

Chapitre 3

MODELISATION DE LA MACONNERIE SOUS CHARGES VERTICALES

3.1 RESISTANCE DES MACONNERIES SOUS CHARGES VERTICALES

3.1.1 Introduction

En réponse à la diversité des maçonneries utilisées (blocs pleins, perforés ou creux en béton, briques creuses de terre cuite à alvéoles horizontaux, blocs en béton cellulaire, montage à joints minces ou épais, etc.), la présente partie présente un ensemble de modèles qui s'appuient sur l'analyse des phénomènes physiques observés pour chaque type de produit.

Cette approche est donc susceptible de fournir une évaluation plus fidèle à la réalité de la résistance des maçonneries sous charges verticales que les formules empiriques contenues dans les règles de calcul actuelles.

La connaissance de la résistance des maçonneries (f_M) sous l'action des charges verticales constitue, avec celle de l'influence des paramètres structuraux tels que l'élançement et l'excentricité des charges appliquées, un élément fondamental dans la conception des ouvrages porteurs en maçonnerie.

3.1.2 particularités propres de la maçonnerie

Contrairement à d'autres techniques de construction pour lesquelles les valeurs théoriques des résistances caractéristiques des matériaux employés peuvent être aisément établies avec une marge d'incertitude satisfaisante, la tâche est plus délicate dans le cas des maçonneries, et ceci pour plusieurs raisons :

- Les produits de maçonnerie présentent des structures internes extrêmement diverses qui induisent des comportements à la rupture particuliers qu'il est nécessaire d'examiner cas par cas,
- La maçonnerie est un matériau composite. Sa résistance est fonction non seulement de celles des éléments constitutifs considérés isolément de certains effets combinés (frettage, contre frettage entre bloc et joint de mortier par exemple), les phénomènes à la rupture peuvent ainsi être différents de ceux observés sur produits seuls,
- Toute comparaison entre la théorie et l'expérimentation reste délicate à établir :
 - i.) Compte tenu de l'hétérogénéité des matériaux utilisés dans la fabrication des produits, les valeurs des résistances à la rupture présentent des dispersions propres généralement importantes,

- ii.) Les caractéristiques mécaniques « intrinsèques » c'est-à-dire ayant la signification physique qu'exigerait leur utilisation dans des modèles de comportement, ne peuvent être connues avec précision en raison du caractère conventionnel des modes expérimentaux de détermination de la résistance des briques ou blocs et du mortier.

3.1.3 Le projet d'EUROCODE6

Selon ce projet, la résistance caractéristique d'une maçonnerie peut être évaluée au moyen de la formule suivante [Eurocode6, 1996] :

$$f_k = K \cdot f_b^{0.65} \cdot f_m^{0.25} \quad (3.1)$$

Dans laquelle :

f_b : est la résistance du produit multipliée par un coefficient dit « coefficient de forme », uniquement fonction des dimensions extérieures du produit,
 f_m : résistance de mortier.

Principales observations sur le projet d'EUROCODE6

Pour les produits creux, il paraît hasardeux d'avancer des valeurs théoriques de facteurs de forme puisque la rupture est conditionnée par un ensemble d'éléments dépendant d'autres paramètres que les dimensions extérieures des produits, et notamment par leur géométrie interne.

Si la notion de « facteur de forme » est couramment admise, l'explication physique des phénomènes n'est pas clairement connue, pour autant. Dès lors, on ne doit pas s'étonner si les valeurs numériques avancées dans le projet d'EUROCODE6, valeurs principalement justifiées sur la base des résultats d'essais, le plus souvent dispersées et entachées d'influences, sont sujet à controverse.

Bien que ce facteur de forme englobe l'influence de forme physique bien réel (influence du freinage des plateaux de presse, pourcentage d'épaisseur des joints), il apparaît ici comme un simple artifice de calcul permettant de recalculer tant bien que mal les valeurs données par la formule (3.1) avec les résultats expérimentaux obtenus sur murets.

D'autre part les éléments de maçonnerie utilisés présentent une structure interne largement alvéolée, il en résulte des comportements particuliers qu'il convient de prendre en compte de manière spécifique dans les règles de calcul. Comme ces comportements varient beaucoup avec la structure interne des produits, l'emploi d'une formule unique ne peut représenter l'ensemble des familles des matériaux existants.

Le contenu de l'étude présentée par l'EUROCODE6 tente de combler cette insuffisance en apportant, après analyse des phénomènes observés au cours d'essais et complément d'informations tiré de l'approche par la méthode des éléments finis, un ensemble de formulations simples suffisamment représentatives de la réalité. Pour cela, les maçonneries ont été classées selon leur type de comportement à la rupture en trois groupes :

- Les maçonneries de produits pleins,
- Les maçonneries de produits creux à alvéoles verticales,
- Les maçonneries de produits creux à alvéoles horizontales.

3.1.4 Modèle analytique de calcul

3.1.4.1 Remarques générales

Il est proposé ici un ensemble de modèles simplifiés [Delmotte et col, 1992] permettant le calcul de la résistance d'une maçonnerie (f_m) à partir de celle du produit (f_b), d'une part, et celle du mortier de pose (f_m), d'autre part. Le caractère conventionnel des modes expérimentaux de détermination de ces valeurs, quels qu'ils soient, ne permet pas de disposer de valeurs « intrinsèques », c'est à dire ayant la signification physique qu'exigerait leur utilisation dans des modèles de comportement. Les formules proposées ici ne sont donc numériquement applicables qu'à certains coefficients près liés principalement aux conditions d'essais dans lesquelles f_b et f_m , entre autres caractéristiques, ont été obtenus.

Parmi les principaux paramètres influant sur les résultats d'essais

- Le mode et la vitesse de mise en charge,
- Les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé,
- L'humidité des produits (cas des blocs en béton cellulaire),
- Le frottement des plateaux de presse.

3.1.4.2 Déformabilité globale d'un assemblage bloc-mortier

Si le bloc et le mortier ont la même largeur (figure 3.1), la contrainte moyenne dans l'assemblage est égale à :

$$\sigma_0 = E_b \cdot \Delta h / h \quad (3.2)$$

Où encore à :

$$\sigma_0 = E_m \cdot \Delta e / e \quad (3.3)$$

Où encore à :

$$\sigma_0 = E_M \cdot \Delta(h+e) / (h+e) \quad (3.4)$$

de plus, on a :

$$\Delta(h+e) = \Delta h + \Delta e \quad (3.5)$$

Où :

σ_0 : contrainte moyenne nette appliquée ;
 E_b : Module d'élasticité du produit ;
 E_m : Module d'élasticité du mortier ;
 E_M : Module d'élasticité de la maçonnerie ;
 h : hauteur du produit ;
 e : épaisseur du joint de mortier

Δh , Δe , $\Delta(h+e)$ étant la variation des dimensions h , e et $(h+e)$ sous l'effet de la contrainte moyenne σ_0 .

De (3.2), (3.3), (3.4) et (3.5), l'équation suivante peut être écrite :

$$E_M = \frac{E_b \cdot E_m (h+e)}{(h \cdot E_m + e \cdot E_b)} \quad (3.6)$$

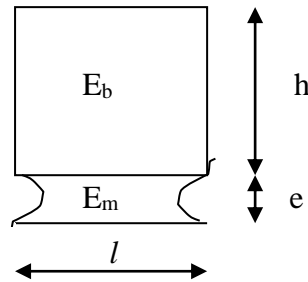


Figure 3.1 Caractéristiques et dimensions du bloc et du joint

3.1.4.3 Hypothèses reliant résistance et déformabilité

On suppose élastique et linéaire le comportement des matériaux constitutifs. Bien que cette hypothèse ne soit généralement pas vérifiée au voisinage de la rupture, elle reste acceptable pour la majorité des maçonneries dont le comportement à la rupture est du type fragile.

Les relations suivantes peuvent alors être écrites :

$$f_b = E_b \cdot \varepsilon_{bu} \quad (3.7)$$

$$f_m = E_m \cdot \varepsilon_{mu} \quad (3.8)$$

Où :

ε_{bu} : déformation unitaire ultime du matériau du bloc

ε_{mu} : déformation unitaire ultime du mortier

le comportement linéaire du bloc et du mortier entraînant le comportement linéaire de l'assemblage, nous amène à :

$$f_M = E_M \cdot \varepsilon_{Mu} \quad (3.9)$$

Où :

ε_{Mu} : déformation unitaire ultime de la maçonnerie.

E_M est donné par (3.6) et ε_{Mu} par un raisonnement analogue à celui utilisé ci-dessus, soit :

$$\varepsilon_{Mu} = \frac{(h \cdot \varepsilon_{bu} + e \cdot \varepsilon_{mu})}{(h+e)} \quad (3.10)$$

Cette formule, qui suppose la maçonnerie constituée d'un matériau fictif homogène, ne peut donc rendre compte du mode ni de la localisation de la rupture. Bien que comportant une part d'arbitraire, cette formule ne devrait toutefois pas introduire d'erreurs notables compte tenu de la rupture intervenant généralement dans les produits d'une part et de la faible valeur relative du joint « e » d'autre part.

3.1.4.4 Formulation générale

des formules précitées (3.6), (3.7), (3.8), (3.9) et (3.10) et en supposant « e » petit devant « h », on déduit :

$$f_M = f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu}}{h \cdot f_m \cdot \varepsilon_{bu}}} \quad (3.11)$$

La détermination de f_M passe donc également par la connaissance de ε_{bu} et ε_{mu} ou E_b et E_m

Sous l'effet des charges verticales et si le matériau du joint est plus déformable que celui du bloc, la maçonnerie peut être le siège de contraintes horizontales de traction dans le bloc au voisinage du joint qui peuvent, à leur tour, conduire à une rupture prématurée de la maçonnerie par fendage (cas des maçonneries des blocs de béton cellulaire autoclavé par exemple). Ces contraintes sont une conséquence des effets de frettage / contre-frettage entre bloc et mortier et du bloc dans le sens horizontal. Au voisinage immédiat du joint, l'allongement horizontal ε_h peut être estimé à la moyenne des déformations horizontales du bloc et du joint.

$$\varepsilon_h = (\varepsilon_{mh} + \varepsilon_{bh}) / 2 = \frac{\sigma_0 \cdot \nu_m}{2 \cdot E_m} + \frac{\sigma_0 \cdot \nu_b}{2 \cdot E_b} \quad (3.12)$$

Où :

ε_{bh} et ε_{mh} : Déformations du bloc et du mortier dans le sens horizontal.

ν_m et ν_b : Coefficients de poisson du mortier et du bloc.

Si $\varepsilon_{bh} > \varepsilon_{mh}$, la déformation gênée dans le bloc ($\varepsilon_h - \varepsilon_{bh}$) induit dans celui-ci une contrainte de traction dont la valeur peut être évaluée par la formule approchée :

$$\sigma_{traction} = (\lambda + 2\mu) \cdot (\varepsilon_h - \varepsilon_{bh}) + \lambda \cdot \varepsilon_b \quad (3.13)$$

λ , μ : coefficients de Lamé du matériau constitutif du produit.

En toute rigueur, les caractéristiques du joint (mortier) ne sont pas homogènes sur la largeur de la maçonnerie en raison des dessiccations différentielles entre le centre et les faces externes. Ce phénomène, comme celui de la succion de l'eau de gâchage du mortier par le bloc peut être à l'origine des différences considérables constatées entre les caractéristiques du mortier mesurées sur éprouvette, d'une part, et sur maçonnerie, d'autre part.

3.1.5 Résistances des maçonneries de produits pleins

Selon les dimensions relatives des produits et les modalités d'essais de détermination de f_b , on distingue deux modes de rupture possibles :

- Par dépassement de l'allongement ultime du bloc dans le sens horizontal par effet de Poisson (figure 3.2a) :

$$f_b = E_b \cdot \varepsilon_{tu} / \nu_b \quad (3.14)$$

Ou ε_{tu} : allongement unitaire ultime du bloc.

- Par écrasement du bloc (figure 3.2b) :

$$f_b = E_b \cdot \varepsilon_{bu} \quad (3.15)$$

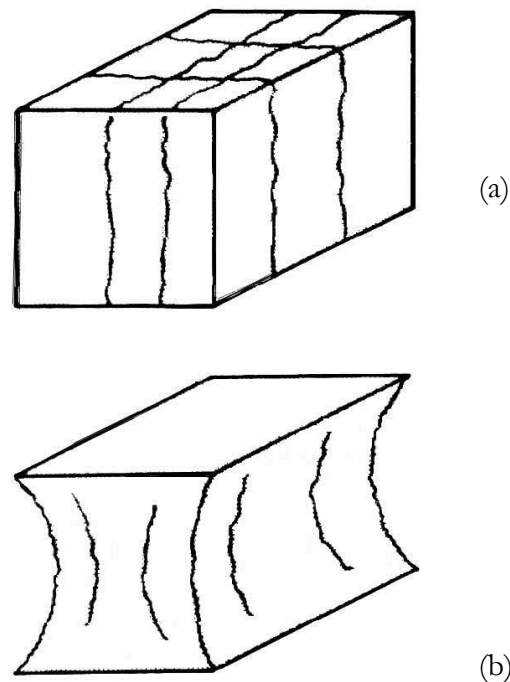


Figure 3.2 Schémas des corps d'épreuve après essai

Lorsque le joint est mince et le mortier est résistant, le comportement de la maçonnerie s'apparente à celui d'un mur monolithe. Lorsque le joint est plus épais, celui-ci se dégrade de l'extérieur vers l'intérieur, voir figure (3.3).

Si les modes de rupture observés sur maçonnerie et sur bloc seul sont du même type, f_M peut être évaluée à partir de la formule (3.11) qu'il convient simplement de corriger par un coefficient réducteur « j » pour tenir compte de la réduction de la largeur des joints au cours du chargement.

On pourra prendre par exemple :

$$J = S_r / S_b = (l - e) / l \quad (3.16)$$

Où:

S_r : section résistante

S_b : section brute

l : largeur du produit

On prendra

$$\varepsilon_{equ} = \varepsilon_{bu} \quad (3.17)$$

Où :

ε_{equ} : est la déformation ultime équivalente

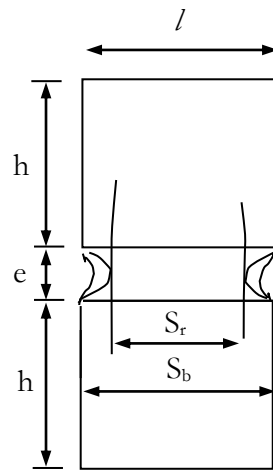


Figure 3.3 Localisation de la section résistante

Si les deux modes de rupture (bloc et maçonnerie) sont différents, ce qui est généralement le cas, f_M ne peut être directement déduite de f_b sans correction. Il convient alors de prendre en compte la résistance qu'aurait le bloc s'il n'était pas soumis aux conditions particulières de frottement rencontrées dans un essai conventionnel, c'est-à-dire à prendre pour f_b la valeur minimale ($E_b \varepsilon_{bu}$, $E_b \varepsilon_{tu} / \nu_b$) en lieu et place de la valeur de la résistance mesurée.

f_M peut être déterminée à partir de la relation (3.11) corrigée par le coefficient « j », et en remplaçant ε_{bu} par $\varepsilon_{equ} = \min(\varepsilon_{bu}, \varepsilon_{tu} / \nu)$.

Dans les deux cas on a :

$$f_M = f_b \cdot \frac{l-e}{l} \cdot \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu}}{h \cdot f_m \cdot \varepsilon_{equ}}} \quad (3.18)$$

De plus, pour les maçonneries composées de bloc et de mortier de déformabilités différentes, il convient de vérifier que la contrainte de traction $\sigma_{traction}$, donnée dans la formule (3.13) ne dépasse pas la contrainte maximale de traction du matériau constitutif du bloc, ce qui se traduit par la condition :

$$f_M < E_b \cdot \epsilon_{tu} \left((\lambda + 2\mu) \left(\nu_m / E_m - \nu_b / E_b \right) + \lambda / E_b \right)^{-1} \quad (3.19)$$

- Pour les maçonneries pour lesquelles les effets de frettage / contre-frettage bloc-mortier sont importants, le confinement du mortier a pour effet de réduire l'influence défavorable d'un mortier faible sur les capacités mécaniques globales de la maçonnerie, La formule (3.11) ne rend pas directement compte de ce phénomène mais montre toutefois que lorsque e tend vers zéro, f_M tend vers f_b , quelle que soit la résistance du mortier. La maçonnerie se comporte alors comme une structure monolithe.
- La limite $e \rightarrow 0$ reste théorique et l'épaisseur du joint doit être en pratique supérieure à la dimension des plus grands granulats du mortier constituant le joint.

Les graphiques de la figure (3.4) montre une application de la formule (3.18) pour le cas des blocs pleins.

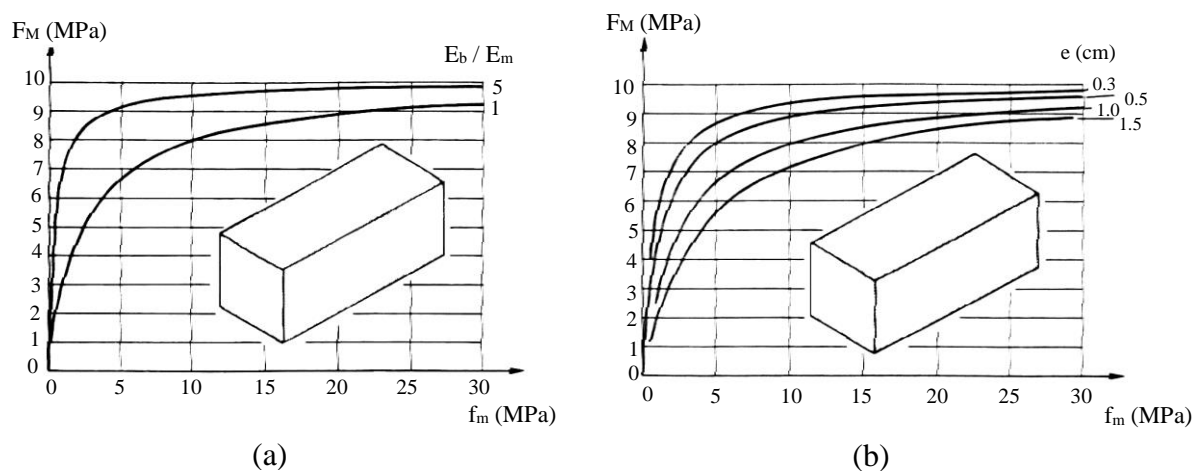


Figure 3.4 (a) : Variations de f_M avec f_m et E_b/E_m
 (b) : Variations de f_M avec f_m et l'épaisseur du joint de mortier

3.1.6 Résistance des maçonneries de blocs perforés ou creux :

on distingue trois modes possibles de rupture :

3.1.6.1 Poinçonnement du mortier des joints par les cloisons

Dans ce cas, la résistance de la maçonnerie est toujours limitée par la quantité $(f_m S_r / E_b)$ dans les conditions définies au paragraphe précédent.

Ce poinçonnement, s'ajoutant aux effets de dessiccation différentielle décrits plus haut, peut conduire à un cisaillement des blocs et à une désolidarisation entre les cloisons médianes et externes [Delmotte et col, 1992].

3.1.6.2 Rupture des cloisons par écrasement de leur matériau

Dans ce cas, on admet les approximations suivantes :

$$f_b = f_p \cdot S_n / S_b \quad (3.20)$$

$$E_p = E_b \cdot S_b / S_n \quad (3.21)$$

Où :

E_p : Module d'élasticité du produit plein ;

f_p : résistance du produit plein

S_n : surface nette du produit.

S_b : surface brute du produit

Soit E_{Mp} le module d'élasticité d'une maçonnerie de produit pleins constitués du même matériau que celui des produits creux, et d'après la formule (3.6) on a :

$$E_{Mp} = \frac{E_b \cdot E_m (h+e)}{h \cdot E_m + e \cdot E_p} \quad (3.22)$$

En supposant $E_M = E_{Mp} \cdot S_n / S_b$, en remplaçant E_p par l'expression (3.21)

$$E_M = \frac{S_r}{S_n} \frac{E_b \cdot E_m (h+e)}{h \cdot E_m + e \cdot S_b / S_n \cdot E_b} \quad (3.23)$$

finalement, avec $e \ll h$

$$f_M = \frac{S_r}{S_n} f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \epsilon_{mu} \cdot S_b}{h \cdot f_m \cdot \epsilon_{bu} \cdot S_n}} \quad (3.24)$$

Où :

S_r : section résistante

Lorsque f_m tend vers l'infini, la formule (3.24) montre que f_M tend vers $f_b \cdot S_r / S_n$. L'expérimentation, confirmée par l'approche «éléments finis», révèle effectivement que pour des mortiers de résistance élevée, la résistance de la maçonnerie est réduite par rapport à celle du bloc d'une quantité très voisine de S_r / S_n , (figure 3.5b). Cet affaiblissement provient pour une large part de la structure interne des blocs associés à un montage à joint verticaux décalés.

3.1.6.3 Rupture par flambement des cloisons des blocs

La différence avec le cas précédent reste actuellement encore théorique mais pourrait toutefois devenir réelle avec l'apparition de blocs de grande hauteur ($h > 25$ cm) associées à des parois minces dont l'épaisseur ne dépasserait guère le centimètre en partie basse.

Par rapport au cas précédent, l'expression de la déformabilité globale reste inchangée. Seule l'expression de la valeur de rupture diffère.

$$f_b = R_1 f_p S_n / S_b \quad (3.25)$$

Avec

$R_1 < 1$ (R_1 traduisant l'effet réducteur de l'élanement des cloisons).

Donc :

$$f_b = E_b R_1 \varepsilon_b \quad (3.26)$$

Tout se passe donc comme si la déformation ultime dans le bloc était réduite par application du facteur R_1 .

On déduit :

$$f_M = \frac{S_r}{S_n} f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu} \cdot S_b}{h \cdot f_m \cdot R_1 \cdot \varepsilon_{bu} \cdot S_n}} \quad (3.27)$$

3.1.7 Résistance des maçonneries en briques creuses de terre cuite à alvéoles horizontales :

La rupture se produit par flambement local des cloisons verticales, amorcé par une fissuration des cloisons horizontales jouant le rôle de raidisseurs. Le caractère aléatoire de la localisation des microfissures internes initiales dans la brique ainsi que les interactions brique-mortier rendent délicate la prévision de la zone préférentielle de rupture [Delmotte et col, 1992].

f_M est déterminée à partir de (3.27) en remplaçant $R_1 \cdot S_n / S_b$ par un coefficient $R_2 < 1$. R_2 dépend de la résistance en traction de la terre cuite, et de la raideur en flexion des cloisons-semelles pouvant être caractérisée par la quantité $l^2 / (n_c - 1)^2 r_v^2$

Avec :

n_c : nombre de cloisons verticales (pouvant être caractérisée par la quantité $E_b \cdot r_v^3 / d^2$),

n_h : nombre de cloisons horizontales

r_v : épaisseur des cloisons verticales

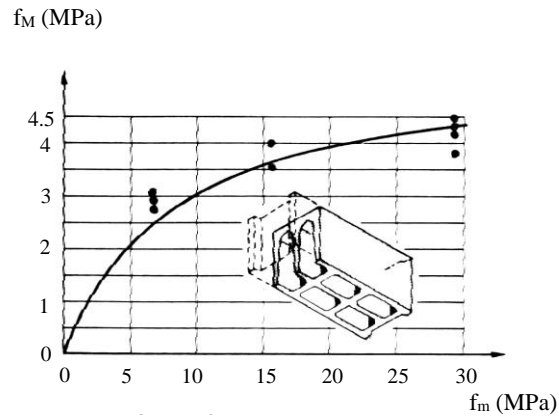
d : distance entre cloisons horizontales et de E_m dont il est une fonction croissante, ainsi :

$$f_M = f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu} \cdot S_b}{h \cdot f_m \cdot R_2 \cdot \varepsilon_{bu} \cdot S_n}} \quad (3.28)$$

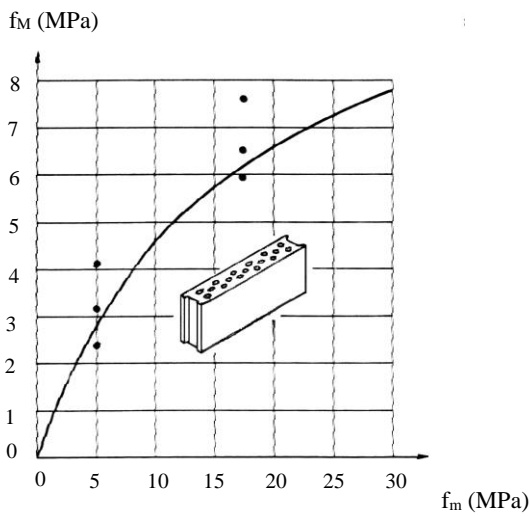
avec

$$R_2 = \left(l + K \cdot \frac{l^2}{(n_c - 1)^2 \cdot n_h^2 \cdot \frac{d^2}{E_b \cdot r_v^3}} \right)^{-1} \quad (3.29)$$

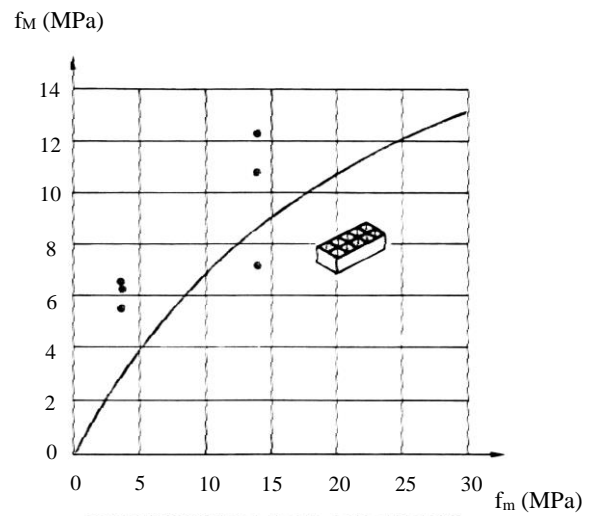
La figure (3.5) illustre la comparaison pour quelques types d'éléments à maçonner représentatifs des produits perforés et creux.



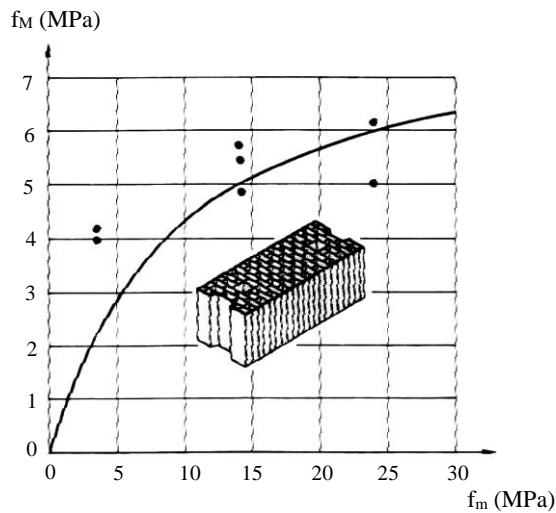
(a) : Maçonnerie de blocs creux en béton



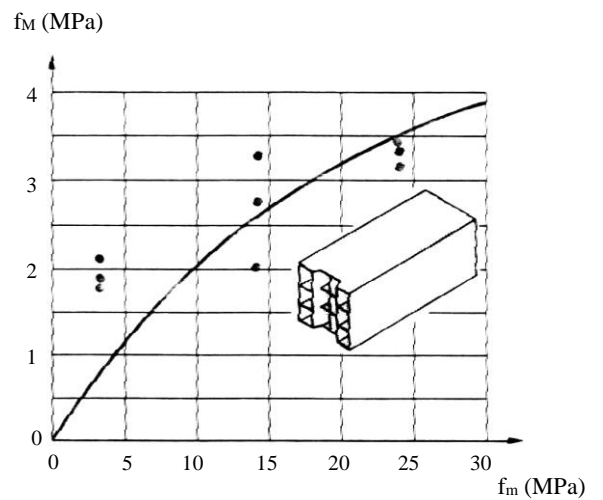
(b) : Maçonnerie de blocs perforés en béton



(c) : Maçonnerie de briques perforées en terre cuite



(d) : Maçonnerie de blocs perforées en terre cuite



(e) : Maçonnerie de briques creuses a alvéoles horizontaux

Figure 3.5 Comparaison de la variation de f_M avec f_m pour différents produits perforés et creux

3.2 LES FORMULES EMPIRIQUES POUR LE CALCUL DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DE LA MACONNERIE

Il existe actuellement en littérature un volume de données considérable des essais sur des murs de maçonnerie effectués dans plusieurs pays dans le monde. Hendry et Malek [Hendry et col, 1986] ont effectué une analyse statistique de plusieurs centaines d'essais de murs et ont obtenu des équations convenables pour la détermination de la résistance moyenne des murs de brique de taille d'étage, épais de 102,5 mm et de 215 mm construits avec des unités pleines, les auteurs ont utilisé un mortier bâtard dans les proportions de 1: 1/4: 3 et 1: 1: 6 ciment : chaux : sable. L'épaisseur du mur à 102.5 mm est équivalent à la largeur d'une brique et le mur à 215 mm d'épaisseur est le résultat de 2 briques collées l'une à l'autre et équivalent à la longueur de la brique. Les équations obtenues étaient comme suit:

Épaisseur de maçonnerie (millimètre)	Résistance à la compression moyenne du mur (N/mm ²)
102,5	$f_M = 1.42 f_b^{0.531} f_m^{0.208}$ (3.30)
215,0	$f_M = 0.334 f_b^{0.778} f_m^{0.234}$ (3.31)

Tableau 3.1 Formules empiriques de Hendry et Malek en fonction de l'épaisseur du mur

Où :

f_b résistance à la compression de la brique

f_m résistance à la compression du mortier.

Après les premiers travaux, Rostampour [Rostampour, 1973] a constaté que la résistance à la compression moyenne de la maçonnerie de parpaings réalisée avec un mortier bâtard, dans les proportions 1: 1: 6 Ciment : chaux: sable, est représentée par l'équation :

$$f_M = 0.9 f_b^{0.67} f_m^{0.33} \quad (3.32)$$

Ceci s'applique à la maçonnerie dans laquelle la résistance de bloc / la résistance de mortier est supérieur à 1,7. Le rapport de la hauteur de bloc / épaisseur du bloc est autour de 2,2.

Basé sur une analyse statistique des résultats de 925 essais de murs avec divers types d'éléments et de résistance de mortiers, Mann [Mann, 1982] a établi une relation entre les résistances de la maçonnerie, les produits et les mortiers, semblable à celle de Rostampour [Rostampour, 1973], soit :

$$f_M = 0.83 f_b^{0.66} f_m^{0.33} \quad (3.33)$$

Kirtschig [Kirtschig, 1985] a remplacé la résistance du mortier par le module d'élasticité et a proposé la relation suivante :

$$f_M [MPa] = 0.97 f_b^{0.43} E_m^{0.26} \quad (3.34)$$

Où E_m est le module élastique du mortier divisé par 1000.

Une proposition quelque peu semblable pour le calcul de la force caractéristique a été adoptée dans EUROCODE6 [Eurocode6, 1996] employant l'équation:

$$f_k = K (f_b)^{0.65} (f_m)^{0.25} \quad (3.35)$$

Où

K : coefficient selon le type de maçonnerie

f_b : résistance à la compression ' normalisée ' d'une unité de maçonnerie

f_m : résistance à la compression moyenne du mortier.

Les valeurs recommandées de K changent de 0.6 pour les murs qui ont la même épaisseur que les unités de maçonnerie et de la catégorie la plus élevée de la qualité, à 0.4 dans le cas des murs qui ont un joint longitudinal dans l'épaisseur et ont des unités de maçonnerie de mauvaise qualité. La résistance normalisée d'unité est prévue pour être l'équivalent d'un cube en 100 mm, présenté pour donner une formule simple pour des unités de différentes proportions. L'EUROCODE6 donne une table des valeurs pour une constante δ par laquelle la force d'essai de l'unité devrait être multipliée pour donner f_b dans la formule. Des valeurs très semblables sont indiquées par la formule empirique (3.32) dérivée des résultats d'essais de Khalaf et Hendry [Khalaf et col, 1994] :

$$\delta = (h / \sqrt{A})^{0.37} \quad (3.36)$$

h : hauteur du produit

A : section chargée.

Drysdale et Hamid [Drysdale et col, 1970] ont donné l'équation suivante pour les prismes creux de blocs remplis par coulis:

$$f_{mg} = \zeta \left[1 - k(1 - \zeta) \frac{f_{cg}}{f_b} \right] f_b + (1 - \zeta) f_{cg} \quad (3.37)$$

Où :

ζ : rapport de la surface du coulis sur la surface totale

f_{cg} : résistance à la compression du coulis

f_b : résistance à la compression du bloc

k : un coefficient d'adaptation de contrainte = $1,08 + 0,21/n$ où $n = E_{bloc} / E_{coulis}$

Ce rapport montre la bonne concordance avec des résultats expérimentaux sur une gamme de force de coulis jusqu'à 50N/mm².

La formule empirique utilisée par le CNERIB [DTR.C2-45] pour la détermination de la résistance de la maçonnerie est :

$$f_M = 0,55 \sqrt[3]{(f_m f_b^2)} \quad (3.38)$$

3.3 LES ETUDES NUMERIQUES

L'utilisation des méthodes numériques pour l'étude du comportement de la maçonnerie est très importante. La maçonnerie, malgré la grande quantité d'informations existantes, reste encore un matériau méconnu. La diversité des variables modifiant son comportement, la dispersion caractéristique des résultats expérimentaux disponibles et la variété des mécanismes qui déterminent sa performance en sont la cause.

Dans le domaine linéaire, les études analytiques sur le comportement de la maçonnerie au moyen des éléments finis sont assez nombreuses.

La complexité des calculs fait qu'il en est autrement pour les études sur le comportement non-linéaire de la maçonnerie.

Plusieurs études utilisant les méthodes numériques ont été élaborées :

Strafford [Strafford, 1971] a mené une étude expérimentale et une analyse par éléments finis en élasticité linéaire sur un triplet de briques entrecoupées par deux joints soumis à un chargement parallèle et perpendiculaire au plan des joints. Il a constaté que la rupture se produit dans le mortier par traction.

Samariching [Samariching, 1980] a effectué une étude expérimentale et une analyse par éléments finis d'un panneau de maçonnerie de briques pleines soumis à des contraintes de compression et de traction. Il a considéré différents élancements, avec un mortier bâtard dont la composition est : 1 :1/4 :3 ciment, chaux, sable. Cette analyse lui a permis de montrer que la rupture intervient au centre du panneau dans une zone de traction-compression.

Shann [Shann, 1987] a fait une analyse par la méthode des éléments finis en élasticité linéaire orthotrope ainsi qu'une étude expérimentale sur les briques individuelles et sur des panneaux en briques creuses de terre cuite. Il a considéré différents types de panneaux avec plusieurs orientations et plusieurs rapports H/L et des joints de mortiers de plusieurs compositions. Il a alors observé trois principaux modes de rupture :

- Par fendage,
- Par traction au plan du panneau,
- Par traction parallèle au plan du panneau.

Anand [Anand, 1982] en utilisant la méthode des éléments finis et en prenant l'hypothèse d'une maçonnerie homogène, élastique et isotrope, est arrivé à identifier la source engendrant la contrainte de cisaillement sur une première paroi en briques de terre cuite et une deuxième en blocs de béton.

Page [Page, 1978] a mené une étude numérique par éléments-finis sur des panneaux de maçonnerie chargés en compression uniaxiale et biaxiale et ceci pour différentes orientations des joints. Il a constaté que :

- La rupture se produit par traction dans un plan normal à la surface libre du panneau,
- Des contraintes limites ont été mises en évidence,
- Numériquement la rupture intervient au niveau de l'interface blocs- mortier.

Djaalali, Afra et Berrah [Djaalali et col, 1996] ont mené une étude numérique par éléments finis sur des panneaux de maçonnerie soumise à des sollicitations statiques et dynamiques. Les auteurs ont montré l'influence des paramètres mécaniques (le rapport entre les modules de Young des éléments constitutifs et le coefficient de Poisson) et les paramètres géométriques (le rapport entre l'épaisseur du joint et la hauteur de la pièce et l'élanement du mur) sur la résistance du joint. Ils ont constaté que :

- L'épaisseur du joint influe sur la contrainte développée dans les joints. La résistance du joint diminue lorsque son épaisseur augmente,
- Faible variation des contraintes lorsque le coefficient de Poisson varie,
- L'augmentation du rapport entre le module de Young du produit et celui du mortier provoque un accroissement de la contrainte de résistance au cisaillement dans les joints verticaux et une légère diminution de la contrainte de résistance dans les joints horizontaux.

3.4 LES ETUDES EXPERIMENTALES CONCERNANT UN CHARGEMENT UNIAXIAL

Nous présentons dans cette partie les travaux qui ont été développés dans la littérature concernant l'étude de la maçonnerie non confinée et non armée sous chargement uniaxial. Diverses études ont été réalisées concernant le comportement de la maçonnerie, Benjamine [Benjamine, 1985] Stafford et col. [Stafford et col, 1970] et Samarasinghe et col. [Samarasinghe et col, 1980]. Toutefois les études les plus intéressantes sont celles de Page [Page, 1981], Shaan et Torrenti [Shaan et col, 1990], Pume [Pume, 1998] et Hakimi et col. [Hakimi et col, 1998].

3.4.1 Les travaux de Page

a) Page [Page, 1981] a testé des panneaux de maçonnerie de 360 x 360 mm sous des sollicitations uniaxiales et selon cinq différentes orientations (θ) du plan des joints ($\theta = 0, 22.5, 45, 67.5$ et 90°). Lorsque $\theta = 0$ et 90° (figure 3.6), la fissuration intervient parallèlement à l'axe de chargement et dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau ; lorsque $\theta = 22.5, 45, 67.5$ (figure 3.6), la fissuration prend la forme d'un escalier suivant les joints horizontaux et verticaux.

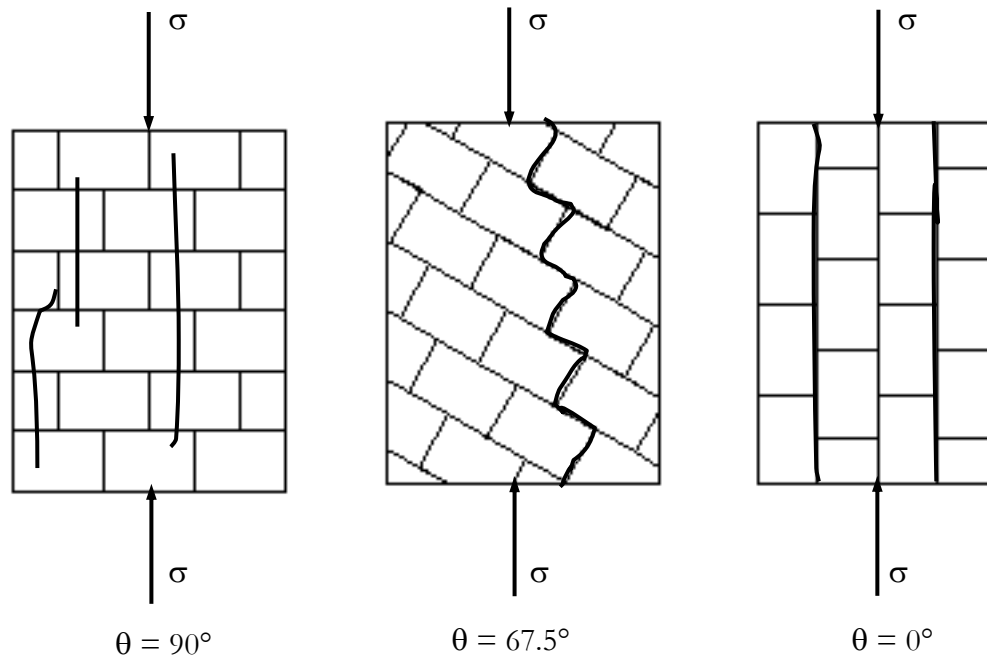


Figure 3.6 Mode de rupture selon l'orientation de la sollicitation par rapport au plan des joints

Cette étude met en évidence des modes de rupture qui dépendent de l'orientation du plan de joints par rapport à l'axe de chargement. Mais ces modes de rupture dépendent aussi des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs. Ainsi l'orthotropie des briques pourrait avoir une influence sur le mode de rupture (celles de Page étaient isotropes).

b) Page [Page, 1978] a fait des études numériques et expérimentales sur des panneaux de maçonnerie en terre cuite de $500 \times 240 \times 54 \text{ mm}^3$ soumise à un chargement uniaxial (figure 3.7).

Les panneaux de maçonnerie ont été traités pendant 6 jours. 24 heures avant l'écrasement, les panneaux ont été exposés à l'air libre. La cure de 7 jours a été choisie par l'auteur pour une question de convenance; le développement de la résistance à la compression de la maçonnerie est rapide, atteignant en 7 jours entre 70% à 100% de la résistance à 28 jours.

Les résultats obtenus par Page [Page, 1978] sont les suivantes :

- Lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 90° , la rupture se produit par une fissuration due à la traction dans le joint du mortier parallèle à l'axe de chargement.
- Lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 70° , 60° et 30° , le mode de rupture change avec le rapport entre l'effort de cisaillement et l'effort normal (τ/σ_n)
 - Pour des rapports élevés de τ/σ_n , la rupture s'est produite uniquement dans le joint.

- Pour des faibles valeurs de τ/σ_n , la capacité de l'ensemble est importante. Il y'a eu une rupture combinée de brique et mortier. L'auteur [Page, 1978] a observé de grands déplacements de cisaillement dans les joints avant que la rupture de la brique ne se produise. Cette capacité élevée est attribuée à la résistance de frottement additionnelle dans le joint dû à l'effort normal de compression.
- Pour de très faibles valeurs τ/σ_n , le mode de rupture approche celle de la compression pure.

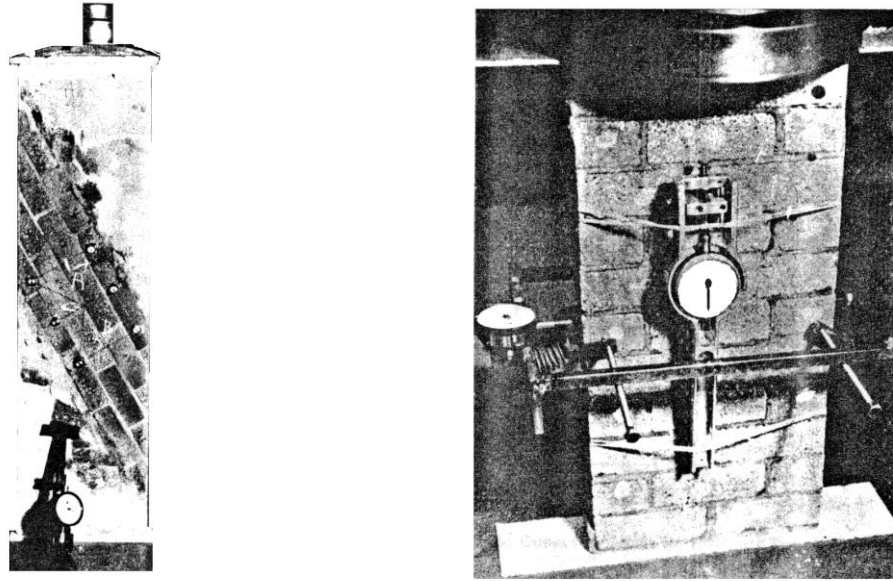


Figure 3.7 Essais de compression sur les murets en maçonnerie

3.4.2 Travaux de SHAAN et TORRENTI (ENTPE)

L'étude de Shaan et Torrenti [Shaan et col, 1990] a été élaborée à L'ENTPE¹ dans le cadre d'un contrat REX-COOP du plan d'habitat, et concerne le comportement mécanique de la maçonnerie sous charge uniaxiale avec différentes orientations du plan de joints. Dans cette étude les briques utilisées étaient orthotropes.

Les panneaux ont été confectionnés à partir de briques en terre cuite creuses de petit format 190 x 100 x 40 mm, assemblées par un mortier de ciment (épaisseur du joint égal à 9 mm). Les tableaux 3.2 et 3.3 présentent les caractéristiques mécaniques des briques et du mortier.

Ces panneaux ont été construits horizontalement en découpant les briques d'une manière à obtenir les différentes orientations du plan de joints par rapport à l'axe de la sollicitation ($\theta = 0^\circ, 22.5^\circ, 45^\circ, 67.5^\circ$ et 90°).

¹ ENTPE : Ecole Nationale des Travaux Publics de France.

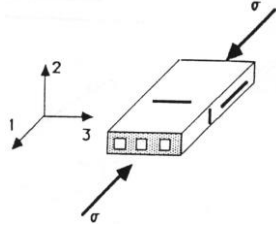
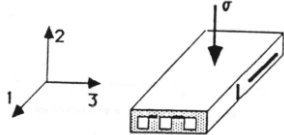
Caractéristiques mécaniques	Valeurs moyennes	
Contrainte de compression à la rupture σ_{c11} (MPa) Module élastique E_{b11} (MPa) Coefficient de Poisson ν_{21} Coefficient de Poisson ν_{31} Contrainte de traction à la rupture σ_{t11} (Mpa)	37.8 7220 0.01 0.01 3.53	
Contrainte de compression à la rupture σ_{c22} (MPa) Module élastique E_{b22} (MPa) Coefficient de Poisson ν_{12} Coefficient de Poisson ν_{32}	8.847 405 0.14 0.08	

Tableau 3.2 Caractéristiques mécaniques des briques



Caractéristiques mécaniques	Valeurs moyenne	Type D'échantillon
Contrainte de compression à la rupture σ_{c11} (MPa)	16.69	16 x 32 cm 
Module élastique (MPa)	3800	
Contrainte de traction à la rupture σ_{t11} (MPa)	2.0	10 x 10 x 10 cm 
Coefficient de Poisson (ν_m)	0.25	

Tableau 3.3 Caractéristiques mécaniques du mortier

3.4.2.1 Machine d'essai

Une presse a été conçue spécialement pour réaliser ces essais. Elle est constituée d'un vérin de capacité de 500 KN. Les efforts sont transmis intérieurement par des doubles barres de transmission. Des articulations et des plaques d'appuis assurent une meilleure distribution des efforts sans aucune excentricité.

La mesure de pression, faite à l'aide d'un capteur de pression, permet de déterminer la charge appliquée par le vérin.

La mesure des déplacements est effectuée à l'aide de potentiomètres rotatifs de précision qui ont été installés sur les deux faces du panneau.

L'ensemble des données, forces et déplacements, est enregistré par un système d'acquisition des données.

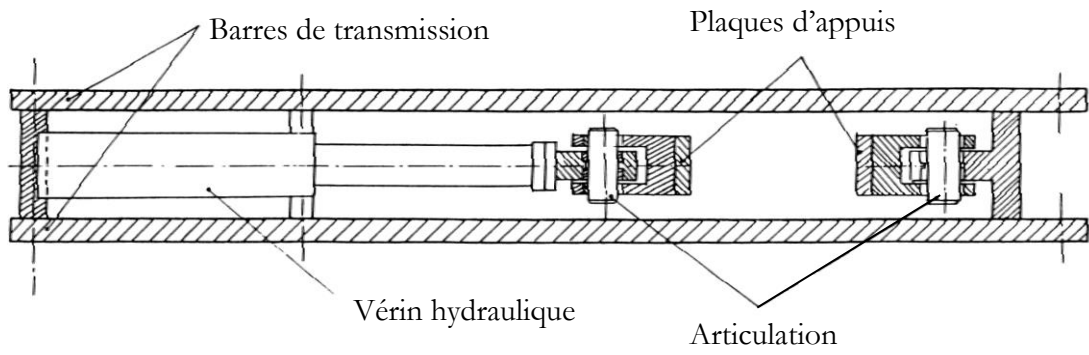


Figure 3.8 Vue d'ensemble de la presse uniaxiale

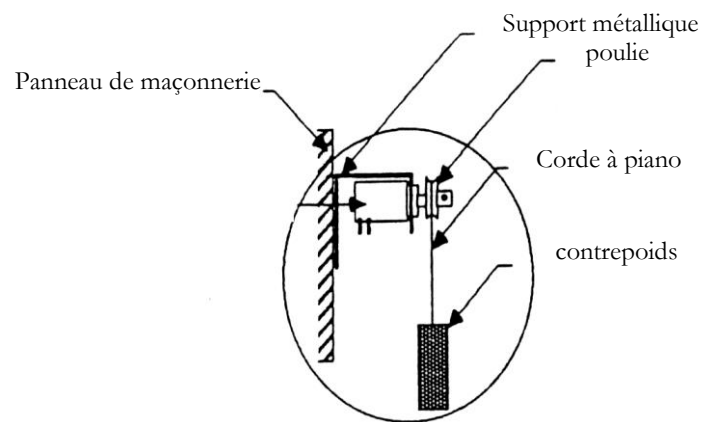
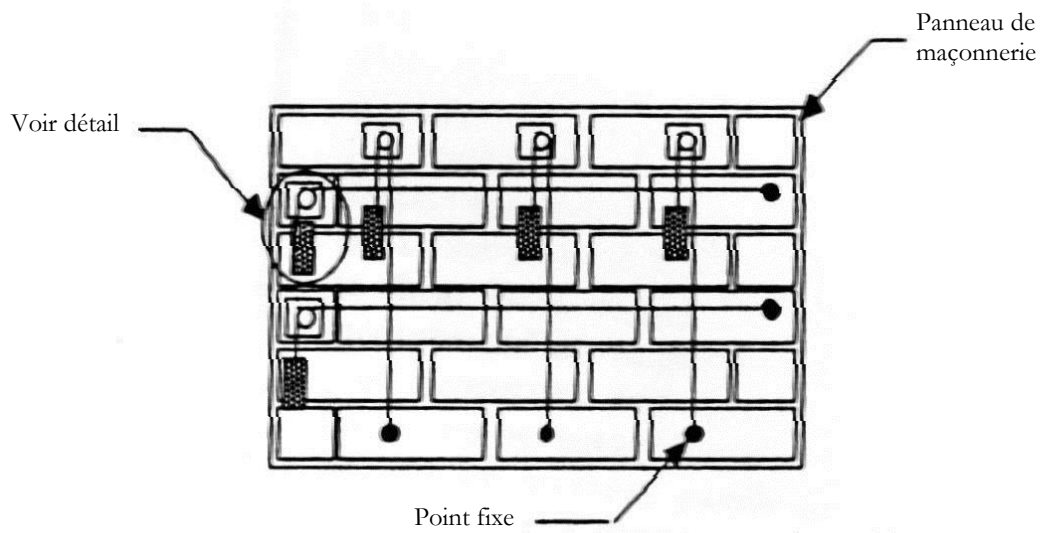


Figure 3.9 Principe de mesure des déplacements

3.4.2.2 Principe des essais

La sollicitation est exercée suivant des paliers de pression d'une valeur de 0.1 MPa jusqu'à la rupture (figure 3.10).

Les résultats obtenus dans cette recherche sont résumés dans la figure (3.11) (les courbes contraintes-déformations longitudinales).

Ces essais confirment l'importance de l'orthotropie de la maçonnerie, cette orthotropie étant due à l'orientation des joints par rapport à l'axe de la sollicitation, mais aussi à l'orthotropie des briques utilisées.

Trois modes de rupture ont été observés (figure 3.12) :

- Lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 0° et 22.5° , la rupture se fait par décohérence entre les joints de mortier parallèle au chargement et les briques. Ceci entraîne ensuite un flambage des lits horizontaux des briques.
- Lorsque θ est égal à 67.5° et 90° , la rupture se produit par une fissuration de traction s'initialisant dans le joint de mortier parallèle à l'axe de chargement.
- Dans le cas où l'orientation est de 45° , la rupture intervient par combinaison des deux précédents cas

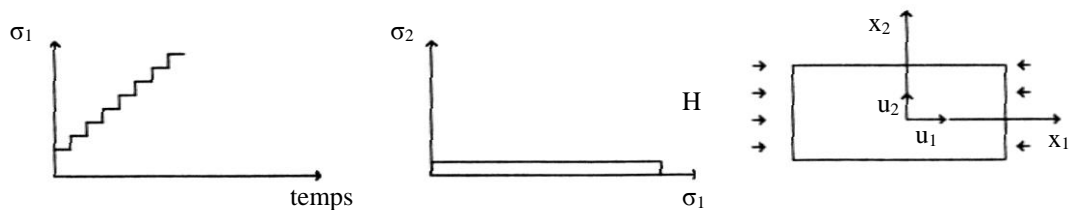


Figure 3.10 Schéma de contrainte uniaxiale

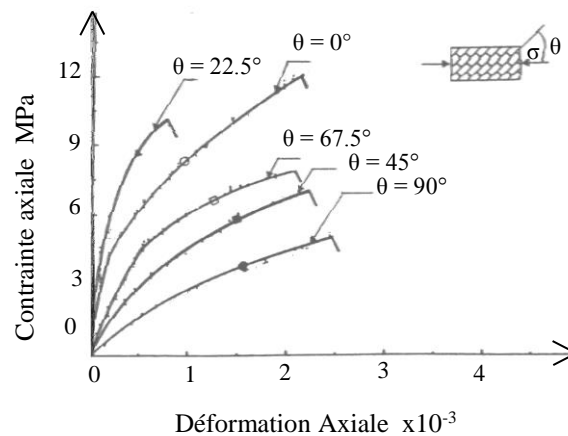


Figure 3.11 Courbes contrainte-déformation

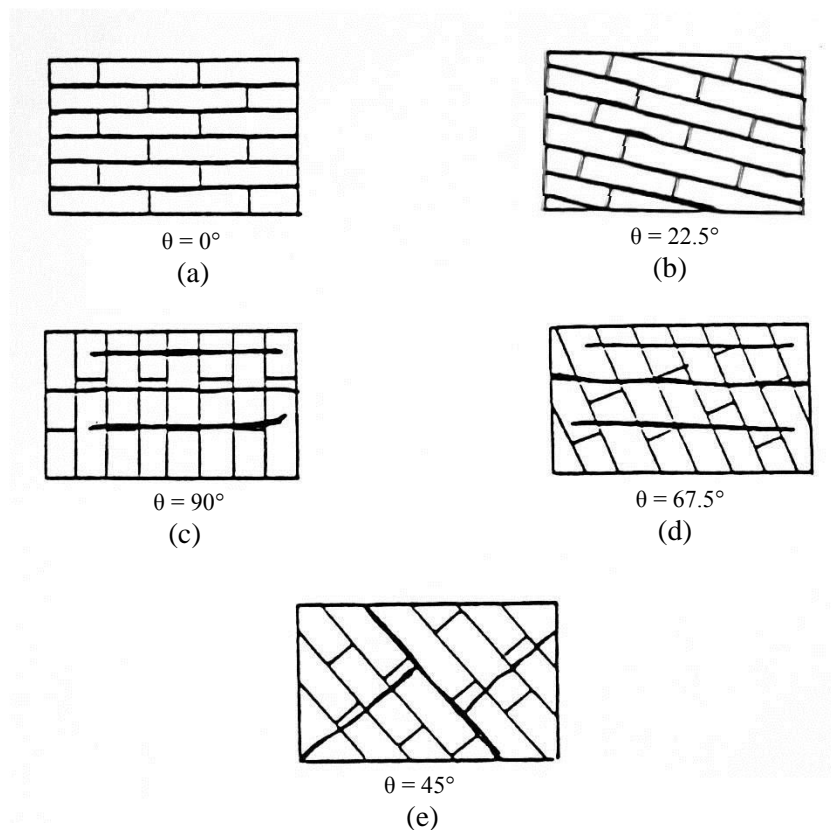


Figure 3.12 Mode de rupture lorsque l'orientation des joints par rapport à la direction de l'effort change

3.4.4 Travaux de PUME

Pume [Pume, 1998] a travaillé sur 275 murets en maçonnerie en brique de terre cuite creuse (petits modèles), soumis à la compression, produite entre 1955 et 1992 en République Tchèque. Pume a utilisé des briques avec une perforation verticale. Les données ont été exploitées dans les études Tchèques et européennes et dans la vérification des modèles structuraux des murs en maçonnerie soumis à la compression.

Ces essais lui ont permis de montrer que les murets en maçonnerie confectionnés avec les briques présentant une perforation verticale, donnent une résistance à la compression plus élevée que les autres briques.

3.4.5 Les travaux de HAKIMI et Col.

L'étude de Hakimi et col. [Hakimi et col, 1998], élaborée au CNERIB², concerne le comportement mécanique de la maçonnerie porteuse en brique silico-calcaire sous charge uniaxiale, avec différents types de briques (1DF et 2DF) et différentes classes de mortier.

² CNERIB : Centre National d'Etude et de Recherches Intégrées du Bâtiment, Algérie.

3.4.5.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

a) La brique

Les types de briques silico-calcaires utilisées se distinguent par deux formats différents :

Brique 1DF (L x l x h) = (24 x 11.5 x 5.2) cm³

Brique 2DF (L x l x h) = (24 x 11.5 x 11.3) cm³

Résistance à la compression de la brique 1DF $\sigma_{b, moy} = 21.6$ MPa

Résistance à la compression de la brique 2DF $\sigma_{b, moy} = 31.4$ MPa

b) Le mortier

Le sable utilisé est un sable hybride (une partie du Oued de « BABA-ALI » et l'autre de sable de mer de « ZERALDA »). Qui présente les caractéristiques suivantes :

Masse volumique : $\rho_s = 1510$ kg/m³

Equivalent sable : ES = 97.75%

Trois différents types de mortier ont été utilisés (Tableau 3.4), avec une épaisseur du joint de mortier de 1.0 cm

Les essais de compression et de traction du mortier sont résumés dans le Tableau (3.5)

Composition	Ciment (CPA325) Kg	Chaux aérienne Kg	$\frac{\text{Eau}}{\text{C} + \text{CH}}$
C1	300	15	0.70
C2	400	10	0.59
C3	480	0	0.55

Tableau 3.4 Composition des mortiers

Composition	Résistance à la traction (MPa)		Résistance à la compression (MPa)	
	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours
C1	2.7	3.25	8.23	11.86
C2	2.98	3.74	16.76	19.15
C3	3.87	3.91	20.01	25.35

Tableau 3.5 Résultats des essais mécaniques sur les mortiers

3.4.5.2 Murets en brique silico-calcaire

a) Disposition et gabarit des murets

Les auteurs ont confectionné 18 murets (voir figure 3.13)

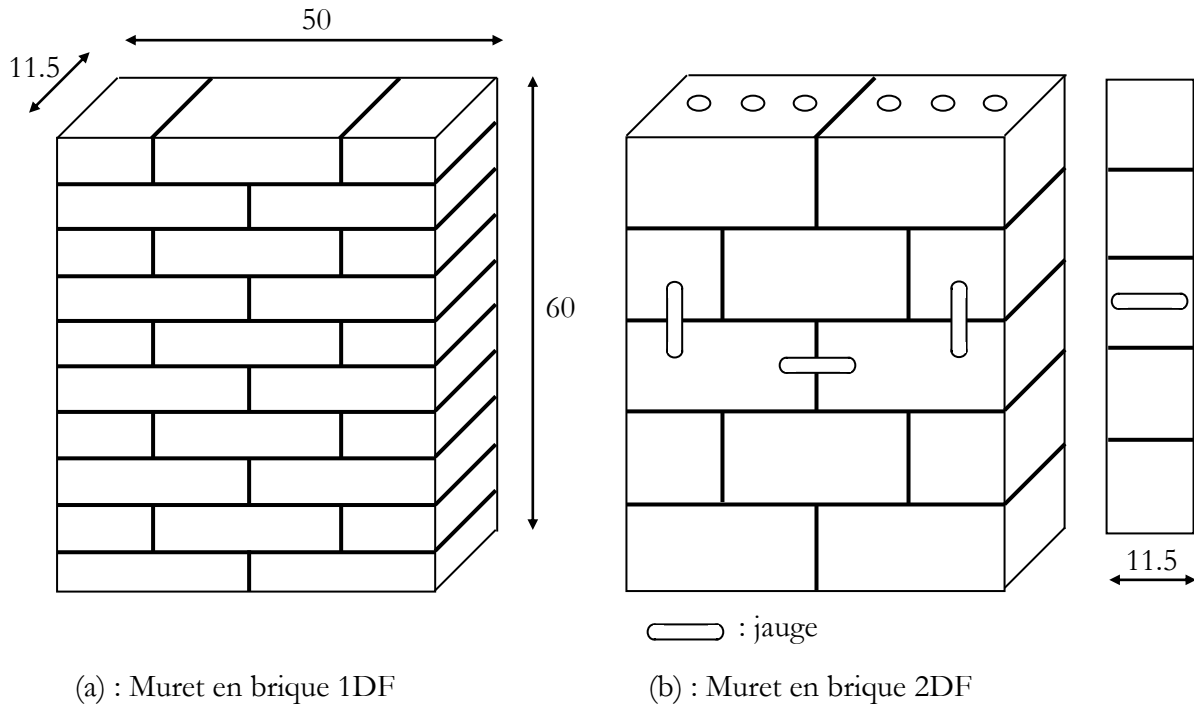


Figure 3.13 Murets en brique silico-calcaire

b) Déroulement de l'essai

Les essais d'écrasement à la compression des murets ont été effectués à 28 jours sous une presse hydraulique de 2500 KN. La charge est répartie uniformément sur le muret par l'intermédiaire d'un profilé métallique rigide. Les résultats d'essais d'écrasement sont représentés par la Figure (3.14).

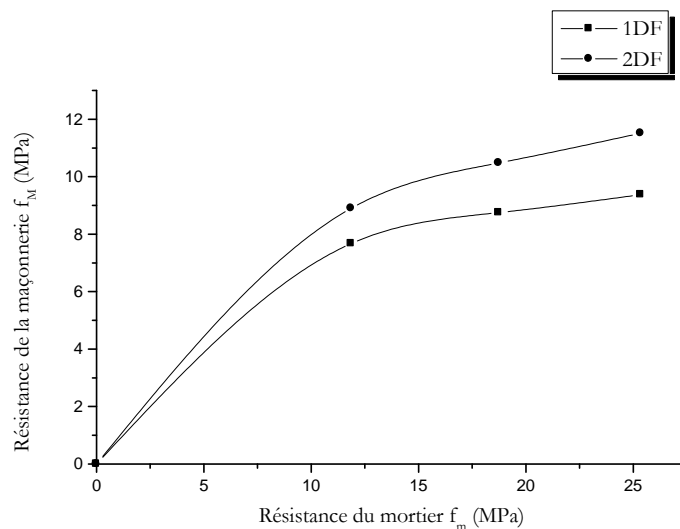


Figure 3.14 Variation de f_M avec f_m et la nature des briques

La résistance de la maçonnerie augmente avec le gabarit de la brique (les murets construits avec la brique 2DF présentent les meilleures résistances) et le dosage du mortier (C3). On a intérêt à avoir des briques assez grandes [Hakimi et col, 1998].

3.5 CONCLUSION

L'analyse bibliographique nous a permis de constater que, malgré la grande quantité de travaux effectués, qu'il reste beaucoup d'inconnues relatives au comportement de la maçonnerie structurale.

Il reste, en particulier, à préciser l'influence de certaines variables telles que :

- Variation de la nature du mortier (mortier en ciment, mortier de chaux, mortier bâtard etc.) ;
- Variation de l'épaisseur du joint de mortier ;
- La disposition des joints verticaux par rapport aux sollicitations verticales ;
- La géométrie de la maçonnerie.

C'est dans ce contexte que nous nous proposons de réaliser une étude expérimentale permettant la mise en exergue de variables ayant une incidence directe sur le comportement de la maçonnerie. Le plan du travail envisagé est le suivant :

Une étude expérimentale sur des panneaux en maçonnerie de dimensions (900 x 1000 mm²) en utilisant des matériaux locaux (briques creuses en terre cuite, blocs en béton et briques silico-calcaires pleines 1DF). Ces panneaux sont soumis à un chargement uniaxial (compression) et verront les paramètres suivants varier :

- a) l'épaisseur des joints,
- b) la nature du joint,
- c) l'orientation de la charge par rapport au joint horizontal