

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

3/03

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil

Promotion : Juillet 2003

ELABORATION D'UN PROGRAMME DE CALCUL DES MURS EN MACONNERIE SOUS CHARGES VERTICALES EXCENTREES BASE SUR LES METHODES DE LEWICKI ET KUKULSKI

Proposé et dirigé par :

M^r K. SILHADI

M^r E. HAKIMI

Etudié par :

M^r BRAHIMI FATEH ZAKI

M^r TRABELSI ABDELKRIM

Remerciements

Il nous est particulièrement agréable de témoigner notre infinie reconnaissance à Monsieur K. SILHADI et Monsieur E. HAKIMI, pour avoir bien voulu nous diriger et nous assister dans notre travail et pour nous avoir fait profiter de leurs précieux conseils.

Nous tenons également à remercier tous les professeurs qui ont contribué de près ou de loin à notre formation d'ingénieur

Enfin, nous ne pouvons oublier nos amis qui sont pour beaucoup dans l'aboutissement de notre projet grâce à leurs présences et encouragements.

Dédicaces



Je dédie ce travail aux êtres les plus chers à mon cœur :

A mes parents

A ma grande sœur Faiza et à mon petit frère Abdelraouf

A toutes ma famille

A la mémoire de mon grand père

A tous mes amis

TRABELSI Abdelkrim

Je dédie ce travail a :

Mes très chères parents

A mon grand frère LAMINE

A mes deux sœurs LILA et YASMINE

A ma grand mère

A toutes ma famille

A tous mes amis

BRAHIMI Fateh Zaki

ملخص :

في هذا العمل تطرقنا في بداية الأمر إلى أهم خصوصيات جدران البناء و تصرفهم تحت القوى الشاقولية. بعد هذا قدمنا مختلف طرق حساب هذه الجدران تحت قوى شاقولية لامركزية. هذا مكننا من إنجاز برنامجين آليين لحساب القوة الأعظمية التي يمكن أن يتحملها الجدار. البرنامج الأول ناتج عن طريقة الحساب المقترحة من طرف Lewicki التي لا تأخذ بعين الاعتبار طول الجدار أما الثاني فهو ناتج عن طريقة حساب المقترحة من طرف Kukulski التي تأخذ بعين الاعتبار طول الجدار. أخيرا قمنا بمقارنة بين نتائج هذه البرامج مع نتائج مخبرية و نتائج لوثيقة تقنية تنظيمية.

RESUME :

Dans ce présent travail nous avons, en premier lieu, passé en revue les principales caractéristiques des murs en maçonnerie ainsi que leurs comportements sous charges verticales. Par la suite, nous avons présenté les différentes méthodes de calculs des murs en maçonnerie sous charges verticales excentrées. Ceci nous a permis d'élaborer deux programmes de calculs de la charge à la rupture des murs en maçonnerie. Le premier programme est basé sur la méthode de Lewicki qui ne prend pas en compte l'élanement des murs. Le second est basé sur la méthode de Kukulski qui elle prend en compte l'élanement des murs. Enfin nous avons comparé entre les résultats de nos programmes, les résultats expérimentaux et des résultats issus de documents réglementaires.

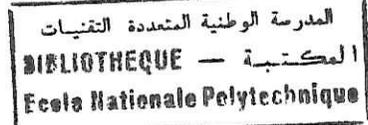
ABSTRACT:

In this work, first we have seen the principals characteristics of masonry walls as well as their comportment under verticals loads, then we have introduces the different methods of modeling masonry walls under verticals load not centre. That permitted us to workout to compute programs in order to estimate the vertical load. The first one is based on the Lewicki method witch don't consider slender less of walls, the second one is based on the Kukulski method witch consider slender less walls. Finally we have compared the results of our programs with experimental results and results obtained by regulation methods.

Mots clés :

Maçonnerie, murs, bloc, mortier, joint, modélisation, Programme, incrémentation, excentricité, élanement, raideur, flambement, fissurations, contraintes, déformations, déformée, loi de comportement, équations d'équilibre, discrétisation, modes de rupture, courbes d'interaction, abaqes.

SOMMAIRE



INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MAÇONNERIES.....	2
1 INTRODUCTION.....	2
2 QUELQUES DEFINITIONS.....	2
2-1 Ouvrage en maçonnerie.....	2
2-2 Appareil d'une maçonnerie.....	2
2-3 Murs en maçonnerie.....	2
2-4 Maçonnerie de remplissage.....	2
2-5 Maçonnerie porteuse.....	3
3 CARACTERISTIQUES DES COMPOSANTS DES MAÇONNERIES.....	3
3-1 Les blocs.....	3
3-1-1 Les blocs de pierres naturelles.....	3
3-1-2 Les blocs artificiels.....	4
a) Les briques.....	4
b) Les agglomérés.....	4
3-2 LES MORTIERS.....	5
a) Différents types de mortiers.....	5
b) Caractéristiques des mortiers.....	6
4- CONCLUSION.....	6
CHAPITRE II : ANALYSE DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN MACONNERIE PORTEUSE.....	7
1 INTRODUCTION.....	7
2 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS VERTICALES.....	7
2-1 Résistance à la compression de la maçonnerie.....	7
2-1-1 Les résultats d'essais sur murets et murs.....	8
2-1-2 Comparaison des essais sur murs et sur murets.....	10
2-1-3 Mécanisme de rupture des murs en maçonnerie soumis à des charges verticales (Théorie de Haller).....	10
2-1-4 Interprétation des essais sur murs et murets.....	13
3 Comportement sous sollicitations latérales.....	14
3-1 Résistance au cisaillement.....	14
3-2 Résistance de la maçonnerie en flexion latérale.....	15
4 Conclusion.....	15

**CHAPITRE III : DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE DES MURS EN
 MACONNERIE SOUS SOLLICITATIONS VERTICALES EXCENTREES..... 16**

1 INTRODUCTION.....	16
2 METHODES SIMPLIFIEES.....	17
2-1 D.T.R. C2-45 (Algérie).....	19
2-2 D.T.U 20.1.....	19
2-3 EUROCODE 6.....	19
2-4 Proposition de SHI – CHU – WIAN.....	20
3 METHODES DITES EXACTES.....	21
3-1 Méthode de YOKEL, MATHEY, DIKKERS.....	21
3-2 Méthode à déformée définie.....	23
a) Méthode de HALLER.....	23
b) Méthode de FASSEL et al.	23
c) Remarques relatives à ces méthodes.....	24
3-3 Méthode de B. LEWICKI.....	24
3-4 Méthode de KUKULSKI.....	25
3-5 Méthodes numériques.....	27
3-5-1 Méthodes itératives.....	27
3-5-2 Méthode aux différences finie.....	32
3-5-3 Méthode des éléments finis.....	33
4 CONCLUSION.....	34

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE L'EXCENTRICITE..... 35

1 INTRDUCTION.....	35
2 HYPOTHESES DE LA METHODE.....	35
3 DEVELOPPEMENT THEORIQUE.....	36
3-1 Section partiellement comprimée.....	36
3-2 Section entièrement comprimée.....	39
3-3 Modes de rupture.....	40
3-3-1 Rupture par compression sans fissuration.....	41
3-3-1 Rupture par compression avec fissuration.....	41
3-3-1 Rupture par traction.....	42
4 ORGANIGRAMME DE LA METHODE.....	42
5 APPLICATION DE LA METHODE ET RESULTATS.....	47
5-1 Courbes d'interaction.....	50
5-2 Abaques.....	51
6 COMPARAISON DES RESULTATS.....	55
6-1 Les résultats expérimentaux.....	55
6-2 Méthode simplifiée du DTR C2-45.....	56
6-3 Méthode théorique.....	58
6-4 Résultats et comparaison.....	59

7 CONCLUSION.....	61
CHAPITRE V : INFLUENCE DE L'ELANCEMENT.....	62
1. INTRODUCTION.....	62
2 HYPOTHESES DE LA METHODE.....	62
3 DEVELOPPEMENT THEORIQUE.....	64
4 ORGANIGRAMME DE LA METHODE.....	66
4-1 Organigramme de INFELAN.....	67
4-2 Organigramme de CALCDEF.....	69
5 APPLICATION DE LA METHODE ET RESULTATS.....	70
6 COMPARAISON DES RESULTATS.....	75
6-1 RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	75
6-2 METHODE EMPIRIQUE DU DTR C2-45.....	76
6-3 METHODE THEORIQUE.....	78
6-4 RESULTATS ET COMPARAISONS.....	79
7 CONCLUSION.....	82
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	83
CONCLUSION GENERALE.....	85

INTRODUCTION GENERALE

Il y a sept mille ans, la construction en maçonnerie était largement le procédé le plus utilisé car elle offrait une certaine facilité de mise en œuvre et surtout une résistance incomparable. Aujourd'hui, la construction en maçonnerie est avantageuse parce qu'elle est constituée de matériaux peu coûteux, disponibles en grande quantité et usinés grâce à des méthodes simples à partir de matières premières locales, c'est pourquoi elle tient une place très importante, en particulier dans les pays en voie de développement comme c'est le cas de l'Algérie. Elle constitue également une part importante du patrimoine mondial (mosquées, cathédrales, ponts : plus de la moitié des ponts en service en France sont en maçonnerie.). Les ouvrages en maçonnerie constituent donc, un patrimoine de valeur socio-économique et culturelle importante.

L'analyse des ouvrages en maçonnerie par la méthode directe, qui est une méthode assez laborieuse, nous conduit vers l'utilisation de méthodes approchées qui donnent des résultats admissibles avec des erreurs minimales, de plus, étant donné le coût et les difficultés des expériences en laboratoire un programme basé sur ces méthodes approchées, qui sont pratiques, s'avèrent utiles pour l'étude de ces ouvrages.

Comme on le sait bien, la maçonnerie est fortement résistante aux efforts de compression beaucoup moins à ceux de traction, efforts de traction qui surviennent de l'excentricité de l'effort normale due à des défauts de mise en œuvre, aux défauts d'homogénéité des matériaux et au phénomène thermique, due aussi à des impératifs esthétiques et logiques de la structure, de plus, l'élançement des ouvrages en maçonnerie peut donner naissance à des moments supplémentaires qui accentuent les flèches de ces ouvrages autrement dit, naissance de contrainte de traction supplémentaire.

C'est pourquoi dans ce présent travail, nous allons nous intéresser aux murs en maçonnerie et plus particulièrement à l'influence de l'excentricité des charges appliquées et aussi, à l'influence de l'élançement de ces murs. Pour se faire, nous allons nous baser sur des méthodes proposées par LEWICKI et KUKULSKI afin d'élaborer un programme de calcul qui permettra de déterminer la capacité portante de ces murs en maçonnerie. Les résultats ainsi obtenus seront représentés sous forme d'abaques en vue de donner un sens pratique à ce travail.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MAÇONNERIES

1 INTRODUCTION

L'analyse du comportement des maçonneries nécessite au préalable une connaissance des fonctions dévolues aux divers ouvrages en maçonneries, ainsi que la connaissance des matériaux composants les maçonneries et l'estimation de leur caractéristiques, c'est pourquoi dans ce premier chapitre nous allons essayer de présenter un aperçu général des ouvrages en maçonnerie et de leurs caractéristiques.

2 QUELQUES DEFINITIONS

2-1 Ouvrage en maçonnerie [1]

Un ouvrage en maçonnerie est une construction élaborée à partir de blocs résistants de dimensions variables, dont les joints entre blocs peuvent être remplis d'un matériau de liaison destiné à rendre l'ensemble cohérent.

2-2 Appareil d'une maçonnerie [2]

L'appareil d'une maçonnerie peut être défini comme l'agencement de blocs (pierres naturelles, briques, ou agglomérés) exécuté pour assurer un maximum de résistance et de cohésion à un ensemble. D'une manière générale, l'interface horizontale entre deux pierres est un lit et l'interface verticale, un joint.

2-3 Murs en maçonnerie [2]

Les murs sont des ouvrages de dimensions plutôt limitées, formés de maçonnerie et servant principalement à *porter* les bâtiments, à *retenir* les terres ou les eaux, à *protéger* des espaces contre certaines actions (isolation thermique et phonique). Les murs peuvent être désignés par l'élément résistant employé (mur de briques), par la taille de cet élément (mur de pierre de taille), par l'existence et la nature du joint (de pierres jointoyées au mortier de ciment ou de chaux), par le type d'appareil (mur en opus incertum) ou par des appellations répondants à des définitions plus fonctionnelles (mur biais, en dévers, mur porteur.etc.).

2-4 Maçonnerie de remplissage [3]

On appelle maçonnerie de remplissage, toutes les maçonneries n'ayant pas un rôle dans la résistance ou dans la transmission des efforts telles que les cloisons, il peut s'agir aussi de matériaux de moindre qualité utilisés pour les remplissages des maçonneries.

2-5 Maçonnerie porteuse [3]

Les murs porteurs en maçonnerie sont des murs en maçonnerie, dont les fonctions principales sont : de reprendre les sollicitations verticales, et de transmettre les efforts verticaux au sol. On distingue les murs chaînés : ce sont des murs qui contiennent des chaînages qui solidarissent tous les éléments horizontaux et verticaux du mur ; les murs armés : c'est des murs dans les quels sont logées des armatures, soit horizontalement dans les joints de mortier, soit horizontalement et verticalement dans des cavités ménagées à cet effet.

3 CARACTERISTIQUES DES COMPOSANTS DES MAÇONNERIES

Les principaux matériaux qui composent les ouvrages maçonnés sont : les *blocs*, et les *mortiers*.

3-1 LES BLOCS

On désigne par *blocs* les éléments résistants employés dans la maçonnerie. Les blocs se distinguent selon leur origine : naturels (pierres naturelles) ou artificiels (briques ou agglomérés).

3-1-1 Les blocs de pierres naturelles [5]

La plus part des pierres peuvent être utilisées. Leur emploi dépend de leurs quantités de résistance aux charges, de leurs quantités de résistance aux agents atmosphériques (gélivité, etc.), de leurs quantités d'ouvrabilité ou de maniabilité, etc.

Les pierres sont classées d'après leur origine géologique (sédimentaire, éruptive ou métamorphique), d'après leur nature (calcaire, siliceuse, grès, etc.), d'après leur dimension ou leur finesse, les dimensions des pierres sont variables et dépendent parfois du mode d'extraction. En maçonnerie, il est toutefois commode de parler : de pierres de taille ou éléments de grande dimensions, de moellons d'assise ou éléments de petites dimensions équarris, de libages ou éléments de bonne qualité et de grandes dimensions.

En plus de leurs propriétés intrinsèques ou physiques (forme, homogénéité, dureté, etc.), les pierres naturelles peuvent être caractérisées par une masse volumique, un module d'Young E , un coefficient de Poisson ν , un coefficient de dilatation (de l'ordre de 10^{-5} par degré), une résistance à la compression simple σ_c et une résistance à la traction σ_t .

La résistance à la compression est mesurée sur des éprouvettes dont l'état d'imbibition est contrôlé. Le taux de travail admis est généralement égal au 1/10 de la résistance à l'écrasement. La résistance à la compression des pierres naturelles est de l'ordre de 2 MPa pour les Craies à 300 MPa pour les Quartzites par exemple.

La résistance à la traction est déterminée par l'essai de flexion, il peut permettre aussi de déterminer le module d'élasticité. Généralement, dans de nombreux calculs, la résistance à la traction des pierres peut être prise égale à zéro. Mais elle varie généralement entre 0.2 MPa pour la Craie et 20 MPa pour la Quartzite.

3-1-2 Les blocs artificiels

a) Les briques [4]

A l'origine les briques sont des pierres artificielles à base de pâte d'argile. Cependant, la dénomination de briques est également employée pour désigner des matériaux comme les briques silico-calcaires. Les briques employées en maçonnerie sont durcies artificiellement (briques cuites) ou naturellement (briques crues).

Les briques peuvent être *pleines* (elles ont alors une forme parallélépipédique plus ou moins allongée), *perforées* (elles sont percées de trous perpendiculaires au plan de pose, La surface des pleins étant supérieure à celle des vides) ou *creuses* (elles sont percées de trous parallèles au plan de pose, la surface des pleins étant inférieure à celle des vides).

Qualitativement, les briques doivent être homogènes, rendre un son clair sous choc de marteau et ne pas être rayées par l'acier. La résistance à la compression est fonction de la densité. Comme pour les pierres, la résistance à la traction est parfois négligée.

La mesure des résistances en compression se fait sur deux moitiés de brique cimentées entre elles. Les briques de tout premier choix donnent couramment 40 MPa et plus. Les briques moyennes pleines donnent au moins 15 MPa, les briques médiocres donnent de 4 à 5 MPa et les briques mauvaises 3 MPa, ou moins. Pour les briques creuses, on admet 1,2 MPa.

La résistance à la traction se mesure par flexion, on obtient ainsi des résistances variant de 0,6 à 1,2 MPa.

Le module d'élasticité croît avec la résistance à la compression, le coefficient d'élasticité varie notamment de 9000 à 14000 MPa.

b) Les agglomérés [5]

Les agglomérés sont obtenus par malaxage de petits éléments et un liant, généralement hydrauliques. Le liant peut être de la chaux ou du ciment, du plâtre ou de l'argile. Il existe toutes les gammes de qualité parmi les agglomérés.

En distingue trois types d'agglomérés :

- *Les agglomérés pleins à base de ciment (ou agglomérés communs)* : il s'agit des agglomérés pleins, ou parpaings. Mais on désigne, d'une manière plus générale, sous le vocable, tous les éléments de construction fabriqués, avec du béton de ciment ou de chaux ;
- *Agglomérés évidés* : la capacité d'isolation thermique de ces agglomérés est supérieure à celle des blocs pleins ;
- *Agglomérés extra creux* : c'est des agglomérés à cloisons minces de 1 cm à 1,5 cm comportant plusieurs rangées d'évidement.

Tous les blocs normalisés, doivent présenter des résistances minimales à l'écrasement garanties, définies par des classes de résistances, cette résistance est de l'ordre de 4 MPa à 8 MPa pour les agglomérés creux en béton lourds et de 2,5 MPa à 4 MPa pour les agglomérés creux en béton léger.

Comme pour les pierres naturelles et les briques la résistance à la traction des agglomérés peut être négligée. Elle varie généralement entre 0,5 et 1,16 MPa et est fonction de la masse volumique apparente des blocs. Le module d'élasticité des agglomérés est de l'ordre de 7000 à 20000 MPa.

3-2 LES MORTIERS [5]

Les mortiers sont obtenus par mélange d'un liant (chaux ou ciment), de sable et d'eau. Ils servent à remplir les joints entre les pierres ou les briques. La fonction principale d'un mortier est de liasonner les éléments de maçonnerie, de manière à ce qu'ils constituent un seul bloc monolithique.

a) Différents types de mortiers

Les dosages des mortiers sont différents suivant que les mortiers sont de chaux, de ciment ou bâtards.

- *Les mortiers de chaux* : deux types de chaux sont utilisés : les chaux aériennes et les chaux hydrauliques ;
- *Mortiers de ciment* : les mortiers de ciment Portland (prise lente) ou à prise rapide sont très utilisés dans les maçonneries, les dosages en ciment dépendent de l'ouvrage ;

- *Les mortiers bâtards* : les mortiers bâtards contiennent à la fois de la chaux et du ciment, ces mortiers sont caractérisés par une prise rapide, meilleure que celle des mortiers de chaux, et une maniabilité, meilleure que celle des mortiers de ciment ;

- *Les mortiers-colles* : les mortiers-colles sont le plus souvent utilisés avec le béton cellulaire.

b) Caractéristiques des mortiers

L'ouvrabilité, la bonne rétention d'eau, le retrait minimal, la résistance à la compression et à la traction, sont des propriétés déterminantes pour un mortier de qualité.

Il doit aussi permettre de renforcer les propriétés structurelles en jouant un rôle dans la résistance de l'ensemble, il devra donc garantir une résistance minimale. L'adhérence d'un mortier doit être complète, ce qui procure aux murs une durabilité et stabilité suffisantes.

Les valeurs des résistances à la compression couramment admises sont comprises entre 12 et 25 MPa, les valeurs des résistances à la traction étant parfois considérées comme nulles, mais elle varie généralement entre 2 et 7 MPa.

Une « flexion 3 points » est effectuée sur des éprouvettes de mortier. La résistance à la traction des mortiers, confère à la maçonnerie sa résistance à la fissuration, celle-ci doit être inférieure à la résistance des autres éléments (blocs) pour que les fissures se produisent dans les joints et non dans les blocs où elles peuvent être facilement colmatées.

4- CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de passer en revue d'une part les principales caractéristiques des éléments composants les ouvrages en maçonnerie (blocs et mortiers), et de mesurer leur influence sur le comportement d'ensemble.

La détermination de la résistance ultime d'un élément porteur en maçonnerie dépend des propriétés mécaniques et physiques des matériaux composants cet élément, mais aussi des conditions de mise en œuvre et de confection de ces ouvrages.

L'estimation de ces propriétés intrinsèques, nous permettra par la suite d'évaluer au mieux le comportement des structures en maçonnerie porteuses (murs).

Il est important de noter à ce stade que l'évaluation des caractéristiques des matériaux constitue une phase importante dans l'analyse du comportement des ouvrages en maçonnerie porteuse qui est traitée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II : ANALYSE DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN MACONNERIE PORTEUSE

1 INTRODUCTION

Il est nécessaire d'avoir un aperçu sur le comportement des ouvrages en maçonnerie sous sollicitations diverses, afin de connaître au mieux leurs mécanismes de rupture, et de présenter certains aspects qui reflètent le comportement d'ensemble des structures composites telles que les murs en maçonnerie.

L'analyse du comportement des maçonneries est une phase importante pour la modélisation des éléments porteurs en maçonnerie.

Dans ce présent chapitre nous nous intéresserons au comportement des murs en maçonnerie, et nous tacherons d'énumérer les principales propriétés mécaniques de ces ouvrages. Nous insisterons sur leur comportement vis à vis des sollicitations verticales, afin d'introduire la modélisation des murs porteurs en maçonnerie sous ces mêmes sollicitations.

2 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS VERTICALES [7]

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

2-1 Résistance à la compression de la maçonnerie

Pour déterminer la résistance caractéristique d'une maçonnerie à la compression, on peut procéder soit à :

- Des essais de niveau A c'est à dire sur murets ;
- Des essais de niveau B c'est à dire sur murs.

2-1-1 Les résultats d'essais sur murets et murs

La rupture des éprouvettes (murs ou murets) a souvent lieu de façon assez brusque et les fissures décelables en surface n'apparaissent parfois que vers les neuf dixièmes de la charge de rupture, ces fissures se produisent tant sur la tranche que sur les grandes faces des murets.

L'examen des diagrammes contraintes-déformation *figure II.1*, montre que lors des essais les phases suivantes de comportement ont lieu dans l'ordre suivant :

- Phase élastique ;
- Rupture interne, décelée parfois par des craquements audibles, les valeurs du gonflement s'accroissent plus ou moins brusquement ;
- Phase de rupture.

Il semble que la ruine s'amorce par des ruptures internes. A ce stade, les gonflements mesurés augmentent rapidement (inflexion brusque des courbes $\sigma' - \varepsilon_h$), les briques présentent des ruptures de traction et des décollements verticaux.

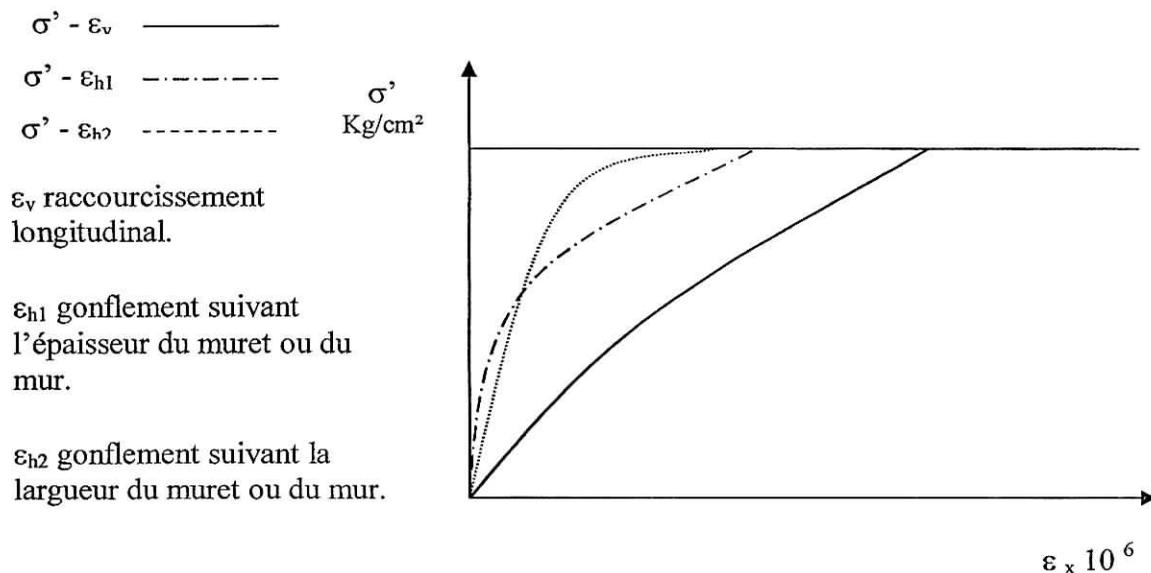


Fig. 1 – Diagramme contraintes-déformations pour essais sur murets ou murs [7].

On remarque souvent que les courbes de contraintes-déformations obtenues par des essais sur murets ou murs ne passent pas par l'origine, ce qui signifie l'existence de déformations avant chargement. Ceci est dû à la mise en place des éléments de la maçonnerie (blocs et mortier).

Ces essais nous permettent d'analyser le comportement des joints de mortiers et des blocs lors de l'écrasement. On constate des comportements fonctions des résistances des joints des blocs. Trois cas sont possibles :

a) *La résistance à la compression du mortier est légèrement inférieure à celle de la brique :*

Dans ce cas les murs ou murets présentent un comportement uniaxial de compression. Les déformations horizontales du mortier sont très faibles. Le calcul théorique basé sur le comportement uniaxial donne une résistance caractéristique proche de la valeur expérimentale.

Ce comportement est du au fait que :

- Les résistances à la compression des blocs et du mortier sont du même ordre de grandeur ;
- Les valeurs des modules d'élasticité sont voisines.

b) *La résistance à la compression du mortier est légèrement supérieure a celle des blocs :*

Les résistances et les modules d'Young des blocs et du mortier sont relativement voisins, et les murs se comportent de la même façon que dans le cas précédent sauf que dans ce cas, les blocs ont tendance a être tendus dans le sens latérale (effet de Poisson, voire *figure. II.2*).

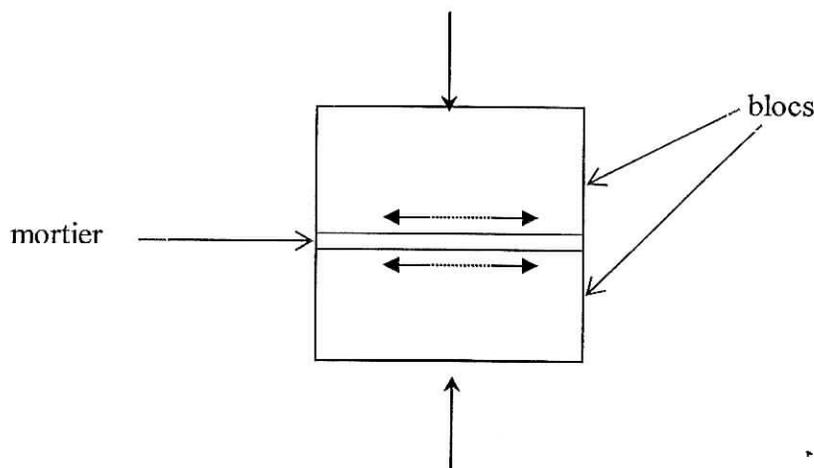


Fig. 2 – Traction latérale des blocs sous l'effet de la compression [7].

c) *la résistance à la compression du mortier est supérieure à celle des blocs*

Dans ce dernier cas il se développe un état triaxial de contraintes dans le mur qui peut s'expliquer par :

- Une grande différence entre les modules d'Young, qui génère des contraintes de traction dans le mortier et de compression dans les blocs suivant l'effet des déformations différentielles mutuelles ;
- Le rapport de charge sur le mortier qui peut être du à la différence des résistances.

Pour les résistances du mortier qui sont proches de celles des blocs, le passage de l'épaisseur du joint de 10 mm à 15 mm ne change pas la résistance du mur (ou muret). Pour les résistances du mortier qui sont nettement supérieures à celles des blocs, le changement d'épaisseur du joint de mortier change la résistance à la compression. Dans le premier cas la rupture de la maçonnerie est conditionnée par la résistance à la traction des blocs par conséquent l'augmentation de l'épaisseur des joints de mortier n'affecte en rien la résistance de la maçonnerie. Par ailleurs, dans le second cas la rupture de la maçonnerie est conditionnée par la résistance à la traction du mortier, et par conséquent l'augmentation de l'épaisseur du joint de mortier augmente sa section résistante à la traction et améliore donc la résistance de la maçonnerie.

2-1-2 Comparaison des essais sur murs et sur murets

Pour chaque type de matériau, on écrase des murs et des murets de faible élancement (voisin de 8) avec des conditions aux limites identiques (un encastrement à la base et une articulation au sommet). Le rapport entre les résistances caractéristiques obtenues sur murets et sur murs est proche de l'unité (de l'ordre de 0.90 à 1.20) bien que les murets soient plus résistants que les murs.

Les essais sur murs ont une importance lorsqu'il s'agit de déterminer l'influence de l'appareillage et des paramètres structuraux tels que l'élancement et l'excentricité des charges.

2-1-3 Mécanisme de rupture des murs en maçonnerie soumis à des charges verticales (Théorie de Haller)

Un corps soumis à une compression subit à la fois un raccourcissement dans le sens de la force et un gonflement perpendiculaire à cette direction.

On définit le raccourcissement unitaire :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\text{raccourcissement de la pièce}}{\text{longueur de la pièce}}$$

Ce raccourcissement est proportionnel à la tension de compression σ à un coefficient près :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} ; \quad E : \text{module d'élasticité du matériau}$$

Le gonflement transversal (ε transversal) est fonction du module de Poisson (ν) :

$$\nu = \frac{\varepsilon_{\text{transversal}}}{\varepsilon_{\text{longitudinal}}} = \frac{1}{m} ;$$

Ces considérations peuvent s'étendre au cas d'un corps hétérogène tel qu'un mur de maçonnerie. Les blocs et le mortier des joints d'assise subissent une compression accompagnée d'un gonflement transversal, comme il existe une certaine adhérence entre les blocs et le mortier, il y a apparition de tensions secondaires perpendiculaires au mur.

M. Haller s'est efforcé de calculer ces tensions secondaires qui sont donc conditionnées par les modules d'élasticité et les coefficients de Poisson des blocs et du mortier. (voire *figure II.3*).

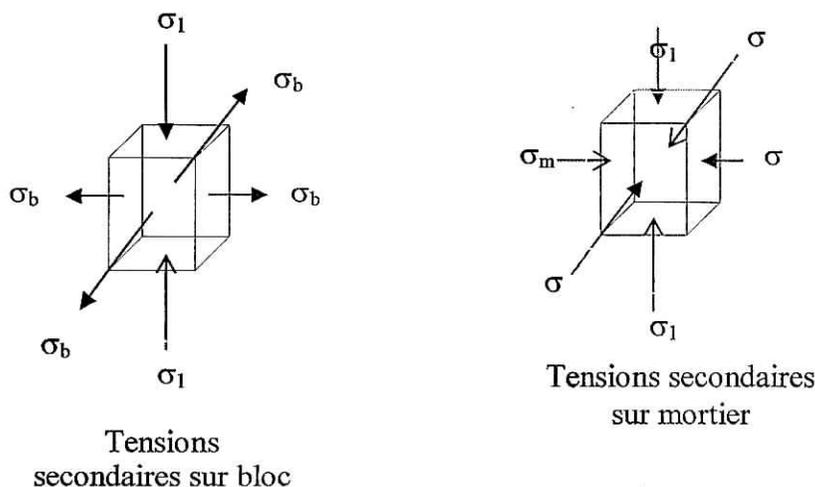


Fig. 3 – Tensions secondaires qui s'exercent sur le mortier et les blocs [7].

Les déformations horizontales du mortier ε_m et des blocs ε_b doivent être égales :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_m ; \quad (\text{II.1.})$$

Entre les tensions et les déformations, il existe des relations classiques :

$$\begin{cases} \varepsilon_b = \frac{1}{E_b} \left[\sigma_{b2} + \frac{1}{m_b} (\sigma_1 - \sigma_{b2}) \right] \\ \varepsilon_m = \frac{1}{E_m} \left[\sigma_{m2} + \frac{1}{m_m} (\sigma_1 - \sigma_{m2}) \right] \end{cases}; \quad (\text{II.2.})$$

De l'équilibre horizontal :

$$S_b \sigma_{b2} = S_m \sigma_{m2}; \quad (\text{II.3.})$$

où S_b et S_m sont respectivement les sections transversales des blocs et du joint de mortier qui sont fonction des épaisseurs des murs. (voir *figure.II.4*).

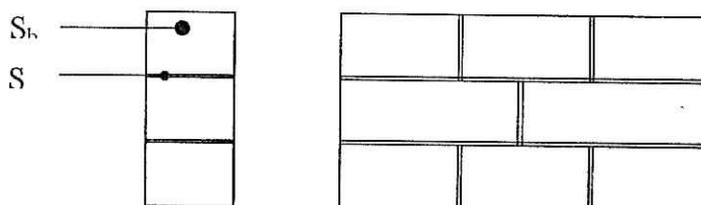


Fig.II.4 – Sections transversales des blocs et du mortier à considérer [7].

Des équations II.1., II.2., II.3. on obtient :

$$\sigma_{b2} = \frac{\sigma_1}{m_b} \cdot \frac{\frac{m_b}{m_m} \cdot \frac{E_b}{E_m} - 1}{\frac{E_b}{E_m} \cdot \frac{S_b}{S_m} \cdot \left[1 - \frac{1}{m_m} \right] + \left[1 - \frac{1}{m_b} \right]}; \quad (\text{II.4.})$$

où

σ_1 : Tension verticale de compression ;

σ_{b2} et σ_{m2} : Tensions transversales secondaires respectivement dans les blocs et le mortier ;

m_b et m_m : Inverse du coefficient de Poisson respectivement pour les blocs et le mortier ;

S_b et S_m : Sections transversales respectivement des blocs et mortier.

Les tensions secondaires σ_{b2} dans les blocs, sont à l'origine de la ruine de la maçonnerie, la rupture se produit par traction des blocs.

L'équation II.4. nous permet de faire les constatations suivantes :

- Lorsque les produits des caractéristiques de déformation du mortier et des blocs sont voisins
() les tensions secondaires transversales tendent vers zéro, donc il y a absence de tensions secondaires ;
- Les tensions secondaires augmentent avec la tension verticale de compression et avec la capacité de déformation dans le sens transversal des blocs (effet de Poisson) ;
- Si la hauteur des blocs augmente et l'épaisseur des joints diminue les tensions transversales dans les blocs diminue.

2-1-4 Interprétation des essais sur murs et murets

a) Cause de la rupture des maçonneries sous charges verticales

Lorsque le mortier a dépassé sa limite de proportionnalité, il entraîne les surfaces de contact avec le bloc dans un mouvement dirigé de l'intérieur vers l'extérieur. Le bloc se rompt donc par dépassement de sa résistance limite à la traction. Cette résistance est assez faible, et varie selon le matériau (pierre, brique, aggloméré), dans le cas des briques par exemple cette résistance dépend du degré de cuisson.

b) Influence des joints de mortier

L'influence de la qualité du mortier des joints sur la résistance de la maçonnerie est d'autant plus importante que le rapport de l'épaisseur du joint à l'épaisseur du bloc est élevé. Les blocs subissent un effort de traction d'autant plus faible que l'épaisseur des joints est faible. Mais comme on ne peut diminuer l'épaisseur des joints infiniment à cause de la concentration de tensions dans les zones de plus faible épaisseur de mortier et à cause des aspérités et des rugosités des blocs, on se limite à des épaisseurs optimales.

Au cours de la construction d'un mur, la partie supérieure du mur peut légèrement bouger, ce qui peut faire varier la forme du joint. C'est le « wiebeleffect » ou effet de

balancement, cette variation de la forme du joint a pour effet d'abaisser fortement la charge à la rupture par flambage, en particulier dans le cas de charges excentrées.

c) *Influence des blocs*

Du point de vue résistance mécanique de la maçonnerie, il est souhaitable d'avoir des briques de grandes épaisseurs, celles-ci sont plus résistantes aux efforts horizontaux de traction transmis par le mortier car le rapport d'épaisseur entre bloc et joint est plus élevé.

3 Comportement sous sollicitations latérales [7]

3-1 Résistance au cisaillement

Dans les structures en maçonnerie il faut distinguer :

- La résistance du mur au cisaillement diagonal, résultant de la combinaison des charges horizontales et verticales dans le plan du mur. (voire *figure II.5*) ;

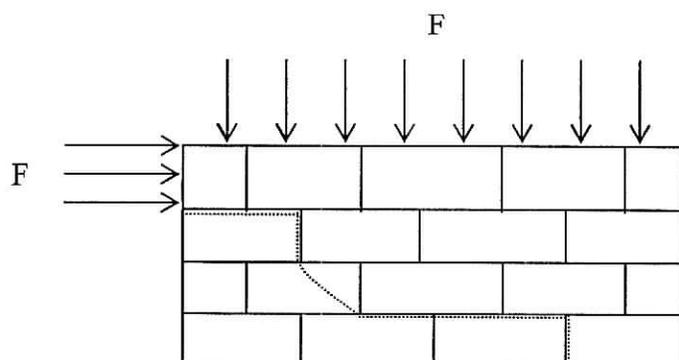


Fig. 5 – Cisaillement diagonal sous combinaison des charges verticales et horizontales [7].

- La résistance au cisaillement vertical entre murs croisés, dépendant de l'appareillage des murs (voire *figure II.6*).

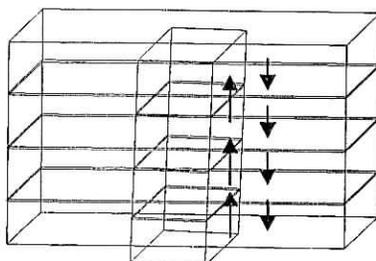


Fig. 6 – Cisaillement vertical entre murs croisés [7].

La résistance au cisaillement diagonal peut être déterminée de deux manières différentes : A partir d'essais directs de cisaillement sur mur ou muret soumis à un effet combiné des charges verticales et horizontales, ou sur triplet composé de trois briques assemblées par joint de mortier ou à partir de relations empiriques.

La résistance au cisaillement vertical est déterminée à partir d'essais directs de cisaillement vertical ou par des relations empiriques.

3-2 Résistance de la maçonnerie en flexion latérale

La résistance en flexion est prise en considération dans le calcul de la maçonnerie soumise à la flexion par des forces perpendiculaires au plan du mur. La résistance caractéristique de la maçonnerie en flexion R_x est déterminée sur la base d'essais, ces essais peuvent être de deux types, selon que la déformée du mur est verticale ou horizontale.

Cette résistance caractéristique est parfois déterminée forfaitairement dans le cas d'absence de valeurs expérimentales.

4 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'analyser le comportement des murs en maçonnerie sous charges verticales.

La connaissance du mécanisme de rupture des murs en maçonnerie sous charges verticales ainsi que l'influence des joints de mortier et des blocs nous permettra par la suite de modéliser au mieux les murs en maçonnerie sous charges verticales de compression centrées ou excentrées. Les différentes méthodes d'analyse des murs en maçonnerie soumis à des charges verticales de compression font l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE III : DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE DES MURS EN MACONNERIE SOUS SOLLICITATIONS VERTICALES EXCENTREES

1 INTRODUCTION

La construction en maçonnerie est considérée comme étant un procédé parmi les plus anciens que l'Homme a imaginé. Au départ, l'élaboration et l'exécution de ces constructions se faisaient sans calcul proprement dit. Ils étaient basés sur l'intuition et sur les expériences acquises au court du temps. C'est vers le dix-huitième siècle que les premières bases de la mécanique de construction ont été posées grâce aux travaux de HOOKE, BERNOULLI, COULOMB, etc. Le dix-neuvième siècle, avec le développement de la résistance des matériaux, a connu l'édition des premiers règlements détaillés sur la construction et l'exécution des ouvrages.

Les murs en maçonnerie, travaillant principalement en compression, autrement dit, soumis à des efforts normaux centrés qui engendrent des contraintes de compression dans la section transversale, peuvent être sollicités avec des efforts de traction qui sont dus à l'excentricité de l'effort normal et à l'élancement du mur, il s'ensuit donc que la charge ultime appliquée à un mur plein monolithe sera de la forme générale suivante :

$$N_U = F(A, e, \lambda, f(\epsilon))$$

Où : - A : l'aire de la section horizontale du mur.

- e : l'excentricité de l'effort normale par rapport au plan moyen du mur.
- λ : l'élancement du mur.
- $f(\epsilon)$: la loi de comportement du matériau qui exprime notamment les résistances et les déformations ultimes en traction et en compression.

Cette équation peut-être établie par plusieurs méthodes qui peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Les méthodes simplifiées.
- Les méthodes dites exactes.

2 METHODES SIMPLIFIEES

Les méthodes simplifiées tentent d'établir une expression moins complexe de la charge de rupture en donnant des coefficients de réduction qui sont obtenus soit par l'expérimentation soit par des calculs menés à partir d'hypothèses simplificatrices allant dans le sens de la sécurité. Ces méthodes simplifiées sont souvent à la base des règles pratiques de calcul, elles figurent dans les règlements et les documents techniques de différents pays.

D'une manière générale, la charge ultime d'un mur en maçonnerie ' N_U ' est exprimée en fonction de la résistance du matériau et de quelques coefficients réducteurs établis en tenant compte de l'influence de l'excentricité de l'effort normal, de l'élancement du mur et d'autres facteurs. N_U est donc de la forme générale :

$$N_U = A f_k \alpha \beta \tau / k$$

Où :

A : l'aire de la section transversale du mur.

f_k : la résistance caractéristique du matériau en compression.

α et β : coefficients tenant compte de l'élancement et de l'excentricité.

τ : facteur correctif supplémentaire qui fait intervenir l'influence du fluage.

k : coefficient de sécurité.

Parmi ces méthodes simplifiées on peut citer comme exemples :

2-1 D.T.R. C2-45 (Algérie) [8]

La vérification des pièces comprimées, se fait en tenant compte de la diminution de la capacité portante, due au flambement, et de l'augmentation de la flèche due à l'action prolongée de la charge (fluage).

La contrainte de compression à la base du mur considéré (égale à l'effort vertical N divisé par la section d'appui effectif A_C) doit vérifier la relation suivante :

$$N_u = A_C m_{ld} \Phi_1 R_{adm} \omega$$

où :

A_C : section effective d'appui exprimée en cm^2

R_{adm} : résistance admissible de calcul en compression exprimée en MPa.

m_{ld} : coefficient de fluage de longue durée.

Φ_1 : coefficient de flambement.

ω : coefficient de majoration sur A_C .

Pour une section rectangulaire, la valeur de A_C est donnée par :

$$A_C = 2b\left(\frac{d}{2} - e_0\right)$$

avec :

- b : largeur du mur.
- d : épaisseur du mur.
- e_0 : l'excentricité de l'effort normal de rupture.

L'excentricité de calcul (e_0) est évaluée en prenant en compte l'excentricité réelle (e'_0) et

l'excentricité accidentelle (e_{accid}) exprimée en cm : $e_0 = e'_0 + e_{accid} = \frac{M}{N} + 2$.

Le coefficient de flambement Φ_I dépend des propriétés élastique du matériau, caractérisé par la constante élastique α et par l'élancement du mur, il est donné par :

$$\Phi_I = \Phi\left[1 - e_0 / d(0,06 \lambda_h - 0,2)\right]$$

λ_h : élancement géométrique du mur où $\lambda_h = \frac{L_0}{d}$ avec L_0 la longueur de flambement tel que

$l_0 = \rho H$ où ρ est un coefficient déduit graphiquement en fonction des conditions de liaison des bords verticaux du mur.

ϕ : coefficient de flambement déterminé à partir de tableau en fonction de λ_h^f où

$\lambda_h^f = \lambda_h \sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$ où α est la constante élastique du matériau.

Le coefficient de fluage m_{ld} est donné par :

$$m_{ld} = 1 - \eta\left(1 + \frac{1,2e}{d}\right) \quad \text{si } d < 30 \text{ cm}$$

$$m_{ld} = 1 \quad \text{sinon}$$

avec η déterminé à partir de tableau en fonction de λ_h .

Enfin, le coefficient ω de majoration de contrainte sur A est donné par :

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1,5d}$$

Pour une maçonnerie de pierre ou de béton cellulaire et caverneux $\omega = 1$.

2-2 D.T.U 20.1 [9]

La contrainte admissible en compression d'un mur porteur σ s'obtient en divisant la résistance d'essai du matériau de base (f_k) par un coefficient de réduction :

$$\sigma = f_k / k$$

où f_k est la résistance caractéristique de l'élément de maçonnerie et k est fonction de la position de la charge (centré ou excentré) et du type de produit de base constitutif de la maçonnerie et de l'élançement. k prend des valeurs comprises entre 6 et 11.

Pour des murs réalisés en blocs et pour un élançement inférieur ou égale à 15, on prend :
 $k = 6$ dans le cas de charges centrées (mur de refond, mur de façade avec porte à faux).
 $k = 8$ dans le cas de charges excentrées (mur extérieur porteur).

Dans le cas où l'élançement est compris entre 15 et 20, la valeur de k précédemment définie doit être multipliée par un coefficient de majoration de 1,07 à 1,33

Enfin, dans le cas où l'élançement est supérieur à 20, des justifications expérimentales par essais en grandeur réelle sont nécessaires. Le coefficient k est à la fois coefficient de comportement et coefficient de sécurité.

2-3 EUROCODE 6 [10]

La valeur de l'effort résistant R_d par unité de longueur d'un mur simple soumis à une charge verticale est donnée par :

$$R_d = \Phi t f_k / \tau_M$$

Avec :

Φ : facteur de réduction tenant compte de l'élançement et de l'excentricité.

t : épaisseur de la section.

f_k : résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie (mur).

τ_M : le coefficient de sécurité tenant compte des propriétés des matériaux et de leur mise en œuvre.

La valeur du facteur de réduction Φ peut être obtenu en prenant en compte la plus petite des deux valeurs suivantes :

- au sommet ou à la base du mur :

$$\Phi_i = 1 - (2 e_i / t)$$

Où e_i est l'excentricité calculée en fonction des moments créés par la charge horizontale, la charge due à la partie du plancher qui revient au mur et l'excentricité accidentelle.

- à mi hauteur :

$$\Phi_m = 1,14 (1 - 2 e_{mk} / t) - 0,02 h_{ef} / t_e < (1 - 2 e_{mk} / t)$$

Où e_{mk} est l'excentricité calculée en tenant compte des moment au sommet et de l'excentricité due aux charges horizontales, h_{ef} est la hauteur utile évaluée à partir des conditions aux limites et t_e l'épaisseur effective du mur.

2-4 Proposition de SHI – CHU – WIAN [11]

Cette méthode à été proposée dans le cadre de la modification des règlements Chinois de la maçonnerie de briques, elle stipule que la capacité porteuse des murs en briques devraient être calculées par la formule :

$$N \leq \Phi \alpha \eta A f_k / k$$

Où :

- k : facteur de sécurité.
- η : facteur correctif tenant compte de l'excentricité et de la flexion verticale.
- α : facteur tenant compte de l'excentricité.
- A : l'aire de la section.
- f_k : la résistance caractéristique en compression de la maçonnerie.
- Φ : facteur d'élancement établi à partir d'une loi de comportement logarithmique et il est égale à :

$$\Phi = 1 / 1 + (1 / 115 f_k)(h / t)^2$$

Où h est la hauteur du mur et t son épaisseur

Remarque :

pour une section rectangulaire $\longrightarrow \alpha = 1 - 1,5 e / t$.

Pour une section en T $\longrightarrow \alpha = 1 - 0,45 e / r$ où r est le rayon de giration.

3 METHODES DITES EXACTES

Ces méthodes proposent une résolution analytique directe des équations d'équilibre et de l'équation différentielle de la déformée $\frac{d^2 e}{dx^2} = \frac{M}{EI}$ et donnent des solutions analytiques en fonction des excentricités, des lois de comportement et des conditions limites.

3-1 Méthode de YOKEL, MATHEY, DIKKERS [12]

L'influence de l'élanement est analysée à l'aide d'observations expérimentales, les paramètres pour l'analyse sont :

- **Le module de rigidité $E.I$ (ou raideur) :**

Dans cette méthode une réduction du terme EI est introduite selon l'expression :

$$EI = E_0 I / 3.5$$

Avec :

E_0 : module tangent à l'origine.

I : l'inertie de la section non fissurée.

- **La longueur libre de flambement L_f :**

Elle dépend du nombre de degrés de liberté et des nœuds de liaisons aux planchers inférieurs et supérieurs et de la rigidité des éléments rencontrés en ces nœuds.

On définit la rigidité K à l'élanement comme le rapport entre l'inertie I de la section transversale sur la hauteur L de l'élément :

$$K = I / L$$

On définit les coefficients de rigidité comme étant le rapport entre la somme des rigidités à l'élancement de tous les murs d'un étage et la rigidité du plancher qui lui correspond :

$$r'_a = \frac{\sum K}{K_{\text{planch.haut}}}$$

$$r'_b = \frac{\sum K}{K_{\text{planch.bas}}}$$

où r'_a est le coefficient de rigidité relatif au plancher de haut et r'_b est le coefficient de rigidité relatif au plancher de bas.

Enfin, la longueur libre de flambement L_f est égale à :

$$L_f = kL$$

où k est un coefficient dépendant du nombre de degrés de liberté et des coefficients de rigidité r'_a et r'_b .

- **Facteur de correction C_m :**

C'est un coefficient qui intervient sur le moment de rupture, il est définie en fonction de la valeur des moments d'écrasement (M_1, M_2) existant aux nœuds de liaison comme suit :

$$C_m = \text{Max} \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right); 0,4 \right] \text{ avec } |M_1| < |M_2|$$

Détermination du moment résistant :

La valeur approchée du moment résistant maximum (M_{max}) peut s'exprimer à l'aide de la charge critique d'EULER et également en fonction des paramètres précédent comme suit :

$$M = M_0 \frac{C_m}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

avec $M_0 = N.e_0$ où e_0 est l'excentricité de l'effort normal.

3-2 Méthode à déformée définie

la particularité de cette famille vient de la prise en compte d'une hypothèse de base sur l'allure de la déformée. Avec cette hypothèse, pour laquelle, on adopte souvent une forme sinusoïdale, il est possible de trouver des solutions analytiques à partir de la flèche à mi hauteur et de la courbure.

a) Méthode de HALLER :

HALLER [13] a présenté une méthode de ce genre pour les murs en briques. La résistance en traction est négligeable et le matériau a un comportement non linéaire. La déformée prend une forme sinusoïdale simple :

$$e = f \sin (\pi x / L)$$

où 'f' est la flèche à mi hauteur, 'L' la hauteur de l'élément et x l'abscisse d'une section du mur.

En partant de cette équation, on détermine la flèche de l'élément en fonction des déformations aux extrémités de la section. Ceci s'obtient par la détermination de la position du centre de gravité de la surface de contrainte engendrée par ces déformations. Il donne des résultats sous forme graphique permettant de trouver la valeur de la contrainte de rupture en fonction de l'élanement et de l'excentricité, une excentricité accidentelle prise conventionnellement égale à 1/1000.

b) Méthode de FAESSEL et al. :

L'autre méthode représentative de cette catégorie est celle de FAESSEL et al. [14] qui est plutôt une méthode graphique générale. Celle ci est destinée au calcul des poteaux en béton armé avec une loi de comportement non linéaire. Pour simplifier les calculs, on admet l'hypothèse que les déformées des poteaux sous charge verticales ont une forme sinusoïdale. de ce fait, la flèche devient une fonction linéaire de la courbure $1 / r$ de la zone médiane du poteaux. En intégrant deux fois la courbure on aura :

$$f = 1 / r . L^2 / \pi^2$$

l'excentricité à mi hauteur est donc égale à :

$$e = e_0 + f$$

ou encore
$$\frac{e}{h} = \frac{e_0}{h} + \frac{L^2}{\pi^2 hr}$$

on peut donc tracer une ligne droite dans le système de coordonnées excentricité – courbure. Les courbes de l'effort normal constant peuvent être tracées dans ce système à partir des paramètres qui définissent la section et les caractéristiques mécanique du matériau utilisé.

c) Remarques relatives à ces méthodes :

On remarque cependant pour ces méthodes que :

- 1 – le grand inconvénient théorique est la base de calcul qui prend en compte une forme définie pour la déformée.
- 2 – dans certain cas l'effort normal est sous estimé.

3-3 Méthode de B. LEWICKI [15]

LEWICKI propose une méthode basée sur l'équilibre des sections qui prend en compte plusieurs paramètres intervenant dans le calcul du flambement. Elle a d'abord été aux murs pleins en béton, elle a été adaptée ensuite par le CSTB au cas des murs en maçonnerie. Il considère que le matériau possède une certaine résistance en traction et une loi de comportement non linéaire :

$$\varepsilon = -\frac{nk}{\alpha} \text{Ln}\left(1 - \frac{\sigma}{nkR_c}\right)$$

où : n(égale à 1 en compression et à - 0,15 en traction) et k(égale à 1,01) sont des coefficient d'ajustement

$$\alpha = \frac{E_0}{R_c}$$

E0 : module tangent à l'origine.

Rc : résistance à la compression.

Les différents modes de rupture créés par l'excentricité imposée des charges normales sont résumés dans le graphe ci dessous :

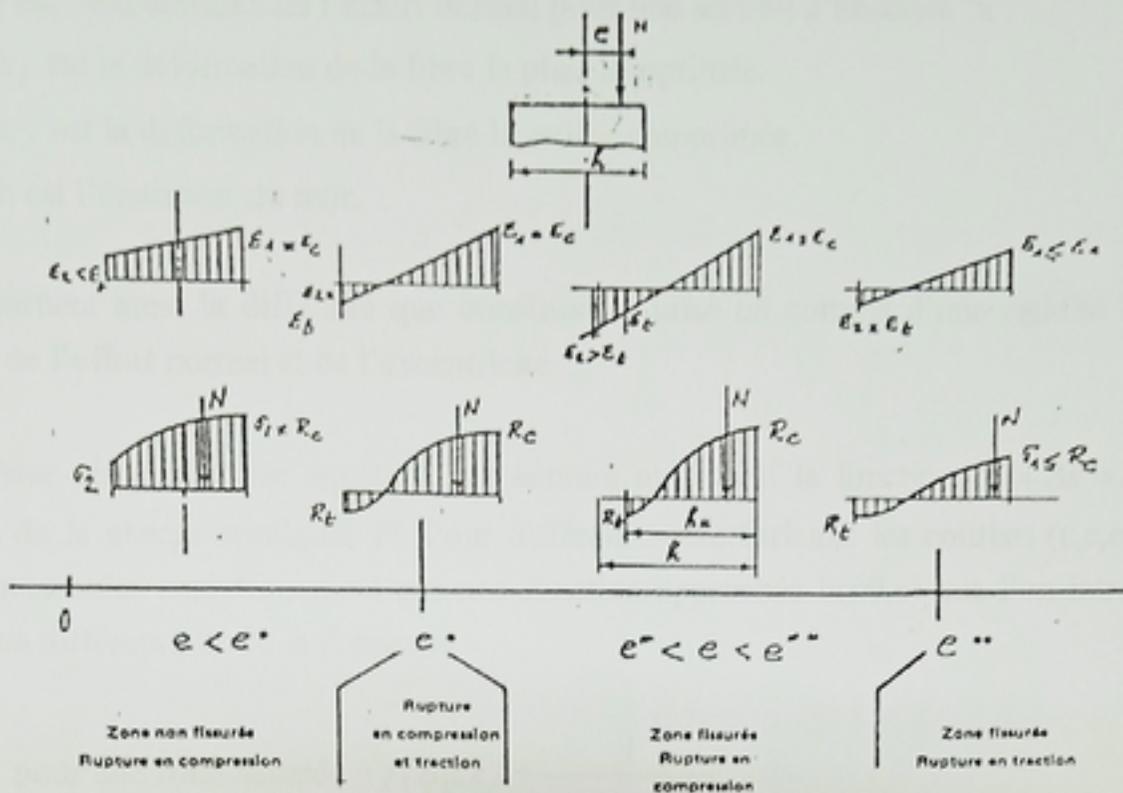


Fig. 1 – Modes de rupture de la section suivant la valeur de l'excentricité 'e' [15].

A partir de l'expression analytique de la loi de comportement LEWICKI établit les relations existant entre la contrainte moyenne dans la section σ_0 , l'excentricité e et les déformations aux extrémités ε_1 et ε_2 , correspondant aux contraintes σ_1 et σ_2 , pour une section rectangulaire pleine. Ensuite on établit la courbe $\Phi(e) = \sigma_0 / R_c$ en fonction de l'excentricité pour les différents couples de valeurs σ_1 et σ_2 correspondant aux 3 types d'états limites pour la section donnée.

En ce qui concerne le flambement, cette méthode se différencie totalement des autres car elle tient compte de la variation du module de rigidité EI en fonction de l'excentricité e , du module à l'origine E_0 et de la contrainte moyenne σ_0 .

3-4 Méthode de KUKULSKI [16]

KUKULSKI suit les mêmes principes retenus par LEWICKI mais ils diffèrent sur l'expression de la déformée qui est exprimée en fonction des déformations des parements du mur comme suit :

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

avec :

- e est l'excentricité de l'effort normal pour une section d'abscisse 'x'.
- ε_1 est la déformation de la fibre la plus comprimée.
- ε_2 est la déformation de la fibre la moins comprimée.
- h est l'épaisseur du mur.

ils contournent ainsi la difficulté que constitue la prise en compte d'une rigidité EI variable, fonction de l'effort normal et de l'excentricité.

Pour résoudre cette équation, les auteurs ont établi la fonction $\Delta\varepsilon$ ($\Delta\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2$) en fonction de la charge appliquée N . Pour différentes excentricités les courbes ($\varepsilon, e, \sigma_0 = \text{const}$). Sont représentées analytiquement par une fonction approchée $F(\sigma_0, e)$ que l'on introduira dans l'équation différentielle de la déformée :

- pour une zone fissurée : $f(\sigma_0, e) = \frac{1}{(a_1 - a_2 e)^2}$
- pour une zone non fissurée : $f(\sigma_0, e) = \frac{ae}{h}$

et l'équation prend la forme simplifiée et intégrable suivante :

- pour une zone fissurée : $\frac{d^2 e}{dx^2} = -\frac{1}{h(a_1 - a_2 e)^2}$
- pour une zone non fissurée : $\frac{d^2 e}{dx^2} = \frac{ae}{h}$

où a_1 , a_2 et a sont choisis tel que les fonctions définies ci-dessus passent par des points bien déterminés.

jusqu'à ici on a envisagé une rupture par simple dépassement de la résistance du matériau. Cependant, pour les éléments élancés, on doit résoudre l'équation différentielle de la déformée

Remarquons qu'en ce qui concerne la méthode de LEWICKI et la méthode de KUKULSKI, malgré leur analyse théorique rigoureuse, nous ne pouvons pas les généraliser. Si on abandonne la section rectangulaire pleine, dans le cas de la méthode de LEWICKI, on devra faire face à des difficultés mathématiques laborieuses pour exprimer les excentricités dans les différents cas de ruine et pour les représentations approchées des courbes de EI . Dans le cas de la méthode de KUKULSKI ce choix rend impossible l'expression analytique et intégrable des courbes parce que ces dernières ne sont pas aussi simples pour les sections complexes.

3-5 Méthodes numériques

Ceux sont des méthodes qui se sont considérablement développées grâce aux progrès de l'informatique au cours de ces dernières années. Elles consistent en la résolution d'équations différentielles assez complexes ou autres moyennant l'outil informatique et l'analyse numérique.

Parmi ces méthodes numériques on peut citer comme exemples :

3-5-1 Méthodes itératives [17]

Une de ces méthodes et qui a été élaborée à partir de l'approche théorique de NEWMARK [18] pour le calcul des éléments en béton armé est celle de PFRANG et al. [19] [20]. Ceux-ci ont étudié les caractéristiques mécaniques d'éléments de section rectangulaire pleine avec une loi de comportement non linéaire, ils ont déterminé une relation générale faisant intervenir N , M et Φ pour les différentes combinaisons de déformations extrêmes à partir des étapes suivantes :

- 1 – Supposition d'une distribution linéaire des déformations.
- 2 – Choix d'une loi de comportement convenable pour le matériau et détermination des contraintes correspondant aux déformations supposées à partir de cette loi de comportement.
- 3 – intégration des contraintes normales sur toute la surface pour obtenir la charge normale N .
- 4 – Sommation des moments élémentaires pour l'obtention du moment résultant.
- 5 – Détermination de la courbure Φ en calculant la tangente de l'angle de rotation de la section.

Si on envisage un nombre suffisant de points dont au moins une de leurs déformations extrêmes atteignent une valeur ultime on peut obtenir l'enveloppe de N , M et Φ sous la forme de courbe pour une section et un matériau donné. La figure 2 présente par exemple une de ces courbes qui sont appelées courbes d'interaction. D'après les auteurs, ces courbes donnent un moyen de montrer la résistance et la déformabilité de la section étudiée.

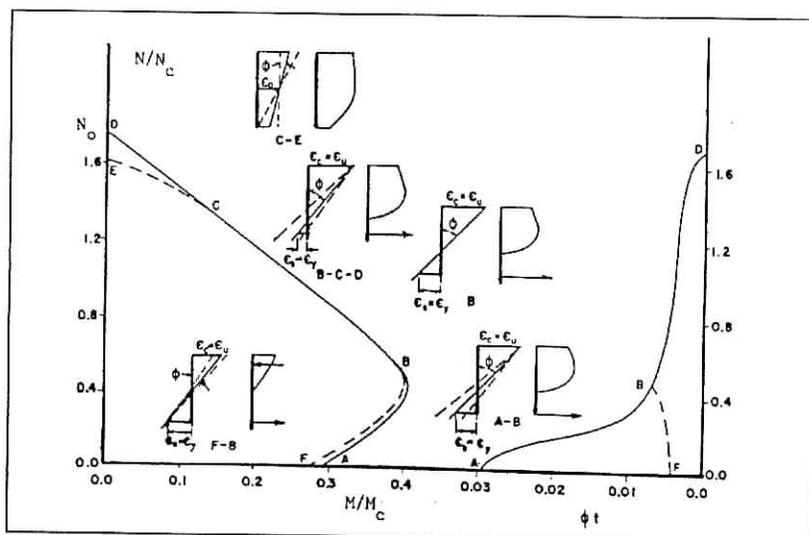


Fig.2 – Exemple de courbe d'interaction [17].

Il convient de noter que cette analyse prend d'abord en compte les efforts internes (à partir des déformations et les contraintes) pour déterminer ensuite les efforts externes (effort normal et moment fléchissant).

MANUEL et MACGREGOR [21] ont suivi cette méthode et ils ont fait intervenir le fluage du béton en tenant compte des relations empiriques des déformations en fonction du temps.

Sur la même voie GREEN et BREEN [22] ont étudié théoriquement et expérimentalement le comportement des poteaux béton en armé soumis à des charges excentrées en fonction du temps. Ils ont constaté une augmentation de la flèche en raison du fluage. Leurs résultats d'essais ont montré un accroissement du moment et de la courbure de l'ordre de quatre fois les valeurs prises à l'état initial.

La méthode de PFRANG a été utilisée dans les travaux de GURFINKEL et ROBINSON [23] sur une section rectangulaire en béton armé sans tenir compte de la résistance en traction du béton. Ils ont calculé les déformations extrêmes et la courbure en choisissant une méthode numérique compatible avec n'importe quelle loi de comportement du béton et de l'acier. L'effort normal résultant et le moment résistant seront obtenus par l'intégration de ces loi sur leurs surfaces correspondantes pour deux déformation extrêmes données, autrement dit, ils peuvent se présenter comme suit :

$$N = N(\Phi, \varepsilon)$$

$$M = M(\Phi, \varepsilon)$$

Prenons Φ et ε deux valeurs initiales correspondantes à N et M donnés. Après avoir appliqué le théorème de TAYLOR sur les équations précédentes et en conservant les termes linéaires, on aura :

$$N_{i+1} = N_i + \left(\frac{\partial N}{\partial \Phi}\right)d\Phi + \left(\frac{\partial N}{\partial \varepsilon}\right)d\varepsilon$$

$$M_{i+1} = M_i + \left(\frac{\partial M}{\partial \Phi}\right)d\Phi + \left(\frac{\partial M}{\partial \varepsilon}\right)d\varepsilon$$

où $d\Phi$ et $d\varepsilon$ sont les augmentations élémentaires de courbure et de déformation de telle sorte que :

$$\Phi = \Phi + d\Phi \quad (1)$$

$$\varepsilon = \varepsilon + d\varepsilon \quad (1)$$

$\partial / \partial \Phi (N, M)$ et $\partial / \partial \varepsilon (N, M)$ sont les taux de variation de N et M par rapport à Φ et

ε

Avant de résoudre les équations obtenues en appliquant le théorème de TAYLOR, pour déterminer $d\Phi$ et $d\varepsilon$, il faudra que l'on puisse calculer les quatre taux, ce qui sera effectué par un processus itératif. C'est à dire que nous incrémenterons de $\Delta\Phi$ et $\Delta\varepsilon$ pour calculer les valeurs correspondantes de N et M . Soit N_Φ et M_Φ les valeurs ainsi obtenues. Les taux seront donc :

$$\frac{\partial N}{\partial \Phi} = (N_\Phi - N) / \Delta\Phi$$

$$\frac{\partial M}{\partial \Phi} = (M_\Phi - M) / \Delta\Phi$$

Pour obtenir les taux de déformation ε en prend $\Delta\varepsilon$ et on suit le même processus indiqué ci-dessus pour $\Delta\Phi$. On peut ainsi déterminer $d\Phi$ et $d\varepsilon$ des équations (1). Si M et N calculés à partir de Φ et ε obtenus ont les mêmes valeurs que M et N donnés, le problème est résolu, sinon on recommence l'itération en considérant les dernières valeurs de Φ et ε comme valeurs initiales.

FARAH et HUGGINS [24] sont partis de cette analyse et l'ont appliquée aux poteaux soumis à des charges bi-axiales et excentrées. Ici, la section est rectangulaire et le matériau béton armé a une loi non linéaire. Ils décomposent le poteau en plusieurs éléments, chaque élément en nombre fini de section et chaque section en nombre fini de fibres. En suite, en tenant compte des conditions aux limites des éléments, la loi de comportement est appliquée afin de déterminer les efforts normaux et les moments résistants des sections considérées. On donne des valeurs logiques de flèches de l'axe neutre à ces sections prédéfinies le long du poteau. Il faudra qu'il existe une compatibilité entre les déformations et les moments calculés pour la section limitant

deux éléments adjacents. Afin d'établir cette compatibilité on a recours à un autre processus numérique itératif.

GOYAL et JACKSON [25] ont exposé une méthode semblable à la précédente pour les murs et les poteaux en béton armé de section rectangulaire. Ils ne tiennent pas compte de la résistance en traction du béton. Etant donnée la forme de la flèche pour une charge connue N , il faut calculer la flèche pour la charge $N + \Delta N$ en chaque section. Comme la méthode précédente, on décompose le poteau en plusieurs éléments limités par des sections. Compte tenu des excentricités Δe engendrées, on est capable de calculer les déformations extrêmes ainsi que la courbure. A partir de cette courbure, nous déterminons les flèches par intégration numérique. Pour la charge donnée N , on répète l'itération jusqu'à l'obtention d'un écart très faible pour les deux valeurs successives de la flèche à mi hauteur. Ensuite, on ajoute des incréments de charge et on suit le processus décrit ci-dessus jusqu'à la charge de rupture, celle ci est atteinte soit :

- 1 – si les flèches successives montre une augmentation (cas de l'instabilité structurelle)
- 2 – si la valeur de déformation du côté le plus comprimé dépasse sa valeur limite (la rupture du matériau).

Il faut citer que CRANSTON [26] a proposé également une méthode semblable, pour les poteaux en béton armé qui tient compte de la courbure initiale et des différentes conditions aux limites.

Il faut indiquer que la base de toute les méthodes présentées dans ce paragraphe jusqu'à ici repose sur cette idée que la rupture de l'élément porteur par flambement se produit par la rupture de la section médiane c'est à dire que la somme du moments M_0 crée par l'excentricité initiale et du moment complémentaire M_c développé par la flèche impose la rupture à la section la plus sollicitée au moment du flambement.

THURLIMANN et SCHWARTZ [27] proposent une méthode numérique pour déterminer la déformée d'élément soumis à des efforts normaux et en considérant un comportement moment courbure non linéaire. le matériau peut être béton armé où de la maçonnerie obéissant à des loi de comportement non linéaire.

La relation de M et Φ d'une section soumise à un effort normal constant peut se représenter sur une courbe excentricité courbure. La courbure Φ est une fonction de la déformée, c'est à dire :

$$\Phi = -\frac{d^2 e(x)}{dx^2}$$

les déformées peuvent être déterminées par intégration numérique des équations :

$$e_i = e_{i-1} - \Phi_{i-1} \cdot \Delta x^2 / 2 - \theta_{i-1} \cdot \Delta x$$

$$\theta_i = \theta_i + \Phi_{i-1} \cdot \Delta x$$

en donnant une valeur maximale à l'excentricité à mi hauteur e_m on obtient la courbe de la déformée. En fonction des valeurs de e_m choisies, on obtient une famille de courbes de déformée pour la charge constante donnée voire figure 3. Ces familles de courbes peuvent être utilisées pour le calcul des poteaux. Dans le cas des maçonneries, à cause de leurs allures anisotropiques, ils proposent d'appliquer les courbes de (e, Φ) obtenues directement de l'expérimentation.

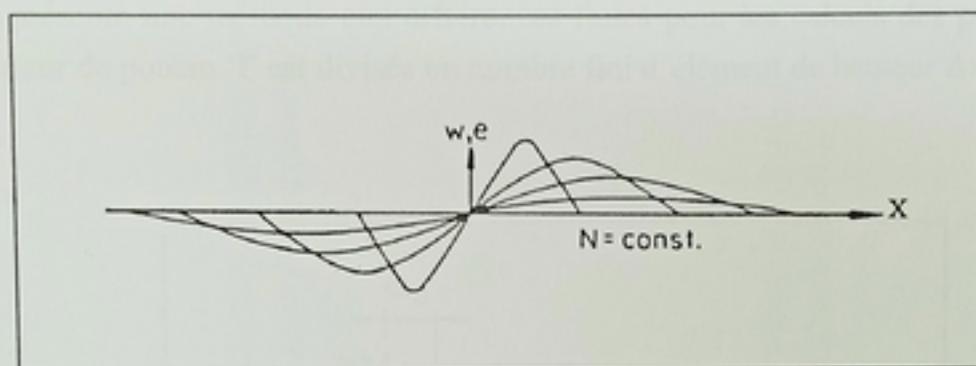


Fig. 3 – Exemple de famille de courbes $(e, N = \text{cste})$ [17].

Remarquons que d'abord le critère d'instabilité élastique de flambement reste toujours la rupture de la section la plus sollicitée. Ensuite les résultats de calcul dépendent des nombres et de la précision des essais effectués pour déterminer les courbes de $e - \Phi - N = \text{constante}$, car la méthode numérique doit interpoler ces courbes afin d'obtenir la courbe correspondante à N calculé. De plus la forme de ces courbes, dans le cas d'une section complexe, varie d'un cas à un autre et donc on est obligé de faire des essais individuels pour chaque section et matériau.

HUREZ [28] présente une méthode de calcul itérative qui prend en compte les moments complémentaires dus à la variation d'excentricité avec la flèche. Les hypothèses retenues sont :

- 1 – le matériau obéit à la loi de HOOKE.
- 2 – l'épaisseur utile h_w varie le long de l'élément à cause de la fissuration des parties tendues.
- 3 – les critères de rupture sont les résistances admissibles du matériau en traction, en compression et en cisaillement.

Lorsque le mur est en état d'équilibre sous une charge N , on applique une nouvelle charge incrémentale N_p . On détermine ensuite la flèche due au moment complémentaire et le

nouveau moment induit par cette flèche. Les contraintes dans les sections, qui divisent l'élément en parties égales, sont calculées et comparées aux critères de rupture. Si ceux-ci ne sont pas dépassés après analyse de la convergence de la flèche, le calcul est repris de manière identique. Dans le cas où l'élanement est élevé et l'excentricité faible on constate une certaine divergence.

Remarquons que le grand désavantage de cette méthode est l'application d'un module élastique constant dans le calcul. Nous savons bien que la loi généralisée de la maçonnerie a une forme parabolique non linéaire.

3-5-2 Méthode aux différences finies

CEB présente une méthode aux différences finies pour les calculs des poteaux en béton armé. La hauteur de poteau 'l' est divisée en nombre fini d'éléments de hauteur Δx .

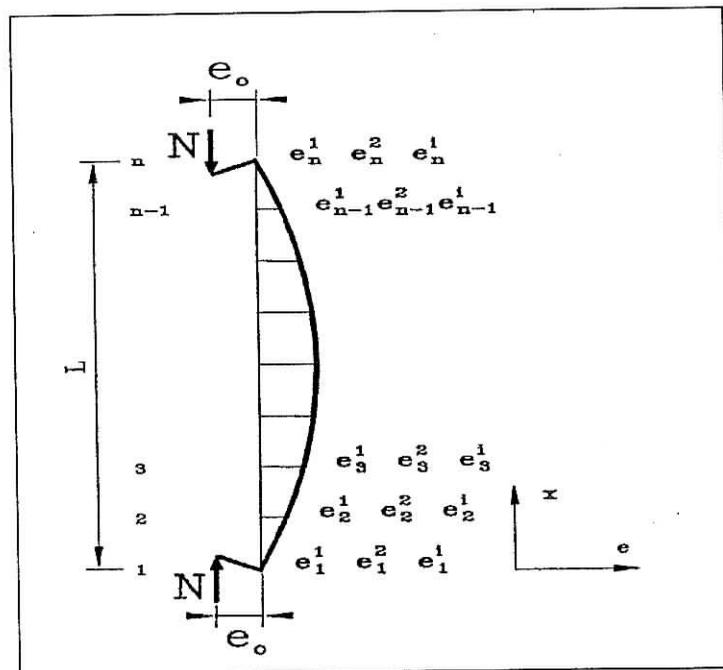


Fig. 4 – Descretisation de l'élément porteur [17].

Dans la section i la flèche est e_i , la courbure de cette section sera $\frac{1}{r_i}$ (r est le rayon de courbure), est égale à :

$$\frac{1}{r_i} = \frac{d^2 e_i}{dx^2} = \frac{e_{i+1} - 2e_i + e_{i-1}}{\Delta x^2}$$

on présuppose une valeur convenable de la flèche à mi hauteur. La charge normale étant donnée, on détermine la courbure à partir des $(M - 1 / r)$ (voir figure 5). On aura donc :

$$e_1 = e_0 - \frac{\Delta x^2}{2r_i}$$

et ainsi de suite jusqu'à l'extrémité en profitant de l'équation cité ci-dessous :

$$e_{i+1} = 2e_i - 2e_{i-1} - \frac{\Delta x^2}{r_i}$$

si l'excentricité obtenues à l'extrémité est égale, suivant la précision souhaitée, à l'excentricité initiale, on obtient la déformée finale, sinon on recommence les calculs pour une autre valeur de la flèche.

On peut constater que des difficultés peuvent survenir par le choix de l'excentricité à mi hauteur. De plus la courbe de $(M - 1 / r)$ doit s'obtenir pour plusieurs charges normales

3-5-3 Méthode des éléments finis [17]

PAGE [29] propose un model avec élément finis pour déterminer la distribution des contraintes dans les poutres épaisses en maçonnerie soumises à des charges normales centrées. C'est une approche à deux dimensions. ANAND et YOUNG [30] propose un model semblable pour les murs doubles en maçonnerie composite. SAMARASINGHE, PAGE et HENDRY [31] ont développé ce model en choisissant un critère de rupture biaxial. PAGE, KLEEMEN et DHANASEKAR [32] présentent un autre model aux élément finis qui tient compte de la déformation plastique et un critère biaxial et la progression de la rupture locale. Ce model a été fait pour les murs en maçonnerie chargés horizontalement dans leurs plan. Les résultats théoriques et ceux des essais sur les trumeaux à demi échelle (1160 mm de hauteur et 1195 mm de largeur) sont concordants. SUWALSKI et DRYSDALE [33] proposent une méthode itérative aux éléments finis pour les murs élancés en blocs de ciment. Ce model numérique prend en compte la fissuration dans les élément finis de la section considérée. Le choix d'une loi non linéaire oblige à recourir à une méthode itérative (NEWTON-RAPHSON) pour parvenir à l'équilibre sous une charge donnée. Ils constatent que dans le cas des murs en blocs pleins, ce model surestime leur résistance et qu'une analyse tridimensionnelle non linéaire sera indispensable. Dans ce cas ils confirme que cette étude à été menée sur un très petit échantillonnage de matériaux au niveau des caractéristiques géométriques et mécaniques.

Bref, en ce qui concerne les méthodes aux éléments finis, il faut noter en résumé que :

1 – la difficulté de modéliser les maçonnerie en trois dimensions et avec un comportement non linéaire existe toujours.

2 – dans le cas où on aboutit à un model bien adapté aux éléments finis, l'entrée des données nécessaires au programme nécessite beaucoup de temps.

3 – économiquement ceci n'est pas très satisfaisant.

4 CONCLUSION

En conclusion, il existe une multitude de méthodes de calcul des murs en maçonnerie différentes les unes des autres de part leurs approches. Néanmoins, comme on a pu le voire, elles peuvent être classées en deux grandes familles, méthodes simplifiées et méthodes dites exactes.

Les méthodes simplifiées sont pratiques, plus adaptées pour le calcul et le dimensionnement rapide des murs en maçonnerie. Leur degré de complexité dépend du nombre de coefficients et de la façon dont leurs valeurs sont déterminées (choix du type d'essai, modalités, interprétation). Ces méthodes ne peuvent décrire fidèlement le phénomène réel, de plus, comme elles sont à la base de règlements et de documents techniques elles adoptent des hypothèses allant dans le sens de la sécurité. Par conséquent, l'effort normal de rupture sera surestimé.

Les méthodes dites exactes sont issues de développements théoriques purs, elles tentent de décrire le comportement réel des murs en maçonnerie en adoptant des hypothèses simplificatrices sur les différents paramètres entrant en jeu, ce qui rend possible l'analyse. Les résultats de ces méthodes diffèrent entre eux du faite qu'elles ne tiennent pas en compte les différents paramètres de la même manière.

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE L'EXCENTRICITE

1 INTRODUCTION

Les murs porteurs en maçonnerie sont, dans la plupart des cas, soumis à des chargements excentrés qui sont d'origine multiple très diverses et qu'on ne peut éviter comme par exemple les charges permanentes (planchers, retombées de poutres, linteaux...), défauts de mise en œuvre, impératifs esthétiques et logiques de la structure, dilatation thermique et défauts d'homogénéité des matériaux. Ces excentricités des efforts normaux engendrent des contraintes additionnelles le long du mur qui induisent la rupture sous un moindre chargement. Il est donc nécessaire de voir comment l'excentricité peut influencer la rupture de l'ouvrage. La méthode de calcul retenue pour déterminer l'influence de l'excentricité est directement issue de celle de B. LEWICKI [15] qui, rappelons le, est une méthode basée sur l'équilibre des sections planes, et qui suppose la section pleine et homogène. Ces suppositions sont acceptables si on considère une loi de comportement spécifique. Cette méthode permet de tracer des courbes enveloppes ou abaques de l'effort normal en fonction de l'excentricité pour différents types de murs en maçonnerie.

2 HYPOTHESES DE LA METHODE [15]

- L'élanement n'est pas pris en compte.
- Sections pleines et homogènes.
- Conservation des sections planes.
- Certaine résistance à la traction.
- Une loi de comportement non linéaire définie comme suit :

$$\varepsilon = -\frac{nk}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{nkR_c}\right)$$

où : n et k sont des coefficients d'ajustement

$$\alpha = \frac{E_0}{R_c}$$

E_0 : module tangent à l'origine.

R_c : résistance à la compression.

3 DEVELOPPEMENT THEORIQUE

Comme il a été dit précédemment, la méthode de calcul retenue est basée sur l'équilibre des sections planes. On va donc, à partir des déformations aux parements du mur et suivant la loi de comportement choisie, établir l'équilibre d'une section quelconque le long du mur. Pour cela il y a lieu de distinguer deux cas :

- Section partiellement comprimée.
- Section totalement comprimée.

3-1 Section partiellement comprimée

D'une manière générale on peut considérer que la section se comporte comme sur le schéma de la figure 1 :

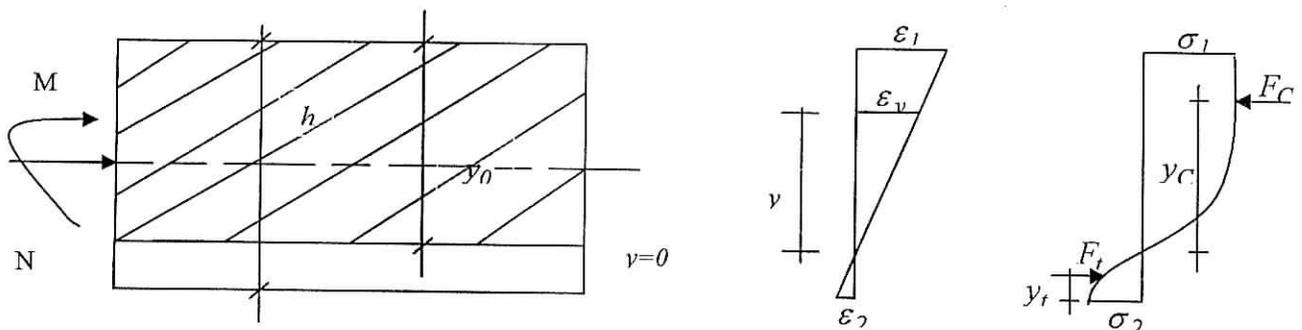


Fig. 1 – Etat de déformation et état de contrainte d'une section transversale.

La loi de comportement (figure 2) qui a été établie par le CSTB [34] [35] et qui a été choisie par B. LEWIKI qui est une loi non linéaire avec des coefficients d'ajustement est très importante car elle va, d'une certaine manière corriger les erreurs survenant des hypothèses simplificatrices citées auparavant.

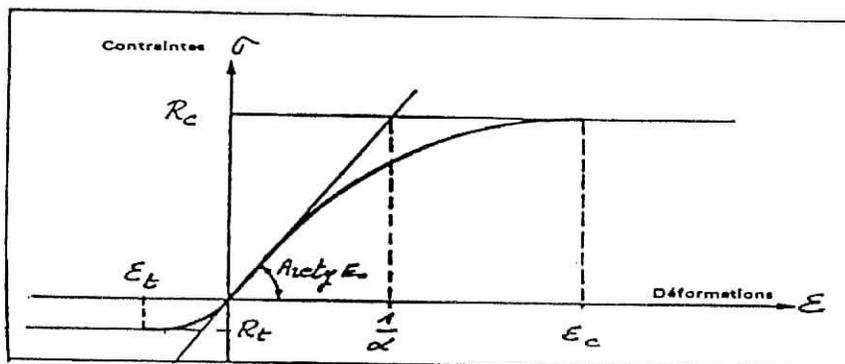


Fig. 2 – Fonction $\sigma (\varepsilon)$.

D'après cette loi on a :

$$\varepsilon_i = -\frac{n_i k}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma_i}{n_i k R_C}\right)$$

Donc :

$$\sigma_i(\varepsilon_i) = n_i k R_C \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_i k} \varepsilon_i}\right)$$

Or, d'après la figure 1 on remarque :

$$\frac{\varepsilon_1}{y_0} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} = \frac{\varepsilon}{y}$$

où y_0 est la position de l'axe neutre.

Donc :

$$\begin{cases} y_0 = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} h \\ \varepsilon(y) = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} y \end{cases}$$

On a alors :

$$\sigma_i(y) = n_i k R_C \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_i k} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} y}\right)$$

La force de compression F_C dans une section transversale du mur étant égale à la somme des forces élémentaires $b\sigma(y)dy$. Elle sera alors de la forme :

$$F_C = b \int_0^{y_0} \sigma_I(y) dy = b n_1 k R_C \int_0^{\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} h} \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_1 k} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} y}\right) dy$$

De la même manière, la force de traction F_t sera de la forme :

$$F_t = b \int_0^{h-y_0} \sigma_2(y) dy = bn_2 k R_C \int_0^{\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} h} \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_2 k} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} y} \right) dy$$

Enfin, l'effort normal qui provoque ces déformations est de la forme :

$$N = F_C + F_t$$

Quant au moment résultant, d'après la figure il a pour expression :

$$M = F_C \left(y_C + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \frac{h}{2} \right) + F_t \left(y_t - \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \frac{h}{2} \right)$$

où y_C et y_t sont respectivement les centres de gravité des surfaces définies par les contraintes de compression et de traction sur toute l'épaisseur du mur. Ils ont les expressions suivantes :

$$y_C = \frac{S_C}{\int_{D_1} dA} = \frac{S_C}{F_C / b}$$

avec :

$$S_C = \int_{D_1} y dA = bn_1 k R_C \int_0^{\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} h} y \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_1 k} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} y} \right) dy$$

et :

$$y_t = \frac{S_t}{\int_{D_2} dA} = \frac{S_t}{F_t / b}$$

avec :

$$S_t = \int_{D_2} y dA = bn_2 k R_C \int_0^{\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} h} y \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_2 k} \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} y} \right) dy$$

3-2 Section entièrement comprimée

Dans ce cas on peut représenter la section sur la figure 3 :

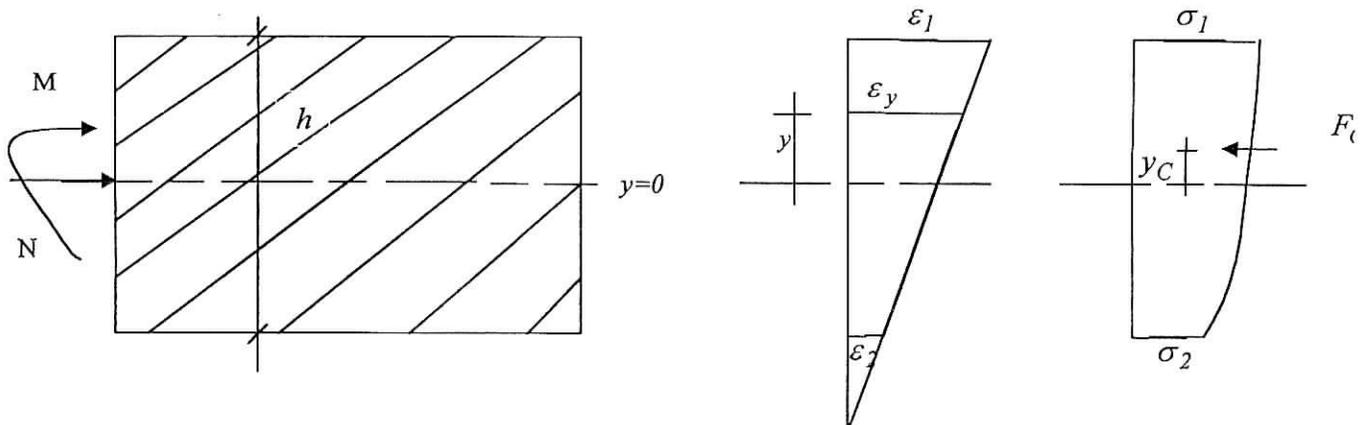


Fig. 3 - Etat de déformation et état de contrainte d'une section transversale.

La loi de comportement étant :

$$\varepsilon = -\frac{n_1 k}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{n_1 k R_C}\right)$$

On aura donc :

$$\sigma(\varepsilon) = n_1 k R_C \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_1 k} \varepsilon}\right)$$

D'après la figure on a que :

$$\frac{\varepsilon_1}{y_0} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h} = \frac{\varepsilon}{y + y_0 - h/2}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_0 = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} h \\ \varepsilon(y) = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h} \left(y - \frac{h}{2}\right) + \varepsilon_1 \end{cases}$$

On a alors :

$$\sigma(y) = n_1 k R_C \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_1 k h} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)(y - h/2) + \varepsilon_1 h]} \right)$$

La force de compression F_C dans une section transversale du mur étant égale à la somme des forces élémentaires $b\sigma(y)dy$, elle est de la forme :

$$F_C = b \int \sigma(y) dy = b n_1 k R_C \int_{-h/2}^{h/2} \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_1 k h} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)(y - h/2) + \varepsilon_1 h]} \right) dy$$

comme il y a équilibre de la section alors :

$$N = F_C$$

en ce qui concerne le moment résultant :

$$M = S_C$$

où :

$$S_C = b n_1 k R_C \int_{-h/2}^{h/2} y \left(1 - e^{-\frac{\alpha}{n_1 k h} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)(y - h/2) + \varepsilon_1 h]} \right) dy$$

Comme on peut le constater, pour les deux cas exposés ci-dessus les expressions de l'effort normal N , du moment M et donc de l'excentricité e ($e = \frac{M}{N}$) sont fonction des seules valeurs de ε_1 et ε_2 , valeurs qui seront déterminées suivant le mode de rupture choisi

3-3 Modes de rupture

Le principe de base de cette méthode est la détermination de l'effort normal et du moment à la rupture à partir d'un critère de rupture. Pour ce cas le critère de rupture est fondé sur les déformations aux extrémités des parements du mur ε_1 et ε_2 , plus précisément, on dit qu'il y a rupture si la déformation de la section la plus comprimée ε_1 a atteint sa valeur limite ε_C ou bien si la déformation de la fibre la plus tendue ε_2 a atteint sa valeur limite ε_t et qu'il y a propagation des fissure le long de la section. Les valeurs limites ε_C et ε_t sont obtenues à partir

des résistances caractéristiques en compression et en traction R_C et R_t et à partir de la loi de comportement. A partir de ce critère on peut définir trois modes de rupture :

- Rupture par compression sans fissuration.
- Rupture par compression avec fissuration.
- Rupture par traction.

Le mode de rupture par traction - compression représente un couple de déformations des fibres extrêmes, c'est le point de rencontre des trois autres modes de rupture.

3-3-1 Rupture par compression sans fissuration

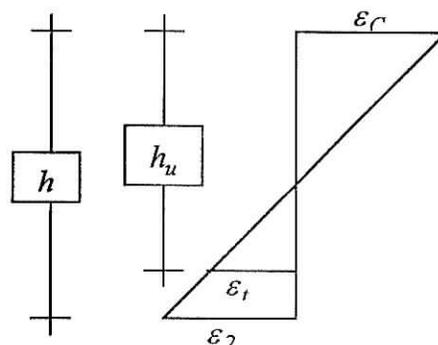
Dans ce cas la déformation de la fibre la plus comprimée ε_1 est égale à la déformation limite de compression ε_C . Par contre la déformation de la fibre la plus tendue ε_2 n'a pas encore atteint la limite en traction ε_t .

3-3-2 Rupture par compression avec fissuration

Dans ce cas, la déformation de la fibre la plus comprimée ε_1 est égale à la déformation limite de compression ε_C et la déformation de la fibre la plus tendue ε_2 a dépassé celle limite en traction ε_t . La fissure apparaît lorsque la déformation en traction atteint la valeur limite ε_t , en suite vient la rupture lorsque la déformation en compression atteint la valeur limite ε_C , on dit alors qu'il y a rupture par compression de la section fissurée.

Dans ce cas, il faut aussi, à chaque fois considérer la nouvelle épaisseur utile h_u qui s'obtient en rejetant la section fissurée, la section résistante est alors d'épaisseur h_u .

Fig. 5
épaisseur utile h_u .



On remarque d'après la figure 5 que :

$$h_u = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_C}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} h$$

3-3-3 Rupture par traction

Enfin, dans ce cas c'est la déformation de la fibre la plus tendue qui a atteint la valeur limite en traction ε_t et c'est la déformation de la fibre la plus comprimée qui est inférieure à celle limite en compression ε_c , ici les fissures se propagent immédiatement après que la contrainte de traction soit atteinte sans que, comme pour le cas précédent, celle de compression soit atteinte, on dit alors qu'il y a rupture par traction.

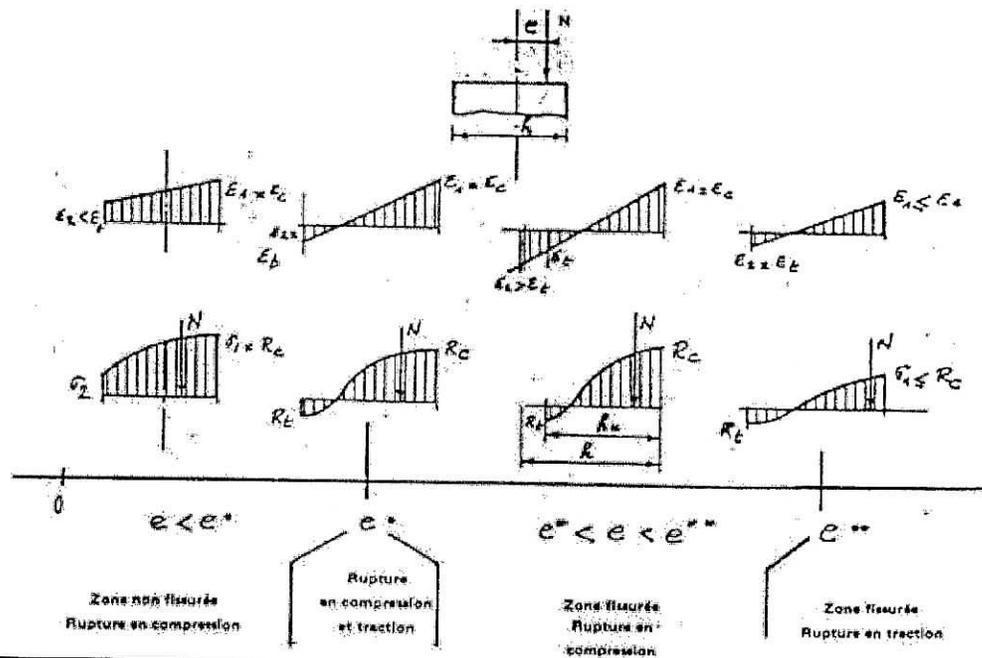


Fig. 4 - Modes de rupture de la section suivant la valeur de l'excentricité

4 ORGANIGRAMME DE LA METHODE

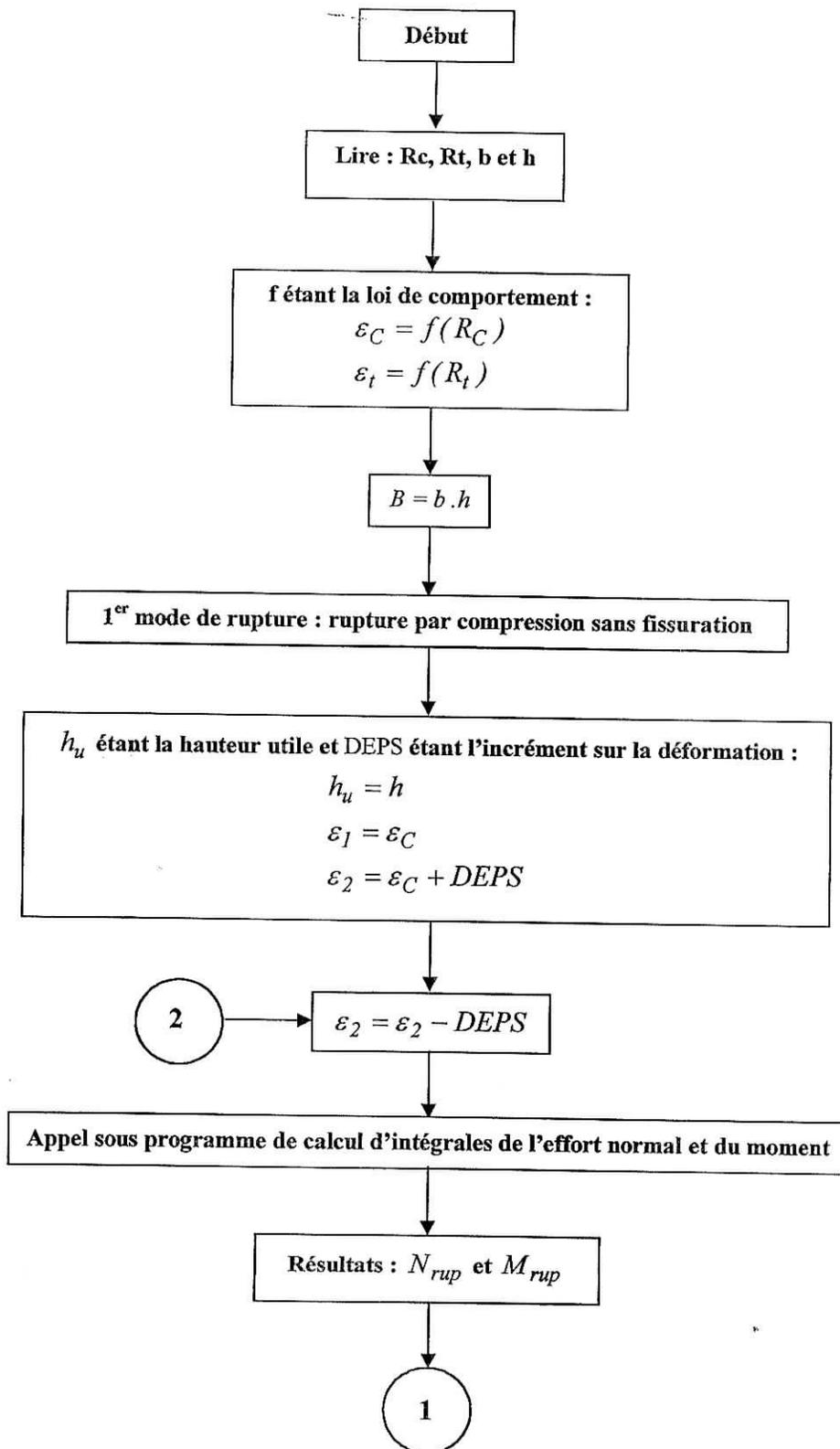
le principe du programme que nous allons élaborer est :

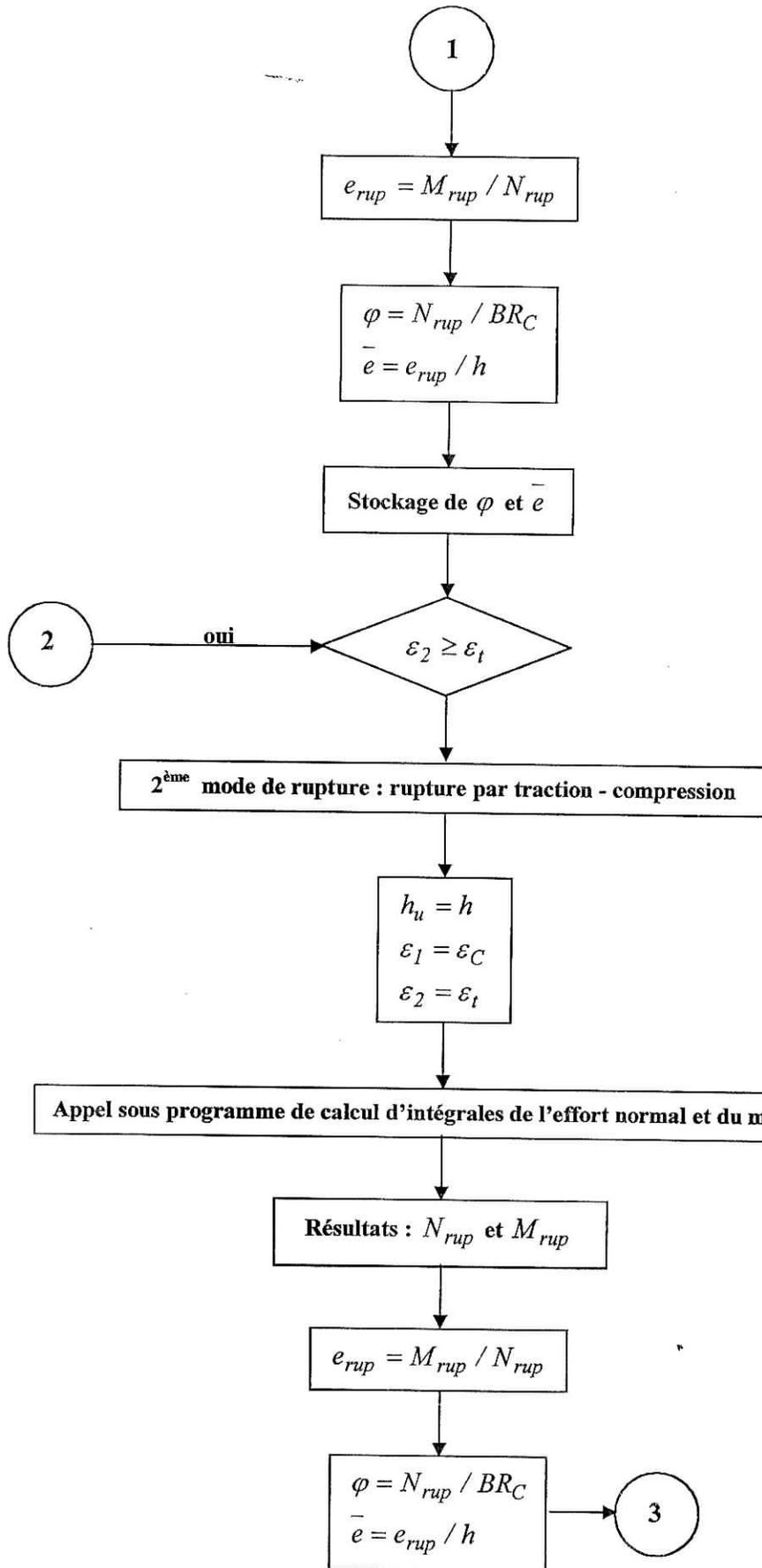
- 1- Lecture des caractéristiques géométrique et mécanique du mur.
- 2- Détermination des déformations limites ε_c et ε_t à partir de la loi de comportement.
- 3- Donner des valeurs initiales aux déformations aux limites suivant le mode de rupture choisit.
- 4- Appel du sous programme qui calcul les intégrales définissant l'effort normal et le moment fléchissant définies précédemment.
- 5- Stockage de la fonction φ ($\varphi = \frac{N_u}{B.R_C}$ où B est l'aire de la section transversale du mur et R_C

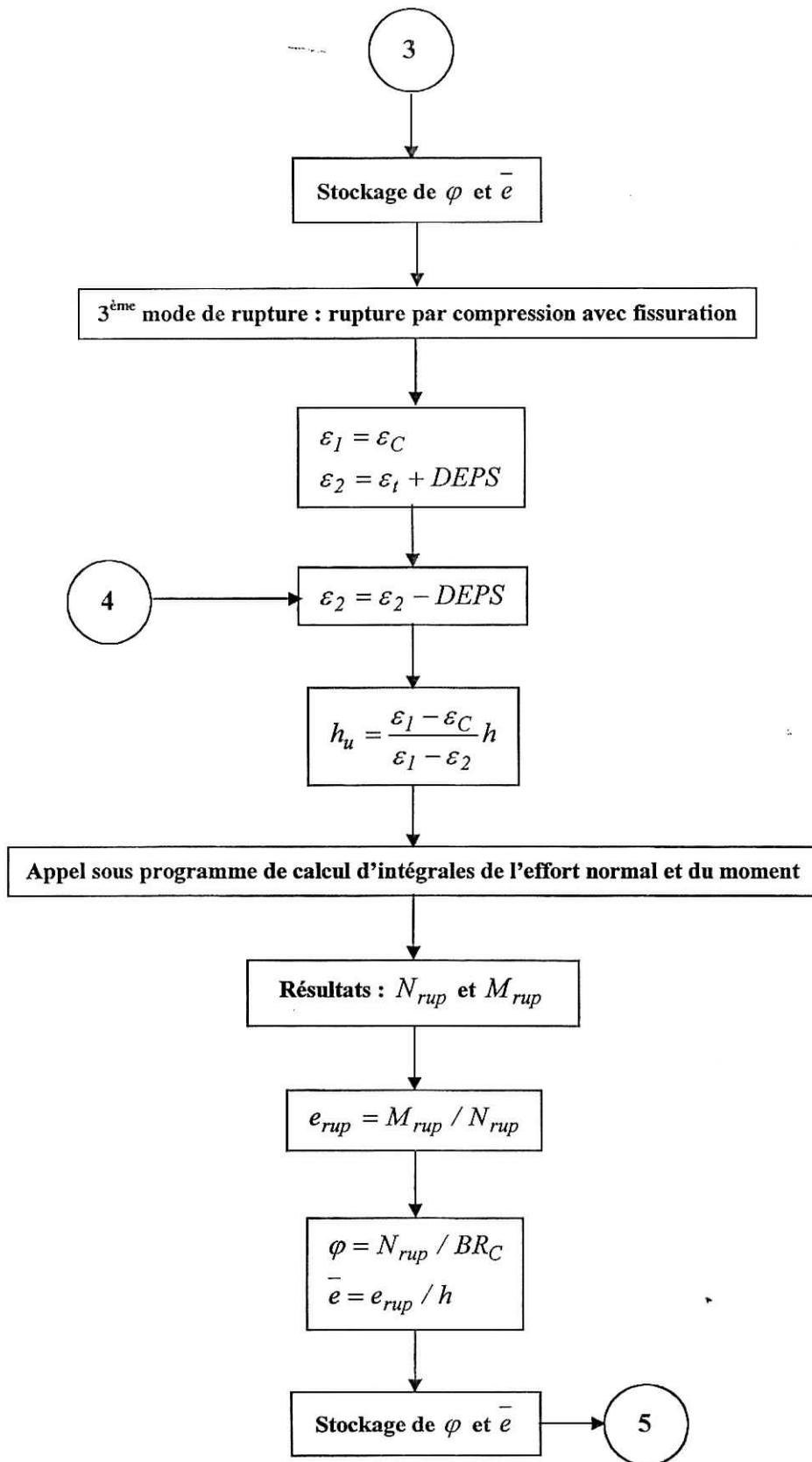
est la résistance en compression du mur en maçonnerie) et du coefficient d'excentricité \bar{e}

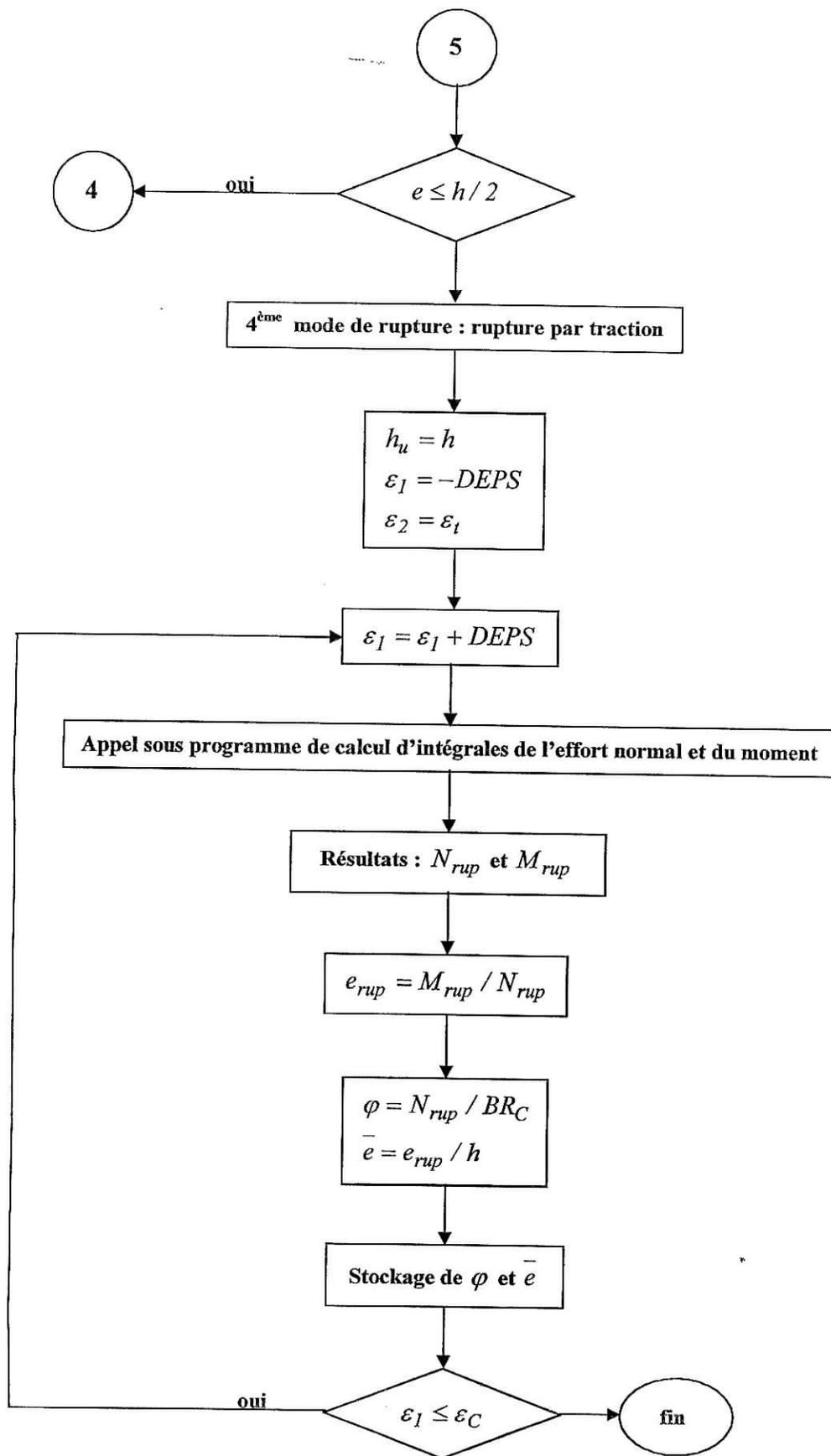
($\bar{e} = \frac{e}{h}$ où e est l'excentricité de l'effort normal et h est l'épaisseur du mur).

- 6- Incrémentation des déformations limites et arrêt lorsque l'on effectue le balayage de toute les déformations.









La fonction φ représente en quelque sorte le coefficient de réduction de l'effort normal à la rupture d'une section entièrement comprimée et dont les déformations des fibres sur toute l'épaisseur de la section transversale du mur sont égales à la déformation limite de compression ε_C ($N_u = \varphi(BR_C)$ où B est l'aire de la section transversale du mur et R_C est la contrainte limite de compression).

Suivant les résultats qu'on veut obtenir, plusieurs variantes de ce programme peuvent être données, on pourra tracer les courbes de la variation de la fonction φ en fonction de l'excentricité réduite \bar{e} , on pourra tracer les courbes de variation de la différence entre les déformations des parements du mur à la rupture, la aussi, en fonction de l'excentricité réduite, on pourra également tracer les courbes d'interaction (effort normal – moment fléchissant)_{rupture}.

Le sous programme de calcul des intégrales est un programme qui calcul, en utilisant une méthode numérique, les intégrales qui définissent l'effort normal et le moment fléchissant. Les expressions analytiques de ces intégrales sont données dans le paragraphe précédent.

5 APPLICATION DE LA METHODE ET RESULTATS

La méthode développée précédemment est appliquée sur trois murs A, B et C, les résultats de l'exécution du programme en FORTRAN dont l'organigramme est définie précédemment sont représentés par les figures 6, 7 et 8.

Mur A :

- Section : 0,2 x 1 m.
- Module de déformation longitudinale $E_o = 12000$ Mpa.
- Résistance à la compression de la maçonnerie $R_c = 19$ Mpa.
- Résistance à la traction de la maçonnerie $R_t = 0,5$ Mpa.

Mur B :

- Section : 0,2 x 1 m.
- Module de déformation longitudinale $E_o = 12000$ Mpa.
- Résistance à la compression de la maçonnerie $R_c = 19$ Mpa.
- Résistance à la traction de la maçonnerie $R_t = 1,9$ Mpa.

Mur C :

- Section : 0,2 x 1 m.
- Module de déformation longitudinale $E_o = 12000$ Mpa.
- Résistance à la compression de la maçonnerie $R_c = 12$ Mpa.
- Résistance à la traction de la maçonnerie $R_t = 0,5$ Mpa.

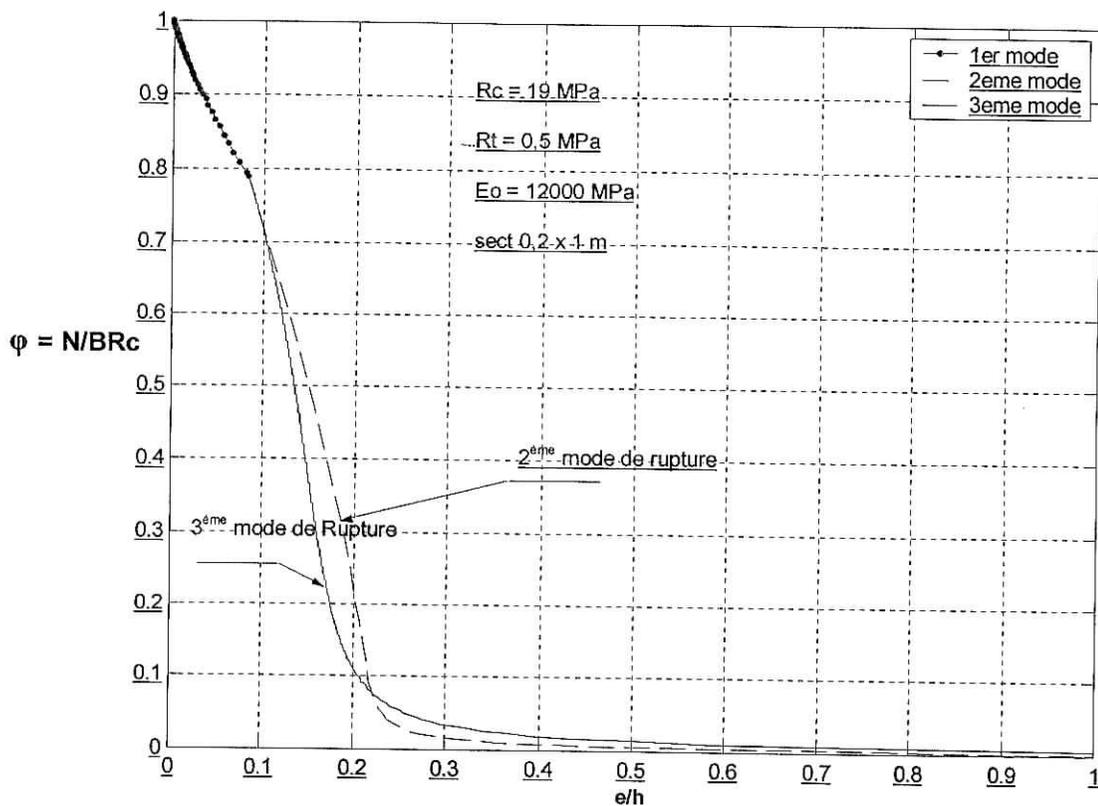


Fig. 6 - Courbe de la fonction $\varphi = f(\bar{e})$ du mur A.

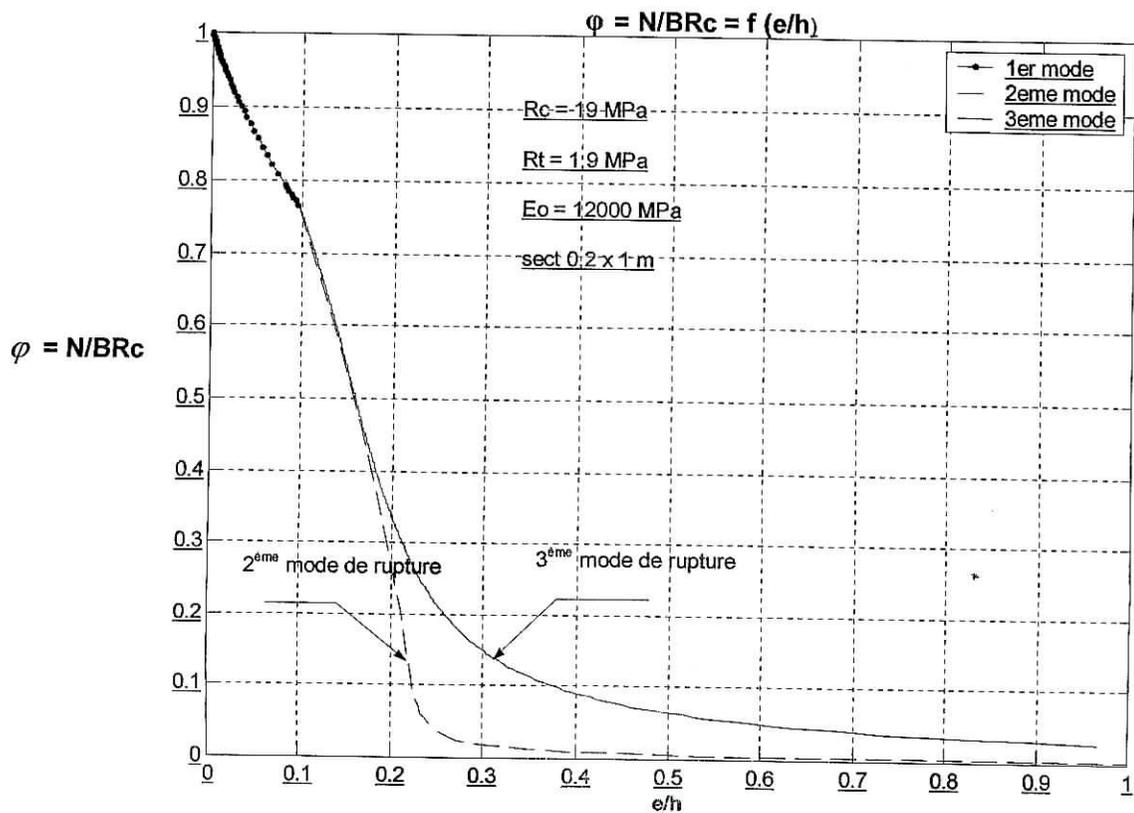


Fig. 7 - Courbe de la fonction $\varphi = f(e)$ du mur B.

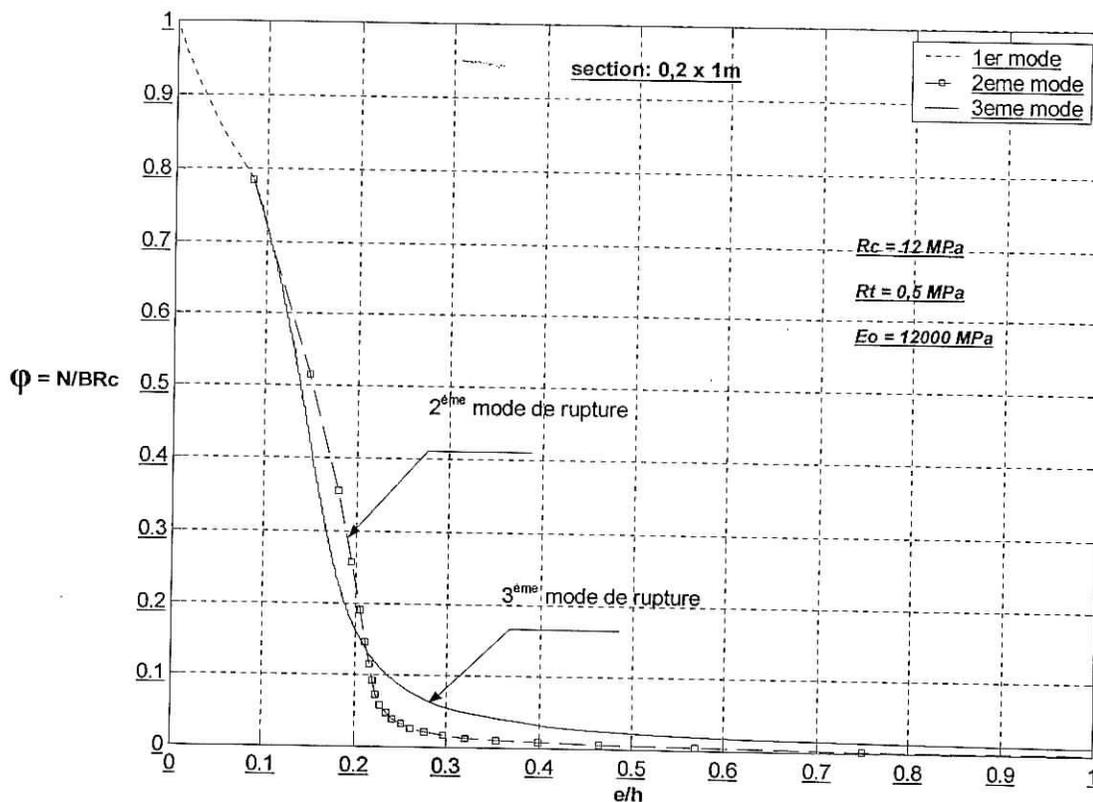


Fig. 8 - Courbe de la fonction $\phi = f(\bar{e})$ du mur C.

D'après les figures 6 et 7 nous remarquons que pour deux mur ayant la même résistance R_c et une résistance R_t différente on a :

- 1- Les fissures apparaissent moins vite pour le mur B que pour le mur A.
- 2- L'effort normal de rupture dépend des caractéristiques mécaniques de la maçonnerie (R_c et sur tout R_t). En effet on remarque que dans le cas du mur A l'effort normal de rupture correspondant au mode de rupture par traction est inférieur à celui correspondant au mode de rupture par compression avec fissuration, à l'inverse du cas du mur B.

D'après les figures 6 et 8 nous remarquons cette fois que pour deux mur ayant la même résistance R_t et une résistance R_c différente on a :

- 1- L'allure de la courbe définie par la fonction $\phi = f(\bar{e})$ est presque identique pour le mur A que pour le mur B.
- 2- Comme nous l'avons déjà souligner, l'effort normal de rupture dépend des caractéristiques mécanique car la aussi on remarque que dans le cas de la rupture par compression avec fissuration et lorsque le rapport e/h se situe dans l'intervalle $[0.2, 0.6]$ on remarque que

pour une même excentricité le coefficient de réduction φ est plus important dans le cas du mur C que pour le cas du mur A.

D'après les courbes représentées par les figures 6, 7 et 8 nous remarquons que :

- 1- L'effort normal de rupture diminue avec l'accroissement de l'excentricité.
- 2- Pour une section partiellement comprimée l'effort normal de rupture dépend du mode de rupture de la section en question. En d'autres termes, pour une même excentricité correspondent deux efforts normaux qui engendrent la rupture, l'un correspond à la rupture par compression avec fissuration, l'autre à la rupture par traction.
- 3- Dès que les fissurations apparaissent, ce qui correspond à une certaine valeur de l'excentricité, il y a chute brutale de résistance du mur (la pente de la courbe définie par la fonction φ est importante. Par contre, dans le cas d'une section non fissurée, on remarque une faible diminution de φ).
- 4- A partir d'une certaine rapport d'excentricité 'e / h' l'effort normal de rupture tend vers 0.
- 5- Dans le cas où la rupture est suivant le 2^{ème} mode de rupture c'est l'excentricité qui influe sur la variation de l'effort normal
- 6- Dans le cas où la rupture est suivant le 3^{ème} mode de rupture c'est R_t qui influe sur la variation de l'effort normal.

En pratique et en vue de faciliter l'exploitation du programme élaboré, nous nous sommes proposés de présenter certains résultats sous forme de courbes d'interaction ou sous formes d'abaques.

Ces courbes permettent de dimensionner ou prédimensionner un mur en maçonnerie à partir de la connaissance du couple (N , M), de la géométrie du mur et de ces caractéristiques mécaniques.

5-1 Courbes d'interaction (fig. 9)

La courbe d'interaction représente en quelque sorte une courbe enveloppe. Si le point définie par le couple (N , M) se trouve à l'intérieur de l'enveloppe alors le mur résiste à ces sollicitation si non il y aura rupture de l'ouvrage.

La résistance du mur peut être également déterminée en faisant l'intersection entre la courbe d'interaction et la droite de pente 1 / e.

Un exemple de courbes d'interaction est représenté par la figure 9.

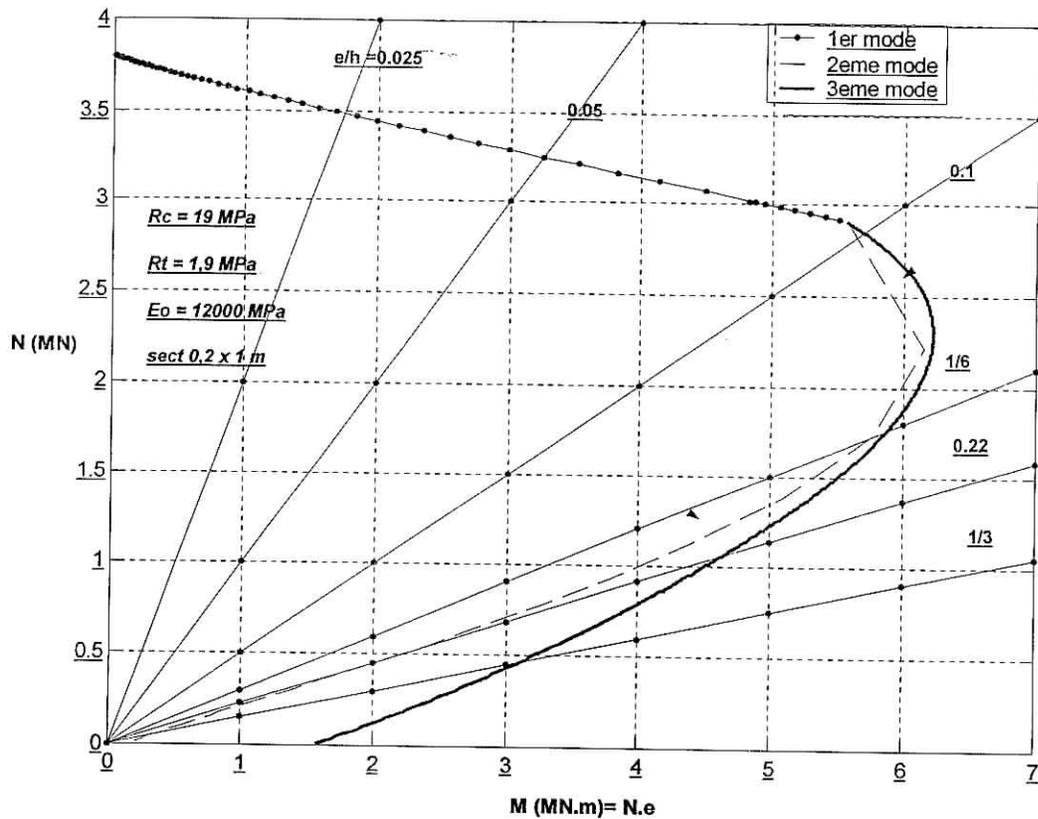


Fig. 9 — exemple de courbes d'interaction moment effort normal.

5-2 Abaques (fig. 10 et 11)

Les abaques que nous proposons donnent, réunissant dans un même graphe et par simple lecture, l'effort normal de rupture et l'excentricité qui lui correspond pour un type de blocs et plusieurs classe de résistance du mortiers utilisé.

D'après le DTR C2-45 [8], la résistance caractéristique à la compression R_c d'un mur de maçonnerie constitué de blocs résistants et de joints de mortier se calcul par la formule empirique suivante :

$$R_c = 0,55 \cdot \sqrt[3]{\sigma_m \cdot \sigma_b^2} \quad (1)$$

où :

R_c : résistance moyenne de rupture en compression exprimée en MPa ;

σ_m : résistance à la compression du mortier exprimée en MPa ;

σ_b : résistance à la compression du bloc ou de la brique exprimée en MPa.

Le module de déformation longitudinal E_0 de la maçonnerie est lui égal à :

$$E_0 = \alpha \cdot R_C \quad (2)$$

où :

α : constante élastique de la maçonnerie qui est une fonction du type de maçonnerie et de la classe du mortier.

Toujours selon le DTR C2-45 [8], les mortiers sont classés suivant trois classes de résistance à la compression : La première classe de mortiers, correspond à une résistance à la compression inférieure à 10 MPa, la deuxième classe correspond à une résistance comprise entre 10 et 25 MPa, et la troisième classe à une résistance supérieure à 25 MPa.

La résistance à la traction de la maçonnerie R_t , est prise égale à 1/10 de la résistance moyenne à la compression vu précédemment, donc :

$$R_t = \frac{1}{10} R_C \quad (3)$$

Dans notre cas, pour l'élaboration des exemples d'abaques qui traduisent l'influence de l'excentricité pour un élancement nul, nous retiendrons trois résistance à la compression du mortier (voire tableau 1), chacune correspondant à une classe de résistance des mortiers. Pour la première classe nous retiendrons une résistance égale à 5 MPa (faible résistance), pour la deuxième classe nous retiendrons une résistance égale à 15 MPa (résistance moyenne), et pour la troisième classe nous retiendrons une résistance égale à 27 MPa (forte résistance à la compression).

On ce qui concerne la résistance à la compression des blocs, nous avons choisis deux types de blocs(voire tableau 1), chaque type correspond à une catégorie de résistance c'est-à-dire : à une faible, moyenne ou forte résistance à la compression, ceci afin de faire varier pour chaque type de murs la classe de résistance du mortier.

Le choix des blocs et des mortier étant fait, trois exemples d'abaques sont présentés (figures 10 et 11) : le premier pour les murs en briques silico-calcaire, le second pour les murs en blocs de granite, la section des murs est de hauteur de 20 cm et de largeur d'un mètre.

Classe du mortier		Type de blocs	
		Brique silico-calcaire σ_b (MPa)	Granite σ_b (MPa)
Première classe $\sigma_m < 10$ MPa	$\sigma_m = 5$	$\sigma_b = 15$	$\sigma_b = 50$
Deuxième classe $10 < \sigma_m < 25$ MPa	$\sigma_m = 15$	$\sigma_b = 15$	$\sigma_b = 50$
Troisième classe $\sigma_m > 25$ MPa	$\sigma_m = 27$	$\sigma_b = 15$	$\sigma_b = 50$

Tableau 1 – Valeurs des résistances à la compression des différents blocs choisis en fonction des classes de résistance du mortier[8].

Les valeurs des résistances à la compression et à la traction, et le module d'Young, calculés d'après les formules 1 2 et 3 pour les différents murs définis précédemment sont présentés sur les tableaux suivants :

Pour le mur en briques silico-calcaire :

Classe du mortier	R_c (MPa)	R_t (MPa)	E_0 (MPa)
Première classe	5.7	0.57	1140
Deuxième classe	8.25	0.825	6187.5
Troisième classe	10	1	10000

Tableau 2 - Valeurs caractéristiques du mur en briques silico-calcaire.

Pour le mur en blocs de granite :

Classe du mortier	R_c (MPa)	R_t (MPa)	E_0 (MPa)
Première classe	12.8	1.28	2560
Deuxième classe	18.4	1.84	13800
Troisième classe	22.4	2.24	22400

Tableau 3 - Valeurs caractéristiques du mur en blocs de granite.

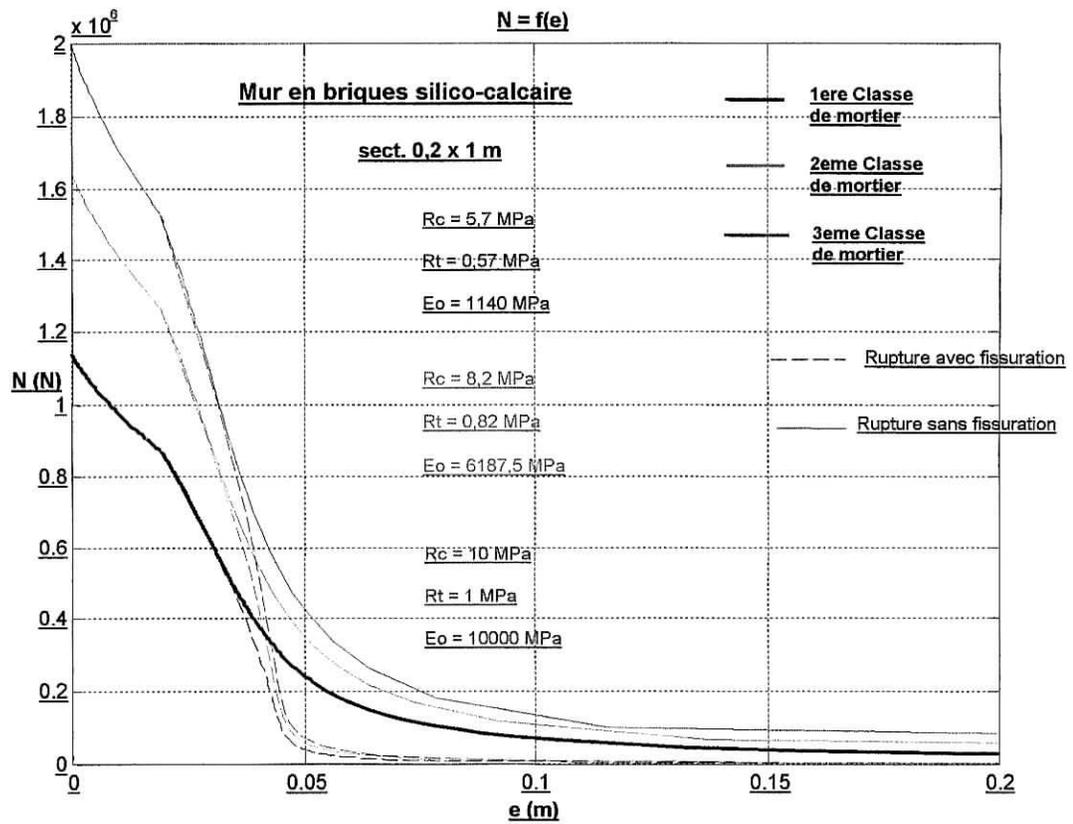


Fig. 10 – exemple d’abaques pour les murs en briques silico – calcaire.

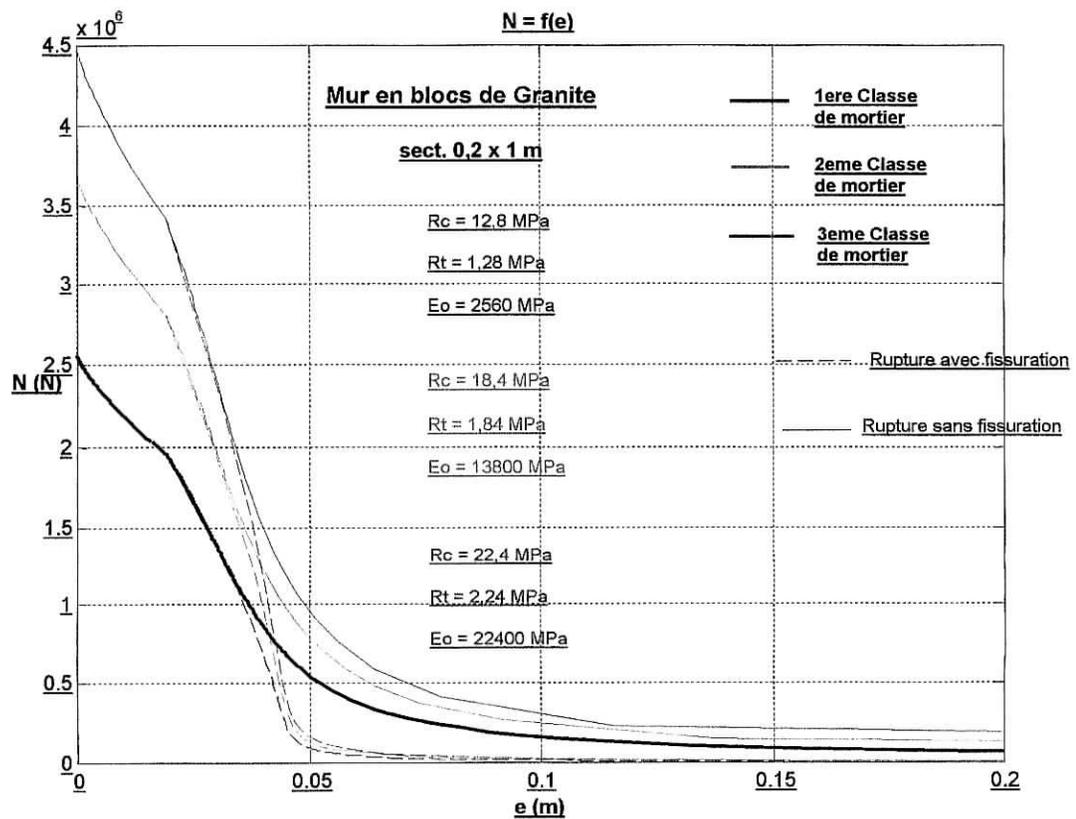


Fig. 11 – exemple d’abaques pour les murs en blocs de granite.

6 COMPARAISON DES RESULTATS

Afin d'évaluer l'ordre de grandeur des résultats de la méthode théorique qu'on propose, nous disposons de résultats expérimentaux sur murets qui ne tiennent pas compte de l'élanement [36]. Nous comparerons les résultats de la méthode théorique proposée pour les mêmes exemples de maçonneries, avec les résultats expérimentaux en premier lieu et avec les résultats obtenus par la méthode simplifiée proposée par le DTR C2-45[8].

6-1 Les résultats expérimentaux

Les essais sur murets ont été effectués sur deux types de blocs en agglomérés creux normalisés : bloc S et bloc C₂ (voir tableau 5). Pour chaque muret c'est-à-dire muret en bloc S ou en bloc C₂ il a été utilisé un mortier spécifique pour ce type de bloc. Les essais ont été effectués sous trois rapports d'excentricité (e/h) : pour 0, 1/6 et 1/3.

- caractéristiques physiques et mécaniques des blocs et mortiers

Pour les blocs, le tableau 4 contient les différentes caractéristiques physiques et mécaniques des blocs.

Pour le cas mortier, il s'agit d'un mortier traditionnel dont la composition est indiquée ci-dessous :

- sable de Loire (0/ 3,15) (3 volumes) ;
- ciment CPJ 45 (1 volume) ;
- E/C \approx 0,5.

Les valeurs de résistance à la compression de ce mortier sont variable suivant le type de bloc utilisé dans le muret :

- elle est de 25 MPa pour le S ;
- elle est de 32 MPa pour le C₂.

		Bloc S (standard)	Bloc C ₂ (à clavetage circulaire)
Caractéristiques physiques	Largeur (cm)	19,7	20
	Hauteur (cm)	19	24
	Longueur (cm)	49,4	49,5
	Épaisseur des parois (mm)	18,5 – 20	18 – 20
	Section brute (cm ²)	973	990
	Section nette (cm ²)	427	393
Caractéristiques mécaniques	Résistance à la compression à 120 jours (MPa)	9,9	8,9

Tableau 4 - caractéristiques physiques et mécaniques des blocs utilisés pour les murets[36].

6-2 Méthode simplifiée du DTR C2-45 [8]

Cette méthode de calcul a été vue précédemment dans le chapitre III. La contrainte de compression à la base du mur considéré a pour expression :

$$\sigma = \frac{N}{A_c} \leq m_{ld} \cdot \phi_L \cdot R \cdot \omega \text{ (MPa)}$$

où :

A_c : section effective d'appui exprimée en cm² ;

R : résistance de calcul en compression (dans notre cas on calcul l'effort ultime donc on ne prend pas de coefficient de sécurité) ;

m_{ld} : coefficient de fluage de longue durée ;

ϕ_L : coefficient de flambement ;

ω : coefficient de majoration sur A_C .

Pour une section rectangulaire de largeur b et d'épaisseur d du mur A_C s'écrit :

$$A_C = b \times 2 \left(\frac{d}{2} - e_0 \right) \text{ (m}^2 \text{)}$$

L'excentricité de calcul e_0 est définie comme suit :

$$e_0 = e_0' + e_{\text{accid}} \text{ (cm)}$$

où:

e_{accid} : excentricité accidentelle égale à 2 cm ;

e_0' : excentricité réelle telle que :

$e_0' = \frac{M}{N}$ où M et N sont respectivement le moment fléchissant et l'effort normal agissant dans la section exprimés en MN.m et en MN .

Le coefficient de flambement ϕ_L dans notre cas est égal à 1 car on ne prend pas en compte l'élanement (très faible élanement).

Le coefficient de fluage de longue durée m_{ld} , peut être pris égale à 1 car on ne prend pas en compte le fluage.

Le coefficient de majoration de contrainte sur A_C est donné par :

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1,5d}$$

De ce qui précède on peut écrire que l'effort de rupture noté N_R , dans la section de la maçonnerie s'écrit comme suit :

$$N_R = b \times 2 \cdot \left(\frac{d}{2} - e_0' - 0,02 \right) \times 1 \times \left(1 + \frac{e_0' + 0,02}{1,5d} \right) \times R \text{ (MN)}$$

$$\text{où : } R = 0,55 \cdot \sqrt[3]{\sigma_m \cdot \sigma_b^2} \text{ (MPa)}$$

σ_m : résistance à la compression du mortier en MPa ;

σ_b : résistance à la compression des blocs en MPa.

6-3 Méthode théorique

Pour le calcul de l'effort normal de rupture par la méthode qu'on a proposer, il nous faut déterminer les caractéristiques du muret c'est-à-dire sa résistance à la compression R_C sa résistance à la traction R_t et son module d'élasticité E_0 , pour se faire on détermine la résistance à la compression par la formule empirique proposée par le DTR C2-45[8] et qui est décrite précédemment a savoir :

$$R_C = 0,55 \cdot \sqrt[3]{\sigma_m \cdot \sigma_b^2} \text{ (MPa)}$$

La résistance à la traction est approximée au dixième de la résistance à la compression telle que :

$$R_t = \frac{1}{10} R_C$$

Le module d'élasticité du muret d'après le DTR C2-45[8] est égale à :

$$E_0 = \alpha R_C$$

Où : α est la constante élastique et qui dépend du type de maçonnerie et de la classe de mortier c'est-à-dire sa résistance à la compression dans notre cas elle est de 750 pour le muret en blocs S et de 1000 pour le muret en blocs C₂.

De ces considérations on aura :

	R_C (MPa)	R_t (MPa)	E_0 (MPa)
Muret en blocs S $\sigma_m = 25$ MPa $\sigma_b = 9.9$ MPa	7.41	0.741	5561
Muret en blocs C ₂ $\sigma_m = 32$ MPa $\sigma_b = 8.9$ MPa	7.5	0.75	7500

Tableau 5 - valeurs des caractéristiques des murets.

6-4 Résultats et comparaison

Le tableau 6 nous permet de comparer les résultats obtenus par la méthode théorique qu'on propose ainsi que les résultats de la méthode calcul du DTR C2-45 et des résultats expérimentaux pour les deux types de murets en blocs S et en blocs C₂.

Le calcul par la méthode que nous avons proposé et par le D.T.R. C2-45 à été effectué sur des section homogènes de blocs de largeur $b = 49.4$ cm et d'épaisseur $d = 19.7$ cm pour les blocs S, et de largeur $b = 49.5$ cm et d'épaisseur $d = 20$ cm pour les blocs C₂, on considère donc la section brute du muret.

Les valeurs expérimentales sont obtenus sur différentes valeurs de la section de murets et ces valeurs dépendent du rapport d'excentricité telles que :

- pour un rapport nul, la section à considérer pour le muret en bloc S est de largeur $b = 49.4 + 3$ cm c'est-à-dire l'épaisseur du joint de mortier vertical qui est de 3 cm (deux demi blocs séparés par un joint de 3 cm), et d'épaisseur $d = 19.7$ cm, pour le muret en bloc C₂ la section à considérer est égale à la section du bloc C₂ lui-même.

- pour un rapport égal à $1/6$, la section à considérer pour le muret en bloc S est de largeur $b = 1.5 \times 49.4$ cm c'est-à-dire un bloc S et demi (sans joints verticaux) et d'épaisseur $d = 19.7$ cm, pour le muret en bloc C₂ la section à considérer est égale à la section du bloc C₂ lui-même

- pour un rapport de $1/3$, la section à considérer pour le muret en bloc S est la même que celle du rapport nul, et pour le muret en bloc C₂ la section est la même que pour les autres rapports.

Pour le calcul par la méthode qu'on propose en premier lieu on calcul avec le module d'élasticité calculé à partir du DTR C2-45 et second lieu avec le module d'élasticité réel obtenu par l'expérience.

Type de muret	Excentricité e (m)	$\frac{e}{d}$	Section brute b x d (m ²)	R _c (MPa)	R _t (MPa)	E _{0exp} (MPa)	N _{th} (MN)	N _R (MN)	N _{exp} (MN)	$\frac{N_{exp} - N_{th}}{N_{exp}}$	$\frac{N_{exp} - N_R}{N_{exp}}$	$\frac{N_R - N_{th}}{N_R}$	
						E _{0th} (MPa)				(%)	(%)	(%)	
S	0	0	0.1032	7.41	0.741	6200	0.764	0.650	0.8	4.5	18.7	17.5	
						5561	0.765	0.650	0.8	3.5	18.7	17.7	
C ₂	0		0.099	7.5	0.75	4830	0.742	0.633	0.53	21.2	19.4	17.2	
						7500	0.742	0.633	0.53	21.2	19.4	17.2	
S	0.0328	1/6	0.1460	7.41	0.741	6200	0.498	0.592	0.75	33.6	21	16	
						5561	0.5	0.592	0.75	33.3	21	15.5	
C ₂	0.0334		0.099	7.5	0.75	4830	0.349	0.394	0.47	25.7	16.2	11	
						7500	0.343	0.394	0.47	27	16.2	13	
S	0.0657		1/3	0.1032	7.41	0.741	6200	0.1054	0.127	0.2	47.3	36.5	17
							5561	0.0999	0.127	0.2	50	36.5	21.3
C ₂	0.0667	0.099		7.5	0.75	4830	0.083	0.127	0.245	66	48	34.6	
						7500	0.0977	0.127	0.245	60	48	23	

Tableau 6 – comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques

D'après le tableau 6 on remarque que :

- 1- La variation du module d'élasticité longitudinal E_0 n'influe pas significativement sur l'effort normal de rupture.
- 2- La méthode réglementaire sous estime l'effort normal de rupture car elle va dans le sens de la sécurité.
- 3- Quand l'excentricité est nulle ou égale à $1/3$, on remarque que dans le cas du muret de type S, l'effort normal théorique N_{th} et l'effort normal expérimental N_{exp} sont relativement proches. Par contre dans le cas du muret de type C_2 on remarque que l'écart est assez important.
- 4- Quand l'excentricité est égale à $1/6$ on remarque que cette fois c'est le muret de type C_2 qui donne de meilleurs résultats.
- 5- Quand l'excentricité varie en croissant l'erreur relative entre N_{th} et N_{exp} augmente.
- 6- Lorsqu'il s'agit de muret où la résistance en compression des matériaux qui le constitue (bloc mortier) sont proches l'hypothèse d'homogénéité est satisfaite, cela implique que les résultats du programme issus de cette hypothèse sont plus concluants.
- 7- La dispersion entre les résultats théoriques et expérimentaux est la conséquence directe de la précision du programme, des erreurs survenant de l'approximation des résistances en compression et surtout en traction du muret et des hypothèses simplificatrices.

7 CONCLUSION

En conclusion, la méthode que nous avons élaboré est basée sur des hypothèses simplificatrices qui une fois justifiées (section de bloc pleine et homogène, caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le mur relativement proches et murs faiblement élancé), donnent de bons résultats.

La résistance des murs en maçonnerie face aux chargements excentrés dépend sensiblement des caractéristiques mécaniques (module de YOUNG, résistances en compression et en traction du mur en maçonnerie) et particulièrement la résistance en traction du mur R_t .

Les courbes d'interaction et les abaques que nous avons proposés constituent un outil très pratique pour le dimensionnement des murs en maçonnerie.

CHAPITRE V : INFLUENCE DE L'ÉLANCEMENT

1. INTRODUCTION

Lorsqu'on soumet un mur en maçonnerie élancé à un effort de compression centré on constate que tant que l'effort normal de compression est suffisamment faible, l'axe du mur demeure rectiligne et il se produit un raccourcissement élastique proportionnel à l'effort appliqué. Par contre si l'on fait augmenter l'effort de compression jusqu'à une certaine valeur (charge critique) le mur s'incurve brusquement et se rompt sous une charge inférieure à celle qui aurait provoqué la rupture d'un mur de courte hauteur de mêmes caractéristiques mécaniques et de même section transversale.

La méthode de calcul que nous avons élaboré pour déterminer l'influence de l'élançement des murs en maçonnerie est issue de la méthode directe de KUKULSKI – LUGEZ [16]. Elle est basée sur pratiquement les mêmes hypothèses que la méthode précédente sauf que pour celle-ci la déformée du plan moyen du mur est prise en compte.

Cette méthode permet de tracer des courbes et de dresser des tableaux donnant, pour une excentricité donnée, l'effort normal de rupture en fonction de l'élançement du mur pour différents types de murs en maçonnerie.

2 HYPOTHESES DE LA METHODE [16]

- Sections pleines et homogènes.
- Certaine résistance à la traction.
- Conservation des sections planes.
- Une loi de comportement non linéaire définie comme suit :

$$\varepsilon = -\frac{nk}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{nkR_c}\right)$$

où : n et k sont des coefficients d'ajustement

$$\alpha = \frac{E_0}{R_c}$$

E_0 : module tangent à l'origine.
 R_c : résistance à la compression.

- Mur appuyé doublement à la base et au sommet.

- Equation différentielle de la déformée sous forme géométrique (voir fig. 1) :

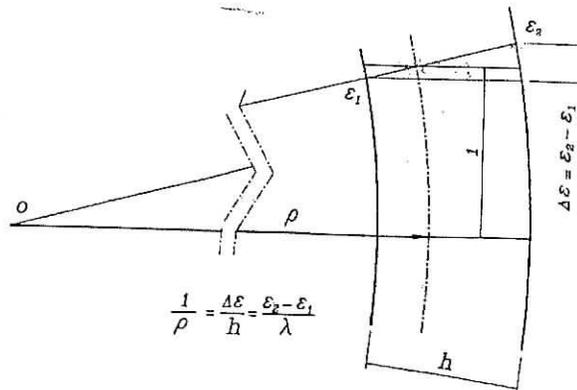


Fig. 1 – Expression géométrique de l'équation de déformée [17].

$$\frac{d^2 e}{dx^2} = \frac{l}{\rho} = -\frac{\Delta \varepsilon}{h}$$

où :

- e : l'excentricité de l'effort normal.
- $\Delta \varepsilon$: la différence entre les déformations des fibres extrêmes du mur.
- h : épaisseur du mur.
- L'axe des abscisse est parallèle au plan moyen du mur.

3 DEVELOPPEMENT THEORIQUE

L'influence de l'élanement est déterminée en linéarisant l'équation différentielle de la déformée par la méthode des différences finies et on choisissant le mode de rupture de la section la plus dangereuse à savoir la section médiane pour notre cas.

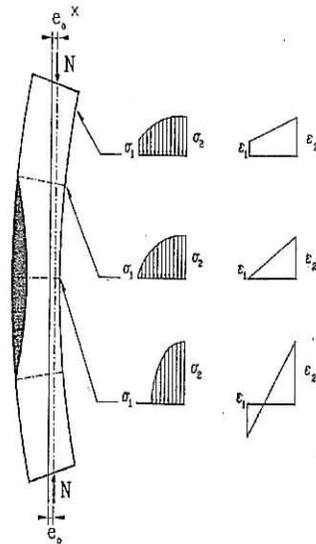


Fig. 2 – diagramme de contraintes et de déformations des différentes sections d'un mur élané [17].

Les couples $(N, e)_{rupture}$ à la rupture de la section la plus dangereuse (section médiane, voir fig. 2) sont déterminés en procédant exactement de la même manière que pour l'étude de l'influence de l'excentricité et en considérant les mêmes modes de rupture. Après linéarisation de l'équation différentielle de la déformée on obtient :

$$e_{i+1} - 2e_i + e_{i-1} = -\frac{\Delta\epsilon_i}{h} \Delta x^2$$

où :

- Δx représente la distance entre deux sections transversales successives du mur.
- h est l'épaisseur du mur.
- e_i est l'excentricité de l'effort normal pour la section considérée i .
- $\Delta\epsilon_i = \epsilon_{1i} - \epsilon_{2i}$ c'est la différence entre les déformations des parements du mur au niveau de la section ' i '.

Pour chaque couple $(N, e)_{rupture}$ au niveau de la section médiane qui est la section de départ d'indice '0' on a :

$$e_0 = e_{rupture}$$

$$\Delta\varepsilon_0 = \Delta\varepsilon_{rupture}$$

Comme il y a symétrie des déformations de part et d'autre de la section la plus dangereuse (mur appuyé doublement à la base et au sommet) l'effort normal agissant sur la section d'indice '1' distante de Δx de la section médiane est excentré de :

$$e_1 = e_0 - \frac{\Delta\varepsilon_0}{2h} \cdot (\Delta x)^2$$

Comme l'effort normal reste constant le long du mur, les sollicitations correspondant à la section d'indice '1' sont :

$$\begin{cases} N_1 = N_{rupture} \\ M_1 = N_1 \cdot e_1 \end{cases}$$

à partir de ces sollicitations et à partir la loi de comportement proposée par B. LEWICKI et des équations d'équilibres d'une section pleine et homogène suivantes :

- section partiellement comprimée :

$$\begin{cases} N = F_C + F_t \\ M = F_C \left(y_C + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \cdot \frac{h}{2} \right) + F_t \left(y_t - \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \cdot \frac{h}{2} \right) \end{cases}$$

- section totalement comprimée :

$$\begin{cases} N = F_C \\ M = S_C \end{cases}$$

Où les expressions de F_C, F_t, y_C, y_t et S_C sont déterminées dans le chapitre précédent.

Nous pouvons déterminer les déformations des parements du mur de cette section correspondant à ces sollicitations et par conséquent nous déterminerons aussi $\Delta\varepsilon_1$.

Comme e_0 , e_1 et $\Delta\varepsilon_1$ sont connues e_2 a pour expression :

$$e_2 = 2e_1 - e_0 - \frac{\Delta\varepsilon_1}{h} \cdot (\Delta x)^2$$

et donc de la même manière que précédemment :

$$\begin{cases} N_2 = N_{rupture} \\ M_2 = N_2 \cdot e_2 \end{cases}$$

On répète les mêmes opérations jusqu'à ce que l'excentricité de l'effort normal au niveau de la section 'i' soit égale à celle au sommet du mur e_{sommet} . La hauteur totale du mur sera alors :

$$L = 2 \cdot \Delta x (i - 1)$$

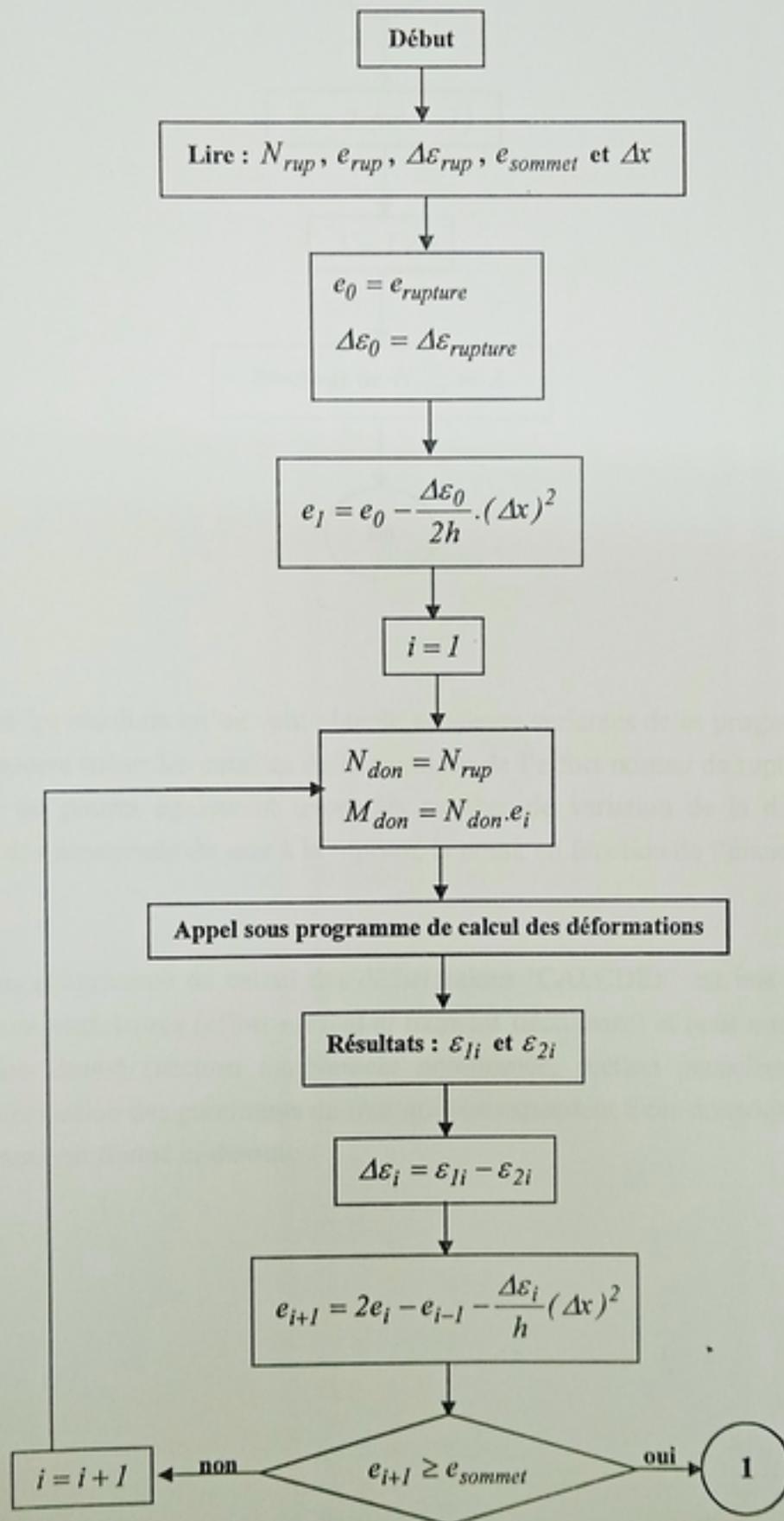
Enfin, pour un effort normal $N_{rupture}$ excentré de e_{sommet} il ne faudra pas dépasser un élancement λ égale à :

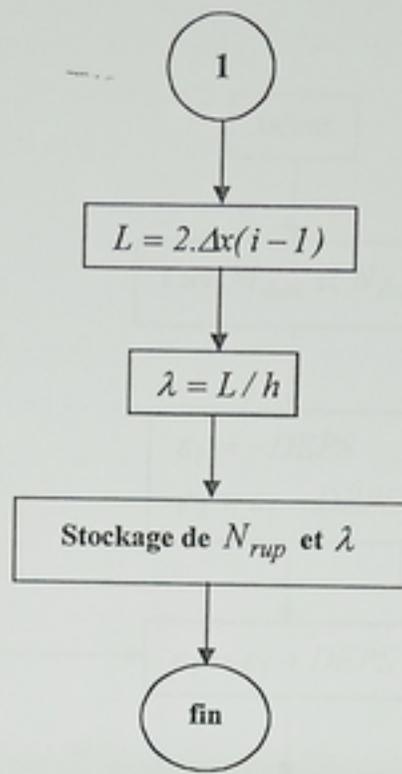
$$\lambda = 2 \cdot \Delta x (i - 1) / h$$

4 ORGANIGRAMME DE LA METHODE

Comme les couples (N_{rup}, e_{rup}) correspondant à la section médiane sont déterminés de la même manière que pour une section sous sollicitations excentrées l'organigramme de la méthode qui donne l'influence de l'élancement est le même que celui de la méthode précédente (influence de l'excentricité) sauf qu'après chaque couple de résultats (N_{rup}, e_{rup}) , on fait appel un programme dont l'organigramme 'INFELAN' est exposée ci-après et qu'au lieu de stocker φ et \bar{e} on stocke, pour une excentricité donnée de l'effort normal appliqué, l'effort normal de rupture N_{rup} et l'élancement qui lui correspond λ .

4-1 Organigramme de INFELAN

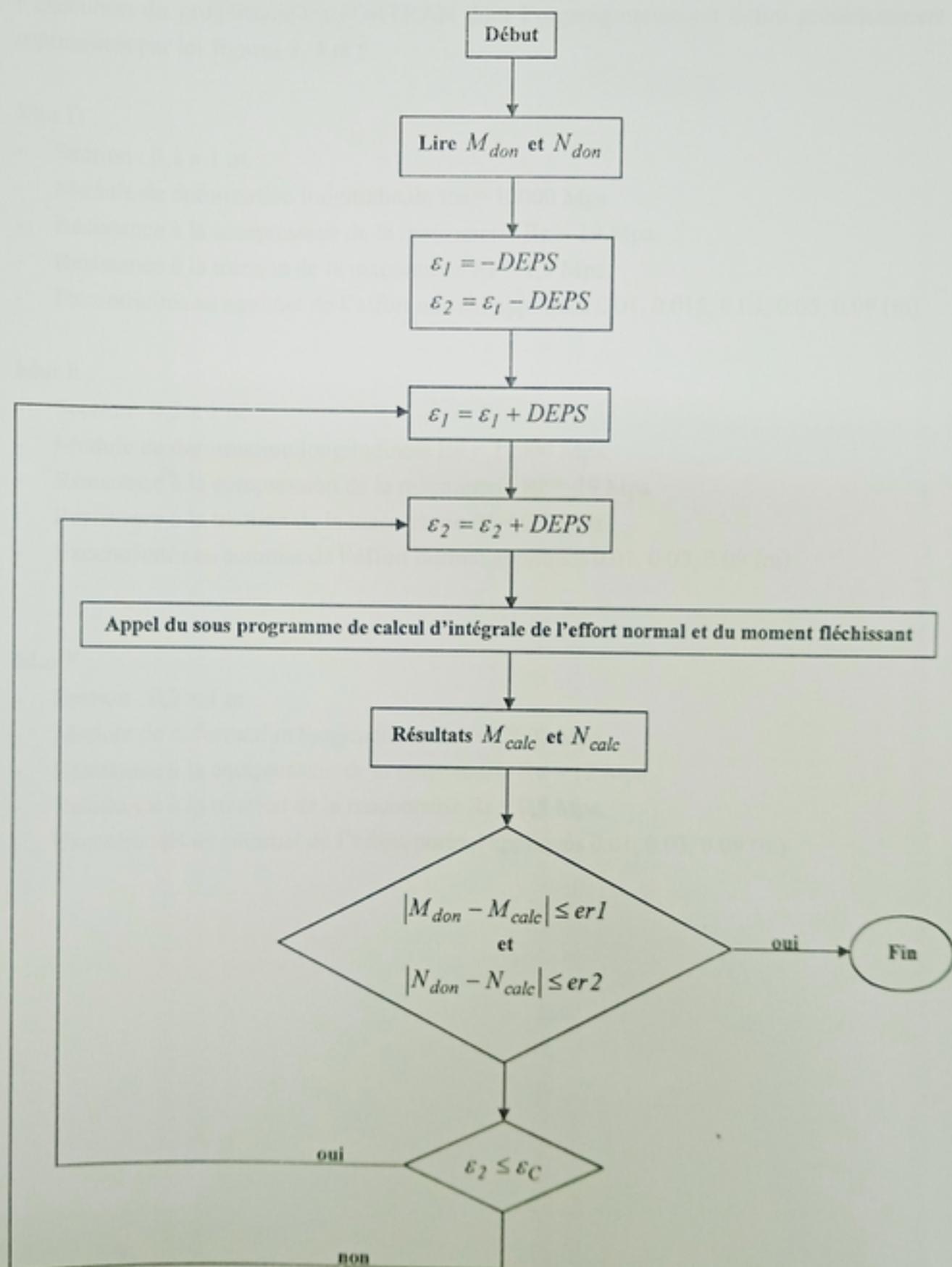




Suivant les résultats qu'on veut obtenir, plusieurs variantes de ce programme peuvent être données, on pourra tracer les courbes de la variation de l'effort normal de rupture en fonction de l'élanement, on pourra également tracer les courbes de variation de la différence entre les déformations des parements du mur à la rupture, la aussi, en fonction de l'élanement.

Le sous programme de calcul des déformations 'CALCDEF' est une unité qui, à partir des sollicitations extérieures (effort normal et moment fléchissant) et pour une section et un état de déformation donné (section entièrement comprimée, section partiellement comprimée), calcule les déformation des parements du mur qui correspondent à ces données. L'organigramme de ce programme est donné ci-dessous.

4-2 Organigramme de CALCDEF



5 APPLICATION DE LA METHODE ET RESULTATS

La méthode développée ci dessus est appliquée sur trois murs D, E et F, les résultats de l'exécution du programme en FORTRAN dont l'organigramme est défini précédemment sont représentés par les figures 3, 4 et 5.

Mur D :

- Section : 0,2 x 1 m.
- Module de déformation longitudinale $E_0 = 12000$ Mpa.
- Résistance à la compression de la maçonnerie $R_c = 19$ Mpa.
- Résistance à la traction de la maçonnerie $R_t = 1,9$ Mpa.
- Excentricités au sommet de l'effort normal appliqués 0.01, 0.015, 0.03, 0.05, 0.09 (m)

Mur E :

- Section : 0,2 x 1 m.
- Module de déformation longitudinale $E_0 = 12000$ Mpa.
- Résistance à la compression de la maçonnerie $R_c = 19$ Mpa.
- Résistance à la traction de la maçonnerie $R_t = 0,5$ Mpa.
- Excentricités au sommet de l'effort normal appliqués 0.01, 0.03, 0.09 (m)

Mur F :

- Section : 0,2 x 1 m.
- Module de déformation longitudinale $E_0 = 12000$ Mpa.
- Résistance à la compression de la maçonnerie $R_c = 12$ Mpa.
- Résistance à la traction de la maçonnerie $R_t = 0,5$ Mpa.
- Excentricités au sommet de l'effort normal appliqués 0.01, 0.03, 0.09 (m)

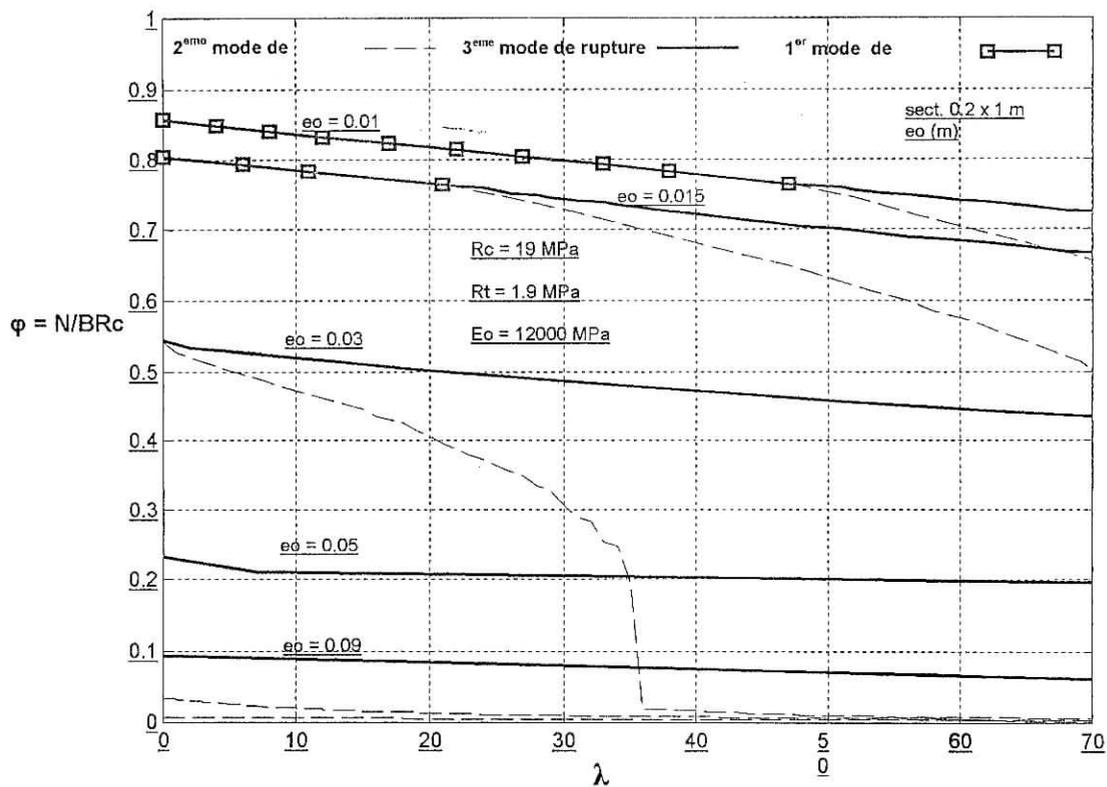


Fig. 3 - Courbe de la fonction $\varphi = f(\lambda)$ du mur D

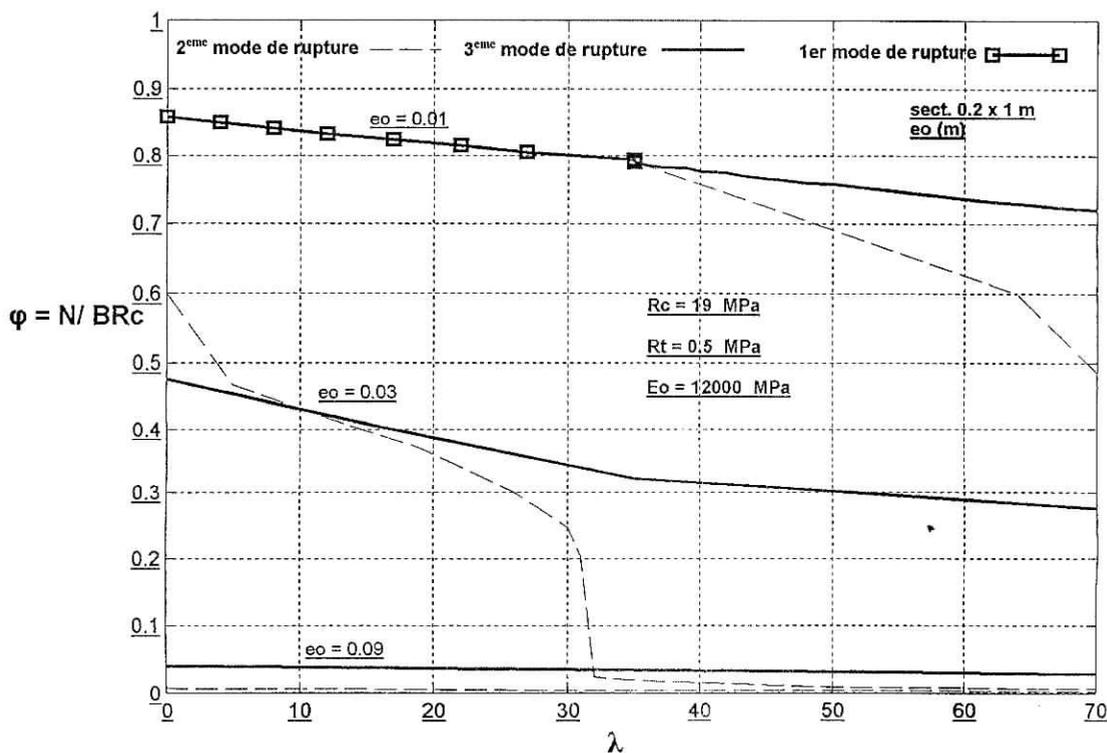


Fig. 4 - Courbe de la fonction $\varphi = f(\lambda)$ du mur E

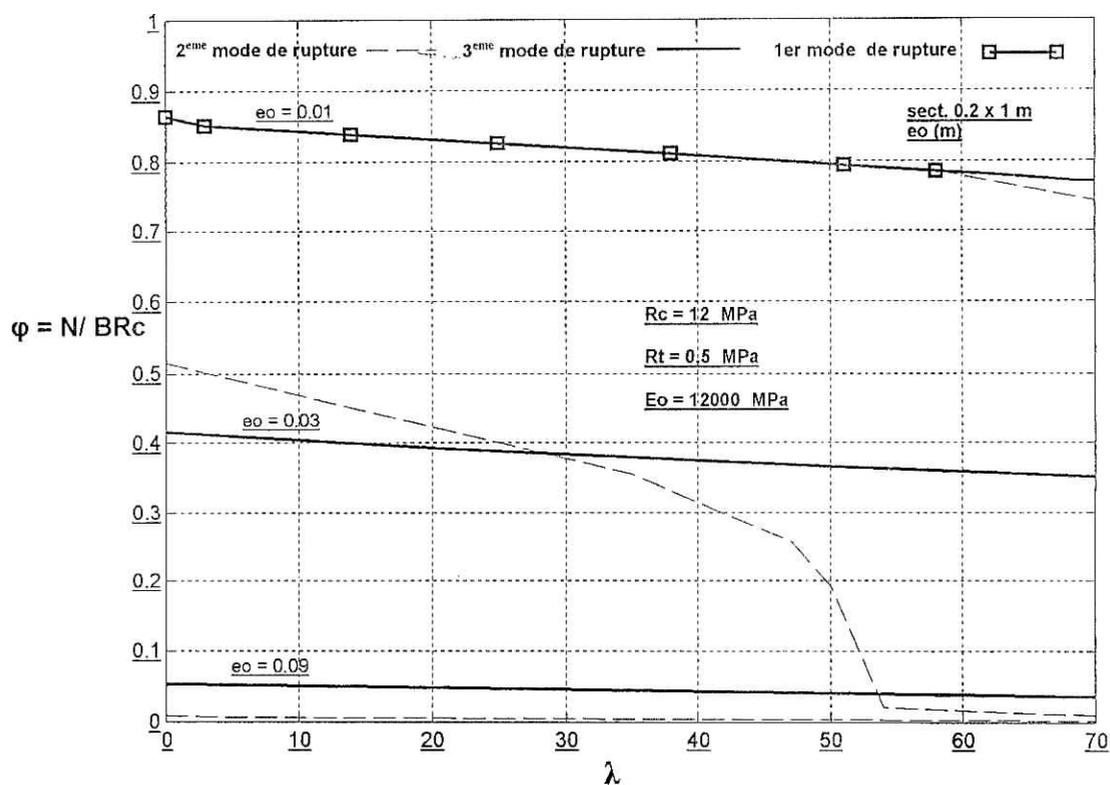


Fig. 5 - Courbe de la fonction $\varphi = f(\lambda)$ du mur F.

D'après les figures 3 et 4 nous remarquons que pour deux murs ayant la même résistance R_c et une résistance R_t différente on a :

- 1- Pour une excentricité de l'effort normal au sommet égale à 0,01 :
 - les fissurations apparaissent pour une valeur de l'élançement plus petite pour le cas du mur E que celle du mur D.
 - La variation du coefficient de réduction φ en fonction de l'élançement λ est la même.
- 2- Pour une excentricité de l'effort normal au sommet égale à 0,03 :
 - Si λ est inférieure à 35 et quand la rupture est suivant le 2^{ème} mode de rupture la variation de φ en fonction de λ est plus prononcée pour le mur E que pou le mur D
 - A partir de $\lambda = 35$ la variation de φ en fonction de λ est la même.
- 3- Pour une forte excentricité la variation de λ est moins importante que pour les deux premiers cas.

D'après les figures 4 et 5 nous remarquons cette fois que pour deux murs ayant la même résistance R_t et une résistance R_c différente on a :

- 1- Pour une excentricité de l'effort normal au sommet égale à 0,01 :
 - les fissurations apparaissent pour une valeur de l'élanement plus petite pour le cas du mur E que celle du mur F.
 - La variation du coefficient de réduction φ en fonction de l'élanement λ est la même.
- 2- Pour une excentricité de l'effort normal au sommet égale à 0,03 A partir de $\lambda = 35$ la variation de φ en fonction de λ est la même.
- 3- Dans ce cas la aussi, pour une forte excentricité la variation de λ est moins importante que pour les deux premiers cas.

D'après les figures 3, 4 et 5 nous remarquons que :

- 1- le coefficient de rupture est inversement proportionnel à l'élanement.
- 2- C'est R_c qui détermine le coefficient de rupture φ dans le cas d'une rupture suivant le 1^{er} mode et c'est R_t qui le détermine dans le cas d'une rupture suivant le 2^{ème} mode.
- 3- A partir d'un certain ordre c'est l'excentricité qui influe sur la rupture de l'ouvrage

Pour donner un sens pratique et pour une meilleure exploitation du programme élaboré, nous nous sommes proposés de présenter certains résultats sous forme de courbes pour un type de bloc (brique silico – calcaire) et pour plusieurs classe de mortier (figure 6).

Les caractéristiques mécaniques du mur sont déterminées exactement de la même manière que pour le chapitre précédent

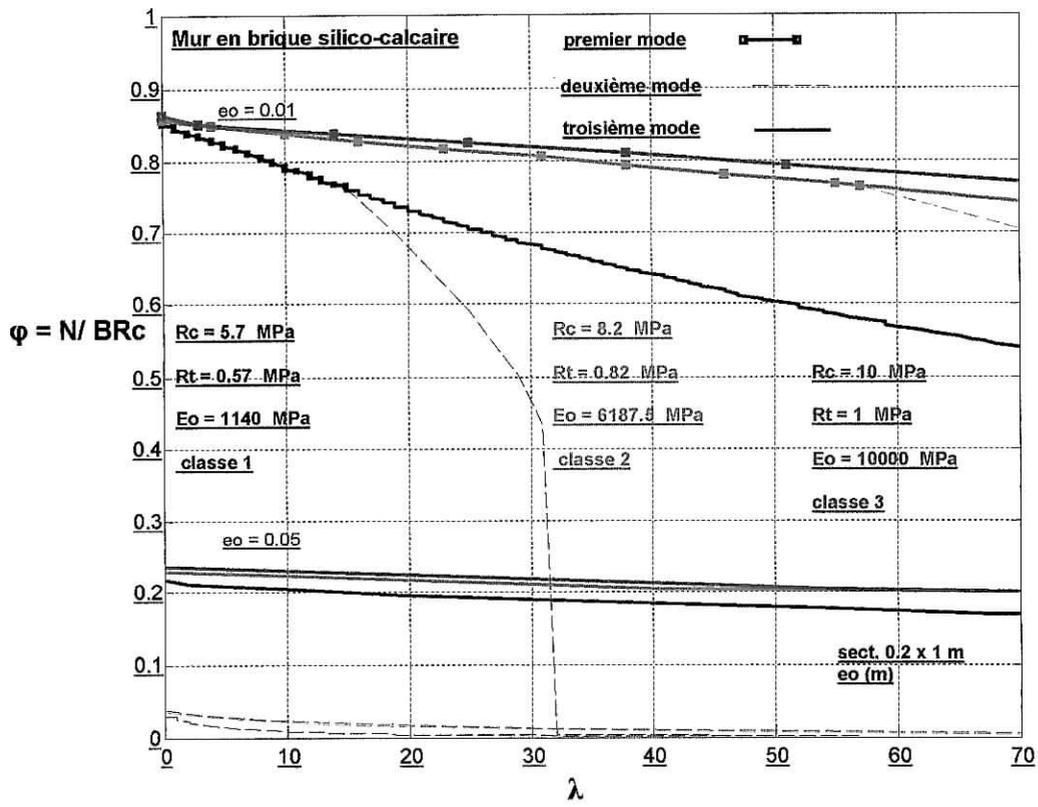


Fig. 6 – Exemple de courbe pour la détermination de la résistance d'un mur en maçonnerie.

6 COMPARAISON DES RESULTATS

Comme dans le chapitre précédent, nous nous proposons de comparer la méthode que nous avons élaborer traduisant l'influence de l'élanement et de l'excentricité, avec la méthode empirique du DTR C2-45[8] et des résultats expérimentaux.

6-1 RESULTATS EXPERIMENTAUX

Les résultats expérimentaux dont nous disposons ont été obtenus sur deux murs, qui ont un élanement de 10, les essais ont été réalisés sur deux types de murs : murs en blocs S et en blocs C₂, les blocs C₂ et S étant déjà définies au chapitre précédent (voire tableau1). Le rapport d'excentricité pour chaque essai est de 1/6, la section des murs dépend du type de bloc choisis.

Le tableau suivant donne le type de bloc pour chaque mur, l'élanement correspondant et la section à considérer ainsi que les caractéristiques mécaniques des blocs et mortiers (le mortier utilisé est le même que pour le chapitre précédent).

Mur	Type de bloc	Elancement λ	Rapport d'excentricité (e/h)	Section du mur (m ²)	Résistance à la compression du bloc (MPa)	Résistance à la compression du mortier (MPa)
1	S	10	1/6	0.1946 (deux blocs 0.494 x 0.197)	10	29
2	C ₂			0.1980 (deux blocs 0.495 x 0.2)	8.5	26

Tableau 8 – caractéristiques des murs d'essais et leurs constituants.

6-2 METHODE EMPIRIQUE DU DTR C2-45 [8]

Comme on a vu dans le chapitre Précédent la contrainte de compression à la base du mur s'écrit :

$$\sigma = \frac{N}{A_C} \leq m_{ld} \cdot \phi_L \cdot R \cdot \omega \quad (\text{MPa})$$

où :

A_C : section effective d'appui exprimée en cm^2 ;

R : résistance de calcul en compression (dans notre cas on calcul l'effort ultime donc on ne prend pas de coefficient de sécurité) ;

m_{ld} : coefficient de fluage de longue durée ;

ϕ_L : coefficient de flambement ;

ω : coefficient de majoration sur A_C .

Pour une section rectangulaire de largeur b et d'épaisseur d du mur A_C s'écrit :

$$A_C = b \times 2 \left(\frac{d}{2} - e_0 \right) \quad (\text{m}^2)$$

L'excentricité de calcul e_0 est définie comme suit :

$$e_0 = e_0' + e_{\text{accid}} \quad (\text{cm})$$

où :

e_{accid} : excentricité accidentelle égale à 2 cm ;

e_0' : excentricité réelle telle que :

$e_0' = \frac{M}{N}$ où M et N sont respectivement le moment fléchissant et l'effort normal agissant dans la section exprimés en MN.m et en MN .

Le coefficient de flambement ϕ_L en fonction de l'élancement est donné par :

$$\phi_L = \phi \cdot [1 - e_0/d(0,06 \lambda_h - 0,2)]$$

d : épaisseur du mur (cm) ;

λ_h : élancement géométrique du mur ;

ϕ : coefficient de flambement qui dépend de λ_h et de la constante élastique α ;

e_0 : excentricité de calcul définie plus haut.

et on a : $\lambda_h = \frac{l_0}{d}$

l_0 longueur de flambement donnée par la formule suivante :

$$l_0 = \rho H \text{ (m)}$$

ρ : coefficient déduit graphiquement du DTR C2-45

H (en m) : définis dans le DTR C2-45

Le coefficient de flambement ϕ est donné par le DTR C2-45 en fonction de λ_h^f telle que :

$$\lambda_h^f = \lambda_h \sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$$

où : α est la constante élastique du matériau

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de flambement ϕ et de l'élancement géométrique λ_h en fonction de l'élancement des murs d'essai :

Type de mur	λ	H (m)	ρ	l_0 (m)	d (m)	λ_h	α	λ_h^f	ϕ
S	10	1.97	1	1.97	0.197	10	1000	10	0.88
C ₂		2	1	2	0.2	10	1000	10	0.88

Tableau 9 – valeurs du coefficient de flambement en fonction du type et de l'élancement de chaque mur d'essai.

D'après ce tableau le coefficient de flambement ϕ_L s'écrit comme suit :

- pour un élancement de 10 : $\phi_L = 0,88 \cdot [1 - e_0 - 0.02/d(0,4)]$

Le coefficient de fluage de longue durée m_{ld} , peut être pris égale à 1 car on ne prend pas en compte le fluage.

Le coefficient de majoration de contrainte sur A_C est donné par :

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1,5d}$$

Alors nous pouvons écrire que :

Pour un élancement de 10 l'effort de rupture N_R est égal à :

$$N_R = b \times 2 \cdot \left(\frac{d}{2} - e_0' - 0,02 \right) \times 1 \times \left(1 + \frac{e_0' + 0,02}{1,5d} \right) \times 0,88 \times \left[1 - (e_0' + 0,02)/d(0,4) \right] \times R$$

6-3 METHODE THEORIQUE

On détermine au préalable les caractéristiques des murs c'est-à-dire leurs résistances à la compression et à la traction ainsi que le module d'élasticité par les formules empiriques du DTR C2-45 définies dans le chapitre 4 telles que :

La résistance à la compression : $R_C = 0,55 \cdot \sqrt[3]{\sigma_m \cdot \sigma_b^2}$ (MPa) (σ_m , σ_b résistances à la compression du mortier et du bloc respectivement)

La résistance à la traction : $R_t = \frac{1}{10} R_C$ (MPa)

Module d'élasticité : $E_0 = \alpha R_C$ (MPa)

Le tableau suivant donne les caractéristiques des murs :

	λ	R_C (MPa)	R_t (MPa)	E_0 (MPa)
Muret en blocs S $\sigma_m = 29$ MPa $\sigma_b = 10$ MPa	10	7.8	0.78	7800
Muret en blocs C ₂ $\sigma_m = 26$ MPa $\sigma_b = 8.5$ MPa		6.8	0.68	6800

Tableau 10 – valeurs des caractéristiques des murs.

6-4 RESULTATS ET COMPARAISON

Le calcul théorique s'effectue sur une section homogène pleine d'épaisseur d et de largeur b avec les caractéristiques des murs définies dans le paragraphe précédent.

Le tableau 11 nous permet de comparer les résultats de calcul par le programme élaboré et le calcul par la méthode empirique du DTR C2-45 et les résultats expérimentaux.

Type de muret	Excentricité e (m)	$\frac{e}{d}$	λ	Section brute (m ²) b x d (m)	R _c (MPa)	R _t (MPa)	E ₀ (MPa)	N _{th} (MN)	N _R (MN)	N _{exp} (MN)	$\frac{N_{exp} - N_{th}}{N_{exp}}$ (%)	$\frac{N_{exp} - N_R}{N_{exp}}$ (%)	$\frac{N_R - N_{th}}{N_R}$ (%)
S	0.0328	1/6	10	0.1946 b = 0.988 d = 0.197	7.8	0.78	7800	0.451	0.241	0.650	30.6	63	87
i C ₂	0.0334			0.1980 b = 0.99 d = 0.2	6.8	0.68	6800	0.450	0.216	0.570	21	62	108

Tableau 11 – comparaison des résultats obtenus par le programme.

D'après le tableau 11 nous constatons que :

- 1- les valeurs de l'effort de rupture théoriques pour les deux murs sont proches.
- 2- de même que pour l'effort théorique de rupture, l'effort de rupture expérimental pour les deux types de murs varie très peu.
- 3- La dispersion entre les valeurs théoriques et expérimentales sont de l'ordre de 26 % ce qui est admissible.
- 4- Les valeurs de l'effort de rupture calculées à partir de la formule empirique du DTR C2-45 varient très peu en fonction du type de mur.
- 5- L'écart entre les valeurs expérimentales et les valeurs de la méthode empirique atteint une moyenne de 62 % ce qui est relativement grand.
- 6- L'erreur relative entre la méthode théorique proposée et la méthode empirique du DTR C2-45 est très grande (de l'ordre de 97 %).

La faible variation de l'effort de rupture des murs en blocs S et C₂ pour les trois séries de valeurs théoriques, expérimentales et empiriques est due au fait que les deux murs (en S et en C₂) ont des caractéristiques mécaniques et structurels relativement proches : les sections sont à peu près les mêmes, l'élançement et l'excentricité sont les mêmes, les résistances à la compression et à la traction et le module d'Young sont similaires à 1 MPa près.

La dispersion entre les valeurs théoriques et expérimentales pourrait être due aux approximations sur les valeurs des caractéristiques mécaniques des murs ou encore à l'hypothèse d'une section pleine et homogène de la méthode théorique. Toutefois la plage d'erreur est de l'ordre de 26% ce qui est relativement moyen et meilleur que pour la méthode du DTR. La différence (qui atteint une moyenne de 62%) entre les valeurs expérimentales et les valeurs de la méthode empirique du DTR 2-45 est due au fait que le règlement se place plus du côté de la sécurité en surestimant l'effort de rupture.

7 CONCLUSION

La méthode de calcul basée sur la méthode de Kukulski [16], est une méthode itérative simple qui s'appuie sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices (section pleine et homogène, mur élancé, les deux extrémités du mur doublement appuyées).

La charge à la rupture varie à la fois, en fonction de l'élancement et de l'excentricité, pour des excentricités relativement faibles (1 à 3 cm), l'effort de rupture varie de manière constatable en fonction de l'élancement du mur, par contre pour des excentricités assez fortes (5 à 9 cm) l'effort de rupture ne varie pas de manière significative avec l'élancement des murs. Pour des excentricités faibles il y a rupture selon les trois modes, en contre partie pour de fortes valeurs excentricités la ruptures a lieu suivant les deux dernier modes c'est-à-dire en compression avec fissuration et en traction.

Les caractéristiques mécaniques des murs (résistance à la compression et à la traction et module d'élasticité) influent sur l'étendue des modes de rupture.

La grande différence entre la méthode qu'on propose et la méthode empirique du DTR, montre que la méthode qu'on propose est plus proche des résultats expérimentaux que des calculs réglementaires.

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail nous a permis d'élaborer une méthode de calcul des murs en maçonnerie sous charges verticales excentrées, simple et ne présentant pas de difficultés à la programmation.

Toutefois cette méthode s'appuie sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices et une loi de comportement spécifique, les résultats obtenus par cette méthode dépendent sensiblement des caractéristiques mécaniques des murs qui sont issus d'approximations empiriques et notamment de la résistance à la traction de ces derniers. Elle ne tient pas compte des problèmes de discontinuités que l'on peut trouver aux interfaces bloc-mortier. Pour prendre en compte ces discontinuités, il est nécessaire d'employer des modèles de calcul plus complexes notamment les modèles par éléments finis. Pour être performants ces modèles nécessitent la détermination d'un grand nombre de paramètres, ce qui oblige à recourir à des essais au laboratoire extrêmement précis et complexes.

Les méthodes réglementaires sous-estiment l'effort normal de rupture afin de se placer dans la sécurité.

A défaut de résultats expérimentaux plus nombreux nous ne pouvons donner une critique objective sur l'ordre de grandeur des résultats de la méthode proposée par rapport résultats expérimentaux.

Pour valider cette méthode nous suggérons une étude expérimentale et comparative approfondie tenant compte des différents paramètres influents dans les mécanismes de ruptures des murs en maçonnerie sous chargement vertical excentré.

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] G. Brigaux, J. Delefosse, J.-Venien, « La maçonnerie » Traité du bâtiment, Eyrolles 2^{ème} ed Paris 1981, pp. 13 – 202.
- [2] H. Duthu, D. Monthary, M. Platzer, « La technique du bâtiment tous corps d'états » Moniteur références techniques, Le Moniteur 2^{ème} ed, Paris 1998, pp. 6 – 105.
- [3] G. Bord, « Maçonneries et béton armé », La construction du bâtiment, Dunod, Paris 1980, pp. 15 – 28.
- [4] Centre Technique des Tuiles et Briques, « Tuiles et briques de terre cuite, *caractéristiques et mise en œuvre solutions pour le bâtiment* », Collection Mémento Technique, Le Moniteur Paris 1998, pp. 13 – 61.
- [5] M. Duriez, J. Arrambide, « Nouveau traité de matériaux de construction », Uunod 2^{ème} ed. Paris 1962, Vol. 1, pp. 5 – 215, Vol. 2, pp. 27 – 280.
- [6] M. part, Ph. Bisch, A. Millard, Ph. Mestat, G. Pijaudier-Cabot, « Calcul des ouvrages généraux de construction », AFPC- Emploi des éléments finis en génie civil, Hermès, Paris 1997, Vol. 1, pp. 495 – 567.
- [7] A. BOURZAM et M.F. AYDI, « étude des comportements mécanique des maçonnerie porteuses en B.S.C. », Projet de fin d'études, E.N.P., Juin 1995.
- [8] S. BACHA, A.REMAS, L. HAKIMI et al., « Règles de conception et de calcul des maçonneries », Document technique réglementaire D. T. R. C2-45, C.N.E.R.B., Algérie 1997.
- [9] « parois et murs en maçonnerie de petits élément », D.T.U., Septembre 1985.
- [10] « Règles unifiées communes pour la construction en maçonnerie », commission des communautés européenne, Eurocode 6, Juillet 1987.
- [11] S. CHUXIAN, « Analysis of the strength for compressive members of brick masonry under eccentric loads », Dept. of C.E., HUNAN univer. CHINA, 1983.
- [12] MM YOKEL, MATHEY et DIKKERS , « Compressive strenght of masonry walls » National Bureau of Standards, Décembre 1970.
- [13] P. HALLER, - « Load capacity of brick masonry » Designing engineering and constructing with masonry products, by F.B. JOHNSON, Gulf Publishing Company, Texas, 1969.
- [14] P. FAESSEL , A. MORISSET, et B. FOURE, « Le flambement des poteaux en béton armé » Annales de ITBTP, n° 305, mai 1973.
- [15] B. LEWICKI , « Bâtiments d'habitation préfabriqués en élément de grandes dimensions » (traduction) EYROLLES , Paris 1965.
- [16] MM KUKULSKI et LUGEZ , « Résistance des murs en béton non armé soumis à des charges verticales », Cahier du C.S.T.B. n° 681, Avril 1966.

- [17] M. POUSSHANCI, « Flambement des murs : Elaboration d'un model pour murs en maçonnerie non armé, section et matériau quelconque », Thèse de doctorat, Août 1989, pp. 8 – 81.
- [18] N.M. NEWMARK, « Numerical procedure for computing deflexion, moment and buckling load », Transaction ASCE, vol. 108, 1943.
- [19] D.G. GRELEY, L.E. CATTANEO et E.O. PFRANG, « Effect of edge load on flexural strenght of clay masonry systems utilizing improved mortars », Designing engineering and constructing with masonry products, Collected by F.B. JOHNSON, Gulf Publishing Company Texas, 1969.
- [20] E.O. PFRANG, C.P. SIESS et M.A. SOZEN, « load – moment – curvature characteristic of reinforced concrete cross sections », Journal of ACI, Janvier 1967.
- [21] F.R. MANUEL, J.G. MACGREGOR, « Analysis of restrained reinforced concrete columns under sustained load », Journal of ACI, Janvier 1967.
- [22] R. GREEN, J.E. BREEN, « Eccentrically loaded concrete columns under sustained load » Journal of ACI, Novembre 1969.
- [23] G. GRUFINKEL, A. ROBINSON, « Determination of strain distribution and curvature in a reinforced concrete section subjected to bending moment and longitudinal load », Journal of ACI Juillet 1967.
- [24] A. FARAH, M.W. HUGGINS, « Analysis of reinforced concrete columns subjected to longitudinal load and bending », Journal of ACI, Juillet 1969.
- [25] B.B. GOYAL, N. JACKSON, « Slender concrete columns under sustained load », Proc. ASCE, Journal of structural division, Vol. 97, n° ST11, Novembre 1971.
- [26] W.B. CRANSTON, « A computer method for the analysing of restrained column », CXCA Technical Report, TRAAA 402, Avril 1967.
- [27] B. THURLIMANN, J. SCHWARTZ, « Design of masonry walls and reinforced concrete columns with column – deflection – curves » International association for bridge and structural engineering (IABSE), Proc., Feverier 1987, pp. 108 - 87.
- [28] M. HUREZ, F. HERRERA, « Etude du comportement mécanique de maçonnerie réalisée à l'aide de blocks montés traditionnellement et sans joints verticaux », CERIB, Publication Technique, n° 123, Décembre 1977.
- [29] A.W. PAGE, « Finite element model for masonry », Journal of the Structural Division, Proc. of the ASCE, vol.. 104, n° ST8, Août 1978.
- [30] S.C. ANAND et D.T. YOUNNG, « Finite element model for composite masonry », Journal of the Structural Division, Proc. of the ASCE, vol.. 108, n° ST12, Décembre 1982.
- [31] W. SAMARASINGHE, A.W. PAGE et A.W. HENDRY, « A finite element model for the in – plane behaviour of brickwork », Proc. Instr. Civ. Engrs., partie 2, Septembre 1981.

[32] A.W. PAGE, P.W. KLEEMEN et M DHANASEKAR, « An in – plane finite element model for brick masonry », S.C. ANAND, ASCE, NEW York 1985.

[33] D.D. SUWALSKI et R.G. DRYSDALE, « Influence of slenderness on the capacity of concrete block walls », Dept. of Civil Engineering, McMaster University, Canada 1987.

[34] « Résistance des maçonneries en briques creuses soumises à des charges verticales. » Cahiers du C.S.T.B. n° 681, Avril 1966.

[35] J. FAUCHART, « Initiation au calcul des structures béton et acier. », EYROLLES 1977.