

Chapitre 2

COMPORTEMENT MECANIQUE DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

2.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous présentons un état des connaissances sur

- Le comportement en compression des murs en maçonnerie,
- Le comportement des murs en maçonnerie sous des charges diagonales et sous des charges de cisaillement,
- Le comportement en flexion des murs en maçonnerie,
- Le comportement en traction des murs en maçonnerie,
- Le comportement des murs en maçonnerie sous une charge concentrée,
- Le comportement des murs en maçonnerie sous des charges latérales monotones.

Nous mettons l'accent sur les aspects concernant les mécanismes de rupture des murs en maçonnerie, soumis à des charges statiques dans le plan. Les variables qui influencent leur comportement seront examinées.

Comme le béton ordinaire, la maçonnerie possède une bonne résistance en compression, modérée jusqu'à mauvaise en cisaillement mais faible en traction.

Etant donné l'hétérogénéité des matériaux, il n'est pas possible de déterminer les caractéristiques de la maçonnerie à partir de l'étude isolée des matériaux qui la composent. C'est pourquoi les règlements proposent la réalisation d'essais, sur de petits prismes¹ ou des murs composés de quelques pièces. Nous décrirons brièvement les essais recommandés.

2.2 COMPORTEMENT EN COMPRESSION DE LA MAÇONNERIE

La plupart des normes conseillent la détermination de la résistance à la compression à partir d'essais sur prismes¹ simples en maçonnerie, composés de 3, 4 ou 5 éléments, soumis à la compression uniaxiale. En général, l'expérience [Page, 1978] a montré que la résistance du prisme est supérieure à celle du mortier et inférieure à celle de la pièce de maçonnerie isolée (figure 2.1). Plusieurs mécanismes de rupture ont été observés : l'écrasement des pièces de

¹ Le prisme est un empilement vertical de plusieurs pièces en maçonnerie.

maçonnerie, la fissuration verticale due à des contraintes transversales et la rupture soudaine due à l'instabilité des parois internes dans le cas des briques creuses [Lafuente, 1990].

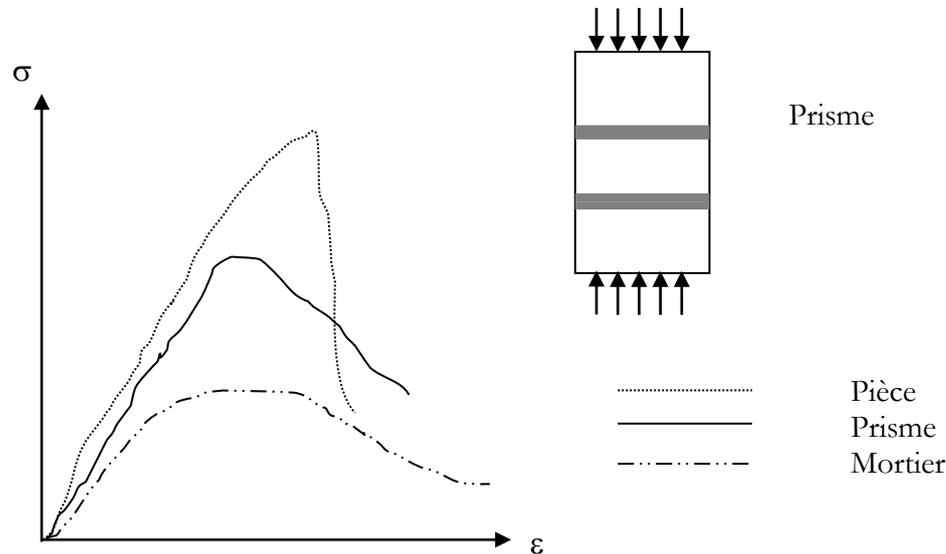


Figure 2.1 Comportement de prismes en compression

Le mortier, en général est plus flexible que les éléments de maçonnerie, essaie de s'échapper du joint sous la charge verticale, tandis que la pièce, plus rigide, s'oppose à ce mouvement. De ce fait, le mortier est placé dans un état de compression biaxiale et la pièce reste soumise à des contraintes de traction transversales qui diminuent la résistance du prisme. Meli [cité par Lafuente, 1990] a appelé cet effet, étudié aussi en détail par Hilsdorf [cité par Lafuente, 1990] « l'effet joint ».

Dans son travail, Meli résume les résultats de ses travaux sur prismes en compression uniaxiale. Il propose des courbes contrainte-déformation axiale qui peuvent être considérées comme linéaires jusqu'à 70% de la charge maximale.

La connaissance des courbes contrainte-déformation de la maçonnerie est d'importance fondamentale pour la proposition d'un modèle mathématique permettant par la suite l'étude du comportement en flexion des structures. Il a été établi que le comportement de la maçonnerie en compression peut être assimilé, dans certaines limites, au comportement du béton armé [Tomazevic, 1980]. Hart et col [Hart, 1989], ont proposé des courbes adaptées à la modélisation de la maçonnerie en blocs de béton. Cependant, ces études concernent surtout la maçonnerie armée [Hart, 1989].

Il a été établi que la valeur de « F_c » obtenue au moyen des prismes en compression uniaxiale constitue un critère fournissant une large marge de sécurité pour l'évaluation de la résistance des murs à l'échelle réelle. Il faut mentionner qu'un seul paramètre n'est pas suffisant pour décrire le comportement des murs soumis à des états combinés de contraintes.

De nombreux travaux de recherche, pour la plupart à caractère expérimental, portent sur le comportement de la maçonnerie sous sollicitation biaxiale [Hegmier, 1978], [Page, 1981] et [Rochet, 1985]. Page [Page, 1981] a réalisé des essais sur 102 murs en maçonnerie sous compression biaxiale. Les paramètres considérés sont :

- L'angle d'orientation des joints par rapport à la verticale,
- La variation des charges appliquées.

Lorsque l'une des contraintes est beaucoup plus importante que l'autre, la rupture se produit dans un plan normal au plan du mur en maçonnerie (figure 2.2). Dans les autres cas, la rupture a lieu dans un plan parallèle à celui du mur (figure 2.3).

Il est important de signaler que pour les cas de rupture dans le plan normal (c'est-à-dire les cas proches du cas uniaxial), l'orientation des joints influence la résistance à la rupture, tandis que pour les autres cas cette influence peut être négligée. A partir des résultats obtenus, on peut constater que la résistance à la compression uniaxiale sous-estime la résistance à la compression biaxiale.

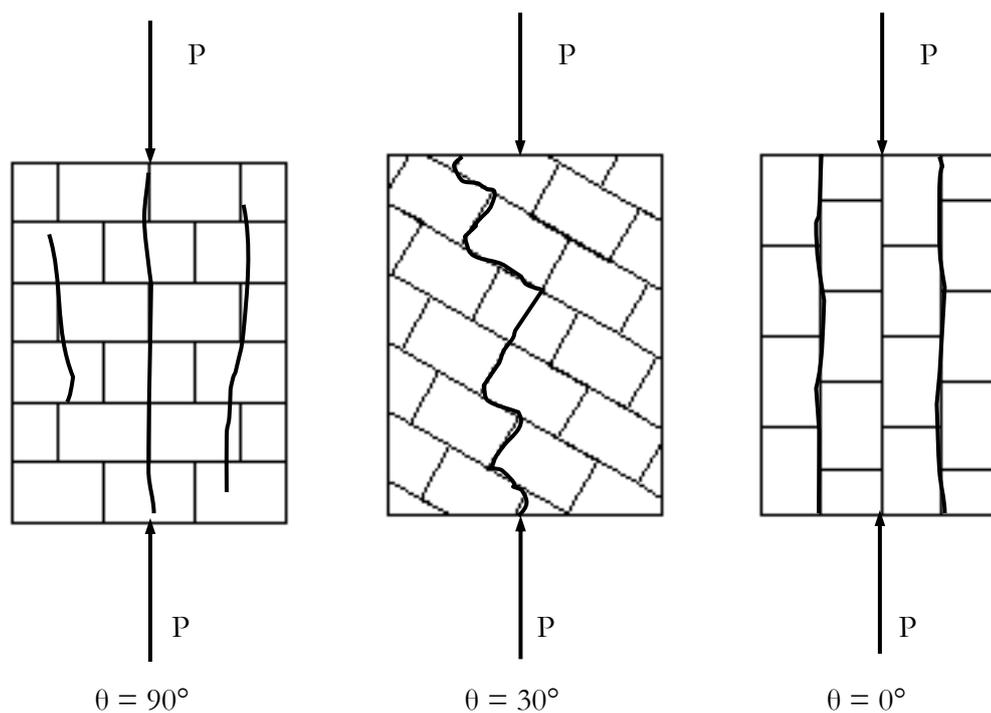


Figure 2.2 Fissuration (plan perpendiculaire)

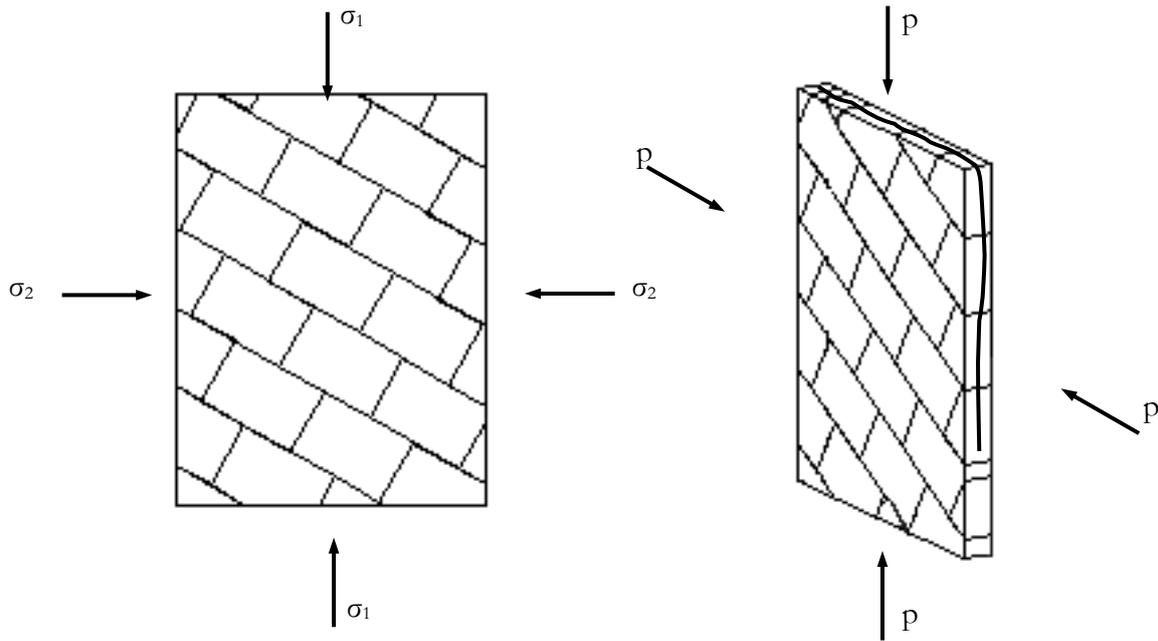


Figure 2.3 Fissuration (plan parallèle)

Une autre étude expérimentale de prismes sous charges uniaxiale et biaxiale, a été entreprise par Rochet [Rochet, 1985]. Ces études confirment le fait qu'une augmentation du confinement latéral fait augmenter la résistance du prisme en compression et que le mécanisme de rupture change selon le rapport des forces appliquées. Il étudie aussi l'effet du type de mortier employé. Cette variable s'avère importante fondamentalement dans les essais uniaxiaux, la résistance du prisme semble diminuer pour les mortiers maigres et pour les joints plus épais.

En conclusion, l'analyse bibliographique nous permet de constater que le comportement de la maçonnerie en compression est assez complexe. Malgré l'énorme quantité d'informations déjà existante, une étude rigoureuse sur les différentes variables qui influencent son comportement s'avère encore nécessaire. La généralisation des résultats expérimentaux disponibles reste contestable, si on tient compte de la diversité des matériaux utilisés d'un pays à un autre et de la dispersion de ces résultats.

2.3 COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE SOUS CHARGE DE CISAILLEMENT ET SOUS CHARGES DIAGONALES.

D'un point de vue pratique, il s'avère nécessaire de fixer un critère pour définir la résistance d'un mur en maçonnerie sous charge latérale. De nombreuses normes proposent le calcul de cette résistance sur la base d'une contrainte de cisaillement « nominale » qui pourrait être déterminée expérimentalement [Lafuente, 1990].

Différents types d'essais ont été proposés pour déterminer d'une manière simple et pratique la contrainte de cisaillement :

- Les essais de cisaillement caractérisant le mécanisme du type coulomb au niveau des joints (figure 2.4)
- Les essais sur petits murs soumis à une traction diagonale (figure 2.5)

2.3.1 Essais de cisaillement

L'essai le plus simple à exécuter et à contrôler en laboratoire pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous charge de cisaillement est celui montré sur la figure 2.4d. En ce qui concerne les autres types d'essais, il a été constaté expérimentalement l'apparition d'efforts de flexion qui modifient les conditions de cisaillement recherchées.

Le modèle dont il est question est constituée d'un ensemble de trois blocs de maçonnerie, où celui du milieu se trouve coupé en deux. Les deux moitiés sont séparées par un joint vertical vide, d'un (1.0) cm de large. Les charges de cisaillement s'appliquent sur cette pièce au milieu, tandis que les pièces externes peuvent être soumises à l'action de charge verticale.

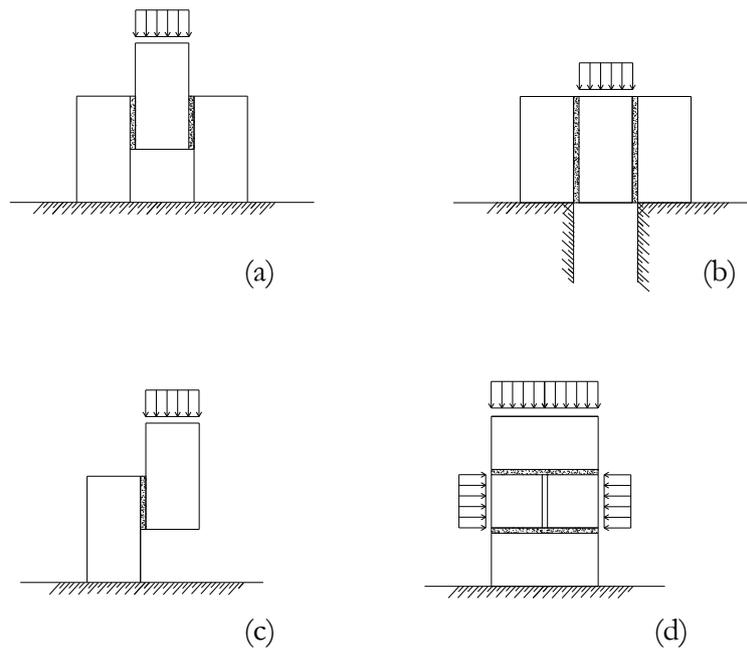


Figure 2.4 Essais de cisaillement

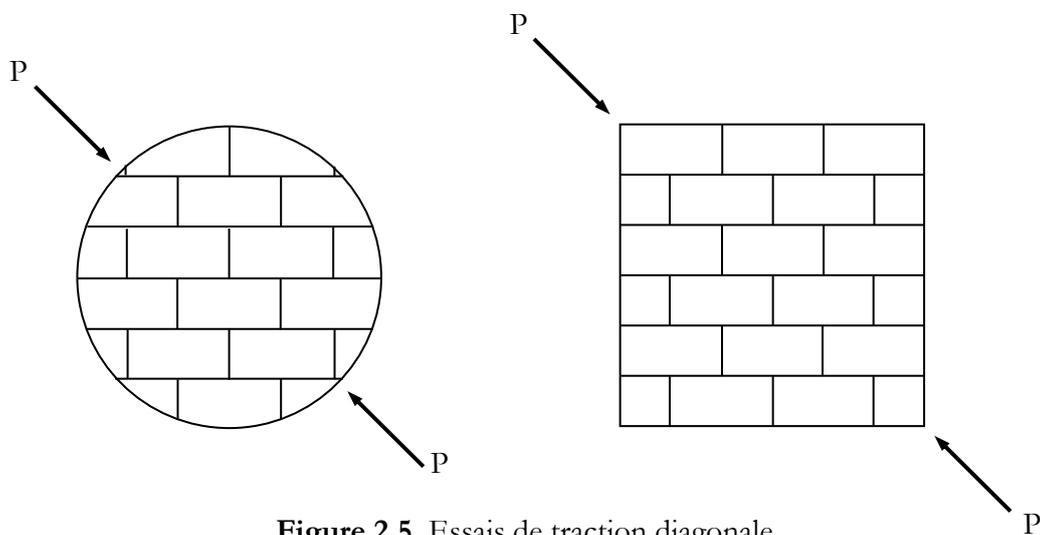


Figure 2.5 Essais de traction diagonale

Les études de Meli et Reyes [cité par Lafuente, 1990], témoignent de l'existence de différents types de comportement à la rupture :

- Rupture de la pièce en maçonnerie par cisaillement (figure 2.6a),
- Glissement au niveau des joints (rupture par adhérence (figure 2.6b)).

Meli et Reyes rapportent aussi quelques cas de fissuration par rupture du mortier.

Ce type d'essais aboutit à l'obtention de courbes telles que celles de la figure 2.7 [Anand, 1985], qui permettent la détermination des coefficients d'adhérence et de friction (c et φ). Les coefficients de dispersion sont élevés.

Les références consultées rapportent que dans ce type d'expériences, la ruine survient soudainement et d'une manière fragile, ce qui rend impossible d'observer la propagation de la fissure.

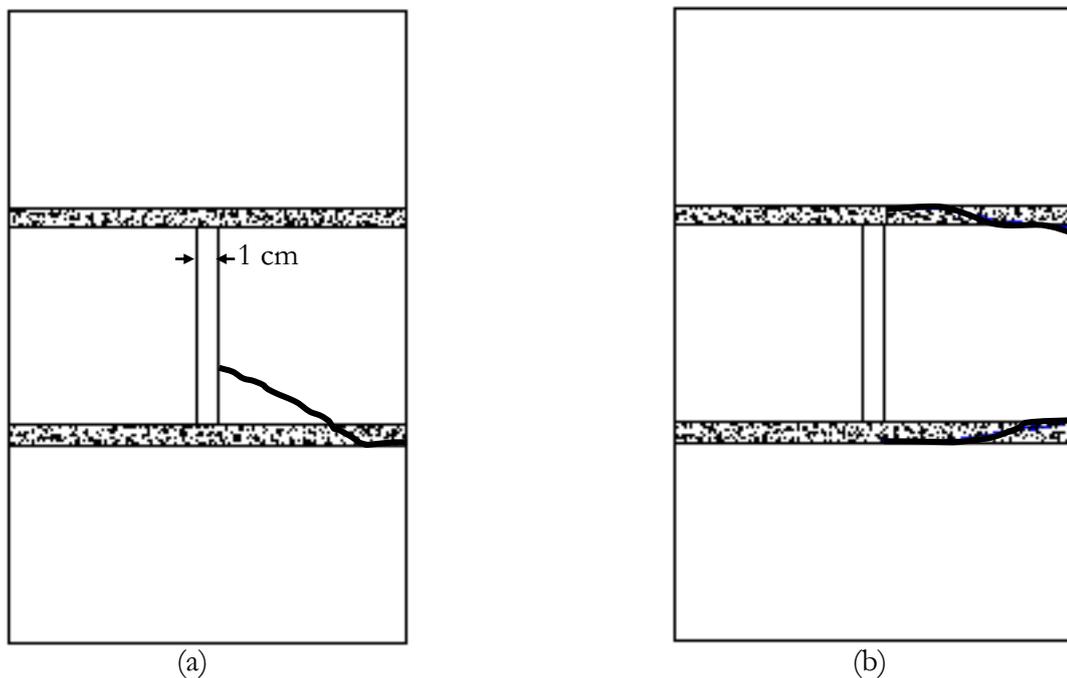


Figure 2.6 Schéma de fissuration

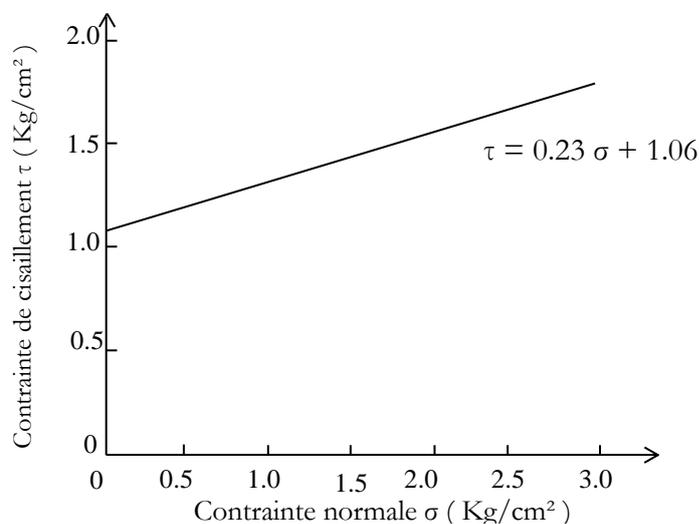


Figure 2.7 Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale

2.3.2 Essai de traction diagonale

Ce sont les essais les plus répandus pour la détermination de la résistance à la traction de la maçonnerie, ces expériences sont inspirées de « L'essai brésilien » (figure 2.8), conçu initialement pour l'évaluation de la résistance du béton.

Johnson et Thompson [Johnson et col, 1967], ont décrit les essais réalisés sur des disques en maçonneries soumis à des charges de compression diagonale. Les résultats obtenus varient selon la direction des charges par rapport aux joints, la résistance atteignant un maximum pour des charges perpendiculaires aux joints et un minimum pour des charges parallèles aux joints.

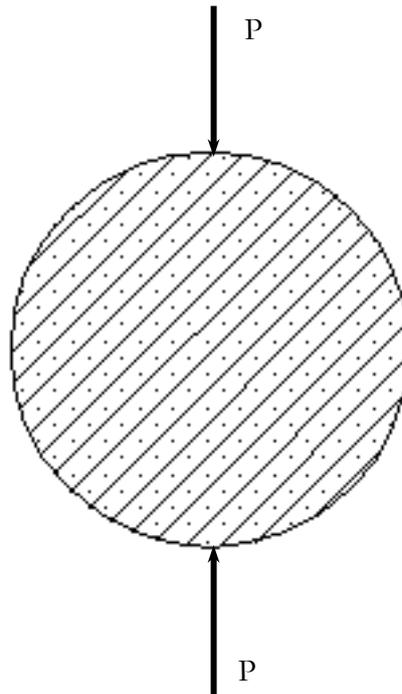


Figure 2.8 L'essai brésilien

2.4 COMPORTEMENT EN FLEXION DE LA MAÇONNERIE

Traditionnellement, la maçonnerie résiste grâce à sa grande inertie et sa masse souvent très importante. Ces structures ne dépendent pas en grande partie du lien du mortier aux éléments-support.

La maçonnerie construite ces dernières décennies a été, cependant, réalisée avec des murs minces dont la résistance aux efforts latéraux (exemple le vent) dépend principalement de l'adhérence du mortier. Ce dernier peut être amélioré par l'ajout d'adjuvants.

On distingue deux modes principaux de flexion dans les deux plans orthogonaux :

- Lorsque l'effort est appliqué au plan perpendiculaire aux joints de pose (figure 2.9).
- Lorsque l'effort est appliqué au plan parallèle aux joints de pose (figure 2.10).

Il est clair que la résistance est susceptible d'être hautement anisotropique, puisque la résistance à l'effort au plan parallèle aux joints de pose est assurée par :

- La résistance au cisaillement des mortiers de pose,
- La résistance élastique des joints de mortier vertical face à la rotation des éléments,
- L'adhérence des joints de mortier vertical,
- La résistance à la flexion des éléments eux mêmes.

La résistance limite de flexion sera la plus petite valeur de $(a + b)$ ou $(c + d)$

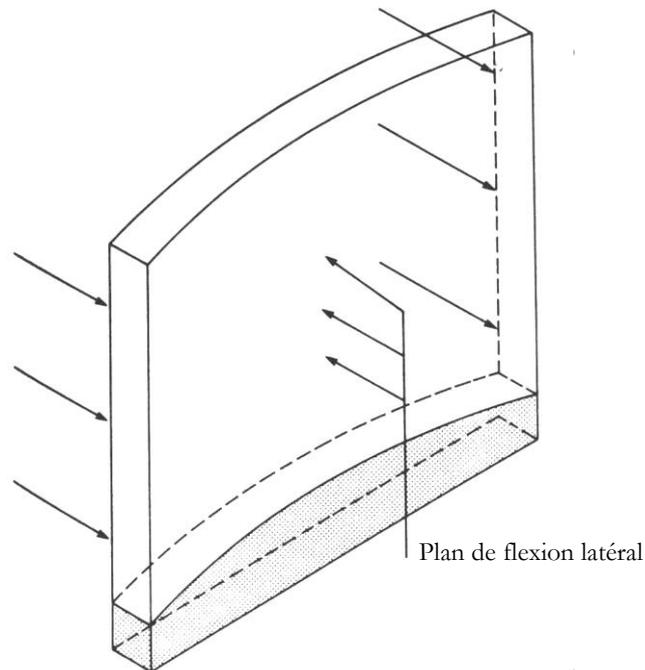


Figure 2.9 Flexion due aux efforts appliqués au plan perpendiculaire au joint de pose

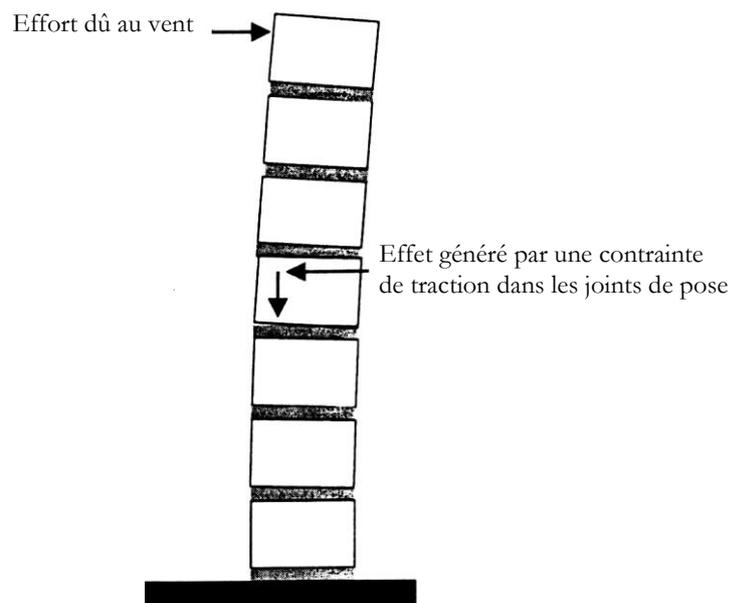


Figure 2.10 Flexion due aux efforts appliqués au plan parallèle au joint de pose

2.5 COMPORTEMENT A LA TRACTION DE LA MAÇONNERIE

La maçonnerie construite avec des mortiers traditionnels a une résistance très limitée face aux efforts de traction pure. La résistance à la traction est habituellement prise égal à zéro. Cette résistance peut être sensiblement améliorée par l'ajout d'adjuvants tels que les Polymères ou le Latex. Des panneaux de maçonnerie d'un étage ont été fabriqués et pourraient être soulevés et transportés sans rupture.

La résistance à la traction horizontale est très rarement mesurée et aucun essai standard n'est disponible d'où l'absence totale de données significatives. L'essai le plus familier étant celui en travers de la brique (ASTM C952-76) illustré dans la figure (2.11). Les résultats de cet essai indiquent que la résistance à la traction directe se situe entre un tiers et deux-tiers du moment de flexion.

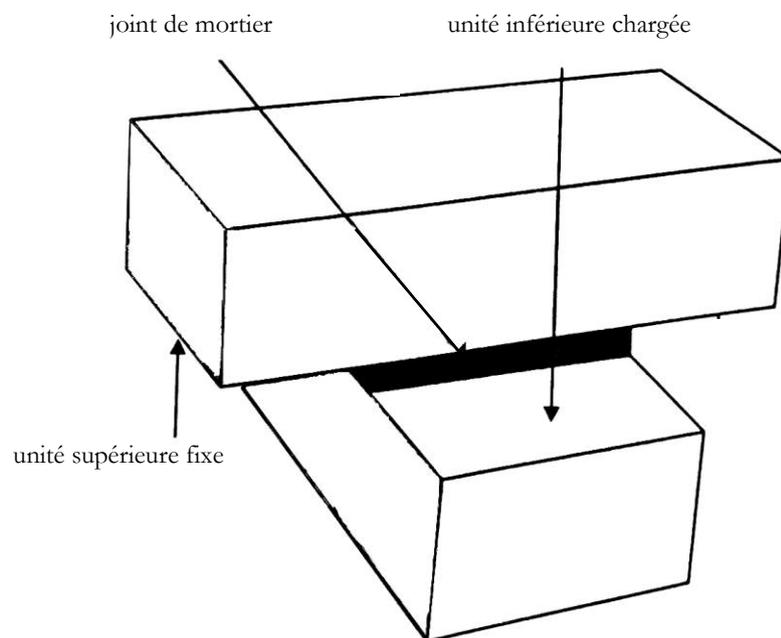


Figure 2.11 Essai de traction

2.6 COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE VIS-A-VIS DE LA CHARGE CONCENTREE

Si la majorité des efforts appliqués au droit d'un mur sont uniformes et amenés par le poids de la structure au-dessus, les charges concentrées, sont dues aux impacts d'extrémités de poutre, de linteaux ou arcs, etc.

Une maçonnerie peut résister à un chargement concentré si celle-ci est correctement positionnée et suit une répartition à 45° similaire à celle montrée en figure 2.12

Page et Hendry [Page et col, 1987] ont étudié expérimentalement et analytiquement le comportement de la maçonnerie sous une charge concentrée. Cette étude a prouvé que les facteurs suivants augmentent la contrainte dans la région soumise à une charge concentrée :

- le rapport de la section chargée à la longueur du mur,
- la position de la charge le long du mur,
- si la charge se prolonge à travers la pleine largeur du mur ou est limitée à une partie de la largeur,
- si la charge est appliquée par une plaque rigide ou flexible,
- le type et la résistance des matériaux de maçonnerie,
- le rapport de longueur-largeur du mur et de son épaisseur,
- la présence du chargement de compression au-dessus du mur de maçonnerie,
- l'application des charges multiples.

Page et Hendry [Page et col, 1987] ont suggéré que pour une charge centrale de bande la longueur utile peut être prise comme longueur réelle mais inférieure à $(b + 1,2 h)$, où b est la longueur de l'extrémité chargée du secteur et h est la taille du mur. Ceci est basé sur le concept que la diffusion de la charge sera contenue dans une ligne de 45° à partir du bord du secteur chargé et que l'effort de compression vertical sera relativement uniforme à 0,6 de la taille de mur à partir du haut.

Appliquant cette définition de longueur utile à un mur de 2,5 m de hauteur portant une poutre de 150mm dont la largeur signifierait que la longueur du mur à considérer, cas du chargement central, serait de 3,15 m, donnant un rapport de la section chargée de 0,048.

La discussion ci-dessus s'applique seulement à la maçonnerie construite avec les unités de maçonnerie pleines. Kirtschig et Kasten [Kirtschig et col, 1979] ont trouvé qu'il n'y a aucune augmentation de contrainte pour les charges concentrées appliquées à l'extrémité d'un mur construit avec des blocs de maçonnerie perforés. Les résultats obtenus par Page et col. [Page et col, 1987] sur les charges concentrées ont prouvé que le mode de rupture pour ce type de chargement se produit dans les fentes des blocs plutôt que par une rupture verticale.

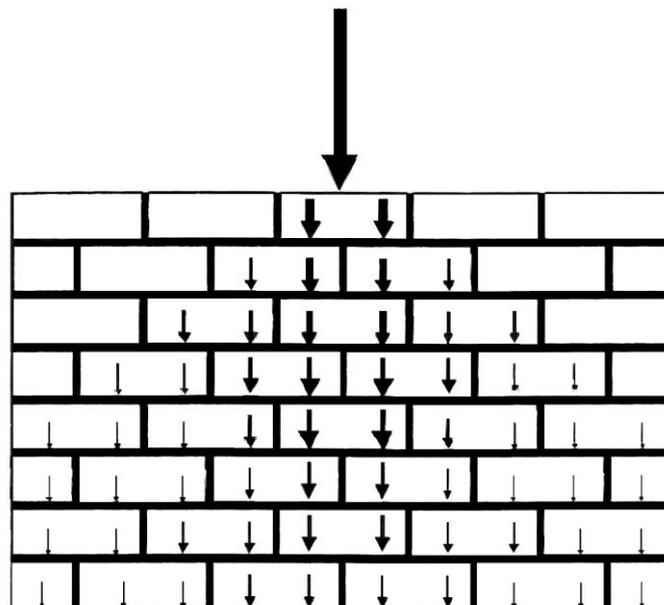


Figure 2.12 Propagation à 45° de la charge concentrée dans un mur

2.7 MURS SOUS CHARGES LATÉRALES MONOTONES

Les charges latérales, telles que celles provenant des séismes et du vent, sont supportées dans les structures en maçonnerie, par des murs. Ceux-ci ont un comportement différent, selon qu'il s'agit de murs isolés ou des murs ossatures en béton-armé, les derniers présentent un comportement plus ductile que les premiers, mais ils présentent un réseau de fissuration similaire (figure 2.13) :

- Rupture par traction diagonale, caractérisée par l'apparition de fissures qui traversent les briques et le mortier (figure 2.13a).
- Rupture par friction ou glissement (figure 2.13b).
- Rupture par flexion : la fissuration se produit dans des zones voisines de la base encastrée (figure 2.13c).
- Rupture mixte, caractérisée par l'apparition de fissures diagonales qui tantôt traversent les pièces, tantôt suivent la direction des joints (figure 2.13d),
- Ecrasement du matériau dans les zones en compression (figure 2.13e).

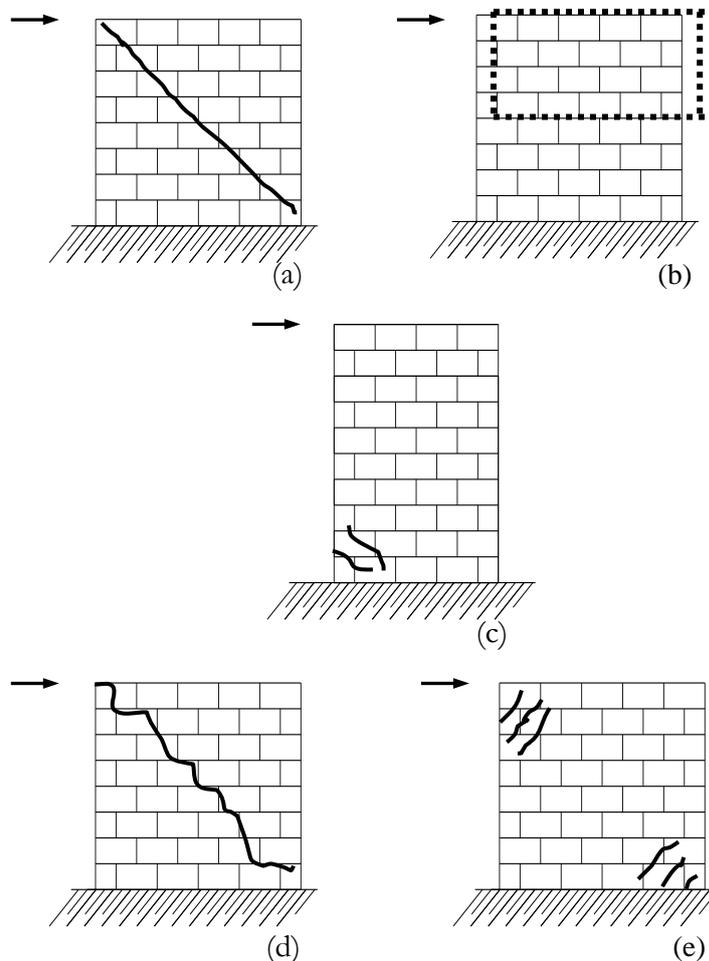


Figure 2.13 Rupture des murs non confinés

L'apparition de l'un de ces mécanismes de rupture dépend de facteurs divers, parmi lesquels :

- Les différences de qualité entre le mortier et les pièces de maçonnerie,
- La géométrie du panneau,
- Les variations de la charge verticale.

Plusieurs types de critères de rupture ont été proposés dans la littérature. Nous pouvons les classer de la manière suivante :

- a) Rupture par contraintes principales : établie par des valeurs limites en compression ou en traction. De nombreuses études déterminent ces valeurs limites en fonction de l'orientation des joints de mortier. Voir notamment les travaux de Meli [cité par Lafuente, 1990].
- b) Rupture par une combinaison critique de contraintes principales : dérivée des résultats expérimentaux pour la plupart. Ces critères déterminent des surfaces de rupture en fonction des valeurs des contraintes principales et de l'angle d'orientation des joints. Voir, par exemple, les travaux de Samarasinghe et col. [Samarasinghe et col, 1980] qui proposent le critère de rupture.
- c) Rupture par extension critique : il s'agit de critères basés sur la définition d'un changement limite de volume, c'est-à-dire, une hypothèse de rupture qui serait fonction de la valeur du module de Poisson [Jhompson et col, 1967].
- d) Rupture par séparation ou glissement des joints : cette hypothèse conduit à la proposition de critères du type Coulomb [Lafuente, 1990]

$$R = u + f \cdot s \quad (2.1)$$

Où :

R : résistance du joint

u : coefficient d'adhérence

f : coefficient de friction

s : contrainte de comportement sur le joint

Selon ce critère la résistance du joint serait fonction de l'adhérence existante entre la pièce de maçonnerie et le mortier et de la friction due à la présence des charges perpendiculaires au joint.

Si l'on considère que la ruine des murs est causée par des fissures diagonales correspondant à l'action des contraintes principales, l'analyse simplifiée (matériau élastique, homogène et isotrope) permettra alors, de définir les expressions suivantes pour estimer la résistance latérale de murs de maçonnerie non-confinée et non armée [Tomazevic, 1980] :

$$\sigma_t = -0.5 \sigma^o + \sqrt{[(0.5 \sigma^o)^2 + (b \tau)^2]} \quad (2.2)$$

$$\sigma_c = 0.5 \sigma^o + \sqrt{[(0.5 \sigma^o)^2 + (b \tau)^2]} \quad (2.3)$$

$$\phi_t = \phi_c = 0.5 \frac{1}{2} \cdot \arctg\left(2 \frac{\tau}{\sigma^\circ}\right) \quad (2.4)$$

Où :

σ° : contrainte moyenne de compression due à la charge verticale sur la section transversale à mi-hauteur du mur,

τ : contrainte moyenne de cisaillement due à la charge latérale sur la section transversale à mi-hauteur du mur,

σ_t, σ_c : contraintes principales de traction et de compression au milieu du mur,

ϕ_t, ϕ_c : directions des contraintes principales.

Les expressions données, issues d'une analyse élastique classique sont modifiées du facteur b , qui tient compte de la distribution irrégulière des contraintes de cisaillement dans le joint horizontal. Le facteur b représente le rapport existant entre la valeur maximale et la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement sur la section critique du mur. Il est estimé au moyen de la méthode des éléments finis et des résultats expérimentaux. La valeur de b varie de 1.1 à 1.5; $b = 1.5$ pour des murs dont l'élanement est égal ou supérieur à 1 et $b = 1.1$ pour les murs moins élancés.

Dans ce cadre, Tomazevic [Tomazevic, 1980] propose l'évaluation de la résistance latérale du mur au moyen des expressions suivantes :

$$\tau_u = \left(\frac{f_t}{b}\right) \times \sqrt{\frac{\sigma^\circ}{f_t} + 1} \quad (2.5)$$

$$H_{u,m} = C_r A \tau_u \quad (2.6)$$

Où :

τ_u : contrainte moyenne de cisaillement sur la section transversale à mi-hauteur du mur au moment d'atteindre la résistance du mur.

$H_{u,m}$: résistance à l'effort tranchant du mur non-confiné et non-armé.

C_r : facteur de réduction représentant le rapport existant entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques de la résistance du mur.

Si l'on considère que le mécanisme de résistance du mur sous charges latérales est la friction, l'expression pour la contrainte finale de cisaillement correspondante serait :

$$\tau_u = f_t^\circ + R \sigma^\circ \quad (2.7)$$

Où :

f_t° : résistance latérale d'un mur sans charges verticales.

R : coefficient qui détermine l'augmentation de la résistance du mur en fonction de la charge verticale.

Les résultats expérimentaux montrent que les coefficients f_c et R n'ont pas de rapport direct avec les quantités c et φ trouvées au moyen des essais simples illustrés par la figure (2.3).

Les murs en maçonnerie non-armée et non-confinée présentent un comportement très fragile sous l'action des charges verticales. La ductilité augmente pour les murs en maçonnerie non-armée, confinée par un cadre en béton armé.

2.8 CONCLUSION

Les essais simples proposés dans les règlements de calcul pour caractériser le comportement de la maçonnerie fournissent des valeurs moyennes de résistance en compression (f_M), qui ne peut être directement appliquées pour évaluer la résistance des murs. En effet, ces essais ne sont pas capables de reproduire convenablement les conditions réelles d'un mur à échelle naturelle.