

A propos du dimensionnement des murs en maçonnerie

Autor(en): **Jaccoud, Jean-Paul**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **117 (1991)**

Heft 20

PDF erstellt am: **01.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77643>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

A propos du dimensionnement des murs en maçonnerie

1. Introduction et objectifs

Le présent article est issu d'un enseignement sur les structures donné aux étudiants de la section d'architecture de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Nous avons pensé que cette partie concernant le dimensionnement des murs en maçonnerie pouvait également présenter un intérêt pour les praticiens. Pour les architectes, il s'agit

PAR JEAN-PAUL JACCOUD,
LAUSANNE

d'un exemple parmi d'autres de l'application des principes des nouvelles normes de structures de la SIA qui, nous en sommes convaincu, devraient permettre d'améliorer la concertation entre tous les partenaires impliqués (maître de l'ouvrage, architecte, ingénieur civil, entrepreneur et maîtres d'état). Elles devraient également permettre de définir et délimiter plus clairement qu'auparavant les tâches et les responsabilités de chacun. En ce qui concerne les ingénieurs civils, nous espérons leur apporter une information utile ainsi qu'une contribution constructive aux débats qui entourent actuellement l'élaboration de la nouvelle norme SIA 177 et de l'Eurocode N° 6 relatifs aux constructions en maçonnerie.

2. Fonctions et sollicitations des murs

Les murs, qu'ils soient en maçonnerie ou non, doivent généralement remplir les deux fonctions suivantes :

- *fonction statique* dans le cas de murs porteurs
- *fonction d'enveloppe*, pour laquelle diverses performances physiques et esthétiques sont requises, cela pour les murs extérieurs aussi bien qu'intérieurs, que ces murs soient por-

teurs ou non. Les murs intérieurs non porteurs sont aussi souvent dénommés *murs-cloisons* ou *galandages*.

2.1 Fonction statique

Pour assurer une conception et un dimensionnement sains de tout élément d'une construction et des murs en maçonnerie en particulier, la plupart des règlements modernes [3]¹ [6] font la distinction entre les *sollicitations résultant des charges ou actions directes* d'une part et *celles résultant des déformations imposées ou actions indirectes* d'autre part.

Comme exemples d'*actions directes*, citons les effets du poids propre, des charges utiles, des charges de neige ou du vent, etc. Les sollicitations dues aux actions directes sont nécessaires pour assurer l'équilibre statique. Il est donc indispensable de les prendre en compte pour le *dimensionnement* de l'élément porteur considéré ou pour le contrôle de sa *sécurité*.

Comme exemples d'*actions indirectes*, citons les effets du retrait, de tassements d'appuis, de variations de température, etc. Les sollicitations dues aux actions indirectes sont en fait des *efforts hyperstatiques* (effort de traction, moment de flexion, etc.) résultant de l'*entrave aux déformations imposées*. Ces efforts disparaissent généralement d'eux-mêmes à l'apparition de plastifications locales ou de fissures dans l'ouvrage. Il en résulte tout au plus certains désordres ou dommages altérant l'*aptitude au service*, la *durabilité* ou l'*esthétique*, mais qui n'affectent généralement pas la *sécurité* de la construction. Le plus souvent on peut remédier à ces inconvénients par une conception d'ensemble judicieuse

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

et par des dispositions pratiques adéquates prises lors de la construction. Pour les sollicitations s'exerçant sur les murs porteurs, il est également utile d'effectuer la distinction suivante :

- *Sollicitation essentiellement verticale* (effort normal N centré ou non)
C'est par exemple le cas d'un mur intérieur (fig. 1) sous l'action des charges dues au poids propre, aux charges permanentes (poids propre des chapes et galandages) et aux charges utiles.
- *Sollicitation horizontale* (effort tranchant V et moment de flexion M dans le plan du mur)
C'est par exemple le cas d'un mur de refend ou de façade sous l'action des forces horizontales résultant des effets du vent ou des séismes (fig. 2).
- *Sollicitation transversale* (moment de flexion M perpendiculaire au plan du mur)
C'est par exemple le cas d'un mur de cave sous l'action de la poussée des terres (fig. 3).

Notons que les sollicitations réelles s'exerçant sur les murs sont souvent une combinaison de plusieurs des sollicitations « élémentaires » énumérées ci-dessus.

2.2 Fonction d'enveloppe

Le rôle de l'enveloppe d'un bâtiment est notamment de protéger les utilisateurs des intempéries et d'influences nuisibles telles que variations de température ou bruit. Ce rôle a pris une importance prépondérante ces dernières décennies en raison de :

- impératifs socio-économiques et écologiques, d'une part (prise de conscience des limites des ressource-

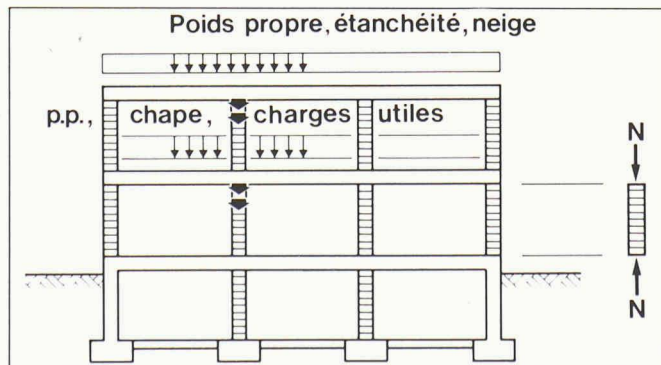


Fig. 1. – Sollicitation essentiellement verticale d'un mur.

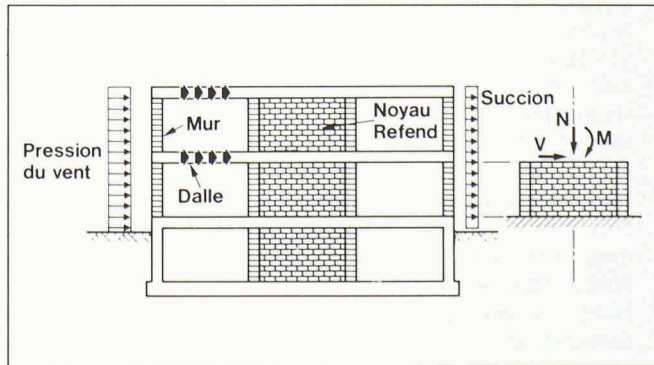


Fig. 2. – Sollicitation horizontale d'un mur.

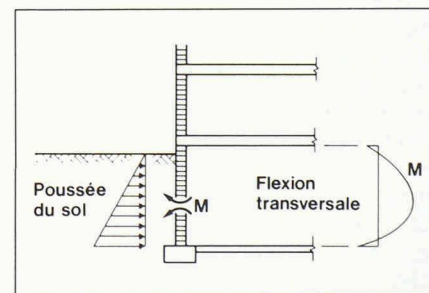


Fig. 3. – Sollicitation transversale d'un mur.

ces énergétiques et des conséquences climatiques néfastes)

- demande accrue de confort et qualité, d'autre part.

N'oublions pas non plus le rôle important dévolu aux murs en matière de protection incendie (murs ou parois coupe-feu).

D'où les performances requises en matière d'isolation et d'inertie thermiques [7], d'isolation phonique [8] ou de résistance au feu [9] qui, comparées aux exigences statiques, sont souvent prépondérantes pour le choix et le dimensionnement d'un mur.

3. Principes du dimensionnement des murs

La philosophie moderne du dimensionnement des structures porteuses – qu'elles soient réalisées en acier, en béton, en maçonnerie ou en bois – implique une double vérification de la sécurité structurale d'une part et de l'aptitude au service d'autre part [3] [4] [5] [6].

3.1 Sécurité structurale

La vérification de la *sécurité* a pour but d'apporter la preuve que la résistance, la stabilité ou, autrement dit, que la *capacité portante* des éléments de la structure sont suffisants. A l'exception des cas très simples, cette vérification doit être effectuée par l'ingénieur civil en respectant impérativement les facteurs de sécurité prescrits dans les normes. Ces facteurs résultent de l'expérience et de théories mathématiques. Ils tiennent compte des incertitudes et de la variabilité tant des sollicitations (charges utiles, actions climatiques, etc.) que des dimensions et des propriétés des matériaux mis en œuvre. Leurs valeurs sont fixées de telle sorte que le risque résiduel d'un effondrement des structures porteuses soit suffisamment faible pour être socialement et économiquement acceptable. La sécurité absolue en matière de construction, comme d'ailleurs dans bien d'autres domaines, n'existe donc pas.

La vérification de la sécurité comprend les étapes suivantes:

1. Il s'agit de dresser l'inventaire des *situations de risque* (liste des actions et situations, ainsi que leurs combinaisons éventuelles, présentant un risque pour les structures porteuses) et d'établir le *plan de sécurité* subséquent [3]. Cette analyse permettra de dégager les actions variables pouvant agir simultanément avec une certaine vraisemblance (combinaisons d'actions).
2. Pour les combinaisons d'actions déterminantes retenues, il s'agit alors de calculer la *valeur de dimensionnement de la sollicitation* S_d

TABEAU 1. – Valeurs usuelles du facteur de résistance selon les normes SIA et les Eurocodes.

Matériau	Classe de contrôle	selon SIA γ_R	selon EC γ_m
Acier	-	1,1	1,15
Béton	-	1,2	1,5
Maçonnerie	régulier (A)	2,0	2,0
	intermittent (B)	2,0	2,5
	faible (C)	2,0	3,5

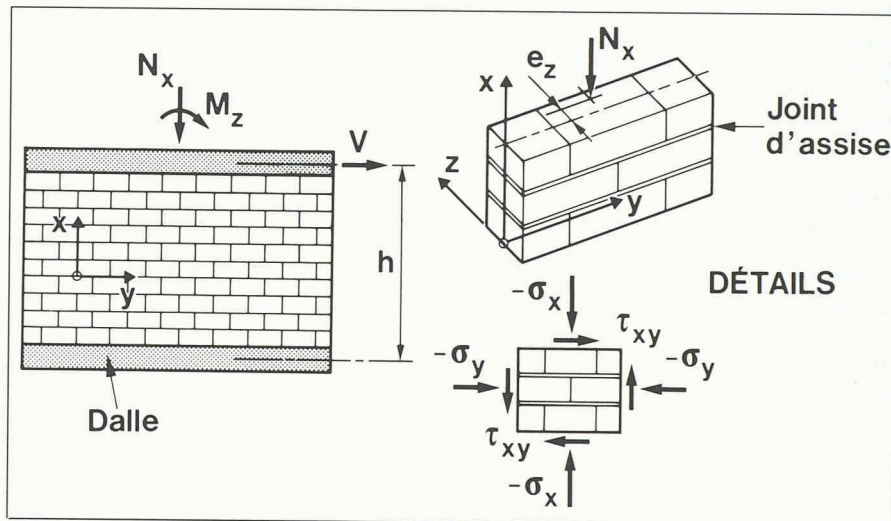


Fig. 4. – Résistance d'un mur en maçonnerie: notations et conventions de signes.

(effort normal N , moment M , etc.) dans l'élément considéré à partir des valeurs nominales ou représentatives des actions dûment majorées par les facteurs de charge γ_Q , dont la valeur dépend du type d'action et est généralement comprise entre 1,3 et 1,5. Pour le bâtiment, les normes suisses [3] autorisent d'effectuer le calcul avec une valeur unique moyenne de $\gamma_Q = 1,4$:

$$S_d \approx 1,4 S$$

On a ainsi déterminé la sollicitation maximale s'exerçant selon toute vraisemblance sur l'élément de structure considéré.

3. Il s'agit maintenant de déterminer la *valeur de calcul de la résistance* ou *capacité portante* R_d (effort normal N , moment M , etc.) de l'élément de structure considéré. Cette valeur s'obtient au moyen d'un *modèle de calcul* respectant les conditions d'équilibre et les lois de *résistance des matériaux* (conditions de plasticité). La valeur ultime de la résistance est calculée à partir des valeurs caractéristiques ou minimales des résistances des matériaux. La valeur de calcul de la résistance R_d s'obtient en divisant la *résistance ultime* R par un *facteur de résistance* γ_R dont la valeur dépend:

- des simplifications inhérentes au modèle de calcul adopté et des différences avec le comportement réel;

- des imprécisions et tolérances dimensionnelles qui dépendent elles-mêmes du matériau en question, de son mode d'élaboration et de mise en œuvre ainsi qu'éventuellement de l'importance des contrôles de qualité (tabl. 1).

Remarquons que l'Eurocode N° 6 introduit un facteur γ_m gradué en fonction du soin apporté lors de l'exécution et des mesures de contrôle mises en œuvre. Bien que remplissant à peu près le même rôle que le facteur γ_R des normes SIA, affectant de manière globale la résistance des sections, le facteur γ_m selon les Eurocodes est un facteur affectant individuellement la résistance de chacun des matériaux présents dans les sections.

On a ainsi déterminé la résistance minimale offerte selon toute vraisemblance par l'élément de structure considéré.

4. Et enfin, pour terminer cette vérification, il s'agit de s'assurer qu'en aucun cas la valeur de dimensionnement de la sollicitation S_d ne peut atteindre ou dépasser la valeur de calcul de la résistance R_d :

$$S_d \leq R_d \text{ ou } S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

avec la valeur suivante $\gamma_R = 2,0$ admise en Suisse [4] pour le facteur de résistance des structures en maçonnerie.

3.2 Aptitude au service

La vérification de l'aptitude au service a pour but de s'assurer que l'ouvrage et sa structure porteuse se comportent conformément aux exigences fixées dans les normes ou convenues avec le maître d'ouvrage. Ces exigences concernent les aspects suivants :

- les *performances* requises ou l'*aptitude au fonctionnement*, eu égard notamment à l'étanchéité, aux exigences de la physique des constructions (isolation thermique ou phonique), à celles imposées par les éléments du second œuvre (galandages), des installations ou des équipements, ainsi qu'au confort des utilisateurs (déformations et vibrations);
- la *durabilité*, eu égard notamment aux intempéries, au gel, aux actions chimiques et aux sels de déglacage, à la corrosion;
- l'*esthétique*, à laquelle l'apparition de fissures, de grandes déformations, de taches d'humidité, d'efflorescences ou d'écoulement d'eau peuvent porter préjudice.

Il appartient au *mandataire principal* - qui, suivant la nature de l'ouvrage et la forme d'organisation adoptée, peut être l'architecte, l'ingénieur civil ou l'entrepreneur intégral - de fixer les exigences requises en matière d'aptitude au service, dans un document intitulé «Plan d'utilisation» [3]. Ces exigences n'ont bien évidemment pas un caractère absolu comme celles relatives à la résistance, étant donné qu'elles ne mettent pas en jeu la sécurité des vies humaines ou du patrimoine, mais qu'elles relèvent de considérations relatives à l'économie (coûts de construction ainsi que frais d'exploitation et d'entretien), au confort et à l'esthétique. Ces exigences peuvent naturellement être graduées en fonction du contexte socio-économique et du prix que le maître de l'ouvrage, les utilisateurs ou la société en général sont prêts à payer pour obtenir un niveau de performance ou de qualité requis. On distingue généralement plusieurs niveaux d'exigences :

- les *exigences normales* sont requises dans le cas d'éléments d'ouvrage situés à l'abri des intempéries et des actions climatiques, lorsque les agressions chimiques ou physiques sont faibles, lorsque l'apparition de fissures n'entraîne aucun dommage et lorsque les exigences concernant l'aspect sont faibles;
- les *exigences élevées* sont requises dans le cas d'éléments d'ouvrage exposés aux intempéries et aux actions climatiques, lorsque les agressions chimiques ou physiques sont élevées, lorsque l'apparition de fissures est préjudiciable et lorsque les exigences concernant l'étanchéité ou l'aspect sont élevées;

- des exigences encore plus sévères peuvent être requises dans certains cas spéciaux.

Les valeurs limites des performances à atteindre (flèche admissible, ouverture de fissure, isolation thermique, résistance au feu, etc.) sont en général indiquées dans des normes ou règlements [3] [7] [8] [9]. A défaut d'accord particulier et écrit avec le maître de l'ouvrage, les valeurs indicatives figurant dans les normes font office de «règles de l'art» et doivent être impérativement respectées. Compte tenu de considérations d'ordre économique ou relatives au confort, à la qualité et à l'esthétique, le maître de l'ouvrage et les professionnels concernés peuvent toutefois, dans les limites autorisées par les règlements, convenir d'autres dispositions quant aux performances requises et aux valeurs limites correspondantes. Dans ce cas, celles-ci doivent être expressément mentionnées dans le plan d'utilisation.

Ouvrons ici une parenthèse. Maints problèmes constatés lors d'expertises résultent d'un manque d'informations réciproques et de concertation entre les différents acteurs intervenant dans une construction, et tout spécialement entre le maître d'ouvrage, l'architecte et l'ingénieur civil. Et cela plus particulièrement en ce qui concerne le comportement en service des éléments porteurs et les performances requises, auxquels une attention suffisante n'a pas toujours été consacrée. De nombreux désordres, entraînant des frais d'entretien ou de remise en état parfois élevés, résultent en effet souvent de déformations ou de fissurations excessives, lesquelles auraient facilement pu être évitées par des dispositions pratiques adéquates prises lors de la construction.

A cet égard, les voies suivies par les commissions pour l'élaboration des différents projets de nouvelles normes nous paraissent inadéquates et insuffisantes pour résoudre les problèmes d'aptitude au service tels qu'ils se posent en réalité dans les ouvrages en maçonnerie :

- L'approche proposée dans le projet de nouvelle norme suisse [4] [11] n'est pas suffisamment globale. L'attention est presque exclusivement focalisée sur des vérifications au moyen de calculs rigoureux assez compliqués, notamment en ce qui concerne la fissuration.
- Le projet d'Eurocode N° 6 quant à lui [6], bien qu'ayant posé le problème des «états limites de service» - ce que nous appelons en Suisse l'aptitude au service - de façon tout à fait claire, propose une solution à l'art. 2.3.4 qui nous paraît être une pirouette plutôt qu'une réponse appropriée : «Pour la maçonnerie, il n'est pas nécessaire de tenir compte

de l'état limite de service.» Cela est bien évidemment totalement faux ! On a certainement voulu dire qu'il n'était pas nécessaire d'en tenir compte dans les calculs, mais par des dispositions pratiques adéquates prises lors de la construction.

4. Résistance de la maçonnerie et de ses composants

Evaluer la résistance d'un mur en maçonnerie est assez compliqué car il s'agit d'un matériau hétérogène constitué de briques et de joints au mortier dont la résistance et la déformabilité (module) peuvent être très différentes. Les briques comportent en général de nombreuses alvéoles. Il en résulte un comportement et une résistance fortement anisotropes, c'est-à-dire dépendant de la direction de la sollicitation (fig. 4). Nous allons toutefois nous limiter ici au cas le plus fréquent d'une sollicitation essentiellement verticale, c'est-à-dire perpendiculaire aux joints d'assise des briques.

4.1 Résistance du mortier

Les mortiers utilisés en Suisse [2] pour le jointoiement des briques doivent présenter les valeurs minimales suivantes de la résistance à 28 jours :

- $f_m = 3,5 \text{ N/mm}^2$ pour le mortier bâtard
- $f_m = 20 \text{ N/mm}^2$ pour le mortier de ciment qui est le plus fréquemment utilisé.

4.2 Résistance des briques

La résistance d'une brique f_b (en fait f_{bx} puisqu'il s'agit de la résistance dans le sens vertical) est le rapport de l'effort de rupture N_x à la surface brute A_x de l'assise de la brique (sans déduction des alvéoles). La résistance des briques couramment utilisées en Suisse [2] doit être au moins égale aux valeurs indiquées dans le tableau 2.

4.3 Résistance de la maçonnerie

La résistance caractéristique ou minimale à la compression f d'un mur en maçonnerie peut être déterminée à partir de la résistance à la compression des briques et de celle du mortier de la manière suivante [6] :

$$f = f_x = x \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta}$$

avec :

f_b = résistance des briques définie précédemment

f_m = résistance du mortier définie précédemment

x, α

et β = coefficients valant respectivement environ 0,4, 0,75 et 0,25.

Le tableau 3 donne certaines valeurs minimales de la résistance à la compression f_x pour les types de maçonnerie couramment utilisés en Suisse [4]. Ces valeurs sont en assez bonne concordance avec celles découlant de la formule précédente.

5. Capacité portante d'un mur chargé verticalement

La résistance déterminée au paragraphe précédent n'est qu'une valeur théorique, valable en principe pour un mur en maçonnerie idéal, c'est-à-dire :

- où l'effort normal est introduit de manière parfaitement centrée
- de faible hauteur et sans aucun défaut de rectitude de son plan moyen (donc sans risque de flambage ni effets du 2^e ordre)
- sans aucune courbure imposée par la déformation et la rotation des dalles.

Pour estimer la capacité portante réelle d'un mur en maçonnerie, il s'agit de tenir compte de manière appropriée des effets ci-dessus, qui vont réduire quelque peu les valeurs théoriques de la résistance. Toutefois, il ne sera pas toujours nécessaire d'effectuer des calculs complexes pour procéder à cette vérification de la capacité portante, car ce sont souvent d'autres critères qui sont déterminants pour choisir l'épaisseur d'un mur. De plus, les normes [2] [6] indiquent en général des valeurs minimales à respecter pour l'épaisseur des murs porteurs, qu'ils soient à simple ou à double paroi (fig. 9): 120 mm est le minimum exigé (en pratique, la valeur de 150 mm est recommandable). Dans le cas d'un mur à double paroi, la paroi externe doit également avoir une épaisseur de 120 mm au moins.

Selon le projet de nouvelle norme suisse [4], la sécurité d'un mur sollicité par un effort normal, centré ou excentré, est assurée sans autre si les deux conditions de résistance et de stabilité décrites ci-dessous sont remplies.

5.1 Condition de résistance

$$N_{xd} \leq 0,25 \frac{A_x \cdot f_x}{\gamma_R}$$

avec :

A_x = aire de la section brute du mur (sans déduction des alvéoles)

f_x = résistance ultime de la maçonnerie (voir tabl. 3)

N_{xd} = valeur de dimensionnement de l'effort normal sous les actions dûment majorées

γ_R = facteur de résistance admis égal à 2,0 pour la maçonnerie.

TABEAU 2. - Résistance des briques utilisées en Suisse.

Type de briques	Résistance à la compression f_b [N/mm ²]	Surface des alvéoles par rapport à la section brute [%]
De terre cuite :		
BN	≥ 20	≤ 60
BH	≥ 25	≤ 50
Silico-calcaires :		
KN	≥ 15	≤ 40
KH	≥ 25	≤ 30
Béton aggloméré :		
CN	≥ 15	≤ 35

TABEAU 3. - Résistance et module de la maçonnerie perpendiculairement au plan d'assise selon la norme suisse [4].

Type de maçonnerie	Résistance f_x [N/mm ²] mur simple $t = 0,12$ à $0,25$ m	Module E_x [kN/mm ²]
De terre cuite :		
MBNV	4,0	4,0
MBNC	7,0	6,0
MBHC	8,0	8,0
Silico-calcaire :		
MKNV	5,0	6,0
MKHV	7,0	7,0
MKHC	9,0	8,0
Béton aggloméré :		
MCNC	7,0	9,0

TABEAU 4. - Pour des valeurs intermédiaires on peut interpoler linéairement ; (*) = cas théorique sans grand intérêt pratique.

e_{z1} / e_{z2}	1,0*	0,0	-0,5	-1,0
λ	0	1,0	1,5	2,0

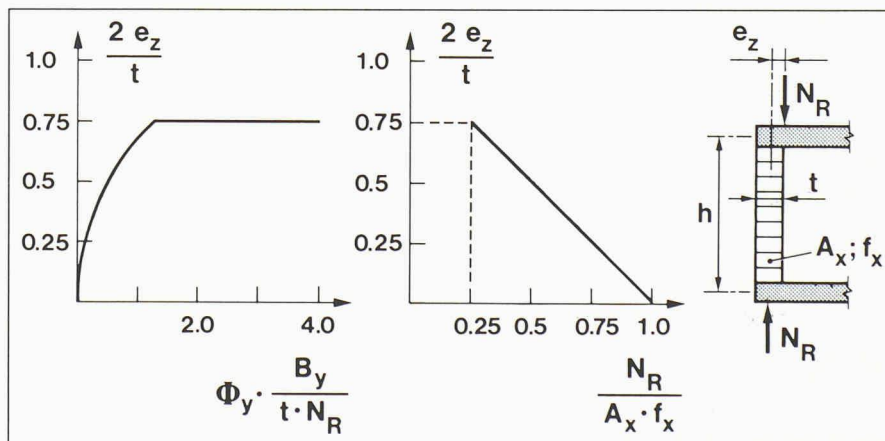


Fig. 5. - Capacité portante d'un mur chargé verticalement : relation moment-courbure et interaction moment-effort normal.

Cette condition de résistance résulte de la constatation expérimentale que l'interaction $M_R - N_R$ (fig. 5) n'intervient pas, tant que l'effort normal ne dépasse pas un certain niveau. Autrement dit, pour les faibles valeurs de N_{xd} la capacité portante et la ductilité ne sont pas diminuées par les moments résultant de l'excentricité e_z de l'effort normal.

5.2 Condition de stabilité

$$h \leq 0,3 (1 - e_{z1} / e_{z2}) \cdot h_{cr}$$

soit encore, de manière plus simple :

$$h \leq 0,3 \lambda \cdot h_{cr}$$

avec :

h = hauteur du mur entre deux dalles, c'est-à-dire hauteur d'étage

TABLEAU 5. – Caractéristiques de déformations de la maçonnerie par rapport à d'autres matériaux de construction.

Matériau	Retrait $\varepsilon_{s\infty}$ [10 ⁻³]	Fluage $\varphi^\infty = \frac{\varepsilon_{\text{fluage}}}{\varepsilon_{\text{élastique}}}$	Coeff. de dilat. therm. α_T [10 ⁻⁶ /K]
Acier	0	0	10
Béton	-0,2 à -0,4	~ 2,5	10
Maçonnerie :			
- de terre cuite	-0,1 à +0,2	~ 0,7	6
- de silico-calcaire	-0,2	~ 1,5	8
- béton aggloméré	-0,2 à -0,3	~ 2,0	10

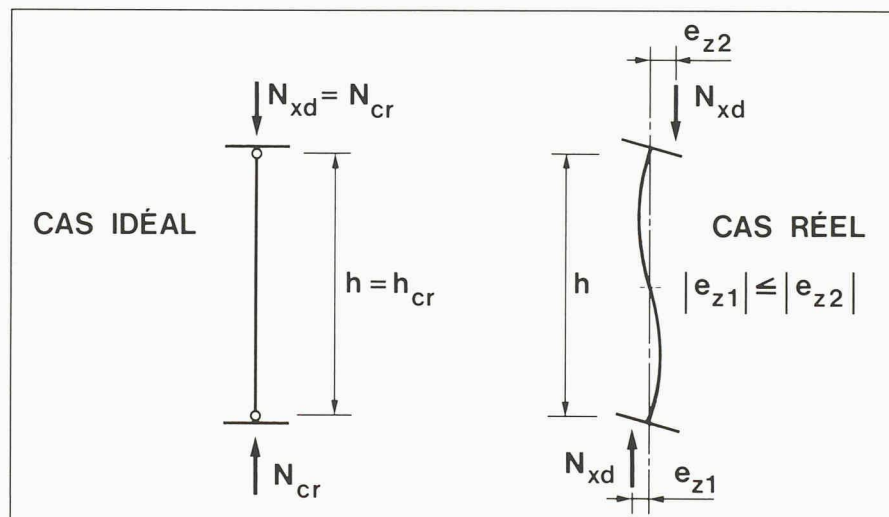


Fig. 6. – Condition de stabilité d'un mur chargé verticalement : longueur de flambage et excentricité de l'effort normal.

h_{cr} = longueur de flambage du mur sollicité par le même effort normal N_{xd} supposé parfaitement centré ($e_{z1} = e_{z2} = 0$) et sans courbure imposée ($\Phi_y = 0$)

e_{z1} et e_{z2} = excentricités de l'effort normal définies à la figure 6

λ = facteur dépendant de l'excentricité de l'effort normal ainsi que des conditions d'appuis et des déformations imposées, aux extrémités du mur (tabl. 4).

Cette condition de stabilité résulte de la constatation expérimentale que la capacité portante d'un mur en maçonnerie n'est pas réduite en raison des effets du 2^e ordre, tant que la hauteur d'étage h demeure limitée par rapport à la longueur de flambage h_{cr} .

La longueur de flambage h_{cr} découle de la charge critique d'Euler :

$$N_{xd} = N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot B_y}{h_{cr}^2}$$

et vaut par conséquent :

$$h_{cr} = \pi \sqrt{B_y / N_{xd}}$$

où :

$$B_y = E_x \cdot I_y \cdot \sqrt{1 - \beta \frac{N_{xd}}{A_x \cdot f_x}}$$

est la rigidité flexionnelle initiale (correspondant à la courbure $\Phi_y = 0$) de la section brute du mur autour de l'axe y ; il s'agit donc de la rigidité flexionnelle transversale du mur hors de son plan

I_y = moment d'inertie de la section brute du mur autour de l'axe y

$\beta = 0,5$ est un coefficient trouvé expérimentalement permettant de tenir compte des lois constitutives du matériau (effet des alvéoles et effet de non-linéarité dû à la présence de N).

Si l'une ou les deux conditions précédentes ne sont pas vérifiées, il est alors nécessaire d'effectuer un contrôle détaillé tenant compte des effets du 2^e ordre. Ce contrôle devra être fait par un ingénieur civil, par exemple au moyen de la méthode générale et des abaques d'interaction présentés dans les références [4] et [11].

La construction en maçonnerie est en principe bien adaptée à la reprise de sollicitations normales comme montré ci-dessus. Elle est en revanche beaucoup moins efficace pour résister seule à des sollicitations transversales ou horizontales (de cisaillement). Bien

que nous renoncions à traiter ces sujets ici, disons tout de même que la construction en maçonnerie permet néanmoins de reprendre des sollicitations transversales ou horizontales importantes moyennant la mise en œuvre d'une armature horizontale et verticale appropriée. L'étude et le dimensionnement doivent alors être impérativement confiés à un ingénieur civil.

6. Aptitude au service

6.1 Déformations imposées

On distingue essentiellement les variations dimensionnelles de la maçonnerie elle-même et les déformations imposées par les dalles ou planchers. Les variations dimensionnelles de la maçonnerie proviennent d'une part de son retrait (éventuellement gonflement) et d'autre part des variations de température surtout dans les murs extérieurs. Des valeurs indicatives du module d'élasticité E sont données au tableau 3. Ces valeurs concordent assez bien avec la définition du module usuellement admise pour la maçonnerie [6] :

$$E = E_x \cong 1000 f_x$$

Les valeurs du retrait spécifique ε_s , du coefficient de fluage φ et du coefficient de dilatation thermique α_T sont précisées au tableau 5. Pour calculer les variations de longueur d'un mur extérieur on tiendra compte des variations de température saisonnières et journalières se produisant à l'état de service [12].

Les déformations imposées par les dalles comprennent les variations de longueur entre deux dalles consécutives, d'une part, et les rotations résultant du fléchissement des dalles, d'autre part (fig. 7). Ces déformations sont importantes surtout pour les murs de façade (murs extérieurs), et cela d'autant plus que le mur est plus éloigné du point fixe des dalles constitué par le noyau (cage d'escalier et d'ascenseur) ou le centre de gravité des murs de refend. Les variations de longueur entre deux dalles consécutives résultent par exemple de variations différentielles de température (dalle de toiture) et de retrait (dates de bétonnage, par conséquent âges différents) ainsi qu'éventuellement de fluage dans le cas de dalles précontraintes. Supposons qu'une dalle de toiture d'un bâtiment s'échauffe de 15°C en été par rapport au reste de la structure. La variation de longueur ΔL que cette dalle impose au mur de façade, supposé être situé à la distance $L = 25$ m du noyau, vaut (fig. 7 a) :

$$\begin{aligned} \Delta L &= L \cdot \alpha_T \cdot \Delta T = \\ &= 25000 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot 15 = \\ &= 3,75 \cong 4 \text{ mm} \end{aligned}$$

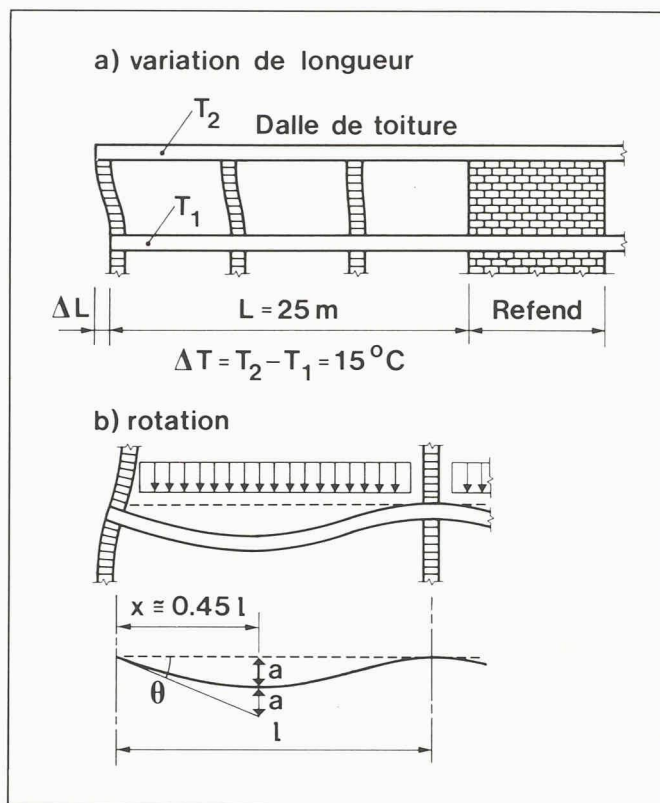


Fig. 7. - Déformations imposées à un mur.

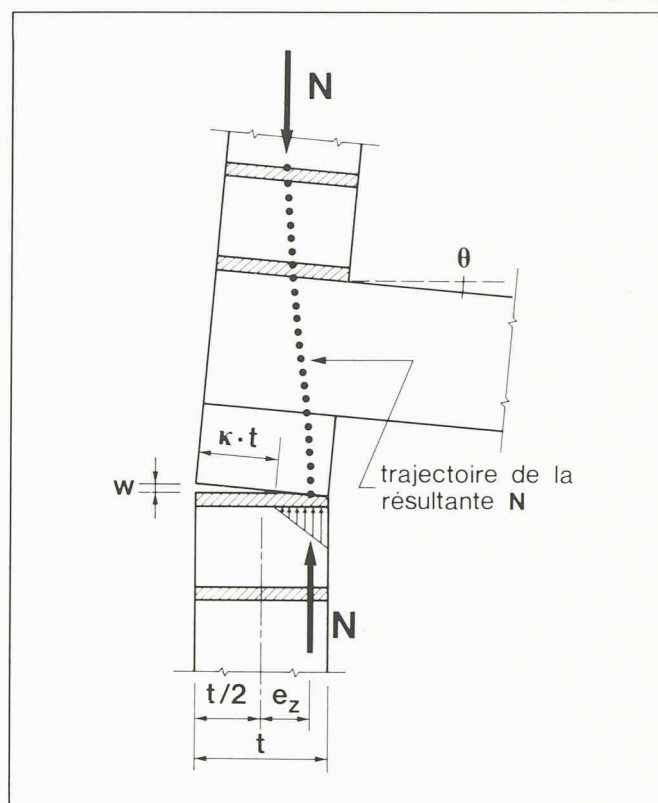


Fig. 8. - Fissure horizontale dans un mur provoquée par la rotation de la dalle.

Les *rotations imposées* aux murs par le fléchissement des dalles peuvent être évaluées très facilement grâce aux considérations ci-dessous.

On peut en général se fonder sur les valeurs admissibles des flèches indiquées dans les normes pour les dalles ou les planchers. Il n'est donc pas indispensable de calculer la déformation réelle à long terme de ces éléments, ce qui serait souvent long et fastidieux. En effet, avec la tendance actuelle à réaliser des structures porteuses de plus en plus élancées et économes en matière, on constate que, dans la plupart des cas, c'est le critère de flèche admissible qui est déterminant pour le dimensionnement des dalles, à l'exception toutefois des dalles précontraintes. Les normes limitent les *flèches admissibles* des dalles ou planchers dans le bâtiment à des valeurs généralement comprises entre 1/250^e et 1/500^e de la portée, et cela indépendamment des matériaux utilisés pour leur construction (béton, bois ou acier). Les normes suisses de structures indiquent généralement pour la flèche admissible des dalles ou planchers de bâtiment les valeurs suivantes en fonction de la portée l :

- $a \leq l / 300$ en général
- $a \leq l / 500$ pour les éléments supportant des cloisons intermédiaires fragiles (galandages).

Ainsi, à défaut d'accords particuliers devant obligatoirement être spécifiés

TABLEAU 6. - Valeurs a [mm] de la flèche probable à long terme des dalles et planchers en fonction de la portée.

l [m]	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0
$a/l = 1/300$	13	20	27	33	40
$a/l = 1/500$	8	12	16	20	24

dans le plan d'utilisation ou dans les contrats, l'architecte et les maîtres d'états concernés doivent s'attendre à ce que en conformité avec les exigences minimales requises par les normes de structures, les flèches probables à long terme des dalles et planchers atteindront les valeurs indiquées dans le tableau 6. Ils doivent en outre réaliser que, dans le cas des dalles en béton armé ou dans celui des planchers sur poutraison en bois, la plus grande partie de ces déformations se produit après la construction des galandages, puisqu'elles résultent des effets du fluage, du retrait et éventuellement de la fissuration, qui se développent progressivement dans le temps et ne se stabilisent qu'après des années (de cinq à dix ans en général). Il incombe par conséquent à l'architecte et aux maîtres d'états concernés de prendre des mesures pratiques adéquates lors de la construction des éléments non porteurs supportés par les dalles et en particulier des galandages.

Il faut être conscient que les valeurs admissibles des flèches de $l/300$ ou $l/500$ sont peu sévères et qu'elles ne dispensent donc nullement les concep-

TABLEAU 7. - Valeurs indicatives des rotations imposées par les dalles aux murs de façade.

a/l	1/250	1/300	1/500	1/1000
$\theta \approx \tan \theta$	0,018	0,015	0,009	0,004

teurs et réalisateurs de prendre des dispositions appropriées pour les galandages. D'autres normes ou recommandations indiquent des valeurs plus sévères dans le cas de cloisons intermédiaires fragiles, comme par exemple:

$$a \leq l/500 > 10 \text{ mm.}$$

La flèche admissible a des dalles étant convenue entre l'architecte, l'ingénieur civil et le maître d'ouvrage, compte tenu des performances et du niveau de qualité souhaités, il est possible d'estimer la rotation θ imposée au mur de façade par de simples raisonnements géométriques sur la déformée du champ de bord de la dalle (fig. 7 b):

$$\theta = \frac{2a}{x} \approx \frac{2a}{0,45l}$$

Il en résulte les valeurs de la *rotation imposée au mur de façade* θ indiquées au tableau 7. Compte tenu de l'hypothèse faite plus haut, ces valeurs ne dépendent en première approximation que de la valeur de la flèche admissible a de la dalle par rapport à sa portée l .

6.2 Fissuration

La déformation des dalles est souvent à l'origine de l'apparition de fissures dans les murs. C'est en particulier le cas des murs de façade lorsque la dalle s'appuie directement sur le mur externe (fig. 7). La rotation θ imposée par la dalle induit des moments de flexion parasites dans le mur qui provoquent l'apparition de fissures horizontales classiques au droit de chaque dalle (très fréquemment au droit du joint d'assise de la première rangée de briques sous la dalle, plutôt qu'au niveau de l'appui de la dalle car la liaison de celle-ci avec les briques est excellente). Il est très facile d'estimer l'ouverture probable des fissures w au moyen des considérations simples et purement géométriques suivantes (fig. 8):

- La rotation imposée par la dalle est déterminée à l'aide du tableau 7.
- La position de l'effort normal, c'est-à-dire son excentricité, varie dans de faibles proportions dans un mur en maçonnerie, en raison de la structure alvéolaire des briques qui concentre la résistance dans la couche au voisinage des parements ($0,2 t \leq e_z \leq 0,4 t$).
- Il en découle la position de l'axe neutre au droit de la section fissurée qui est définie par $\alpha \cdot t$ par rapport à la fibre tendue, où α est un coefficient variant dans les limites suivantes:

$\alpha = 0,7$ dans le cas d'une grande excentricité e_z ou d'un faible effort normal N , ce qui est notamment le cas des étages supérieurs d'un bâtiment et en particulier du dernier étage;

$\alpha = 0,1$ dans le cas d'une faible excentricité e_z ou d'un grand effort normal N , ce qui est le cas des étages inférieurs d'un bâtiment.

- L'ouverture des fissures w est alors définie par la relation:

$$w \cong \alpha \cdot t \cdot \theta$$

Les valeurs de w découlant de cette relation ont été calculées dans le cas d'un mur porteur de façade d'épaisseur t égale à 200 mm et pour différentes exigences concernant la flèche admissible des dalles qui jouent un rôle prépondérant, comme on peut le constater dans le tableau 8. On a admis l'hypothèse moyenne et prudente $\alpha = 0,2$ pour les étages inférieurs.

De l'analyse de ce tableau, il ressort que les ouvertures de fissures résultant de la déformation des dalles prenant appui sur un mur extérieur peuvent être considérables et qu'elles dépassent bien souvent les valeurs usuellement admises ou tolérées. Le projet de nouvelle norme suisse [4] [11] indique

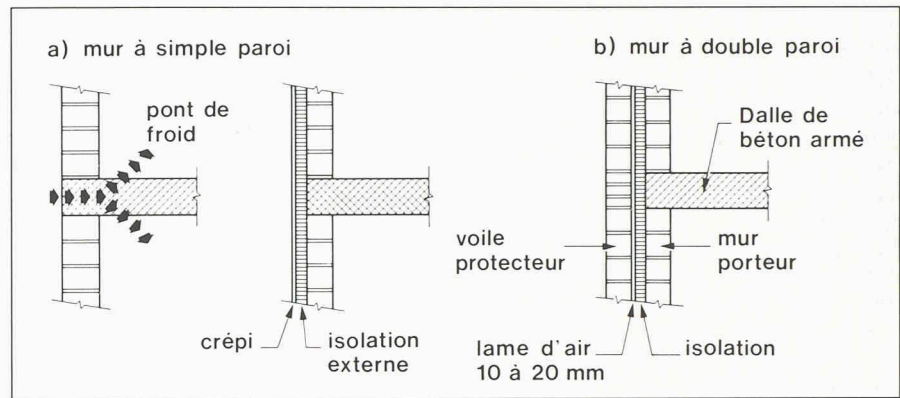


Fig. 9. - Différents types de murs extérieurs.

TABLEAU 8. - Valeurs indicatives de l'ouverture des fissures w [mm] dans un mur porteur de façade d'épaisseur 200 mm, en fonction de la déformation admise des dalles.

a/l θ	1/250	1/300	1/500	1/1000
	0,018	0,015	0,009	0,0044
Etages supérieurs ($\alpha = 0,7$)	2,5	2,1	1,3	0,6
Etages inférieurs ($\alpha = 0,2$)	0,7	0,6	0,4	0,2

par exemple les limites suivantes pour les ouvertures de fissures par flexion dans un mur porteur:

- $w \leq 0,20$ mm en cas d'exigences normales
- $w \leq 0,05$ mm en cas d'exigences élevées, en particulier pour la maçonnerie de briques apparentes.

On voit donc qu'il n'est en général pas possible de respecter de telles valeurs sans modifier la conception ou les dispositions pratiques de construction du système porteur. Des solutions maintenant classiques pour y parvenir sont par exemple: le mur à double paroi, l'appui des dalles sur les murs par l'intermédiaire de bandes d'appui permettant de faibles glissement et rotation, la précontrainte des dalles très efficace pour réduire voire annuler leurs déformations à long terme.

6.3 Isolations thermique et phonique

Notre intention ici est de montrer les répercussions des exigences en matière d'isolations thermique et phonique sur la conception et le choix de l'épaisseur des murs en maçonnerie. Le sujet mériterait certainement d'être traité plus en profondeur et par des personnes plus compétentes. Il fait l'objet d'autres cours ou publications [7]. D'autre part, la documentation des divers fournisseurs donne en général des indications plus détaillées [12] [13] [14]. Quoi qu'il en soit, l'architecte ou l'ingénieur civil auront souvent avantage à consulter ou même à mandater

des spécialistes, cela tout particulièrement lorsque des performances élevées sont recherchées.

Il existe aujourd'hui de nombreux critères pour juger des performances thermiques de l'enveloppe d'un bâtiment [12] outre le coefficient de transmission thermique k [W/m^2K]. Citons notamment la réduction d'amplitude et le déphasage des variations de température entre faces externe et interne, l'étanchéité à l'air et le taux de renouvellement d'air, etc. Il n'en demeure pas moins que le coefficient α est prépondérant en matière de performances thermiques. Compte tenu des exigences en matière d'économie d'énergie, les valeurs indicatives suivantes sont actuellement recommandées pour les murs extérieurs:

- $\alpha \leq 0,6 W/m^2K$ au minimum
- $\alpha \cong 0,4 W/m^2K$ en cas d'exigences normales
- $\alpha = 0,2$ à $0,3 W/m^2K$ en cas d'exigences élevées.

La grandeur déterminante pour juger des performances en matière de protection contre le bruit est l'isolation acoustique $D_{nT,w}$, mesurée en décibels [dB]; il s'agit d'une valeur contrôlable sur un ouvrage et incluant les caractéristiques géométriques du local de réception (volume, surface de la paroi de séparation et transmission de la source sonore). En pratique, la plupart des produits de construction et en particulier les murs sont caractérisés par l'indice d'affaiblissement acoustique R'_w , qui est une caractéristique intrinsèque

que à la paroi seule (matériau, masse volumique et épaisseur pour l'essentiel). La différence entre les valeurs $D_{nT,w}$ et R'_w est souvent faible. Elle est généralement de l'ordre de 2 à 6 dB et située du côté de la sécurité, ce qui fait qu'elle peut être négligée en première approximation.

Les performances requises par la norme SIA 181 [8] en matière d'isolation phonique sont graduées en fonction du degré de nuisance de la source sonore et de la sensibilité au bruit à l'intérieur du bâtiment ou du local en question.

Le tableau 9 ci-après donne à titre indicatif quelques valeurs de l'isolation acoustique $D_{nT,w}$ requises par la norme SIA 181, pour assurer la protection des murs contre les sons aériens en cas d'exigences minimales. Les valeurs de ce tableau seront augmentées de 5 dB en cas d'exigences accrues ou élevées. Notons que de telles exigences devront obligatoirement être stipulées par écrit dans le contrat ou le plan d'utilisation.

Quelques caractéristiques thermiques et phoniques des murs en maçonnerie de conception moderne sont données à titre d'exemples au tableau 10, dans le cas d'un mur à double paroi et dans celui d'un mur à simple paroi avec isolation externe (fig. 9). Les valeurs figurant dans ce tableau sont des valeurs indicatives qui peuvent varier de ± 5 à 10% selon le matériau (briques de terre cuite, silico-calcaires ou de béton aggloméré), la géométrie de l'ouvrage, les dispositions pratiques de construction (murs crépis ou non, types de joints) et la qualité de l'exécution.

TABLEAU 9. - Valeurs de l'isolation acoustique minimale requise $D_{nT,w}$ [dB].

Type de mur	Sensibilité au bruit	Degré de nuisance de la source sonore		
		faible	modéré	très élevé
Extérieur	faible	25	30	40
	moyenne	30	35	45
	élevée	35	40	50
Intérieur	faible	42	47	57
	moyenne	47	52	62
	élevée	52	57	67

TABLEAU 10. - Caractéristiques des murs modernes en maçonnerie (*valeurs supérieures dans le cas de briques lourdes ou spéciales).

Type de mur	Epaisseurs [mm]	k [W/m ² K]	R' _w [dB]
Mur à double paroi	ext./isol./int.		
	125/40/150	0,53	60 à 65 *
	125/80/150	0,35	
	125/120/150	0,25	
Mur à simple paroi avec isolation ext.	isol. ext./mur		
	60/180	0,51	50 à 55 *
	80/180	0,33	
	120/180	0,28	
Mur intérieur à simple paroi	ép. mur		
	100	-	44
	150	1,6	48
	180	1,5	50 à 53 *

Références

Sans prétendre être exhaustif, nous indiquons ci-après quelques références qui pourront être utiles à ceux qui souhaitent en savoir plus, sur certains sujets traités ou à peine abordés dans cet article.

- [1] «Maçonnerie de pierre naturelle», norme SIA 178 (1980).
- [2] «Maçonnerie», norme SIA 177 (1980).
- [3] «Actions sur les structures porteuses», norme SIA 160 (1989).
- [4] «Dimensionnement des murs en maçonnerie», recommandation SIA V 177/2 en consultation prolongée (1989).
- [5] «Adaptation des normes de construction aux nouvelles normes de structures», directive SIA 460 (1990).
- [6] «Règles unifiées communes pour les structures en maçonnerie», Eurocode N° 6, Commission des communautés européennes, Rapport EUR 9888 F, 1988.
- [7] Gay, J.-B.; Kohler, N.; Roulet, C. A.: «Physique du bâtiment et conception de l'enveloppe des bâtiments», cycle postgrade Génie urbain, EPFL, module 9, 1990.
- [8] «Protection contre le bruit dans le bâtiment», norme SIA 181 (1988).
- [9] «Protection contre l'incendie», recommandation SIA 183 (1989).
- [10] Wittmann, F.H.: «Matériaux de construction I», cours polycopié EPFL-LMC, 2 vol. A et B (1988).
- [11] «Mauerwerk Teile 1, 2 und 3: Bemessung von Mauerwerkswänden - Einführung in die Empfehlung SIA V 177/2», 3 vol., documentation SIA D053 (1990), D054A (1991) et D060 (1990).
- [12] *Murs en terre cuite*, Industrie suisse de la terre cuite, Zurich, 1989.
- [13] *Briques silico-calcaires de Hunziker*, Documentation de SA Hunziker + Cie, Olten, 1991.
- [14] *La brique en béton apparent BBA*, Documentation de Procim SA, Monthey, 1991.

Adresse de l'auteur:

Jean-Paul Jacoud
Dr ès sc. techn.
Adjoint scientifique ISS-IBAP
EPFL-GC-Ecublens
1015 Lausanne