

Calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie de petits éléments sous charges verticales

Mourad Lateb

▶ **To cite this version:**

Mourad Lateb. Calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie de petits éléments sous charges verticales. Mécanique des structures [physics.class-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. Français. NNT : . pastel-00569146

HAL Id: pastel-00569146
https://pastel.hal.science/pastel-00569146

Submitted on 24 Feb 2011

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NS 18474 (4)

NS 18474 (4)

THESE

présentée à

l'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

par

Mourad LATEB

pour obtenir le titre de :

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

spécialité : **Sciences et Techniques du Bâtiment**

Sujet de la thèse :

CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES MURS EN MACONNERIE DE PETITS ELEMENTS SOUS CHARGES VERTICALES

Soutenue le **28 mars 1995** devant le jury composé de :

MM.

P. DE BUHAN	Président
F. BUYLE - BODIN	Rapporteur
M. COUSIN	Rapporteur
J.M. REYNOUARD	Directeur de thèse
R. COLAS	Examinateur
J.-D. MERLET	Examinateur
P. DELMOTTE	Examinateur

09

E.N.P.C.
INV01244

AVANT - PROPOS

Les travaux qui ont fait l'objet de ce mémoire ont été effectués au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) à Marne - la - Vallée. Que tous ceux qui, par leur aide ou leur soutient, ont contribué à la réalisation de cette étude trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Ma reconnaissance s'adresse tout particulièrement à mon Directeur de thèse, Monsieur J.-M. REYNOUARD, Professeur et Directeur du département Génie Civil et Urbanisme de l'INSA de Lyon, qui a bien voulu diriger ce travail. Son expérience et ses conseils m'ont permis de mener à bien l'ensemble de cette recherche.

Je tiens à remercier très vivement Monsieur P. DE BUHAN, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

Mes remerciements vont également à Messieurs F. BUYLE-BODIN, professeur à l'IUT de Bethune et M. COUSIN, professeur à l'INSA de Lyon, qui ont bien voulu assurer la laborieuse tâche de rapporteurs de cette thèse.

Je suis heureux de compter Monsieur R. COLAS, responsable technique à CBC, qui m'a fait l'honneur d'être membre du jury.

Mes remerciements vont également à Monsieur J.-D. MERLET, Chef de Service Parois et Structures Lourdes du CSTB, qui m'a proposé le sujet de thèse et pour ses judicieux conseils dans la réalisation de cette étude.

J'adresse ma plus profonde reconnaissance à Monsieur P. DELMOTTE, Ingénieur au service PSL, pour avoir suivi et conseillé mon travail tout au long de ces quelques années.

A ma femme et ma fille Nelly
Ce travail ne serait arrivé à son terme
ni sans votre présence, ni sans votre patience

09

RESUME

Dans cette recherche est développé un modèle de calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie de petits éléments sous charges verticales centrées ou excentrées. Le modèle est capable de prendre en compte l'influence des discontinuités mécaniques introduites par les joints horizontaux et verticaux en considérant les caractéristiques mécaniques des blocs et des joints de mortier.

La détermination des caractéristiques mécaniques du mortier des joints a également été menée. Les essais sur des éprouvettes découpées dans les joints de mortier après durcissement ont mis en évidence l'influence des phénomènes de succion des blocs sur les caractéristiques mécaniques du mortier. Cette étude a montré également que la détermination de la loi de comportement du mortier à partir de celle des assemblages et des blocs en utilisant l'approche proposée par PAGE sous-estime la valeur du module d'élasticité initial du mortier.

Un dispositif expérimental spécifique a été mis au point pour la détermination des lois excentricité-courbure à effort normal maintenu constant. Ce dispositif permet également de mettre en évidence les modes de rupture observés dans les assemblages ainsi que l'influence du type de mortier sur leur déformabilité.

D'une manière générale, on a pu constater une bonne correspondance entre résultats théoriques et expérimentaux en particulier dans le cas où l'on considère la maçonnerie comme un matériau hétérogène.

MOTS CLES :

Maçonnerie - Modélisation - Expérimentation - Fissuration - Rupture - Fendage - flambement - Instabilité.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE 4

1-1 Généralités 4

1-2 Résistance de la maçonnerie 7

1-2.1 Facteurs influants sur la résistance de la maçonnerie 7
1-2.1.1 Mode d'essai en compression 7
1-2.1.2 Effet de la mise en oeuvre 8
1-2.1.2.1 Effet de la succion 9
1-2.1.2.2 Qualité d'exécution des joints 9
1-2.2 Présentation des études effectuées sur les maçonneries 10
1-2.2.1 Modèle de PAGE 10
1-2.2.2 Modèle de SHAAN 14
1-2.2.3 Modèle de HENDRY 16
1-2.2.4 Modèle de HISLDORF 19
1-2.2.5 Formule de l'EUROCODE 6 (EC6) 22
1-2.3 Analyse critique 22

1-3 Etude des facteurs structurels 23
1-3.1 Les méthodes théoriques 25
1-3.1.1 Méthode d'ANGERVO (maçonnerie) 27
1-3.1.2 Méthode de FAESSEL (béton armé) 29
1-3.1.3 Méthode de KUKULSKI (béton) 31
1-3.1.4 Méthode de POUSHANCHI (maçonnerie) 36

1-3.2 Les méthodes simplifiées 38
1-3.2.1 Règlement Français (D.T.U 20.1) 38
1-3.2.2 Règlement Européen (EC6) 39

1-3.3 Analyse critique 41

CHAPITRE 2 : ETUDE EXPERIMENTALE 43

2-1 Introduction 43

2-2 Choix et définition des matériaux 44
2-2.1 Les blocs 44
2-2.2 Les mortiers 45

2-3 Préparation des assemblages et des trumeaux 45

2-4 Dispositif d'acquisition et de traitement des données 46

2-5 Essais d'identification (blocs et assemblages) 47
2-5.1 Essai de compression centrée sur blocs 48
2-5.2 Résultats des essais de compression sur blocs 48
2-5.2.1 Résistance à la compression 49
2-5.2.2 Courbes contraintes et déformations (σ-ε) 49
2-5.3 Essai de traction par fendage sur blocs 51
2-5.4 Essai de compression sur assemblages 52
2-5.4.1 Dispositif de mesure des déformations 54
2-5.5 Résultats des essais sur assemblages 55
2-5.5.1 Résistance à la compression: 55
2-5.5.2 Courbes (σ-ε) 57
2-5.6 Détermination des caractéristiques mécaniques réelles du mortier 59
2-5.6.1 La méthode indirecte 59
2-5.6.2 La méthode directe 61
2-5.6.3 Comparaison des résultats des deux méthodes 64

2-6 Essai excentré sur assemblages: mise au point d'un dispositif expérimental 65
2-6.1 Description du dispositif expérimental 66
2-6.2 Dispositif de mesure des charges 68
2-6.3 Dispositif de mesure de la courbure 70
2-6.4 Précision des mesures de l'excentricité et de la courbure 70
2-6.5 Procédure de mise en charge 72
2-6.6 Avantages de ce type d'essai 73
2-6.7 Résultats des essais excentrés sur assemblages 74
2-6.7.1 Courbes effort-excentricité-courbure 74
2-6.7.2 Mode de rupture 78
2-6.8 Fonctionnement et améliorations possibles du dispositif expérimental 80

2-7 Essai de compression sur trumeaux 80
2-7.1 Dispositif de mesure des déformations 81
2-7.2 Proposition d'une méthode d'évaluation de l'excentricité initiale 83

2-7.3 Résultats des essais sur trumeaux 84
2-7.3.1 Résistance à la compression 84
2-7.3.2 Courbes de comportement (σ-ε) 86
2-7.3.3 Déformées des trumeaux 87
2.7.3.4- Mode de rupture des trumeaux 88

2-8 Conclusions 90

CHAPITRE 3 PROPOSITION D'UNE METHODE DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES MURS ELANCES 92

3-1 Introduction 92

3-2 Approche théorique de la stabilité: Définition du critère de rupture par instabilité géométrique 93

3-3 Proposition d'un critère de rupture par fendage de la maçonnerie 99
3-3.1 Hypothèses 99
3-3.2 Principe du modèle 99
3-3.2.1 Cas des charges centrées 101
3-3.2.2 cas des charges excentrées 106

3-4 Méthode de calcul de la capacité portante des maçonneries proposée 108
3-4.1 Introduction 108
3-4.2 Hypothèses de calcul 108
3-4.3 Calcul des lois excentricité-courbure-effort normal 109
3-4.3.1 Principe de base 109
3-4.3.2 Organigramme de la méthode 111
3-4.3.3 Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ 113
3-4.4 Détermination de la déformée 114
3-4.4.1 Principe de base 114
3-4.4.2 Mise en équation 115
3-4.4.3 Résolution 117
3-4.5 Détermination de la charge de ruine Nmax 121
3-4.5.1 Organigramme 121
3-4.5.2 Résultats 123
3-4.6 Programme 124

3-5 Conclusions 125

CHAPITRE 4 COMPARAISONS DES RESULTATS THEORIQUES ET EXPERIMENTAUX 126

4-1 Introduction 126

4-2 Courbes effort-excentricité-courbure 127
4-2.1 Introduction 127
4-2.2 Données mécaniques (paramètres du modèle) 127
4-2.3 Résultats 128
4-2.4 Influence de la résistance à traction des matériaux 131
4-2.5 Influence de la valeur du module d'élasticité initial 133
4-2.6 Influence de l'épaisseur des blocs sur les lois 134
4-2.7 Conclusion 136

4-3 Essai sur trumeau de hauteur d'étage 136
4-3.1 Introduction 136
4-3.2 Données mécaniques (paramètres du modèle) 137
4-3.3 Résultats 137
4-3.3.1 Courbes (σ-ε) 137
4-3.3.2 Flèche à mi-hauteur 141
4-3.3.3 Résistance à la compression 143
4-3.4 Analyse de la concordance des résultats 144
4-3.5 Influence de la résistance à la traction des matériaux 144
4-3.6 Influence de la valeur du module de rigidité initial du mortier 146
4-3.7 Influence de l'élancement de l'élément 148
4-3.8 Influence du maillage des éléments 150
4-3.9 Conclusion 151

4-4 Comparaison avec les règles de calcul (EC6) 151
4-4.1 Résistance de la maçonnerie 152
4-4.2 Résistance des murs élancés 154

4-5 Conclusion du chapitre 156

CONCLUSION GENERALE 157

BIBLIOGRAPHIE 159

NOTATIONS

R_M	Résistance de la maçonnerie
R_b	Résistance à la compression des blocs
R_m	Résistance à la compression du mortier
R_{bt}	Résistance à la traction par fendage des blocs
f_k	Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie
E_b	Module d'élasticité des blocs
E_m	Module d'élasticité du mortier
E_t	Module tangent
E_r	Module réduit
$\sigma(\varepsilon)$	Loi de comportement du matériau
σ	Contrainte longitudinale
σ_{xb}	Contrainte latérale dans le bloc
σ_{xm}	Contrainte latérale dans le mortier
σ_{yb}	Contrainte verticale dans le bloc
σ_{ym}	Contrainte vertical dans le mortier
ε	Déformation longitudinale
ε_1	Déformation de la face comprimée de la section
ε_2	Déformation de la face tendue (ou moins comprimée)
ε_m	Déformation du mortier
ε_M	Déformation de la maçonnerie
ε_{xb}	Déformation latérale dans le bloc
ε_{xm}	Déformation latérale dans le mortier
$\varepsilon_{xb_{ult}}$	Déformation ultime latérale du bloc
ν_b	Coefficient de Poisson du matériau des blocs
ν_m	Coefficient de Poisson du mortier

a	Longueur des blocs utilisés
c	Hauteur des blocs
h	Epaisseur de la section
hu	Epaisseur utile de la section
e_v	Epaisseur du joint de mortier vertical
e_h	Epaisseur du joint de mortier horizontal

M_a	Moment appliqué
M_r	Moment résistant
N	Effort normal
e	Excentricité
I	Moment d'inertie de la section
L	Longueur de l'élément porteur
φ	Coefficient d'affaiblissement
λ	Elancement géométrique de l'élément
$\frac{1}{r}$	Courbure de l'élément fléchi
$y'_{(0)}$	Rotation initiale de l'élément
ΔL_M	Déplacement total de l'assemblage,
ΔL_b	Déplacement de la brique,
ΔL_m	Déplacement du joint,
L_M	Base de mesure de l'assemblage,
L_b	Longueur des blocs incluse dans la base de mesure de l'assemblage,
L_m	Epaisseur du joint.

INTRODUCTION GENERALE

Dés l'Antiquité la maçonnerie fut largement utilisée comme un matériau de construction pour sa solidité, ses qualités esthétiques et sa souplesse d'emploi. Ses capacités mécaniques, particulièrement en compression, ont été exploitées en grande partie à partir de l'expérience [1].

Beaucoup plus récentes, les techniques de construction en acier et en béton armé ont pourtant bénéficié dés leur apparition de règles détaillées de conception et de dimensionnement qui ont largement avantagé l'utilisation de ces techniques par rapport à la maçonnerie dont les règles de calcul sont très simplifiées, empiriques et rarement homogènes d'un pays à l'autre. On peut expliquer ce retard par la très grande diversité des produits existants (blocs pleins, creux, perforés, etc.) et souvent différents d'un pays à l'autre.

La maçonnerie en général a un comportement mécanique très complexe, dû essentiellement à son hétérogénéité. Son comportement est fonction des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs ainsi que de l'interaction entre ses différents constituants. Une difficulté supplémentaire réside dans la grande diversité de structure interne des produits, ce qui induit autant de comportements mécaniques particuliers qu'il est nécessaire d'examiner cas par cas.

De plus, le comportement mécanique de la maçonnerie est très influencé par la nature de la sollicitation appliquée et par les conditions de mise en oeuvre. Les procédés de fabrication, les conditions de séchage et de cuisson et la composition granulométrique des matériaux constitutifs jouent un rôle prépondérant et engendrent un comportement aléatoire des éléments qui rend la modélisation et l'expérimentation délicates.

Le domaine d'utilisation des maçonneries, qui était jusqu'à ces toutes dernières années par excellence celui de la maison individuelle (plus de 90% d'entre elles sont réalisées en maçonnerie de petits éléments) [2], est appelé à s'élargir à celui des petits collectifs qui sont réalisés la plupart du temps en béton banché. Mais cette évolution n'est possible que si l'on peut mettre à la disposition des projeteurs de véritables règles de dimensionnement des éléments en maçonnerie. Or, ces règles sont à l'heure actuelle incomplètes (règles dites simplifiées), voire inexistantes dans certains cas.

Le C.S.T.B. depuis longtemps est intervenu dans ce domaine. Un effort important est engagé et notamment sur le plan expérimental. Notre recherche entre dans ce cadre de travail, en mettant l'accent sur l'aspect modélisation. Cette modélisation servira ultérieurement à l'élaboration de règles de calculs plus rationnelles. Afin de pouvoir prendre en compte tous les paramètres qui entrent en jeu et pour se rapprocher le plus possible des phénomènes réels, nous avons retenu comme objectif l'élaboration d'un modèle de calcul de la capacité portante des structures élancées en maçonnerie. Ce modèle devra être capable de prendre en compte outre l'influence des joints de mortier horizontaux et verticaux qui présentent des singularités locales propres, la ruine par instabilité géométrique due en particulier à l'élancement.

Dans le premier chapitre, nous présentons une étude bibliographique critique des principales méthodes existantes sur l'étude du comportement des éléments élancés sous chargement centré et excentré et les différentes approches proposées pour la caractérisation de la maçonnerie et principalement la maçonnerie de petits éléments.

Le deuxième chapitre est consacré à la campagne d'essais réalisées. Les essais effectués dans cette étude sont classés en trois catégories:

les essais d'identification des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs de la maçonnerie.

les essais excentrés sur assemblages de deux blocs avec un dispositif expérimental conçu à cette fin pour étudier la déformabilité des matériaux et en particulier la variation de l'excentricité en fonction de la courbure dans une section donnée.

les essais sur trumeaux de hauteur d'étage en chargement centré et excentré. Ces essais serviront d'une part à l'analyse du comportement d'ensemble des trumeaux élancés et d'autre part à alimenter une comparaison avec le modèle théorique proposé.

Le troisième chapitre développe la partie théorique de la méthode proposée: les hypothèses simplificatrices retenues, les principes de base, les critères de rupture par instabilité géométrique et par fendage de la maçonnerie.

Le chapitre quatre est consacré à la comparaison entre résultats expérimentaux et théoriques ainsi qu'à une étude de l'influence des paramètres mécaniques qui interviennent dans le comportement. Les résultats théoriques du modèle développé ont également été comparés avec ceux des règles proposées dans l'EUROCODE 6.

CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1-1 Généralités:

Les premières observations relatives à la stabilité des colonnes en pierre et en bois semblent pouvoir être attribuées au mathématicien Héron d'Alexandrie [1]. Au XVe siècle, le génial auteur de la Joconde, Léonard de VINCI consacre plusieurs notes à la description du même phénomène. Ce n'est pourtant qu'en 1729 qu'un physicien hollandais Petrus Van Musschenbroek [1] propose, pour la première fois, une formule empirique comme résultat d'une expérimentation systématique, qui montre que la charge critique d'une colonne est inversement proportionnelle au carré de sa longueur.

Quelque trente ans plus tard, le mathématicien Léonard EULER [3], en s'inspirant des travaux de BERNOUILLI sur la ligne élastique établit la première formule générale pour une colonne inélastique idéale. Il écrivit sa fameuse formule de la charge critique suivante :

$$P_e = \frac{\pi^2 . E . k^2}{L^2}$$

Il définit E comme une grandeur représentative des caractéristiques mécaniques du matériau constitutif, k comme la caractéristique géométrique de la section et L la hauteur de l'élément.

Le passage de Ek^2 d'EULER à EI, universellement connu, a pu être effectué grâce à loi de HOOKE après une évaluation plus précise de la distribution interne des contraintes dans l'élément fléchi.

Il faut noter que cette théorie a été longtemps contestée, en particulier par COULOMB, jusqu'à ce que LAMARLE [4] montre que la rupture se fait tantôt par écrasement, tantôt par flambement, selon que la valeur de la contrainte critique est supérieure ou non à la valeur de la contrainte de rupture par écrasement.

Après EULER deux grandes voies d'étude du phénomène de flambement se développent parallèlement. Certains tentent de franchir le fossé séparant la théorie de la barre parfaite des résultats obtenus sur des colonnes réelles, tandis que, par ailleurs, d'autres s'engagent vers une poursuite logique des travaux d'EULER sur le comportement inélastique des colonnes.

A la fin du XIXe siècle, ENGESSER [5] étendit ce raisonnement au domaine plastique en écrivant que, lorsque la colonne fléchit sous l'effet d'une petite perturbation, la variation de la contrainte longitudinale est liée à la déformation par :

$$d\sigma = E_t(\sigma).d\varepsilon$$

où $E_t(\sigma)$ est le module tangent correspondant à la contrainte σ. Comme la distribution de la contrainte est uniforme avant la flexion, $E_t(\sigma)$ a la même valeur en chaque point, il suffit donc de remplacer, dans le calcul d'EULER, le module de YOUNG par le module tangent. On obtient ainsi la contrainte critique du module tangent.

CONSIDERE [6] avait déjà remarqué que, les décharges étant supposées élastiques, la variation de la contrainte est donnée par:

$$d\sigma = E.d\varepsilon$$

sur les fibres extérieures qui se déchargent lors de la flexion, et par:

$$d\sigma = E_t(\sigma).d\varepsilon$$

sur les fibres intérieures qui, au contraire, se surchargent. Il en avait déduit que la contrainte critique est de la forme:

$$\sigma_c = \frac{\pi^2.E_r}{\lambda^2}$$

où E_r est un module d'élasticité apparent, compris entre E_t et E. E_r est appelé module réduit.

Dans les années 1940 cependant, plusieurs essais, dont la plupart sur des colonnes en aluminium, viennent jeter la suspicion quant à la validité de l'approche par le module réduit. En 1947, SHANLEY [7], [8] montre que l'incompatibilité entre les deux modèles provient du concept de départ et que la charge de flambement d'une colonne idéale, dépourvue de toute imperfection géométrique, est donnée par la théorie du module réduit, mais que pour les colonnes réelles présentant une imperfection, même petite, la charge de ruine n'excède que de peu celle donnée par la théorie du module tangent.

Dans le domaine de l'étude de la capacité portante des murs, de nombreux travaux ont été faits. Ils ont en général abouti à l'établissement de normes ou de méthodes de calcul. La comparaison des résultats qu'elles donnent et qui sont très divers, est difficile. Les hypothèses de base des études faites sont en effet souvent différentes et l'approche du problème, soit théorique soit empirique, s'appuie sur des méthodes et des moyens expérimentaux très divers.

De plus, les méthodes empiriques ne donnent de résultats valables qu'à l'intérieur des limites de l'expérimentation qui a servi de base à leur établissement et cette limitation revêt un double aspect: elle concerne aussi bien les matériaux étudiés qui sont spécifiques aux pays concernés, que l'étendue du domaine de variation des différents paramètres structurels ou mécaniques qui interviennent.

Il est à noter que du fait de l'antériorité des bases de calcul d'éléments en béton armé, établies sur une abondante recherche, certaines méthodes de calcul des maçonneries utilisent les hypothèses de calcul empruntées à ces techniques.

Dans ce chapitre, nous présentons une synthèse des principales méthodes proposées pour l'étude du comportement des éléments élancés sous chargement centré et excentré et les différentes approches caractérisant la maçonnerie. Dans chaque cas, nous indiquons les hypothèses adoptées et le principe de la méthode.

1-2 Résistance de la maçonnerie:

Il est nécessaire de souligner que la notion de "**résistance de la maçonnerie**" n'est pas comprise de la même façon par tous les auteurs. Certains déterminent cette résistance d'éprouvettes de hauteur d'étage, d'autres utilisent de petites éprouvettes.

Dans le premier cas, la résistance obtenue est la résistance du mur, qui est directement utilisable puisque elle intègre l'influence de l'élancement.

Dans le second cas, on obtient la **résistance du matériau** que l'on doit connaître si l'on veut utiliser les méthodes théoriques à l'aide desquelles on introduira l'influence de l'excentricité et de l'élancement. Ces méthodes sont établies dans l'hypothèse de la connaissance de la résistance à la compression simple d'un matériau homogène.

Sur ce dernier point, on peut noter que, pour des murs de maçonnerie, certains essais montrent que l'influence des facteurs structurels (élancement et excentricité) peut dépendre non seulement de la loi de comportement, seule caractéristique par laquelle les propriétés mécaniques du matériau interviennent dans les formules (et qui est suffisante dans le cas des matériaux homogènes) mais aussi d'autres facteurs tels que: l'effet de succion, la qualité de la mise en oeuvre, etc.

1-2.1 Facteurs influants sur la résistance de la maçonnerie:

1-2.1.1 Mode d'essai en compression:

Dans le cas de la résistance à la compression des produits en maçonnerie et en particulier les produits en béton cellulaire, il est connu que des produits du même matériau mais de dimensions différentes ont des résistances différentes alors que les murs construits avec ces produits développent des résistances mécaniques très proches. Par souci de simplification et pour éviter la confusion dans l'exploitation des résultats d'essais le facteur de forme est introduit.

Une des origines de l'existence des facteurs de forme réside sans doute dans les conditions expérimentales de mesure de résistance à l'écrasement. En particulier, les contraintes induites par les déformations gênées par le frettage des plateaux de la presse, ou "effets de bord", sont d'autant plus importantes que les produits testés sont moins élancés.

Selon ALKINSON [9], la diminution de la contrainte de rupture due à la réduction de l'effet de frettage est de l'ordre de 15% pour les blocs de béton et de l'ordre de 10% pour les briques pleines de terre cuite.

Sous l'effet du frettage, l'éprouvette est soumise à un état de contraintes triaxial. On peut subdiviser l'éprouvette en trois zones (figure 1.1):

Au niveau de la médiane : (2)

L'état de contrainte est uniaxial; les fissures se propagent parallèlement à la direction des contraintes principales.

Au niveau des zones extrêmes: (1 et 3)

l'état de contrainte est triaxial; les fissures changent de direction.

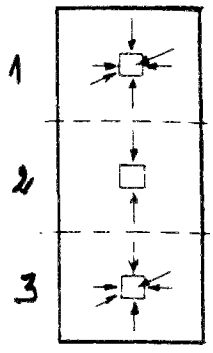


Figure 1.1- Etat de contrainte dans l'éprouvette [10].

1-2.1.2 Effet de la mise en oeuvre:

Comme pour les autres matériaux de construction, la maçonnerie est affectée également par la qualité de la mise en oeuvre. Dans certains cas celle-ci est négligée et a conduit à adopter des coefficients de sécurité très grands dans les règlements qui ne tiennent pas compte des facteurs impliqués et de la possibilité d'optimiser la résistance mécanique.

1-2.1.2.1 Effet de la succion:

Pour assurer une résistance optimum à la compression, il est nécessaire de limiter le départ de l'eau du mortier vers les blocs. Au moment du contact, le diamètre moyen des capillaires des blocs secs ou très faiblement imprégnés d'eau, est en général, inférieur à celui des capillaires des joints de mortier saturés d'eau. Il en résulte un mouvement d'eau dans le sens joint de mortier-bloc dû à l'existence d'une pression motrice résultant de la différence entre succion des blocs et la rétention du mortier [11],[12].

La vitesse de succion décroît rapidement au fur et à mesure que les capillaires des blocs s'imprègnent et que le diamètre moyen des capillaires du mortier diminue avec la progression de l'hydratation. On peut s'attendre donc à des modifications de la cinétique d'hydratation du mortier et par conséquent à la diminution de la résistance mécanique en cas d'hydratation insuffisante.

Le départ de l'eau provoque également une rigidification du mortier ce qui augmente son seuil de cisaillement en perdant ainsi son "élasticité". L'effet de ce phénomène est encore plus important dans le cas de chargement excentré [13].

La solution la plus utilisée pour limiter ce phénomène consiste à mouiller les blocs avant le montage, mais les blocs saturés d'eau développent une faible adhérence avec le mortier. L'utilisation de rétenteurs d'eau dans le mortier à tendance à limiter sensiblement ce phénomène.

1-2.1.2.2 Qualité d'exécution des joints:

Un nombre important de défauts peuvent provenir d'une mauvaise exécution des joints. Plusieurs études ont été menées pour étudier ce facteur. La comparaison de leurs résultats n'est pas possible puisqu'elles ont portées sur des blocs et des mortiers de type et de caractéristiques différents. Néanmoins il ressort de leurs conclusions que:

• la qualité d'exécution des joints verticaux n'affecte pas sensiblement la résistance à la compression par contre elle n'est pas négligeable dans le cas de charges horizontales.

Les travaux de HUREZ [14] ont montré une différences de l'ordre de 10% entre la résistance à la compression des murs en maçonnerie avec les joints verticaux remplis et non remplis en chargement vertical centré.

• l'épaisseur excessive du joint horizontal à tendance à réduire sensiblement la résistance des maçonneries [15],[16].

1-2.2 Présentation des études effectuées sur les maçonneries :

Dans ce paragraphe nous présentons les approches les plus récentes et les plus importantes proposées pour la caractérisation de la maçonnerie de petits éléments.

1-2.2.1 Modèle de PAGE :

a- Hypothèses :

- comportement mécanique élastique linéaire des briques,
- comportement non-linéaire du mortier des joints,
- briques et joint de mortier isotropes et homogènes,
- frottement de Coulomb entre briques et joints.

b- Principe :

A.W. PAGE [17] en 1978 a étudié le comportement des panneaux de maçonnerie en briques pleines sous des sollicitations dont une direction principale forme un angle θ avec le plan du joint horizontal (θ varie entre 0° et 90°).

Cette expérimentation a été réalisée avec des éprouvettes de 500x210x45 cm^3. Les résultats expérimentaux montrent que le comportement global de la maçonnerie est non-linéaire. D'après PAGE, cette non-linéarité provient essentiellement des joints de mortier qui constituent des plans de faiblesses dans la structure. Ceci est dû d'une part aux phénomènes de glissement, frottement et décollement qui se manifestent dans le joint et d'autre part aux caractéristiques de déformabilité non-linéaires des joints de mortier.

Les caractéristiques mécaniques des joints sont déduites indirectement en retranchant à la déformation globale du panneau en maçonnerie la partie concernant les briques considérées isolément (figure 1.2).

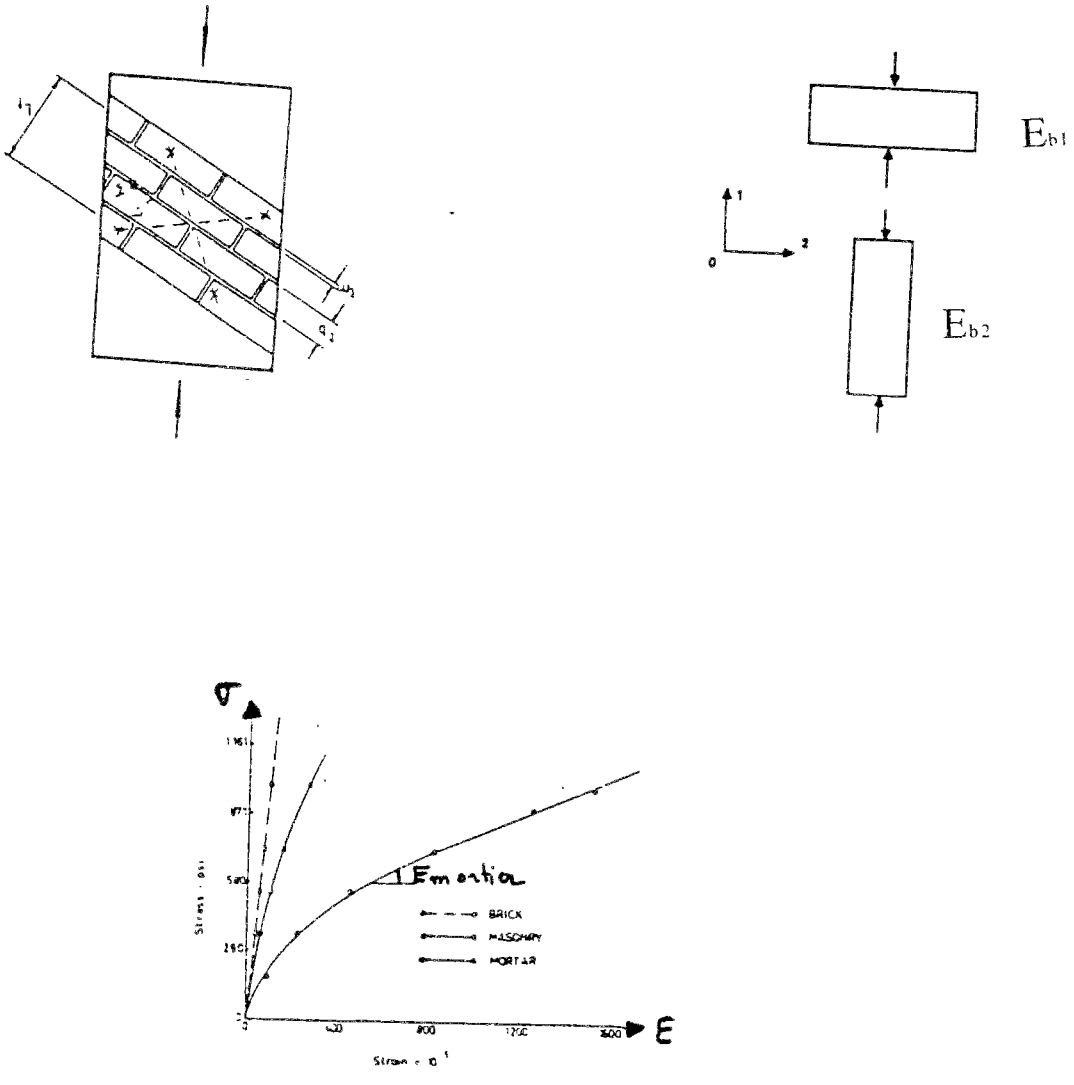


Figure 1.2- Courbes représentant la non-linéarité du comportement de la maçonnerie [17].

Le déplacement total de l'assemblage est égal au déplacement dû à la brique et à celui dû au joint de mortier.

(1) $$\Delta L_M = \Delta L_b + \Delta L_m$$

ΔL_M : déplacement total de l'assemblage,
ΔL_b : déplacement de la brique,
ΔL_m : déplacement du joint,
L_M : base de mesure de l'assemblage,
L_b : longueur des blocs incluse dans la base de mesure de l'assemblage,
L_m : épaisseur du joint.

En termes de déformation, l'équation (1) peut s'écrire:

(2) $$\varepsilon_M \cdot L_M = \varepsilon_b \cdot L_b + \varepsilon_m \cdot L_m$$

La déformation du mortier peut être déduite par soustraction de l'équation (2) connaissant les déformations de l'assemblage et de la brique.

(3) $$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_M \cdot L_M - \varepsilon_b \cdot L_b}{L_m}$$

Cette technique est aussi appliquée lorsque le chargement fait un angle θ avec le plan du joint. La brique a été considérée comme homogène et isotrope afin de calculer le module de cisaillement G, une valeur moyenne de module d'YOUNG. E_b est approché par :

(4) $$E_{bmoyen} = \frac{E_{b1} + E_{b2}}{2}$$

Ceci implique que le module de cisaillement G peut être déduit par la méthode classique utilisée pour les matériaux isotropes telle que :

(5) $$G_b = \frac{E_{bmoyen}}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Si γ est la déformation au cisaillement (rotation), on a:

(6) $$\gamma_m = \frac{\gamma_t \ L_M - (\frac{\tau}{G_b}) \cdot L_b}{L_m}$$

Les mêmes essais sur les panneaux à joints inclinés ont permis de trouver un critère de frottement pour les joints de mortier. Ce critère est semblable à celui de COULOMB, mais les paramètres changent avec le niveau de contrainte normale (figure 1.3).

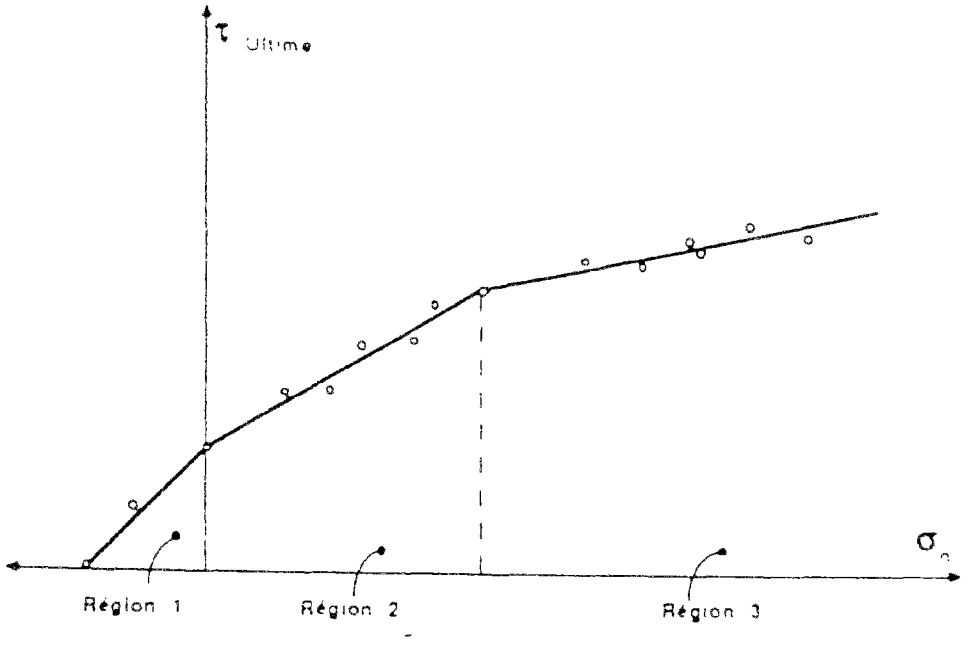


Figure 1.3- Courbe enveloppe de frottement d'après PAGE.

Le critère de rupture ainsi développé est intégré dans un code de calcul aux éléments finis. Les joints de mortier sont considérés comme des plans de discontinuité.

Ce modèle peut simuler les phénomènes de frottement-glissement qui se manifestent dans les joints. Il présente cependant un handicap majeur. En fait, l'hypothèse de l'isotropie du comportement des briques et de l'élasticité rend ce modèle incapable d'analyser le comportement jusqu'à la rupture et donc de prévoir les charges ultimes appliquées à la structure.

En 1981, PAGE [18] a étudié le comportement global de la maçonnerie en briques pleines par des essais sur panneaux soumis à une compression biaxiale. Le but est de déterminer un critère de rupture global du "matériau maçonnerie", en compression biaxiale en faisant varier l'orientation du plan du joint de mortier par rapport à la contrainte principale majeure de compression σ_1 (fig. 1.4).

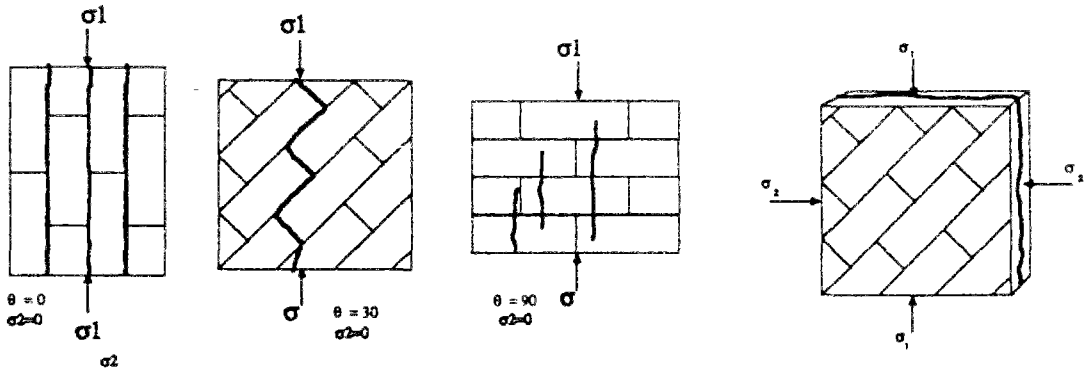


Figure 1.4- Mode de rupture obtenu par PAGE [18].

Deux principaux modes de rupture ont été mis en évidence :

1- lorsque le rapport $(\frac{\sigma_1}{\sigma_2})$ est proche de 1, la rupture se fait dans un plan parallèle à la surface libre du panneau.

2- lorsque l'une des contraintes (σ_1 ou σ_2) est plus grande que l'autre (environ 10 fois), la rupture se fait dans un plan normal à la surface libre du panneau.

Notons que d'après l'auteur, l'orientation du joint n'a pas un rôle significatif lorsque le chargement est biaxial. Ces résultats sont en contradiction avec ses travaux antérieurs, car il montre que le mode de rupture de la maçonnerie n'est pas influencé par les joints et suppose que la résistance à l'adhérence des joints du mortier n'exerce pas d'influence significative lorsque l'état de contrainte est biaxial.

1-2.2.2 Modèle de SHAAN:

a- Hypothèses:

- comportement mécanique élastique linéaire de la brique et du mortier,
- brique orthotrope et homogène,
- joint de mortier isotrope,
- contact parfait entre les briques et les joints de mortier.

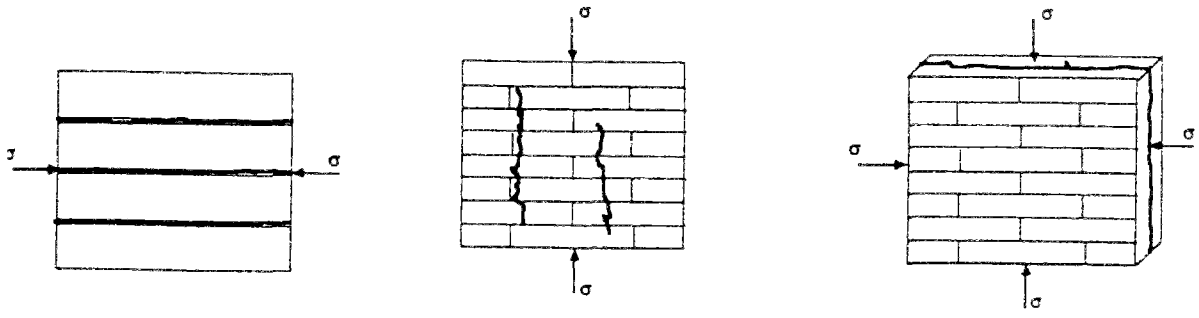
b- Principe:

R. SHAAN en 1987 [19] a réalisé un travail similaire à celui de PAGE, mais cette fois avec des briques creuses de terre cuite. Différentes qualités et épaisseurs des joints ont été utilisées ainsi que différentes orientations du plan de joint par rapport à la direction du chargement.

Contrairement aux résultats de PAGE, cette étude expérimentale a montré que le comportement de la maçonnerie est très influencé par la présence des joints de mortier qui sont souvent à l'origine de la rupture.

La figure 1.5 montre les trois principaux modes de rupture trouvés.

- rupture par fendage des joints de mortier lorsque la contrainte est parallèle au plan du joint.
- rupture par traction transversale, la fissuration étant parallèle au chargement et perpendiculaire à la surface libre du panneau lorsque la direction de la contrainte appliquée est normale au plan du joint.
- rupture par traction dans le plan du panneau et parallèle à la surface libre lorsque la contrainte biaxiale est appliquée.



1) rupture par fendage des joints (mode 1)

2) rupture par traction (mode 2)

rupture par traction dans le plan (mode 3)

Figure 1.5- Mode de rupture selon SCHAAN [19].

Un calcul analytique en élasticité anisotrope a montré un accord qualitatif avec les résultats expérimentaux. Par contre les relations contraintes et déformations calculées analytiquement semblent être assez éloignées des résultats expérimentaux, ceci en particulier dans le cas biaxial.

Enfin, R. SHAAN a effectué une simulation numérique par éléments finis. Ce calcul a été mené en prenant l'hypothèse de l'élasticité du comportement des briques et des joints de mortier. Notons que les briques ont été modélisées comme un matériau orthotrope en contact parfait avec les éléments isotropes des joints de mortier.

Nous constatons que cette modélisation ne prend pas en compte les caractéristiques anélastiques des briques (fissuration et écrasement) car il les considère comme un matériau élastique. Ceci ne lui a pas permis de profiter des critères de rupture trouvés expérimentalement.

En plus, l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre les briques et les joints de mortier n'est pas réaliste. A cela s'ajoute enfin le fait que son modèle ignore les caractéristiques de déformabilité non-linéaires propres aux joints de mortier.

Malgré cela l'auteur trouve un certain accord qualitatif avec les résultats expérimentaux. Il trouve également que l'ensemble des résultats obtenus par son modèle numérique est en général plus proche des résultats expérimentaux que de son calcul analytique.

1-2.2.3 Modèle de HENDRY:

a- Hypothèses:

- comportement mécanique élastique linéaire de la brique et du joint,
- briques et mortier isotropes et homogènes,
- contact parfait entre les briques et les joints de mortier.

b-Principe:

HENDRY en 1981 [20] propose un modèle théorique pour la maçonnerie en brique pleine basé sur une analyse élastique. Dans cette étude le comportement des briques et du mortier est supposé élastique et linéaire. Les briques sont placées les unes sur les autres et entrecoupées par des joints de mortier. Cet ensemble subi une force de compression simple, normale au plan du joint horizontal (voir figure 1.6).

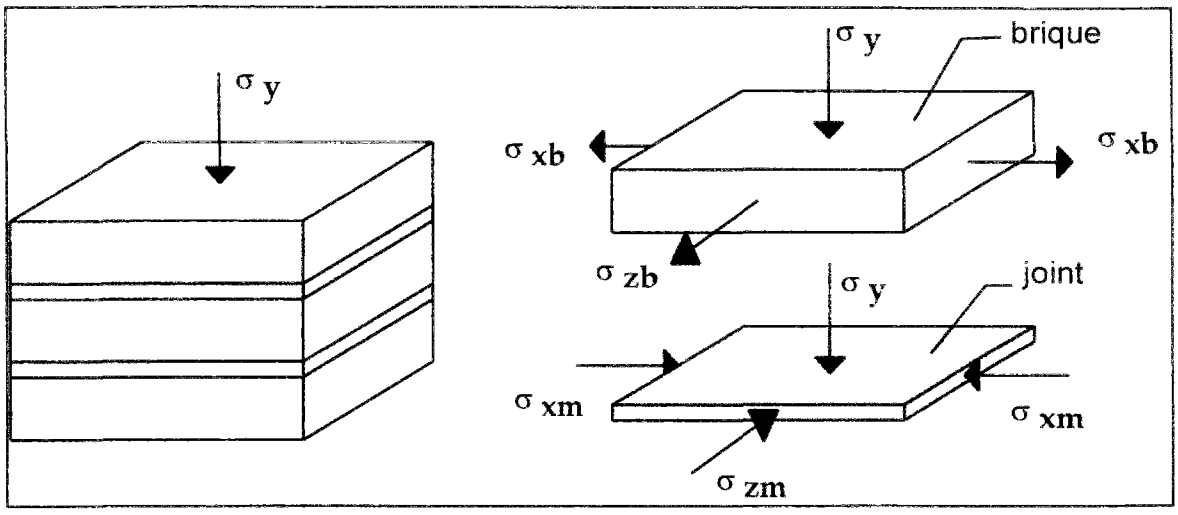


Figure 1.6- Modèle proposé par HENDRY [20].

Selon HENDRY, le joint du mortier est dans un état de contrainte triaxial de compression. Ceci est dû d'une part à l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre la brique et le joint de mortier et d'autre part à la différence existante entre les caractéristiques mécaniques du joint et celle de la brique (E_b,E_m, ν_b, ν_m).

Du fait que la rigidité du joint de mortier est plus faible que celle de la brique et également en considérant une adhérence parfaite entre la brique et le joint, le joint de mortier se trouve alors confiné du fait que la déformation du mortier est empêchée par les briques. Le joint est dans un état de compression triaxial alors que la brique est en traction.

La contrainte transversale de traction dans la brique est donnée par la formule:

$$\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = \frac{\sigma_y \ (\beta \cdot \nu_m - \nu_b)}{1 + \alpha \cdot \beta - \nu_b - \alpha \cdot \beta \cdot \nu_m}$$

les indices m, b sont relatifs à la brique et au joint de mortier.

On pose $\beta = \frac{E_b}{E_m}$ et $\alpha = \frac{L_b}{L_m}$.

ν_m,ν_b: sont respectivement les coefficients de poisson du mortier et de la brique.

L'auteur suppose une relation linéaire entre la contrainte verticale de compression et la contrainte de traction latérale. La figure 1.7 montre l'enveloppe de rupture proposée par l'auteur.

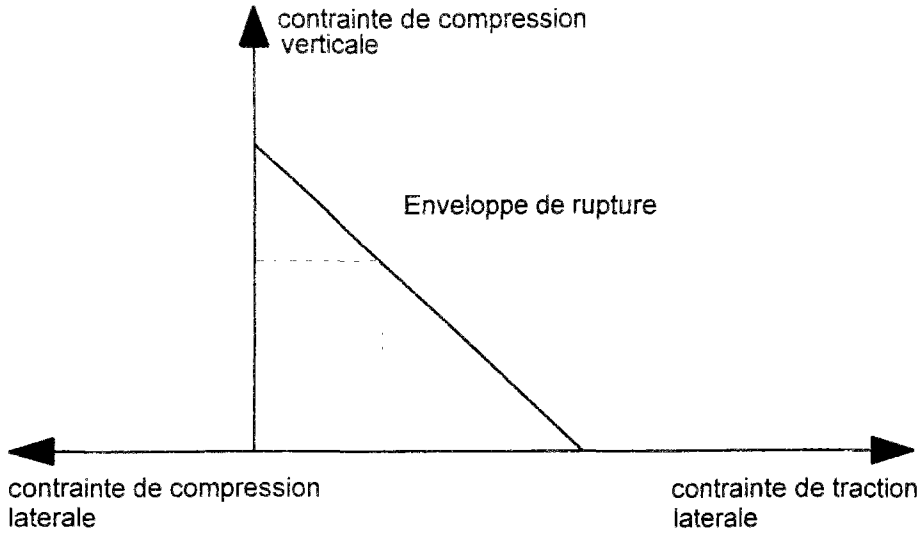


Figure 1.7- Enveloppe de rupture proposée par HENDRY.

1-2.2.4 Modèle de HISLDORF:

a- Hypothèses:

- comportement mécanique élastique et linéaire des briques,
- comportement non-linéaire du mortier des joints,
- briques et mortiers isotropes et homogènes,
- contact parfait entre les briques et les joints de mortier.

b- Principe:

HISLDORF [21] a introduit un modèle de comportement basé sur un mécanisme d'interaction entre briques et joints de mortier semblable à celui de HENDRY. De nombreux résultats expérimentaux semblent confirmer la validité du modèle théorique.

Le frottement entre briques et mortier empêche que les dilatations transversales des deux éléments soient indépendantes. Une telle interaction crée un état de compression axiale et de traction latérale biaxiale dans le mortier. La capacité portante de la structure peut donc être supérieure à celle correspondant à la contrainte limite uniaxiale du mortier. La rupture a lieu par traction dans les briques.

HISLDORF met donc en évidence le caractère biphasique du matériau en question et affirme que la rupture a lieu lorsque la contrainte efficace maximale $\sigma_y = U \cdot \sigma_{yM}$ est supérieure à la résistance à la compression de la brique. U est un coefficient empirique appelé coefficient de non-uniformité, il est fonction de la contrainte appliquée et de la résistance du mortier.

Sur la figure 1.8 est représenté le critère de rupture de HISLDORF pour les panneaux en maçonnerie soumis à une compression simple. La droite A représente, en acceptant la théorie de MOHR, l'interaction des contraintes de compression $\sigma_y = U \cdot \sigma_{yM}$ et de traction $\sigma_{xb} = \sigma_{zb}$ associée à la rupture de la brique.

L'équation de la droite est:

$$\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = R_{bt} \cdot (1 - \frac{\sigma_y}{R_b})$$

Où Rb est la résistance uniaxiale à la compression de la brique et Rbt est sa résistance biaxiale pour $\sigma_{xb} = \sigma_{zb}$.

Les contraintes Rb et Rbt agissent en même temps sur la couche de mortier. La droite C représente le comportement en régime triaxial de compression du mortier et correspond à la contrainte latérale de la brique suffisante pour confiner le mortier. Le point $\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = 0$ indique la résistance uniaxiale à la compression du mortier.

HISLDORF adopte pour la résistance triaxiale du mortier la relation ci-dessous en considérant que le comportement triaxial du mortier peut être représenté par la relation (formule habituellement utilisé pour le béton [22]).

$$\sigma_v = R_m + 4.1\sigma_2$$

où $\sigma_2 = \sigma_{xm} = \sigma_{zm}$ est la contrainte latérale de compression , σ_y la contrainte de compression et Rm la résistance uniaxiale de compression du mortier.

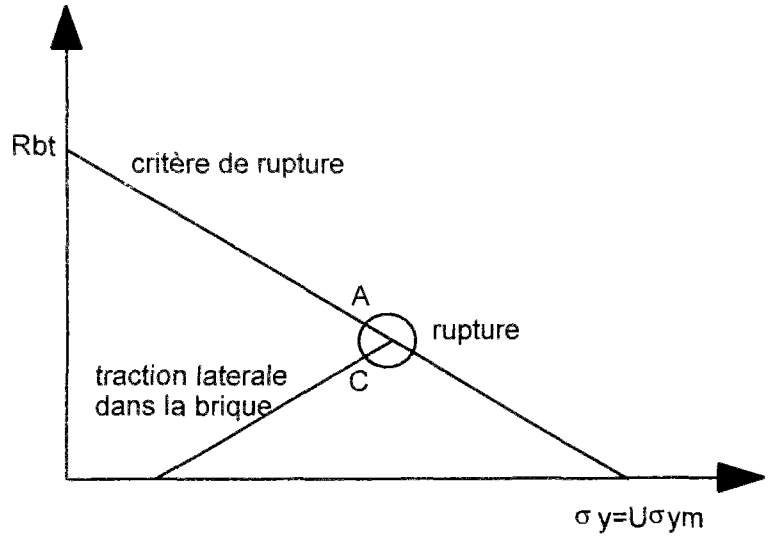


Figure 1.8- Critère de rupture selon HISLDORF [21].

L'équilibre entre la résultante des contraintes latérales dans la brique et le mortier donne :

$$\sigma_{xb} \cdot L_b = \sigma_{xm} \cdot L_m$$

L_b est l'épaisseur du bloc et L_m l'épaisseur du mortier.

Puisque $\sigma_{xm} = \sigma_2 = \frac{1}{4.1}(\sigma_y - R_m)$, l'équation de la droite C est:

$$\sigma_{xb} = \frac{L_m}{4.1 \cdot L_b} \cdot (\sigma_y - R_m)$$

La contrainte locale de rupture est définie par le point d'intersection des droites A et C:

$$\sigma_y = R_b \cdot \left(\frac{R_{bt} + \alpha \cdot R_m}{R_{bt} + \alpha \cdot R_b}\right)$$

avec $\alpha = \frac{L_m}{4.1 \cdot L_b}$

A l'aide du coefficient U on a la valeur moyenne de la contrainte de rupture:

$R_M = \sigma_{yM} = \frac{\sigma_y}{U}$. On obtient finalement:

$$R_M = \frac{R_b}{U} \cdot \left(\frac{R_{bt} + \alpha \cdot R_m}{R_{bt} + \alpha \cdot R_b}\right).$$

La théorie de HISLDORF constitue une contribution importante puisqu'elle permet de prendre en compte d'une façon relativement simple l'hétérogénéité de la maçonnerie. La difficulté principale réside dans l'évaluation expérimentale de Rbt et U.

1-2.2.5 Formule de l'EUROCODE 6 (EC6):

L'EUROCODE 6 [23] propose une formule empirique de calcul de la résistance de la maçonnerie en fonction des caractéristiques mécaniques de ses composants:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.65} \cdot f_m^{0.25}$$

Où f_b est la résistance à la compression des blocs. C'est en fait une valeur d'essai corrigée par plusieurs facteurs en particulier le facteur de forme. f_m est la résistance moyenne à la compression du mortier et K une constante qui tient compte du groupe de classification des éléments de maçonnerie.

Dans le cas des maçonneries à joints minces, l'EC6 propose la formule suivante:

$$f_k = 0.8 f_b^{0.85}$$

L'influence des facteurs de forme est explicitement prise en compte dans le projet EC6 qui propose des valeurs numériques principalement justifiées sur la base de résultats d'essais très limités qui ne peuvent donc pas être utilisées pour tous les types de produits et en particulier pour les produits creux. Remarquons également l'absence de proposition sur l'influence de l'épaisseur du joint de mortier.

1-2.3 Analyse critique:

Comme on le voit ces méthodes sont d'une grande diversité. Cette diversité semble trouver principalement son origine dans les faits suivants:

• les formules sont établies sur des méthodes empiriques et ne correspondent à une expérimentation que pour des intervalles parfois assez réduits et, souvent, non concordants, de variation des paramètres.

• les valeurs de résistance des briques et du mortier sont mesurées dans chaque cas selon les méthodes en usage dans le pays où s'est effectuée la recherche.

• les hypothèses adoptées par les méthodes sont souvent différentes d'une méthode à l'autre.

La plupart des études effectuées prennent en compte un comportement élastique linéaire et isotrope des éléments de maçonnerie et du mortier. De plus, elles supposent souvent une adhérence parfaite aux interfaces des matériaux.

Les études les plus intéressantes sont celles effectuées par PAGE qui intègre la non-linéarité du comportement des matériaux dans son modèle ainsi que les phénomènes de décollement, glissement et frottement qui se manifestent dans les joints en modélisant chaque matériau à part. Il n'est est pas de même pour la plupart des études effectuées où l'on essaye d'homogénéiser le composite bloc-mortier considéré comme un seul matériau.

L'homogénéisation rend la tâche expérimentale de caractérisation des maçonneries très délicate et nécessite obligatoirement des essais biaxiaux sur des maquettes de dimensions relativement grandes.

1-3 Etude des facteurs structurels:

L'objectif de ce paragraphe est de montrer comment les deux facteurs structurels les plus importants, en l'occurrence l'élancement et l'excentricité, ont été pris en compte par les différents chercheurs.

L'influence des variations de ces facteurs sur la résistance d'un élément élancé dépend à la fois des caractéristiques des matériaux et du schéma de fonctionnement de l'élément. En ce qui concerne ce dernier point, on peut distinguer principalement trois schémas dont les deux premiers sont utilisés par la plupart des méthodes.

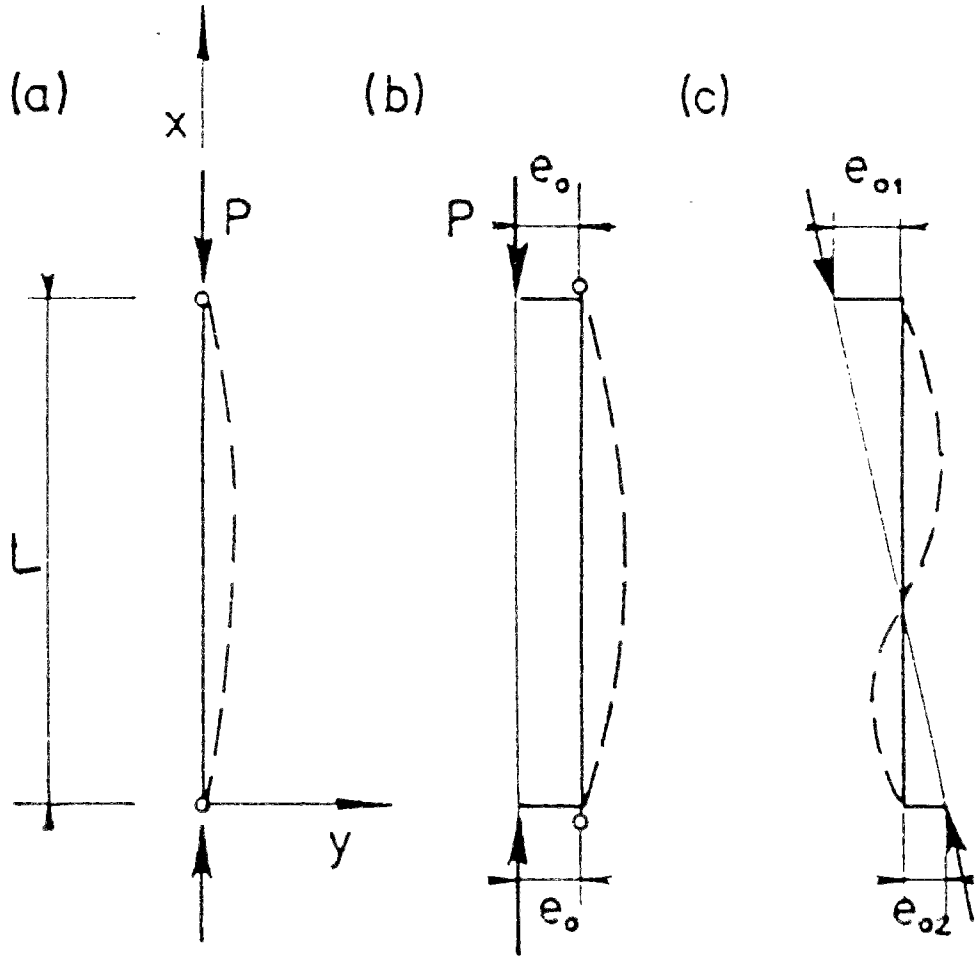


Figure 1.9- Schémas de travail des murs.

Certains chercheurs estiment que l'hypothèse des articulations ne correspond pas à la réalité; dès lors, ils sont amenés à étudier les murs comme s'il s'agissait des montants d'un portique.

On peut noter également que le schéma (a) de la figure 1.9, impliquant des charges parfaitement centrées, est souvent considéré comme ne représentant pas la réalité. En effet, par suite de l'hétérogénéité des matériaux, l'axe géométrique de élément n'est pas un axe de symétrie mécanique et ce décalage entre ces deux axes constitue une excentricité à laquelle va s'ajouter l'excentricité due aux défauts et imperfections de montage (défaut d'aplomb, de planéité).

Ces méthodes de calculs se différencient par le degré d'exactitude que l'on peut espérer du résultat obtenu (méthodes exactes ou théoriques ou méthodes approchées ou simplifiées), par l'importance des moyens matériels à mettre en oeuvre (de l'ordinateur puissant ou calcul manuel simple) et par la complexité des cas qu'elles permettent d'étudier.

1-3.1 Les méthodes théoriques :

Ces méthodes en faisant intervenir le moment, la courbure et la loi de comportement des matériaux, se rapprochent des phénomènes réels. La solution théorique consiste en la résolution de l'équation différentielle de la déformée :

$$\frac{d^2e}{dx^2} = \frac{N.e}{EI}$$

qui introduit les effets dits du second ordre et dont l'intégration se heurte à des difficultés sérieuses lorsque le produit EI n'est pas constant (dépend de x). La fissuration, variable selon la section considérée entraîne des variations de I; de plus, si, comme c'est le cas le plus souvent, le matériau a une loi de comportement non-linéaire, le module de déformabilité "moyen" dans une section dépend alors de la répartition des contraintes dans cette section.

De multiples méthodes sont donc nées pour contourner ces obstacles. Cependant la majorité des méthodes considèrent comme seul critère de rupture de l'élément le dépassement de sa résistance à la compression de la section à mi-hauteur ce qui constitue une limite importante de ces méthodes.

Nous ne considérons dans notre étude que les méthodes les plus importantes et qui permettent de saisir les phénomènes de ruine par instabilité géométrique déterminants qui échappent à beaucoup d'autres méthodes.

Parmi ces méthodes, certaines proposent une résolution analytique directe de l'équation différentielle et de la déformée et donnent des solutions analytiques en fonction des excentricités et des conditions aux limites pour les éléments élancés.

Une de ces méthodes est due à ANGERVO [24] qui donne une forme intégrable à l'équation différentielle en supposant que le matériau n'a pas de résistance à la traction et en lui attribuant une loi de comportement non-linéaire.

D'autres évitent l'intégration de l'équation différentielle de la déformée, en faisant une hypothèse sur la déformée de l'élément comprimé. L'hypothèse d'une déformée sinusoïdale a ainsi servi de base à la méthode mise au point par HALLER [25]. C'est également elle qui a servi de support à la méthode de FAESSEL [26].

Une autre méthode est le résultat des travaux de LEWICKI [27] qui suppose que le béton peut être doué de résistance à la traction et qui admet, pour la loi de comportement du béton une expression exponentielle dépendant de trois paramètres. La représentation de la variation du produit EI par une fonction linéaire permet de donner à l'équation différentielle de la déformée une forme intégrable.

La méthode de KUKULSKI [28] suit les mêmes principes retenus par LEWICKI mais au lieu d'utiliser l'expression linéaire de la variation de la rigidité EI, il définit la courbure sous la forme géométrique: il contourne ainsi la difficulté que constitue la prise en compte d'une rigidité EI variable, fonction de l'effort normal et de l'excentricité.

1-3.1.1 Méthode d'ANGERVO (maçonnerie):

a- Hypothèses:

- charge excentrée appliquée selon le schéma (b) de la figure 1.9,
- moment d'inertie variable le long de l'élément,
- résistance à la traction nulle du matériau,
- structure sans courbure initiale,
- répartition linéaire des déformations dans la section,
- comportement élastique en compression du matériau avec une loi quelconque mais choisie de telle façon que l'intégration de l'équation différentielle de la déformée soit possible.

b- Principe de la méthode:

La forme choisie pour l'équation différentielle de la déformée est la suivante:

$$\frac{d^2e}{dx^2} = \frac{N}{ES_n},$$

où S_n est le moment statique de la zone comprimée de la section calculé par rapport à l'axe des déformations nulles.

La fonction de déformation adoptée est définie par l'équation suivante:

$$\frac{\sigma}{\sigma_s} = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} + 1}}$$

dans laquelle ε_t et σ_s sont liées à ε_u et R (déformation ultime et résistance à la compression du matériau) par les relations:

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_u}{k_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{R}{k_2}$$

k_1 et k_2 sont des constantes

En partant de l'équation différentielle de la déformée et de la fonction $\sigma(\varepsilon)$ donnée ci-dessus, on obtient les formules de $\frac{\sigma_r}{R}$ (rapport de contrainte moyenne au moment de la rupture à la résistance du matériau).

La figure 1.10 montre le diagramme de répartition des contraintes dans la section soumise à une charge excentrée.

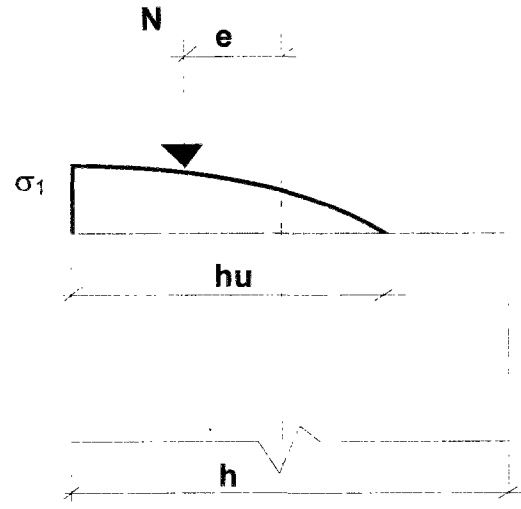


Figure 1.10- Répartition des contraintes dans une section sous charge excentrée.

La figure 1.11 représente le réseau de courbes de variation de $\varphi = \frac{\sigma_r}{R}$ tracées pour k_1=2 et k_2=0.53. Sur ce diagramme on distingue trois zones séparées par des traits interrompus selon la valeur de hu:

zone I: $hu \geq h$ la section est entièrement comprimée;

zone II: $hu < h,\ \sigma_1 = R$ les fissures apparaissent du côté convexe de l'élément et la rupture survient lorsque la contrainte du côté le plus comprimé atteint la valeur de R;

Zone III: $hu < h,\ \sigma_1 < R$ la rupture se produit par perte de stabilité.

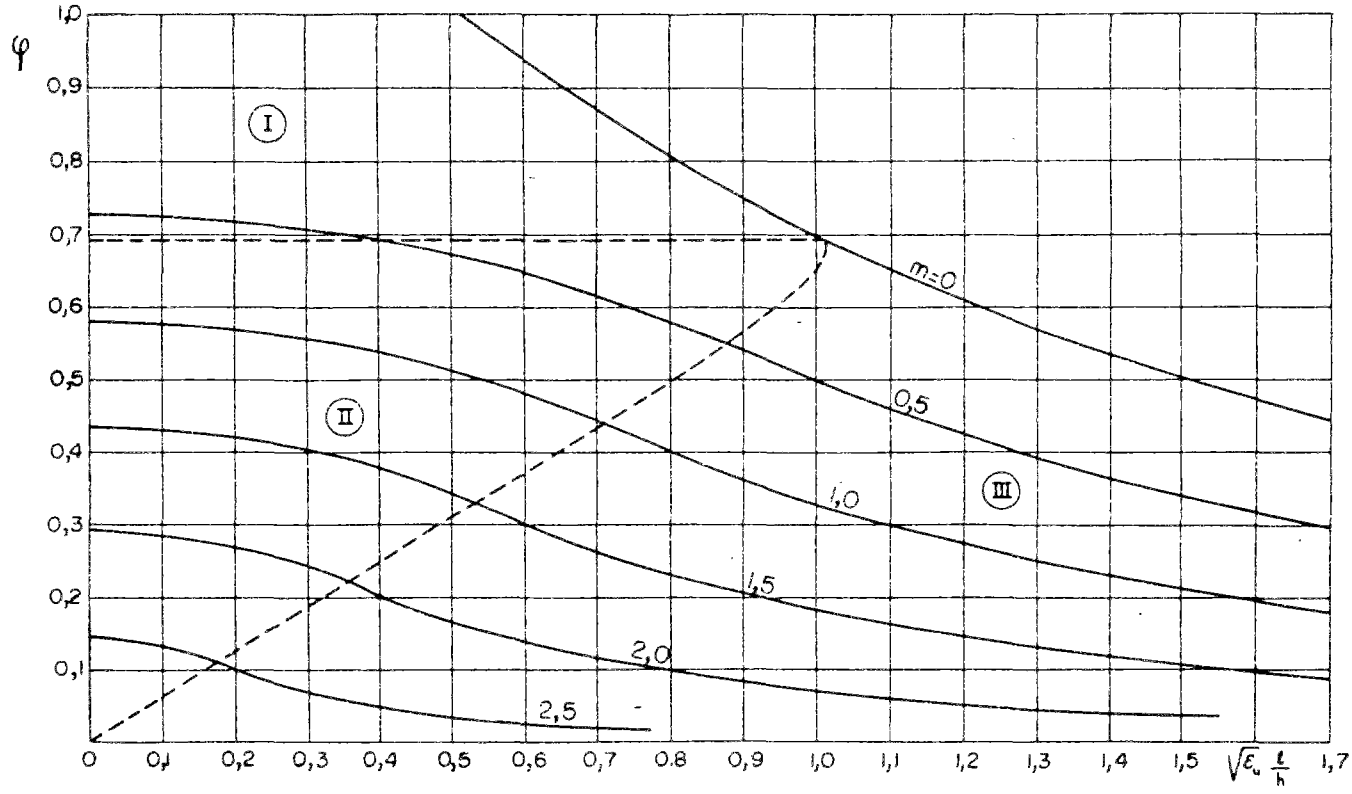


Figure 1.11- Diagramme des valeurs de $\varphi = \frac{\sigma_r}{R}$ en fonction de l'élancement.

1-3.1.2 Méthode de FAESSEL (béton armé) [25]:

a- Hypothèses:

- charge excentrée appliquée selon le schéma (b) de la figure 1.9,
- moment d'inertie constant le long de l'élément,
- structure sans courbure initiale,
- répartition linéaire des déformations dans la section,
- résistance à la traction nulle du matériau,
- loi de comportement non-linéaire en compression du matériau,
- déformée en onde sinusoïdale.

b- Principe de la méthode:

Cette méthode s'applique exclusivement à des poteaux en béton armé de section constante, articulés aux extrémités.

La déformée est une onde sinusoïdale dont l'équation est:

$$y - y_o = y_m \cdot \sin\frac{\pi x}{L}$$

y est l'ordonnée de la déformée, y_o l'ordonnée de la fibre moyenne avant déformation, y_m la flèche à mi-hauteur et L la longueur de l'élément.

L'équation ci-dessus s'écrira dans la section médiane:

$$e = e_o + y_m$$

en désignant par:

e_o : excentricité initiale (avant application de la force extérieure),
e : excentricité de la force extérieure à l'état d'équilibre.

La courbure $\frac{1}{r}$ étant la dérivée seconde de $(y - y_o)$ par rapport à x, La flèche devient une fonction linéaire de la courbure :

$$y_m = \frac{1}{r} \cdot \frac{L^2}{\pi^2}$$

La sécurité au flambement est vérifiée en recherchant un état de contrainte dans la section médiane tel que l'effort normal interne soit au moins égal à l'effort normal N appliqué et que l'excentricité interne soit au moins égale à l'excentricité externe e.

La figure 1.12 en donne un exemple. Sur ce réseau de courbes excentricité-courbure à effort donné constant, on peut tracer la droite (Δ) d'équation $e = e_o + y_m = e_o + \frac{1}{r} \cdot \frac{L^2}{\pi^2}$ qui correspond à une excentricité initiale et un élancement donné.

Les points E_1, E_2 et E_3 représentent des états d'équilibre stables.

Au point U, la courbe N=Cst. est tangente à la droite (Δ). En ce point, l'effort normal interne est égal à l'effort normal N appliqué et l'excentricité interne est égale à l'excentricité externe e.

Au delà du point U, si on augmente la courbure, on se déplace sur la droite (Δ) vers les valeurs décroissantes de l'effort normal. Le point U représente donc un état ultime de flambement.

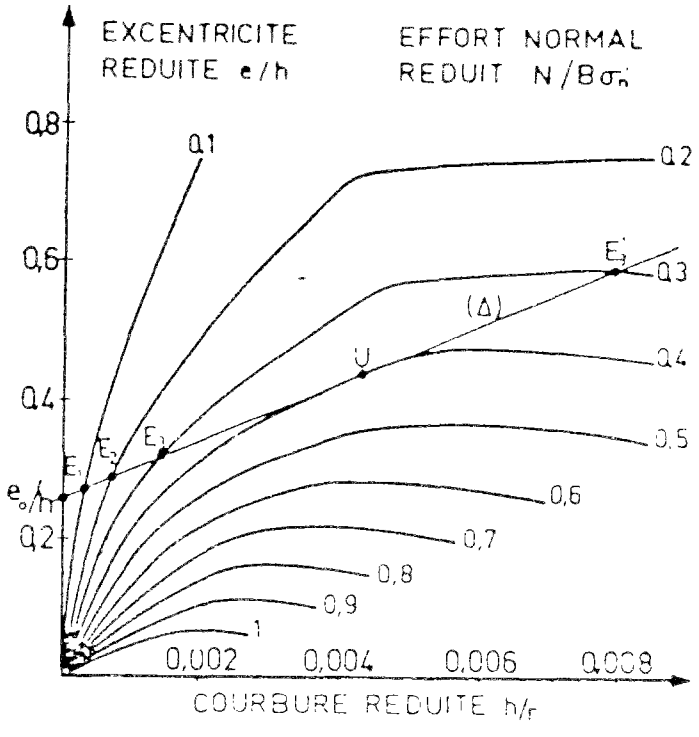


Figure 1.12- Courbes excentricité-courbure pour différentes valeurs de N.

1-3.1.3 Méthode de KUKULSKI (béton) :

Cette méthode, élaborée lors d'un séjour de son auteur au C.S.T.B a été retenue par la commission XIII du C.E.B comme base de détermination de la fonction de flambement des murs en béton non armé à section rectangulaire.

a- Hypothèses:

- charge excentrée appliquée selon le schéma (b) de la figure 1.9,
- moment d'inertie variable le long de l'élément,
- structure sans courbure initiale,
- répartition linéaire des déformations dans la section,
- résistance à la traction non nulle du matériau,
- loi de comportement non-linéaire en compression du matériau.

b- Principe de la méthode:

La loi de comportement du béton utilisée est celle adoptée par LEWICKI [27] et qui s'exprime par la relation:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{R} = n \cdot k(1 - e^{-\frac{\bar{\varepsilon}}{n}})$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon\alpha}{k} \text{ et } \alpha = \frac{E_o}{R}$$

E_o est le module de déformation initial du béton, R la résistance à la compression et n et k des coefficients d'ajustement.

Le principe de la méthode consiste à contourner la difficulté que représente la variation du produit EI de l'équation différentielle de la déformée en donnant à celle-ci son expression géométrique (figure 1.13):

$$\frac{d^2e}{dx^2} = -\frac{\Delta\varepsilon}{h} = -\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{h}$$

Formule dans laquelle ε_2 et ε_1 sont les déformations unitaires des fibres extrêmes dans la section x et h l'épaisseur de la section.

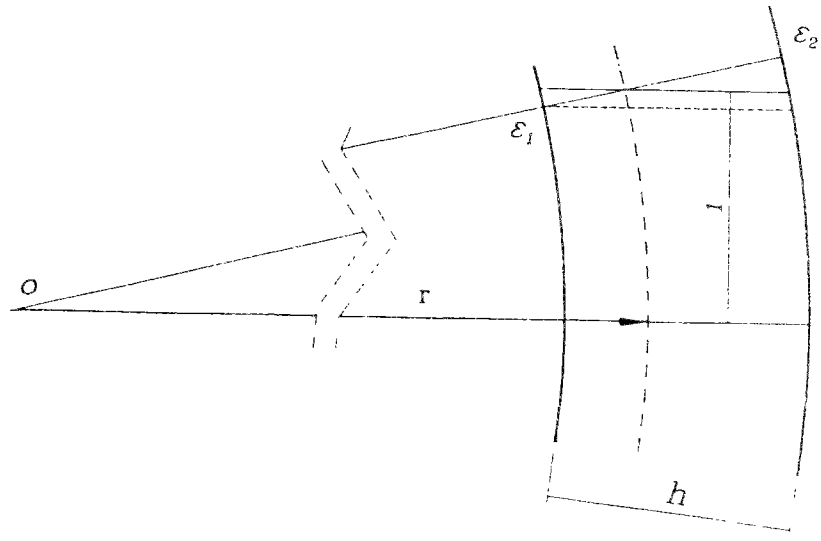


Figure 1.13- Expression géométrique de l'équation de la déformée.

La loi de comportement du béton étant connue, on peut représenter les variations de $\overline{\Delta\varepsilon} = \dfrac{\Delta\varepsilon}{h}$ en fonction de l'excentricité relative $\bar{e} = \dfrac{e}{h}$ de la force agissant dans la section considérée, pour des valeurs données de la contrainte moyenne $\overline{\sigma_o} = \dfrac{\sigma_o}{R}$.

Pour chaque valeur de $\overline{\sigma_o}$, on obtient ainsi une représentation analytique approchée des variations de $\overline{\Delta\varepsilon}$ en fonction de e que l'on introduira dans l'équation différentielle de la déformée.

- pour une section non-fissurée: $\overline{\Delta\varepsilon} = a \cdot \bar{e}$

- pour une section fissurée: $\overline{\Delta\varepsilon} = \dfrac{1}{(a_1 - a_2 \cdot \bar{e})^2}$

a, a_1 et a_2 étant des constantes dont les valeurs sont calculées à partir $\overline{\sigma_o}$.

L'équation différentielle prend alors la forme simplifiée et intégrable suivante:

- pour une section non-fissurée: $\frac{d^2e}{dx^2} = -a \cdot \bar{e}$

- pour une section fissurée: $\frac{d^2e}{dx^2} = -\frac{1}{(a_1 - a_2 \cdot e)^2}$

L'intégration de ces deux équations et l'introduction des conditions aux limites conduisent à la solution cherchée.

Les résultats sont présentés sous la forme de diagrammes représentant les variations de la fonction de flambement $\varphi = \frac{\sigma_r}{R}$ en fonction de l'élancement pour diverses valeurs de l'excentricité initiale. Les figures 1.14 et 1.15 donnent un exemple de cette représentation.

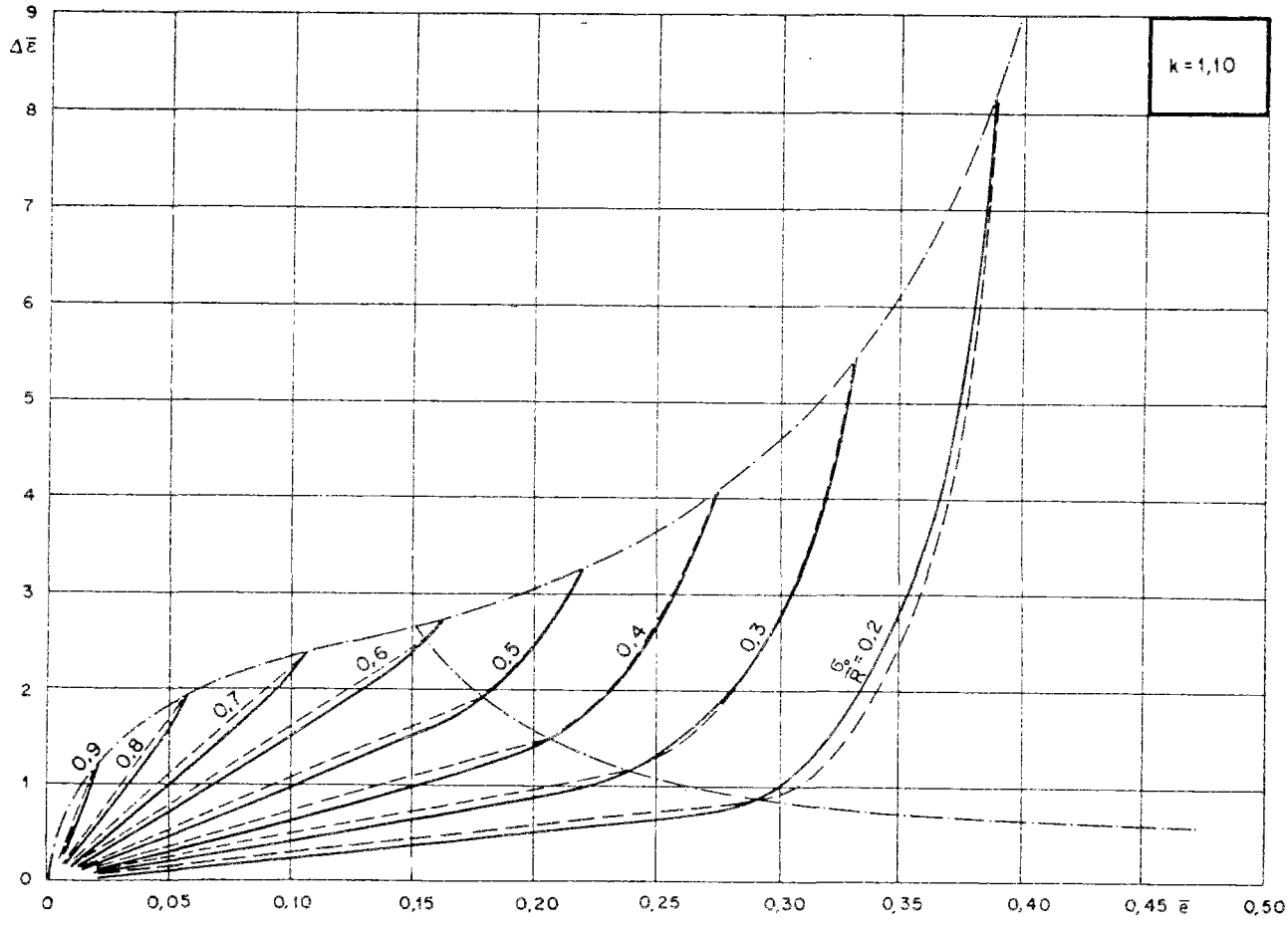


Figure 1.14- Variation des déformations dans une section rectangulaire pour diverses valeurs de la contrainte réduite.

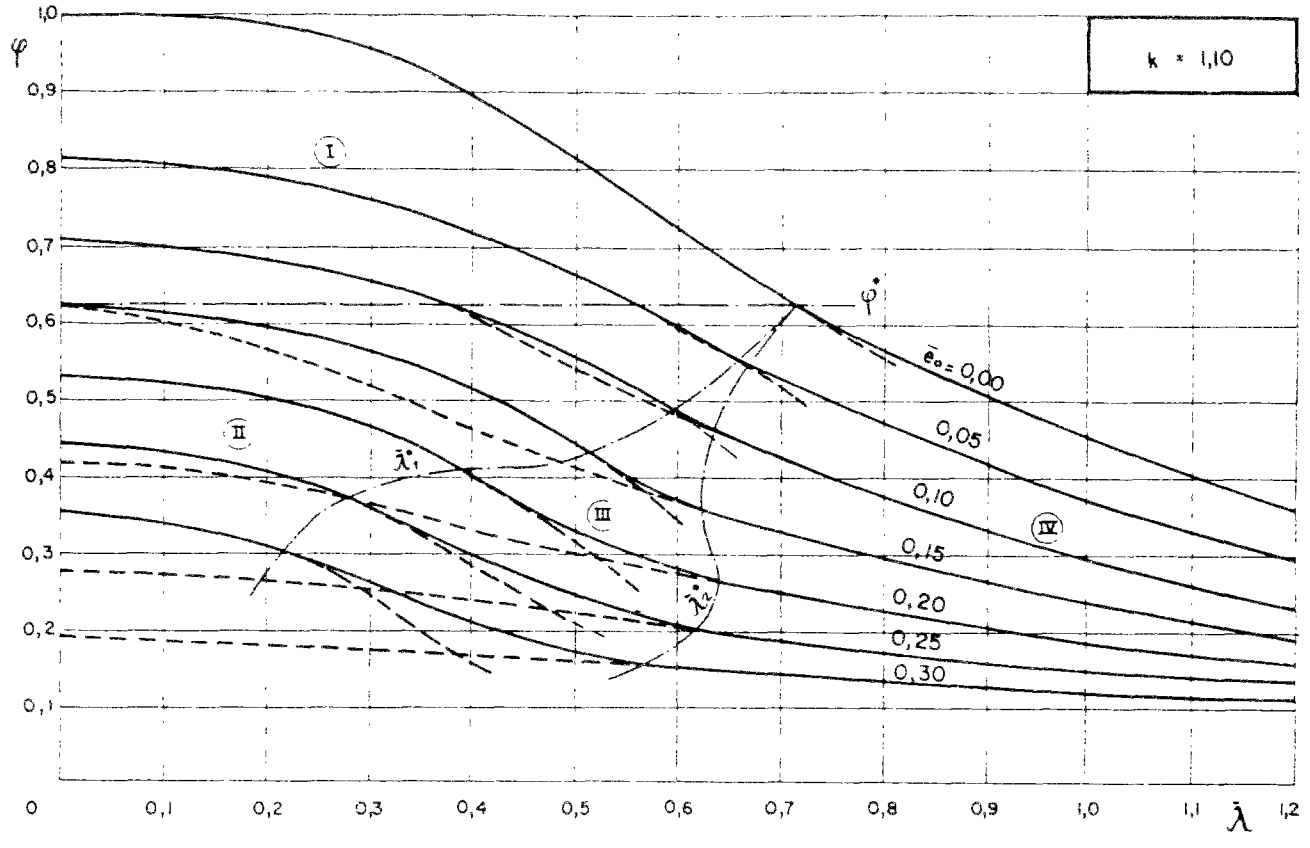


Figure 1.15- courbes des valeurs de φ en fonction de l'élancement.

Sur le diagramme de la figure 1.15, on distingue quatre zones:

zone I: la section n'est pas fissurée au moment de la rupture en compression du béton,

zone II: la rupture est atteinte par épuisement de la résistance en compression. La section est déjà fissurée,

zone III: la rupture se produit par perte de la stabilité du mur,

zone IV: la rupture est conditionnée par la résistance à la traction du matériau.

1-31.4 Méthode de POUSHANCHI (maçonnerie):

Cette méthode est directement issue de celle de KUKULSKI. En revanche, elle bénéficie largement de l'expérience acquise et des réflexions qui ont été menées jusqu'ici par LEWICKI [27], KUKULSKI [28] et LUGEZ [30], [31] d'une part et tire partie au maximum des moyens de calculs numériques actuels d'autre part.

a- Hypothèses:

- charge excentrée appliquée selon le schéma (b) de la figure 1.9,
- moment d'inertie variable le long de l'élément,
- résistance à la traction nulle du matériau,
- loi de comportement non-linéaire en compression du matériau,
- structure sans courbure initiale,
- répartition linéaire des déformations dans l'épaisseur de l'élément.

b- Principe de la méthode:

Comme nous l'avons mentionné, le principe de la méthode est emprunté de celle de KUKULSKI [28], et qui consiste à tourner la difficulté d'intégrer l'équation différentielle en lui donnant son expression géométrique:

$$\frac{d^2e}{dx^2} = \frac{\Delta\varepsilon}{h} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h}$$

Mais la résolution analytique de cette équation n'est envisageable que dans un nombre très limité de cas (produits pleins, loi de comportement linéaire, etc.). C'est pourquoi la méthode proposée abandonne la recherche analytique d'une solution générale de l'équation différentielle de la déformée au profit d'une double intégration numérique de l'équation.

On résout l'équation par une double intégration numérique, ce qui suppose une discrétisation préalable des déplacements horizontaux aux noeuds (extrémités) de ces éléments (figure 1.16).

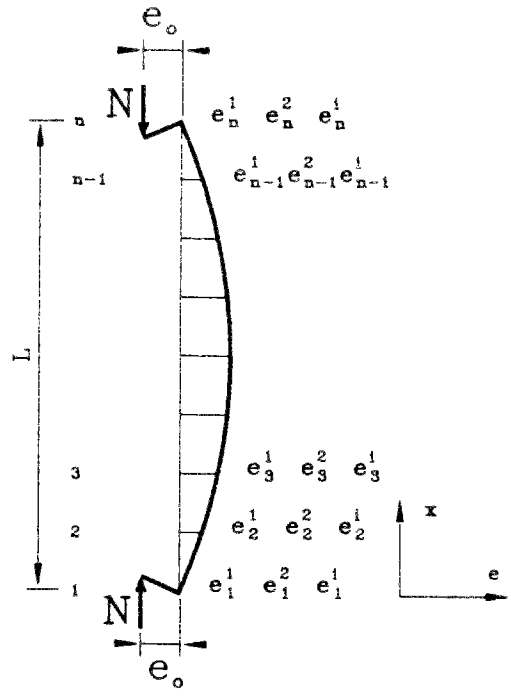


Figure 1.16- Discrétisation de l'élément élancé.

Mais pour cela, il est nécessaire de connaître la répartition de la variation de déformation $\Delta\varepsilon$ sur toute la hauteur de la structure, donc la déformée qui est précisément l'inconnue que l'on cherche.

La détermination de la déformée (ou de la mise en évidence d'une instabilité de la structure par flambement) passe donc par un schéma itératif décrit ci-dessous:

1- pour une excentricité initiale e_0 et un élancement géométrique fixés, on se donne une valeur de l'effort N;

2- connaissant l'effort N et l'excentricité e_0, on détermine une valeur initiale $\Delta\varepsilon$ en passant par un calcul itératif, selon la méthode de NEWTON-RAPHSON.

3- calcul analytique d'une première déformée à partir de cette première valeur de $\Delta\varepsilon$, que l'on suppose constante sur toute la hauteur du mur, par résolution de l'équation de la déformée par une double intégration :

$$e = e_0 + x \cdot (L - x) \cdot \frac{\Delta\varepsilon}{2 \cdot h}$$

Cette déformée donnera une première série d'excentricité aux noeuds ;

$$e_1{}^1, e_2{}^1, \ldots e^1{}_i, \ldots e^1{}_n$$

4- à chaque noeud, nouveau calcul de $\Delta\varepsilon$ en tenant compte des nouvelles excentricités ($e^1{}_i$):

5- calcul de la déformée suivante par la méthode numérique des différences finies selon la relation:

$$e^n{}_{i+1} - 2 \cdot e^n{}_i + e^n{}_{i-1} = \frac{\Delta\varepsilon^n{}_i}{h}(\Delta x)^2$$

6) retour à l'étape 4.

L'itération continue jusqu'à obtenir la précision demandée sur l'écart entre les valeurs de l'excentricité à mi-hauteur de deux boucles successives, ou quand la série des déformées diverge, ce qui correspond au flambement de la structure pour l'état de charge et d'excentricité donné.

1-3.2 Les méthodes simplifiées:

Les méthodes simplifiées sont souvent à la base des règles de calcul pratiques. Elles figurent dans les règlements et les documents techniques de plusieurs pays.

Ce sont souvent des formules de calcul des contraintes de rupture ou de la charge de rupture. L'influence de l'élancement et de l'excentricité est traitée au moyen de formules séparées qui négligent ou schématisent l'effet d'amplification de l'élancement sur l'excentricité. Elles ne permettent généralement pas de faire la part des phénomènes d'instabilité et enfin elle ne tiennent pas compte des différents modes de rupture possibles.

1-3.2.1 Règlement Français (D.T.U 20.1) [32]:

La contrainte C de compression admissible (supposée uniforme) en partie courante d'une paroi porteuse s'obtient en divisant la **résistance nominale R du matériau élémentaire,** qui constitue le mur, telle qu'elle résulte des essais d'écrasement selon les normes en vigueur par un coefficient N appelé coefficient global de réduction .

$$C = \frac{R}{N}$$

où N est fonction de la position de la charge (centrée ou excentrée) et du type de produit de base constitutif de la maçonnerie, et de l'élancement.

N prend des valeurs comprises entre 6 et 11. Le coefficient N est à la fois coefficient de comportement et coefficient de sécurité.

Pour des murs réalisés en blocs de béton, on prend pour un élancement ≤ 15 :

N=6 dans le cas de charges centrées (mur de refend, mur de façade avec porte à faux),

N=8 dans le cas de charges excentrées (mur extérieur porteur).

Dans le cas d'élancement compris entre 15 et 20, la valeur de N précédemment définie doit être multipliée par un coefficient de majoration de 1,07 à 1.33.

Dans le cas où l'élancement est supérieur à 20, des justifications expérimentales par essais en vraie grandeur sont nécessaires.

Remarquons que le type de joint et les caractéristiques mécaniques du mortier ne sont pas prise en compte. En fait les coefficients de sécurité adoptés abondent souvent "dans le sens de la sécurité".

1-3.2.2 Règlement Européen (EC6) [23]:

La valeur de la charge verticale par unité de longueur d'un mur simple est donnée par:

$$N_d = \frac{\varphi . t . f_k}{\gamma_M},$$

où φ est un facteur de réduction tenant compte de l'élancement et de l'excentricité, t la hauteur de la section, f_k la **résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie et** γ_M le coefficient partiel de sécurité qui tient compte des propriétés des matériaux et de leur mise en oeuvre.

La valeur du facteur de réduction peut être obtenue comme suit:

- au sommet ou à la base du mur: -

$$\varphi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t},$$

où e_i sera calculée en fonction des moments créés par la charge horizontale, de la charge apportée par les planchers et de l'excentricité accidentelle.

- à mi-hauteur du mur, la valeur du facteur de réduction est donnée par la formule:

$$\varphi_m = A \cdot e^{\frac{-u^2}{2}}$$

où:

A et u sont des valeurs tirées d'essais.

$$A = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}} \quad \text{et} \quad u = \frac{\frac{h_{ef}}{t} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}}}.$$

e_{mk} est l'excentricité à mi-hauteur. Elle est calculée en tenant compte des moments au sommet, de l'excentricité résultant des charges horizontales, de la charge verticale, de l'excentricité accidentelle et de l'effet de fluage. h_{ef} est la hauteur utile du mur. Elle est évaluée à partir des conditions aux limites et t_{ef} son épaisseur utile. On prend ensuite la plus petite des deux valeurs de φ pour déterminer la résistance du mur.

Il est à noter que les formules précédentes reposent sur l'hypothèse d'un diagramme rectangulaire de la distribution des contraintes dans la section sollicitée à l'état ultime.

1-3.3 Analyse critique:

Les méthodes reposant sur des bases théoriques supposent comme donnée essentielle la connaissance de la résistance à la compression simple du matériau. Or celle-ci peut différer de la résistance mesurée sur les éprouvettes habituelles et que l'on introduit pratiquement dans le calcul. De plus la valeur de la résistance prise pour référence n'est pas la même pour tous les auteurs.

On a vu également que le schéma (b) de la figure 1.9 correspondant au cas d'excentricité égale et de même sens est utilisé par la majorité des méthodes. En fait on connaît mal les phénomènes qui ont leur siège à proximité immédiate des extrémités du mur et seule une expérimentation permettrait de décider si l'on doit considérer les extrémités du mur comme encastrées ou articulées.

De plus, certaines méthodes adoptent des hypothèses de départ sur l'allure de la déformée, d'autres ne sont valables que pour des formes géométriques simples et en particulier rectangulaire, mais surtout il est à constater que la majorité des méthodes proposées ne sont applicables que dans le cas de murs monolithes.

Elle ne peuvent donc prendre en compte l'hétérogénéité de la maçonnerie traditionnelle de petits éléments.

Quant aux méthodes simplifiées, elle ne peuvent décrire fidèlement les phénomènes puisqu'elles négligent certains facteurs et qu'elles ne tiennent pas compte de leurs influences mutuelles.

Elles présentent l'inconvénient de fournir des formules dont le domaine d'application est limité à telle géométrie de la section ou à tel matériau.

De plus la plupart d'entre elles ne font pas intervenir l'influence du type et de l'épaisseur du mortier du joint.

C'est pourquoi la mise au point d'une méthode de calcul capable de tenir compte des caractéristiques des différents matériaux constitutifs de la maçonnerie est nécessaire.

CHAPITRE 2 ETUDE EXPERIMENTALE

2-1 Introduction:

La validité de toute méthode théorique doit être vérifiée et confirmée par l'expérimentation.

Dans la partie expérimentale de la recherche, nous abordons les moyens mis en oeuvre pour effectuer les essais, les données caractéristiques de la composition des matériaux utilisés et la description des divers essais réalisés. Un dispositif expérimental a été mis au point pour étudier à chargement constant la variation de l'excentricité avec la courbure.

Les études antérieures sur les maçonneries ont montré que les résultats expérimentaux sont directement liés aux conditions d'essais qui revêtent toujours un caractère conventionnel, et on ne peut donc obtenir des résultats intrinsèques directement utilisables dans des travaux de modélisation pour plusieurs raisons:

- les effets "parasites" de frettage dont l'importance est très variable selon le type de produit essayé.
- la taille des éprouvettes de mortier et les conditions hygrométriques de durcissement très différentes sur éprouvettes 4x4x16 cm^3 et dans un joint de maçonnerie,
- une dispersion importante des résultats, causée entre autres par l'influence de la mise en oeuvre, par l'hétérogénéité de la maçonnerie et par la variation importante de la résistance des éléments constitutifs de la maçonnerie pourtant issus d'une même fabrication.

- le type d'asservissement et la vitesse de mise en charge. L'asservissement en charge des presses utilisées ne permet pas les mesures des caractéristiques mécaniques après rupture des matériaux.

Dans cette étude, le choix s'est porté sur des blocs pleins qui, par l'homogénéité géométrique et mécanique qu'ils offrent, permettent de fournir plus facilement la base théorique de la recherche.

Les essais effectués dans cette étude sont classés en trois catégories:

1- les essais d'identification des matériaux. Ils concernent d'une part les mesures portant sur la détermination des caractéristiques mécaniques des blocs et du mortier des joints et d'autre part des essais sur assemblages en maçonnerie en compression centrée.

2- les essais excentrés sur assemblages avec un dispositif expérimental conçu à cette fin pour étudier la déformabilité des matériaux et en particulier la variation de l'excentricité en fonction de la courbure dans une section donnée.

3- les essais sur trumeaux de hauteur d'étage en chargement centré et excentré. Ces essais serviront d'une part à l'analyse du comportement d'ensemble des trumeaux élancés et d'autre part à alimenter une comparaison avec le modèle théorique proposé.

2-2 Choix et définition des matériaux:

2-2.1 Les blocs:

Deux types de blocs pleins sont étudiés dans cette recherche. Les blocs en béton de granulats courants de dimension théorique 15x20x50 cm^3 qui

sont montés avec un mortier hydraulique et les blocs de béton cellulaire autoclavé de type "SIPOREX" qui sont montés avec un mortier colle pour des joints minces. Tous ces blocs proviennent d'usines bénéficiant de la norme NF.

Pour chaque type de bloc, on dispose de blocs entiers, et de demi-blocs (nécessaires pour le montage des maçonneries à joints décalés).

2-2.2 Les mortiers:

Afin d'étudier l'influence du type de mortier sur le comportement des éléments en maçonnerie, trois classes de mortier ont été étudiées. Le mortier M30, le mortier M5 et le mortier colle. Les mortiers M30 et M5 conformément à la norme Européenne 998.2, sont destinés au montage de maçonneries de blocs de béton et le mortier colle au montage des maçonneries de blocs de béton cellulaire. Ces mortiers se distinguent par leurs composition en ciment, chaux et sable et donc par leurs résistance mécanique:

- mortier M30: Il est caractérisé par une résistance à la compression supérieure à 30 Mpa.

- mortier M5: Caractérisé par une résistance à la compression supérieure à 5 Mpa.

- mortier colle: Il s'agit d'un mortier prêt à l'emploi adapté pour le montage des blocs de béton cellulaire. Ses constituants principaux sont:
  ciment blanc, chaux grasse, sable siliceux et un rétenteur d'eau cellulosique.

2-3 Préparation des assemblages et des trumeaux:

Les différents éléments sont réalisés dans un hall abrité où, sans être constantes, les conditions d'ambiance (15 à 25 °c, 40 à 70% d'humidité relative) n'atteignent cependant jamais des valeurs excessives.

Les joints de mortier de ciment sont bourrés avec le plus grand soin et réalisés avec un cadre de calibrage assurant l'uniformité de l'épaisseur du joint.

Les joints de mortier de colle sont réalisés avec une spatule adaptée qui permet d'avoir un joint mince d'environ 3 mm d'épaisseur.

Il faut noter que pour chaque gâchée des éprouvettes de mortier ont été coulées dans des moules métalliques et destinées à l'identification du mortier.

Les trumeaux sont exécutés sur des semelles métalliques UPN 300 sur lesquelles est d'abord coulé un lit de mortier. Les blocs sont ensuite montés au fil à plomb, avec décalage des blocs d'un demi-bloc à chaque assise.

A la partie supérieure du trumeau, est réalisé un chaînage légèrement armé, destiné à assurer la répartition des efforts lors du chargement. Pour les trumeaux en béton cellulaire, le chaînage est constitué d'un profilé métallique suffisamment rigide.

Enfin, il faut préciser que la totalité de ces éléments a été réalisée par le même maçon de façon à éliminer dans la mesure du possible, le paramètre main-d'oeuvre.

2-4 Dispositif d'acquisition et de traitement des données:

Les signaux électriques, transmis par les instruments de mesure (capteur de déplacement, capteur de force, jauges d'extensomètrie, thermocouple, capteur de pression, extensomètre, etc.) sont reçus et traités par la chaîne suivante:

- une centrale d'acquisition des données de type "H.P. 3497 A ou 3421 A",
- un logiciel d'acquisition et de traitement des données (A.D.E.S), spécialement conçu par le C.S.T.B.,
- un micro-ordinateur (H.P. 85 ou H.P. 86) ou un P.C. zénith 386/16 assurant:

- la réception des données lues par la centrale et leur traitement aboutissant aux valeurs des paramètres mesurés (déplacements, rotations,etc.),
- le stockage, l'impression et l'enregistrement des paramètres calculés.
- la commande des tables traçantes numériques donnant l'évolution des paramètres de pilotage de l'essai.
- une ou plusieurs tables traçantes numériques reproduisant, en fonction des charges appliquées, pour les besoins de la conduite de l'essai, les paramètres les plus importants de la maquette.

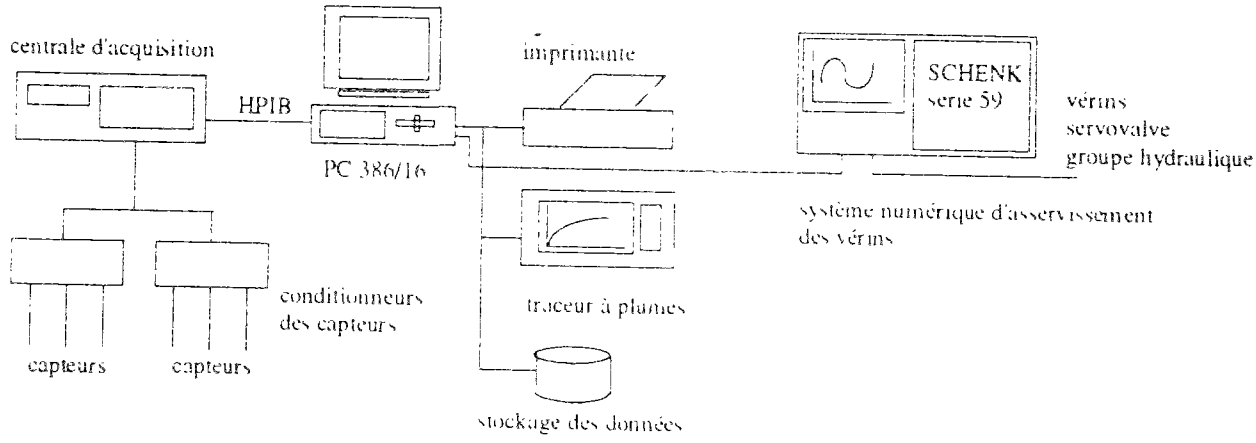


Figure 2.1- Schéma du système d'acquisition et de traitement des données.

2-5 Essais d'identification (blocs et assemblages):

2-5.1 Essai de compression centrée sur blocs:

Les essais de compression simple ont été effectués sous une presse hydraulique de type B.P. d'une capacité de 3000 KN.

Pour obtenir un contact uniforme entre les faces des éprouvettes et les plateaux de la presse, les blocs de béton de ciment ont été rectifiés au ciment alors que les blocs de béton cellulaire l'ont été au soufre, selon les normes en usage.

Au cours des essais, les déformations longitudinales et transversales des blocs ont été mesurées par des capteurs de déplacement linéaire de type L2R d'une étendue de mesure de 2 mm. L'incertitude de mesure est égale à ± 0.002 mm et la base de mesure est de 100 mm.

La position des capteurs est montrée sur la figure 2.2 ci-dessous.

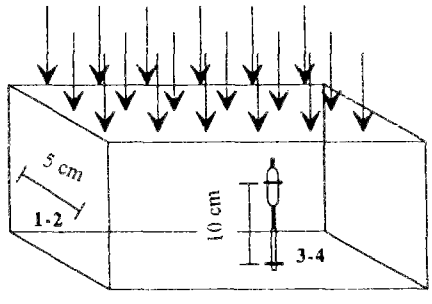


Figure 2.2- Position des capteurs de déplacement dans le bloc.

2-5.2 Résultats des essais de compression sur blocs:

2-5.2.1 Résistance à la compression:

La résistance à la rupture par compression est mesurée sur les blocs entier. Le tableau 2.1 ci-dessous résume les résultats des essais réalisés.

Type de bloc	Charge de rupture (KN)	Contrainte de rupture (Mpa)	Contrainte moyenne R_b (Mpa)	Coefficient de variation %	Coefficient de poisson
béton de ciment	1810 1950 1993 1945 1394	24.0 25.3 26.5 25.2 19.20	24.0	10.6	0.18
béton cellulaire	240 210 240 210 215	4.8 4.2 4.8 4.2 4.3	4.46	6	0.2

Tableau 2.1- Résultats des essais de compression des blocs.

L'analyse des valeurs de résistance à la compression montre une bonne homogénéité des lots de blocs étudiés. La valeur du coefficient de poisson représente la moyenne des résultats de cinq essais.

2-5.2.2 Courbes contraintes et déformations (σ-ε):

A partir des mesures faites avec les capteurs de déplacement placés sur les blocs, nous avons tracé les courbes de variation des contraintes moyennes en compression en fonction des valeurs de déformations correspondantes. L'allure pour chaque type de bloc est représentée sur les figures 2.3 et 2.4.

Ces courbes montrent la non-linéarité du comportement des blocs. Cette non-linéarité est due à des phénomènes de plastification et d'endommagement du béton.

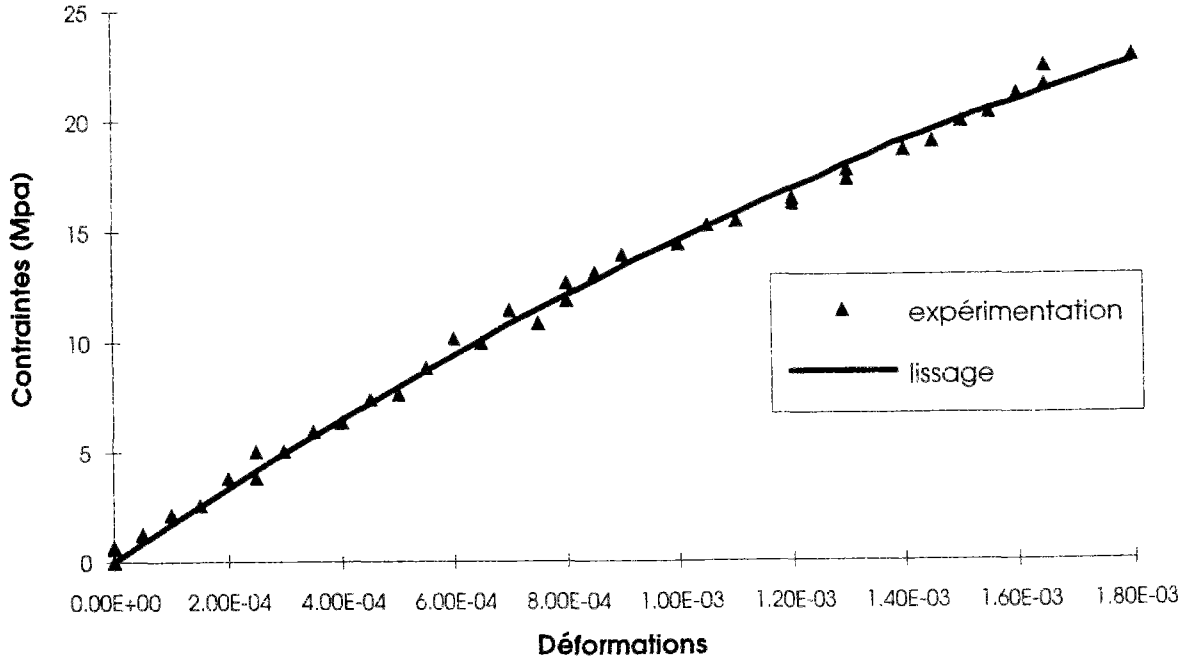


Figure 2.3- Courbe σ-ε moyenne des blocs de béton.

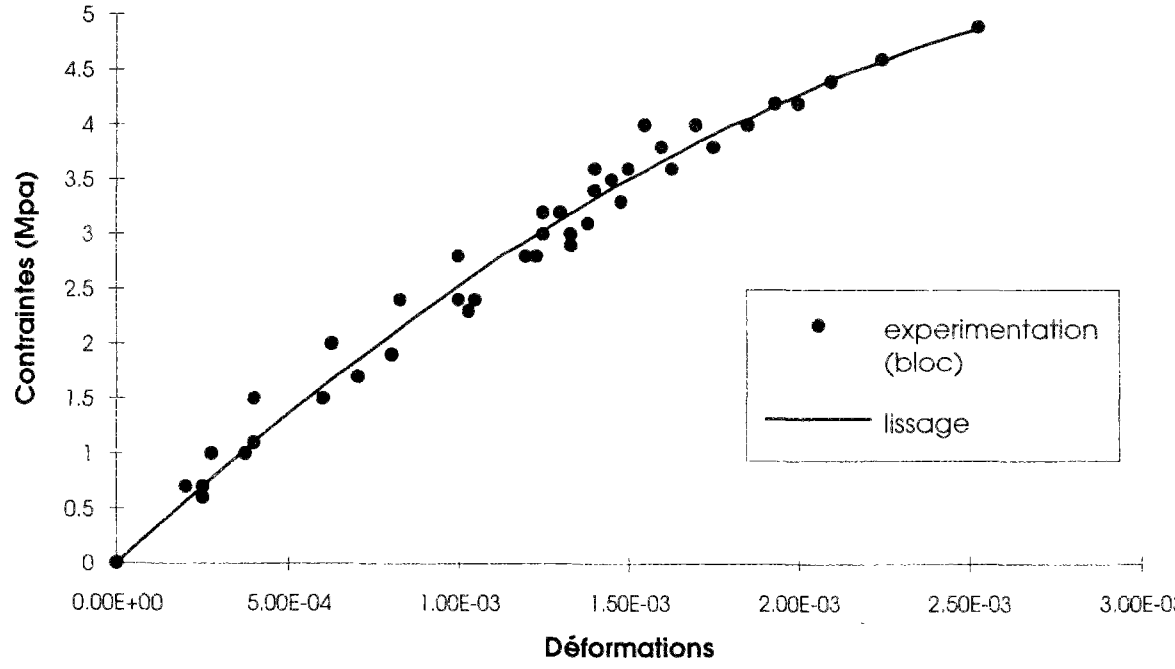


Figure 2.4- Courbe σ-ε moyenne des blocs de béton cellulaire.

Par analogie avec la loi de comportement adoptée généralement pour le béton, nous avons modélisé la courbe contrainte-déformation moyenne par une fonction parabolique de la forme:

$$\sigma_c = a \cdot \varepsilon_c + b \cdot \varepsilon_c^2$$

$a = E_i$: module de rigidité initial du bloc,

Les coefficients a et b sont calculés en utilisant une régression linéaire utilisant la méthode des "moindres carrés" pour la moyenne des courbes expérimentales.

2-5.3 Essai de traction par fendage des blocs:

Des essais de rupture par fendage ont été réalisés sur des blocs entier dans le sens de pose (figure 2.5). Ce mode de rupture a été constaté lors des essais sur trumeaux en charge centrée et excentrée.

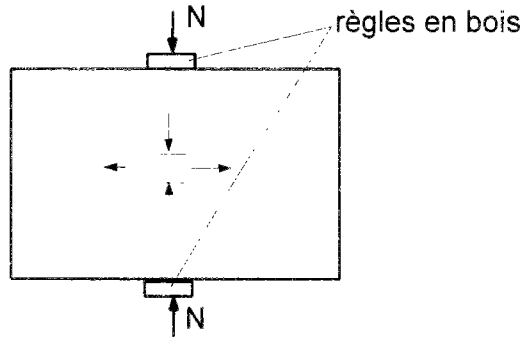


Figure 2.5- Essai de fendage sur bloc.

La résistance à la traction est donnée par la formule [33]:

$$\sigma_{bt} = \frac{2.N}{\pi.h.b},$$

où N est la charge de rupture en compression, h l'épaisseur du bloc et b sa hauteur. Le tableau 2.2 donne les résultats des essais de fendage réalisés.

Type de bloc	Charge de rupture (KN)	Contrainte de rupture par fendage (Mpa)	Résistance moy. à la traction par fendage (Mpa)	Coefficient de variation %
béton	86	1.82		
de	103	2.2	2.10	11
ciment	106	2.24		

Tableau 2.2- résultats des essais de fendage.

2-5.4 Essai de compression sur assemblages:

Les essais de compression centrée sur assemblages ont été faits pour déterminer la rigidité apparente de la maçonnerie (bloc+joint de mortier) et également afin d'étudier l'influence du type de mortier et de l'épaisseur du joint sur la résistance à la compression des assemblages.

Les assemblages utilisés sont constitués de deux blocs superposés entrecoupés par un joint de mortier. La figure 2.6 montre un schéma de l'assemblage étudié.

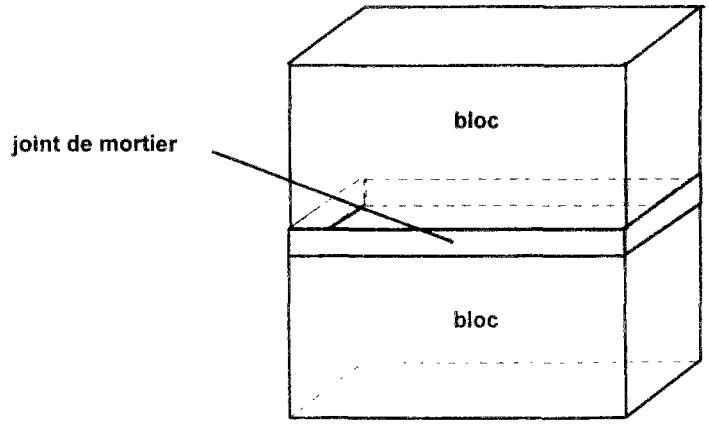


Figure 2.6- Représentation de l'assemblage.

De la même façon que pour l'identification des blocs, la rectification des assemblages a été faite avec du ciment pour les blocs de béton et au soufre pour les blocs de béton cellulaire.

Ces essais permettent également de déduire les caractéristiques mécaniques du joint de mortier en utilisant l'approche proposée par PAGE qui consiste à déduire les caractéristiques mécaniques du joint de mortier connaissant celles de l'assemblage et celles du bloc individuel.

Le tableau 2.3 ci-dessous résume le programme d'essai:

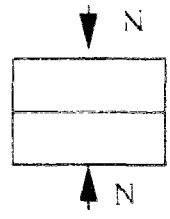
Nbre. d'essai	Caractéristiques des maquettes		Caractéristiques des joints		Sollicitations	Schéma
	Nature de l'essai	Dimensions (cm)	Type de mortier	Epaisseur (cm)		
3	compression centrée sur assemblages	15x50x41	M30	1	N croit jusqu'à la rupture	
		15x42x50		2		
		15x41x50	M5	1		
		15x40x50	colle	-		

Tableau 2.3- Programme d'essai sur assemblages.

2-5.4.1 Dispositif de mesure des déformations:

Du fait de la non-linéarité du comportement en compression des blocs et dans le but de tenir compte des phénomènes de frettage et également dans le souci de limiter la dispersion des résultats des essais, nous avons, contrairement à PAGE qui a déterminé les caractéristiques mécaniques des blocs d'essais individuels, déterminé les caractéristiques des blocs directement des assemblages en choisissant une disposition adéquate des capteurs de déplacement dans les assemblages essayés.

Le dispositif de mesure des déformations est constitué de capteurs de type L2R. La figure 2.7 ci-dessous montre une photographie de ce dispositif.

Les déformations des blocs sont la moyenne des mesures de quatre capteurs de déplacement de 100 mm de base de mesure placés sur les blocs supérieur et inférieur. Celle de l'assemblage est mesurée avec deux capteurs de 100 mm de base de mesure placés au droit du joint.

En ce qui concerne les déformations du joint, nous avons utilisé des capteurs de déplacement de 40 mm de base de mesure. Cependant ce dispositif ne mesure que les déformations de l'assemblage sur une base de mesure différente. En effet, le joint ne représente que 50% de la base de mesure pour une épaisseur de 2 cm. Néanmoins il met en évidence l'influence de la base de mesure sur les déformations de ce type de matériaux minéraux.

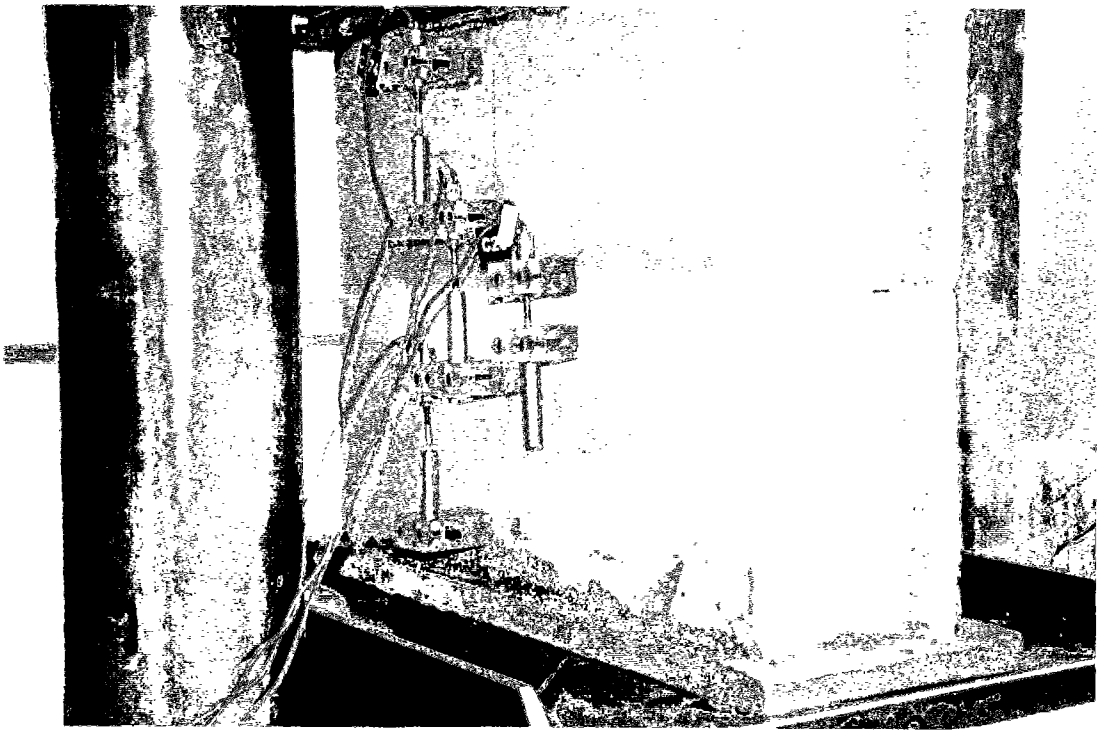


Figure 2.7- Photographie du dispositif de mesure des déformations de l'assemblage.

2-5.5 Résultats des essais sur assemblages:

2-5.5.1 Résistance à la compression:

Le tableau 2.4 résume les résultats des essais d'écrasement sur assemblages pour les trois types de mortier étudiés. Dans ce tableau est donné également les valeurs de résistance à l'écrasement des éprouvettes de mortier confectionnées lors du montage des assemblages.

Type de bloc	Caractéristiques des joints		Résistance de la maçonnerie R_M			Résistance du mortier (Mpa)
	Type de mortier	Epaisseur (cm)	valeurs moyenne (Mpa)	Coef. de variation %	Rapport R_M/R_b	
béton de ciment	M30	1	15.1	11.3	0.63	18.6
		2	16.5	10.6	0.68	
	M5	1	14.0	9	0.60	8.20
béton cellulaire	colle	-	4.3	10	0.95	11.5

Tableau 2.4- Résultats des essais d'écrasement des assemblages.

L'analyse des résultats de ce tableau montre que l'influence de la résistance du mortier sur celle de l'assemblage est faible. Nous pouvons expliqué ceci par l'état de confinement dans lequel se trouve le joint de mortier dû d'une part à sa faible épaisseur par rapport à la hauteur des blocs et d'autre part à sa faible rigidité devant celle des blocs. Ce résultat concorde avec les travaux de KHALAF, HENDRY et FAIRBAIRN [34].

Les résultats d'essais montrent également pour le cas du mortier M30, la faible différence entre les résistances des assemblages d'épaisseur 1 et 2 cm.

Le rapport $\frac{R_M}{R_b}$ de la résistance de l'assemblage par rapport à la résistance des blocs varie de 0.6 à 0.68. Ce résultat est en accord avec les travaux de HUREZ [14], SCHUMACHER [35] et READ [36].

Pour le béton cellulaire, la résistance de l'assemblage est très proche de celle du bloc. Leur rapport est de l'ordre de 0.95. Ceci est dû d'une part au fait que la résistance du mortier colle est supérieure à celle du bloc et d'autre part à la petite granulométrie du sable constitutif du mortier et à la texture assez fine des blocs. En effet, ceci fait que les points de concentration de contraintes sur les blocs sont rares sinon inexistants et ceci permet alors aux blocs d'épuiser toute leur résistance.

2-5.5.2 Courbes (σ-ε):

Les figures 2.8 et 2.9 ci-dessous montrent les relations contraintes et déformations des assemblages de blocs de béton pour une base de mesure de 100 mm et de 40 mm. Ces courbes mettent en évidence l'influence de la longueur de la base de mesure sur les déformations. La proportion du joint dans les deux bases de mesure n'est pas la même. Par exemple, un joint de 2 cm d'épaisseur représente 50% de la base de 40 mm alors qu'il ne représente que 20% pour la base de 100 mm.

D'une façon générale, nous constatons que le joint de mortier "accentue" la non-linéarité du comportement des assemblages par sa faible rigidité.

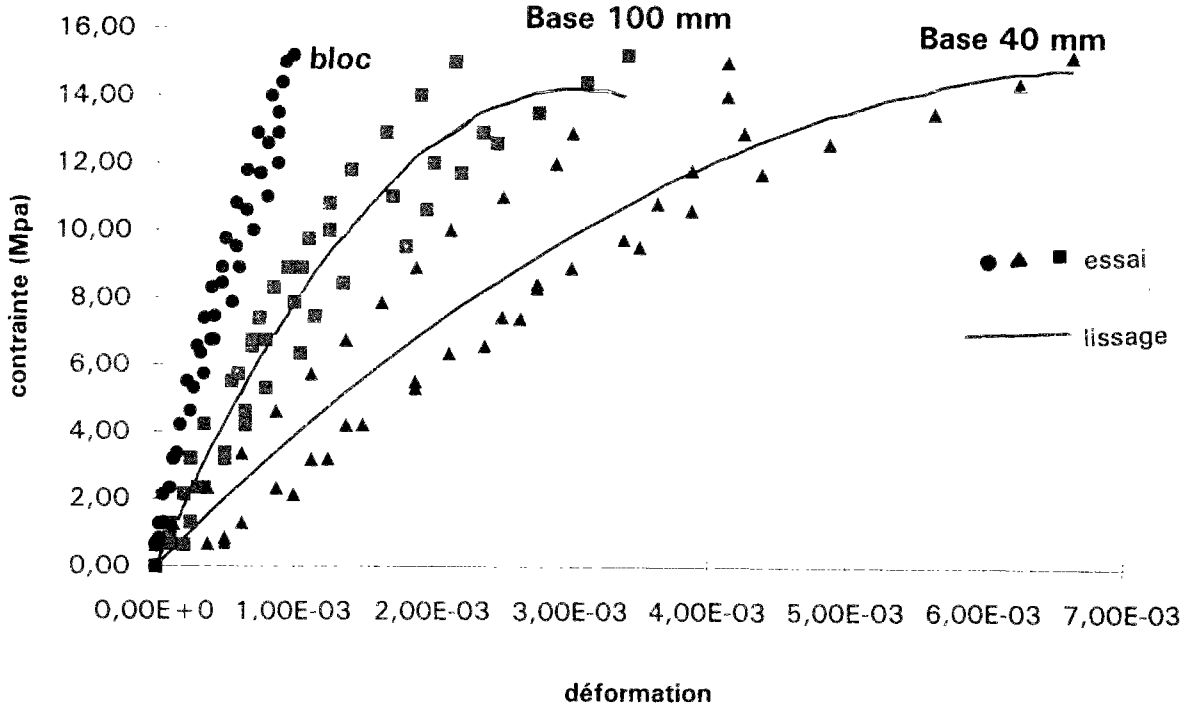


Figure 2.8- Courbes (σ-ε) de l'assemblage de mortier M30.

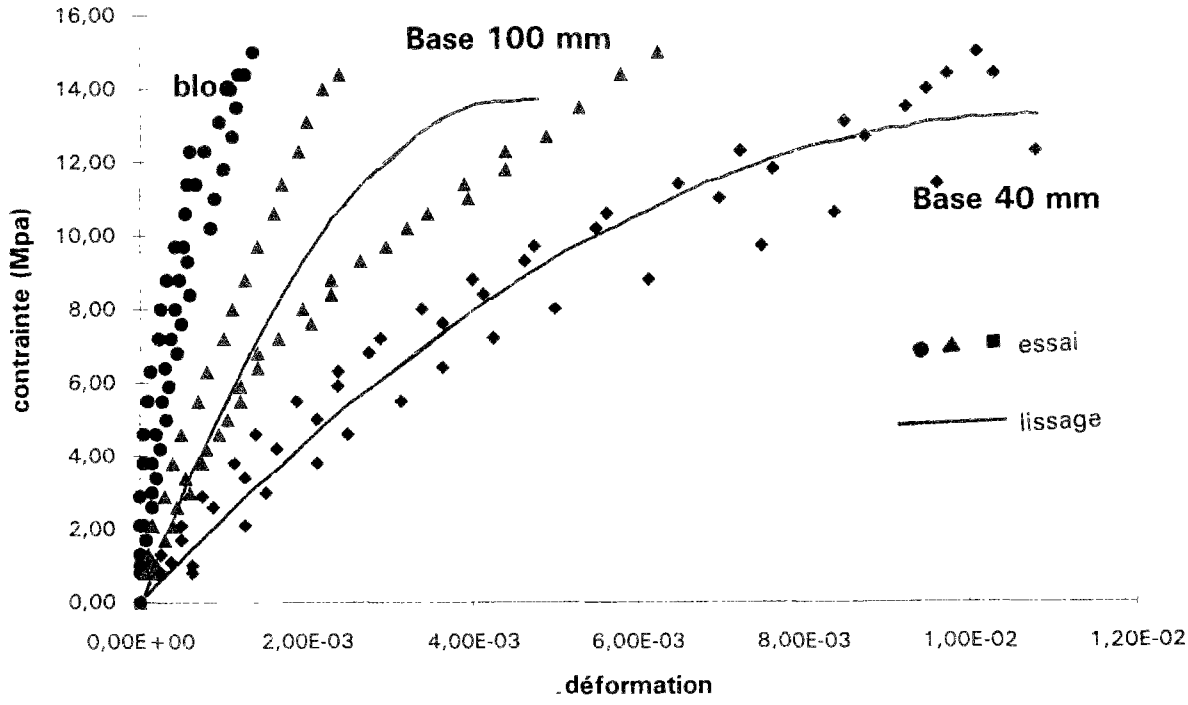


Figure 2.9- Courbe (σ-ε) de l'assemblage de mortier M5.

La figure 2.10 montre les courbes contraintes et déformations de l'assemblage de béton cellulaire et du bloc.

Nous constatons que bien que les résistances de l'assemblage et du bloc soient sensiblement égales, les déformations sont différentes en particulier au voisinage de la rupture. Les déformations de l'assemblage sont supérieures à celles du bloc. Cette différence est due à l'utilisation d'une spatule pour la mise en place du mortier colle. En effet, pour éviter que le mortier colle ne déborde sur les faces de parement des blocs, la spatule laisse une bande de joint d'environ 1 cm sur les deux faces du bloc non remplie.

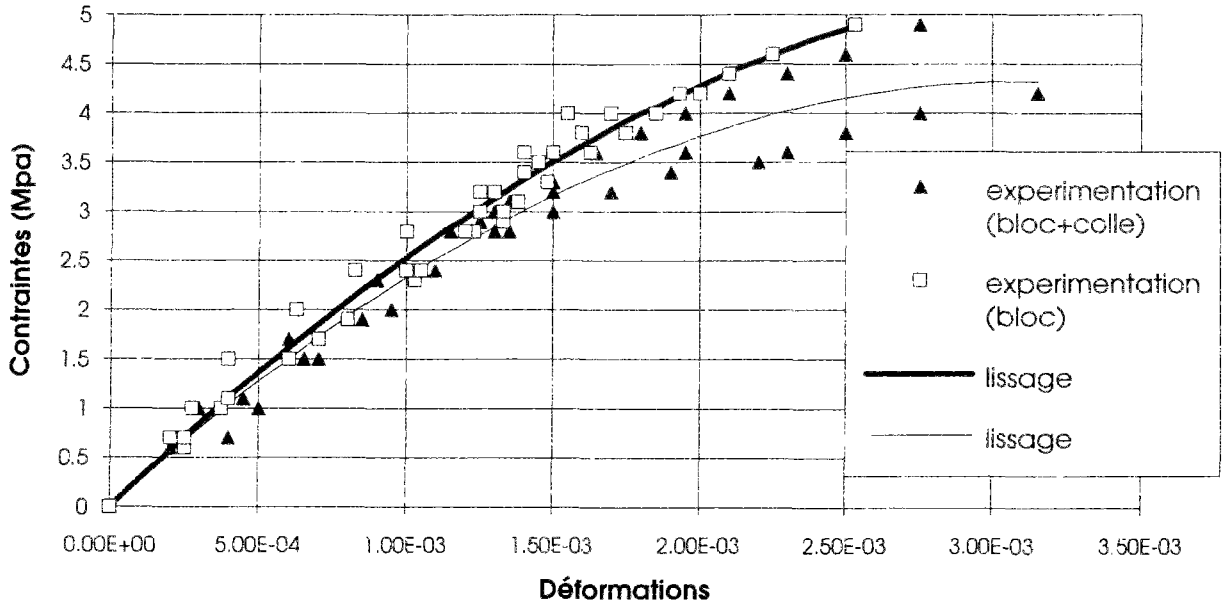


Figure 2.10- Courbe (σ-ε) de l'assemblage de béton cellulaire.

2-5.6 Détermination des caractéristiques mécaniques réelles du mortier:

L'expérience a montré que les caractéristiques mécaniques du mortier du joint sont influencées non seulement par l'épaisseur du joint, mais aussi par l'effet de succion qui provoque un départ d'eau vers les blocs secs. Ainsi les mesures directes des essais normalisés donnent des résultats peu représentatifs du comportement réel du mortier dans la maçonnerie. La recherche d'un mode d'essai plus représentatif des caractéristiques mécaniques réels du mortier est donc nécessaire.

Pour se faire, nous proposons de déterminer les caractéristiques mécaniques du mortier par deux méthodes différentes. La première méthode consiste à déterminer indirectement les caractéristiques du joint à partir de celles de l'assemblage et du bloc. La deuxième méthode consiste à faire des essais de compression sur des éprouvettes de mortier découpées dans les joints d'assemblages après durcissement.

2-5.6.1 La méthode indirecte:

La méthode indirecte consiste à déterminer les caractéristiques mécaniques du joint de mortier à partir des résultats d'essais sur assemblages en utilisant l'approche proposée par PAGE (paragraphe 1-2.2.1).

La déformation du mortier est donnée par la formule suivante:

$$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_M \cdot L_M - \varepsilon_b \cdot L_b}{L_m},$$

où

ε_M : déformation de l'assemblage,
ε_b : déformation de la brique,
ε_m : déformation du joint,

$L_M = 100$ mm : base de mesure de l'assemblage,
$L_b = 100$ mm : base de mesure du bloc,
L_m : épaisseur du joint.

La formule s'écrit alors:

$$\varepsilon_m = \frac{(\varepsilon_M - \varepsilon_b) \cdot L_M + \varepsilon_b \cdot L_m}{L_m}$$

Les figures 2.11 et 2.12 montrent les courbes (σ-ε) obtenues par cette formule pour les mortiers M30 et M5. Sur ces figures sont montrés également les résultats sur assemblages et sur blocs.

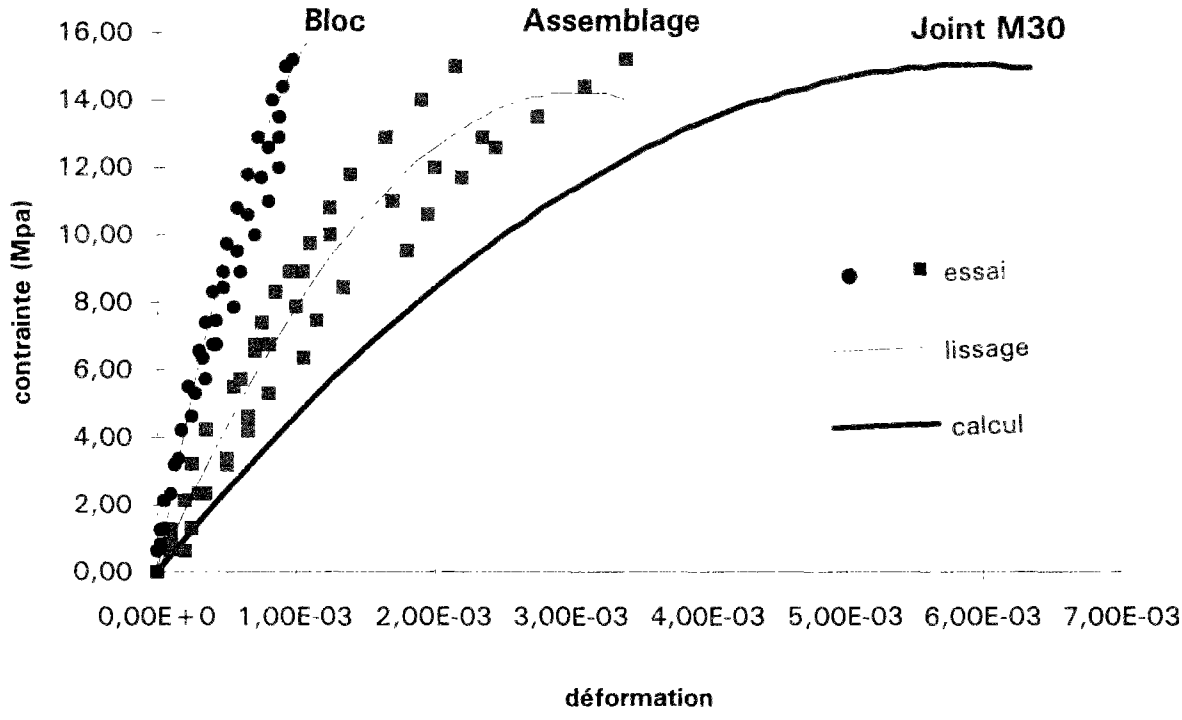


Figure 2.11- Courbe (σ-ε) de calcul du mortier M30.

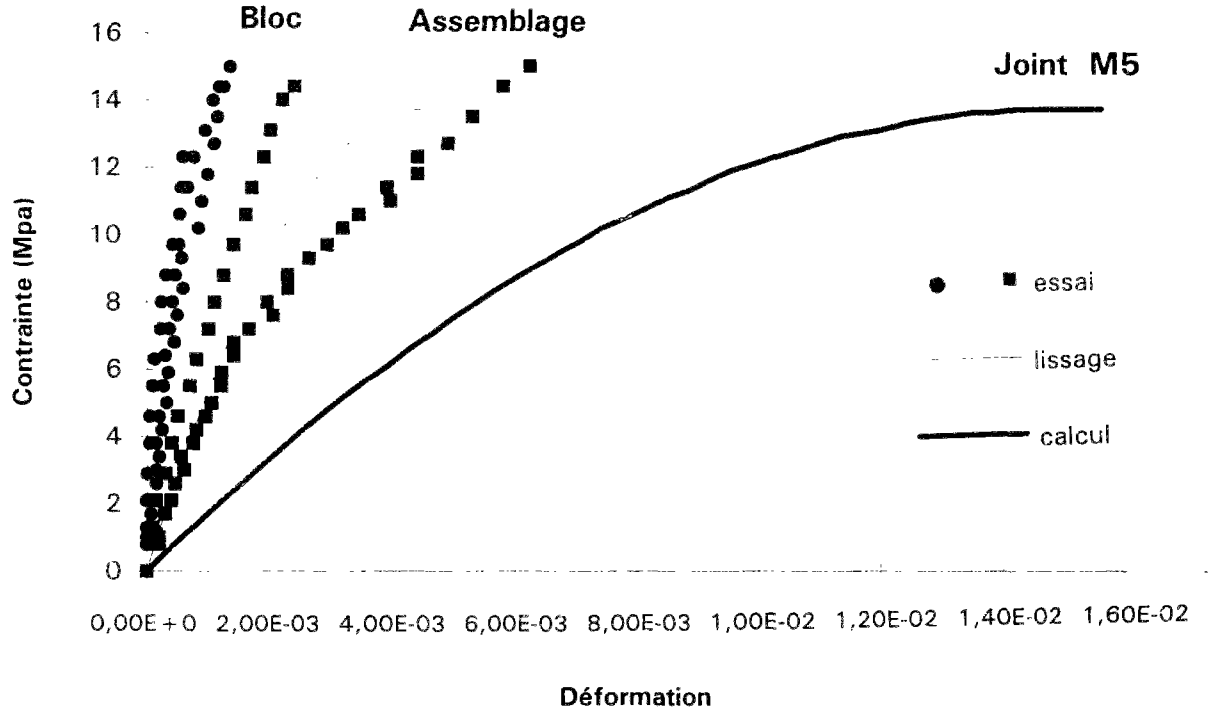


Figure 2.12- Courbe (σ-ε) de calcul du mortier M5.

2-5.6.2 La méthode directe:

La méthode directe consiste à faire des essais sur des éprouvettes de mortier découpées directement dans les joints des assemblages après durcissement. Cette méthode permet de tenir compte de l'effet de succion. Afin de faciliter le décollement du joint, sans perturber les mouvements d'eau entre les matériaux, un film de papier absorbant très fin, a été interposé entre le joint et les faces de pose des blocs.

Les essais de compression ont été faits sur des éprouvettes de 4x4x2 cm^3. L'épaisseur des joints utilisés étant de 2 cm, l'élancement géométrique des éprouvettes de mortier est alors égal à 2. Après rectification des faces de pose, les éprouvettes ont été instrumentées avec des jauges de déformation dans le sens du chargement pour déterminer la loi de comportement et transversalement pour la mesure du coefficient de poisson. La base de mesure est de 15 mm et l'incertitude de la mesure est de ± 0.001.

L'influence du type de support sur les caractéristiques mécaniques du mortier des joints a également été mis en évidence par cette étude. Trois types de supports ont été utilisés:

- **moule métallique:** Il s'agit du moule habituellement utilisé pour la confection des éprouvettes de mortier pour l'essai d'écrasement normalisé. Dans ce moule, l'eau reste dans le mortier puisqu'il n'y a pas de succion.

- **bloc à enduire:** Ce sont des blocs tirés du même lot que ceux utilisés pour les essais de la recherche. Ces blocs sont destinés à être enduits.

- **bloc apparent:** Ce sont des blocs destinés à rester apparent. Ils sont caractérisés par la présence d'un hydrofuge de masse dans le béton qui limite la succion, une petite granulométrie et une texture fine.

Il est à noter que de part la complexité et l'interdépendance des phénomènes mis en jeu, l'objectif dans cette recherche est uniquement de mettre en évidence l'influence importante du support et donc de la succion sur la résistance du mortier.

La figure 2.13 montre les courbes contraintes et déformations du mortier pour les différents types de supports étudiés.

La valeur du coefficient de Poisson est de 0,25.

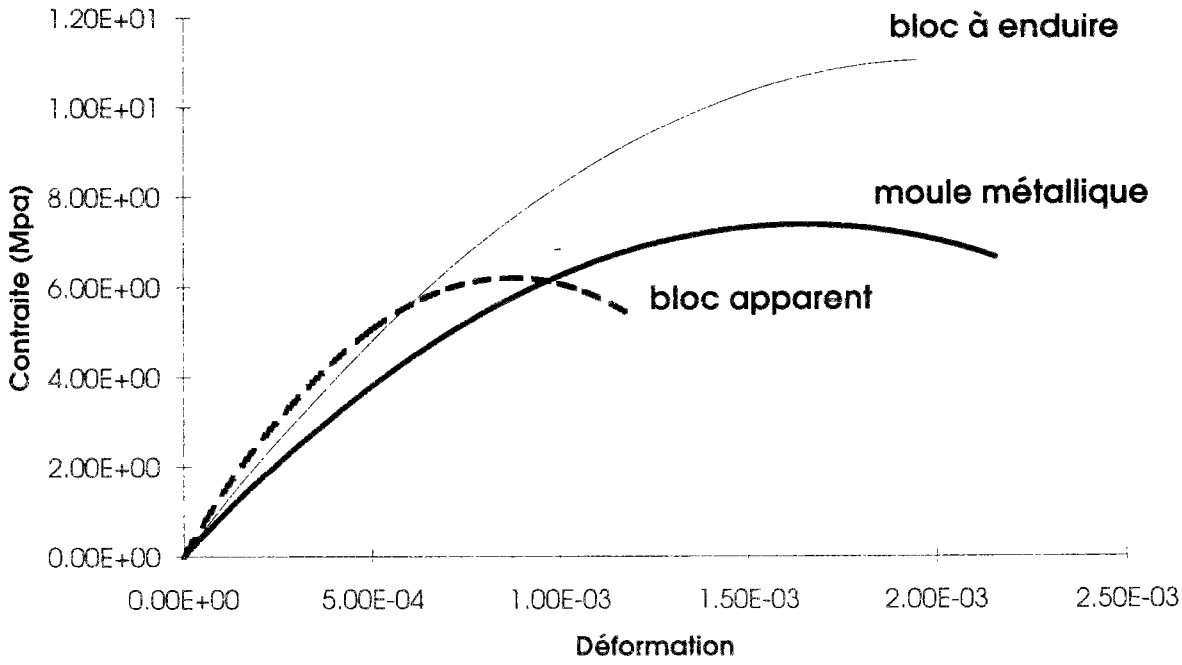


Figure 2.13- Courbe (σ-ε) du mortier pour différents types de support.

A la lecture de ces courbes nous pouvons faire les commentaires suivants:

La résistance mécanique du mortier au contact du support "bloc à enduire" est supérieure à celle obtenue pour les mortiers du moule métallique et du support "bloc apparent".

Deux phénomènes peuvent, à notre avis, expliquer ce résultat:

Dans le cas du support "bloc à enduire", la succion hydraulique est telle que la teneur en eau résiduelle du mortier est plus faible que la teneur en eau initiale. Sous réserve que cette teneur en eau reste suffisante pour assurer une hydratation correcte du ciment, il en résulte donc naturellement une amélioration des caractéristiques mécaniques du mortier. Tout se passe comme si le mortier avait un pouvoir de rétention d'eau suffisant pour s'opposer à toute absorption excessive des blocs.

A l'inverse, le moule métallique n'exerce aucune succion hydraulique. Le mortier conserve donc pendant la cure une teneur en eau proche de la teneur initiale. A l'état durci, il est donc plus poreux et de moindre résistance. De même, le support "bloc apparent", par l'addition d'un hydrofuge de masse à la fabrication des blocs, la succion hydraulique est faible et la résistance obtenue est également faible.

2-5.6.3 Comparaison des résultats des deux méthodes:

La figure 2.14 présente les courbes σ-ε du mortier M30 obtenues par les deux méthodes précédentes.

L'analyse de ces courbes montre une différence de l'ordre de 30% entre les résultats des deux méthodes. Cette différence peut être expliquée par d'une part les dispersions importantes des résultats de ce type de matériau et d'autre part par les interactions mutuelles entre les blocs et les joints de mortier et aussi par les erreurs inévitables dues au calcul de lissage des courbes expérimentales.

La méthode indirecte a tendance à sous-estimer la valeur du module d'élasticité initial du mortier; caractéristique mécanique très importante dans l'étude du comportement des structures. De plus, elle ne peut mettre en évidence la rupture qui peut survenir au niveau du joint de mortier. Les résultats de cette méthode ne peuvent donc être utilisés que dans le cas d'une étude globale du comportement des maçonneries.

La méthode directe par contre, a l'avantage de nous donner les caractéristiques mécaniques intrinsèques du mortier, données nécessaires pour une modélisation plus fine du comportement des maçonneries.

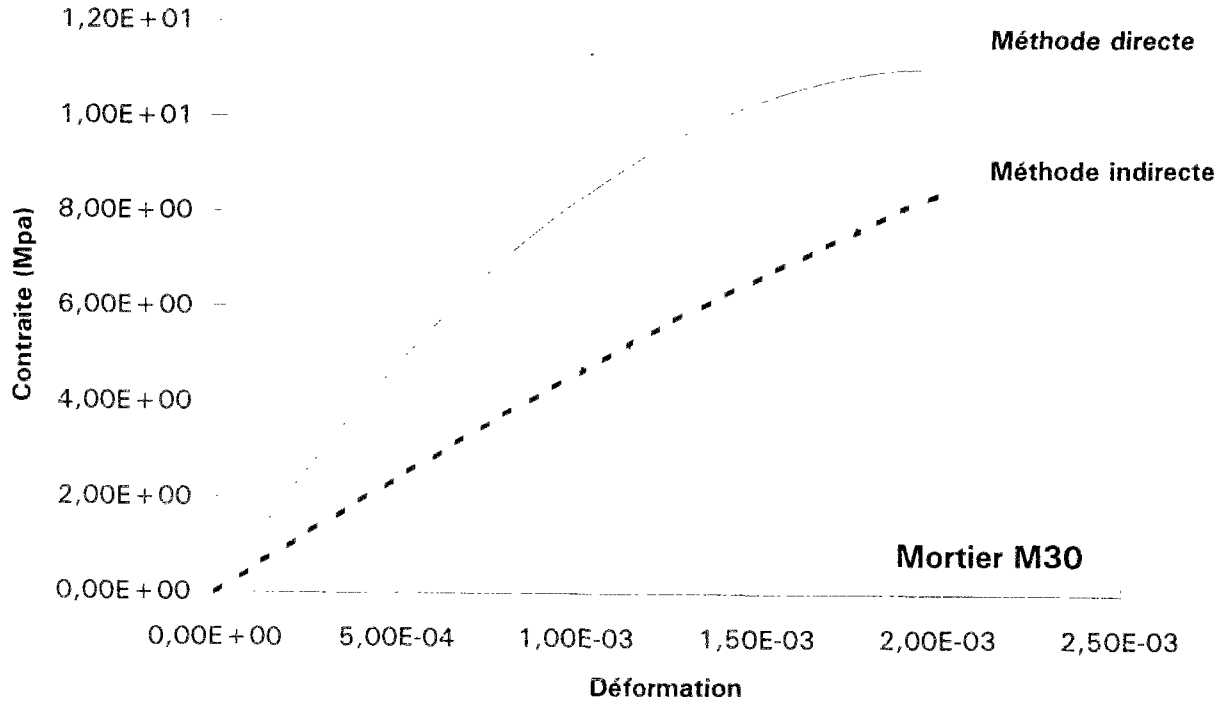


Figure 2.14- Courbes (σ-ε) du mortier M30 obtenues avec chacune des deux méthodes.

2-6 Essai excentré sur assemblages: mise au point d'un dispositif expérimental

Dans les maçonneries de petits éléments, la présence des joints horizontaux influence considérablement le comportement de la maçonnerie. Le joint de mortier est souvent un point de faiblesse et provoque des rotations importantes de l'élément et en particulier sous charge excentrée.

La tendance à la rotation est influencée par:

- la nature du mortier du joint,
- l'épaisseur du joint,
- le type de bloc (plein, creux, etc.),
- les dimensions des blocs et en particulier l'épaisseur.

L'influence de chacun des paramètres, comme l'épaisseur du joint, ne peut être étudiée séparément du fait des interactions mutuelles entre les blocs et les joints de mortier. Il est donc nécessaire d'étudier le comportement du joint de mortier dans son "milieu".

Les assemblages utilisés sont constitués de deux demi-blocs entrecoupés par un joint de mortier.

L'essai consiste donc à étudier pour un effort normal donné, maintenu constant, la variation de l'excentricité de l'effort (ou du moment) avec la courbure des matériaux constitutifs de l'assemblage. Il permet également d'étudier l'influence du type de mortier, de l'épaisseur du joint et des blocs sur la déformabilité des matériaux utilisés.

Pour maintenir le chargement constant tout en provoquant un moment à la tête de l'assemblage, nous avons été amenés à étudier et à concevoir un dispositif expérimental spécifique.

2-6.1 Description du dispositif expérimental:

Le dispositif expérimental est constitué de deux poutres métalliques en croix suffisamment rigides pour transmettre les efforts appliqués à l'assemblage.

Ce dispositif permet de tester des éléments en maçonnerie d'une largeur maximale de 500 mm et d'une épaisseur maximale de 300 mm. Ces dimensions sont choisies de façon à pouvoir essayer une large gamme de produits en maçonnerie (ou tout autre matériau d'ailleurs) et en particulier les éléments creux où la géométrie interne ne permet pas de réduire les dimensions des échantillons par découpage comme c'est le cas pour les éléments pleins.

Le moment qui s'exerce sur l'assemblage est créé par deux efforts appliqués sur les poutres. L'effort principal N est transmis le long de l'axe de la presse de 5000 KN par une rotule à la poutre. L'effort N est centré. L'effort P est appliqué par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique d'une capacité de 50 KN.

La figure 2.15 montre le schéma simplifié du dispositif.

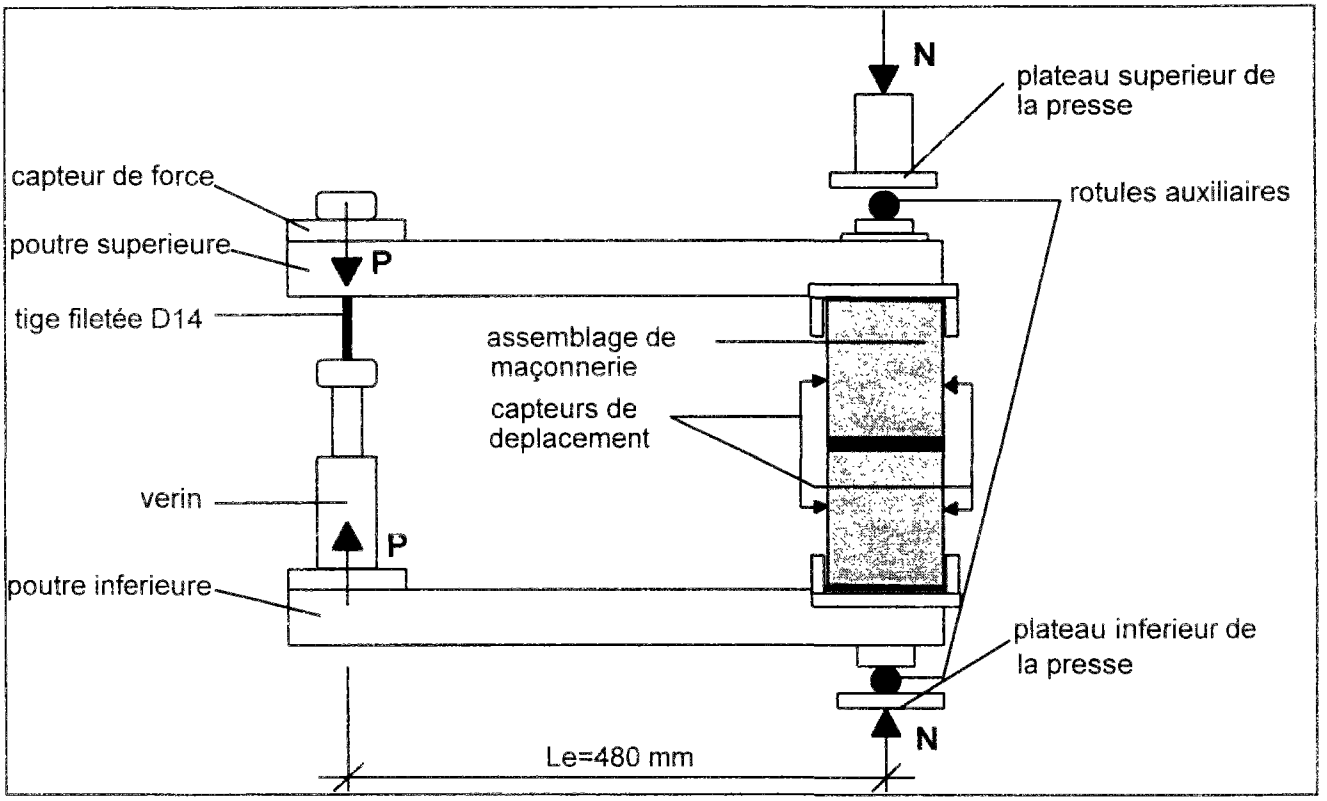


Figure 2.15: Schéma simplifié du dispositif expérimental.

En changeant le rapport des efforts N et P (diminuer N d'un incrément ΔN et augmenter P du même incrément), il est possible, sans changer l'effort total appliqué (N+P), de perturber l'équilibre du système et ainsi de provoquer la rotation de l'assemblage en créant un moment en la tête de celui-ci.

L'encastrement partiel de l'assemblage avec les poutres métalliques est assuré par serrage avec des boulons en prenant la précaution d'interposer des plaques métalliques pour éviter le poinçonnement des blocs. La figure 2.16 est la photographie du dispositif expérimental adopté.

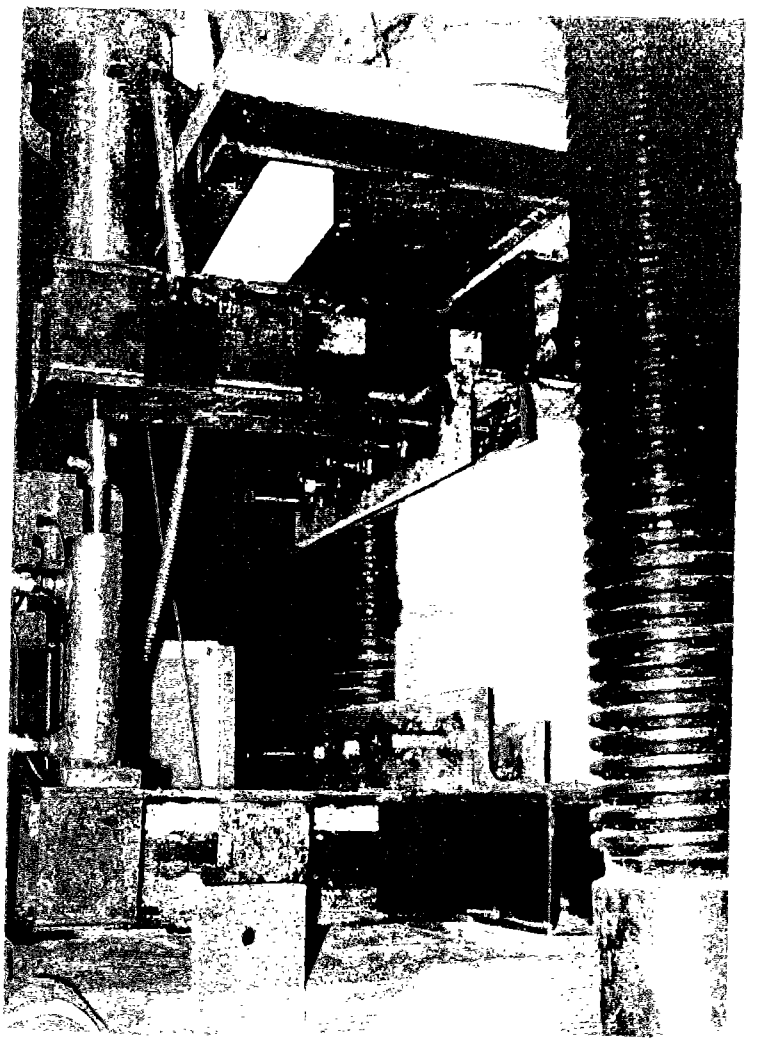


Figure 2.16- Photographie du dispositif expérimental.

2-6.2 Dispositif de mesure des charges:

Dans ce dispositif, la charge auxiliaire est créée par la poussée d'un vérin hydraulique d'une capacité de 50 KN. Le vérin est alimenté par une pompe munie d'un distributeur à trois positions (compression, neutre, traction). Ces trois positions servent à choisir le mode de fonctionnement du vérin. Les tuyaux flexibles utilisés sont de haute résistance avec raccords à billes qui gardent toute la partie du système fermée en cas de réparation ou de changement. La mesure de la charge du vérin a été faite à l'aide d'une cellule dynamométrique.
Les caractéristiques de ce capteur sont:

- l'étendue de mesure est de 50 KN
- la précision de la mesure est de 25 daN,
- le capteur est fabriqué en acier inoxydable,
- la température d'utilisation varie de -20°c à +80°c

La figure 2.17 est une photographie du capteur utilisé.

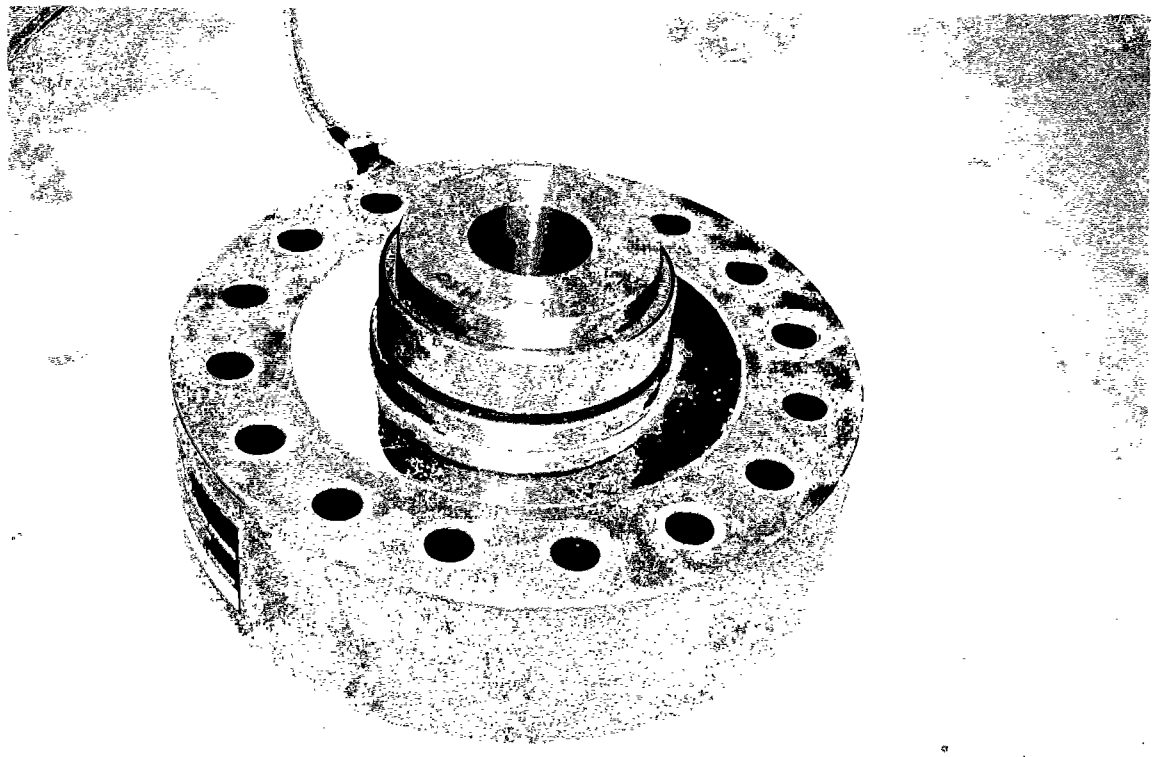


Figure 2.17- Photographie du capteur de force.

A chaque palier de chargement, la valeur de l'excentricité de l'effort total appliqué est calculée par la formule suivante:

$$e = \frac{Le \cdot P}{N + P}$$

où Le est la distance entre les points d'application des deux efforts N et P.

2-6.3 Dispositif de mesure de la courbure:

Le dispositif de mesure de la courbure est composé de deux paires de capteurs de déplacement de type L10R d'étendue de mesure de 5 mm. La base de mesure est respectivement de 150 mm pour la mesure de la courbure des assemblages et 40 mm pour les mesures locales au niveau du joint.

A chaque palier de chargement, la valeur de la courbure est calculée avec la formule suivante reliant les déformations des fibres extrêmes de l'assemblage à la courbure:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h'}$$

où ε_1 et ε_2 sont respectivement, les déformations de la fibre comprimée et de la fibre moins comprimée ou tendue et h' la distance entre les axes des capteurs.

2-6.4 Précision des mesures de l'excentricité et de la courbure:

Les capteurs utilisés sont de type L10R. Leur course est de 5 mm sur laquelle les défauts de linéarité sont très faibles. La précision peut être estimée à 0.001 de la pleine échelle. L'erreur absolue commise sur une mesure est de ±0.002 mm.

a- <u>cas de la courbure:</u>

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h'} = \frac{\Delta l_1 - \Delta l_2}{l.h'} = \frac{\Delta l}{l.h'}$$

Δl_1 et Δl_2 sont les variations dimensionnelles des capteurs de déplacement.

L'erreur relative commise sur la courbure est:

$$\frac{\delta(\frac{1}{r})}{(\frac{1}{r})} = \frac{\delta(\Delta l)}{\Delta l} + \frac{\delta l}{l} + \frac{\delta h'}{h'}$$

où:

$h' = 220 \pm 5$ mm : si l'on veut comparer les essais sur deux corps d'épreuve différents,

$l = 150 \pm 2$ mm : base de mesure des déformations de l'assemblage,

$\Delta l \leq 5$ mm : course des capteurs L10R utilisés,

$\delta(\Delta l) = 0.04$: erreur absolue sur la mesure des déformations.

d'où:

$$\frac{\delta(\frac{1}{r})}{(\frac{1}{r})} \leq \frac{0.04}{5} + \frac{2}{150} + \frac{5}{220} = 0.05 = 5\%$$

Si l'on désire comparer deux valeurs d'un même essai : $\delta h = 0$

$$\frac{\delta(\frac{1}{r})}{(\frac{1}{r})} \leq 0.02 = 2\%$$

b- <u>cas de l'excentricité:</u>

$$e = \frac{Le \cdot P}{N + P}$$

L'erreur relative commise sur la mesure de l'excentricité est donnée par:

$$\frac{\delta e}{e} = \frac{\delta P}{P} + \frac{\delta Le}{Le} + \frac{\delta(N+P)}{(N+P)}$$

Or, on peut écrire:

$$\frac{\delta(N+P)}{(N+P)} \leq \frac{\delta P}{P} + \frac{\delta N}{N}$$

Et l'erreur relative s'écrit finalement:

$$\frac{\delta e}{e} \leq 2 \cdot \frac{\delta P}{P} + \frac{\delta Le}{Le} + \frac{\delta N}{N}$$

Où:

$\frac{\delta P}{P} = 0.005$ erreur relative sur l'étendue de mesure (valeur donnée par l'étalonnage du vérin réalisé au C.S.T.B).

$\frac{\delta N}{N} = 0.006$ erreur relative sur l'étendue de mesure (valeur donnée par le dernier étalonnage de la presse réalisé au CSTB)

$Le = 480 \pm 10\ mm$ distance entre les points d'application des efforts peut être évaluée à 10 mm près en tenant compte des rotations parasites du dispositif.

D'où l'erreur relative commise sur la mesure de l'excentricité est:

$$\frac{\delta e}{e} \leq 0.04 = 4\%$$

2-6.5 Procédure de mise en charge:

La montée en charge se fait d'abord par l'effort centré N jusqu'à la valeur de la charge totale choisie, le vérin étant maintenu en position neutre. Après vérification du centrage de l'effort N par lecture des déformations des capteurs de déplacement, nous commençons à diminuer l'effort principal N par palier de 2.5 KN alors que la charge P du vérin est augmentée de la même valeur de façon à ce que la charge totale (N+P) soit maintenue constante.

Les valeurs des déformations sont prises à chaque palier de chargement et l'essai est conduit jusqu'à la rupture du matériau qui peut survenir par écrasement des blocs, par écrasement du joint de mortier ou encore par décollement entre le bloc et le joint de mortier.

La même procédure est répétée pour d'autres valeurs de la charge totale.

2-6.6 Avantages de ce type d'essai:

Les avantages de ce type d'essai par rapport à l'essai excentré pour lequel l'excentricité de la charge est maintenue constante jusqu'à la rupture sont:

- il permet de limiter la dispersion des résultats d'essais en exploitant le même échantillon à effort constant en faisant varier l'excentricité jusqu'à la rupture.
- il simule mieux le comportement du joint de mortier dans le mur.
- c'est un essai économique : il ne nécessite pas un nombre important d'essai sur assemblages et sur trumeaux.

Le tableau 2.5 résume le programme d'essai.

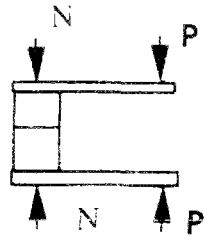
caractéristiques des maquettes			Caractéristiques des joints		Sollicitations		Schéma
Nature de l'essai	Type de bloc	Dimensions (cm)	Type de mortier	Epaisseur (cm)	Nbre. d'essais	Charge (Kn)	
compression excentrée sur assemblage	béton de ciment	15x41x50	M30	1	2	N+P=300	
					2	N+P=200	
					1	N+P=150	
					2	N+P=125	
					1	N+P=100	
		15x42x50		2	1	N+P=300	
					1	N+P=200	
					1	N+P=100	
		15x41x50	M5	1	2	N+P=300	
					2	N+P=200	
					1	N+P=150	
					2	N+P=100	
		15x42x50		2	1	N+P=250	
					1	N+P=200	
					1	N+P=100	
	béton cellulaire	15x40x50	colle	-	2	N+P=200	
					2	N+P=150	
					2	N+P=100	

Tableau 2.5- Programme d'essai excentré sur assemblage.

2-6.7 Résultats des essais excentrés sur assemblages:

2-6.7.1 Courbes effort-excentricité-courbure: $e(\frac{1}{r}, N)$

Pour pouvoir être exploités et notamment pour pouvoir donner lieu à une comparaison avec les valeurs à caractère théorique, certains résultats bruts d'excentricité et de courbure ont été corrigés par des "remises à zéro" pour tenir compte des défauts de centrage des assemblages dans le dispositif et des défauts locaux, en particulier au niveau du mortier.

La méthode utilisée consiste à éliminer les points aberrants en prolongeant la courbe expérimentale jusqu'à l'intersection avec les axes d'excentricité et de courbure en exploitant le fait que le comportement du matériau est élastique linéaire au début du chargement et d'ajouter les écarts d'excentricité et de courbure obtenus aux différentes valeurs d'essais.

Les figures 2.18,2.19 et 2.20 ci-dessous montrent l'allure générale des courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ pour différentes charges appliquées.

D'une façon générale, la forme de ces courbes est comparable à l'allure générale des courbes des lois de comportement des matériaux élastoplastiques avec une partie linéaire suivie d'une partie non-linéaire. La courbure et l'excentricité maximales sont d'autant plus petites que la charge totale appliquée est grande.

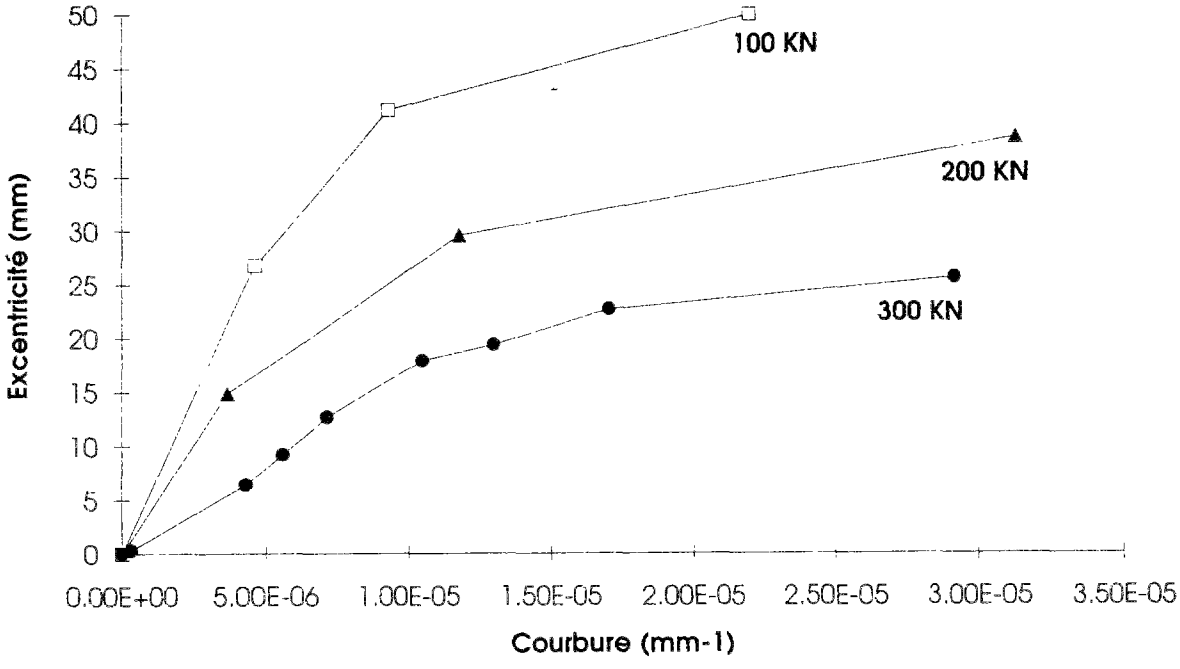


Figure **2.18-** Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ des assemblages pour le mortier M30.

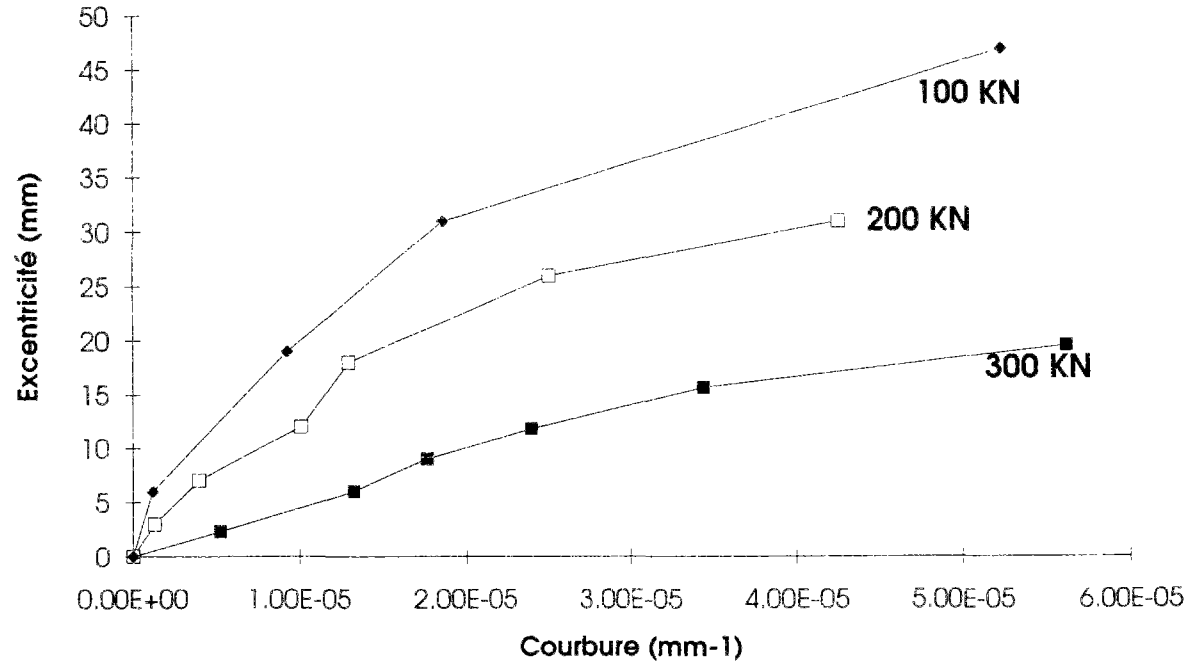


Figure 2.19- Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ des assemblages pour le mortier M5.

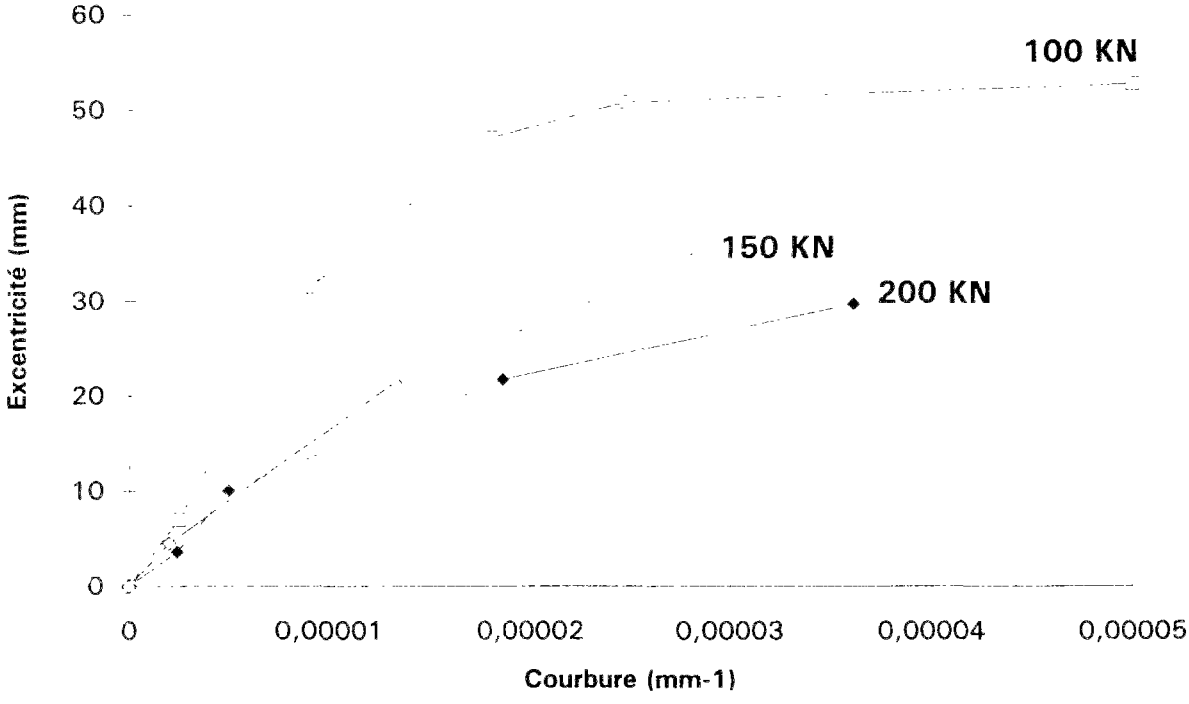


Figure 2.20- Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ des assemblages de béton cellulaire.

La figure 2.21 ci-dessous montre les courbes $e(\frac{1}{r},N)$ de l'assemblage des mortiers M30 et M5 pour une charge totale de 100 KN.

Ces courbes mettent en évidence l'influence importante du type de mortier sur la courbure des assemblages. On constate en effet, qu'à courbure égale, l'excentricité résultante est supérieure pour le cas du mortier M30. Ceci est dû à sa grande rigidité par rapport au mortier M5.

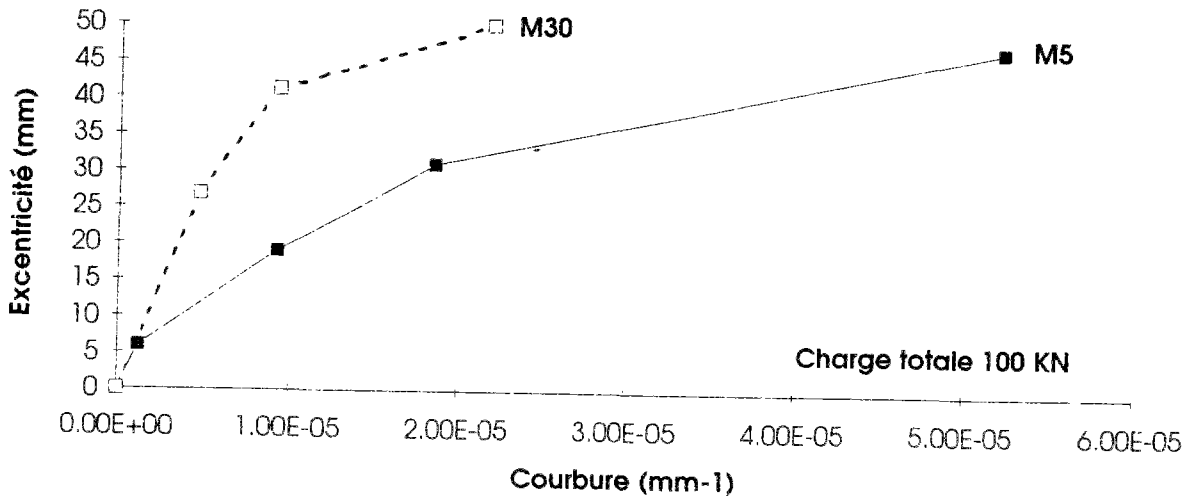


Figure 2.21- Influence du type de mortier sur les lois $e(\frac{1}{r},N)$.

La figure 2.22 présente les courbes $e(\frac{1}{r},N)$ de l'assemblage et du joint de mortier pour une charge totale de 150 KN pour le cas du mortier M30. Sur cette figure, nous constatons que la courbure de l'assemblage est plus petite que celle du joint de mortier.

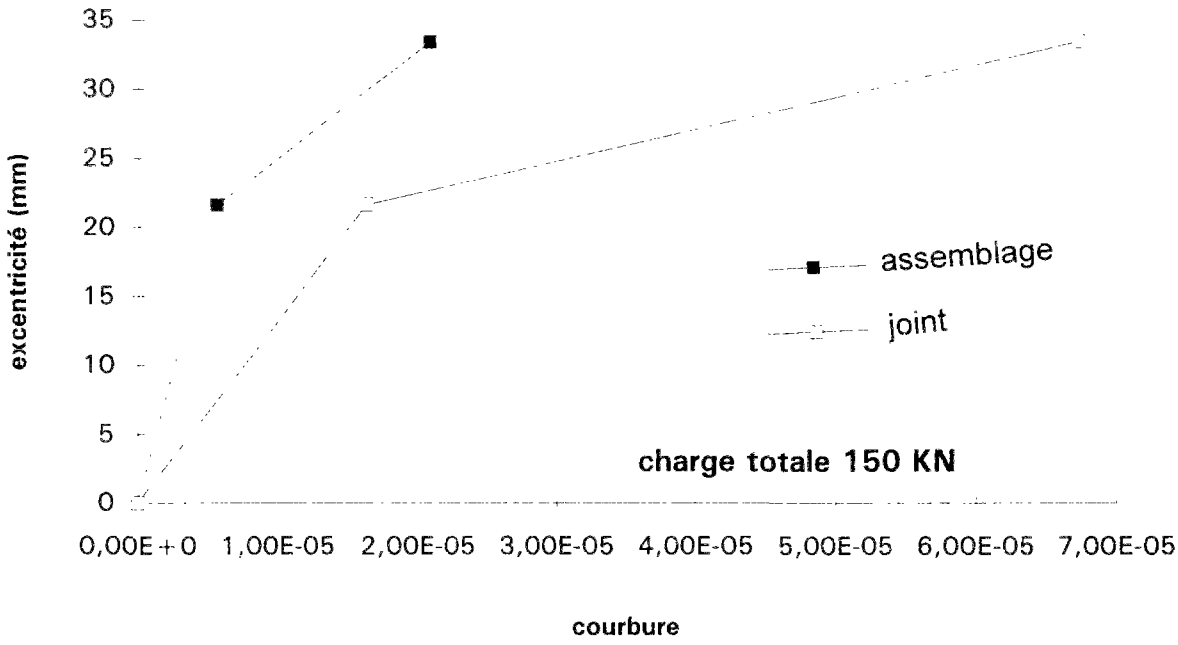


Figure 2.22- Courbes $e(\frac{1}{r},N)$ de l'assemblage et du joint de mortier M30.

2-6.7.2 Mode de rupture:

Deux modes de rupture ont été observés.

Pour les fortes charges (200 et 300 KN), la rupture se produit par écrasement des blocs du côté de la face comprimée et par décollement du joint sur la face tendue.

En revanche, pour les faibles charges (150 et 100 KN), on constate un écrasement du mortier du joint sur le bord comprimé et un décollement du joint du coté tendu.

Ce résultat peut s'expliquer par le fait que pour les faibles charges, l'excentricité et la courbure induites sont plus importantes que dans le cas des fortes charges, il se produit alors une concentration de contraintes au niveau du joint de mortier provoquée par la diminution de la section utile de l'assemblage.

Dans le cas du béton cellulaire, la rupture se produit par fissuration transversale des blocs. En aucun cas, la rupture s'est produite par décollement du joint de colle. La résistance à la traction des blocs est inférieure à la résistance à l'adhérence bloc-mortier.

Les figures 2.23 et 2.24 sont des photographies des assemblages prises après rupture.

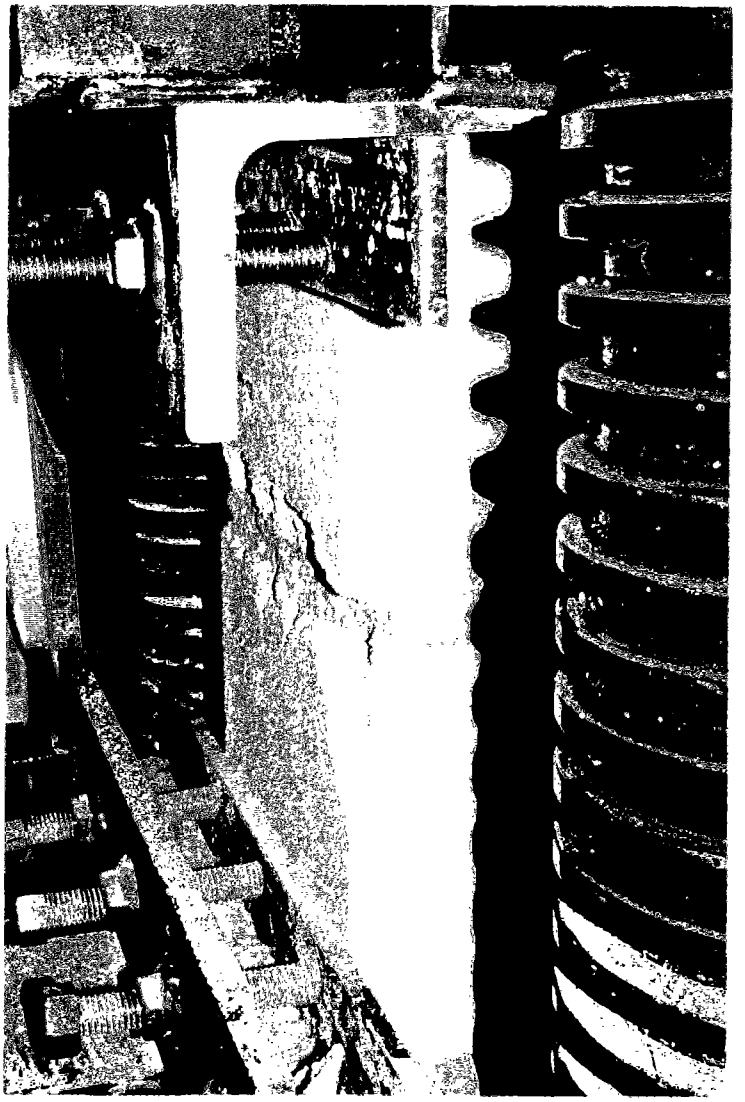


Figure 2.23- Vue de la rupture de la face comprimée de l'assemblage pour une charge de 300 KN.

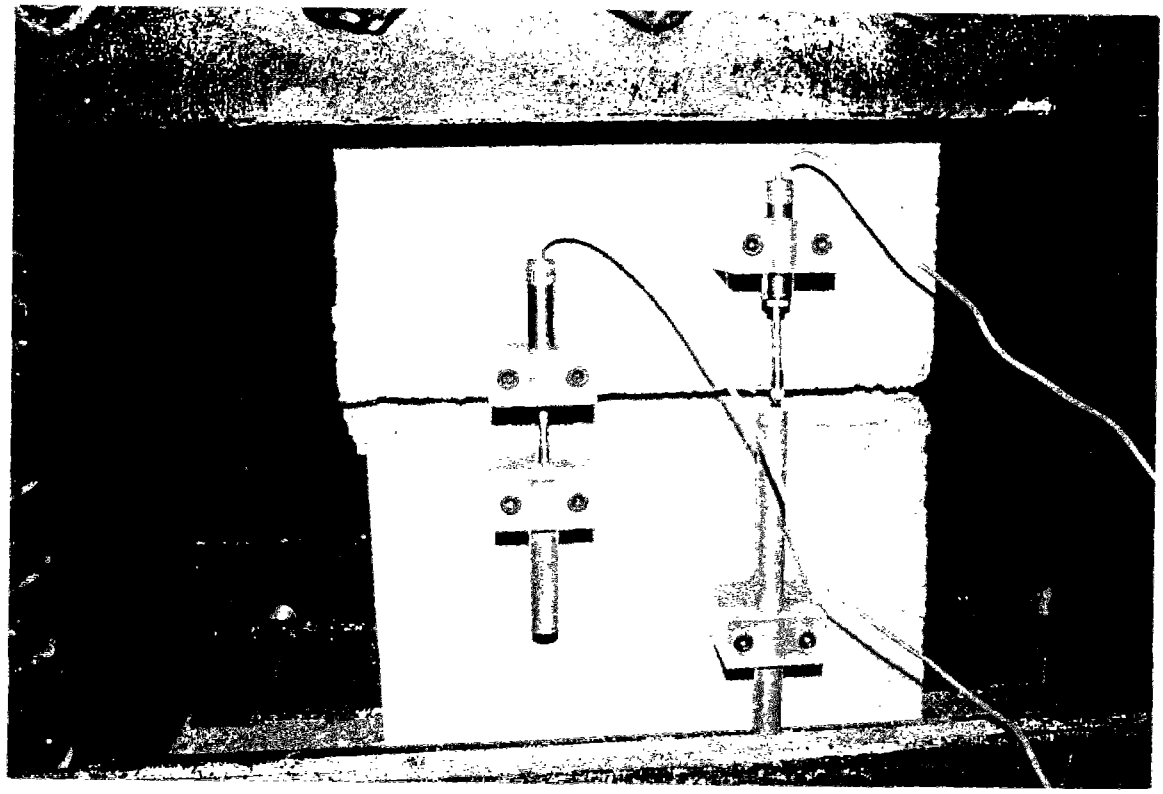


Figure 2.24- Vue de la rupture de la face tendue de l'assemblage pour une charge de 300 KN.

2-6.8 Fonctionnement et améliorations possibles du dispositif expérimental :

L'analyse des résultats d'essais montre que le fonctionnement du dispositif est satisfaisant. L'étendue de son champ d'applications est vaste. En effet ce dispositif peut servir à la mesure de la résistance à la traction sous charge verticale excentrée des éléments en maçonnerie.

Cependant des améliorations peuvent être apportées en particulier au niveau de l'asservissement du vérin et de la presse. L'asservissement du vérin utilisé est manuel de ce fait les imprécisions sur les valeurs des paliers des charges sont importantes et le nombre de points de mesures est faible.

Nous pouvons améliorer le fonctionnement du dispositif en reliant l'asservissement du vérin à celui de la presse, et en prévoyant une saisie en continue des résultats pour améliorer la précision du modèle.

2-7 Essai de compression sur trumeaux:

Les trumeaux ont été essayés sous charges centrées ou excentrées sous une presse Losenhausen de 5000 KN. Des rotules auxiliaires ont été interposées entre éléments d'essais et plateaux de la presse pour permettre d'une part une libre rotation des extrémités du trumeau et d'autre pour que l'excentricité de la charge soit aussi précisément définie que possible.

Il est à noter que pour ces essais de validation, nous nous sommes limités à l'étude de trumeaux montés avec des joints de mortier M30 de 1 cm d'épaisseur.

Le tableau 2.6 résume le programme d'essai sur trumeaux.

Nbre. d'essai	Caractéristiques des maquettes			Excentricité initiale (mm)	Schéma
	Type de bloc	Type de mortier	Dimensions (cm)		
2	béton de			0	
2	ciment	M30	15x100x240	25	
2				40	
1	béton	colle	15x90x240	0	
1	cellulaire		15x90x240	25	

Tableau 2.6- Programme d'essai sur trumeaux.

2-7.1 Dispositif de mesure des déformations:

Le dispositif de mesure des déformations comporte des capteurs électriques de déplacement de type L10R d'une plage de mesure de ± 5 mm. L'erreur de mesure de ces capteurs est de ± 0.02 mm. Ces derniers ont été fixés sur une règle en aluminium placée le long de l'axe du trumeau à l'aide d'un appui couteau à la partie haute du trumeau et d'un appui rotule à sa base.

Cette règle matérialise ainsi l'axe initial de la tranche verticale du trumeau. Ces capteurs permettent ainsi les mesures des déformations globales du trumeau et des flèches en haut, en bas et à mi-hauteur du trumeau. La base de mesure des déformations globales est de 1980 mm.

Des capteurs de déformations locales ont été également placés sur les faces de parement au droit des joints de mortier à mi-hauteur du trumeau. Ils sont constitués par des capteurs de type L2R. La base de mesure étant de 100 mm.

La figure 2.25 montre un schéma du dispositif adopté.

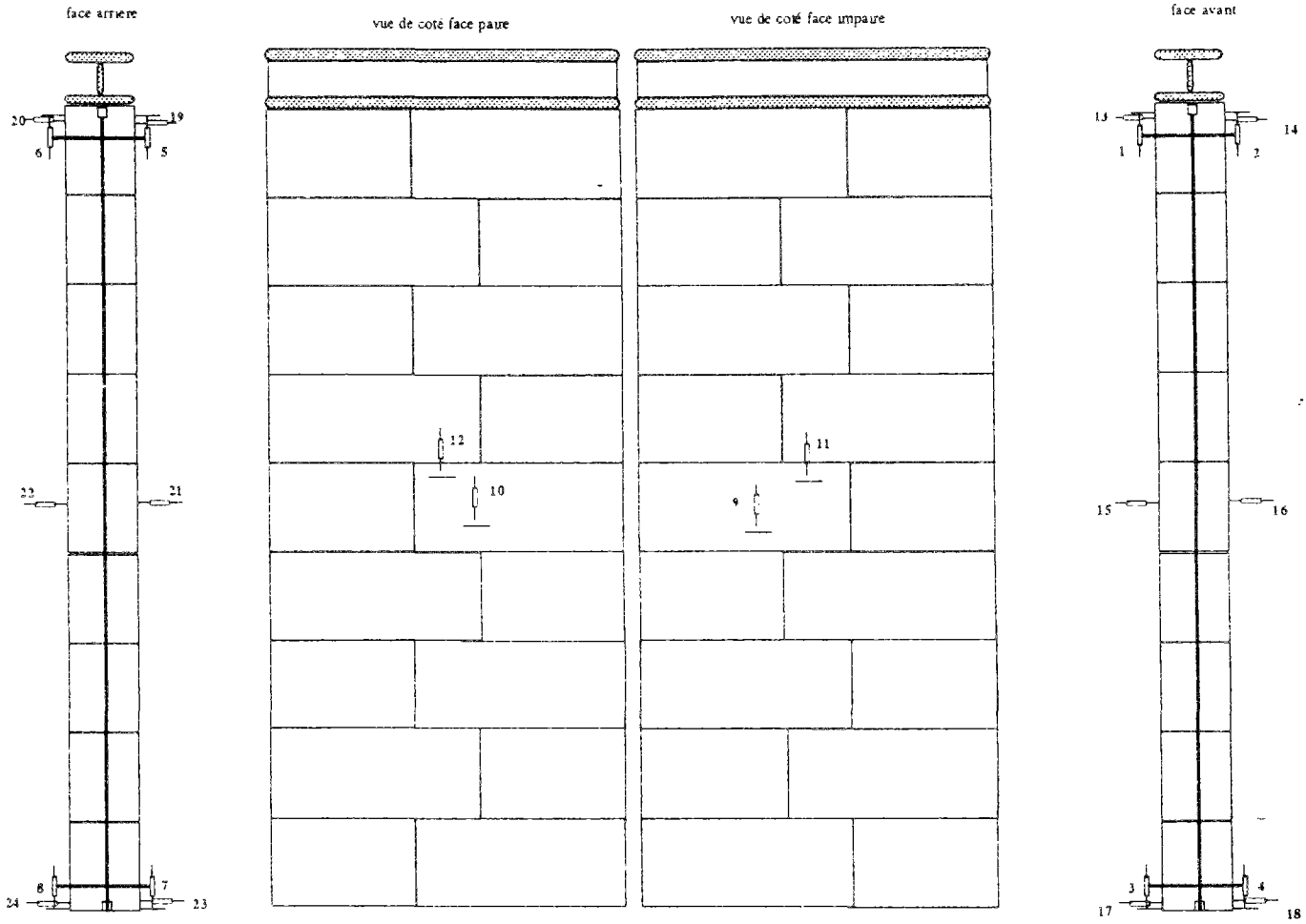


Figure 2.25- Dispositif de mesures des déformations des trumeaux.

Ce dispositif trouve une première utilisation dans la phase de préchargement de l'essai au cours de laquelle on détermine la position du plan mécanique moyen.

En effet, les maçonneries de cette campagne d'essais, sont formés d'un ensemble de blocs jointoyés par un mortier dont la disposition présente un certain décalage entre eux. De ce fait, les caractéristiques de déformabilité et de résistance ne sont pas uniformes dans les sections transversales dont le centre de gravité déterminé géométriquement n'est pas le centre de gravité mécanique. Or la notion d'excentricité n'a de sens que par rapport au centre de gravité mécanique dont la position doit être déterminée expérimentalement comme étant la position du plan de chargement pour laquelle les déformations des fibres extrêmes sont égales.

Cette détermination intervient au début de l'essai. Pour éviter le chargement et déchargement de l'élément qui perturbe souvent les conditions de contact, et particulièrement dans le cas d'utilisation de rotules auxiliaires, nous proposons donc une méthode simple qui permet d'évaluer l'excentricité réelle initiale de la charge à partir de la mesure des déformations globales des trumeaux.

2-7.2 Proposition d'une méthode d'évaluation de l'excentricité initiale:

Cette méthode est basée sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire de la maçonnerie. Cette hypothèse peut être considérée valable au stade du préchargement puisque la valeur de la précharge ne représente qu'environ 10% de la charge de rupture en chargement centré.

Soit σ_1 et σ_2 les contraintes sur les fibres extrêmes, en appliquant les équations de la théorie des poutres en flexion composée appliquées à une section rectangulaire d'épaisseur h et de hauteur b sous l'action d'un effort normal N excentré de e:

$$\sigma_2 = -\frac{N}{b \cdot h} + \frac{6 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} \qquad (1)$$

$$\sigma_1 = -\frac{N}{b \cdot h} - \frac{6 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} \qquad (2)$$

(1)+(2) donne:

$$\sigma_2 + \sigma_1 = -\frac{2 \cdot N}{b \cdot h} \qquad (3)$$

(1)-(2) donne:

$$\sigma_2 - \sigma_1 = \frac{12 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} \qquad (4)$$

(4)/(3) donne:

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} = -\frac{6 \cdot e}{h} \qquad (5)$$

D'où l'on tire l'excentricité e:

$$e = -\frac{h}{6} \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \qquad (6)$$

Le comportement mécanique du mur étant élastique linéaire, en terme de déformation l'équation (6) peut s'écrire:

$$e = \frac{h}{6} \cdot \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_2 + \varepsilon_1} \qquad (7)$$

ε_2 et ε_1 sont respectivement les déformations globales mesurées sur la face tendue et la face comprimée du mur.

2-7.3 Résultats des essais sur trumeaux:

2-7.3.1 Résistance à la compression:

Le tableau 2.7 donne les principaux résultats des essais sur trumeaux.

Caractéristiques des maquettes		Excentricité initiale (mm)	Cont. moy. de rupture (Mpa)	Flèche mesurée (mm)
Type de bloc	Type de mortier			
béton de ciment	M30	0	12.6	1.43
		25	10.4	2.57
		40	5.65	6.21
béton cellulaire	mortier colle	0	4.20	0.25
		25	4.0	2.72

Tableau 2.7- *Résultats des essais sur trumeaux.*

L'analyse des résultats de ce tableau montre que l'influence de l'excentricité sur la résistance des trumeaux est importante. La chute de résistance du mur excentré de 40 mm par rapport à celle du mur centré est de l'ordre de 45%. La figure 2.26 montre la variation de la résistance des murs de blocs en béton avec l'excentricité de la charge.

Le rapport de la résistance du mur sous charge centrée par rapport à celle de l'assemblage est d'environ 0.8 et de 0.5 par rapport à la résistance des blocs. Ceci met en évidence l'influence importante de l'élancement et surtout des joints verticaux puisque la ruine du mur se produit par fendage.

Pour le béton cellulaire, la résistance du mur reste proche de celle du bloc. Leur rapport est de l'ordre de 0.95.

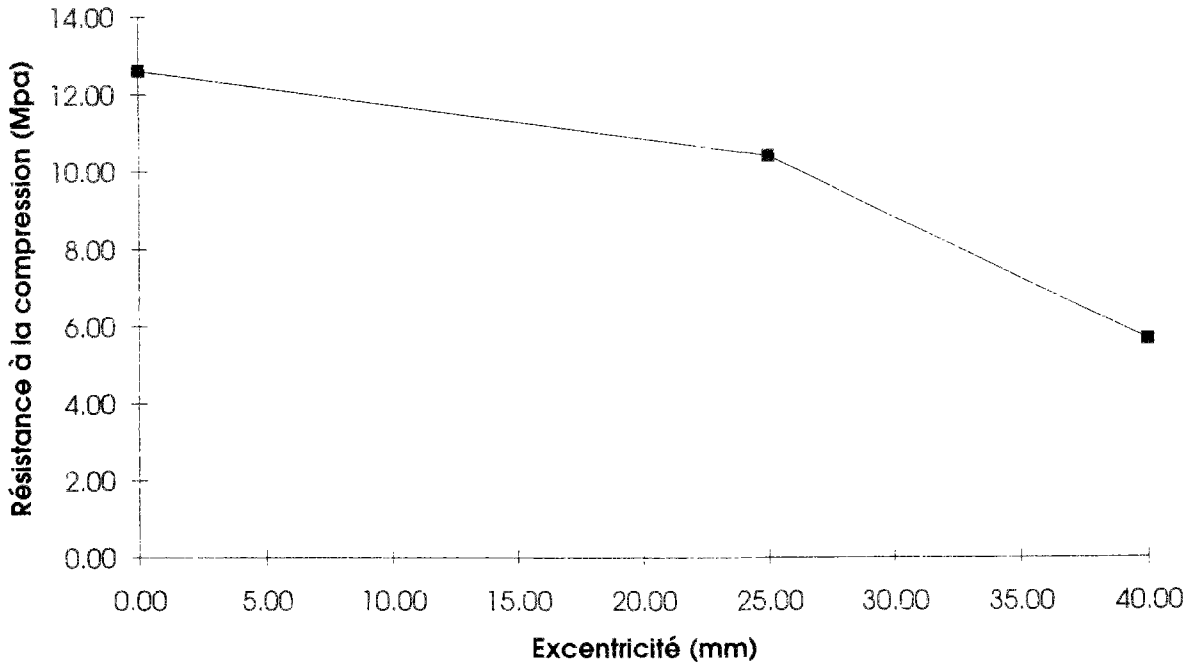


Figure 2.26- Variation de la résistance du mur avec l'excentricité.

Ce tableau présente également les valeurs moyennes de la flèche à mi-hauteur des murs pour les différents cas d'excentricité. Du fait que les capteurs de déplacement ont été retirés avant que survienne la rupture, ces valeurs ne représentent pas les flèches maximales à la rupture des murs.

Nous constatons pour le cas d'une charge centrée, une flèche du mur d'environ 1.43 mm. Ce résultat montre que malgré les précautions prises, les imprécisions sur l'excentricité avec laquelle les charges sont effectivement appliquées aux corps d'épreuve par la presse sont importantes.

2-7.3.2 Courbes de comportement (σ-ε):

A partir des mesures faites par les capteurs de déplacement globaux sur les trumeaux, nous avons tracé les courbes σ-ε pour les différents cas d'excentricité de la charge. La figure 2.27 montre l'allure de ces courbes.

Nous remarquons que l'excentricité de la charge augmente la concavité de la courbe σ-ε. Les déformations en compression et en traction augmentent avec l'excentricité. Ceci peut être expliqué par les effets du second ordre qui s'amplifient avec l'excentricité de la charge et l'élancement.

Nous constatons également que pour une excentricité de 25 mm correspondant à la limite du noyau central de la section droite du mur, les déformations de la face tendue du trumeau restent faibles et proche de zéro au début du chargement.

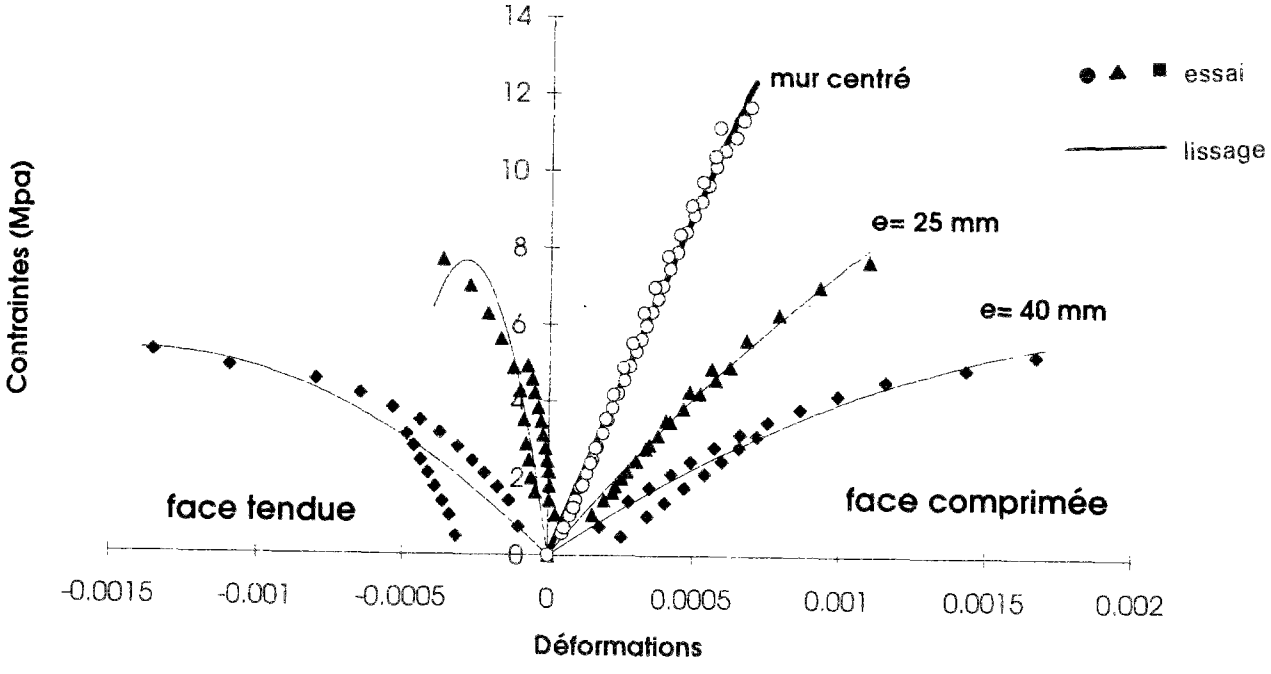


Figure 2.27- Courbes σ-ε globale des trumeaux en bloc pour différentes excentricités.

2-7.3.3 Déformées des trumeaux:

Les déformées ont été tracées à partir des mesures faites à chaque palier de chargement. L'examen des déformées est intéressant à divers égards. Les figures 2.28 et 2.29 en donnent une représentation pour les divers cas de chargement.

Pour chacun de ces murs, nous avons également tracé l'évolution de l'allure de la déformée en fonction de la contrainte moyenne et la variation de la flèche à mi-hauteur du trumeau en fonction également de la contrainte moyenne.

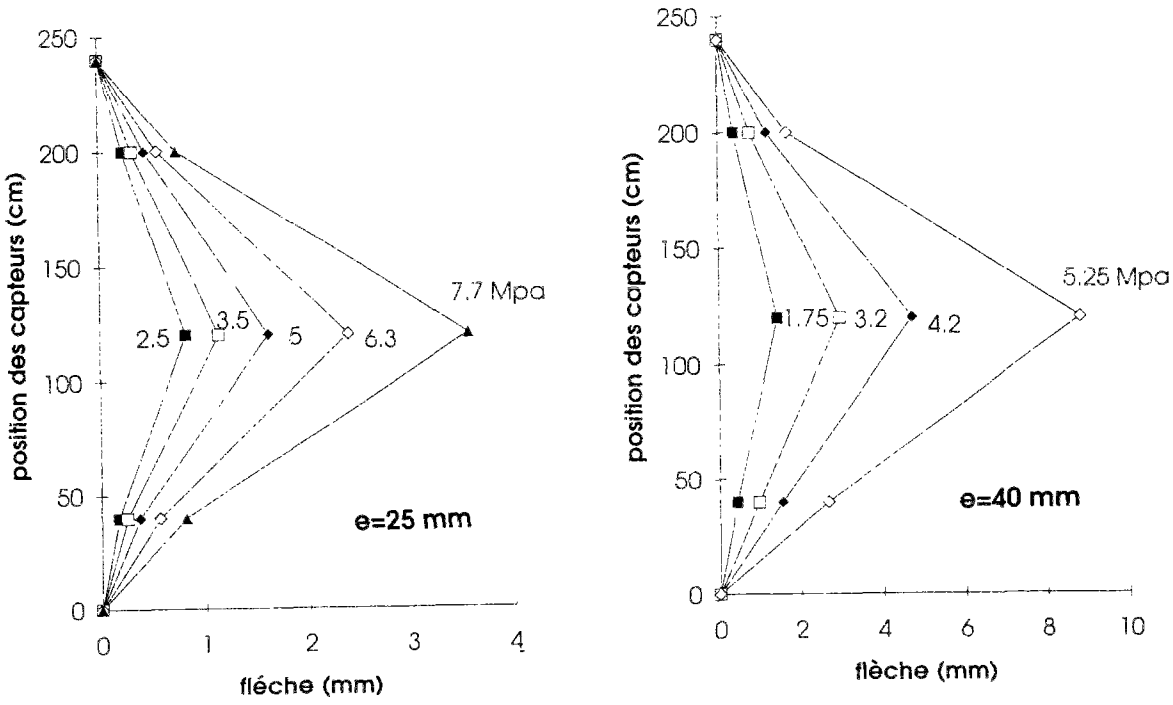


Figure 2.28- Allure des déformées des murs excentricités de 25 et 40 mm.

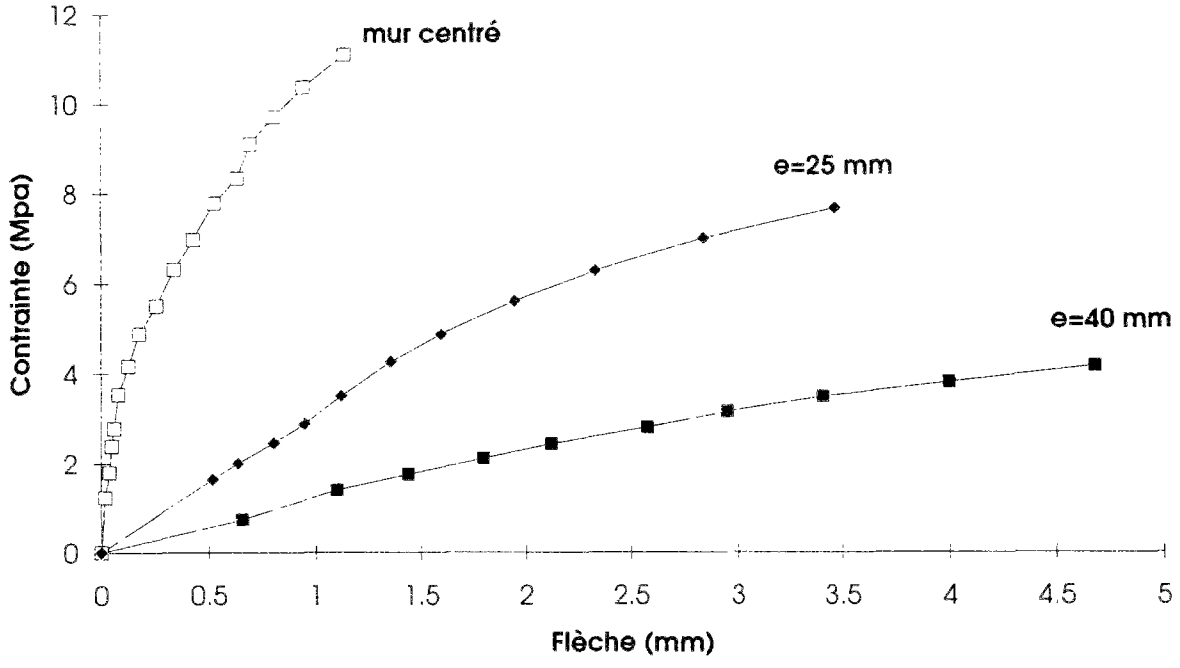


Figure 2.29- Variation de la flèche à mi-hauteur en fonction de la contrainte .

Nous constatons la forme régulière et généralement très symétrique des déformées. L'allure de ces courbes au voisinage des extrémités montre que les rotules auxiliaires n'ont pas bien fonctionné en particulier pour les fortes contraintes de compression.

2.7.3.4- Mode de rupture des trumeaux:

Suivant la valeur de l'excentricité de la charge, on peut observer deux modes de rupture des trumeaux:

Sous charge centrée:

La rupture se produit par fendage. La figure 2.30 montre une photographie de rupture du mur sous charge centrée. L'analyse de la morphologie de la rupture montre que l'initiation des fissures s'est produite à l'interface du joint vertical et des blocs suivi de la rupture par traction des blocs.

En effet l'adhérence entre ces joints et les blocs est très faible. Ceci est principalement dû au mode de montage. Les joints verticaux ne sont remplis en effet qu'une fois que les blocs de la rangés sont mis en place. Pour ne pas décoller les blocs des joints horizontaux, les maçons évitent alors de remplir et de tasser énergiquement les joints verticaux.

Sous charge excentrée:

L'allure de la rupture est caractéristique : sur une face, le joint de mortier est écrasé sur une certaine profondeur, tandis que des fissures horizontales sont apparues sur la face tendue.

Pour les essais des murs excentrés de 25 mm, des fissures verticales sont apparues également au niveau des joints verticaux suivi d'une rupture par fendage des murs.

Dans le cas de l'excentricité de 40 mm, des fissures horizontales sont apparues sur la face tendue avant que ne se manifeste le début d'écrasement du mortier et des blocs sur la face comprimée. La ruine des murs se produit par un déversement latéral. Notons qu'en raison de l'allure dynamique du phénomène, il n'a pas été possible d'observer de façon détaillée le comportement au voisinage de la rupture. Notons également l'absence de fissures verticales dans le mur.

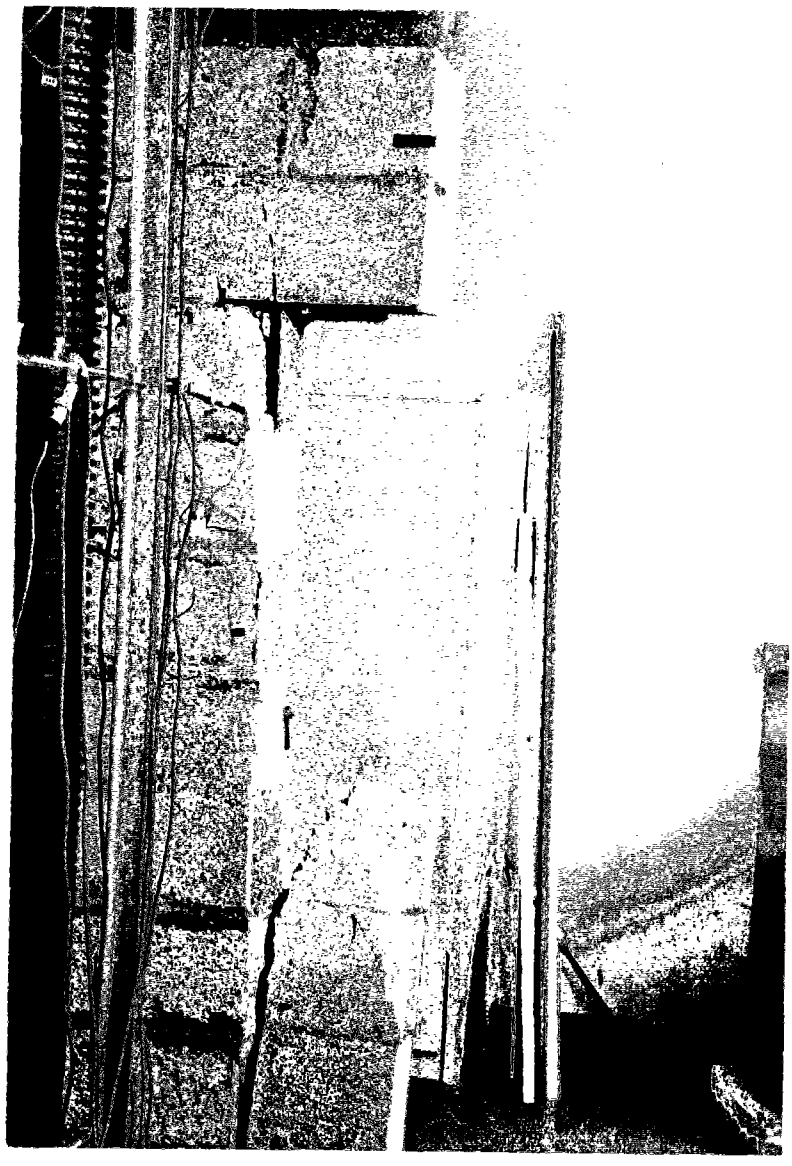


Figure 2.30- Vue après rupture d'un mur sous charge centrée.

2-8 Conclusions:

L'étude expérimentale d'identification réalisée a permis de déterminer les différentes caractéristiques de déformabilité des matériaux utilisés: loi de comportement, contraintes et déformations ultimes. D'une façon générale, le comportement des blocs et des assemblages est sensiblement non-linéaire. Ces essais ont mis en évidence également l'influence du type de mortier sur la résistance à la compression des assemblages.

La détermination des caractéristiques mécaniques du mortier des joints a également été menée. Les essais sur des éprouvettes découpées dans les joints de mortier après durcissement ont mis en évidence l'influence des phénomènes de succion des blocs sur les caractéristiques mécaniques du mortier. Cette étude a montré également que la détermination de la loi de comportement du mortier à partir de celle des assemblages en utilisant l'approche proposée par PAGE sous-estime la valeur du module d'élasticité initial du mortier.

Le dispositif expérimental mis au point a permis d'étudier l'influence de l'excentricité et de la courbure à effort maintenu constant, sur la déformabilité des assemblages de maçonnerie ainsi que les modes de rupture observés et également l'influence du type de mortier sur la déformabilité des assemblages.

L'analyse des résultats d'essais a montré que le fonctionnement du dispositif est satisfaisant. Cependant des améliorations peuvent être apportées et en particulier au niveau de l'asservissement du vérin et de la presse.

L'étude expérimentale sur trumeaux de hauteur d'étage de mortier M30 a aussi été présentée. Les données expérimentales ainsi rassemblées ont permis de cerner l'influence de l'excentricité sur le comportement des éléments élancés ainsi que les modes de rupture observés.

CHAPITRE 3 PROPOSITION D'UNE METHODE DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES MURS ELANCES.

3-1 Introduction:

La difficulté de l'étude des structures élancées comprimées réside dans leur comportement non-linéaire qui résulte d'une part d'une cause géométrique, les flèches engendrant des moments du second ordre dans les éléments comprimés et d'autre part du comportement mécanique non-linéaire des matériaux constitutifs.

Dans les murs en maçonnerie de petits éléments, la difficulté est encore accentuée par la présence des joints et en particulier les joints horizontaux. En effet, le comportement des joints pose un certain nombre de problèmes parmi lesquels celui de leur influence sur la résistance des murs.

Les joints déterminent en effet, le schéma de fonctionnement du mur, puisque c'est d'eux que dépendent le mode de distribution des efforts sur les éléments et le degré plus ou moins élevé de la continuité entre les blocs superposés. De plus, par les singularités qu'ils comportent et par les effets secondaires qu'ils engendrent, ils peuvent provoquer de sensibles réductions de la résistance des murs élancés.

La prise en compte de l'hétérogénéité de la maçonnerie est donc nécessaire à une analyse plus fine de son comportement.

Dans ce chapitre, nous présentons la méthode de calcul développée dans le cadre de cette étude. Elle permet de prendre en compte le caractère anisotrope de la maçonnerie en considérant le mortier du joint comme un matériau qui participe du point de vue structurel à la résistance de la maçonnerie.

3-2 Approche théorique de la stabilité: Définition du critère de rupture par instabilité géométrique

La ruine des murs élancés sous charges verticales peut être atteinte soit par épuisement des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs, soit par instabilité géométrique de la structure.

L'instabilité géométrique peut être reliée à l'équilibre entre le moment appliqué M_a, provoqué par l'effort excentré appliqué et le moment résistant (ou moment interne) M_r développé par le matériau de la structure au niveau de la section la plus sollicitée appelée section critique. L'équilibre est caractérisé par l'égalité:

$$M_a = M_r$$

Considérons le cas d'un mur élancé articulé en tête et en pied et soumis à un effort normal N excentré de e. Nous supposons que l'excentricité est égale en tête et en pied du mur. Dans ce cas, la section la plus sollicitée est la section à mi-hauteur du mur, soit m cette section.

Sous l'action de la charge N excentrée de e, le mur se déforme. Soit y_m la flèche à mi-hauteur du mur (figure 3.1).

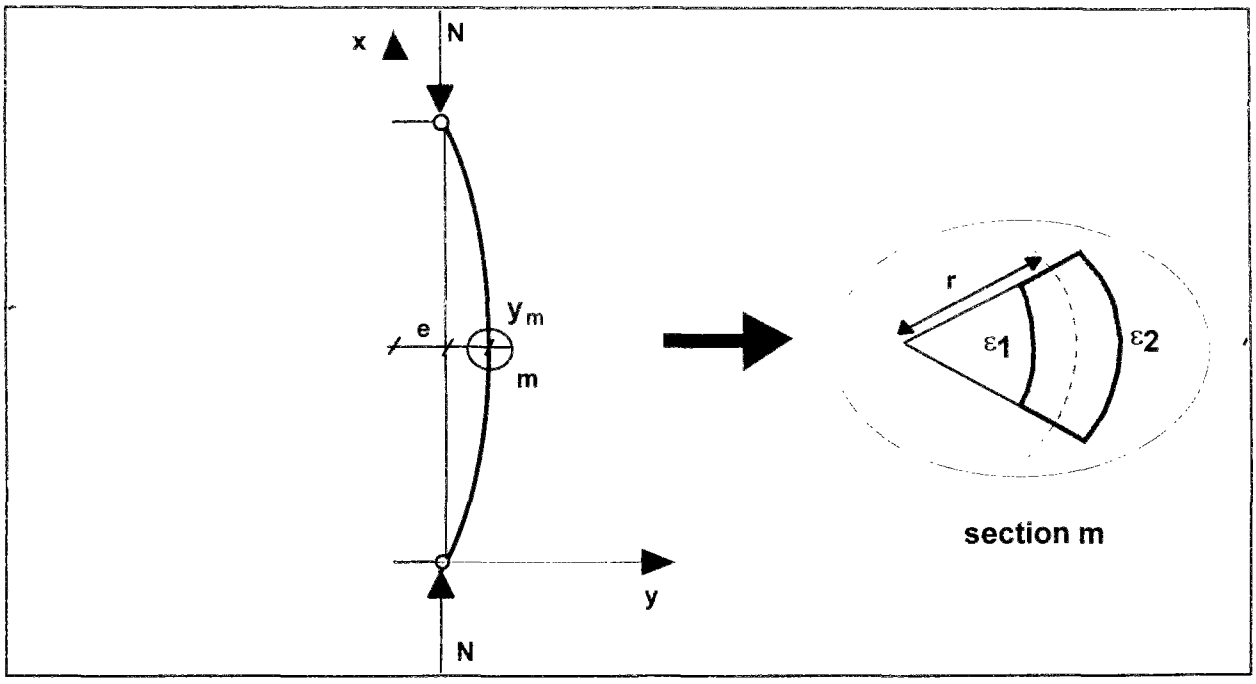


Figure 3.1- Déformée du mur élancé sous la charge N excentrée de e.

Au niveau de la section m, le moment total appliqué est égal à:

$$M_a = N.(e + y_m)$$

Le moment M_a est la somme du moment de premier ordre $M_I = N.e$ et du moment de second ordre $M_{II} = N.y_m$.

En terme de courbure, M_a s'écrit:

$$M_a = f(\frac{1}{r}, N)$$

De plus, connaissant les caractéristiques mécaniques et géométriques de la section m, nous pouvons exprimer, pour l'effort N appliqué, la relation entre le moment résistant et la courbure de la section m par la fonction :

$$M_r = g(\frac{1}{r}, N)$$

La détermination de l'effort critique peut se faire par résolution numérique des équations non-linéaires $M_a = f(\frac{1}{r}, N)$ et $M_r = g(\frac{1}{r}, N)$.

Graphiquement, la solution revient à déterminer le point de tangence des courbes de variation des moments M_r et de M_a en fonction de la courbure. C'est le critère adopté par le Comité Européen du béton (C.E.B) [37].

L'interprétation graphique de ce phénomène est donnée ci-dessous.

Sur la figure 3.2 ci-après est représenté le réseau de courbes de variation du moment résistant M_r en fonction de la courbure pour différentes valeurs de l'effort appliqué. Sur ce réseau est tracé également la courbe (D) représentant la variation du moment appliqué M_a en fonction de la courbure de la section m pour une excentricité initiale donnée et à un élancement donné.

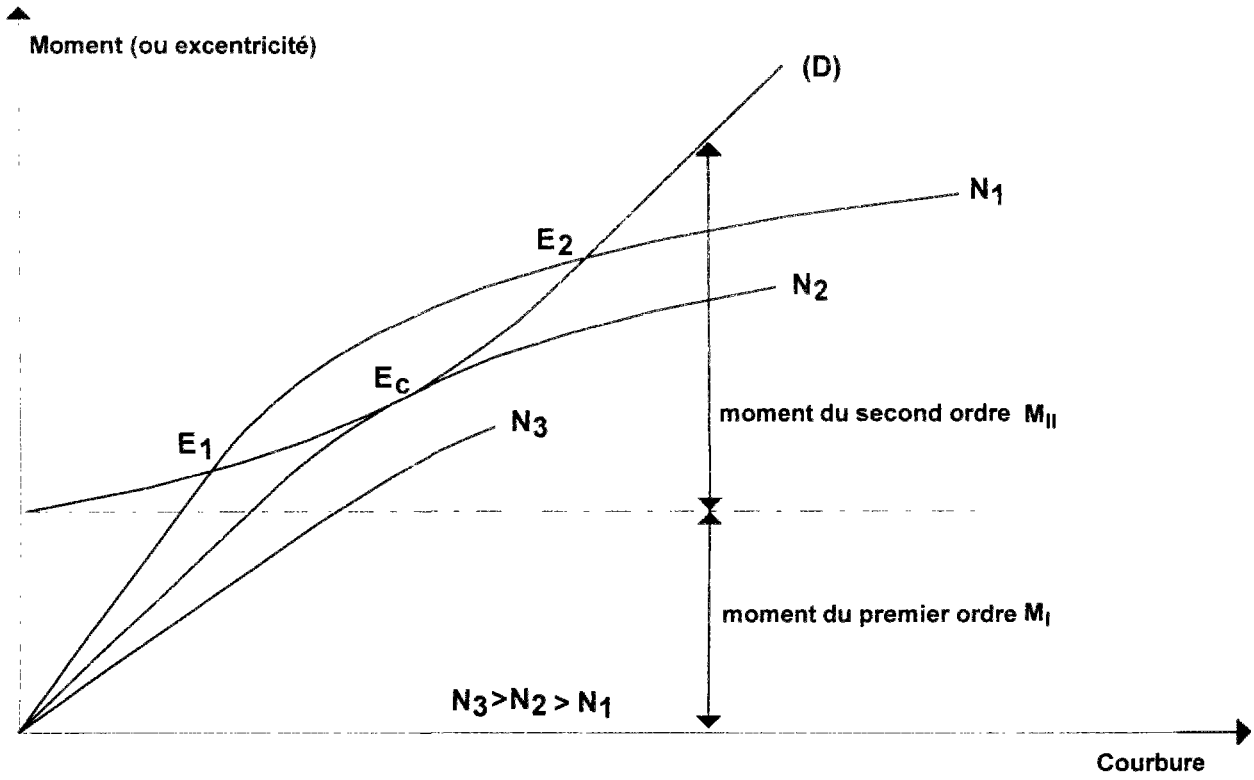


Figure 3.2- Critère de rupture par instabilité du mur dans le diagramme moment-courbure.

Sur cette figure, la courbe (D) coupe la courbe du moment résistant en fonction de la courbure de la section m correspondant à N_1 en deux points d'équilibres E_1 et E_2.

Au point E1 correspond un **état d'équilibre stable**. Cela signifie que le moment résistant M_r équilibre le moment des forces appliquées M_a. De plus, si nous déformons légèrement ce mur à effort normal constant en lui imposant une augmentation de la flèche et donc de la courbure, le moment résistant croît plus vite que le moment appliqué.

$$\frac{\partial M_r}{\partial\left(\frac{1}{r}\right)} > \frac{\partial M_a}{\partial\left(\frac{1}{r}\right)}$$

Au point E_2, le moment appliqué croit plus vite que le moment résistant; c'est le point d'**équilibre instable**.

$$\frac{\partial M_r}{\partial\left(\frac{1}{r}\right)} < \frac{\partial M_a}{\partial\left(\frac{1}{r}\right)}$$

Pour une certaine valeur de l'effort appliqué N_2, la courbe du moment résistant en fonction de la courbure correspondante est tangente à la courbe (D). N_2 est l'effort critique. Il représente la valeur maximum de l'effort pour lequel l'équilibre stable est encore possible. Au delà de cette valeur, il n'y a plus de point de contact entre les deux courbes, donc aucun équilibre n'est possible. C'est la divergence de l'équilibre.

Au moment de la divergence de l'équilibre, la section la plus sollicitée n'est pas épuisée en flexion composée, puisque, à effort normal constant, le moment interne peut encore y croître, mais moins vite que le moment des forces extérieures.

La charge critique peut être également déterminée graphiquement sur la courbe de variation de l'effort normal appliqué en fonction de la flèche maximum y_m à mi-hauteur du mur pour une excentricité initiale et un élancement donnés. L'allure générale de cette courbe est montrée sur la figure 3.3.

L'effort de rupture par instabilité géométrique est caractérisé par le point de tangence horizontale à cette courbe ($\frac{dN}{dy_m} = 0$).

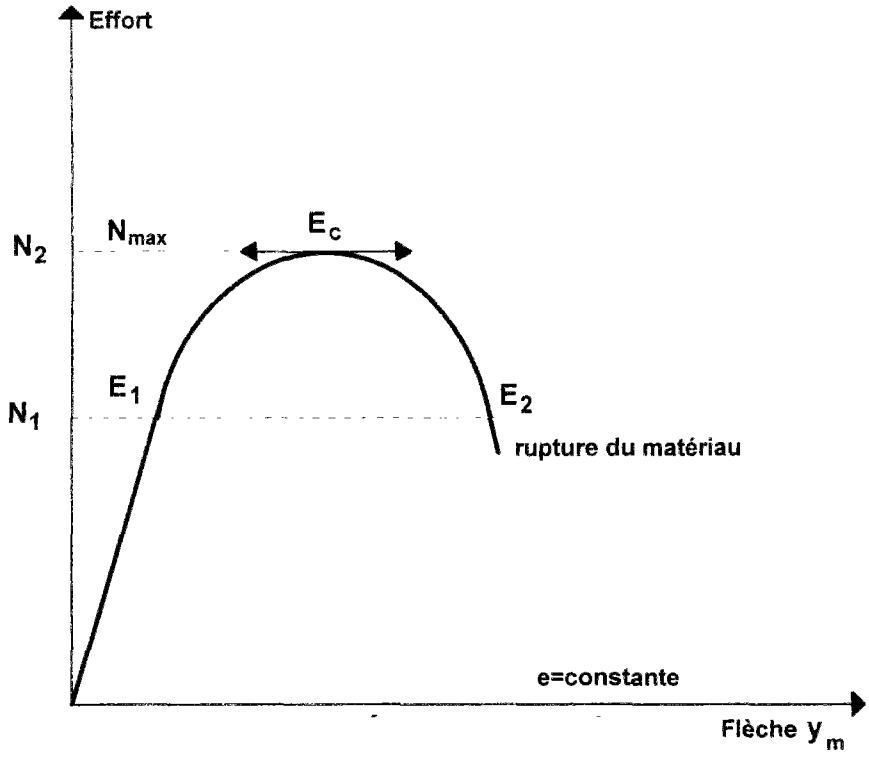


Figure 3.3- Critère de rupture par instabilité du mur dans le diagramme charge-flèche à mi-hauteur.

Dans notre modèle, la vérification de la stabilité de la structure est faite en utilisant le critère donné dans le diagramme charge-flèche à mi-hauteur. Dans ce dernier, la vérification du critère se fait numériquement par la résolution d'une équation non-linéaire à une variable $N = h(y_m)$. La recherche de la tangente horizontale à la courbe de variation est alors plus facile. De plus, la solution est numériquement plus économique par le fait qu'il ne nécessite pas l'utilisation de procédure spéciale de résolution, qui augmente le temps de calcul.

3-3 Proposition d'un critère de rupture par fendage de la maçonnerie :

Dans ce paragraphe nous présentons un modèle simplifié de calcul de la résistance de la maçonnerie à partir de celle des blocs d'une part et de celle du mortier des joints d'autre part sous charge centrée et excentrée, et des caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux constitutifs. Ce modèle est basé sur le mode de rupture par fendage vertical constaté lors des essais sur trumeaux réalisés (paragraphe 2-7.3.4).

3-3.1 Hypothèses :

Ce modèle est basé sur les hypothèses simplificatrices suivantes :

- les blocs et les joints de mortier sont considérés isotropes et homogènes,
- nous considérons un contact parfait entre blocs et joints de mortier,
- les différents matériaux constitutifs du mur ont un comportement mécanique élastique non-linéaire.

Pour mieux simuler le comportement réel des matériaux constitutifs (bloc et mortier) de la maçonnerie, nous considérons à chaque étape de chargement comme valeurs des modules d'élasticité les valeurs des modules tangents des lois de comportement respectives.

3-3.2 Principe du modèle :

Ce modèle est basé sur un mécanisme d'interaction entre les blocs et les joints de mortier semblable à celui proposé par HENDRY [20]. Mais il diffère de ce dernier par le fait qu'il peut prendre en compte l'influence des caractéristiques mécaniques et géométriques du joint vertical sur la résistance de la maçonnerie.

Sous l'action de la charge verticale N, le mortier et les blocs se déforment. En considérant que les blocs sont plus rigides que le mortier, le mortier des joints horizontaux "H" tend à se déformer latéralement plus que les blocs. Avec cette déformation latérale, le joint vertical "V" est soumis à des forces horizontales qui tendent à le séparer des blocs alors que le joint horizontal "H" est confiné. Il en résulte alors des contraintes de traction entre les blocs et les joints de mortier verticaux et des contraintes de traction dans le bloc.

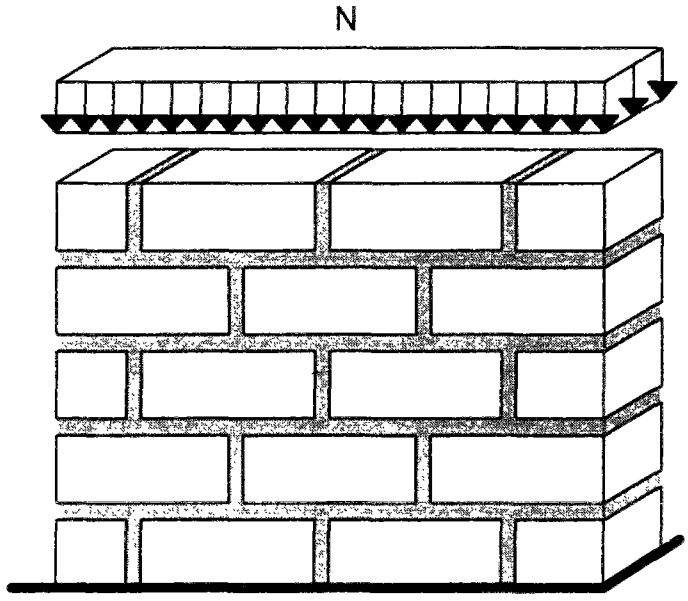


Figure 3.4- Schéma du mur en maçonnerie.

La figure 3.5 montre l'état des contraintes dans un élément représentatif du mur en maçonnerie.

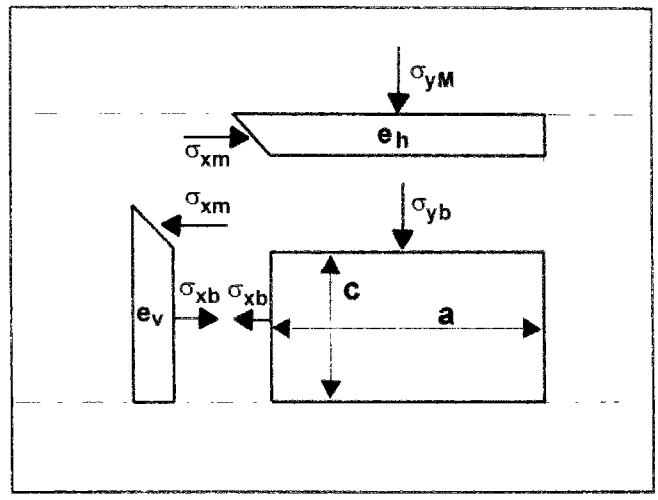


Figure 3.5- Distribution des contraintes dans un élément bloc-joint.

3-3.2.1 Cas des charges centrées:

Les déformations locales latérales dans le bloc et les joints de mortier sont exprimées par les relations élastiques linéaires suivantes:

- **Dans le bloc:**

(1) $$\varepsilon_{xb} = \frac{\sigma_{yb}}{E_b} \cdot \nu_b + \frac{\sigma_{xb}}{E_b}$$

- **Dans le mortier horizontal:**

(2) $$\varepsilon_{xmh} = \frac{\sigma_{yM}}{E_m} \cdot \nu_m - \frac{\sigma_{xm}}{E_m}$$

- **Dans le mortier vertical:**

(3) $$\varepsilon_{xmv} = \frac{\sigma_{xb}}{E_m}$$

Avant fissuration, la compatibilité des déformations latérales permet d'écrire:

(4) $$\varepsilon_{xmh} \cdot (a + e_v) = \varepsilon_{xb} \cdot a + \varepsilon_{xmv} \cdot e_v$$

D'où

(5) $$\frac{1}{E_m} \cdot (\sigma_{yM} \cdot \nu_m - \sigma_{xm})(a + e_v) = \frac{1}{E_b} \cdot (\sigma_{yb} \cdot \nu_b + \sigma_{xb}) \cdot a + \frac{\sigma_{xb}}{E_m} \cdot e_v$$

L'équilibre des forces verticales dans le bloc et dans le joint vertical donne:

(6) $$\sigma_{yM} \cdot (a + e_v) = \sigma_{yb} \cdot a + \sigma_{ymv} \cdot e_v$$

En négligeant le terme $\sigma_{ymv} \cdot e_v$ devant $\sigma_{yb} \cdot a$, l'équation (8) s'écrira:

(7) $$\sigma_{yM} = \sigma_{yb} \cdot \frac{a}{a + e_v}$$

L'équilibre des forces latérales dans le joint vertical donne:

(8) $$\sigma_{xm} = \sigma_{xb} \cdot \frac{c}{e_h}$$

Des équations (5), (7) et (8), la contrainte latérale dans le bloc est donnée par:

(9) $$\sigma_{xb} = \sigma_{yb} \cdot \frac{\frac{E_b}{E_m} \cdot \nu_m - \nu_b}{1 + \frac{E_b}{E_m} \cdot \left(\frac{e_v}{a} + \frac{c}{e_h} \cdot \left(1 + \frac{e_v}{a} \right) \right)}$$

En posant

$$M = \frac{\frac{E_b}{E_m} \cdot \nu_m - \nu_b}{1 + \frac{E_b}{E_m} \cdot \left(\frac{e_v}{a} + \frac{c}{e_h} \cdot \left(1 + \frac{e_v}{a} \right) \right)},$$

l'équation (9) s'écrit alors:

(10) $$\sigma_{xb} = M.\sigma_{yb}.$$

Lorsque la charge N augmente, la déformation latérale du bloc augmente également. A une certaine valeur de la charge, l'équilibre n'est plus possible et la rupture se produit.

A la rupture, la déformation ultime en traction du bloc est:

(11) $$\varepsilon_{xbu} = \frac{\sigma_{yb}}{E_b} \cdot \nu_b + \frac{\sigma_{xb}}{E_b}$$

Or la résistance à la traction du bloc peut s'écrire:

(12) $$R_{bt} = E_b \cdot \varepsilon_{xbu}$$

La contrainte de compression verticale ultime est alors:

(13) $$\sigma_{yb} = \frac{R_{bt}}{M + \nu_b}$$

Or $$\sigma_{yM} = \sigma_{yb} \cdot \frac{a}{a + e_v}$$

L'équation (13) s'écrit finalement:

(14) $$\boxed{R_M = \frac{a}{a + e_v} \cdot \frac{R_{bt}}{M + \nu_b}}$$

La difficulté majeure dans cette approche de la caractérisation de la maçonnerie est que le comportement réel des matériaux constitutifs et en particulier du mortier n'est pas élastique linéaire jusqu'à la rupture. La difficulté est la détermination des caractéristiques mécaniques telles que le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Mais la prise en compte du module tangent dans le modèle permet d'approcher le comportement réel des matériaux, le coefficient de Poisson pouvant être considéré constant.

La figure 3.6 ci-dessous montre l'influence de l'épaisseur du joint vertical sur la résistance de la maçonnerie. Il apparaît que la résistance de la maçonnerie est d'autant plus grande que l'épaisseur du joint vertical est petite.

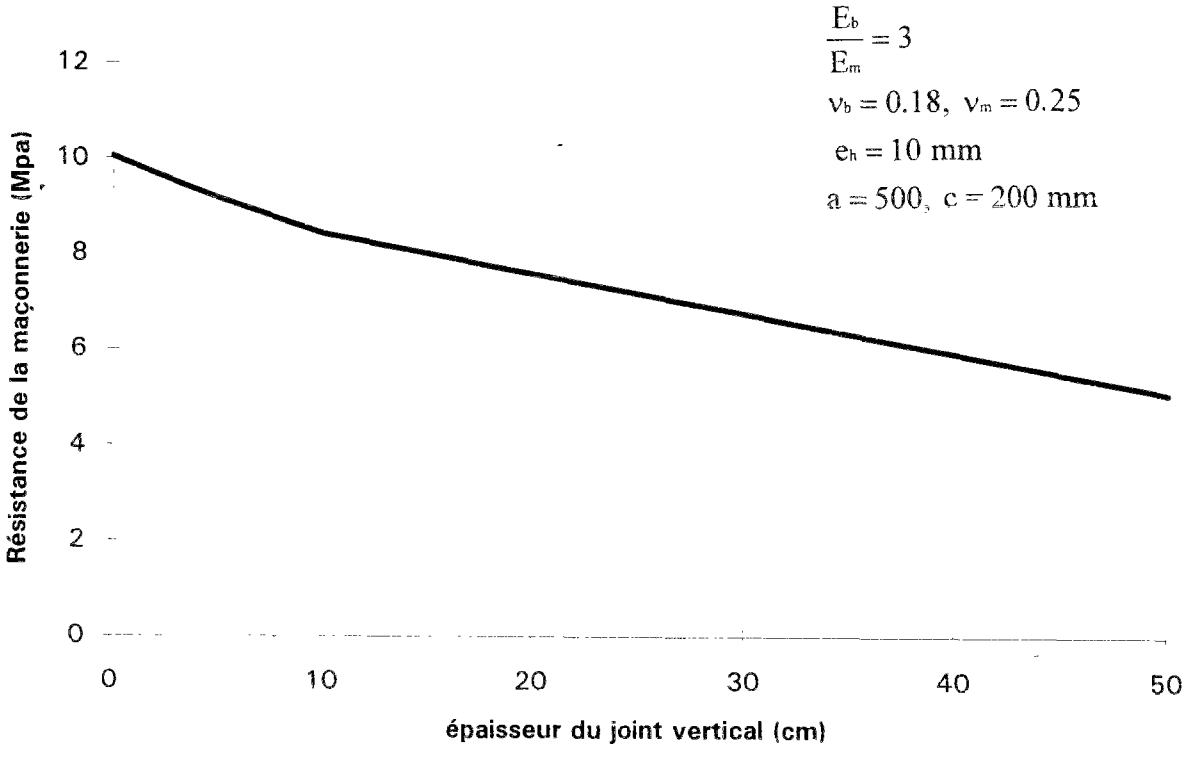


Figure 3.6- Influence de l'épaisseur du joint vertical sur la résistance de la maçonnerie.

La figure 3.7 montre l'influence de l'épaisseur du joint horizontal sur la résistance de la maçonnerie. Il apparaît également que l'épaisseur excessive du joint horizontal est défavorable à la résistance de la maçonnerie.

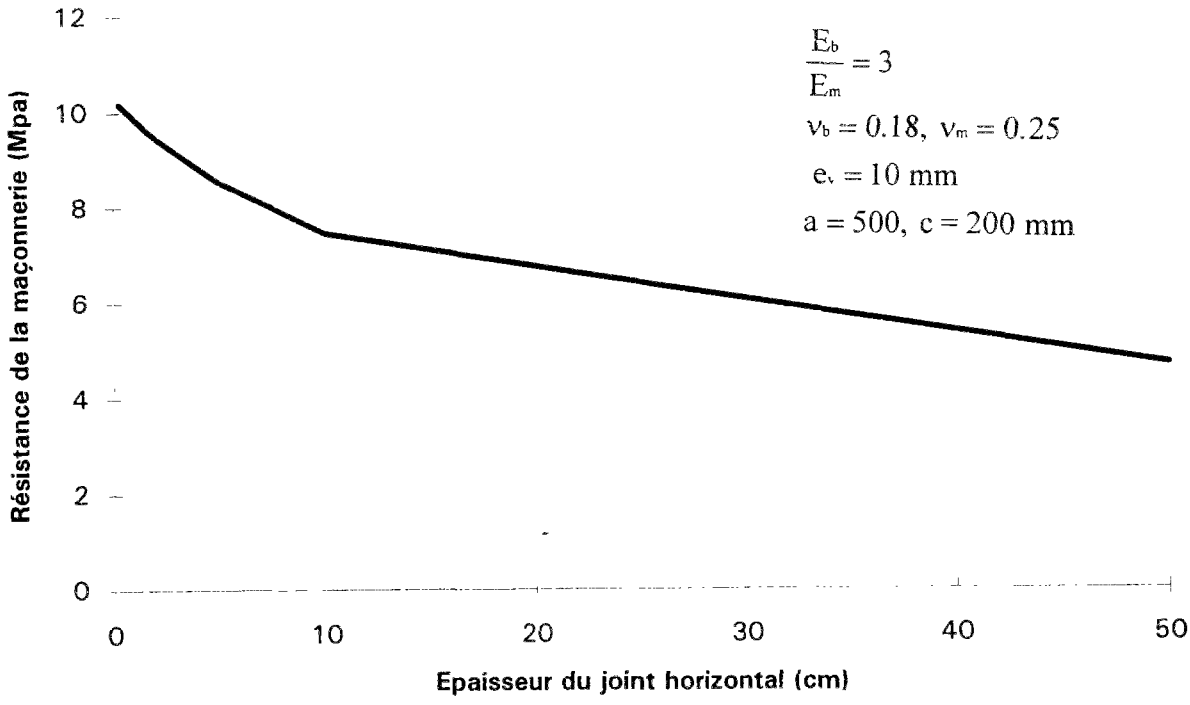


Figure 3.7- Influence de l'épaisseur du joint horizontal sur la résistance de la maçonnerie.

La figure 3.8 montre l'influence du rapport $\frac{E_b}{E_m}$ des modules d'élasticité des blocs et du mortier des joints sur la résistance de la maçonnerie.

Cette figure montre que lorsque le rapport $\frac{E_b}{E_m}$ est égal ou supérieur à 1, son influence sur la résistance de la maçonnerie devient faible. En revanche lorsque ce rapport est inférieur à 1, son influence est importante.

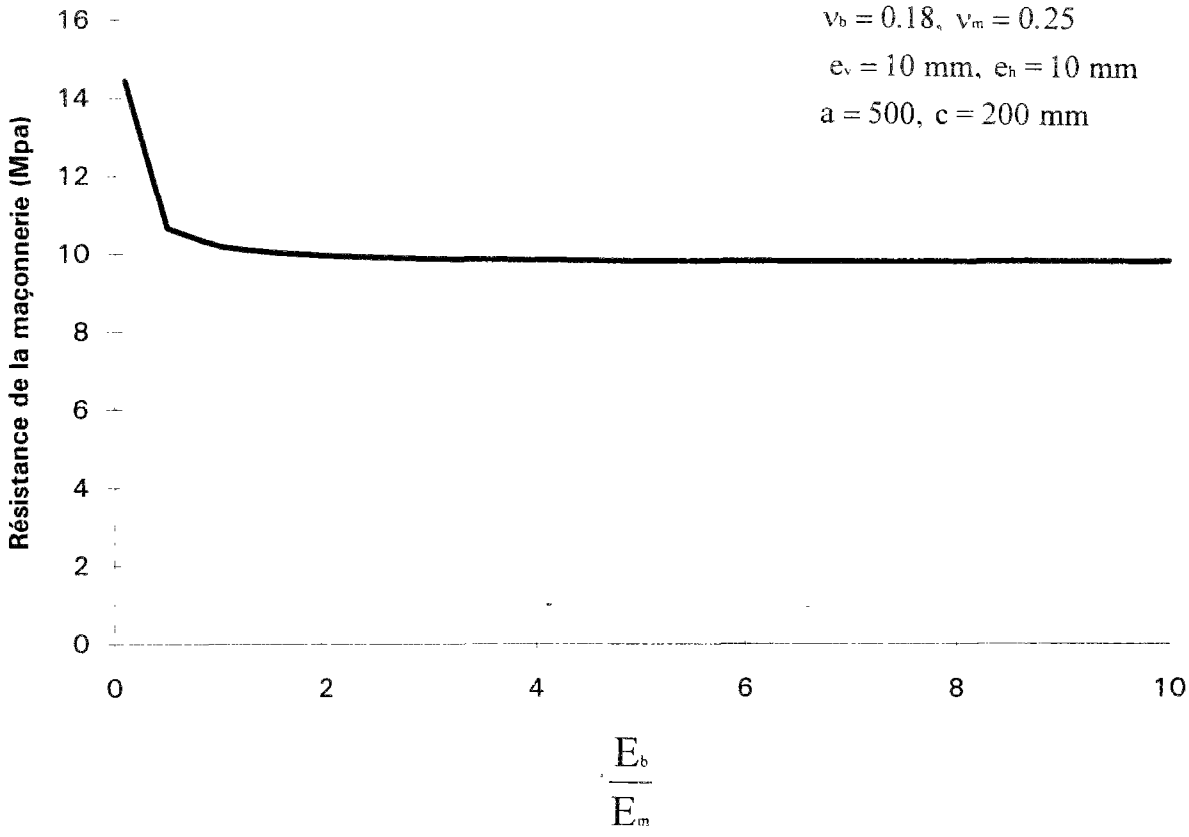


Figure 3.8- Influence de $\frac{E_b}{E_m}$ sur la résistance de la maçonnerie.

3-3.2.2 cas des charges excentrées:

Le modèle précédent est également applicable dans le cas où les charges appliquées sont excentrées dans la zone comprimée de la section droite du mur. On considére que la répartition des contraintes est uniforme sur une certaine épaisseur hc de la section du mur. La figure 3.9 ci-dessous montre la répartition des contraintes dans la section droite du mur.

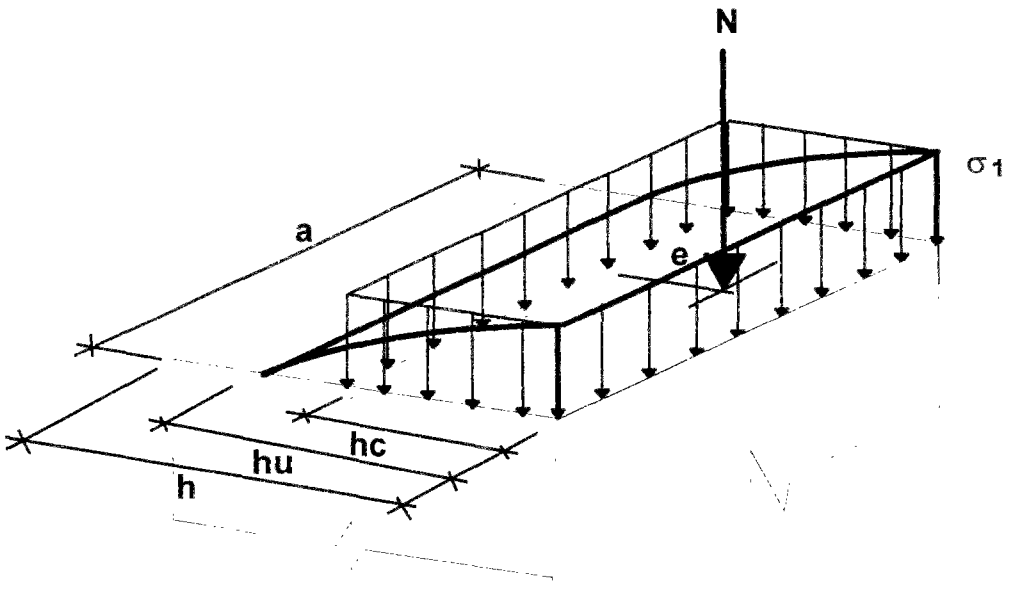


Figure 3.9- Diagramme des contraintes dans la section du mur sous charge excentrée.

Le calcul de l'épaisseur hc se fait en considérant que la répartition de la contrainte de compression σ_1 de la fibre extrême la plus comprimée résultant de l'effort appliqué N excentré de e est uniforme sur l'épaisseur hc.

$$N = \sigma_1 \cdot a \cdot hc$$

La valeur de hc est alors:

$$hc = \frac{N}{\sigma_1 \cdot a}$$

3-4 Méthode de calcul de la capacité portante des maçonneries proposée:

3-4.1 Introduction:

L'analyse peut être décomposée en trois étapes. Chaque étape est résolue par une méthode appropriée:

1- Détermination par un calcul numérique des lois **effort-excentricité-courbure** $e(\frac{1}{r}, N)$ des différentes sections composant le mur. Après une étude de validation avec les résultats des essais excentrés sur les assemblages réalisés, la méthode permettra de déterminer les lois $e(\frac{1}{r}, N)$ des différentes sections connaissant uniquement les caractéristiques mécaniques telles que la loi de comportement et les déformations ultimes en compression et en traction des matériaux constitutifs. Ces caractéristiques mécaniques sont déterminées par des essais d'identification sur blocs ou sur assemblages.

2- Détermination de la déformée du mur élancé par un calcul itératif des flèches et des courbures des différents tronçons du mur de proche en proche jusqu'à ce que les conditions aux limites en tête du mur soient satisfaites.

3- Vérification de la stabilité du mur en perturbant son équilibre par l'augmentation de la charge appliquée.

3-4.2 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses simplificatrices adoptées dans la méthode sont les suivantes:

H1- la structure n'a aucune courbure initiale,
H2- les déformations dans la section ont une répartition linéaire,

H3- nous négligeons la variation de la longueur de l'axe neutre,

H4- nous négligeons l'effet de l'effort tranchant sur les déformations,

H5- les matériaux ont un comportement élastique non-linéaire en compression et en traction.

H6- la déformation ultime en traction du joint est la valeur minimale de la déformation du matériau et de l'adhérence entre le joint et le bloc.

H7- Nous nous plaçons dans le cas de petites déformations.

3-4.3 Calcul des lois excentricité-courbure-effort normal $e(\frac{1}{r}, N)$:

programme de calcul **Curve.**

3-4.3.1 Principe de base :

Soit la section de la figure 3.10 soumise à une charge verticale N excentrée de e, ε_2 et ε_1 les déformations des fibres extrêmes moins comprimée (ou tendue) et la plus comprimée et h l'épaisseur de la section.

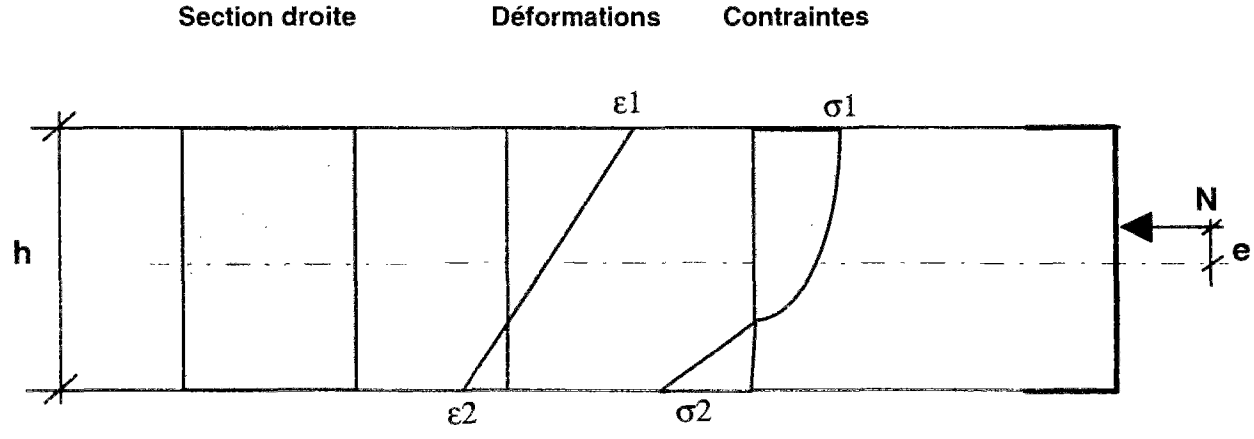


Figure 3.10- Distribution des contraintes et déformations dans une section sous un effort N excentré de e.

Soit à déterminer les déformations d'une section soumise à un effort N excentré de e. Du fait de la non-linéarité du comportement du matériau, le calcul des valeurs des déformations ne peut se faire que par un processus itératif.

En supposant connues les déformations aux extrémités de la section et la loi de comportement $\sigma(\varepsilon)$ du matériau, l'effort développé N et l'excentricité de la charge e peuvent être calculés par les expressions suivantes:

$$N = \int_{\varepsilon}\sigma(\varepsilon).d\varepsilon$$

$$M = \int_{\varepsilon}\sigma(\varepsilon).\varepsilon.d\varepsilon$$

$$e = \frac{M}{N}$$

M étant le moment de l'effort N par rapport à la fibre la plus comprimée.

De plus, en raison de l'hypothèse de la conservation de la planéité des sections droites, les déformations extrêmes ε_1 et ε_2 et la courbure $\frac{1}{r}$ de cette section sont liées par la relation:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h}$$

On définit ainsi, numériquement, les lois excentricité-courbure à effort normal donné. Il s'agit de lois "locales" valables pour une section et un matériau donnés. La méthode numérique utilisée pour le calcul des déformations est une extension de la méthode de NEWTON-RAPHSON.

3-4.3.2 Organigramme de la méthode:

L'organigramme de la figure 3.11 ci-dessous présente les grandes lignes de ce programme.

Les étapes du calcul de ce programme sont résumées comme suit:

1- Lecture des données géométriques et mécaniques des différents matériaux constitutifs du mur.

2- Choix d'une valeur de l'effort normal N pour la détermination de la loi $e(\frac{1}{r}, N)$. Le pas de l'effort choisi est de 20 KN.

3- Choix d'une valeur de l'excentricité e avec laquelle l'effort est appliqué. Le pas de calcul est de 2.5 mm.

4- Détermination des déformations des fibres extrêmes de la section par la méthode numérique de NEWTON-RAPHSON et calcul de la courbure correspondante de la section considérée.

5- Vérification des critères de rupture:

• Comparaison de la déformation du côte tendu ε_2 et de la déformation ultime en traction. Si celle-ci n'est pas atteinte, la section n'est pas fissurée. Si elle est atteinte, la section est fissurée, calcul de la section utile.

• Comparaison de la déformation du côte comprimé ε_1 et de la déformation ultime en compression simple. Si celle-ci n'est pas atteinte, retour à l'étape 2 pour le pas suivant de la charge. Si elle est atteinte, passage à l'étape 6.

• Vérification de la rupture de la maçonnerie par fendage avec le modèle proposé.

6- Enregistrement des résultats obtenus $e(\frac{1}{r}, N)$.

7- Reprise du calcul pour la valeur suivante de l'excentricité.

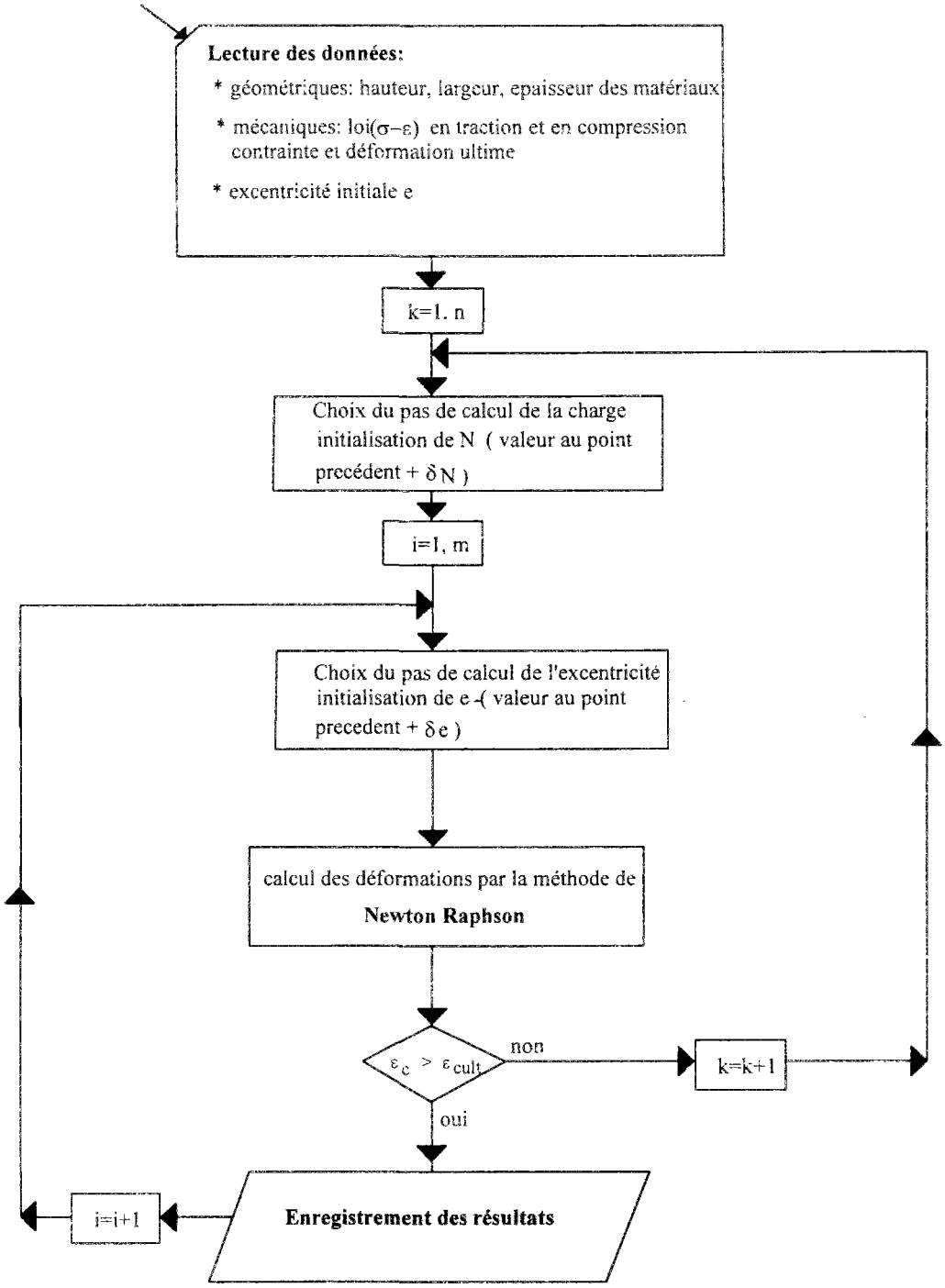


Figure 3.11- Organigramme du programme **Curve**. Calcul des lois $e(\frac{1}{r}, N)$.

3-4.3.3 Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$:

La figure 3.12 donne un exemple de courbes pour différentes valeurs de l'effort normal appliqué. Ces courbes ont été obtenues pour les blocs de béton de section 15x20x50 cm^3. La loi de comportement du matériau est une loi parabolique tirée des essais de compression centrée sur blocs. Dans ce cas la résistance à la traction est supposée nulle.

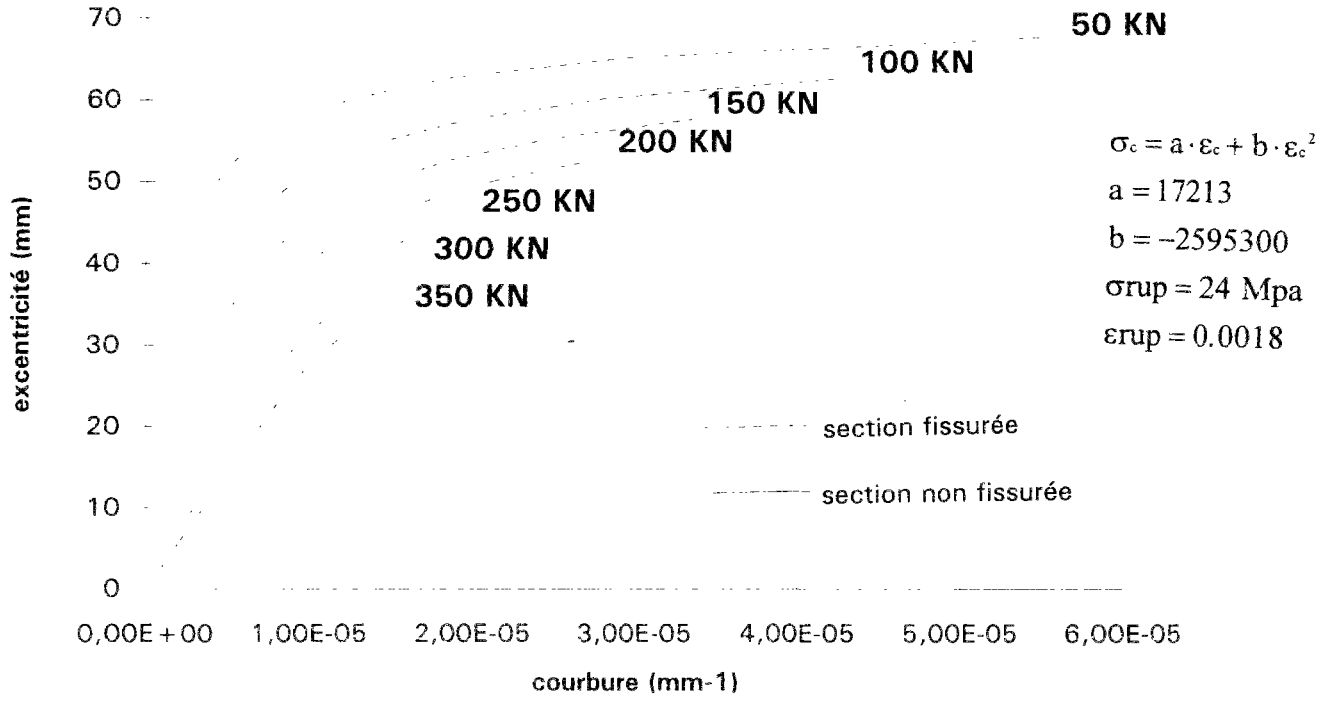


Figure 3.12- Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ du matériau des blocs.

Les variations de pente correspondent à une augmentation de la section fissurée. Les courbes en traits continus correspondent à la phase non-fissurée de la section et les courbes en traits discontinus correspondent à la phase fissurée de la section.

Le passage de l'état non-fissuré à l'état fissuré correspond à une excentricité de 25 mm qui correspond à la limite du noyau central de la section.

Pour les valeurs les plus élevées de la charge, les courbes sont quasi linéaires.

3-4.4 Détermination de la déformée:
programme de calcul **ELAN.**

L'objet du programme ELAN est le calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie élancés sous charge verticale centrée ou excentrée.

A partir d'un effort normal, des excentricités en tête et en pied du mur, des caractéristiques géométriques et mécaniques des différents matériaux constitutifs du mur, le programme calcule la déformée du mur par la méthode décrite ci-après. Il évalue ensuite l'évolution de cette déformée en fonction de l'effort appliqué de manière à mettre en évidence une éventuelle instabilité géométrique ou une rupture par fendage.

3-4.4.1 Principe de base:

Considérons le cas d'un mur élancé de la figure 3.13 articulé en tête et en pied et soumis à une charge N d'excentricité $e_{(n)}$ en tête et $e_{(0)}$ en pied du mur.

L'hétérogénéité de la maçonnerie due à la présence des joints de mortier, rend impossible une approche par la résolution de l'équation différentielle classique de la ligne élastique. Cette dernière n'étant applicable que pour les murs constitués d'un matériau homogène.

La méthode proposée est en effet capable de prendre en compte cette hétérogénéité de la maçonnerie en considérant les caractéristiques mécaniques des blocs et des joints de mortier. Elle permet également de choisir le nombre de tronçons dans les blocs et les joints.

Après une discrétisation du mur en choisissant le nombre de tronçons dans chaque section définie par un matériau donné, la méthode consiste à calculer pour une valeur initiale donnée de la rotation $y'_{(o)}$ de la base du mur, les flèches et les courbures aux interfaces des différents tronçons successifs de proche en proche de telle sorte que les conditions aux limites en tête du mur soient satisfaites.

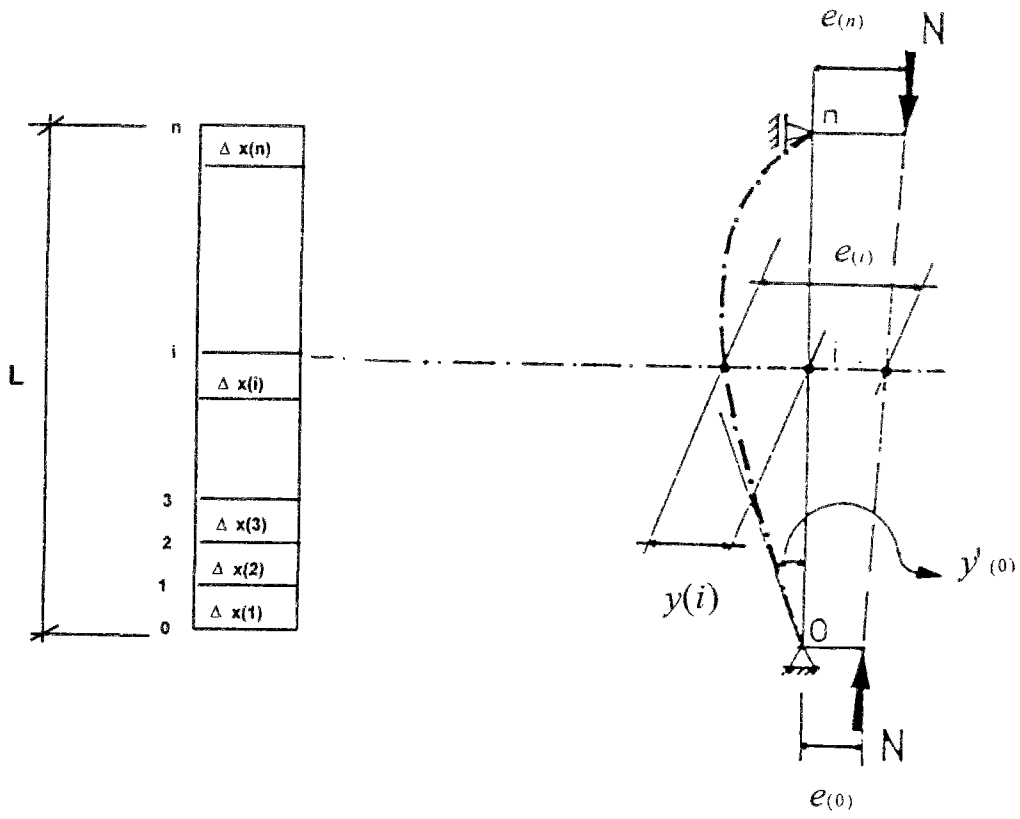


Figure 3.13- Discrétisation du mur en tronçons.

3-4.4.2 Mise en équation:

Dans la position d'équilibre du poteau déformé, chaque section est soumise à:

- un effort normal N,
- un moment de flexion, somme du moment du premier ordre calculable d'après les équations élémentaires de l'équilibre et du moment du second ordre, égal au produit de la charge N par la flèche à priori inconnue.

Comme on peut le voir sur la figure 3.14, le moment total en un point quelconque i est alors:

$$M_{(i)} = M_{(o)} \cdot \left(1 - \frac{x_{(i)}}{L}\right) + M_{(n)} \frac{x_{(i)}}{L} + N \cdot y_{(i)}$$

Comme $M_{(i)} = N \cdot e_{(i)}$, on peut écrire:

$$e_{(i)} = \left(\frac{e_{(n)} - e_{(o)}}{L} \right) \cdot x_{(i)} + e_{(o)} + y_{(i)}$$

$y_{(i)}$ étant la flèche au point i considéré.

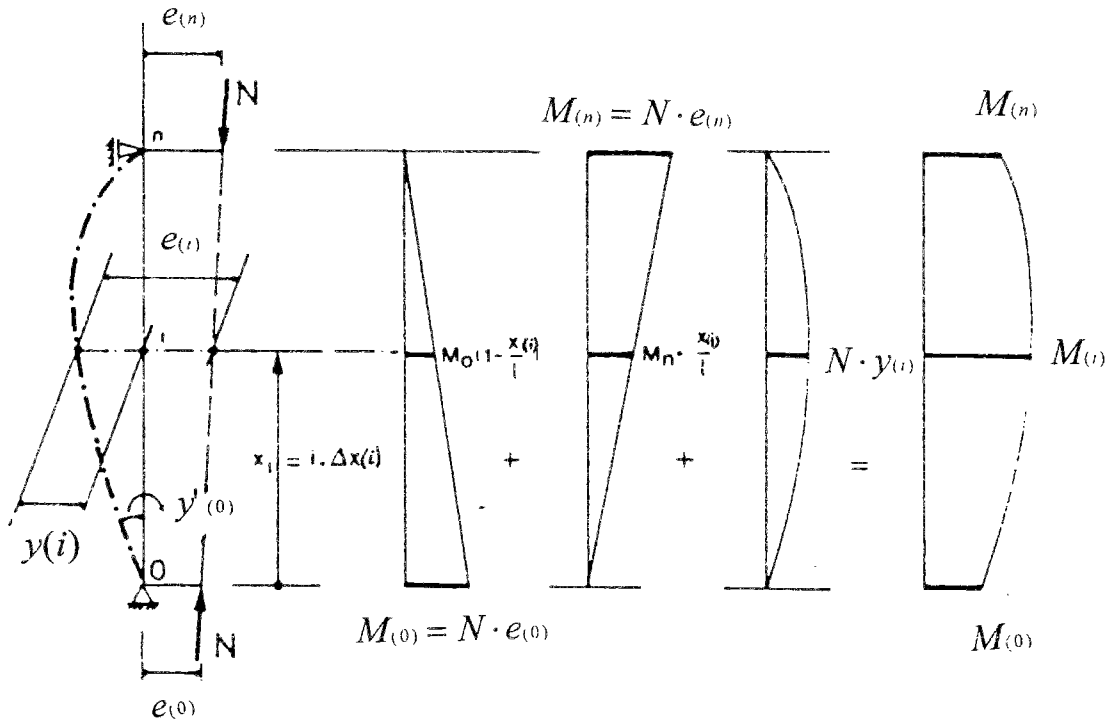


Figure 3.14- Schéma du mur et de la distribution des efforts.

La flèche $y_{(i)}$ peut s'écrire sous la forme d'un développement de TAYLOR en se limitant aux termes du second degré):

$$y_{(i)} = y_{(i-1)} + y'_{(i-1)} \cdot \Delta x_{(i)} + y''_{(i-1)} \frac{\Delta x_{(i)}^2}{2}$$

La dérivée première de l'équation précédente peut s'écrire en se limitant aux termes du second degré:

$$y'_{(i)} = y'_{(i-1)} + y''_{(i-1)} \cdot \Delta x_{(i)}$$

Soit encore:

$$y_{(i)} = y_{(i-1)} + y'_{(i-1)}.\Delta x_{(i)} - \frac{1}{r_{(i-1)}} \cdot \frac{(\Delta x_{(i)})^2}{2}$$

$$y'_{(i)} = y'_{(i-1)} - \frac{1}{r_{(i-1)}} \cdot \Delta x_{(i)}$$

où

$y_{(i)}$ et $y_{(i-1)}$ désignent respectivement la flèche aux tronçons (i) et (i-1)

$y'_{(i)}$ et $y'_{(i-1)}$ désignent respectivement la rotation des tronçons (i) et (i-1)

$\frac{1}{r_{(i-1)}}$ désigne la courbure du tronçon (i-1)

$\Delta x_{(i)}$ désigne la longueur du tronçon (i), (dans le bloc ou dans le joint).

3-4.4.3 Résolution:

Soit à déterminer la déformée d'un élément élancé sous l'action d'une charge N excentrée de e. Nous supposons, pour simplifier le problème que les excentricités en tête et en pied du mur sont égales. L'objet étant la construction de la courbe charge-flèche à mi-hauteur du mur.

On se donne une valeur de la rotation initiale $y'_{(0)}$ à la base du mur. Les déformations et les flèches des tronçons successifs peuvent alors se déduire de proche en proche de la façon suivante:

La courbure de chaque tronçon est déterminée connaissant la charge et l'excentricité du tronçon précédent par la méthode de NEWTON-RAPHSON. et les critères de rupture sont vérifiés pour chaque tronçon.

- **premier tronçon:** base du mur.

Le mur est supposé articulé en pied on a: $y_{(0)} = 0$.

$$y_{(1)} = y_{(0)} + y'_{(0)} \cdot \Delta x_{(1)} - \frac{1}{r_{(0)}} \cdot \frac{(\Delta x_{(1)})^2}{2}$$

$$y'_{(1)} = y'_{(0)} - \frac{1}{r_{(0)}} \cdot \Delta x_{(1)}$$

$$e_{(1)} = e_{(0)} + y_{(1)}$$

- **deuxième tronçon:**

$$y_{(2)} = y_{(1)} + y'_{(1)} \cdot \Delta x_{(2)} - \frac{1}{r_{(1)}} \cdot \frac{(\Delta x_{(2)})^2}{2}$$

$$y'_{(2)} = y'_{(1)} - \frac{1}{r_{(1)}} \cdot \Delta x_{(2)}$$

$$e_{(2)} = e_{(0)} + y_{(2)}$$

- **i eme tronçon:**

$$y_{(i)} = y_{(i-1)} + y'_{(i-1)} \cdot \Delta x_{(i)} - \frac{1}{r_{(i-1)}} \cdot \frac{(\Delta x_{(i)})^2}{2}$$

$$y'_{(i)} = y'_{(i-1)} - \frac{1}{r_{(i-1)}} \cdot \Delta x_{(i)}$$

$$e_{(i)} = e_{(0)} + y_{(i)}$$

- **n^{ème} tronçon:** dernier tronçon.

$$y_{(n)} = y_{(n-1)} + y'_{(n-1)} \cdot \Delta x_{(n)} - \frac{1}{r_{(n-1)}} \cdot \frac{(\Delta x_{(n)})^2}{2}$$

$$y'_{(n)} = y'_{(n-1)} - \frac{1}{r_{(n-1)}} \cdot \Delta x_{(n)}$$

$$e_{(n)} = e_{(0)} + y_{(n)}$$

Le poteau étant supposé bi-articulé, la valeur de la rotation initiale $y'_{(0)}$ sera exacte si la condition $y_{(n)} = 0$ est vérifiée. Si le calcul conduit à $y_{(n)} > 0$, on doit reprendre le calcul après avoir diminué la valeur $y'_{(0)}$. Par contre, si l'on trouve que $y_{(n)} < 0$, il convient d'augmenter alors la valeur de la rotation initiale $y'_{(0)}$ (figure 3.15).

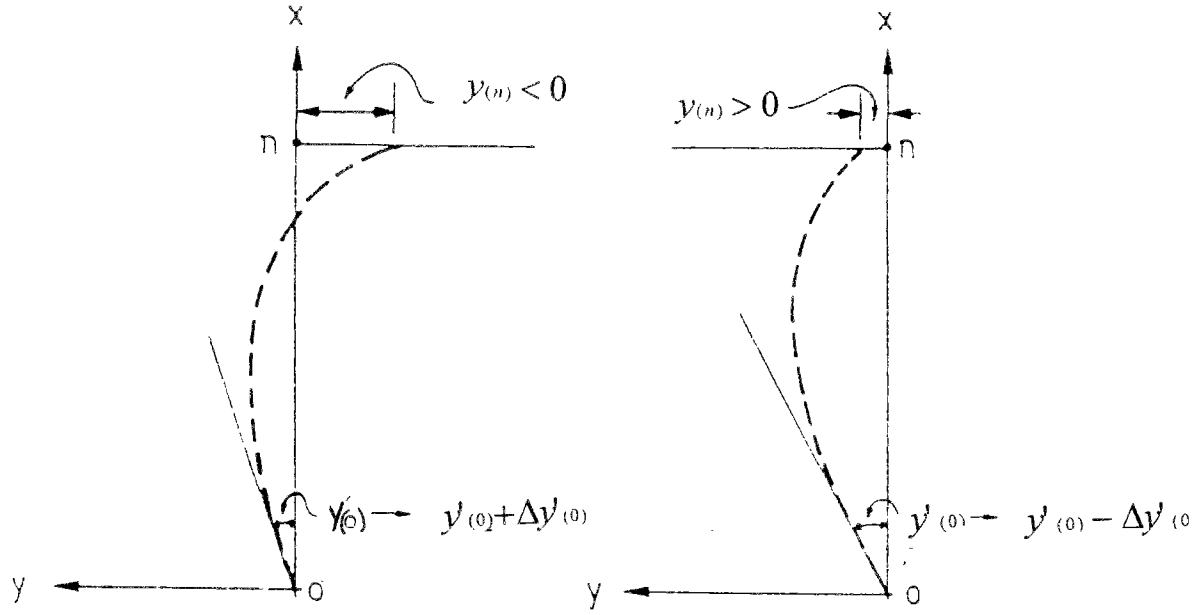


Figure 3.15- Ajustement de la valeur de la rotation initiale du mur.

Pour accélérer la convergence de la solution, une procédure de calcul des rotations initiales est utilisée si la convergence de la solution n'est pas assurée pour les deux premières valeurs de la rotation initiale données.

$$y'_{(iter)} = y'_{(iter-1)} + \frac{y'_{(iter-2)} - y'_{(iter-1)}}{y_{(n)(iter-1)} - y_{(n)(iter-2)}}$$

Cette procédure permet de converger rapidement vers la solution recherchée à condition que celle-ci soit contenue dans l'intervalle des deux valeurs initiales données.

La figure 3.16 montre l'organigramme du programme.

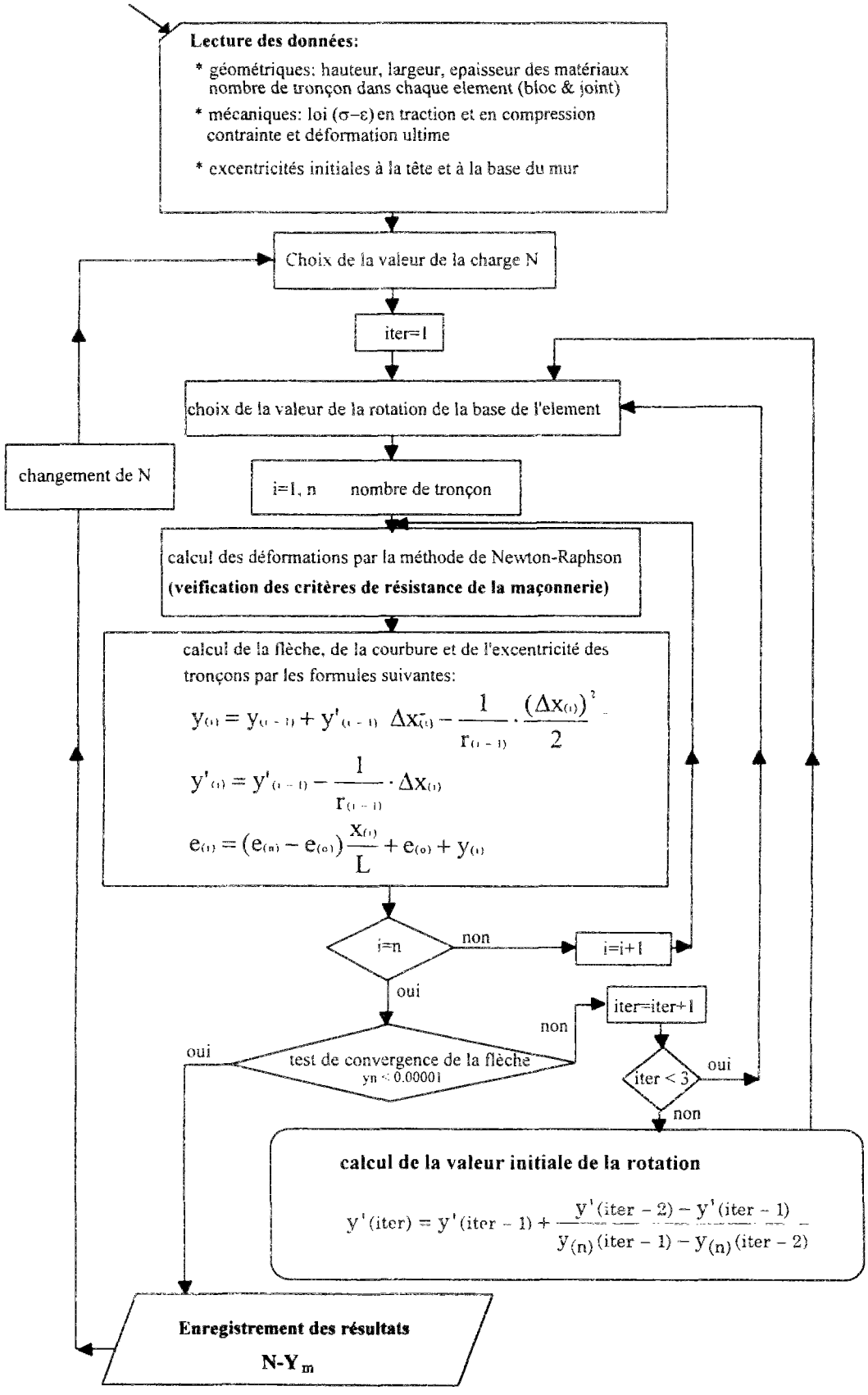


Figure 3.16- Organigramme du programme ELAN. Calcul de la déformée du mur.

3-4.5 Détermination de la charge de ruine Nmax:

Cette partie du programme détermine la charge de ruine du mur. La ruine peut survenir soit par instabilité géométrique telle que définie au paragraphe 3.2, soit par épuisement de la résistance à la compression, soit encore par rupture par fendage de la maçonnerie (paragraphe 3.3).

La valeur de la charge de ruine Nmax peut être relevée sur le diagramme de variation de l'effort normal appliqué en fonction de la flèche maximum produite au niveau de la section médiane.

Le diagramme de variation de l'effort appliqué en fonction de la flèche à mi-hauteur y_m peut être établi point par point en augmentant progressivement l'effort N. Lorsque ce dernier dépasse la valeur de Nmax, aucun équilibre ne sera possible, plus précisément, l'équilibre de la section m ne pourra être vérifié.

Il est nécessaire de réduire dés lors le pas de calcul de N pour évaluer la valeur de Nmax avec le plus de précision.

3-4.5.1 Organigramme:

La figure 3.17 montre l'organigramme de calcul de l'effort maximum que peut supporter le mur en maçonnerie.

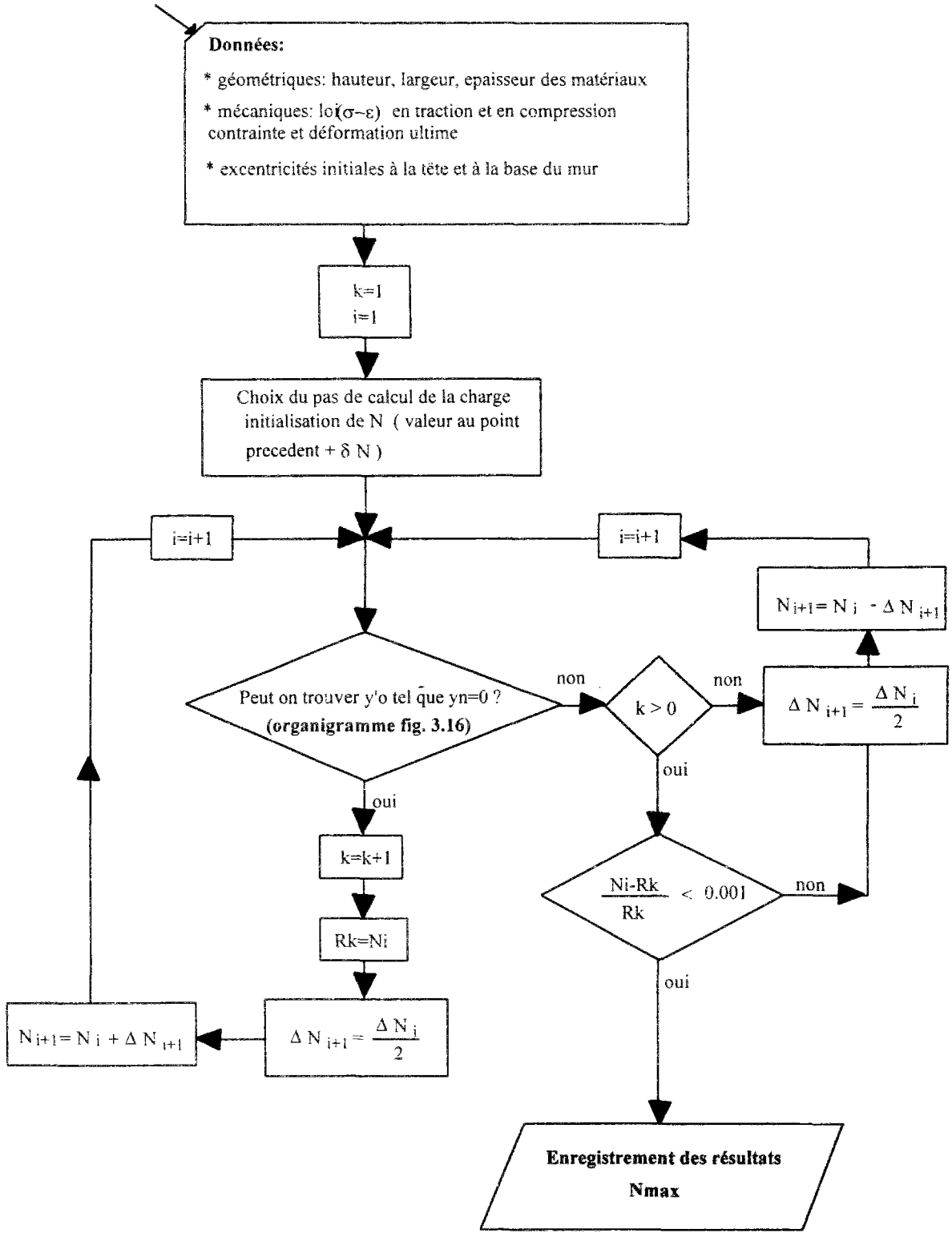


Figure 3.17- Organigramme du programme de calcul ELAN. Calcul de Nmax. Recherche de Nmax

3-4-5.2 Résultats:

A l'issue du processus détaillé ci-dessus, on obtient une série de points représentant les états limites possibles des éléments en fonction de l'élancement géométrique $\lambda = \frac{L}{h}$. Chacun d'eux est caractérisé par une valeur de la fonction d'affaiblissement $\varphi = \frac{\sigma}{\sigma_{rup}}$. ($\sigma_{rup}$ étant la contrainte de rupture sous charge centrée du mur).

Dans l'espace $(\varphi - \lambda - e)$, ces points déterminent un faisceau de courbes représentant la fonction de flambement pour la section considérée et la loi de comportement adoptée pour le matériau. La figure 3-18 montre le réseau obtenu pour le mur étudié.

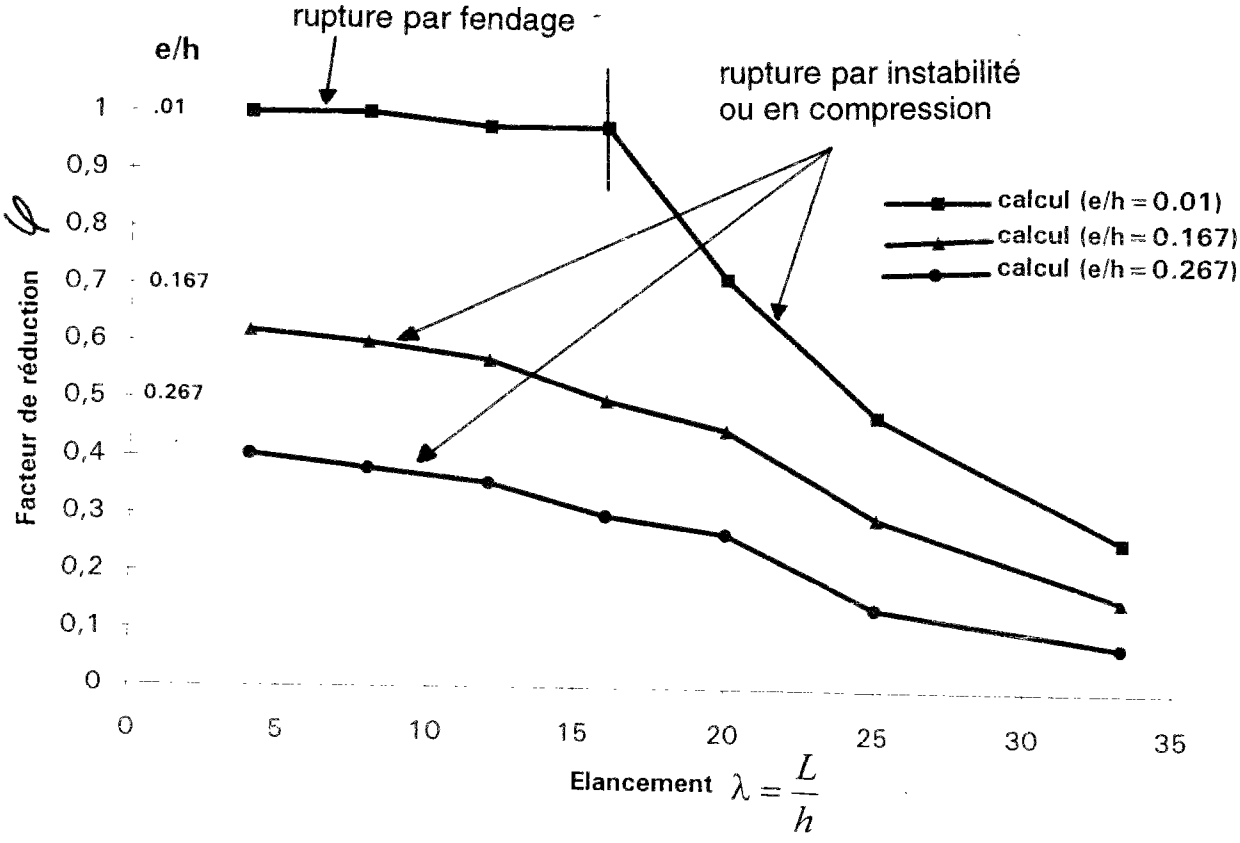


Figure 3-18 Courbes $\varphi(\lambda, e)$ pour le mur élancé.

Ces courbes mettent en évidence le mode de rupture observé. On constate en effet, pour une excentricité réduite de 0.01 correspondant à une excentricité initiale de 2 mm, qu'au delà d'un élancement de 16 correspondant à une hauteur du mur de 2400 mm, une diminution brusque de la résistance du mur caractéristique de la rupture par fendage. Pour les excentricités réduites 0.167 et 0.267 correspondant respectivement à 25 et 40 mm, la rupture se produit par épuisement de la résistance à la compression sur la fibre extrême comprimée.

3-4.6 Programme:

Le modèle numérique présenté est programmé sur station H.P. 9000 en fortran IV. Certains aspects de ce programme sont discutés dans ce paragraphe.

Les précisions demandées dans le programme sont de 10E-3 pour la charge normale et l'excentricité et de 10E-5 pour les flèches.

Grâce à la procédure d'accélération de la convergence utilisée, le modèle converge très rapidement vers la solution recherchée. Le nombre maximum d'itérations sur les valeurs initiales de la rotation obtenue est de 12.

En ce qui concerne le calcul des déformations, la convergence n'est pas toujours assurée pour les valeurs très faibles de l'excentricité initiale. On y remédie en diminuant les valeurs initiales des déformations données.

Pour ce qui concerne le temps de calcul, il dépend évidemment de l'encombrement de l'ordinateur. Il en générale de l'ordre de 5 minutes.

3-5 Conclusions:

Dans ce chapitre, ont été développées l'approche théorique du modèle proposé, ainsi que les différentes étapes du calcul utilisé dans la méthode.

Le programme CURVE, permet de déterminer les courbes caractéristiques $e(\frac{1}{r}, N)$ pour une section et un matériau donné. Ces courbes permettent l'étude de la variation des déformations extrêmes (ou courbure) de la section en fonction de l'excentricité et de la charge appliquées.

Le programme ELAN calcule la capacité portante des murs élancés en maçonnerie. La capacité portante est la charge pour laquelle l'un des critères de rupture suivants est atteint:

- critère de rupture par instabilité géométrique,
- critère de rupture par écrasement de la section comprimée la plus sollicité,
- critère de rupture par fendage de la maçonnerie. Ce dernier dépend à la fois des caractéristiques mécaniques et géométriques des matériaux constitutifs.

CHAPITRE 4 COMPARAISONS DES RESULTATS THEORIQUES ET EXPERIMENTAUX

4-1 Introduction:

Le modèle de calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie proposé au chapitre précédent est basé sur un certain nombre d'hypothèses concernant aussi bien les lois de comportement des matériaux constitutifs de la maçonnerie que l'interaction entre les différents matériaux, par conséquent, seules les confrontations avec les résultats expérimentaux peuvent les justifier.

Comme toute évaluation de ce genre, celle-ci a pour but essentiel d'étudier la validité de la méthode proposée. Pour cela elle ne se limitera pas aux seules valeurs de résistance à la rupture de la structure mais elle visera également à exploiter au maximum les données expérimentales disponibles et la vérification de la sensibilité du modèle aux différents paramètres qui interviennent.

La validation de la méthode se fera en deux étapes:

1- validation du modèle de calcul numérique des courbes excentricité-courbure à effort normal donné $e(\frac{1}{r}, N)$ connaissant la loi de comportement et les caractéristiques géométriques des matériaux constitutifs de la structure. Cette validation permettra la généralisation du processus à d'autres valeurs de l'effort appliqué que celles qui ont fait l'objet d'essais.

2- validation du modèle de calcul de la déformée des murs en maçonnerie élancés et leur capacité portante, connaissant l'excentricité de l'effort appliqué et l'élancement de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques et géométriques des différents matériaux constitutifs.

4-2 Courbes effort-excentricité-courbure $e(\frac{1}{r}, N)$:

4-2.1 Introduction:

Les courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ à effort normal constant expérimentales sont comparées aux courbes de calcul dans le cas des assemblages de mortier M30, M5 et des assemblages de béton cellulaire.

Les lois de comportement adoptées sont celles tirées des essais d'identification sur assemblages en charge centrée sur la base de mesure des déformations de 100 mm. L'équation générale est de la forme parabolique dont les coefficients sont calculés par la méthode des moindres carrés.

$$\sigma_c = a \cdot \varepsilon_c + b \cdot \varepsilon_c^2$$

où:

$a = E_i$: module d'élasticité initial,

4-2.2 Données mécaniques (paramètres du modèle)

Les données mécaniques des lois de comportement utilisées dans les calculs sont résumées dans le tableau ci-dessous.

La résistance à la traction des différents matériaux est considérée nulle. L'influence de la prise en compte de cette résistance est étudiée dans le paragraphe 4-2.4 suivant.

Matériau	Module d'élasticité $a = E_i$ (Mpa)	Coefficient b	Contrainte ultime σ_{rup} (Mpa)	Déformation ultime ε_{rup}
Assemblage M30	12823	-2744600	14.97	0.00235
Assemblage M5	6046	-665240	13.74	0.0045
Assemblage béton cellulaire	2918	-479200	4.3	0.0025

Tableau 4-1 Données numériques du modèle.

4-2.3 Résultats:

La figure 4.1 montre que pour le cas d'assemblages de mortier M30, la concordance entre les courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ expérimentales et de calcul est satisfaisante et particulièrement pour le cas de la charge de 100 KN. Les courbes théoriques sont représentées en trait continu.

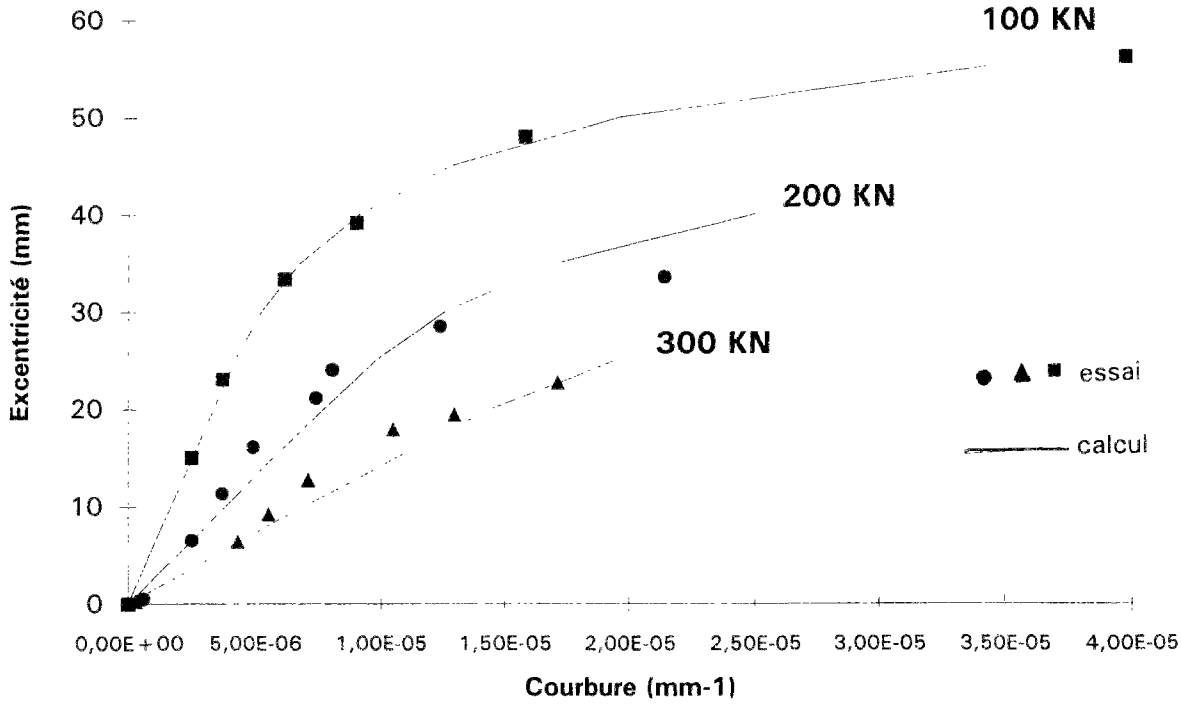


Figure 4.1- Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ expérimentales et théoriques des assemblages de mortier M30.

En revanche, pour le cas des assemblages de mortier M5, la figure 4.2 montre que la concordance entre les résultats d'essais et théoriques est moins bonne que pour le cas précèdent. On constate en effet que l'écart entre valeurs d'essais et théoriques s'accentue avec l'augmentation de l'excentricité. Ceci peut être expliqué par des effets d'écrasements locaux du joint dûs à la faible rigidité du mortier utilisé. Les déformations globales des assemblages ne prennent pas en compte ces effets locaux.

Cependant on peut estimer que la concordance entre les résultats d'essais et de calcul est satisfaisante compte tenu de la dispersion propre importante des matériaux utilisés et en particulier celle du mortier dont les caractéristiques mécaniques sont affectées par le phénomène de succion comme montré par les essais sur éprouvettes récupérées dans les joints aprés durcissement.

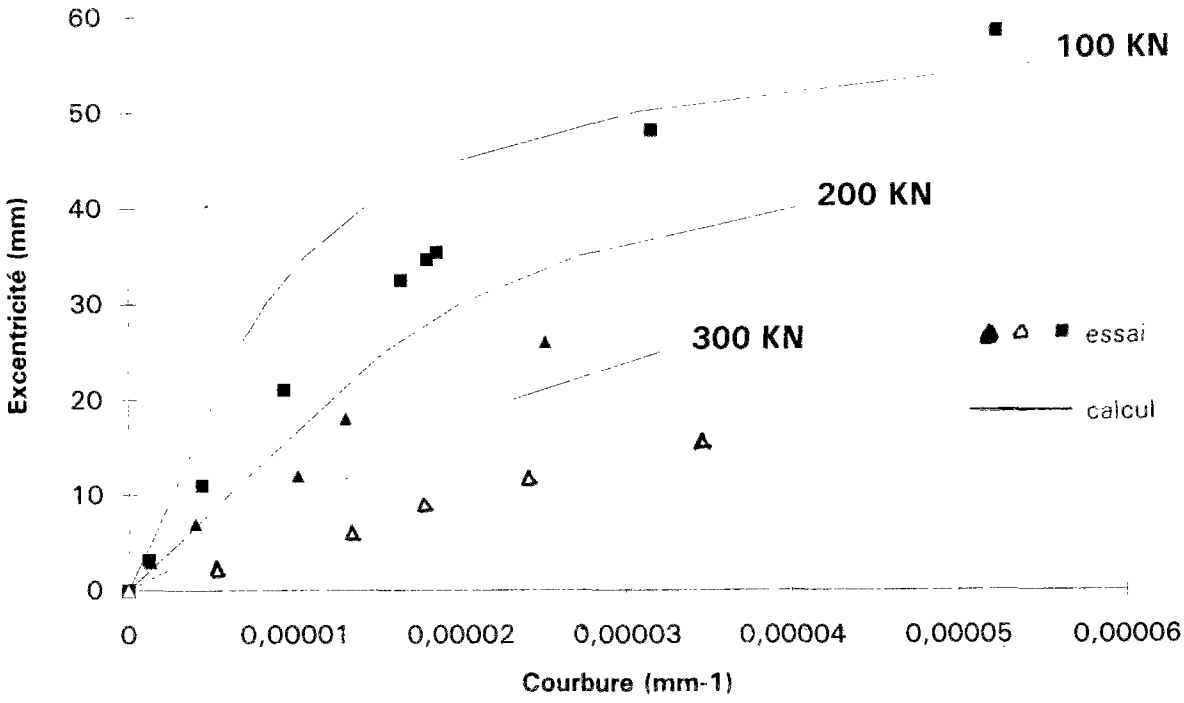


Figure 4.2- Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ expérimentales et théoriques des assemblages de mortier M5.

La figure 4.3 montre également une comparaison des courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ expérimentales et de calcul pour le cas d'assemblages de béton cellulaire. D'une façon générale la concordance est satisfaisante.

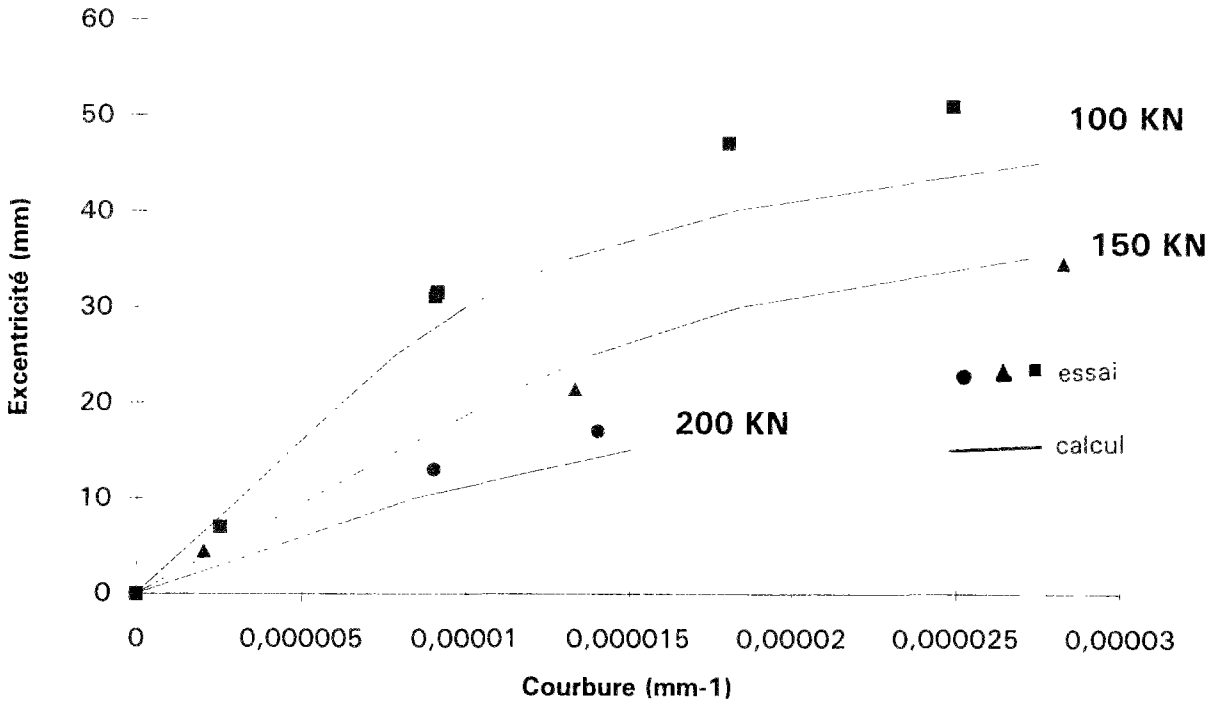


Figure 4.3- Courbes $e(\frac{1}{r}, N)$ expérimentales et théoriques des assemblages de béton cellulaire.

4-2.4 Influence de la résistance à la traction des matériaux :

Les lois de comportement adoptées pour les matériaux sont, selon l'usage, déduites des essais de compression centrée sur des éléments peu élancés. Ceci ne permet pas de connaître la résistance à la traction des matériaux qui, dans la réalité n'est pas nulle.

Or lorsque l'excentricité de la charge appliquée est élevée, des zones tendues apparaissent sur certaines sections. L'étude de l'influence de la prise en compte de la résistance à la traction dans les calculs numériques est donc nécessaire. Rappelons que dans le cas des assemblages de maçonnerie, la valeur de résistance à la traction prise en compte dans les calculs est la plus faible des valeurs de la résistance à la traction des matériaux et de l'adhérence mortier-bloc.

Les données expérimentales en traction tirées des essais sur trumeaux réalisés ont permis d'estimer la déformation en traction à la rupture à 250.10^{-6}. Cette valeur correspond au début d'ouverture des joints horizontaux du mur. Elle sera utilisée en supposant que le matériau a un comportement élastique linéaire en traction. Le module d'élasticité est supposé égal au module initial de la loi de comportement en compression du matériau.

La figure 4.4 ci-dessous représentant la variation de l'excentricité en fonction de la courbure des assemblages de mortier M30 pour une charge totale de 100 KN montre que l'influence de la prise en compte de la résistance à la traction est négligeable sur le comportement des matériaux et en particulier au voisinage de la rupture. La prise en compte de la résistance à la traction dans les calculs a pour effet d'augmenter la valeur de l'excentricité à partir de laquelle la section commence à se fissurer. La prise en compte de la résistance à la traction à tendance à diminuer légèrement la courbure pour une excentricité donnée de la charge.

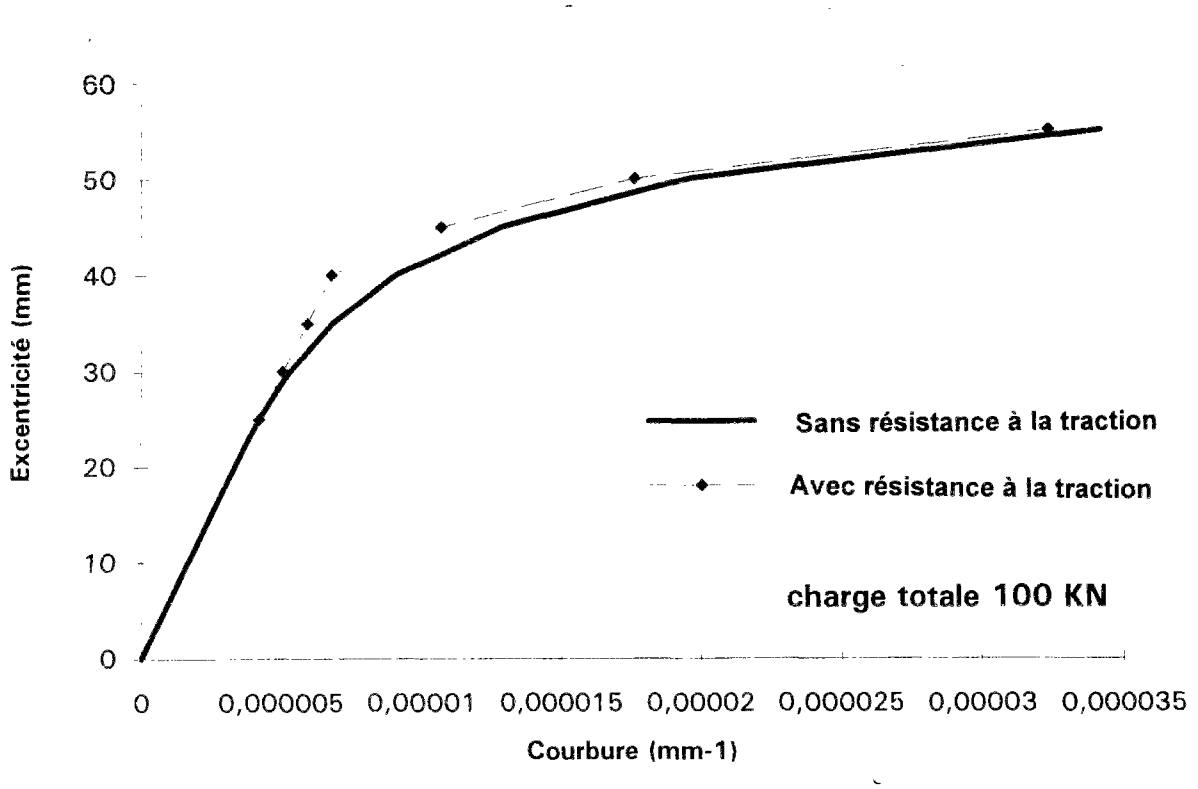


Figure 4.4- Influence de la résistance à la traction du matériau sur les courbes $e(\frac{1}{r}, N)$.

4-2.5 Influence de la valeur du module d'élasticité initial:

La dispersion importante des résultats d'essais nous a amené à étudier l'influence de la valeur du module d'élasticité initial en compression des assemblages de mortier M30 sur les courbes $e(\frac{1}{r}, N)$.

Une simulation exploratoire a été réalisée en considérant respectivement le cas d'une majoration et d'une minoration du module initial de la loi de comportement de 10 % par rapport à la valeur déduite des essais sur assemblages de mortier M30, le coefficient b et la déformation ultime de la loi de comportement étant considérés constants. La résistance à la traction est supposée négligeable.

La figure 4.5 illustre l'allure de ces courbes pour les différents cas simulés.

Les résultats de calcul montrent que la valeur du module d'élasticité initial a une influence sur les courbes $e(\frac{1}{r}, N)$. Une majoration de 10 % du module d'élasticité initiale engendre, pour une même valeur de courbure, une augmentation de l'excentricité correspondante d'environ 10 % et en particulier au voisinage de la rupture, ce qui n'est pas négligeable. Nous avons représenté sur ces courbes également les valeurs d'essais à titre de comparaison.

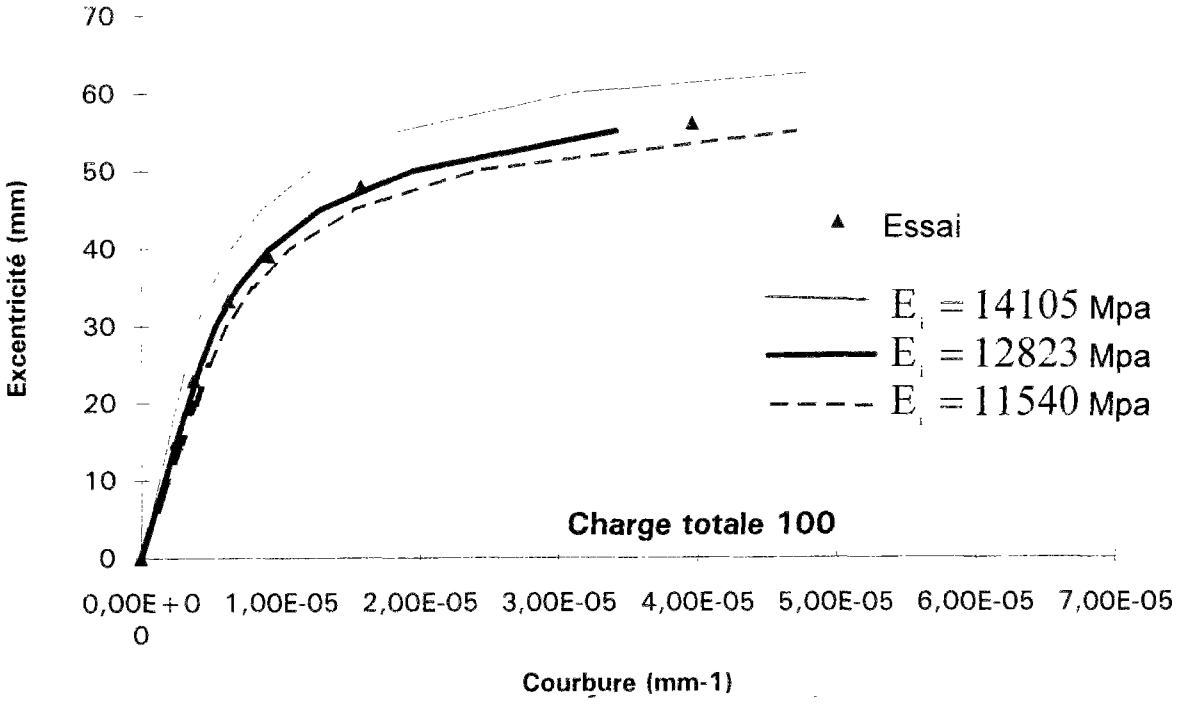


Figure 4.5- Influence de la valeur du module d'élasticité initial et de la résistance à la compression du mortier sur les courbes $e(\frac{1}{r}, N)$.

4-2.6 Influence de l'épaisseur des blocs sur les lois $e(\frac{1}{r}, N)$:

La figure 4.6 montre l'influence de l'épaisseur des blocs sur les lois $e(\frac{1}{r}, N)$ pour une charge de 100 KN. Pour faciliter la comparaison des résultats des cas étudiés, nous avons représenté les courbes dans le diagramme excentricités réduites-courbure. Les autres données mécaniques et géométriques sont inchangées.

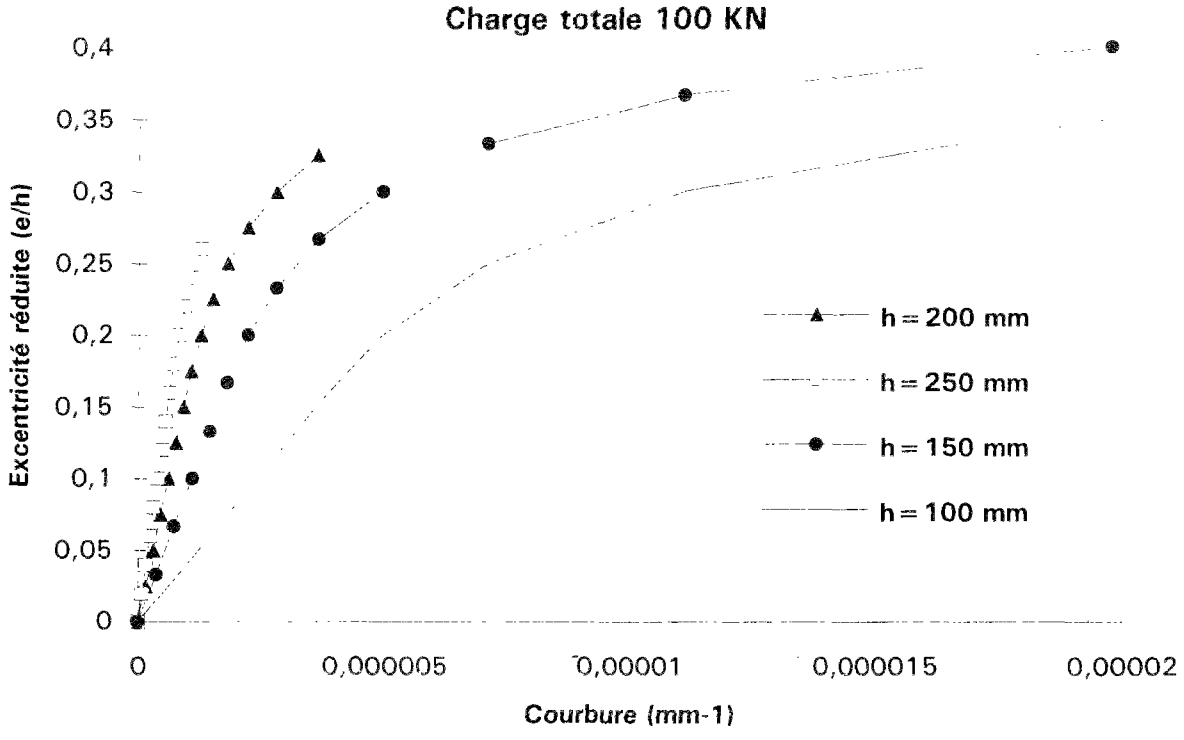


Figure 4.6- Influence de l'épaisseur des blocs sur les lois $e(\frac{1}{r}, N)$.

Nous remarquons qu'à excentricité réduite égale, les courbures correspondantes sont d'autant plus petites que l'épaisseur des blocs utilisés est grande. Ce résultat met en évidence l'influence importante de l'épaisseur sur la stabilité des éléments élancés. On constate par exemple, pour l'excentricité réduite de 0.15 que le passage d'une épaisseur de 150 mm à 100 mm double la valeur de la courbure correspondante.

4-2.7 Conclusion:

La comparaison présentée montre d'une manière générale une bonne correspondance entre les résultats de calcul et expérimentaux. Celle-ci est d'ailleurs tout à fait satisfaisante dans le cas des assemblages de mortier M30. En revanche, dans le cas des assemblages de mortier M5, des divergences apparaissent pour les fortes valeurs d'excentricité. Ces divergences sont dûes à la faible rigidité du mortier qui s'écrase.

Nous avons également montré que l'influence de la prise en compte de la résistance à la traction dans les calculs des lois $e(\frac{1}{r},N)$ est négligeable pour le cas des assemblages utilisés. Il n'en est pas de même de l'influence de la valeur du module d'élasticité initial.

En conséquence, le modèle numérique de calcul des lois $e(\frac{1}{r},N)$ proposé CURVE peut donc être appliqué à d'autre valeurs de l'effort normal appliqué.

4-3 Essai sur trumeau de hauteur d'étage:

4-3.1 Introduction:

Les résultats théoriques de la simulation avec le modèle ELAN développé sont comparés aux résultats d'essais centrés et excentrés sur trumeaux de hauteur d'étage réalisés dans la campagne expérimentale.

Deux types de calculs numériques ont été étudiés:

- Dans le premier nous considérons la maçonnerie comme un matériau homogène avec des caractéristiques mécaniques moyennes. La loi de comportement du matériau maçonnerie homogénéisée est tirée des essais en compression centrée sur assemblages de mortier M30 avec un dispositif de 100 mm de base de mesure.

- Le deuxième type de calcul est fait en considérant la maçonnerie comme un matériau hétérogène. Dans ce cas, nous considérons les caractéristiques mécaniques et géométriques des différents matériaux bloc et mortier des joints.

La loi de comportement et les valeurs des déformations et contraintes ultimes des blocs sont tirées des essais de compression centrée sur blocs réalisés et celles du mortier des joints sont tirées des essais de compression centrée sur des éprouvettes 4x4x2 cm^3 récupérées des joints de mortier après durcissement.

4-3.2 Données mécaniques (paramètres du modèle):

De la même façon que précédemment, l'équation générale des lois de comportement adoptées est de forme parabolique dont les coefficients sont calculés par la méthode des moindres carrés.

Les trumeaux de hauteur d'étage modélisés sont d'environ 2400 mm de hauteur et constitués de 10 rangées de blocs de 200 mm de largeur et de 11 lits de mortier de 10 mm d'épaisseur. L'épaisseur des joints verticaux est prise égale à 10 mm.

La semelle en béton sur laquelle est construit le mur ainsi que le chaînage en béton qui couronne ce dernier ont environ 150 mm d'épaisseur. Ils sont supposés constitués du même matériau que les blocs utilisés.

Dans le maillage adopté, les blocs sont subdivisés en 3 éléments et les joints en 2. Le nombre total d'éléments est alors de 58.

L'influence du nombre d'éléments de discrétisation des trumeaux a également été étudiée, afin d'analyser l'influence de la finesse du maillage sur les résultats du modèle numérique (paragraphe 4-3.7).

Les données mécaniques des différents matériaux utilisées dans les calculs sont résumées dans le tableau 4.2 ci-dessous.

Matériau	Module d'élasticité $a = E_i$ (Mpa)	Coefficient b	Contrainte de rupture σ_{rup} (Mpa)	Déformation ultime ε_{rup}	Coefficient de poisson
Assemblage M30	12823	-2744600	14.97	0.00235	-
Bloc	17213	-2595300	22.86	0.0018	0.18
Mortier M30	10990	-2737300	10.75	0.00195	0.25

Tableau 4-2 Données numériques du modèle.

4-3.3 Résultats:

4-3.3.1 Courbes (σ-ε):

Les figures ci-dessous représentent les relations contraintes et déformations expérimentales et théoriques à la mi-hauteur des trumeaux étudiés pour différents cas d'excentricité.

Les données mécaniques utilisées dans les calculs sont résumées dans le tableau 4.2. La résistance à la traction des différents matériaux est supposée nulle.

La figure 4.7 montre que pour le cas d'une charge centrée, la concordance entre la courbe (σ-ε) d'un matériau hétérogène est meilleure que pour le cas du matériau homogénéisé en particulier au voisinage de la rupture. Par contre le modèle semble sous-estimer la résistance à la compression du mur. Ceci est dû à la faible résistance du mortier par rapport à celle des blocs.

L'analyse de la valeur d'essai sous charge centrée montre que l'excentricité initiale n'est pas complètement nulle. Pour comparer les résultats théoriques avec les résultats expérimentaux, il est donc nécessaire de procéder à une correction de l'excentricité ou plutôt de déterminer la valeur réelle de l'excentricité initiale de la charge appliquée. Pour cela, nous avons procédé à un calage des valeurs théoriques avec les résultats d'essais. Nous constatons qu'une excentricité initiale de 2 mm assure une bonne concordance des résultats pour le cas du mur hétérogène.

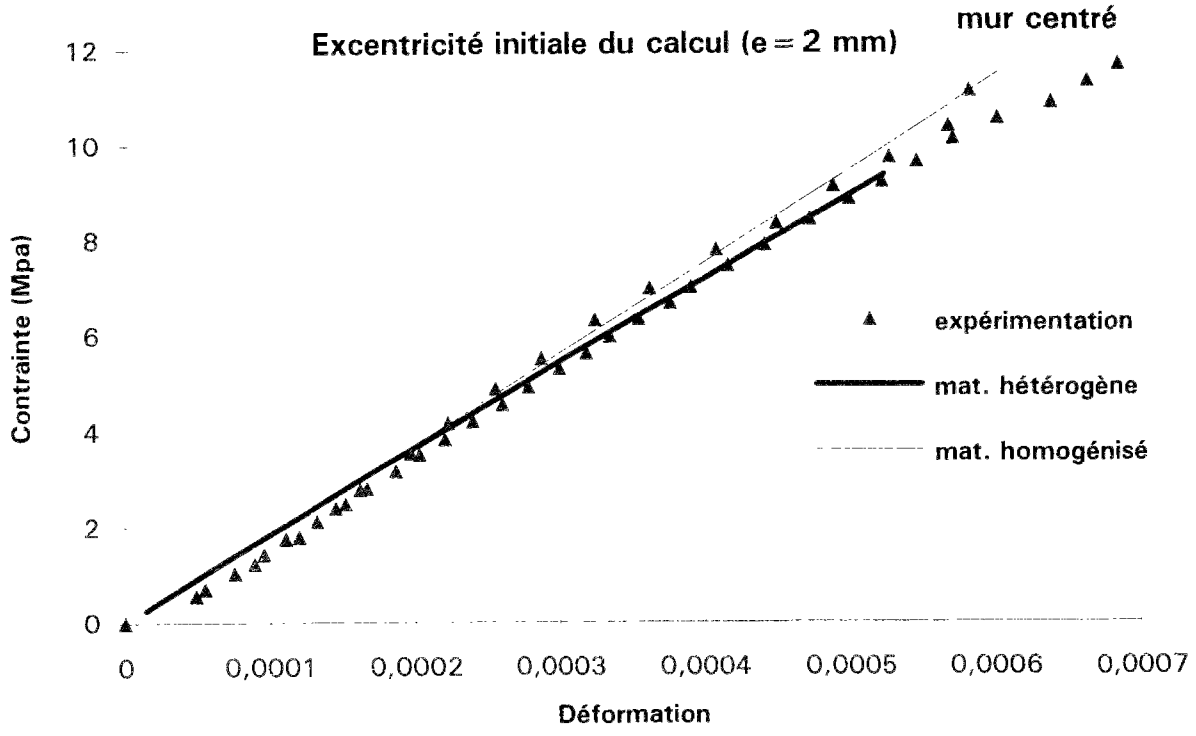


Figure 4.7- Courbes (σ-ε) expérimentale et théorique des trumeaux sous charge centrée.

Sur la figure 4.8 ci-dessous, nous constatons également , pour le cas d'excentricité de 25 mm, une bonne concordance des résultats des deux types de calcul avec les résultats d'essais pour les déformations des fibres comprimées et tendues. Cette concordance semble être moins bonne pour le cas du matériau homogénéisé.

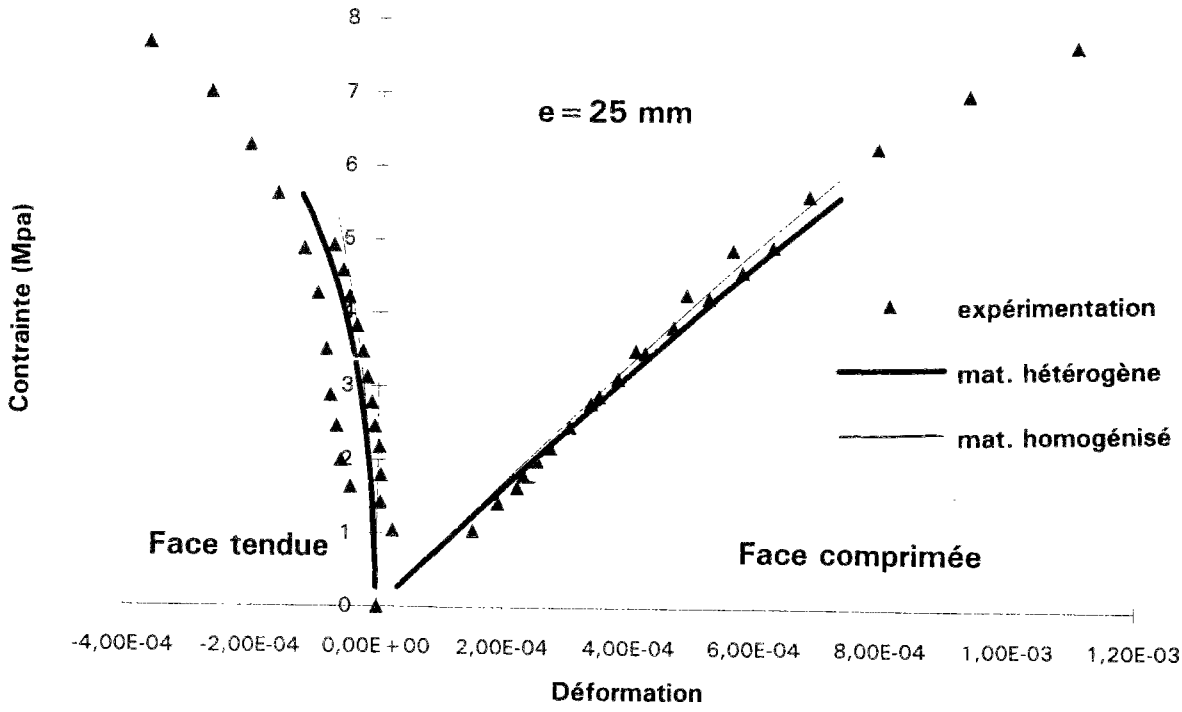


Figure 4.8- Courbes (σ-ε) expérimentale et théorique des trumeaux sous charge excentrée (e=25 mm).

La figure 4.9 montre que pour une excentricité de 40 mm, le cas d'un matériau hétérogène semble mieux suivre l'évolution de la courbe (σ-ε) expérimentale.

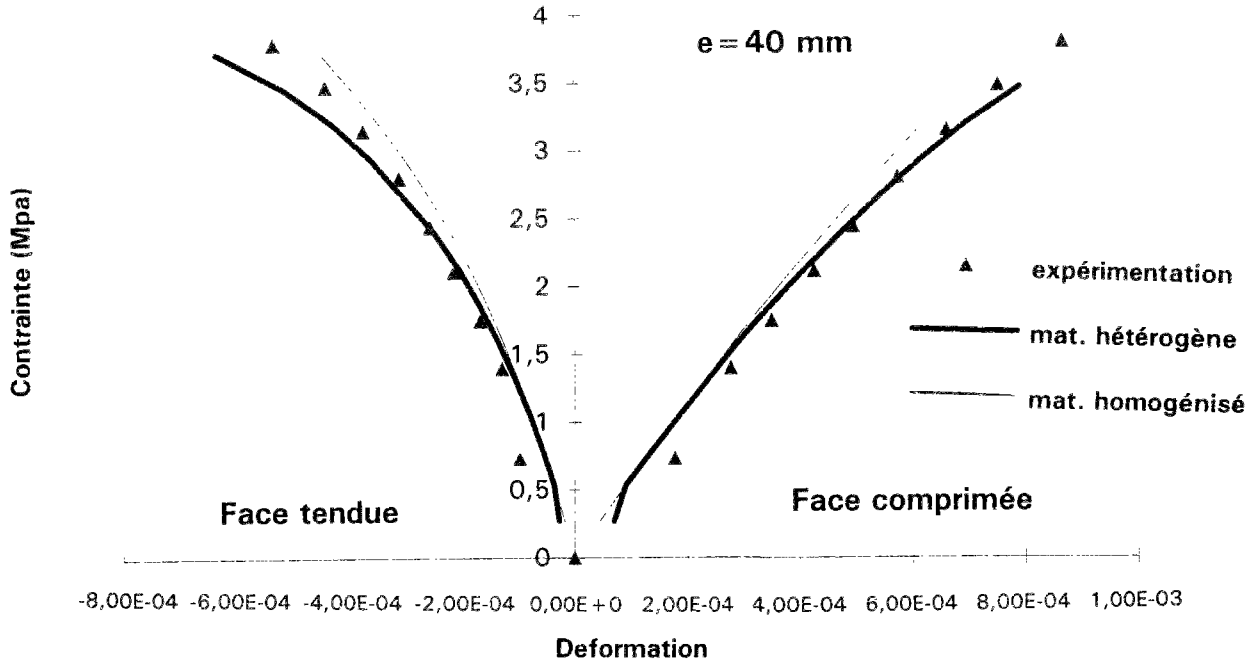


Figure 4.9- Courbes (σ-ε) expérimentale et théorique des trumeaux sous charge excentrée (e = 40 mm).

4-3.3.2 Flèche à mi-hauteur :

La figure 4.10 montre la variation de la flèche mesurée et de la flèche calculée à mi-hauteur du mur dans les cas des matériaux homogénéisé et hétérogène en fonction de la contrainte moyenne appliquée pour différents cas d'excentricité de la charge.

Pour éviter la destruction du dispositif expérimental et pour des raisons de sécurité des personnes, les capteurs de déplacement ont été retirés avant que survienne la rupture des murs: la confrontation entre les résultats théoriques et expérimentaux ne portera pas sur les valeurs à la rupture de la flèche à mi-hauteur du trumeau, mais sur l'allure de la variation de cette flèche en fonction de la contrainte moyenne.

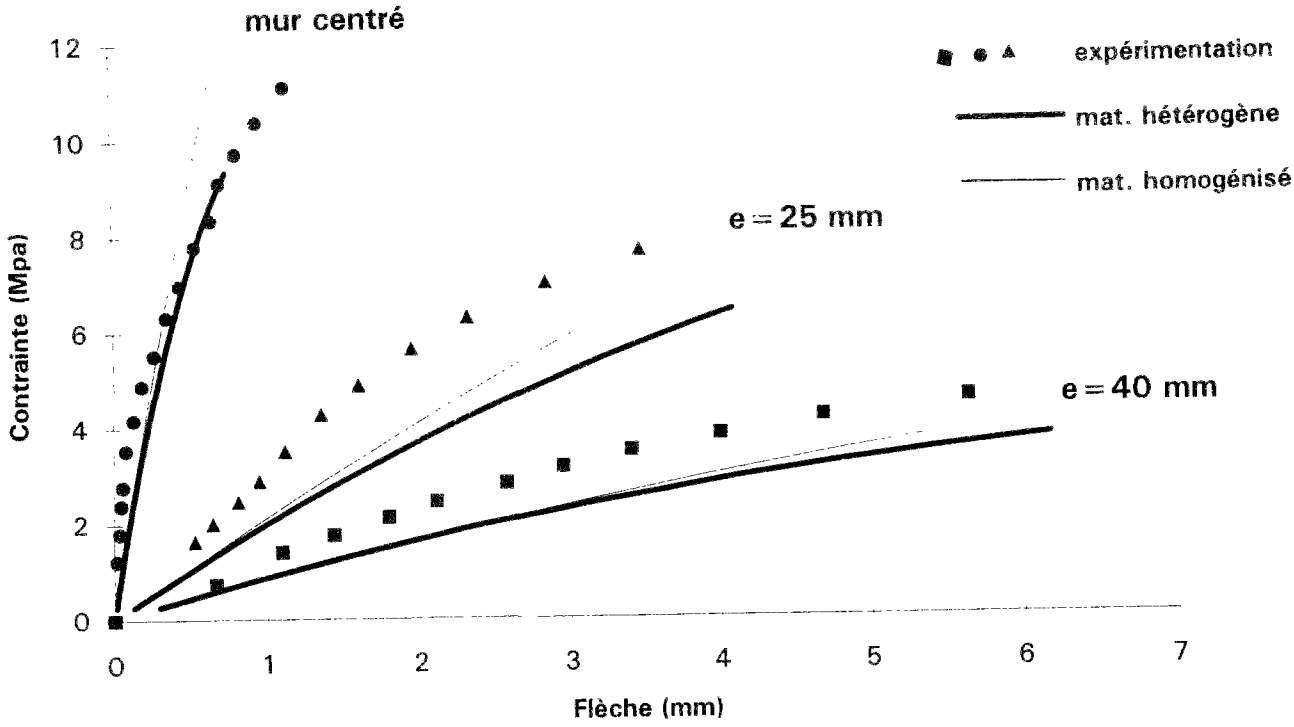


Figure 4.10- Courbes contrainte-flèche à mi-hauteur expérimentales et théoriques des trumeaux pour différents cas d'excentricité.

D'une façon générale, nous constatons une bonne concordance entre les valeurs expérimentales et de calcul.

Pour l'excentricité initiale de 2 mm, les valeurs de calcul dans le cas du matériau hétérogène est très proche des valeurs d'essais sur mur centré et semble suivre l'évolution de la flèche avec la charge. Pour le cas du matériau homogénéisé, la concordance entre les valeurs de calcul et d'essais est moins bonne et en particulier pour les fortes contraintes.

Pour les cas d'excentricité de 25 et 40 mm, l'écart entre les valeurs d'essais et de calcul s'accentue avec l'augmentation de la contrainte dans la section. Ceci peut être expliqué probablement par un fonctionnement défectueux des rotules auxiliaires qui fait qu'on peut considérer les conditions d'appuis comme des semi-encastements. La légère reprise de rigidité de la structure montrée par les résultats d'essais confirme cette hypothèse.

4-3.3.3 Résistance à la compression :

La figure 4.11 montre pour le cas des trumeaux de hauteur d'étage, une comparaison des courbes de variation de la résistance à la compression avec l'excentricité expérimentale et de calcul.

La résistance à la compression est déterminée par le modèle après vérification de l'un des critères de rupture considérés.

Les résultats montrent que d'une façon générale, le modèle a tendance à sous-estimer la résistance à la compression du mur. L'écart entre les résultats théoriques et expérimentaux est de l'ordre de 20 %. Hormis le cas d'une excentricité de 2 mm où la rupture s'est produite par fendage, dans les autres cas d'excentricité, la rupture s'est produite par épuisement de la résistance à la compression de l'élément.

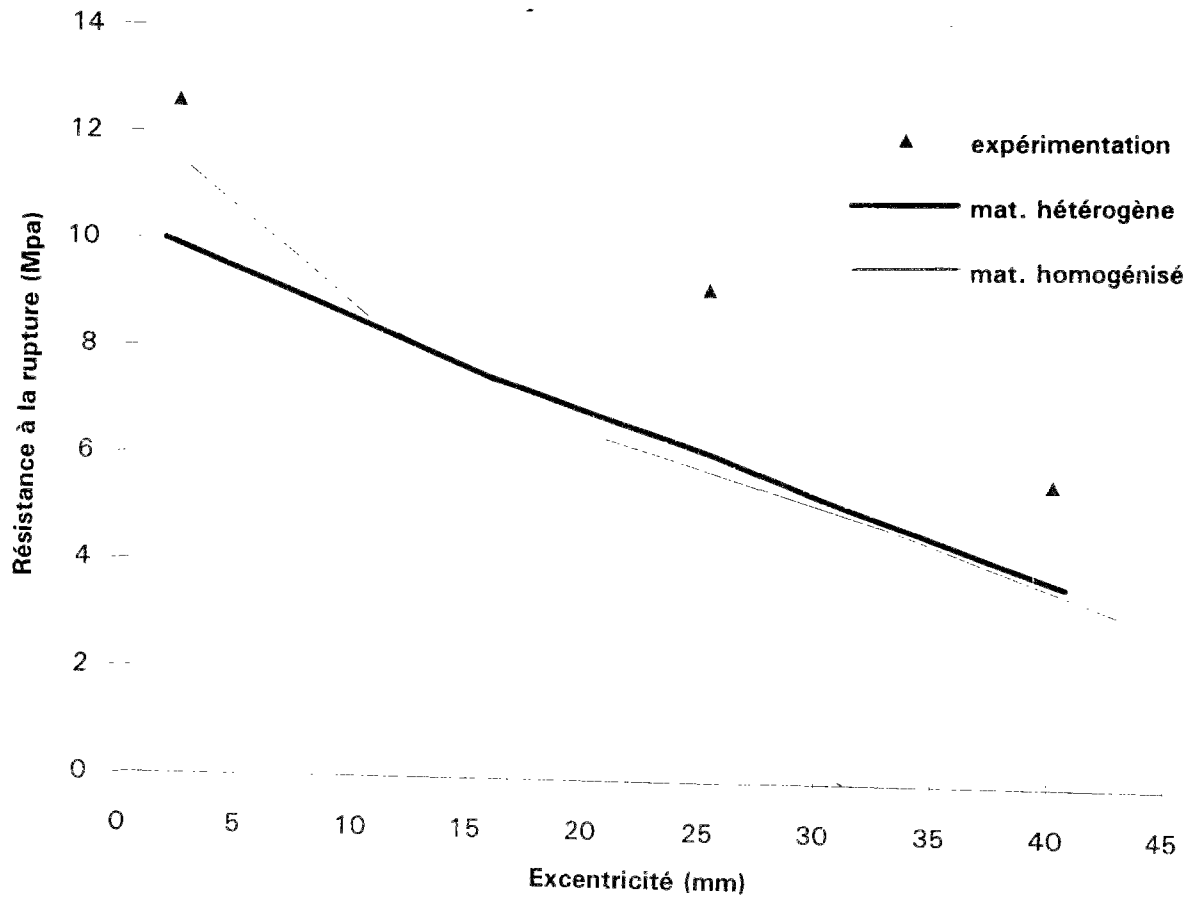


Figure 4.11- Variation de la résistance du mur avec l'excentricité

4-3.4 Analyse de la concordance des résultats:

S'agissant de matériaux qui, on le sait, sont sujets à une dispersion propre importante, on peut estimer que cette concordance est satisfaisante. Et cela est d'autant plus vrai que, malgré les précautions prises, l'excentricité avec laquelle les charges sont effectivement appliquées aux corps d'épreuve par la presse est inévitablement affectée d'imprécisions qui ajoutent à la dispersion des résultats. De plus, s'agissant de maçonnerie de petits éléments, les défauts de verticalité et de planéité des blocs de part le mode de montage sont importants malgré les soins apportées à la mise en oeuvre.

Cela dit, les causes de certains écarts entre les valeurs expérimentales et théoriques ne peuvent être expliquées uniquement par la seule dispersion propre des matériaux. En effet les comparaisons montrent que les résultats concordent d'autant mieux que l'excentricité de la charge appliquée est faible.

On peut expliquer ces différences par les effets du second ordre engendrés par l'élancement et l'excentricité. Aussi, même si l'allure des déformées ne met pas en évidence un fonctionnement défectueux des rotules auxiliaires, celles-ci ne sont pas totalement sans frottement et l'on ne peut pas exclure, à priori, qu'elles puissent altérer un peu les conditions de transmission des efforts de la presse au mur d'essai. De plus on connaît mal les phénomènes qui ont leur siège à proximité immédiate des extrémités de murs et seule une expérimentation permettrait de décider si l'on doit considérer les extrémités du mur comme encastrées ou articulées.

4-3.5 Influence de la résistance à la traction des matériaux:

De la même façon que pour les calculs de validation précédents, nous avons utilisé les mêmes données expérimentales en traction tirées des essais sur trumeaux réalisés qui ont permis d'estimer la déformation en traction à la rupture à 250.10^{-6}. Cette valeur correspond au début d'ouverture des joints

horizontaux du mur. Elle sera utilisée en supposant que le matériau a un comportement élastique linéaire en traction. Le module d'élasticité est supposé égale au module initial de la loi de comportement en compression du matériau.

La figure 4.12 ci-dessous montre l'influence de la prise en compte de la résistance à la traction des différents matériaux sur la variation des déformations de la face tendue du mur en fonction de la contrainte moyenne appliquée pour le cas d'une excentricité de 40 mm.

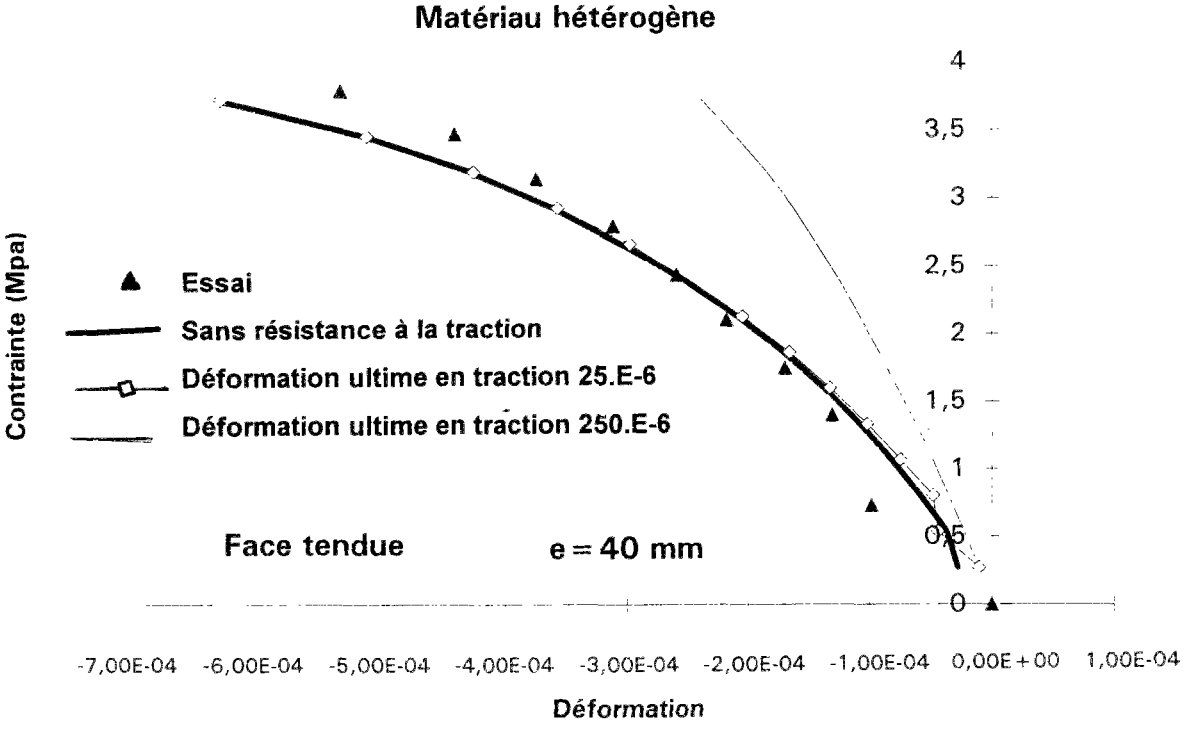


Figure 4.12- Influence de la résistance à la traction du matériau sur les courbes (σ-ε).

Ce résultat montre que la concordance est bonne dans le cas où la résistance à la traction est supposée nulle.

Pour évaluer cette résistance, nous avons procédé à une correction de la valeur de déformation en traction qui permet un calage des valeurs de calcul avec les résultats d'essais. La figure 4.12 montre que le calage est satisfaisant pour une valeur de déformation de 25.10^{-6} correspondant à une contrainte d'adhérence de 0.2 Mpa (le module d'élasticité en traction étant le même qu'en compression).

4-3.6 Influence de la valeur du module de rigidité initial du mortier :

Une simulation a été réalisée en considérant que le module d'élasticité initial du mortier est égal au double de la valeur déduite des essais d'identification sur mortier. Le coefficient b de la loi de comportement et la déformation ultime de la loi de comportement étant considérés constants. La résistance à la traction est supposée négligeable.

Les figures 4.13 et 4.14 illustrent l'allure de ces courbes pour les différents cas simulés.

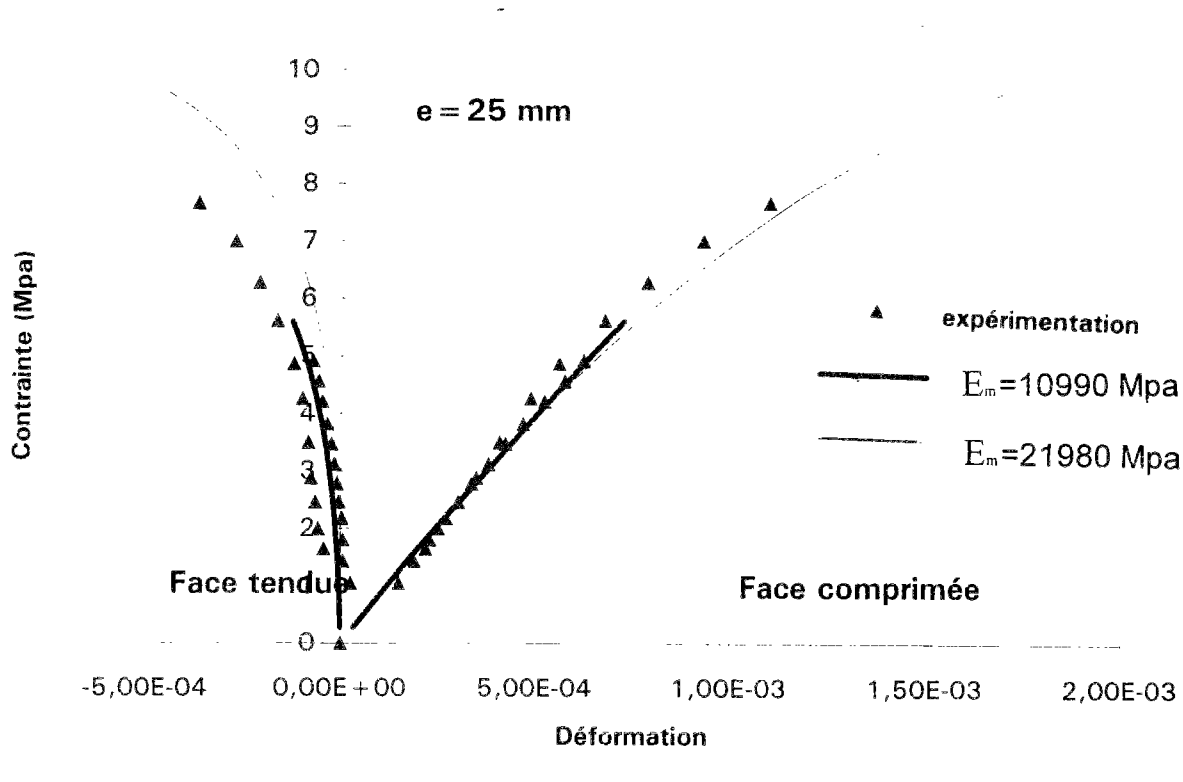


Figure 4.13- Influence de la valeur du module d'élasticité initial du mortier sur les lois (σ-ε) pour une excentricité de 25 mm.

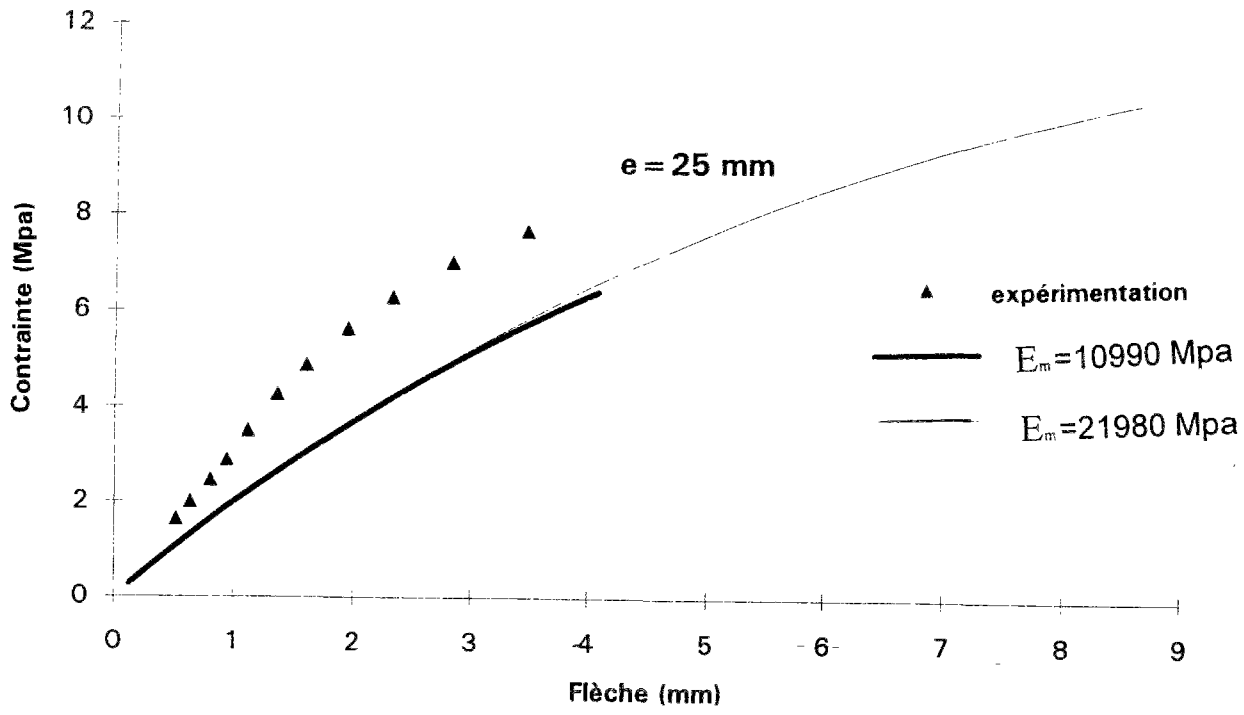


Figure 4.14- Influence de la valeur du module d'élasticité initial sur la loi charge-flèche à mi-hauteur du mur pour une excentricité de 25 mm.

Les résultats de calcul montrent que la valeur du module d'élasticité initial du mortier n'a pas une influence importante sur l'allure des courbes charge-flèche. Ce résultat confirme les constatations faites lors des essais d'ecrasement sur assemblages de mortier M30 et M5.

4-3.7 Influence de l'élancement de l'élément:

Pour étudier l'influence de l'élancement $\lambda = \frac{L}{h}$ sur la résistance du mur en maçonnerie, des calculs numériques ont été menés pour différentes hauteurs du mur et excentricités de la charge. Les différentes valeurs de résistance sont représentées par le facteur de réduction $\varphi = \frac{\sigma}{\sigma_{rup}}$, σ_{rup} étant la contrainte de rupture sous charge centré du mur.

La figure 4.15 ci-dessous montre les résultats de calcul pour le matériau hétérogène dans le diagramme $(\varphi - \lambda - e)$. Ces courbes représentent la fonction de flambement de l'élément considéré.

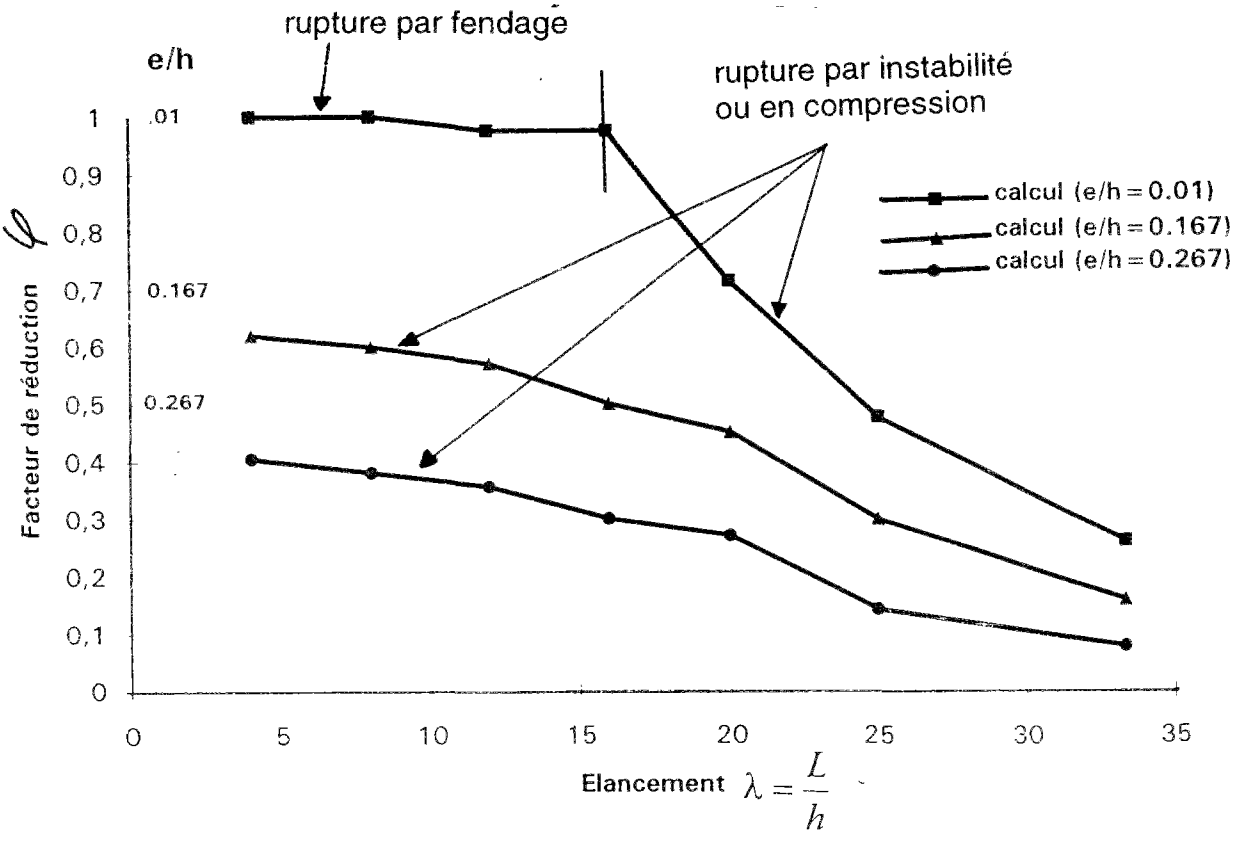


Figure 4-15 Courbes $\varphi(\lambda, e)$ pour du mur élancé.

Ces courbes mettent en évidence l'influence de l'élancement de l'élément. On constate pour le cas de l'excentricité réduite de 0.01 correspondant à une excentricité initiale de 2 mm, qu'au delà d'un élancement de 16 qui correspond à une hauteur du mur de 2400 mm, une diminution brusque de la résistance du mur. Cette diminution est caractéristique de la rupture par fendage. Pour les excentricités réduites 0.167 et 0.267 correspondant respectivement à 25 et 40 mm, la rupture s'est produite par épuisement de la résistance à la compression sur la fibre extrême comprimée.

4-3.8 Influence du maillage des éléments:

L'étude de l'influence du nombre d'éléments de discrétisation sur la solution du modèle numérique est un passage obligé pour la validation de la méthode. Pour cela plusieurs simulations ont été faites en changeant le nombre d'éléments du mur. La figure 4.16 ci-dessous montre les résultats de cette simulation pour le cas d'un matériau homogénéisé.

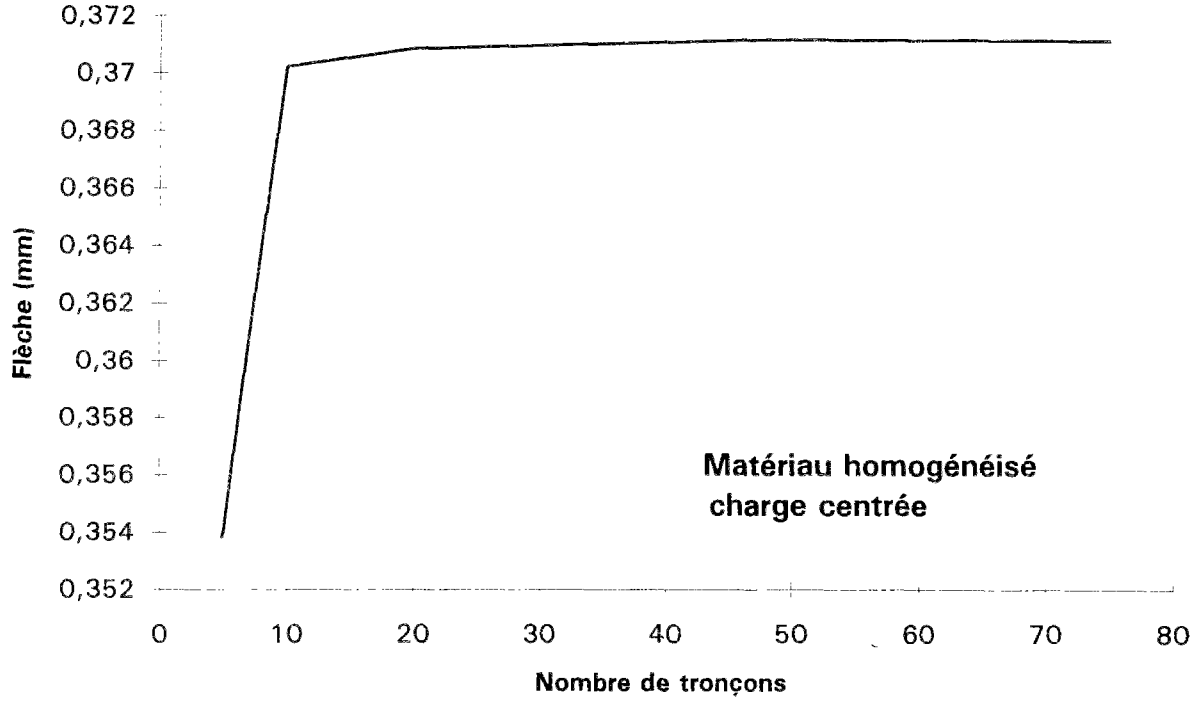


Figure 4.16- Influence du maillage sur la valeur de la flèche à mi-hauteur du mur.

L'analyse des résultats montre qu'en ce qui concerne la valeur de calcul de la flèche à mi-hauteur des murs, la solution se stabilise à partir de 10 éléments de discrétisation et qu'au delà de 50 éléments, la solution est sensiblement constante.

4-3.9 Conclusion:

La comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées par le modèle ELAN permet de conclure à une concordance d'ensemble relativement satisfaisante avec cependant quelques exceptions liées entre autres à la dispersion des résultats d'essais, aux conditions de fonctionnement des rotules auxiliaires qui altèrent les conditions de transmission de l'effort de la presse. La comparaison a également montré que le calcul en considérant l'hétérogénéité de la maçonnerie est meilleure que pour le cas d'une structure homogénéisée.

4-4 Comparaison avec les règles de calcul (EC6) :

Un des débouchés immédiats de cette recherche est en fait, la validation et l'adaptation des règles de calcul existantes pour les éléments élancés en maçonnerie. L'enjeu économique et technique est capitale. Dans ce paragraphe, les résultats de notre méthode seront confrontés aux résultats de la méthode proposée dans le règlement EUROPEEN (EC6) qui est désormais adopté par tous les pays de la communauté.

Il est à noter que le reproche majeur qui peut être fait à ces règles est leur empirisme. Les formules proposées sont pour l'essentiel des courbes enveloppes tracées à partir des résultats expérimentaux sur un certain nombre de maçonneries en usage dans certains pays uniquement (Grande Bretagne, Allemagne et Italie).

4-4.1 Résistance de la maçonnerie:

Les valeurs de la résistance à la compression de la maçonnerie en blocs en béton données par la formule de l'EUROCODE sont comparées aux valeurs calculées par le modèle simplifié basé sur un critère de rupture par fendage de la maçonnerie.

Calcul avec la formule de l'EC6:

La résistance de la maçonnerie est donnée par le formule:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.65} \cdot f_m^{0.25}$$

où

f_b : résistance à la compression des blocs,
f_m : résistance moyenne à la compression du mortier,
K : constante qui tient compte du groupe de classification des éléments.

La résistance à la compression f_b des blocs est égale à la valeur moyenne d'essais corrigée par un facteur de forme δ qui tient compte des dimensions des éprouvettes utilisées et par un coefficient β qui tient compte de l'état d'humidité des blocs.

Dans notre cas:

La valeur de résistance moyenne obtenue des essais sur blocs est de 24 Mpa
β=1 (les blocs étaient laissés à l'air libre dans le hall d'essai)
δ=1.25 (valeur correspondant aux dimensions 15x20 cm^2 des blocs).

D'où f_b = 30 Mpa

La résistance moyenne d'essai à la compression du mortier est:

f_m est 10.75 Mpa

$K = 0$ (cas des blocs pleins utilisés)

La valeur de la résistance de la maçonnerie est finalement:

f_k = 11.56 Mpa

Calcul avec le modèle simplifié proposé:

La valeur de la résistance à la compression de la maçonnerie est donnée dans le modèle simplifié proposé par la relation:

$$R_M = \frac{a}{a + e_v} \cdot \frac{R_{bt}}{M + \nu_b}$$

Nous rappelons que ce modèle est basé sur une interaction mutuelle des matériaux blocs et joints de mortier et suppose que la ruine se produit par fendage vertical (paragraphe 3-3).

Avec:

$$M = \frac{\frac{E_b}{E_m} \cdot \nu_m - \nu_b}{1 + \frac{E_b}{E_m} \cdot \left(\frac{e_v}{a} + \frac{c}{e_h} \cdot \left(1 + \frac{e_v}{a} \right) \right)}$$

Dans notre cas, nous considérons les valeurs des paramètres ci-dessous:

R_{bt}=2.1 Mpa (résistance à la traction par fendage des blocs),
E_b=17213 Mpa (module d'élasticité initial des blocs),
E_m=10990 Mpa (module d'élasticité initial du mortier),
ν_b=0.18 (coefficient de poisson du matériau des blocs),
ν_m=0.25 (coefficient de poisson du mortier),
a=500 mm (longueur des blocs utilisés),
c=200 mm (hauteur des blocs),
e_v=10 mm (épaisseur du joint de mortier vertical),
e_h=10 mm (épaisseur du joint de mortier horizontal).

La résistance à la compression est alors:

$$R_M = 11.04 \text{ Mpa}$$

On constate une bonne concordance des résultats des deux méthodes, mais du fait de l'empirisme de la formule de l'EUROCODE, il y a lieu de confronter ses résultats avec d'autres résultats d'essais.

4-4.2 Résistance des murs élancés:

La valeur de la charge verticale N_d par unité de longueur d'un mur simple est donnée par:

$$N_d = \frac{\varphi . t . f_k}{\gamma_M}$$

Où φ est un facteur de réduction tenant compte de l'élancement et de l'excentricité, t l'épaisseur de la section, f_k la résistance caractéristique à la

compression de la maçonnerie et γ_M le coefficient partiel de sécurité qui tient compte des propriétés des matériaux et de leur mise en oeuvre.

Il est à noter que l'on ne connaît pas les conditions (conditions aux limites, types de blocs, épaisseur des blocs, types de mortier, etc.) dans lesquelles les essais qui ont servi à la détermination des valeurs du facteur de réduction φ ont été réalisés.

Pour s'affranchir de l'effet des conditions aux appuis, les comparaisons seront faites entre le coefficient de réduction à mi-hauteur du mur proposé par l'EUROCODE et les résultats obtenus par notre modèle.

A la mi-hauteur du mur la valeur du facteur de réduction est donnée par la formule:

$$\varphi_m = A \cdot e^{\frac{-u^2}{2}}$$

où:

A et u sont des valeurs tirées d'essais.

$$A = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}} \quad \text{et} \quad u = \frac{\frac{h_{ef}}{t} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}}}$$

avec:

e_{mk} : excentricité à mi-hauteur,
t : épaisseur du mur,
h_{ef} : hauteur utile du mur évaluée à partir des conditions aux limites,
t_{ef} : épaisseur utile de l'élément.

Dans notre cas:

$h_{ef} = L$ (hauteur libre du mur en tête et en pied)
$t_{ef} = h$ (cas de bloc pleins)
$e_{mk} = e$ (excentricité donnée par les calculs numériques)

Sur la figure 4.17 représentant la variation du facteur de réduction φ_m en fonction de l'élancement et de l'excentricité réduite de l'EUROCODE, nous avons représenté les résultats de calcul le modèle ELAN.

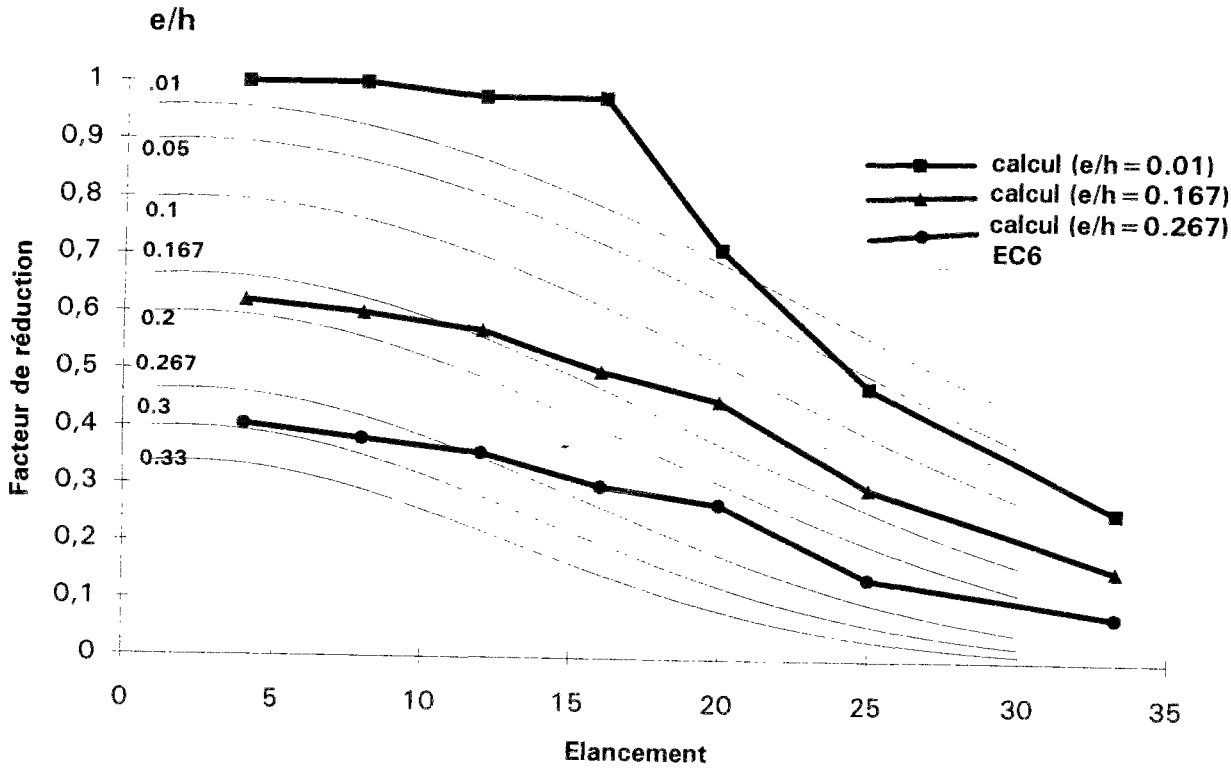


Figure 4-17 Comparaison entre les valeurs du facteur φ_m données par l'EC6 et celles données par le modèle ELAN.

On constate une bonne concordance des résultats des deux méthodes. L'allure générale des deux méthodes est comparable. Dans le cas d'une excentricité réduite de 0.01 correspondant à 2 mm d'excentricité de la charge, le modèle développé donne des résultats plus proche des phénomènes constatés lors d'essais sur murs. En effet, on constate une diminution brusque de la résistance à la compression au delà d'un élancement de 16 qui correspond à

une hauteur d'étage de 2400 mm. La ruine de la structure se produit par fendage vertical.

Pour les autres cas d'excentricité, on constate le même mode de rupture par épuisement de la résistance à la compression de la fibre la plus comprimée.

4-5 Conclusion du chapitre:

Cette première étude de validation du modèle a donné des résultats très satisfaisants. Le modèle a montré en effet son aptitude à simuler le comportement des maçonneries de petits éléments. La plupart des comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques montrent une bonne concordance.

La prise en compte des caractéristiques mécaniques intrinsèques des différents matériaux constitutifs du mur a donné des résultats plus satisfaisants que dans le cas de maçonnerie considérée comme matériau homogénéisé.

Cependant le calcul en considérant les différents matériaux a montré d'une façon générale, que la résistance à la compression est sous-estimée et ceci du fait que la déformation ultime en compression du mortier est atteinte. En réalité, le mortier se trouve confiné dans un volume délimité par le joint et sa résistance réelle dans l'ouvrage est supérieure à celle donnée par les essais isolés.

La comparaison des résultats du modèle avec ceux donnés par le projet d'EUROCODE est satisfaisante. Mais du fait qu'il s'agit d'une formule enveloppe établie par confrontation par défaut avec un ensemble de résultats d'essais, il serait sans doute intéressant de confronter directement les résultats du modèle avec d'autres résultats d'essais.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette recherche est développé un modèle de calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie de petits éléments sous charges verticales. Le modèle est capable de prendre en compte l'influence des discontinuités mécaniques introduites par les joints horizontaux et verticaux. En effet, l'introduction dans le modèle de facteurs comme l'épaisseur des joints , les rigidités des différents matériaux et des paramètres structuraux tels que l'élancement et l'excentricité des charges appliquées permet incontestablement une simulation du comportement proche de la réalité.

D'une manière générale, on a pu constater une bonne correspondance entre résultats théoriques et expérimentaux en particulier dans le cas où l'on considère la maçonnerie comme un matériau hétérogène, ainsi que la tendance de la méthode à sous-estimer la charge de rupture des éléments élancés. Cette tendance n'est d'ailleurs pas propre à la méthode proposée. Ceci peut s'expliquer par le fait que la loi de comportement déterminée par les essais sous chargement centré a une forme moins convexe qu'elle ne devrait l'être.

L'homogénéisation rend la tâche expérimentale de caractérisation des maçonneries très délicate et nécessite obligatoirement des essais sur des maquettes de dimensions relativement grandes. De plus en raison du coût de l'instrumentation, des précautions à apporter à leur réalisation et du nombre important de maquettes nécessaires du fait de la dispersion importante des résultats d'essais généralement constatée, l'utilisation du modèle qui considère séparément les caractéristiques mécaniques des différents matériaux constitutifs parait très prometteuse.

Pourtant la comparaison théorie-expérimentation qui a pu être faite ici laisse encore apparaître certaines divergences qui témoignent de nos difficultés à maîtriser dans leur complexité les phénomènes qui interviennent dans les éléments élancés en maçonneries.

En particulier les difficultés que l'on a pour définir la véritable loi de comportement des matériaux (imprécision de la mesure des déformations, défauts de centrage des éprouvettes, défauts de planéité dus au montages des blocs, les incertitudes liées à la mesure de l'excentricité de la charge), sont autant d'éléments qui rendent délicate une comparaison précise avec les résultats théoriques. Néanmoins les résultats de cette méthode peuvent être considérés convenables du fait de la dispersion importante des résultats expérimentaux obtenus sur la maçonnerie.

Dans le domaine des maçonneries où l'empirisme est encore largement utilisé, une telle approche par modélisation des phénomènes physiques peut constituer un progrès important dans l'évaluation de la stabilité des murs élancés en maçonnerie.

Afin qu'il soit possible d'améliorer le modèle et pouvoir l'utiliser couramment comme un outil d'évaluation de la capacité portante de telles structures, il faut poursuivre des recherches sur la connaissance des lois de comportement des matériaux : la gamme des éléments en maçonnerie est en effet très large notamment du point de vue de leur structure interne et l'évolution en matière de mortier de joint concerne des produits de plus en plus élaborés (mortiers industriels, mortier à joint mince, ...).

Enfin la recherche ne saurait être complète sans une approche probabiliste qui puisse rendre compte du caractère aléatoire observé expérimentalement; ceci nécessiterait évidemment une large campagne expérimentale pour que les résultats trouvés soient convenablement objectifs.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **J. B. Johnston**, Column Buckling Theory: historic highlights, J. of Struc. Eng., Vol. 109, N°9, Sep. 1983.

[2] **P. Delmotte**, Demain les maçonneries..., rendez-vous C.S.T.B -Plan Construction et Architecture, Paris 1992.

[3] **L. EULER,** Addimentum I " De curvis elasticis " à la " methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes ", Lausanne 1744.

[4] **LAMARLE,** Annales des Travaux Publics de Belgique, Bruxelles, volume 3, 1845 et volume 4, 1846.

[5] **F. ENGESSER,** Ueber die Knickfestigkeint gerader Stabe. Zeitschrift des Architeken und Ingenieur vereins zu Hanover, Volume 35, numéro 4, 1889.

[6] **M. CONSIDERE,** Résistance des pièces comprimées. Annexe au compte rendu du congrès International des procédés de construction. Paris 1891.

[7] **F.R. SHANLEY,** The column paradox. Journal of Aeronautical Sciences, Vol. 13, n° 12, 1946.

[8] **F.R. SHANLEY,** Inelastic column theory. Journal of Aeronautical Sciences, Vol. 14, n° 5, 1947.

[9] **ATKINSON AND KINGSLEY,** A Comparison of the behaviour of clay and concrete masonry in compression, USA- JAPAN masonry Building Research, N° 1, Esp. 1985.

[10] **M. D. KOTSOVOS et J. B. NEWMAN**, Plain Concrete Under load - A New Interpretation. Int. Assoc. Bridg. Struc. Eng. Colloquium, Vol. 34, Delft 1981.

[11] **P. F. TAMIN**, Etude du comportement mécanique des revêtements de façades-enduits, Thèse de Docteur-Ingénieur de l'ENPC, Paris, 1986.

[12] **B. P. SINHA,** Factors affecting the brick / mortar interface bond strength. International Journal of Masonry Construction, Vol. 3, n° 1, 1983.

[13] **T. SNECK,** Dependence of masonry properties on the interaction between masonry units and mortar. Proc. 6th Int. Brick Masonry Conference, Rome, 1992.

[14] **M. HUREZ ET F. HERRERA,** Etude du comportement mécanique de la maçonnerie réalisée à l'aide de blocs montés traditionnellement et sans joints verticaux, CERIB, Publication Technique, N° 88. Dec. 1986.

[15] **A.J. FRANCIS, C.B HORMANN and L.E. JEREMS**, The Effect of Joint Thickness and other factors on the Compressive Strength of Brickwork, Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference (Stoke-on-Trent) 1971.

[16] **S. RENDER, M.E. PHILLS**, The effect of unit aspect ration on the axial compression strength of Masonry, J. of the British Masonry Society, Masonry International, N° 8, July 1986.

[17] **A. W. PAGE**, Finite element model for masonry. J. of Struc. Div., ASCE, Vol. 104, N°ST8, August 1978.

[18] **A. W. PAGE and S. ALL**, The biaxial compressive strength for brick masonry, Pro. Inst., Civ. Eng., part 2, Sept., 1981.

[19] **R. SHAAN**, Etude du comportement mécanique de la maçonnerie en briques, Thèse de doctorat de l'Université des sciences et techniques LILLe, Flandres Artois,1987.

[20] **A. W. HENDRY**, Structural Brickwork. Second edition, The Macmillan press LTD, London, 1983.

[21] **H. K. HISLDORF,** Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression, in Design, Engineering and constructing with masonry products, Johnson F. ed., Gulf Pub. Co. 1969.

[22] **R. NOVA et G. SACCHI,** A model for the stress-strain relationship of orthotropic geological media, J. de Mec. Appl., Vol. 1, N°6, pp. 927-949, 1982.

[23] Règles Unifiées Communes pour les constructions en maçonnerie (EC6), Commission des Communautés Européennes, Juin 1993.

[24] **K. ANGERVO,** Uber die Knickung und Tragfahigkeint eines Exzentrisch gedruckten Pfeilers ohne Zugfestigkeint Staaltliche Technishe Forschungasanstat, (On the buckling and bearing capacity of an eccentrically compressed piler with no tensile strength, the State Inst. for Technical Research), Publication N° 34, Finland 1957.

[25] **P. HALLER,** Load capacity of brick masonry in Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products, by Johnson, F.B., Gulf Publishing Company, Texas, 1969.

[26] **P. FAESSEL, A. MORRISSET et B. FOURE,** Le flambement des poteaux en béton armé, Annales de ITBTP, N° 305, Mai 1973.

[27] **B. LEWICKI,** Bâtiments d'habitations préfabriqués en éléments de grandes dimensions, Eyrolles, Paris, 1965.

[28] **W. KUKULSKI et J. LUGEZ,** Résistance des murs en béton non-armé soumis à des charges verticales, Cahiers du CSTB N° 79, Juin 1966.

[29] **M. POUSCHANCHI**, Flambement des murs: Elaboration d'un modèle pour murs en maçonnerie non-armées, Section et matériaux quelconques. Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier de Toulouse. 1990.

[30] **J. LUGEZ,** Résistance sous charges verticales centrées ou excentrées d'éléments de murs nervurés élancés en béton non-armé, Annales de ITBTP, Supplement au N° 330, Juillet-Aout , 1975.

[31] **J. LUGEZ,** Méthodes de calcul des murs- Etude bibiographique, Groupe de travail Franco-Polonais de commision W23A, Cahiers du CSTB, N°68, Juin, 1964.

[32] **DTU 20.1** Parois et murs en maçonnerie de petits éléments , Sep. 1985.

[33] **J. BARON. et R. SAUTEREY,** Le béton Hydraulique. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1982.

[34] **F. M. KHALAF, A. W. HENDRY, and D. R. FAIRBAIRN,** Study of the Compressive Strength of Blockwork Masonry. ACI Struc. J., July-August 1994.

[35] **J. SHUMACHER,** Résistance des maçonneries en blocs de béton soumis à des charges verticales, Cahiers du CSTB N°1101, Mai 1972.

[36] **J.B. READ and S.W. CLEMENTS**, The Strength of Concrete block walls, Phase III: Effects of Workmanship, Mortar strength and bond pattern. Cement and Concrete association. London 1977. Technical Report 42.518.

[37] Design manuel on buckling, CEB. Bulletin d'information, N° 123, Dec. 1977.

Ouvrages généraux:

M. LATEB , Etude du comportement mécanique de maçonneries en blocs creux en béton, mémoire de DEA de l'ENPC, juillet 1991.

P DELMOTTE, J. LUGEZ et J- D. MERLET, Résistance des maçonneries sous charges verticales, Cahiers du CSTB N° 2553, janvier-février 1992.

G. MOUNAJED, La modélisation de la maçonnerie armée par la méthode des éléments finis. Application aux maçonneries de petits éléments creux, Thèse de Doctorat de l'ENPC, mai 1992.

A. W. HENDRY, Structural Brickwork. The Macmillan Press LTD, London.

S. SAHLIN, Structural Masonry Prentice- Hall 1971.

S. P. TIMOSHENKO, Théorie de la stabilité élastique. Dunod, Paris,1966.

J. LE MAITRE et J. L. CHABOCHE, Mécanique des matériaux solides, Ed. Dunod, Paris 1988.