vent

e_{hm} représente la déformation horizontale du mur chargé au vent (charge uniformément répartie).

$$\text{Pour ce type de charge on prendra } e_{hm} = \frac{M_{ed,W} \cdot h_{ef}^2}{10 \cdot E \cdot I}$$

E : module d'élasticité longitudinal (voir chapitre 3, 5.2) = $1\,000 \cdot f_k$

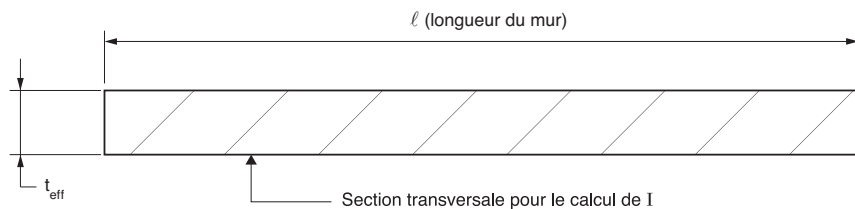
$$E = 1000 \cdot 2,6 = 2600 \text{ MPa ou } 2,6 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

I : moment d'inertie de la section transversale du mur

On considère la section homogénéisée transversale du mur, soit :

$$I = \frac{\ell \cdot t_{eff}^3}{12}$$

Fig. 5 : définition de la section transversale du mur pour le calcul du moment d'inertie



t_{eff} est donné par l'équation 4.33. Pour l'exemple $t_{\text{eff}} = t = 0,2$ m.

$$I = 1 \cdot (0,2)^3 / 12 = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Calcul du moment } M_{\text{Ed},w} = \frac{q_w \cdot h_{\text{ef}}^2}{8} = \frac{-0,573 \cdot (1,9)^2}{8} = -0,252 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Calcul de la flèche : } e_{\text{hm}} = \frac{-0,252 \cdot (1,9)^2}{10 \cdot 2,6 \cdot 10^6 \cdot 6,67 \cdot 10^{-4}} = -5,1 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Pour l'exemple, du fait de la dépression en façade, cette déformation vient s'ajouter à celle due aux charges verticales.

Valeur de e_{init} (voir précédemment) : 0,004 m

$$\text{Calcul de } e_m = \frac{0,295}{27,32} + 5,1 \cdot 10^{-5} + 0,004 = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

1.6.4 Calcul de l'excentricité e_k due au fluage

$$\text{Équation 5.21 : } e_k = 0,002 \times \phi_{\infty} \times \frac{h_{\text{ef}}}{t} \times \sqrt{t \times e_m}$$

Pour l'exemple, on prendra $\phi_{\infty} = 1,5$ (voir chapitre 3, 5.4).

$$e_k = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{1,9}{0,2} \cdot \sqrt{0,2 \cdot 1,5 \cdot 10^{-2}} = 1,54 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

1.6.5 Calcul de e_{mk}

$$e_{mk} = \text{Max} [1,5 \cdot 10^{-2} + 1,54 \cdot 10^{-3}; 0,05 \cdot 0,2] = 1,66 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

1.6.6 Coefficient de réduction ϕ_m

$$\text{Équation 5.14 : } A = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 8,34 \cdot 10^{-1}$$

$$\text{Équation 5.15 : } u = \frac{h_{\text{ef}} - 2 \cdot t}{23 \cdot t - 37 \cdot e_{mk}} = 0,37$$

$$\text{Équation 5.13 : } \phi_m = A \cdot 2,72^{-\frac{u^2}{2}} = 0,89$$

1.6.7 Résistance de la maçonnerie

$$N_{Rd} = \phi \times \ell \times t \times f_d = 0,89 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 1,2 = 214 \text{ kN}$$

1.6.8 Vérification de la résistance

$$E_d = N_{md} = 27,32 \text{ kN}$$

$$R_d = N_{rd} = 214 \text{ kN}$$

$$E_d \leq R_d \text{ vérifié}$$

1.7 Conclusion

La plus faible résistance du mur se situe en partie supérieure (132,4 kN) et non pas en partie médiane comme on pourrait le penser. Ceci est dû à la variation d'excentricité tout au long de la hauteur du mur et conduit à une excentricité relativement faible en partie médiane.

2. Calcul d'une façade non porteuse chargée au vent

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

2.1 Hypothèse de calcul

La façade est non porteuse et soumise à une charge de vent.

- hauteur h : 10 m ;
- largeur ℓ : 5 m ;
- rapport h/ℓ : 2 ;
- épaisseur t : 0,2 m ;
- résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie : $f_k = 2,3 \text{ MPa}$;
- résistance caractéristique à la flexion selon l'axe horizontal : $f_{xk1} = 0,1 \text{ MPa}$;
- résistance caractéristique à la flexion selon l'axe vertical : $f_{xk2} = 0,4 \text{ MPa}$;
- coefficient partiel : $\gamma_M = 2$.

La vérification de résistance est réalisée selon le cas général, cloison maintenue sur les quatre côtés (rapport $h/l = 2$) (tableau 7 du chapitre 5).

2.2 Vérification à l'état limite ultime de résistance

La sollicitation E_d doit rester inférieure (ou égale) à la résistance de calcul :

$$E_d \leq R_d \quad (9.2-1)$$

Le mur est soumis à l'action principale de vent. La combinaison d'action E_d à l'ELU de résistance est définie par l'expression suivante :

$$E_d = 1,5 Q_w \quad (9.2-2)$$

Q_w : force due au vent, calculée à partir de la pression w due à l'action du vent (voir chapitre 4, 1.2.5).

2.3 Calcul de la pression du vent w à l'ELU

Pour l'exemple, on considère le bâtiment situé en zone 2.

Vitesse de référence du vent, $v_{b,0}$: 24 m/s.

$$\text{Pression dynamique de base } q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b \cong \frac{v_b^2}{1,63} = \frac{(24)^2}{1,63} = 353,4 \text{ N / m}^2 \text{ ou Pa}$$

$$\text{Pression dynamique de pointe } q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Pour l'exemple on prendra $z = 3 \text{ m}$ et $c_e(z) = 1,64$

$$q_p(z) = 1,64 \cdot 353,4 = 579,5 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Pression dynamique } w = q_p(z) \cdot (c_{pe} - c_{pi})$$

Pour l'exemple, on considère une surface supérieure à 10 m^2 et orientée selon (E).

$$c_{pe} = -0,3$$

Pour l'exemple on prendra $A_{os} = A_{op} = 0$, soit $\mu = 0$

$$c_{pi} = 0,8 \text{ (valeur la plus défavorable pour un projet)}$$

$$w = 579,5 \cdot (-0,3 - 0,8) = -637,4 \text{ N/m}^2 \text{ (paroi en dépression)}$$

$$\text{La pression du vent à considérer à l'ELU : } q_w = 1,5 \cdot (-637,4)$$

$$= -956,1 \text{ N/m}^2.$$

2.4 Vérification de la résistance de la maçonnerie

2.4.1 Calcul en maçonnerie non armée

2.4.1.1 Calcul du moment de rupture selon l'axe horizontal (M_{rd1}) (relation 5.61)

$$M_{Rd1} = f_{xd1} \times \frac{t^2}{6} = 0,1 / 2 \times \frac{(200)^2}{6} = 333 \text{ N.m/m}$$

2.4.1.2 Calcul du moment de rupture selon l'axe vertical (M_{rd2}) (relation 5.61)

$$M_{Rd2} = f_{xd2} \times \frac{t^2}{6} = 0,4 / 2 \times \frac{(200)^2}{6} = 1333 \text{ N.m/m}$$

2.4.1.3 Calcul des moments sollicitants

Le calcul est réalisé selon l'équation 5.52, avec :

$\alpha_2 = 0,095$ (tableau 7 du chapitre 5, valeur pour $\mu = 0,25$)

$$M_{Ed2} = 0,095 \times 956,1 \times 5^2 = 2271 \text{ N.m/m}$$

$$M_{Ed1} = \mu \times M_{Ed2} = 0,25 \times 2271 = 568 \text{ N.m/m}$$

2.4.1.4 Vérification de la résistance

L'inéquation 9.2.1 n'est pas vérifiée. Le projet sera modifié en disposant des armatures longitudinales dans les joints d'assises horizontaux.

2.4.2 Calcul en maçonnerie armée

Des armatures longitudinales sont disposées dans les joints d'assise afin d'augmenter la résistance à la flexion f_{xd2} (calcul selon l'expression 5.59).

2.4.2.1 Définition de la section armée

On dispose des barres d'acier de 5 mm dans les joints d'assise. La section est optimisée pour satisfaire à l'inéquation 9.2.1 (section minimale : 34 mm²/m).

Diamètre acier	d_a	5	mm
Enrobage	e	20	mm
Section totale d'acier	As	34	mm ² /m
	Nombre d'acier par m	2	/m
Limite élastique acier	f _{yk}	500	MPa
	f _{yd}	435	MPa
Hauteur utile d de béton armé	d	177,5	mm
Bras de levier z (relation 5.60)	z ₁ (1 ^{er} terme)	172	mm
	z ₂ (2 ^e terme)	168,6	mm
	z	168,6	mm

2.4.2.2 Calcul du moment de rupture selon l’axe vertical (Mrd2)

Le calcul est réalisé selon l’équation (5.62) avec f_d résistance en compression selon l’axe horizontal (voir chapitre 3, 1.4) :

0,4 pour éléments du groupe 1 ; 0,3 pour les autres cas	M_{rd2_1} (1 ^{er} terme)	2493	N.m/m
	ϕ	0,30	
	f_{d_2}	0,52	
	M_{rd2_2} (2 ^e terme)	4915	N.m/m
	M_{rd2}	2493	N.m/m

2.4.2.3 Calcul des moments sollicitants

Le calcul est réalisé selon l’équation 5.52. La valeur de μ est recalculée selon le tableau suivant :

Relation 5.59	f_{xd2_app}	0,37	MPa
	f_{xd1_app}	0,05	MPa
Relation (5.55)	μ	0,13	
Tableau 7 du chapitre 5	α_2	0,104	
	$M_{ed2}^{(*)}$	2486	N.m/m
	$M_{ed1}^{(**)}$	332	N.m/m
(*) $M_{Ed2} = 0,104 \times 956,1 \times 5^2 = 2486$ N.m/m (**) $M_{Ed1} = \mu \times M_{Ed2} = 0,13 \times 2486 = 332$ N.m/m			

2.4.2.4 Vérification de la résistance

L’inéquation 9.2.1 est vérifiée : $M_{Ed2} \leq M_{Rd2}$ et $M_{Ed1} \leq M_{Rd1}$.

3. Calcul de la résistance d’un linteau en maçonnerie

Se reporter au fichier téléchargeable en ligne sur la fiche de l’ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

Prenons l’exemple du linteau suivant :

Données :

- $N_{Ed} = 25\,000$ N, la charge totale de calcul sur le linteau ;
- $\ell_{cl} = 1\,400$ mm, la portée libre du linteau ;
- $h = 800$ mm, la hauteur libre du linteau ;

- $b_c = b = 200$ mm, l'épaisseur du linteau ;
- $A_s = 226$ mm², la section transversale de l'armature du linteau en traction (2 HA 12) ;
- $f_{yk} = 500$ MPa, la résistance caractéristique de l'acier des armatures (coefficient de sécurité de l'acier des armatures $\gamma_s = 1,15$).

La maçonnerie disposée au-dessus du linteau est constituée de blocs en béton de granulats courants du groupe 3 de résistance caractéristique déclarée $R_C = 8$ MPa montés à joints épais ($f_m = 10$ MPa). On prendra un coefficient de sécurité pour la maçonnerie $\gamma_s = 2,2$.

Il faut tout d'abord vérifier que la méthode est utilisable. Sinon, il faudra justifier le linteau à partir de l'eurocode 2.

La méthode est utilisable si :

$$\frac{\ell_{c\ell}}{d} \leq 17, \text{ ce qui est notre cas puisque } \frac{\ell_{c\ell}}{d} = \frac{1\,400}{800} = 1,75$$

et

$$\begin{aligned} \ell_{c\ell} &= 1\,400 \leq \min\left(60 \times b_c ; \frac{250}{d} \times b_c^2\right) = \min\left(60 \times 200 ; \frac{250}{800} \times 200^2\right) \\ &= \min(12\,000 ; 12\,500) \end{aligned}$$

La méthode est donc bien utilisable.

3.1 Vérification de l'ELU en flexion

La première étape de la vérification consiste à calculer le bras de levier z .

Si $h \leq \frac{1,15 \times \ell_{c\ell}}{2}$, alors on utilise l'équation 5.74, sinon l'équation 5.75.

Pour cela, nous avons besoin de connaître la résistance à la compression de la maçonnerie dans le sens longitudinal f_{dh} .

Cette résistance f_{dh} est égale, dans notre cas, à :

$$f_{dh} = \frac{1}{\gamma_M} \times \frac{K}{2} \times \left(\frac{R_C}{4} \times \delta \times \beta \times \chi\right)^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

soit

$$f_{dh} = \frac{1}{2,2} \times \frac{0,4}{2} \times \left(\frac{8}{4} \times 1 \times 1,8 \times 1\right)^{0,7} \times 10^{0,3} = 0,33 \text{ MPa}$$

Il est désormais possible de calculer le bras de levier z . Pour notre exemple, on obtient :

$$\frac{1,15 \times \ell_{c\ell}}{2} = \frac{1,15 \times 1\,400}{2} = 805 \text{ mm} > h = 800 \text{ mm}.$$

Nous devons donc utiliser l'équation 5.69. Le bras de levier z est donc égal à :

$$z = \min\left(d \times \left(1 - 0,5 \times \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{dh}}\right); 0,95 \times d\right)$$

$$z = \min\left(800 \times \left(1 - 0,5 \times \frac{226 \times \frac{500}{1,15}}{200 \times 800 \times 0,33}\right); 0,95 \times 800\right)$$

$$z = \min(56; 760) = 56 \text{ mm}$$

en posant que $h = d$.

L'étape suivante consiste à calculer le moment résistant M_{Rd} . Celui-ci est donné par l'équation 5.68 :

$$M_{Rd} = \min\left(A_s \times f_{yd} \times z; 0,3 \times f_{dh} \times b \times d^2\right)$$

$$M_{Rd} = \min\left(226 \times \frac{500}{1,15} \times 56; 0,3 \times 0,33 \times 200 \times 800^2\right)$$

$$M_{Rd} = \min\left(5,5 \cdot 10^6; 12,7 \cdot 10^6\right) = 5,6 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

Moment sollicitant M_{Ed} :

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{1,15 \times \ell_{c\ell}}{8} = 25\,000 \cdot \frac{1,15 \times 1\,400}{8} = 5,03 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

Pour la flexion, on a bien $M_{Ed} \leq M_{Rd}$. Le linteau résiste à la flexion.

3.2 Vérification de l'ELU d'effort tranchant

La première étape consiste à déterminer la résistance au cisaillement f_{vd} du linteau. Celle-ci est donnée par l'équation 5.77 :

$$f_{vd} = \frac{1}{\gamma_M} \times \min\left(0,7; 0,35 + 17,5 \times \frac{A_s}{b \times d}\right)$$

$$f_{vd} = \frac{1}{2,2} \times \min\left(0,7; 0,35 + 17,5 \times \frac{226}{200 \times 800}\right)$$

d'où

$$f_{vd} = 0,17 \text{ MPa}$$

La résistance à la compression, dans le sens vertical, f_d de la maçonnerie est égale à :

$$f_d = \frac{1}{\gamma_M} \times K \times (R_C \times \delta \times \beta \times \chi)^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

$$f_d = \frac{1}{2,2} \times 0,40 \times (8 \times 1,15 \times 1,18 \times 1,0)^{0,7} \times 10^{0,3}$$

$$f_d = 1,93 \text{ MPa}$$

La charge maximale admissible vis-à-vis de l'effort tranchant V_{Rd} est donnée par l'équation 5.71 :

$$V_{Rd} = \min (0,17 ; 0,25 \times 1,93) \times 200 \times 800$$

$$V_{Rd} = \min (0,17 ; 0,48) \times 200 \times 800$$

$$V_{Rd} = 27\,252 \text{ N}$$

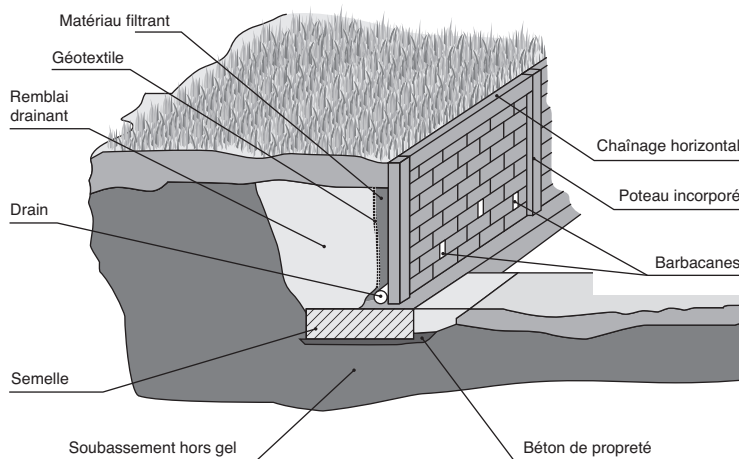
$$\text{Effort sollicitant : } V_{sd} = \frac{25\,000 \text{ N}}{2} = 12\,500 \text{ N}$$

Pour l'effort tranchant, on a $V_{Ed} \leq V_{Rd}$. Par conséquent, le linteau résiste à l'effort tranchant.

4. Exemple de calcul : mur de soutènement (section composite)

Se reporter au fichier de calcul associé téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

Fig. 6 : principe de mise en œuvre d'un mur de soutènement



Les murs de soutènement sont des ouvrages complexes dont le dimensionnement et la mise en œuvre nécessitent toujours une étude spécifique. Pour des murs peu élevés (H inférieur à 2,5 m), on peut utiliser la méthode de dimensionnement proposée en respectant les dispositions constructives présentées en figure 6.

4.1 Documents de référence

NF EN 1997-1 : eurocode 7 – Calculs géotechniques – Règles générales.

NF EN 1997-1/NA : eurocode 7 – Calculs géotechniques – Règles générales – Annexe nationale française.

Fascicule 62, titre 5 du CCTG (cahier des clauses techniques générales) – Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Les fascicules du CCTG sont disponibles sur le site Internet suivant : www.btp.equipement.gouv.fr

4.2 Dimensionnement

Le dimensionnement suit les étapes suivantes.

1/ Vérification de la tenue de l'ouvrage dans son ensemble : l'ouvrage doit être capable de s'opposer au :

- basculement dû à la poussée horizontale du remblai (perte d'équilibre) ;
- glissement au niveau de la semelle ;
- poinçonnement de l'appui sous la semelle.

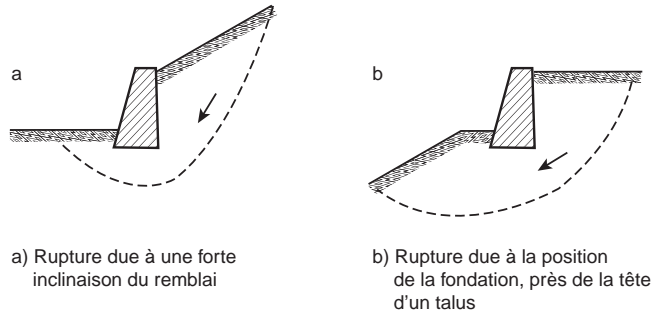
Cette vérification est réalisée selon les prescriptions de l'eurocode 7.

2/ Vérification de la résistance interne de l'ouvrage :

- voile de maçonnerie : résistance en flexion et au cisaillement de la surface de liaison avec la semelle (section S1, figure 8) ; détermination des sections d'acier à disposer dans les sections armées (chaînages verticaux ou poteaux) ;
- résistance à la pression des terres du voile de maçonnerie situé entre les ailes de renforcement ;
- résistance de la semelle aux différentes poussées et sollicitations (sections S2 et S3, figure 8).

L'étude de la rupture éventuelle par instabilité d'ensemble telle que celles présentées figure 7 (mur avec remblai très incliné ou mur fondé en tête de talus par exemple) nécessite une étude spécifique non considérée dans le cadre de ce dimensionnement. On se référera aux dispositions de calcul en vigueur (eurocode 7 ou fascicule 62 – Titre V du CCTG).

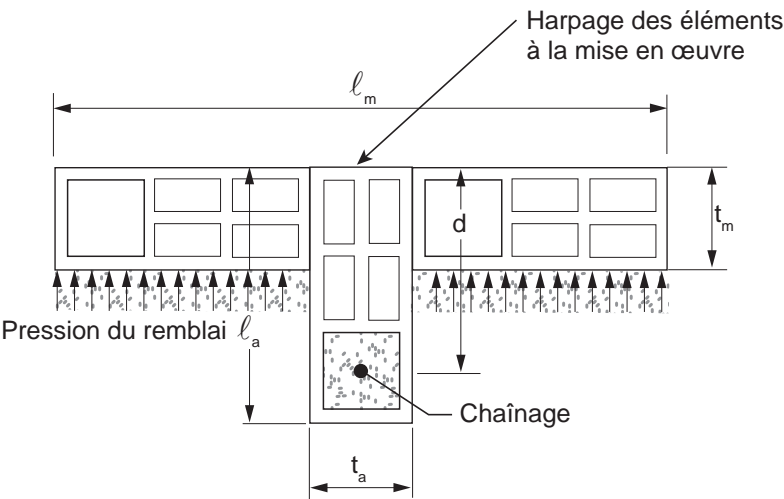
Fig. 7 : exemple de rupture par instabilité d'ensemble



4.4 Données du projet

Le mur est constitué d’une section composite en T, avec une aile de renforcement d’une largeur la (fig. 9).

Fig. 9 : section composite en T



4.4.1 Caractéristiques des matériaux

Tableau 1 : caractéristiques des matériaux

Caractéristique	Symbole	Valeur	Unité
Maçonnerie			
Masse volumique	ρ_m	270	kg/m ²
Coefficient partiel	γ_M	2,20	
Résistance caractéristique à la compression	f_k	2,61	MPa
Résistance caractéristique au cisaillement	f_{vk0}	0,20	MPa
Résistance caractéristique	f_{xk2}	0,4	MPa
Résistance caractéristique à la flexion (axe horizontal)	f_{xk1}	0,1	MPa
Résistance de calcul à la compression	f_d	1,19	MPa
Résistance de calcul au cisaillement	f_{vd}	0,09	MPa
Résistance de calcul à la flexion (axe vertical)	f_{xd2}	0,18	MPa
Résistance de calcul à la flexion (axe horizontal)	f_{xd1}	0,05	MPa
Béton			
	ρ_c	2 400	kg/m ³
Résistance caractéristique à la compression	f_{ck}	25	MPa

Coefficient partiel	γ_c	1,50	
Résistance de calcul à la compression	f_{cd}	16,67	MPa
Résistance caractéristique au cisaillement	f_{cvk}	0,45	MPa
Résistance de calcul au cisaillement	f_{cvd}	0,3	MPa
Acier			
Résistance caractéristique	f_{yk}	500	Mpa
Coefficient partiel	γ_s	1,15	
Résistance de calcul	f_{yd}	435	MPa
Remblai			
Masse volumique	γ_R	2 000	kg/m ³
Angle du talus	b	10	degrés
	β	0,17	rad
Angle de frottement interne (valeur à long terme)	ϕ'_R	30	degrés
	ϕ'_R	0,52	rad
Coefficient de poussée relation (9.4.1)	K_a	0,333	
Inclinaison force de poussée sur écran fictif relation (9.4.4)	δ_e	0,17	rad
Inclinaison force de poussée sur mur de maçonnerie : 2/3 de δ_e	δ_m	0,12	rad
Sol de fondation			
Masse volumique	γ_S	2 000	kg/m ³
Angle de frottement interne (valeur à long terme)	ϕ'_S	27	degrés
	ϕ'_S	0,47	rad
Cohésion effective (valeur à long terme)	C'_S	10	kPa
Cohésion non drainée (argile)	C_u	10	kPa
Inclinaison force de poussée sur semelle (ϕ'_S ou 2/3 ϕ'_S si surface préfabriquée lisse)	δ_S	27	degrés
	δ_S	0,47	rd
	Tan(δ_S)	0,51	
Coefficient de butée K_p relation (9.4.5)	K_p	2,66	

4.4.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau 2 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
Voile de maçonnerie			
Hauteur	h_m	2	m
Longueur	l_m	1,2	m
Épaisseur	t_m	0,2	m
Aile de renforcement			
Épaisseur	t_a	0,2	m
Longueur	l_a	0,7	m
Hauteur	h_a	2	
Caractérisation d'un chaînage	$A_{ch,a}$	0,0225	m ²
Hauteur utile de la section armée	d_a	0,4	m
Semelle			
Épaisseur	t_s	0,3	m
Largeur du talon	b_t	1,4	m
Largeur du patin	b_p	0,3	m
Largeur totale de la semelle	b_s	1,9	m
Butée avant			
Hauteur	D	0,6	m
Bèche ⁽¹⁾			
Épaisseur	t_b	0,2	m
Hauteur	h_b	0,3	m
1) La bèche permet d'augmenter la résistance au glissement. Elle facilite également la mise en place des armatures.			

4.5. Actions et sollicitations

Elles sont définies selon les principes du chapitre 4. Les Coefficients partiels sont définis pour les différents états limites dans le tableau 3 (Annexe nationale de l'EN 1997-1-1).

Tableau 3 : eurocode 7 – facteurs partiels pour les différents états limites ultimes (ELU)

ELU	EQU (équilibre statique)		STR (structure)/GEO (sol)	
Actions	Coefficients partiels	Valeur	Coefficients partiels	Valeur
Permanententes défavorables	$\gamma_{G,dst}$	1,1	γ_G	1,35
Permanententes favorables	$\gamma_{G,stb}$	0,9	γ_G	1,00
Variables défavorables	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	γ_Q	1,5
Variables favorables	$\gamma_{Q,stb}$	0	γ_Q	0
Paramètres de sol	Coefficients partiels	Valeur		
Résistance au cisaillement	g_j	1,00		
Cohésion drainée	$\gamma_{c'}$	1,00		
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,00		
Résistance non confinée	γ_{qu}	1,00		
Masse volumique	g_g	1,00		
Fondations superficielles	Coefficients partiels	Valeur		
Portance	γ_{Rv}	1,40		
Glissement	γ_{Rh}	1,10		

4.5.1 Calcul des sollicitations dues à la poussée des terres et à la charge q

Les calculs sont réalisés en valeurs caractéristiques (coefficients partiels égaux à 1).

À noter que la composante horizontale résistante due à la butée avant n'est en général pas prise en compte, du fait de la possibilité d'enlever facilement ce remblai au cours de l'utilisation de l'ouvrage. Le poids de ce remblai intervient par contre dans la vérification de la capacité portante du sol.

Les poussées horizontales dues à la terre et à la charge variable q sont calculées avec le coefficient de poussée K_a :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_R}{2}\right) \quad (9.4.1)$$

où ϕ'_R est l'angle de frottement interne du remblai.

Poussée horizontale due à q sur l'écran fictif :

$$H_{Q,e} = K_a \cdot q \cdot H \cdot L \cdot \cos(\delta_e) \quad (9.4.2)$$

Poussée horizontale due au remblai sur l'écran fictif :

$$H_{R,e} = 1 / 2 \cdot K_a \cdot \gamma_R \cdot H^2 \cdot L \cdot \text{Cos}(\delta_e)$$
 (9.4.3)

où :

δ_e est l'angle d'inclinaison de la force de poussée sur l'écran de poussée fictif. Il est pris égal à :

$$\delta_e = \min(\beta; \phi'_R)$$
 (9.4.4)

β est l'angle d'inclinaison du talus,

ϕ'_R est l'angle de frottement interne du matériau de remblai.

Pour les calculs à l'ELU, on considère les caractéristiques à long terme des matériaux de remblai et des sols, en conditions drainées et en contraintes effectives (cohésion c' et frottement interne ϕ').

Les moments résultants sont calculés au point de basculement 0 (avant du patin).

Les poussées verticales (forces poussant sur le talon) dues à la terre et à la charge variable q sont calculées comme suit :

$$V_{Q,e} = H_{Q,e} \cdot \text{Tan}(\delta_e)$$
 (9.4.5)

$$V_{R,e} = H_{R,e} \cdot \text{Tan}(\delta_e)$$
 (9.4.6)

La force de butée H_b s'exerçant sur la face avant de la bèche est calculée avec le coefficient de butée K_p :

$$K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\Pi}{4} + \frac{\phi'_s}{2}\right)$$
 (9.4.7)

$$H_b = 1 / 2 \cdot K_p \cdot \gamma_s \cdot h_b^2 \cdot L$$
 (9.4.8)

où ϕ'_s est l'angle de frottement interne du sol.

Tableau 4 : calcul des sollicitations agissant sur la semelle - valeurs caractéristiques

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
Écran fictif			
Hauteur écran de poussée	H	2,55	m
Longueur écran de poussée	L	1,20	m
Position écran par rapport à O	x_e	1,90	m
Charge variable q			
Valeur de la charge	q	1 000	kg/m²
Charge verticale Q sur talon	Q	16 800	N

Moment de la charge Q par rapport à O	$M_o(Q)$	20 160	N.m
Actions horizontales déstabilisatrices sur écran fictif			
Poussée due à Q	$H_{Q,e}$	10 020	N
Moment par rapport à O	$M_o(H_{Q,e})$	12 759	N.m
Poussée due au remblai	$H_{R,e}$	25 518	N
Moment par rapport à O	$M_o(H_{R,e})$	21 663	N.m
Actions verticales stabilisatrices			
Charge verticale V_{R1} sur le talon (fig. 8)	V_{R1}	67 200	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_{R1})$	80 640	N.m
Charge verticale V_{R2} sur le talon (fig. 8)	V_{R2}	4 145	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_{R2})$	5 941	N.m
Poussée verticale q sur écran fictif	$V_{q,e}$	1 766	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_{q,e})$	3 355	N.m
Poussée verticale remblai sur écran	$V_{R,e}$	4 497	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_{R,e})$	8 545	N.m
Butée avant			
Poids de la butée avant	V_{bt}	2 160	N
Bèche			
Poids de la bèche	V_b	1 728	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_b)$	691	N
Force de butée	H_b	2 869	N
Mur de soutènement			
Poids du voile de maçonnerie (chaînages inclus, hors aile de renforcement)	V_m	9 720	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_m)$	3 888	N
Poids de l'aile de renforcement (chaînages inclus)	V_a	1 836	N.m
Moment par rapport à O	$M_o(V_a)$	1 463	N.m
Poids de la semelle (patin + talon)	V_s	16 416	N.m
Moment par rapport à O	$M_o(V_s)$	15 595	N.m
Sollicitations résultantes			
Charge verticale due au poids du remblai sur la semelle, au poids du mur et à la poussée du remblai sur l'écran	V_G	105 553	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_G)$	116 783	N
Charge verticale due à Q et à la poussée de q sur l'écran	V_Q	18 569	N
Moment par rapport à O	$M_o(V_Q)$	23 521	N

4.6 Vérification des différents états limites

4.6.1 Vérification de la stabilité au renversement (ELU – EQU)

Pour cette vérification :

- les poussées ont un effet défavorable :

$$\gamma_{G,dst} = 1,1 \text{ et } \gamma_{Q,dst} = 1,5 ;$$

- les charges verticales stabilisatrices ont un effet favorable :

$$\gamma_G = 0,9 \text{ et } \gamma_Q = 0.$$

Moment sollicitant $M_{Ed,eq}$ dû aux actions horizontales déstabilisatrices agissant sur l'écran fictif :

$$M_{Ed,eq} = 1,1 \cdot M_o(H_{R,e}) + 1,5 \cdot M_o(H_{Q,e}) = 42\,968 \text{ N.m} \quad (9.4.9)$$

Moment résistant dû aux actions verticales stabilisatrices :

$$M_{Rd,eq} = 0,9 \cdot \left[\frac{M_o(V_{R1}) + M_o(V_{R2}) + M_o(V_{R,e})}{M_o(V_m) + M_o(V_a) + M_o(V_s)} \right] = 104\,465 \text{ N.m} \quad (9.4.10)$$

On vérifie bien que le moment sollicitant est inférieur au moment résistant.

4.6.2 Vérification de la stabilité au glissement (ELU – GEO, glissement)

La sollicitation est due à la poussée horizontale des terres sur l'écran fictif :

$$H_{Ed,g} = 1,35 \cdot H_{R,e} + 1,5 \cdot H_{Q,e} = 49\,480 \text{ N} \quad (9.4.11)$$

La résistante au glissement sous la semelle est égale à :

- la force de frottement due à la pression des terres et du poids du mur agissant sur la semelle, avec $\gamma_{Rh} = 1,1$:

$$R_{d,s} = V_G \cdot \tan(\delta_s) / \gamma_{Rh} = 48\,893 \text{ N} \quad (9.4.12)$$

- la force de butée due à la bêche, avec $\gamma_{Rv} = 1,4$:

$$R_{d,b} = H_b / \gamma_{Rv} = 2\,054 \text{ N} \quad (9.4.13)$$

$$\text{Soit : } R_d = R_{d,s} + R_{d,b} = 50\,947 \text{ N}$$

On vérifie que : $H_{Ed,g} < R_d$

Vérification complémentaire

L'eurocode 7 recommande également de vérifier, dans le cas d'un terrain argileux et en condition non drainée, que le rapport $R_d/H_{Ed,g}$ ne dépasse pas la valeur 0,4, avec :

$$R_d = A' \cdot c_{uk} / \gamma_{Rh} \quad (9.4.14)$$

A' représente l'aire de la partie comprimée de la semelle, en considérant une répartition uniforme de la contrainte. Cette aire est déterminée lors de la vérification de la capacité portante du sol.

$$A' = 1,80 \text{ m}^2$$

Soit :

$$R_d / H_{Ed,g} = 16\,319 \text{ N} / 49\,480 \text{ N} = 0,15 < 0,4.$$

La relation est vérifiée.

4.6.3 Vérification de la capacité portante du sol (ELU – GEO, portance)

La capacité portante (pression) R/A' du sol est égale à la somme des trois termes suivants :

– cohésion latérale du sol (c') :

$$R / A'(c') = c' \cdot N_c \cdot b_q \cdot s_c \cdot i_c \quad (9.4.15)$$

– surcharge latérale à la fondation (q') :

$$R / A'(q') = q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q \quad (9.4.16)$$

– pesanteur (γ' : poids volumique des terres sous la fondation) :

$$R / A'(\gamma') = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (9.4.17)$$

Pour ces calculs, on considère que la pression sous la semelle est uniforme (répartition rectangulaire des pressions, voir fig. 8).

Définition des différents termes

$A' = B' \cdot L$, valeur de calcul de la surface effective de la fondation

B' largeur effective de la fondation (voir fig. 8)

b valeur de calcul des facteurs pour l'inclinaison de la base de la fondation, avec les indices c , q et (pour l'exemples ces termes sont égaux à 1)

i facteurs d'inclinaison de la charge, avec les indices c pour la cohésion, q pour la surcharge et γ pour le poids volumique

L longueur de la fondation

N facteurs de capacité portante, avec les indices c , q et

q' valeur de calcul de la pression effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation

s facteurs de forme de la base de la fondation, avec les indices c , q et

γ' valeur de calcul du poids volumique effectif du sol sous le niveau de la fondation

Les différents facteurs intervenant dans les calculs sont définis ci-après

- Facteurs de portances N_c , N_q et N_γ :

Ils dépendent de l'angle de frottement interne du sol ϕ'_s sous la base de la fondation.

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi'_s)} \cdot \tan^2(\pi/4 - \phi'_s/2) \quad (9.4.18)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi'_s) \quad (9.4.19)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi'_s) \quad (9.4.20)$$

- Facteurs de forme de la fondation s_c , s_q et s_γ :

$$s_q = 1 + (B'/L) \cdot \sin(\phi'_s) \quad (9.4.21)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L) \quad (9.4.22)$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad (9.4.23)$$

- Facteurs dus à l'inclinaison de la charge i_c , i_q et i_γ :

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot(\phi'_s))]^m \quad (9.4.24)$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot(\phi'_s))]^{m+1} \quad (9.4.25)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan(\phi'_s)) \quad (9.4.26)$$

avec :

$$m = [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)] \quad (9.4.27)$$

Calcul de la répartition des pressions sous la semelle

La valeur de la pression la plus défavorable s'exerçant sous la semelle est due aux sollicitations suivantes :

- Force de pression $V_{Ed,p}$ s'exerçant sur la semelle (effet favorable) : elle est prise égale à V_G , avec le coefficient partiel $\gamma_{G,stb}$ égal à 0,9.

$$V_{Ed,p} = \gamma_{G,stb} \cdot V_G = 94\,997 \text{ N} \quad (9.4.28)$$

- Moment de renversement $M_{Ed,p}$ le plus défavorable, utilisant les relations (9.4.10) et (9.4.9) préalablement calculées :

$$M_{Ed,p} = M_{Rd,eq} - M_{Ed,eq} = 61\,457 \text{ N.m} \quad (9.4.29)$$

L'excentrement de la force de pression par rapport à O est égal à :

$$x(V_{Ed,p}) = B'/2 = M_{d,p} / V_{Ed,p} = 0,65 \text{ m} \quad (9.4.30)$$

La largeur de la zone de pression sous la semelle B' est donc égale à 1,29 m et la surface A' à 1,55 m.

On peut maintenant calculer les différents paramètres des équations précédentes et effectuer les vérifications à l'ELU (tableau 5).

Tableau 5 : vérification à l'ELU de la capacité portante du sol en condition drainée

Relations utilisées et commentaires	Symbole	Valeur	Unité
(9.4.15)	$V_{Ed,p}$	94 997	N
(9.4.16)	$M_{Ed,p}$	61 457	N.m
(9.4.17) Centre de poussée	$x(V_{Ed,p})$	0,65	m
	B'	1,29	m
	B'/L	1,08	
	A'	1,55	m ²
Cohésion effective du sol de fondation	c'	10	kPa
Pression due à la poussée des terres de butée	q'	12	kPa
(9.4.18)	N_q	13,20	
(9.4.19)	N_c	23,94	
(9.4.20)	N_γ	12,43	
(9.4.21)	S_q	1,49	
(9.4.22)	S_γ	0,68	
(9.4.23)	S_c	1,53	
(9.4.27)	m	1,48	
(9.4.24)	i_q	0,48	
(9.4.25)	i_γ	0,29	
(9.4.26)	i_c	0,43	
(9.4.15) Terme dû à la cohésion	$R/A'(c')$	158	kPa
(9.4.16) Terme dû aux charges latérales	$R/A'(q')$	112	kPa
(9.4.17) Terme dû au terrain sous la fondation	$R/A'(\gamma)$	31	kPa
Capacité portante (pression)	R/A'	302	kPa
	γ_{Rv}	1,4	
Capacité portante (force)	$V_{Rd,p}$	334 573	N
	Vérification $V_{Ed,p} < V_{Rd,p}$	OK	

4.6.4 Vérification du voile de maçonnerie et de l’aile armée (résistance interne de l’ouvrage)

Pour cette vérification, on recalcule la poussée des terres s’exerçant directement sur le voile de maçonnerie (valeurs caractéristiques, tableau 6).

Vérification de l’aile armée

Le calcul de l’aile armée est réalisé selon la méthode du chapitre 5, 5.4.

Lors de la vérification à l’effort tranchant, des chaînages complémentaires répartis dans le voile sont nécessaires pour augmenter la résistance au cisaillement.

Tableau 6 : vérification à l’ELU du voile de maçonnerie (aile de renforcement)

Relations utilisées et commentaires	Symbole	Valeur	Unité
Calcul de la poussée horizontale sur le voile			
$H_{Q,v} = K_a \cdot q \cdot h_m \cdot L \cdot \text{Cos}(\delta_m)$ (9.4.31)	$H_{Q,v}$	7 946	N
Position par rapport à la section S_1 $y(H_{Q,v}) = h_m / 2$ (9.4.32)	$y(H_{Q,v})$	1,00	m
$M(H_{Q,v}) = H_{Q,v} \cdot y(H_{Q,v})$ (9.4.33)	$M(H_{Q,v})$	7 946	N.m
$H_{R,v} = K_a \cdot \gamma_R \cdot h_m^2 \cdot L \cdot \text{Cos}(\delta_m)$ (9.4.34)	$H_{R,v}$	15 892	N
$y(H_{R,v}) = 2 / 3 \cdot h_m$ (9.4.36)	$y(H_{R,v})$	0,67	m
$M(H_{R,v}) = H_{R,v} \cdot y(H_{R,v})$ (9.4.37)	$M(H_{R,v})$	10 595	N.m
Résultante horizontale sur écran à l’ELU avec $\gamma_Q = 1,5$ et $\gamma_G = 1,35$	$H_{d,ELU}$	33 373	N
Moment d’encastrement à l’ELU au niveau de la semelle (section S_1)	$M_{d,ELU}$	26 221	N.m
Calcul de la section d’acier dans l’aile – section S_1 (ELU de flexion)			
Hauteur utile section du poteau	d	0,60	m
0,05 % (L.d)	$A_{s,min}$	120	mm ²
(5.67) Coefficient $A_s \cdot f_{yd} / (b \cdot d \cdot f_d)$	F_a / F_b	0,110	
(5.67)	z	0,567	m
Chap. 5, fig. 40	t_f	0,200	m
Chap. 5, fig. 40	b_{eft}	0,667	m
Second terme de l’équation (5.68)	$M_{Rd,max}$	79 091	N.m
Premier terme de l’équation (5.68)	$M_{rd,s} < M_{Rd,max}$	29 583	N.m
Section d’acier nécessaire	A_{s1}	120	mm ²

Nombre d'aciers nécessaires	Nb_A	2	Ø 10 mm
	A _{s1_réel}	157	mm ²
ELU effort tranchant – maçonnerie			
Résistance au cisaillement de la maçonnerie	f _{vd}	0,09	MPa
Section cisailée maçonnerie + aile de renforcement	A _m	0,340	m ²
Résistance au cisaillement de la maçonnerie	V _{Rd_m}	30 709	N
La section cisailée est trop faible ($V_{Rd_m} < H_{d,ELU}$) : obligation de reprendre le cisaillement par des chaînages en béton armé.			
Section d'un chaînage	A _{ch}	0,0225	m ²
Résistance au cisaillement du béton de chaînage	f _{cvd}	0,3	MPa
Résistance au cisaillement d'un chaînage	V _{ch}	6 750	N
Nbre de chaînages complémentaires à répartir dans le voile	n _{ch_m}	4	
Résistance des chaînages	V _{rd_ch} > H _{d,ELU}	33 750	N

Vérification de la paroi entre les ailes de renforcement

La vérification de la résistance du voile entre les ailes est réalisée selon la méthode du chapitre 5, 4.1 et tableau 21.

L'exemple nécessite un renforcement du voile à l'aide d'armatures disposées dans les joints d'assise.

Tableau 7 : vérification du voile de maçonnerie entre les ailes de renforcement

Relations utilisées et commentaires	Symbole	Valeur	Unité
Pression maximale due à q : $K_a \cdot q \cdot \gamma_Q$ (9.4.38)	P _{Q,ELU}	5 000	N/m ²
Pression maximale due au remblai : $K_a \cdot \gamma_R \cdot h_m \cdot \gamma_G$ (9.4.39)	P _{R,ELU}	18 000	N/m ²
Pression maximale à l'ELU	P _{ELU}	23 000	N/m ²
Rapport f _{xk1} /f _{xk2} (chap. 5, tableau 6)	m	0,25	
Longueur entre support = l _m - t _a	l _s	1	m
	h _m /l _s	2,00	
Détermination de α ₂ (chap. 5, tableau 21)	α ₂	0,056	
Moment sollicitant (5.52)	M _{Ed2,elu}	1 288	N.m/m

Calcul du moment résistant $M_{Rd2,elu}$:			
$z = t_m^2/6$	z	0,0067	m^2
Résistance à la flexion selon l'axe vertical (tableau 1)	f_{xd2}	0,18	MPa
$M_{Rd2,elu} = f_{xd2} * z$ (5.61)	$M_{Rd2,elu}$	1212	N.m/m
Le moment résistant est trop faible ($M_{Rd2,elu} < M_{Ed2,elu}$) : Renforcement de la section à l'aide d'armatures dans les joint d'assise Calcul du moment résistant correspondant $M_{Rd2,elu}$ (5.62)			
Hauteur utile de la section	d	150	mm
Bras de levier de la section armée (5.60)	z	143	mm
Section minimale d'armature par mètre de hauteur (chap 7, 3.6.2)	$A_{s,min}$	60	mm ² /m de hauteur
Section minimale d'armature tendue par mètre de hauteur ($A_{s,min}/2$)	$A_{s,t,min}$	30	mm ² /m de hauteur
Choix de $A_{s,t}$ (valeur minimale)	$A_{s,t}$	30	mm ² /m de hauteur
(5.59)	$f_{xd2,app}$	0,28	MPa
$f_{xd1}/f_{xd2,app}$	m	0,163	
Détermination de α_2 (chap. 5, tableau 21)	α_2	0,057	
Moment sollicitant (plan de rupture vertical)	$M_{d2,elu}$	1 311	N.m/m de hauteur
Éléments du groupe 1 : $\phi = 0,4$ (sauf béton léger), $\phi = 0,3$ sinon	f	0,3	
Moment résistant (plan de rupture vertical) (équation 5.62)	$M_{r2,elu}$	1 859	N.m/m de hauteur
	Vérification	OK	

4.6.5 Calcul des aciers longitudinaux de la semelle (sections S2 et S3)

Les sollicitations de calcul font intervenir :

- pour la section S2 : la pression s'exerçant sous le patin, $V_{Ed,p}/A'$ déterminée selon le tableau 5.
- Pour la section S3 : les charges gravitaires s'exerçant sur le talon, diminuées de la sollicitation de pression s'exerçant sous la semelle.

Le moment résistant est déterminé selon la méthode de calcul de l'eurocode 2, similaire à celle définie dans le chapitre 5, 5.2.

L'effort tranchant résistant est déterminé selon les spécifications de l'eurocode 2, en considérant la section non armée (cas d'une dalle) :

$$V_{Rd,c} = \max [v_1 ; v_2] \cdot b_w \cdot d \quad (9.4.40)$$

avec :

$$v_1 = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \quad (9.4.41)$$

$$v_2 = 0,053 / \gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (9.4.42)$$

Avec :

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad (9.4.43)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) \quad (9.4.44)$$

$$k = \min(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} ; 2) \quad (9.4.45)$$

f_{ck} : résistance caractéristique du béton ;

γ_c : facteur partiel relatif au béton ;

b_w : largeur minimale de la section dans la zone tendue ;

d : hauteur utile de la section armée.

Les armatures longitudinales sont en général disposées :

- en partie inférieure pour la section S2 (patin) ;
- en partie supérieure pour la section S3 (talon).

Tableau 8 : calcul des aciers longitudinaux de la semelle (sections S₂)

Relations utilisées et commentaires	Symbole	Valeur	Unité
Calcul des aciers de la semelle – section S₂ (patin)			
Pression sous la semelle à l'ELU	P_{Ed}	61 185	Pa
Force correspondante : $P_{Ed} \cdot b_p \cdot L$ (9.4.43)	$V_{d,ELU}$	22 026	N
Moment sollicitant dû à la pression du sol $V_{d,ELU} \cdot b_p / 2$ (9.4.44)	M_{Ed}	3 304	N.m
Vérification de la résistance en flexion (5.66)			
	Enrobage acier	30	mm
	Diamètre acier	8	mm
Hauteur utile section	d	266	mm
Section minimale d'acier : 0,05 % d.L	$A_{s,min}$	160	mm ²
Choix de A_s	A_s	160	mm ²
Bras de levier $z \approx 0,9 d$	z	239	mm

Moment résistant	M_{Rd}	16 654	N.m
	$M_{Ed} \ M_{Rd}$	OK	
Nombre d’aciers nécessaires (à répartir dans la longueur de la semelle)	$N_{A,S2}$	4	Ø 8
Aciers à disposer en partie inférieure de la semelle	$A_{s2_réel}$	201	mm ²
Vérification de l’Effort tranchant à l’ELU			
Effort tranchant	V_{d_ELU}	22 026	N
(9.4.45)	k	1,87	
(9.4.43)	$C_{rd,c}$	0,12	
(9.4.44)	ρ_1	$6,30 \cdot 10^{-3}$	
(9.4.41)	v1	0,26	Mpa
(9.4.42)	v2	0,45	MPa
Résistance au cisaillement	$v_{rd,c}$	0,45	MPa
Force de cisaillement	$V_{rd,c}$	143 871	N
	$V_{rd,c} \ V_{d_ELU}$	OK	

Tableau 9 : calcul des aciers longitudinaux de la semelle (sections S₃)

Relations utilisées et commentaires	Symbole	Valeur	Unité
Abscisse de la section par rapport à O	x_3	0,50	m
Largeur chargée sous la semelle	$B' - x_3$	0,79	m
Calcul des Forces et Moments en section S ₃ à l’ELU			
Pression sous la semelle à l’ELU	P_{Ed}	61 185	Pa
Force correspondante : $P_{Ed} \cdot (B' - x_3) \cdot L$ (9.4.46)	$V_{Ed}(P)$	58 287	N
Moment dû à la pression du sol $V_{d,ELU} \cdot (B' - x_3) / 2$ (9.4.47)	$M_{Ed}(P)$	23 136	N.m
Moment dû à la charge de remblai V_{R1} $1,35 \cdot V_{R1} \cdot (b_t / 2)$ (9.4.48)	$M_{Ed}(V_{R1})$	63 504	N.m
Moment dû à la charge de remblai V_{R2} $1,35 \cdot V_{R2} \cdot 2 / 3 \cdot b_t$ (9.4.49)	$M_{Ed}(V_{R2})$	5 225	N.m
Moment dû à la charge Q $1,5 \cdot Q \cdot b_t / 2$ (9.4.50)	$M_{Ed}(Q)$	17 640	N.m
Moment dû à la poussée du remblai sur l’écran fictif $V_{R,e} : 1,35 \cdot V_{R,e} \cdot b_t$ (9.4.51)	$M_{Ed}(V_{R,e})$	8 515	N.m

Moment dû à la poussée de q sur l'écran fictif $V_{q,e} : 1,5 \cdot V_{q,e} \cdot b_t$ (9.4.52)	$M_{Ed}(V_{q,e})$	3 715	N.m
Poids du talon V_t : $\rho_c \cdot 10 \cdot b_t \cdot L \cdot t_s$ (9.4.53)	V_t	12 096	N
Moment dû au poids du talon $1,35 \cdot V_t \cdot b_t / 2$ (9.4.54)	$M_{Ed}(V_{q,e})$	11 431	N.m
Force verticale totale dans la section S_3 (effort tranchant) : $1,35 \cdot (V_{R1} + V_{R2} + V_{R,e} + V_t)$ $+ 1,5 \cdot (Q + V_{q,e}) - V_{Ed}(P)$ (9.4.55)	$V_{Ed,3}$	88 298	N
Moment sollicitant total en section S_3 : moments dus à $(V_{R1} + V_{R2} + Q + V_{R,e} + V_{q,e} + V_t)$ – moment dû à la pression sous la semelle	$M_{Ed,3}$	86 895	N.m
Vérification de la résistance en flexion (5.66)			
	Enrobage acier	30	mm
	Diamètre acier	10	mm
Hauteur utile section	d	265	mm
Section minimale d'acier : 0,05 % d.L	$A_{s,min}$	160	mm ²
Choix de A_s	A_s	840	mm ²
Bras de levier $z \approx 0,9 d$	z	239	mm
Moment résistant	M_{Rd}	87 104	N.m
	$M_{Ed} M_{Rd}$	OK	
Nombre d'aciers nécessaires (à répartir dans la longueur de la semelle)	$N_{A,S2}$	11	Ø 10
Aciers à disposer en partie supérieure de la semelle	$A_{s3,réel}$	864	mm ²
Vérification de l'Effort tranchant à l'ELU			
(9.4.45)	k	1,87	
(9.4.43)	$C_{rd,c}$	0,12	
(9.4.44)	ρ_l	$2,64 \cdot 10^{-3}$	
(9.4.41)	v_1	0,40	MPa
(9.4.42)	v_2	0,45	MPa
Résistance au cisaillement	$V_{rd,c}$	0,45	MPa
Force de cisaillement	$V_{rd,c}$	143 518	N
	$V_{rd,c} V_{d,ELU}$	OK	

4.6.6 Dispositions constructives

On se référera aux chapitres 7 et 8 pour la mise en œuvre de la maçonnerie et à l'eurocode 2 pour la mise en œuvre des sections d'aciers dans la semelle.

Un chaînage est à disposer en partie supérieure du mur pour assurer le monolithisme d'ensemble du voile de maçonnerie.

L'aile de renforcement peut éventuellement être arrêtée avant le sommet du mur. La nouvelle section ainsi créée doit être vérifiée selon les mêmes principes que ceux présentés ci-dessus.

5. Répartition des forces horizontales : application au séisme

Se reporter au fichier de calcul associé téléchargeable en ligne sur la fiche de l'ouvrage : www.editions-eyrolles.com.

5.1 Documents de référence

NF EN 1998-1 : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Règles générales.

NF EN 1998-1/AN : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Règles générales – Annexe nationale française.

5.2 Dimensionnement

La vérification au séisme des murs de maçonnerie se décompose en plusieurs étapes. Il faut tout d'abord déterminer les sollicitations sismiques, à la fois verticales et horizontales. Il faut ensuite vérifier chaque mur indépendamment vis-à-vis du cisaillement et de la flexion composée.

5.3 Détermination des sollicitations sismiques et prise en compte des effets de la torsion

Toute vérification de la stabilité ou de la résistance d'une structure nécessite le calcul des sollicitations auxquelles elle risque d'être soumise. La vérification aux sollicitations sismiques n'échappe pas à cette règle.

Les sollicitations sismiques qui dépendent de la masse constitutive de l'ouvrage sont généralement déterminées selon 2 méthodes (voir eurocode 8) :

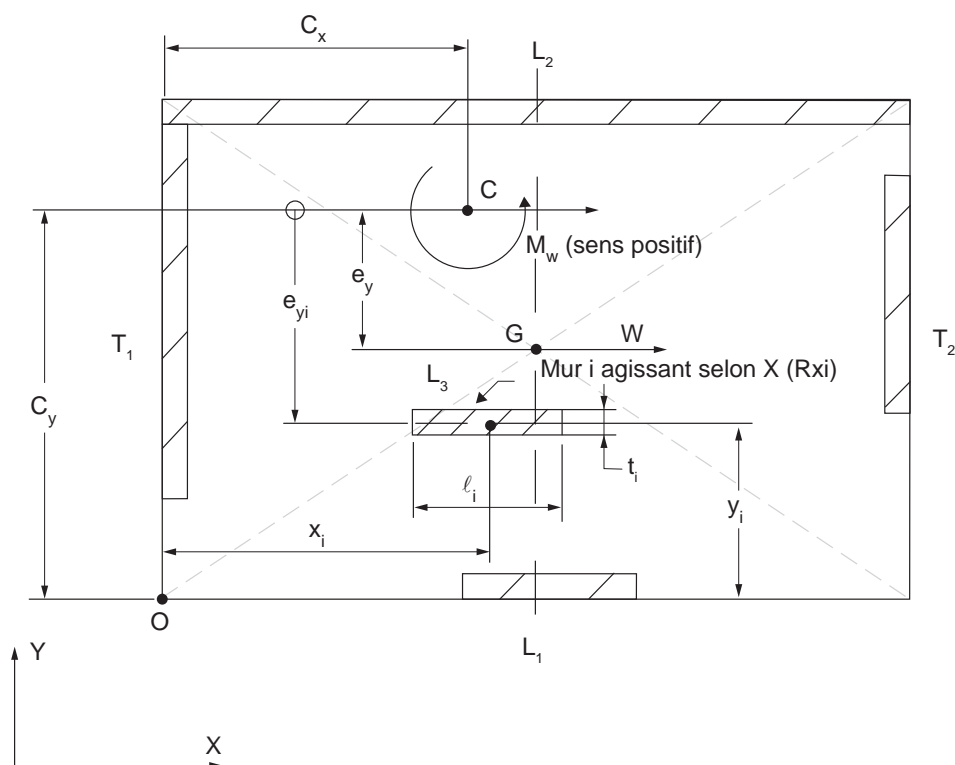
- méthode des forces latérales ;
- méthode modale.

Des méthodes alternatives existent, mais restent très peu utilisées.

Nous supposerons connues les forces horizontales qui s'appliquent au niveau du plancher supporté par la maçonnerie. Nous allons voir comment celles-ci doivent être réparties sur les murs de maçonnerie et comment seront pris en compte les effets de la torsion.

Prenons l'exemple suivant, repris de la figure 22 du chapitre 4 : l'ouvrage en maçonnerie est contreventé suivant 2 directions perpendiculaires que l'on notera x et y .

Fig. 10 : schéma du contreventement de l'ouvrage



Dans cet exemple, nous nous limiterons à l'étude d'un seul niveau.

Données sur les matériaux et la mise en œuvre :

- blocs creux en béton de granulats courants (B40) de catégorie 1 montés à joints épais ($f_m = 10$ MPa, mortier de recette) ;
- résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie $f_k = 2,61$ MPa (voir chap. 3, 1.1.2) ;
- résistance initiale au cisaillement $f_{vk0} = 0,2$ MPa (voir chap. 3, 2) ;

- murs de maçonnerie chaînée ; armatures constituées de 4 HA 10 au minimum ($A_{SV} = 300 \text{ mm}^2$) ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$) ;
- les joints verticaux sont remplis.

Coefficients de sécurité en situation sismique :

– pour la maçonnerie : $\gamma_{MS} = \max \left(1,5 ; \frac{2}{3} \times \gamma_M \right)$ (9.5.1)

Pour l'exemple, on prendra $\gamma_{MS} = 1,8$ (niveau de contrôle IL1).

– pour l'acier : $\gamma_S = 1$. (9.5.2)

Tableau 10 : données géométriques sur le bâtiment (toutes les coordonnées sont par rapport au point O), bâtiment de forme carrée de 10 m de côté

Coordonnées du centre de gravité du mur					
Mur	$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$	$l \text{ (m)}$	$t \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$
L1	5,00	0,10	2,00	0,20	2,50
L2	5,00	9,90	10,00	0,20	2,50
L3	5,00	3,00	3,00	0,20	2,50
T1	0,10	6,00	8,00	0,20	2,50
T2	9,90	7,00	2,00	0,20	2,50

Nous supposons que l'effort sismique horizontal agissant au niveau du centre de gravité G du plancher est identique dans les 2 directions : $F_x = F_y = 200 \text{ kN}$.

Cet effort doit être distribué sur les contreventements au prorata de leur rigidité.

Il est également indispensable de tenir compte des effets de la torsion (voir chap. 4, 2.5.3) via un coefficient . Nous obtenons donc l'expression suivante pour le mur de contreventement i dans la direction x ou y :

Direction x, mur Li : $F_{xi} = \delta_{xi} \times F_x \times \frac{R_{xi}}{\sum R_{xi}}$ (9.5.3)

Direction y, mur Ti : $F_{yi} = \delta_{yi} \times F_y \times \frac{R_{yi}}{\sum R_{yi}}$ (9.5.4)

Les rigidités R_{xi} ou R_{yi} sont obtenues à partir de l'équation (4.41).

En règle générale, on considère que la rigidité d'un mur est nulle dans la direction perpendiculaire à son plan.

Lorsque l'on utilise un modèle spatial tel que celui défini dans l'eurocode 8, nous devons prendre en compte les sollicitations sismiques qui agissent simultanément dans toutes les directions. Ainsi, si nous considérons la direction x, nous devons également tenir compte des effets de torsion induits par la sollicitation sismique dans la direction y.

Le coefficient de torsion j_i pour un mur i dans la direction j s'exprime par :

$$\delta_{ji} = \max \left(1 + \frac{T_{ji} + 0,3 \times t_{ji}}{\alpha_{ji}} ; 0,3 + \frac{0,3 \times T_{ji} + t_{ji}}{\alpha_{ji}} \right) \quad (9.5.5)$$

où :

T_{ji} est la force due à l'action de la torsion sous l'effet d'une force unitaire dirigée dans le plan du mur i ,

t_{ji} est la force due à l'action de la torsion sous l'effet d'une force unitaire dirigée perpendiculairement au plan du mur i ,

α_{ji} est le rapport entre la rigidité du mur i dans la direction j , et la somme des rigidités de l'ensemble des murs dans cette même direction :

$$\alpha_{ji} = \frac{R_{ji}}{\sum R_{ji}} \quad (9.5.6)$$

Les forces T_{ji} et t_{ji} sont obtenues par les expressions suivantes :

– pour la direction x :

$$T_{xi} = \max \left(\frac{y_g \pm e_{ay} - c_y}{\Omega} \right) \times (y_i - c_y) \times R_{xi} \quad (9.5.7)$$

$$t_{xi} = \max \left(\frac{x_g \pm e_{ax} - c_x}{\Omega} \right) \times (y_i - c_y) \times R_{xi} \quad (9.5.8)$$

– pour la direction y :

$$T_{yi} = \max \left(\frac{x_g \pm e_{ax} - c_x}{\Omega} \right) \times (x_i - c_x) \times R_{yi} \quad (9.5.9)$$

$$t_{yi} = \max \left(\frac{y_g \pm e_{ay} - c_y}{\Omega} \right) \times (x_i - c_x) \times R_{yi} \quad (9.5.10)$$

où :

x_g et y_g sont les coordonnées du centre de gravité du plancher,

c_x et c_y sont les coordonnées du centre de torsion (équation 4.44)

e_{ax} et e_{ay} sont les excentricités accidentelles,

x_i et y_i sont les coordonnées du centre du mur considéré,

R_{ji} est la rigidité du mur considéré,

est le module d'inertie polaire (équation (4.48)).

Cette formulation des forces T et t correspond à une synthèse des équations (4.45), (4.47) et (4.49).

Les excentricités accidentelles e_{ax} et e_{ay} , telles que définies dans l'eurocode 8, permettent de tenir compte d'un éventuel déplacement de la répartition des charges dues au séisme. Elles sont égales à :

$$e_{ax} = 0,05 \times L_x \text{ et } e_{ay} = 0,05 \times L_y$$

Avec L_x et L_y , la longueur du bâtiment respectivement dans la direction x et y.

Pour notre exemple, les coordonnées du centre de gravité du plancher sont :

$$x_g = 5 \text{ m et } y_g = 5 \text{ m.}$$

Les rigidités R_{ji} des différents murs sont données dans le tableau suivant (équations [4.41], [4.42] et [4.43]) :

Tableau 11 : rigidités R_{ji} des différents murs

Mur	$I_{xi} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yi} \text{ (m}^4\text{)}$	$R_{xi} \text{ (N/m)}$	R_{yi}	$\alpha = \frac{R_{ji}}{\sum R_{ji}}$
L1	0,00	0,13	$4,77.10^7$	0,00	0,05
L2	0,00	16,67	$7,59.10^8$	0,00	0,82
L3	0,00	0,45	$1,19.10^8$	0,00	0,13
T1	8,53	0,00	0,00	$5,78.10^8$	0,92
T2	0,13	0,00	0,00	$4,77.10^7$	0,08
Somme			$9,26.10^8$	$6,26.10^8$	

Nous pouvons désormais calculer les coordonnées du centre de torsion (équation [4.44]) :

$$c_x = \frac{\sum R_{yi} \times x_i}{\sum R_{yi}} = \frac{5,30.10^8}{6,26.10^8} = 0,85 \text{ m} \tag{9.5.11}$$

$$c_y = \frac{\sum R_{xi} \times y_i}{\sum R_{xi}} = \frac{78,8.10^8}{9,26.10^8} = 8,51 \text{ m} \tag{9.5.12}$$

Le module d'inertie polaire est donné par la formule (4.48). Nous obtenons dans notre exemple :

$$\Omega = 1,27.10^{10} \text{ N.m}$$

La forme en plan du bâtiment est un carré de 10 m de côtés, les excentricités accidentelles sont égales à :

$$e_{ax} = e_{ay} = 0,5 \text{ m}$$

Nous avons maintenant toutes les données nécessaires permettant de calculer le coefficient de torsion pour chaque contreventement δ_{ji} (voir tableau 12).

Tableau 12 : calcul du coefficient de torsion pour chaque contreventement δ_{ji}

Mur	+ ea_i		- ea_i		δ
	T (N)	t (N)	T (N)	t (N)	
L1	0,10	- 0,15	0,13	- 0,12	2,79
L2	- 0,25	0,39	- 0,33	0,30	0,84
L3	0,16	- 0,24	0,21	- 0,19	2,17
T1	- 0,16	0,10	- 0,12	0,14	0,91
T2	0,16	- 0,10	0,12	- 0,14	2,67

Nous pouvons utiliser maintenant ce dernier résultat pour calculer l'action sismique F_{ji} sur le mur i dans la direction j.

Tableau 13 : calcul de l'action sismique F_{ji} sur le mur i dans la direction j

Mur	δ	$\alpha = \frac{R_{ji}}{\sum R_{ji}}$	F_{ji}
L1	2,79	0,05	28 762
L2	0,84	0,82	137 173
L3	2,17	0,13	55 705
T1	0,91	0,92	168 051
T2	2,67	0,08	40 808

Concernant l'effort vertical N_i sur le mur i, nous devons effectuer une descente de charge classique. En situation accidentelle de type séisme, les combinaisons d'actions sont différentes de celles en situation courante (voir eurocode 8). Nous ne détaillerons pas cette étape et nous nous limiterons à la présentation des résultats obtenus dans le tableau 14.

Tableau 14 : effort vertical N_i sur le mur

Mur	$N_i(N)$
L1	50 000
L2	180 000
L3	70 000
T1	150 000
T2	50 000

5.4 Vérification des murs de contreventement

Les murs de maçonnerie chaînée doivent être vérifiés vis-à-vis du cisaillement et du non-basculement (voir chap. 4, 3.3 et 3.4).

Pour la résistance au cisaillement, nous utiliserons la formule (5.44). Par simplification, nous ne tiendrons pas compte de la section de béton.

La résistance de calcul au cisaillement f_{vd} est donnée par l'équation (3.4) puisque les joints verticaux sont remplis. La résistance au cisaillement de chaque mur sera différente puisqu'elle dépend de la contrainte de compression verticale.

Tableau 15 : résistance de calcul au cisaillement f_{vd}

Mur	f_{vd} (MPa)
L1	0,14
L2	0,13
L3	0,14
T1	0,13
T2	0,14

Avec $f_b = 5,43$ MPa, la résistance moyenne normalisée à la compression des blocs.

Nous pouvons maintenant comparer la résistance de calcul au cisaillement V_{Rd} avec la force sismique horizontale F_{ji} (tableau 16).

Tableau 16 : comparaison de la résistance de calcul au cisaillement V_{Rd} avec la force sismique horizontale F_{ji}

Mur	F_{ji}	V_{Rd}	Vérification ($F_{ji} < V_{Rd}$)
L1	28 762	55 556	OK
L2	137 173	262 222	OK
L3	55 705	82 222	OK
T1	168 051	211 111	OK
T2	40 808	55 556	OK

La résistance au cisaillement est ici vérifiée.

Nous allons maintenant vérifier la résistance au basculement des murs. Pour cela, nous utiliserons les équations (5.45) à (5.48).

Nous utiliserons le coefficient de réduction de la résistance p dû à l'élancement et à l'excentricité des charges (voir note de la relation 5.46).

Tableau 17 : résistance au basculement des murs

Mur	M_a (N.m)	ϕ_p	l_c (m)	su	A_{sv} calcul (mm ²)	Vérification (A_{sv} calcul < A_{sv})
L1	121 905	0,6	0,39	0,0008	93	OK
L2	1 242 933	0,6	0,74	0,0025	0	OK
L3	244 262	0,8	0,37	0,0016	56	OK
T1	1 020 128	0,6	0,77	0,0025	0	OK
T2	152 019	0,6	0,50	0,0009	168	OK

La section d'acier calculée est inférieure à celle prescrite forfaitairement (300 mm²). La résistance au basculement est donc bien vérifiée.

ANNEXES

A

Sécurité incendie – résistance au feu

La réglementation française vise essentiellement à assurer la protection des personnes en cas d'incendie.

Les mesures concernant la protection et l'évacuation des occupants sont adaptées en fonction du type d'établissement :

- établissements recevant du public (ERP) ;
- établissements industriels et commerciaux (EIC) ;
- bâtiments d'habitation (HAB) ;
- immeubles de grande hauteur (IGH) ;
- garages et parkings ;
- installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE).

Pour satisfaire à cette exigence, les règles suivantes sont à appliquer.

1. Exigence de résistance au feu selon le type d'établissement

Les critères de résistance sont déterminés réglementairement selon le type de bâtiment ou d'établissement (voir tableau 1).

Tableau 1 : textes normatifs et réglementaires applicables

Bâtiment ou établissement	Texte de référence
Habitation	Arrêté du 31 janvier 1986 modifié
Établissements recevant du public (ERP)	Arrêté du 25 juin 1980 modifié
Immeubles de grande hauteur (IGH)	Arrêté du 18 octobre 1977 modifié
Établissements industriels et commerciaux (EIC)	Arrêté du 5 août 1992 (modification de l'article R 235-4)
Parcs de stationnement couverts	Circulaires du 3 mars 1975 et du 4 novembre 1987, arrêté du 9 mai 2006
Installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE)	Décret du 21 septembre 1977 et arrêtés types pour les ICPE soumises à autorisation

Le degré de résistance au feu (R, EI ou REI) est défini dans le tableau 2.

Tableau 2 : résistance au feu requise pour la structure (en heures)
selon les types d'établissements (hors ICPE)⁽⁵⁾

	0	1/4 h	1/2 h	1 h	1 h 1/2	2 h	3 et 4 h
RDC seulement	ERP (cat. 5), bureaux, industries		ERP (cat. 5) ⁽¹⁾				Isolement entre ERP et parc de stationnement ⁽²⁾
H ≤ 8 m	Bureaux, industries	Habitation (1 ^{re} famille)	ERP (2 ^e , 3 ^e et 4 ^e cat.), habitation (2 ^e famille)	ERP 1 ^{re} cat.			
8 < H ≤ 28 m				ERP (2 ^e , 3 ^e et 4 ^e cat.), habitation (3 ^e famille), bureaux, industries ⁽³⁾	ERP 1 ^{re} cat.		
28 < H ≤ 50 m					Habitation (4 ^e famille)	IGH classes W, O, R, U, Z ⁽⁴⁾	Isolement entre IGH et ERP ; IGH et parc de stationnement ⁽²⁾
H > 50 m						IGH classe A ⁽⁴⁾	Isolement entre ERP et parc de stationnement ⁽²⁾

H : hauteur du niveau le plus haut (prise au niveau du plancher bas).
1) ERP avec locaux réservés au sommeil au-dessus du rez-de-chaussée.
2) Béton avec protection.
3) 1/4 h pour un plancher sur vide sanitaire non aménageable.
4) Classement des IGH : A : immeubles à usage d'habitation ; O : immeubles à usage d'hôtel ; R : immeubles à usage d'enseignement ; S : immeubles à usage de dépôt d'archives ; U : immeubles à usage sanitaire ; W : immeubles à usage de bureaux ; Z : immeubles à usage mixte.
5) Installations classées pour la protection de l'environnement.

2. Résistance au feu des éléments

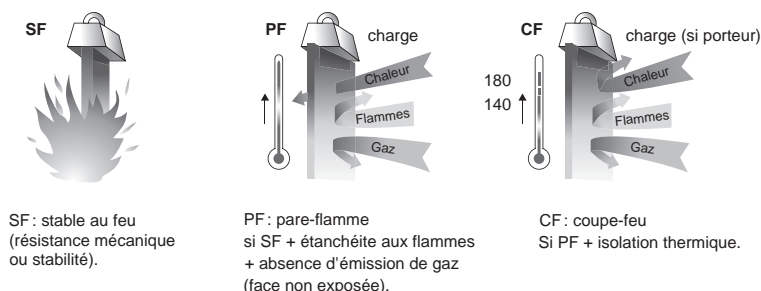
L'arrêté du 3 août 1999 a été remplacé par celui du 22 mars 2004. Différents essais de maçonnerie font encore référence à cet arrêté car leur date de validité peut être prolongée jusqu'en 2011.

Selon le nouvel arrêté du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, des éléments de construction et d'ouvrages, les critères de performance utilisés pour l'évaluation de la résistance au feu sont les suivants :

- **stabilité au feu (SF ou R)**, pour laquelle le critère de résistance mécanique est requis ;
- **pare-flamme (PF ou E)**, pour laquelle sont requis les critères d'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds ;
- **coupe-feu (CF ou EI ou REI)**, pour laquelle sont requis les critères d'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds et d'isolation thermique (échauffement de la face non exposée limitée à 140 °C en moyenne, 180 °C sur un point de mesure).

Les gaines et conduits se voient attribuer un classement PF ou CF de traversée de paroi.

Fig. 1 : définition des critères de résistance au feu



Relation entre classements français et européen

La résistance au feu des éléments de construction peut être déterminée selon les critères français ou européens (NF EN 13501-2) (cas des produits revêtus du marquage CE).

Tableau 3 : relations entre classements français et européen

Spécification	Réglementation française		Normalisation européenne
Stable au feu	Stabilité au feu sous son poids propre ou sous un chargement donné : SF	Coupe feu (CF)	Stabilité au feu sous son poids propre : pas d'indice de classement
Pare-flamme	PF		Stabilité au feu sous un chargement donné : R
Isolation thermique	Pas d'indice de classement		E
Exemple : élément non porteur coupe-feu 1 h 30 min	CF 1 h 30 min		I
Exemple : élément porteur coupe-feu 1 h 30 min	CF 1 h 30 min		EI 90
			REI 90

Les critères européens R, E et I peuvent être accompagnés d'autres critères de qualification tels que :

- M : action mécanique (tenue sous un choc par exemple) ;
- W : tenue au rayonnement.

La résistance au feu des maçonneries est évaluée dans l'eurocode 6 partie 2 (NF EN 1996-1-2) de trois manières : par essai, par calcul ou par valeurs tabulées (règles simplifiées).

En France cette résistance doit être évaluée par essais.

Les tableaux proposés ci-après donnent les résistances au feu de différents murs de maçonnerie.

Consulter les centres techniques des fabricants de produits pour obtenir des informations complémentaires (voir annexe F).

Tableau 5 : résistance au feu des murs de maçonneries de blocs en béton selon l'arrêté du 22 mars 2004
(mise en œuvre : montage maçonné)

Utilisation	Dimensions des blocs (L × ep × h) (mm)	Type de bloc	Groupe selon EC 6	Classe de résistance	Performances		N° du PV d'essai	Référence de reconduction	Date de validité
Murs coupe-feu non porteurs	500 × 200 × 200	Creux 2 rangées 8 alvéoles	3	B40	(EI) 120 min	(E) 120 min	CSTB RS-06-076	–	18-04-2011
	500 × 200 × 200	Creux 3 rangées 9 alvéoles	3	B40	(EI) 240 min	(E) 120 min	CSTB RS-05-059	–	20-05-2010
Mur coupe-feu non porteur	500 × 150 × 200	Perforé	1	B80	(EI) 360 min	(E) 360 min	CSTB RS-06-153	–	6-10-2011
Murs coupe-feu porteurs	500 × 200 × 200	Creux 2 rangées 8 alvéoles	3	B40	(RED) 120 min	(RE) 360 min	CSTB RS-05-005	–	9-02-2010
	500 × 200 × 200	Creux 3 rangées 9 alvéoles	3	B40	(RED) 240 min	(RE) 360 min	CSTB RS-06-075	–	17-05-2011
REI : Performance coupe-feu mur porteur E : Performance d'étanchéité EI : Performance coupe-feu mur non porteur RE : Performance de capacité portante et d'étanchéité									

Tableau 6 : résistance au feu des murs de maçonneries de blocs en béton cellulaire autoclavé selon l'arrêté du 3 août 1999 abrogé (mise en œuvre : montage collé)

Utilisation	Dimensions (L × ep × h) (mm)	Type du bloc ou carreau	Groupe selon EC 6	Classe de résistance ⁽⁴⁾	Degré CF	Degré PF	Degré SF	N° du PV d'essai	Référence de reconduction	Date de validité
Cloisons coupe-feu	625 × 70 × 500	Plein	1	Rcn 4	1 h 30	1 h 30	—	CSTB RS-00-096	—	13-10-2005 ⁽¹⁾
	625 × 100 × 500	Plein	1	Rcn 4	3 h	3 h	—	CSTB RS-00-097	—	11-10-2005 ⁽¹⁾
Murs coupe-feu non porteurs	625 × 150 × 250	Plein	1	Rcn 4	6 h	6 h	—	CSTB RS-01-104	—	28-11-2006 ⁽¹⁾
	625 × 200 × 250	Plein	1	Rcn 3	6 h	6 h	—	CSTB RS-01-105	—	5-12-2006 ⁽¹⁾
Cloisons hauteur d'étage coupe-feu	600 × 70 × 2 960	Plein ⁽²⁾	1	Rcn 5	1 h	2 h	—	CSTB RS-00-217 Ap. labo RS-06-028	—	25-01-2006 ⁽¹⁾
	600 × 70 × 2 960	Plein ⁽³⁾	1	Rcn 5	1 h 30	2 h	—	CSTB RS-00-217 Ap. labo RS-06-028	—	25-01-2006 ⁽¹⁾
	600 × 100 × 2 960	Plein ⁽²⁾	1	Rcn 5	2 h	2 h	—	CSTB RS-01-063 Ap. labo RS-06-029	—	26-01-2006 ⁽¹⁾
	600 × 100 × 2 960	Plein ⁽³⁾	1	Rcn 5	2 h	3 h	—	CSTB RS-01-063 Ap. labo RS-06-029	—	26-01-2006 ⁽¹⁾

1) Procès-verbaux valides jusqu'au 1^{er} avril 2011 en application de l'article 22 de l'arrêté du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits et ouvrages
2) Bande d'étanchéité Promafam C
3) Bande d'étanchéité Super wool X607
4) Résistances caractéristique normalisée
Les essais répertoriés dans le tableau ont été réalisés sur des murs non enduits montés à l'aide de blocs de béton cellulaire conformes à la norme NF P 12-024-2 additif national à la norme EN 771.

3. Dispositions constructives

3.1 Liaisons et joints

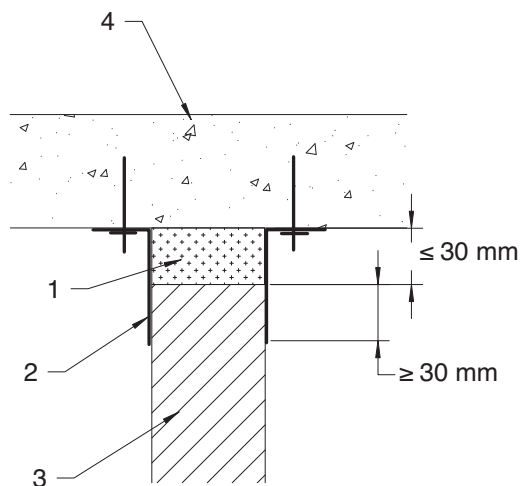
Les planchers et la toiture doivent assurer un appui latéral au sommet et en pied de mur. Il est également possible d'assurer la stabilité au moyen de contreforts ou d'attaches spéciales liaisonnées à la structure principale.

Les joints (y compris les joints de dilatation) doivent être conçus et réalisés de manière à satisfaire à l'exigence de résistance au feu.

Lorsque les joints de dilatation requièrent la présence d'isolants, ceux-ci doivent être protégés par un matériau isolant minéral (laine de roche par exemple) dont le point de fusion est supérieur à 1 000 °C. Si d'autres matériaux sont utilisés, ils doivent démontrer par essais qu'ils satisfont aux critères E et I (voir NF EN 1366-4).

Les liaisons des murs porteurs ou non sont à réaliser selon les spécifications indiquées aux paragraphes 7 et 8. Les figures 2 à 4 donnent quelques exemples de liaisons.

Fig. 2 : exemple de liaison entre un mur porteur ou non porteur et un plancher haut

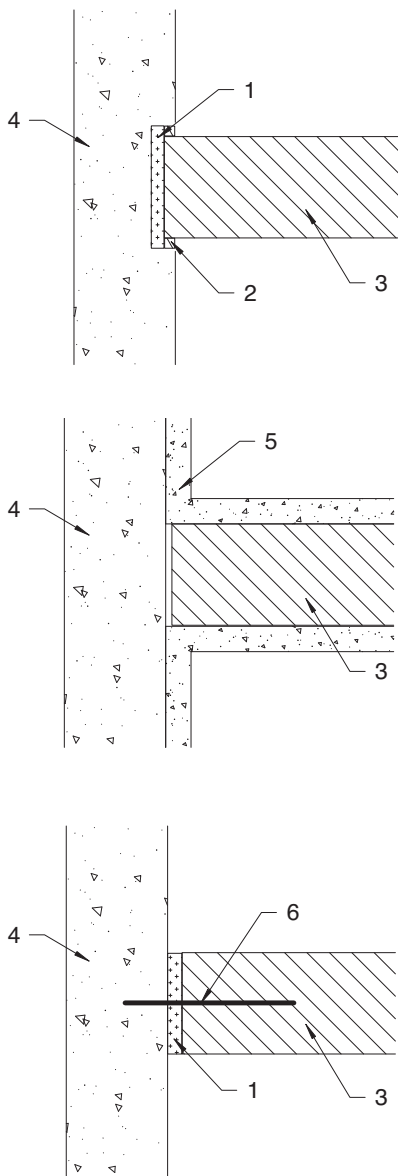


1 : matériau isolant minéral (laine minérale, laine de roche)
avec un point de fusion supérieur ou égal à 1 000 °C

2 : cornière d'acier

3 : mur de type cloison

4 : élément de plancher

Fig. 3 : exemples de liaisons latérales d'un mur non porteur

1 : matériau isolant minéral (laine minérale, laine de roche)
avec un point de fusion supérieur ou égal à 1 000 °C

2 : joint de finition

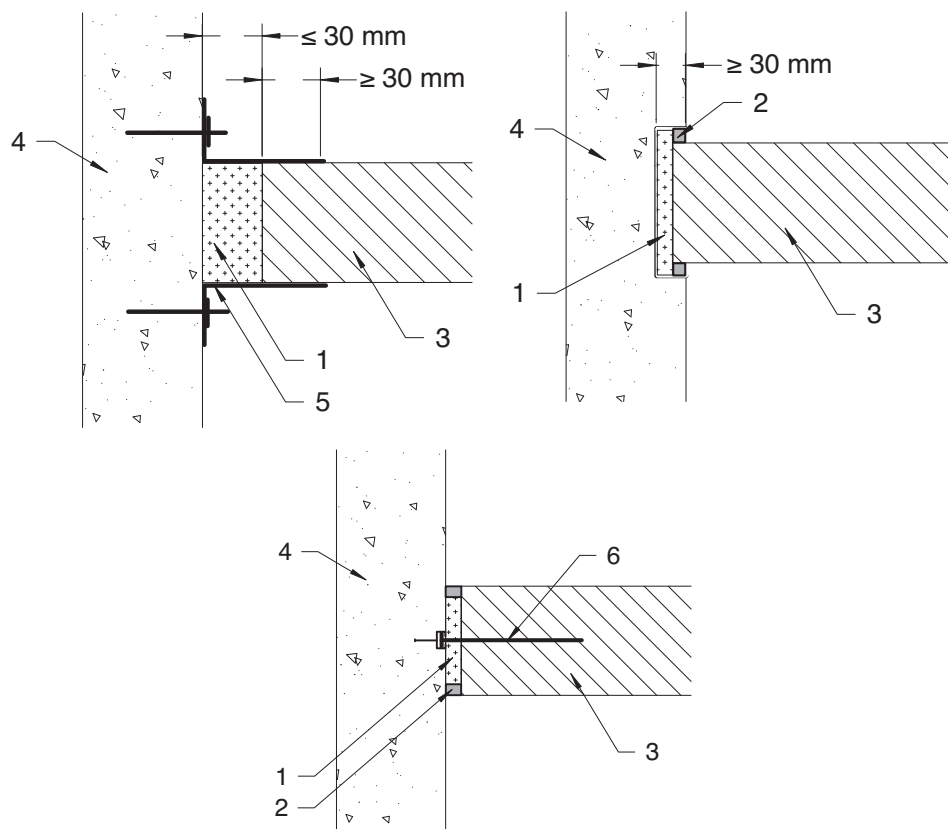
3 : mur de type cloison

4 : mur porteur ou cloison

5 : plâtre

6 : pièce d'ancrage éventuelle

Fig. 4 : exemples de liaisons latérales d'un mur porteur



1 : matériau isolant minéral (laine minérale, laine de roche)
avec un point de fusion supérieur ou égal à 1 000 °C

2 : joint d'étanchéité

3 : mur porteur (maçonnerie)

4 : mur porteur (béton)

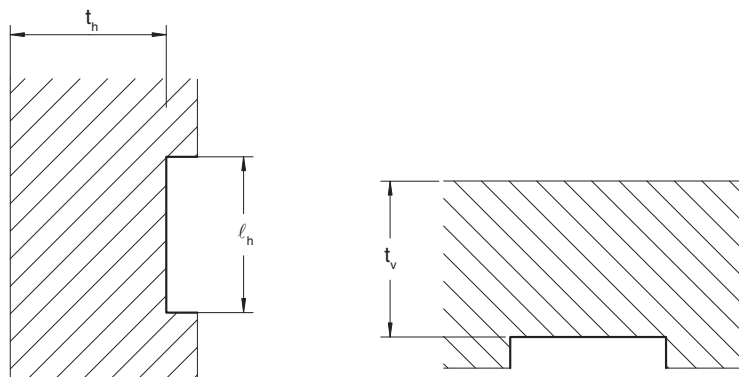
5 : cornière d'acier

6 : pièce d'ancrage à coulissement vertical

3.2 Canalisations électriques, tuyaux et câbles

On considère que les saignées et les retraits autorisés dans les murs porteurs (voir chapitre 7, 6) n'affectent pas la durée de résistance au feu.

Fig. 5 : dispositions pour les saignées et retraits des murs non porteurs



Saignées, retraits horizontaux ou inclinés

Saignées, retraits verticaux

$t_h \leq 5/6$ de l'épaisseur minimale requise du mur et 60 mm minimum^(*)

$l_h \leq 2$ fois l'épaisseur minimale requise du mur^(*)

$t_v \leq 2/3$ de l'épaisseur minimale requise du mur et 60 mm minimum^(*)

(*) inclus les finitions intervenant dans la résistance au feu (plâtre par exemple)

Il est recommandé d'évaluer la résistance au feu des murs non porteurs ayant des retraits ou des saignées non conformes à la figure A.5 à partir d'essais effectués conformément à l'EN 1364-1.

Calfeutrement des câbles et des tuyaux

Les passages de câbles unitaires et de tuyaux non combustibles d'un diamètre maximal de 100 mm peuvent être calfeutrés au mortier, si cette solution n'affecte pas la performance et la tenue au feu. D'autres matériaux agréés par des normes CEN peuvent également être utilisés.

Des faisceaux de câbles ou de tuyaux en matériaux combustibles ou des câbles unitaires passant par des trous non calfeutrés au mortier peuvent traverser les murs si :

- la méthode de calfeutrement a fait l'objet d'une évaluation par essai conformément à la NF EN 1366-3 ;
- des recommandations fondées sur une expérience pratique satisfaisante sont précisées.

4. Vérification de la résistance au feu d'une structure

La résistance au feu d'une structure est vérifiée à partir de la relation suivante (voir chapitre 4, 1) :

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (A1.1)$$

$E_{d,fi}$ représente la valeur de calcul de l'action, définie par la relation (4.20).

$R_{d,fi}$ représente la résistance de calcul au feu de la maçonnerie. Le coefficient partiel $\gamma_{M,fi}$ associé aux matériaux (maçonnerie, acier) est pris égal à 1.

B

Complément pour le calcul au séisme

L'eurocode 8 traite du dimensionnement des structures au séisme. En plus des méthodes de détermination des effets sismiques et des méthodes de vérification des ouvrages, l'eurocode 8 donne des exigences complémentaires concernant les caractéristiques des différents matériaux et leur mise en œuvre.

Cette annexe n'aborde pas les méthodes de dimensionnement. Elle rappelle les évolutions de la nouvelle réglementation sismique en France et fournit les exigences complémentaires apportées par l'eurocode 8 sur les éléments de maçonnerie.

L'année 2009 marque pour la France le début d'une importante évolution de la réglementation parasismique, avec l'entrée en application d'un nouveau zonage sismique. Le territoire est divisé en 5 zones (1 à 5) de sismicité croissante. La zone 1 correspond à une sismicité très faible, où il n'y a pas de prescription pour les bâtiments à risque normal, la zone 5 étant réservée aux Antilles (fig. 1).

Le décret et les arrêtés correspondants ont été publiés à la fin de l'année 2008. Outre la publication d'une nouvelle carte, ils introduisent l'eurocode 8 et ses annexes nationales comme normes de calcul de référence.

Pour les bâtiments de catégorie d'importance II, c'est-à-dire les maisons individuelles et la grande majorité des petits collectifs, l'eurocode 8 ne s'applique qu'à partir de la zone de sismicité 3. Pour la zone 2, des dispositions constructives sont à appliquer seulement aux éléments sismiques secondaires (éléments non structuraux comme les balcons, les cheminées ou les cloisons). Ces dispositions sont données par le guide *Dispositions constructives en zone de sismicité faible* (en préparation – diffusion par le ministère de l'Environnement).

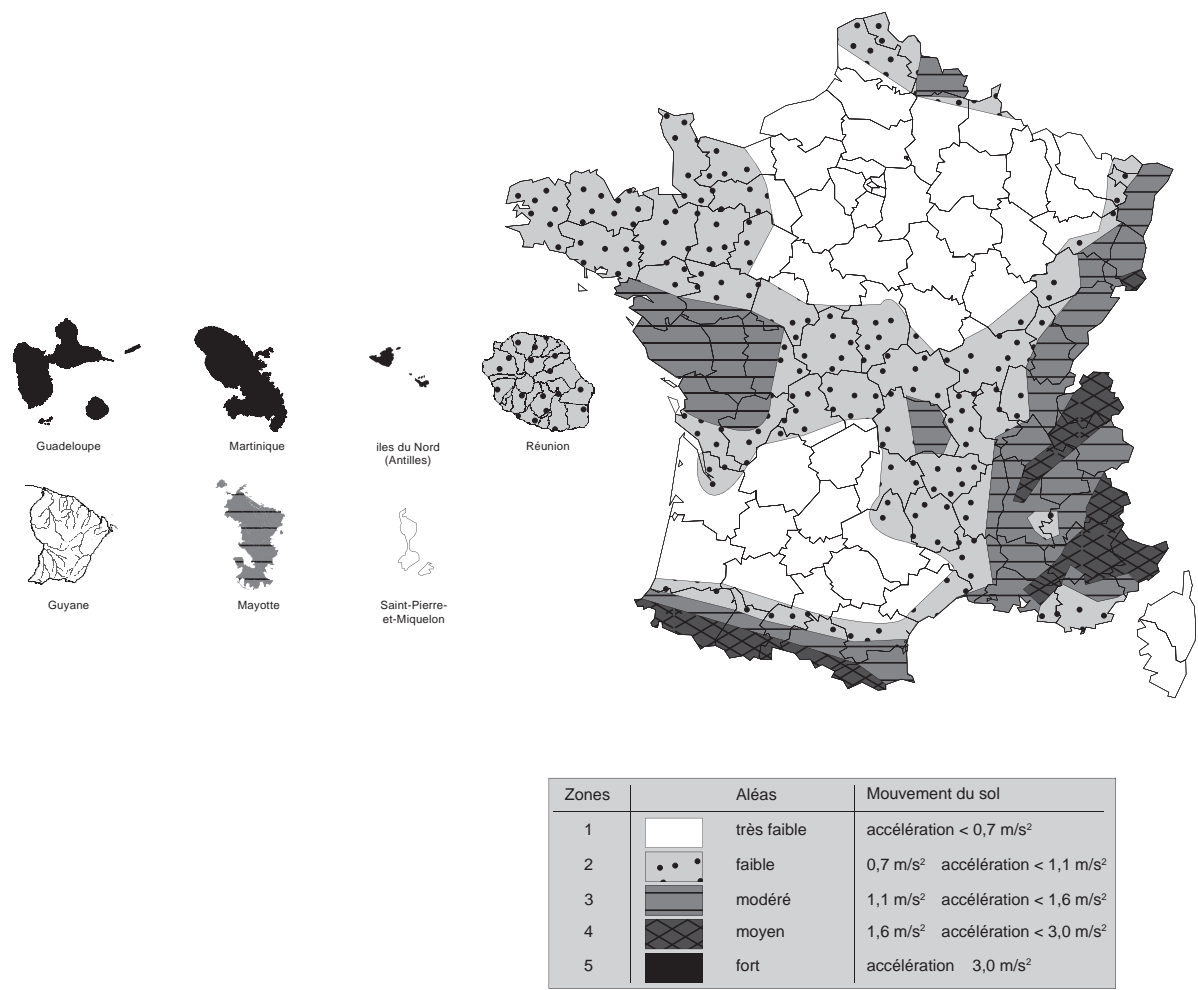
Pour les bâtiments de catégorie d'importance III et IV (écoles, hôpitaux, etc.), l'eurocode 8 s'applique à partir de la zone de sismicité 2.

Les conditions sur les matériaux et les dispositions constructives données dans les paragraphes suivants ne concernent que les murs de maçonneries faisant partie du système de contreventement. Ces derniers doivent être conçus pour résister aux séismes.

Les éléments porteurs et les murs de refend associés font partie du système de contreventement.

En revanche, pour des bâtiments dont la stabilité générale est assurée par exemple par des voiles en béton armé, un mur de façade en maçonnerie, faiblement porteur ou non porteur, devra être vérifié au séisme comme un élément non structural (élément secondaire de structure). Dans ce cas, aucune condition minimale n'est imposée aux éléments constituant la maçonnerie.

Fig. 1 : carte d'aléa sismique de la France



1. Conditions sur les matériaux

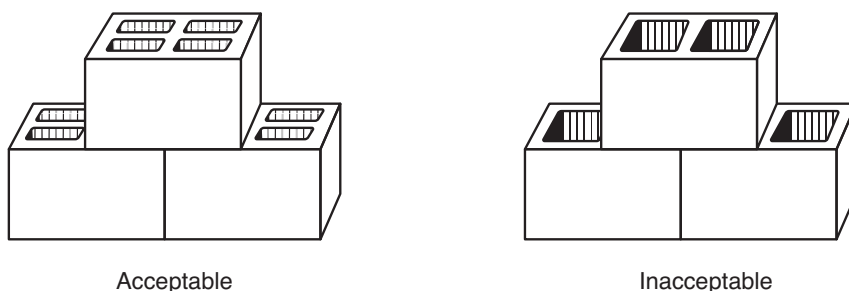
1.1 Les éléments de maçonnerie

Les caractéristiques minimales des éléments de maçonnerie participant à la résistance au séisme (éléments de structures primaires) sont précisées dans le tableau 1.

Tableau 1 : caractéristiques des éléments de maçonneries pour la résistance aux séismes

Caractéristiques	Éléments en béton cellulaire autoclavé ⁽¹⁾	Autres éléments
Épaisseur minimale : $t_{ef,min}$	250 mm	– 150 mm pour les éléments du groupe 1 – 200 mm pour les groupes 2, 3 et 4 ⁽²⁾
Résistance perpendiculairement à la face de pose : $f_{b,min}$	2,8 MPa	4 MPa
Résistance parallèlement à la face de pose : $f_{bh,min}$	2,8 MPa	1,5 MPa
1) Masse volumique des blocs supérieure ou égale à 350 kg/m ³ et bâtiment comportant au plus deux étages. Ces limitations ne s'appliquent qu'à la maçonnerie participant au contreventement. 2) Les éléments des groupes 2 et 3 doivent comporter une cloison interne porteuse contenue dans un plan vertical commun (fig. 2).		

Fig. 2 : disposition constructive pour les éléments des groupes 2 et 3



1.2 Les mortiers de jointoiment

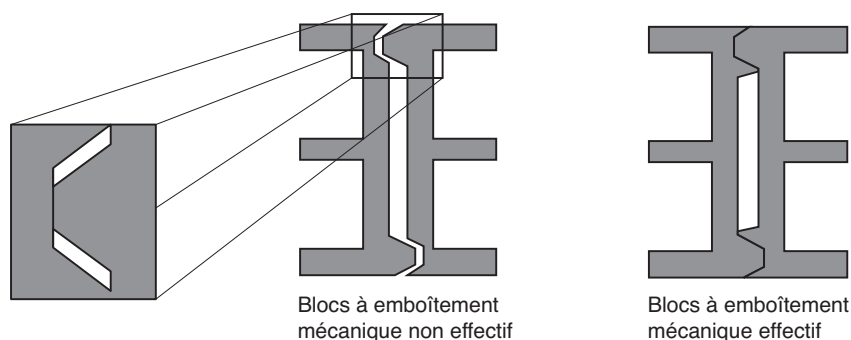
Tous les types de mortiers sont utilisables en zone sismique (mortier d'usage courant, mortiers colles, etc.) à condition qu'ils aient une résistance minimale ($f_{m,min} = 5$ MPa pour les maçonneries chaînées).

Les maçonneries peuvent être montées à joints verticaux remplis ou non.

À noter que les maçonneries à joints verticaux remplis de mortier ont une résistance accrue vis-à-vis du cisaillement.

Le non-remplissage des joints verticaux est toutefois limité aux éléments sans emboîtement et à ceux dont l'emboîtement mécanique n'est pas effectif (fig. 3). Le fabricant doit également fournir une notice de pose.

Fig. 3 : définition des éléments à emboîtement mécanique effectif ou non



La résistance au cisaillement des murs de maçonnerie est fonction du montage. Elle est calculée conformément à la NF EN 1996-1-1 paragraphe 3.6.2 et de son Annexe nationale (voir chapitre 5, 3).

1.3 Le béton de remplissage

Ce béton peut être utilisé pour la réalisation des chaînages verticaux et horizontaux. Il doit être conforme à la norme NF EN 206-1.

Il est recommandé d'utiliser un béton de classe d'ouvrabilité S3 à S5 ou d'étalement F4 à F6. La dimension maximale des granulats doit être inférieure ou égale à 20 mm, ou à 10 mm lorsque l'enrobage des armatures est inférieur à 25 mm.

La résistance caractéristique à la compression f_{ck} ainsi que la résistance caractéristique au cisaillement f_{cvk} peuvent être issues de la norme NF EN 1996-1-1 tableau 3.2 (voir chapitre 2, tableau 11).

Il est important de noter que la quantité d'eau doit être limitée au strict nécessaire pour permettre un bon remplissage des chaînages.

Le béton des chaînages verticaux doit être coulé après exécution de la maçonnerie.

1.4 Les armatures

Les aciers des armatures doivent appartenir aux classes B ou C conformément à la norme NF EN 1992-1-1 tableau C.1 (voir chapitre 2, tableau 12). Les armatures ont un diamètre minimal de 10 mm et doivent être à haute adhérence. L'enrobage des armatures doit être strictement assuré à l'exécution. Son respect nécessite une densité convenable de cales ou d'écarteurs entre les armatures et le coffrage.

2. Dispositions constructives minimales pour les maçonneries chaînées

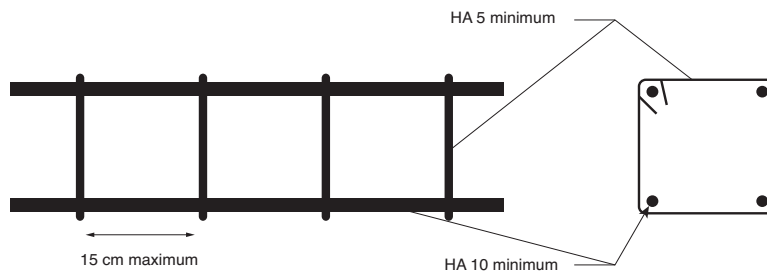
Le coefficient partiel γ_M de la maçonnerie en situation sismique est pris égal au 2/3 du coefficient partiel en situation courante (chap. 4, tableau 12) sans être inférieur à 1,5.

Les panneaux de contreventement en maçonnerie chaînée ne doivent pas comporter d'ouvertures (portes, fenêtres et autres percements). Ils doivent être bordés sur leurs quatre côtés par des chaînages horizontaux et verticaux.

Voir chapitre 5, 3.3 et chapitre 7, 4.

Les chaînages verticaux et horizontaux sont constitués de 4 HA 10 au minimum. Les étriers doivent être constitués de HA 5 au minimum espacés de 15 cm au maximum (fig. 4).

Fig. 4 : constitution minimale des armatures



Les chaînages verticaux sont liaisonnés aux chaînages horizontaux en leurs points de croisement. Les chaînages devant être mécaniquement continus, les longueurs de recouvrement et d'ancrage ne peuvent être inférieures à 60 fois le diamètre des armatures (fig. 5 et 6).

L'eurocode 6 ne précise pas de diamètre de cintrage minimum ϕ_m pour le façonnage des boucles. Il est cependant conseillé de ne pas utiliser un mandrin de diamètre inférieur à [39] :

$$\phi_m \geq \max(5 \times \phi ; 60 \text{ mm}) \quad (\text{B.1})$$

avec ϕ , diamètre de l'armature en millimètres.

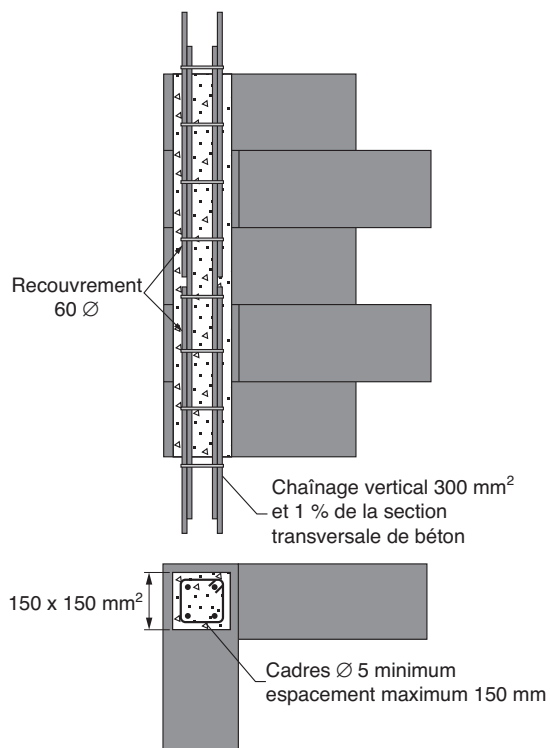
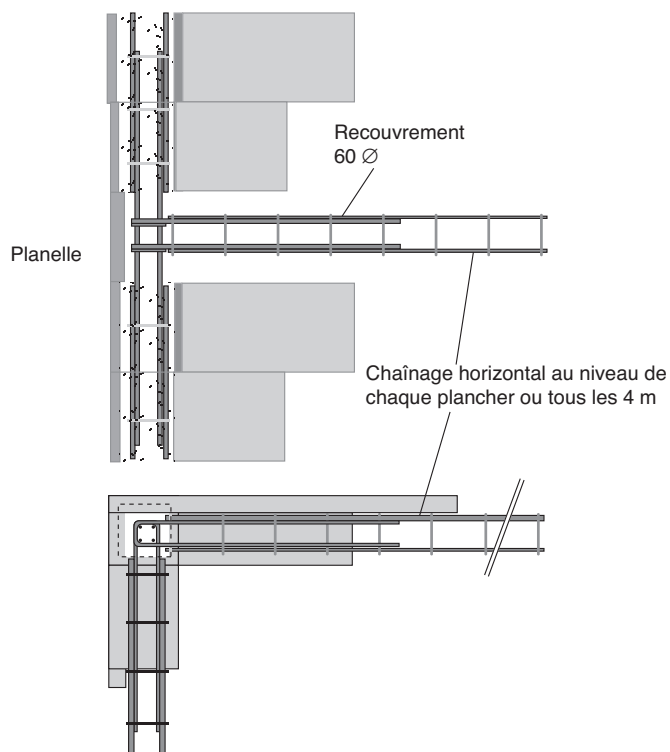
Fig. 5 : chaînages verticaux [B-3]

Fig. 6 : chaînages horizontaux [B-3]

2.1 Chaînages verticaux

Les chaînages verticaux doivent être placés :

- aux bords libres de chaque élément de la structure ;
- de chaque côté des ouvertures pratiquées dans les murs de contreventement ou porteurs dont la surface est supérieure à $1,5 \text{ m}^2$;
- à l'intérieur du mur lorsque l'espacement entre les chaînages est supérieur à 5 m ;
- à chaque intersection entre les murs de la structure, lorsque les chaînages sont distants de plus de 1,5 m.

Tous les chaînages verticaux à un niveau donné d'une structure doivent comporter la même section d'acier.

Modifications apportées par l'Annexe nationale belge

Les Annexes nationales permettent d'adapter l'eurocode aux spécificités de chaque pays. Par conséquent, de grandes disparités entre les Annexes nationales peuvent être constatées.

Dans ce livre, nous nous sommes basés sur les Annexes nationales françaises. Cette annexe présente les principales modifications qui doivent être apportées pour se conformer aux annexes belges. Nous ne reprendrons donc que les points divergents.

1. Valeurs des coefficients de sécurité γ_M

Les valeurs assignées au coefficient de sécurité γ_M à l'état limite ultime sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1 : valeurs du coefficient de sécurité γ_M en Belgique

Matériau	M	
	Classe	
	S	N
Élément de catégorie I avec certification de produit ; mortier performant avec certification produit supplémentaire	2,0	2,5
Élément de catégorie I sans certification produit supplémentaire ; tout mortier	2,3	2,8
Élément de catégorie II ; tout mortier	2,5	3,0
Ancrage d'acier d'armature	2,2	2,7
Acier d'armature et de précontrainte	1,15	
Composants accessoires	2,2	2,7
Linteaux conformes à l'EN 845-2	1,5 à 2,5	

Les définitions des deux classes d'exécution sont les suivantes.

1.1 Classe d'exécution N (normale)

L'exécution se déroule sous la surveillance continue du personnel qualifié et expérimenté de l'entreprise exécutant les travaux et est l'objet d'une surveillance normale par l'auteur de projet.

1.2 Classe d'exécution S (spéciale)

L'exécution se déroule sous la surveillance continue du personnel qualifié et expérimenté de l'entreprise exécutant les travaux. La surveillance normale est étendue à un contrôle régulier et fréquent par du personnel qualifié indépendant de l'entreprise qui exécute les travaux.

Concernant l'état limite de service, la France a opté pour un coefficient de sécurité $\gamma_M = 1,0$. En Belgique, il doit être pris égal à 1,15.

2. Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie f_k

La résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie f_k est obtenue par la formule suivante :

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta$$

où :

f_b est la résistance moyenne normalisée à la compression des éléments de maçonnerie (chap. 2, 1.5),

f_m est la résistance à la compression du mortier (chap. 2, 2.2),

K, β et α sont des constantes.

Les valeurs assignées à K, β et α sont indiquées dans le tableau 2 en fonction des éléments et du type de jointolement.

Tableau 2 : valeurs des constantes K, α et β

Élément de maçonnerie		Mortier d'usage courant			Mortier colle		
		K	α	β	K	α	β
Béton de granulats	Groupe 1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	Groupe 2	0,50	0,65	0,25	0,65	0,85	0
	Groupe 3	0,45	0,65	0,25	0,50	0,85	0
Béton cellulaire autoclavé	Groupe 1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
Terre cuite ¹⁾	Groupe 1	0,50	0,65	0,25	‡	‡	‡
	Groupe 2	$0,50 \times \delta^{-0,65}$	0,65	0,25	$0,50 \times \delta^{-0,80}$	0,80	0
	Groupe 3	$0,40 \times \delta^{-0,65}$	0,65	0,25	$0,40 \times \delta^{-0,80}$	0,80	0
Silico-calcaire	Groupe 1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	Groupe 2	0,50	0,65	0,25	0,55	0,85	0

1) δ représente le facteur de forme (EN 772-1) défini chapitre 2, tableau 7.

3. Résistances caractéristiques à la flexion f_{xk1} et f_{xk2}

Les résistances caractéristiques à la flexion f_{xk1} et f_{xk2} peuvent être obtenues à partir :

- soit des résultats d'essais conformément à l'EN 1052-2 ;
- soit des valeurs du tableau 3.

Tableau 3 : résistances caractéristiques à la flexion f_{xk1} et f_{xk2}

Éléments		f_{xk1} (MPa)		f_{xk2} (MPa)	
		Mortier d'usage courant ($f_m \geq 10$ MPa)	Mortier-colle	Mortier d'usage courant ($f_m \geq 10$ MPa)	Mortier-colle
Béton de granulats	Groupe 2	0,20	0,20	0,50	0,50 (0,30)
	Autres groupes	0,10	0,20	0,40	0,30
Béton cellulaire autoclavé	Groupe 1	÷	0,15	÷	0,30 (0,15)
Terre cuite	Groupe 1	0,20	0,50	0,40	0,90 (0,80)
	Groupe 2	0,20	0,20	0,50 (0,30)	0,50 (0,30)
Silico-calcaire	Groupe 1	0,10	0,50	0,40	0,50 (0,35)
	Groupe 2	0,10	0,20	0,40	0,50 (0,35)

Les valeurs entre parenthèses correspondent aux maçonneries à joints verticaux non remplis.

4. Épaisseur effective des murs creux

L'épaisseur effective t_{ef} des murs creux est telle que définie dans le chapitre 4, 2.3, à la seule différence que la valeur du coefficient k_{tef} permettant de prendre en compte la différence de module entre les deux parois est limitée à 2 et non à 1 dans la formule (4.36).

5. Épaisseur minimale du mur

L'Annexe nationale belge ne prévoit pas de valeurs minimales pour l'épaisseur des murs de maçonnerie.

- 1) L'épaisseur cumulée est l'épaisseur des parois internes et externes, mesurée horizontalement à travers l'élément perpendiculairement à la face de parement du mur. La vérification doit être considérée comme un essai de qualification et doit uniquement être répétée dans le cas de modifications principales des dimensions de calcul des éléments.
- 2) Dans le cas de trous coniques ou de trous cellulaires, utiliser la valeur moyenne de l'épaisseur des parois internes et externes.



Caractéristiques géométriques des aciers d'armature

Diamètre nominal des barres (en mm)	Diamètre ext. des aciers HA (en mm)	Sections nominales (en cm²)										Poids d'une barre au ml (en kg)
		Nombre de barres										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	6	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	7	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	0,222
8	10	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	0,395
10	12	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	15	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	17	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	1,208
16	19	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
20	24	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	2,466
25	30	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,853
32	38	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
40	47,5	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66	9,865



Adresses utiles

1. En France

Afnor

Association française de normalisation
11, rue Francis-de-Pressensé
93571 La-Plaine-Saint-Denis Cedex
Tél. : 01 41 62 80 00
Fax : 01 49 17 90 00
www.afnor.org

Agence qualité construction

9, boulevard Malesherbes
75008 Paris
Tél. : 01 44 51 03 51
Fax : 01 47 42 81 71
www.qualiteconstruction.com

Cerib

Centre d'études et de recherches de l'industrie du béton
BP 30059
28231 Épernon Cedex
Tél. : 02 37 18 48 00
Fax : 02 37 83 67 39
www.cerib.com

Cimbéton

Centre d'information sur le ciment et ses applications
7, place de la Défense
92974 Paris-La-Défense Cedex
Tél. : 01 55 23 01 00
Fax : 01 55 23 01
www.infociments.fr/

Cofrac

37 rue de Lyon
75012 Paris
Tél. : 01 44 68 82 20
www.cofrac.fr

CSTB

Centre scientifique et technique du bâtiment
4, avenue du Recteur-Poincaré
75782 Paris Cedex 16
Tél. : 01 40 50 28 28
Fax : 01 45 25 61 51
www.cstb.fr

CTMNC

Centre technique de matériaux de construction
17, rue Letellier
75015 Paris
Tél. : 01 44 37 07 10
Fax : 01 44 37 07 20
www.ctmnc.fr

FIB

Fédération de l'industrie du béton
23, rue de la vanne
92126 Montrouge
Tél. : 01 49 65 09 09
Fax : 01 49 65 08 61
www.fib.org

Qualitel

136 boulevard Saint-Germain
75006 Paris
Tél. : 01 42 34 53 29
www.qualitel.org

SFBC

Syndicat national du béton cellulaire
23, rue de la Vanne
92126 Montrouge
Tél. : 01 49 65 09 09
Fax : 01 49 65 08 61
www.fib.org

UMGO

Union de la maçonnerie et du gros œuvre
7, rue La Pérouse
75784 Paris Cedex 16
Tél. : 01 40 69 51 59
Fax : 01 47 20 06 62
www.umgo.ffbatiment.fr

UNCFI

Union nationale des constructeurs de maisons individuelles
Union des maisons françaises
3, avenue du Président-Wilson
75116 Paris
Tél. : 01 47 20 82 08
Fax : 01 47 23 87 55
www.uniondesmaisonsfrancaises.org

2. En Belgique

FEBE

Fédération de l'industrie du béton
Boulevard du Souverain 68
1170 Bruxelles
Tél. : 02 735 80 15
Fax : 02 734 77 95
mail@febe.be

FEGC

Fédération des entrepreneurs généraux de la construction
Rue du Lombard 42
B 1000 Bruxelles ville
Tél. : 02/511 65 95
Fax : 02/514 18 75
www.confederationconstruction.be/entrepreneursgeneraux

Fédération belge des entrepreneurs de la pierre naturelle

Rue du Lombard 34-42
B 1000 Bruxelles ville
Tél. : 02/223 06 47
Fax : 02/223 05 38
www.confederationconstruction.be/pierrenaturelle

3. En Suisse

Association suisse des producteurs de briques silico-calcaires

Case postale 432
3250 Lyss
www.kalksandstein.ch

4. Au Québec

Association des entrepreneurs en maçonnerie du Québec

4097 boulevard Saint-Jean-Baptiste

Bureau 101

Montréal (Québec)

H1B 5V3

Tél. : (514) 645-1113

Fax : (514) 645-1114

www.aemq.com/

Bibliographie

- [1] NF EN 1996-1-1 Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : Règles générales pour les ouvrages en maçonnerie armée et non armée, 2008.
- [2] NF EN 1996-1-2 Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu, 2006.
- [3] NF EN 1996-1-2/NA Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu – Annexe nationale à la NF EN 1996-1-2:2006 – Règles générales – Calcul du comportement au feu, 2008.
- [4] NF EN 1996-2 Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 2 : Conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries, 2006.
- [5] NF EN 1996-2/NA Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 2 : Conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries – Annexe nationale à la NF EN 1996-2:2006 – Conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries, 2007.
- [6] NF EN 1996-3 Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 3 : Méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages en maçonnerie non armée, 2005.
- [7] NF EN 771-1 – février 2004 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 1 : Briques de terre cuite.
- [8] NF EN 771-1/A1 – novembre 2005 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 1 : Briques de terre cuite.
- [9] NF EN 771-1/CN – février 2008 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 1 : Briques de terre cuite – Complément national à la NF EN 771-1:2004 et son amendement A1:2005.
- [10] NF EN 771-2 – février 2004 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 2 : Éléments de maçonnerie en silico-calcaire.
- [11] NF EN 771-2/A1 – novembre 2005 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 2 : Éléments de maçonnerie en silico-calcaire.
- [12] NF EN 771-3 – février 2004 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 3 : Éléments de maçonnerie en béton de granulats (granulats courants et légers).
- [13] NF EN 771-3/A1 – novembre 2005 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 3 : Éléments de maçonnerie en béton de granulats (granulats courants et légers).

[14] NF EN 771-3/CN – avril 2007 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 3 : Éléments de maçonnerie en béton de granulats (granulats courants et légers) – Complément national à la NF EN 771-3:2004 et son amendement A1:2005.

[15] NF EN 771-4 – février 2004 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 4 : Éléments de maçonnerie en béton cellulaire autoclavé.

[16] NF EN 771-4/A1 – novembre 2005 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 4 : Éléments de maçonnerie en béton cellulaire autoclavé.

[17] NF EN 771-4/CN – mai 2007 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 4 : Éléments de maçonnerie en béton cellulaire autoclavé – Complément national à la NF EN 771-4:2004 et son amendement A1:2005.

[18] NF EN 771-5 – mars 2004 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 5 : Éléments de maçonnerie en pierre reconstituée en béton.

[19] NF EN 771-5/A1 – novembre 2005 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 5 : Éléments de maçonnerie en pierre reconstituée en béton.

[20] NF EN 771-5/CN – mai 2007 – Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 5 : Éléments de maçonnerie en pierre reconstituée en béton – Complément national à la NF EN 771-5:2004 et son amendement A1:2005.

[21] NF EN 771-6 – mai 2006 – Spécification pour éléments de maçonnerie – Partie 6 : Éléments de maçonnerie en pierre naturelle.

[22] NF EN 206-1 – avril 2004 – Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité.

[23] NF EN 206-1/A1 – avril 2005 – Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité.

[24] NF EN 206-1/A2 – octobre 2005 – Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité.

[25] NF EN 998-1 – janvier 2004 – Définitions et spécifications des mortiers pour maçonnerie – Partie 1 : Mortiers d'enduits minéraux extérieurs et intérieurs.

[26] NF EN 998-2 – janvier 2004 – Définitions et spécifications des mortiers pour maçonnerie – Partie 2 : Mortiers de montage des éléments de maçonnerie.

[27] NF EN 845-1/IN1 – mai 2008 – Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie – Partie 1 : Attaches, brides de fixation, étriers de support et consoles.

[28] NF EN 845-1+A1 : mai 2008 – Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie – Partie 1 : Attaches, brides de fixation, étriers de support et consoles.

[29] NF EN 845-2 – décembre 2003 – Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie – Partie 2 : Linteaux.

- [30] NF EN 845-3/IN1 – mai 2008 – Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie – Partie 3 : Treillis d'armature en acier pour joints horizontaux.
- [31] NF EN 845-3+A1 – mai 2008 – Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie – Partie 3 : Treillis d'armature en acier pour joints horizontaux.
- [32] J. Robert, A. Tovey & A. Fried, *Concrete Masonry – Designer's Handbook*, Spon Press, 2001.
- [33] J. Brandt, H.-J. Irmschler, L. Pesch & G. Pötzsch, *Hbl-Handbuch*, Beton-Verlag, 1983.
- [34] J. Amrhein, *Reinforced Masonry Engineering Handbook*, Masonry Institute of America, 1980.
- [35] MM. Clauzon & Dutruel, *Linteaux en béton armé associés aux maçonneries en blocs creux de béton*, UMGO – FIB, 1979.
- [36] E. Belloir & C. Florence, *Méthodes simplifiées de dimensionnement des structures légères acier et bois sous l'action du vent selon la norme NF EN 1991-1-4*, CSTB, version décembre 2006.
- [37] A. W. Hendry, B. P. Sinha & S. R Davies, *Design of masonry structures*, E & FN SPON, 2004.
- [38] P. Delmotte, Ph. Rivillon, V. Wesierski & M. Hurez (CERJB), *Étude des murs de contreventement en maçonneries de blocs en béton*, Cahier du CSTB n° 3491, décembre 2003.
- [39] P. Delmotte, Ph. Rivillon, V. Wesierski /M. Hurez (CERIB), *Étude des murs de contreventement en maçonnerie de blocs en béton cellulaire autoclavé*, Cahiers du CSTB n° 3492, décembre 2003.
- [40] M. Tomazevic, *Earthquake-resistant design of masonry buildings*, Imperial College Press. 1999.
- [41] *Mémento du béton cellulaire*, SNBC, Éditions Eyrolles, 2005.
- [A-1] NF EN 1364-1 – juin 2000 – Essais de résistance au feu des éléments non porteurs – Partie 1 : murs.
- [A-2] NF EN 1366-3 – avril 2005 – Essais de résistance au feu des installations techniques – Partie 3 : Calfeutrements.
- [A-3] NF EN 1366-4 – novembre 2006 – Essai de résistance au feu des installations de service – Partie 4 : Calfeutrements de joints linéaires.
- [A-4] NF EN 13501-2 – mai 2004 – Classement au feu des produits de construction et éléments de bâtiment – Partie 2 : Classement à partir des données d'essais de résistance au feu à l'exclusion des produits utilisés dans les systèmes de ventilation.

[B-1] NF EN 1998-1 Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, 2005.

[B-2] NF EN 1998-1/NA Annexe nationale de la NF EN 1998-1, 2005, décembre 2007.

[B-3] AFPS, *Guide des dispositions constructives parasismiques*, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 2006.

[B-4] *Réalisation des recouvrements dans les murs de maçonnerie chaînés*, Annales de l'ITBTP, octobre 2008.

[B-5] M. Hurez, *Maçonneries en zone sismique : aide au dimensionnement selon l'Eurocode 8*, CERIB, janvier 2007.

[B-6] N. Juraszek, *Maçonneries en zone sismique : méthodes et exemples de dimensionnement selon l'Eurocode 8*, CERIB, février 2008.

[B-7] N. Juraszek, A. de Chefdebien, P. Sauvage & B. Hainault, *Mise en œuvre des chaînages dans les murs de maçonnerie en zone sismique*, CERIB, 2008.

Afin d'harmoniser les règles de conception et de mise en œuvre des ouvrages de maçonnerie entre les états membres de l'Union européenne, les règles de calcul ont été unifiées avec la publication de l'eurocode 6. Les Annexes françaises de la norme NF EN 1996-1-1/NA « Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée - Annexe Nationale à la NF EN 1996-1-1:2006 - Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée » sont en cours de rédaction.

Comprendre les changements par rapport aux règles actuelles basées en France sur le DTU 20.1

En adoptant le modèle semi-probabiliste, l'eurocode 6 bouleverse les règles de conception des maçonneries en France. Jusque-là, l'approche déterministe s'imposait. Un gros coefficient de sécurité empirique garantissait une sollicitation très largement inférieure à la résistance de la structure, et tout se passait bien. L'eurocode 6, comme les autres eurocodes, sépare l'analyse des sollicitations de l'analyse des résistances, affectant un facteur partiel à chacune de ces grandeurs. Cette méthode de calcul plus fine prend aussi en compte la durée de vie probable de l'ouvrage. Cette évolution consistant à considérer chaque facteur non plus comme une valeur absolue mais comme une variable aléatoire marque une rupture radicale dans l'art de construire !

Appliquer les nouvelles méthodes de calcul

Cet ouvrage s'efforce d'abord de clarifier les spécifications de l'eurocode 6 sur la façon de concevoir, de calculer, puis de mettre en œuvre une maçonnerie réalisée avec des briques, des blocs de béton ou de béton cellulaire ou des pierres.

Une autre façon d'utiliser cet ouvrage consiste à entrer directement par les exercices pratiques du chapitre 9. Cinq cas classiques y sont présentés en détail pour guider le concepteur dans des cas comparables.

À noter que les tableaux de calcul sous Excel® de chacun de ces exercices sont disponibles à l'adresse suivante : www.editions-eyrolles.com

M. Hurez
N. Juraszek
M. Pelcé

- Chapitre 1 — Le marché unique européen
- Chapitre 2 — Caractérisation des matériaux et éléments constitutifs
- Chapitre 3 — Propriétés et caractéristiques des ouvrages de maçonnerie
- Chapitre 4 — Analyse structurale
- Chapitre 5 — Dimensionnement à l'état limite ultime (ELU)
- Chapitre 6 — Dimensionnement à l'état limite de service (ELS)
- Chapitre 7 — Détails de mise en œuvre
- Chapitre 8 — Durabilité et mise en œuvre
- Chapitre 9 — Exercices pratiques

Cet ouvrage s'adresse aux techniciens, ingénieurs, projeteurs, vérificateurs, formateurs, enseignants et étudiants... chargés de la conception, du calcul, du dimensionnement et de la justification des ouvrages en maçonnerie.