



## **MEMOIRE DE MAGISTER**

**SPECIALITE : Génie Civil**

**OPTION : Structures et matériaux**

**Présenté par :**

**GHANEM Aldjia**

**Ingénieur d'état en Génie Civil**

**Option : Constructions Civiles et Industrielles**

### ***Thème***

***Analyse non linéaire des structures planes  
en béton armé tenant compte du  
remplissage en maçonnerie***

**Mémoire de magister soutenu le : 09/ 06/ 2013. Devant le jury composé de :**

<b>M<sup>F</sup> DAHMANI Lahlou</b>	<b>Professeur</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>F</sup> DRIZI Said</b>	<b>Maitre de conférences A</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>M<sup>F</sup> HAMIZI Mohand</b>	<b>Maitre de conférences A</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>F</sup> HAMMOUM Hocine</b>	<b>Maitre de conférences B</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Examinateur</b>

## **Remerciements**

---

Je remercie Monsieur DRIZI Said, Maitre de conférences au département génie civil de l'UMMTO, d'accepter de diriger ce mémoire. Je le remercie vivement pour sa disponibilité. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Je remercie Mr. DAHMANI Lahlou Professeur au département génie civil de l'UMMTO, pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur HAMMOUM Hocine Maitre de conférences au département génie civil de l'UMMTO pour ces précieux conseils, et avoir accepté d'examiner ce mémoire.

Je remercie également Monsieur HAMIZI Mohand Maitre de conférences au département génie civil de l'UMMTO, qui a bien voulu accepter d'examiner ce mémoire.

Je ne peux finir sans exprimer ma gratitude à ma famille pour sa présence et son appui.

*à la mémoire de mon père*

# Sommaire

---

LISTE DE FIGURES.....	IV
LISTE DES TABLEAUX .....	VI
NOTATIONS.....	VII
RESUME .....	X
ABSTRACT.....	XI
INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>CHAPITRE 1 :DU CONSTAT D'UNE SITUATION A L'EXPRESSIOND'UN BESOIN</b>	
<b>1.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>4</b>
<b>1.2. CONSTAT SUR LE SEISME DE BOUMERDES 2003.....</b>	<b>4</b>
<b>1.3. REGLEMENTATION SUR LA MAÇONNERIE .....</b>	<b>13</b>
1.3.1. CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT.....	13
1.3.1.1. <i>Structure en béton armé</i> .....	13
1.3.1.2. <i>Structure en maçonnerie</i> .....	14
1.3.1.3. <i>Coefficient de comportement R</i> .....	14
1.3.1.4. <i>Estimation de la période fondamentale T</i> .....	14
1.3.2. PRINCIPES DE CALCUL DES MURS EN MAÇONNERIE .....	14
<b>1.4. CONTEXTE DE NOTRE RECHERCHE .....</b>	<b>15</b>
<b>1.5. CONCLUSION .....</b>	<b>16</b>
<b>CHAPITRE 2 :SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
<b>2.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>18</b>
<b>2.2. TRAVAUX CONSACRES A L'ANALYSE NON LINEAIRE DES PORTIQUES EN BETON ARME</b>	<b>18</b>
2.2.1. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX .....	20
2.2.1.1. <i>Béton</i> .....	20
2.2.1.1.1. <i>Béton en compression</i> .....	20
2.2.1.1.2. <i>Béton en traction</i> .....	21
2.2.1.1.3. <i>Concept du tension stiffening</i> .....	23
2.2.1.2. <i>Aciers</i> .....	24
2.2.1.2.1. <i>Aciers naturels</i> .....	24
• <i>Loi de comportement élasto-plastique avec raffermissement</i> .....	24
• <i>Loi de comportement élasto-plastique parfaite</i> .....	25
2.2.1.2.2. <i>Aciers écrouis</i> .....	25

<b>2.3.</b>	<b>TRAVAUX CONSACRES A LA MODELISATION DES PANNEAUX DE MAÇONNERIE .....</b>	<b>26</b>
2.3.1.	MODE DE RUPTURE DES REMPLISSAGES EN MAÇONNERIE .....	32
2.3.1.1.	<i>Rupture par glissement .....</i>	32
2.3.1.2.	<i>Rupture par basculement .....</i>	32
2.3.1.3.	<i>Rupture par compression du coin .....</i>	32
2.3.1.4.	<i>Rupture par cisaillement .....</i>	32
2.3.2.	APPROCHES DE MODELISATION DU COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE .....	33
2.3.2.1.	<i>Micro modélisation .....</i>	33
2.3.2.2.	<i>Macro modélisation .....</i>	34
2.3.3.	COMPORTEMENT DES PORTIQUES REMPLIS DE MAÇONNERIE.....	34
2.3.4.	LOIS DE COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE .....	35
2.3.4.1.	COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA MAÇONNERIE A LA COMPRESSION.....	35
2.3.4.2.	CARACTERISTIQUE MECANIQUE DE LA MAÇONNERIE .....	39
2.3.4.2.1.	<i>La contrainte caractéristique en compression <math>f_m'</math> .....</i>	39
2.3.4.2.2.	<i>Module d'élasticité de la maçonnerie .....</i>	42
2.3.4.2.3.	<i>Module de cisaillement de la maçonnerie .....</i>	43
<b>2.4.</b>	<b>CONCLUSION .....</b>	<b>43</b>
 <b>CHAPITRE 3 :ANALYSE NON –LINEAIRE DE LA STRUCTURE PLANE « PORTIQUE-MAÇONNERIE »</b>		
<b>3.1.</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>45</b>
<b>3.2.</b>	<b>PRINCIPE DES MODELISATIONS DE COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE.....</b>	<b>45</b>
<b>3.2.1.</b>	<b>CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA BIELLE .....</b>	<b>45</b>
<b>3.2.2.</b>	<b>LOIS DE COMPORTEMENT.....</b>	<b>46</b>
<b>3.2.3.</b>	<b>MODELISATION DE LA STRUCTURE.....</b>	<b>46</b>
<b>3.3.</b>	<b>PROGRAMMES UTILISES POUR L'ANALYSE NON LINEAIRE.....</b>	<b>46</b>
3.3.1.	PROGRAMME POUTRE_MINCE (MEZIANE, 2008) .....	47
3.3.1.1.	<i>Formulation d'un élément poutre plan selon la théorie de Navier-Bernouli.....</i>	47
3.3.1.2.	<i>Méthode de résolution non linéaire .....</i>	51
3.3.1.3.	<i>Algorithme de résolution.....</i>	52
3.3.1.4.	<i>Organigramme.....</i>	53
3.3.1.5.	<i>Description du fichier de données programme poutre_mince : .....</i>	54
3.3.2.1.	<i>Equilibre de la section .....</i>	56
3.3.2.1.1.	<i>Etude de la section droite .....</i>	56
3.3.2.1.2.	<i>Calcul des sollicitations interne .....</i>	57
3.3.2.1.3.	<i>Déformation de la section à l'équilibre.....</i>	57
3.3.2.1.4.	<i>Algorithme de calcul.....</i>	58
3.3.2.1.5.	<i>Organigramme .....</i>	59

3.3.2.2.	<i>Equilibre de la structure</i> .....	60
3.3.2.2.1.	<i>Matrice de rigidité corde d'un élément poutre en élasticité non linéaire</i> .....	60
3.3.2.2.2.	<i>Matrice de rigidité de l'élément dans le repère intrinsèque</i> .....	60
3.3.2.2.3.	<i>Matrice de rigidité de l'élément dans le repère local</i> .....	61
3.3.2.2.4.	<i>Matrice de rigidité de l'élément dans le repère absolu</i> .....	62
3.3.2.2.5.	<i>Algorithme de résolution</i> .....	63
3.3.2.2.6.	<i>Etape de correction</i> .....	63
3.3.2.2.7.	<i>L'algorithme de calcul</i> .....	64
3.3.2.2.8.	<i>Organigramme</i> .....	65
3.3.2.3.	<i>Description du fichier de données programme Hammoum :</i> .....	66
<b>3.4.</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>68</b>
<b>CHAPITRE 4 :CONFRONTATION A DES RESULTATS EXPERIMENTAUX</b>		
<b>4.1.</b>	<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>70</b>
<b>4.2.</b>	<b>COMPARAISONS DES RESULTATS</b> .....	<b>70</b>
4.2.1.	PORTIQUE ETUDIE PAR AFEFY ET TAHER.....	70
4.2.2.	ESSAIS DE MEHRABI ET SHING.....	74
4.2.3.	ESSAI ALEM 2003.....	78
<b>4.3.</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>80</b>
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....		<b>81</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....		<b>83</b>
<b>ANNEXE 1:FICHER DE DONNEE DU PROGRAMME HAMMOUM</b>		
A1.1	<i>ÉTUDE THEORIQUE D'AFEFY ET TAHER AVEC REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE</i> .....	88
A1.2	<i>ÉTUDE THEORIQUE D'AFEFY ET TAHER SANS REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE</i> .....	91
A1.3	<i>ESSAI DE MEHRABI &amp; SHING « PORTIQUE AVEC REMPLISSAGE FAIBLE »</i> .....	94
A1.4	<i>ESSAI DE MEHRABI &amp; SHING « PORTIQUE AVEC REMPLISSAGE FORT »</i> .....	97
<b>ANNEXE 2 :FICHER DE DONNEE DU PROGRAMME_POUTRE_MINCE</b>		
A2.1	<i>ÉTUDE THEORIQUE D'AFEFY ET TAHER AVEC REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE</i> .....	101
A2.2	<i>ÉTUDE THEORIQUE D'AFEFY ET TAHER SANS REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE</i> .....	103
A2.3	<i>ESSAI DE MEHRABI &amp; SHING « PORTIQUE AVEC REMPLISSAGE FAIBLE »</i> .....	105
A2.4	<i>ESSAI DE MEHRABI &amp; SHING « PORTIQUE AVEC REMPLISSAGE FORT »</i> .....	107
A2.5	<i>ESSAI D'ALEM</i> .....	109

## Liste de figures

---

<b>Figure 1.</b> Rupture de poteau par cisaillement (Magenes, 2004) .....	4
<b>Figure 2.</b> Fissure en diagonale et rupture des poteaux par cisaillement (Apostolska, 2009) .....	4
<b>Figure 3.</b> Structure en portique (poteaux – poutres), 80 % à 90 % de la construction dans la zone sinistrée .....	5
<b>Figure 4.a.</b> Portique (poteaux – poutres) avant l’action sismique.....	5
<b>Figure 4.b.</b> Sous l’action sismique formation d’une diagonale comprimée et d’une diagonale tendue.....	5
<b>Figure 4.c.</b> Changement de direction du séisme, inversion des sollicitations des diagonales .....	6
<b>Figure 4.d.</b> Après séisme, si le portique a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques, le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X .....	6
<b>Figure 5.</b> Fissure en X Tremblement de terre d'Izmit, Turquie, 1999 (Omerovic, 2005). .....	6
<b>Figure 6.</b> Dispositions constructives NON CONFORMES aux règles PS + Interaction avec la maçonnerie..	7
<b>Figure 7.</b> Destruction des poteaux et les panneaux de remplissage. ....	8
<b>Figure 8.</b> Simulation des deux phases de déplacement sous l’action sismique.....	9
<b>Figure 9.</b> Cas d’un bâtiment dont les murs de RdCh. ont été détruits et ont permis ainsi de dissiper l’énergie induite par le séisme et probablement sauvé le bâtiment .....	10
<b>Figure 10.</b> Destruction des murs au RdCh. et d’une partie des poteaux .....	10
<b>Figure 11.</b> Destruction totale du RdCh.....	11
Figure 12. <i>Effondrement du bâtiment.</i> .....	11
<b>Figure 13.</b> Effondrement des bâtiments. ....	12
<b>Figure 14.</b> Portique avec remplissage en maçonnerie.....	15
<b>Figure 15.</b> Modélisation du portique de la figure 14 sans remplissage .....	15
<b>Figure 16.</b> Modélisation réaliste du portique de la figure 14. ....	15
<b>Figure 17.</b> Loi de comportement uni-axiale du béton sous contrainte de compression.....	20
<b>Figure 18.</b> Distribution fictive des contraintes dans une section.....	22
<b>Figure 19.</b> Relation entre la contrainte et la déformation instantanée du béton sur le bord tendu -model de Grelat (Grelat A., 1978). ....	22
<b>Figure 20.</b> Comportement d’un tirant sans et avec participation du béton tendu fissuré (Kwak, 2001)..	23
<b>Figure 21.</b> Diagramme contrainte déformation d’un acier naturel. ....	24
<b>Figure 22.</b> Diagramme contrainte déformation de l’acier naturel « Loi élasto-plastique parfaite ».....	25
<b>Figure 23.</b> Diagramme contrainte-déformation d’un acier écrouis.....	25
<b>Figure 24.</b> Déformée d’un cadre sous chargement latéral. ....	26
<b>Figure 25.</b> Déformation de la diagonale.....	27
<b>Figure 26.</b> Largeur effective de la diagonale équivalente en fonction des dimensions du panneau .....	28
<b>Figure 27.</b> Rigidité latérale cadre-remplissage.....	29

<b>Figure 28.</b> Comportement des murs remplis de maçonnerie.....	33
<b>Figure 29.</b> Modélisation de la maçonnerie par l'approche micro modélisation.....	33
<b>Figure 30.</b> Modélisation de la maçonnerie. ....	34
<b>Figure 31.</b> Comparaison entre le comportement d'un portique non rempli (à gauche) et un portique rempli de maçonnerie (a droite) (Durgesh ,2010). ....	34
<b>Figure 32.</b> Composition de la maçonnerie. ....	35
<b>Figure 33.</b> Comportement de la maçonnerie en compression [mander & al. 1997].....	36
<b>Figure 34.</b> Loi de comportement à la compression (Lotfi, 1991). ....	36
<b>Figure 35.</b> Comportement à la compression.....	37
<b>Figure 36.</b> Comportement à la compression de la maçonnerie selon Eurocode 6.....	38
<b>Figure 37.a.</b> portique remplis de maçonnerie .....	45
<b>Figure 37.b.</b> Modélisation du panneau par une bielle de compression.....	45
<b>Figure 38.</b> Modélisation du portique par élément poutre et barre.....	46
<b>Figure 39.</b> Définition de la cinématique d'une poutre terme de trois fonctions des déplacements $u_0x$ , $wx$ , $\theta x$ .....	47
<b>Figure 40.</b> Discrétisation en éléments finis (Afefy ,2008). ....	70
<b>Figure 41.</b> Géométrie et ferrailage du portique (Afefy, 2008).....	71
<b>Figure 42.</b> Discrétisation du portique (Afefy, 2008).....	71
<b>Figure 43.</b> Courbe force-déplacement du portique sans remplissage Afefy et Taher.....	72
<b>Figure 44.</b> Courbe force-déplacement du portique avec remplissage Afefy et Taher.....	73
<b>Figure 45.</b> Conception de spécimens 8 et 9 .....	74
<b>Figure 46.a.</b> <i>Ferrailage de la structure</i> .....	75
<b>Figure 46.b.</b> Dimension des éléments de maçonnerie.....	75
<b>Figure 47.</b> Discrétisation du portique (mehrabi ,1994).....	75
<b>Figure 48.</b> Relation force déplacement de spécimen n° 8. ....	76
<b>Figure 49.</b> Relation force déplacement de spécimen n° 9. ....	77
<b>Figure 50.</b> Caractéristiques géométriques du portique Alem.....	78
<b>Figure 51.</b> Coupe sur poutres et poteaux et leur ferrailage.....	78
<b>Figure 52.</b> Spécimens réduits des briques découpés en tranches. ....	79
<b>Figure 53.</b> Discrétisation du portique d'Alem. ....	79
<b>Figure 54.</b> Relation force déplacement (essai Alem). ....	80

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau 1.</b> Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie.....	39
<b>Tableau 2.</b> Facteur de forme $\delta$ .....	40
<b>Tableau 3.</b> Différentes valeurs des paramètres $K$ , $\alpha$ , $\beta$ .....	40
<b>Tableau 4.</b> Différents groupes d'éléments de maçonnerie. ....	41
<b>Tableau 5.</b> Charge et déplacement à la ruine du portique sans remplissage en maçonnerie.....	73
<b>Tableau 6.</b> Charge et déplacement à la ruine du portique avec remplissage en maçonnerie. ....	73
<b>Tableau 7.</b> Comparaison de la force de rupture et gain de résistance.....	74
<b>Tableau 8.</b> Résistance moyenne de béton et de maçonnerie (Mehrabi ,1994) .....	75
<b>Tableau 9.</b> Charge et déplacement à la ruine du spécimen 8.....	76
<b>Tableau 10.</b> Charge et déplacement à la ruine de spécimen 9.....	77
<b>Tableau 11.</b> Comparaison de la force de rupture et gain de résistance.....	77
<b>Tableau 12.</b> Charge et déplacement à la ruine (essai Alem).....	80

## Notations

---

- $\varepsilon$  : Déformation longitudinale
- $\varepsilon_g$  : Allongement unitaire au centre de gravité de la section
- $\varepsilon_{b0}$  : Déformation du pic de béton correspondant à  $f_{cj}$
- $\varepsilon_u$  : Déformation ultime du béton
- $\varepsilon_{s1}$  : Déformation de la fin du palier plastique de l'acier ;
- $\varepsilon_{s2}$  : Déformation de la fin du raffermisssement de l'acier;
- $\varepsilon_{su}$  : désigne la déformation de rupture de l'acier;
- $\varepsilon_{mu}$  : Déformation ultime de la maçonnerie
- $\emptyset$  : Rotation unitaire de flexion autour de l'axe  $G_y$ .
- $\gamma$  : Déformation de cisaillement
- $f_{cj}$  : Résistance à la compression de béton au jour j
- $f_{tj}$  : Résistance à la traction du béton au jour j
- $\eta_1$  : Déformation de traction correspondant à  $f_{tj}$  ;
- $\eta_2$  : Déformation limite d'élasticité de l'acier le plus tendu.
- $\sigma_r$  : Contrainte de rupture de l'acier passif ;
- $\sigma_e$  : Limite d'élasticité à 2 ‰ de l'acier passif;
- $f_j$  : Contrainte de compression du mortier.
- $f_d$  : Résistance de calcul à la compression dans la maçonnerie dans la direction prise en considération
- $f_k$  : Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie
- $f_{mor}$  : Résistance à la compression de mortier
- $f_b$  : Résistance à la compression d'un élément de maçonnerie
- $f_{mean}$  : Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie
- $f'_{cb}$  : Résistance en compression d'un élément de maçonnerie
- $f'_{tb}$  : Résistance en traction d'un élément de maçonnerie
- $f'_j$  : Résistance en compression du mortier.
- $f_{br}$  : Contrainte de compression de l'élément de maçonnerie
- $E_{b0}$  : Le module d'élasticité du béton à l'origine
- $E_{bt}$  : Le module d'élasticité fictif du béton
- $E_a$  : Module d'élasticité longitudinal.

$E_c$  : Module d'élasticité des poteaux  
 $E_b$  : Le module d'élasticité des poutres  
 $E_m$  : Module élastique de la maçonnerie  
 $E_j$  : Module d'élasticité du mortier  
 $E_b$  : Module d'élasticité de l'élément de maçonnerie  
 $G_m$  : Module de cisaillement de la maçonnerie  
 $K$  : Paramètre adimensionnels caractérisant la branche ascendante la courbe contrainte - déformation de SARGIN .  
 $K'$  : Paramètre adimensionnels caractérisant la branche descendante de la courbe contrainte - déformation de SARGIN .  
 $t_w$  : Epaisseur du remplissage  
 $\lambda_h$  : Rigidité relative entre le cadre et la maçonnerie  
 $h$  : Hauteur du cadre.  
 $I_c$  : Inertie des poteaux,  
 $I_b$  : Inertie poutres  
 $H$  : Hauteur de remplissage  
 $L$  : Longueur de remplissage  
 $L_{diag}$  : Longueur la diagonale de remplissage.  
 $w_{diag}$ : Largeur de la diagonale.  
 $\theta$  : Inclinaison par rapport à l'horizontale de la diagonale du panneau.  
 $\alpha$  : Longueur de contact cadre et le remplissage  
 $l$  : Longueur des briques  
 $t_j$  : Epaisseur de joint de mortier  
 $t_b$  : Epaisseur de l'élément de maçonnerie  
 $h_b$  : Hauteur d'un élément de maçonnerie,  
 $\gamma_m$  : Coefficient partiel pour une propriété de matériau, tenant compte des incertitudes de modèle et des variations dimensionnelles  
 $\delta$  : Facteur de forme  
 $U_u$  : Coeff de non uniformité de contrainte  
 $\gamma_{wa}$  : Rapport entre le module d'élasticité de l'élément de maçonnerie et celle de mortier.  
 $W_a$  : Pourcentage d'eau absorbé en %  
 $\overline{EA}$  : Rigidité à l'effort normal  
 $\overline{ES}$  : Rigidité du au couplage effort normal + flexion.  
 $\overline{EI}$  : Rigidité à l'effort tranchant

$N_x$  : Efforts normaux

$T_z$  : Efforts tranchants

$M_y$  : Moments fléchissant

$u_0(x)$  : Déplacement axial au niveau de l'axe de référence de la poutre.

$\theta(x)$  : La rotation de la normale de la section transversale d'abscisse  $x$ .

$\gamma$  : La rotation due au cisaillement transversal

$\partial w_{int}$  : Travail des efforts intérieurs

$\partial w_{ext}$  : Travail des efforts extérieurs

$[K(u)]$  : Matrice de rigidité de la structure dépendant de vecteur  $\{u\}$

$\{F\}$  : Vecteur de forces nodales appliquées à la structure,

$\{\Psi(u)\}$  : Vecteur des forces résiduelles.

$\{u\}$  : Vecteur des déplacements nodaux.

$\{\delta_n\}$  : Vecteur des déformations normales

$\{\delta_t\}$  : Vecteur des déformations tangentées.

$\Delta F_{mn}$  : Accroissement des sollicitations normales à la section

$\Delta F_{mt}$  : Accroissement des sollicitations tangentées à la section

$K_{1m}$  : Rigidité de la section à l'effort normal

$K_{2m}$  : Rigidité de la section à l'effort tranchant respectivement.

$\{\Delta\delta\}_0$  : Accroissements de déformations initiales

$\{S_U\}$  : Vecteurs contenant de déplacements aux extrémités de l'élément dans le repère local intermédiaire.

$\{\Delta U\}$  : Vecteur des accroissements des déplacements des nœuds

$\{\Delta P\}$  : Vecteur des accroissements du chargement appliqué aux nœuds

$\{\Delta S\}$  : Vecteur des accroissements des déplacements aux nœuds

$[B]$  : Matrice de transformation géométrique

$[RT]$  : Matrice de rotation

$[K_X]$  : Matrice de rigidité d'un élément dans le repère absolu

$[K_s]$  : Matrice de rigidité de la section.

$[S_s]$  : Matrice de souplesse de la section

$[K]$  : Matrice de rigidité

$u, v$  : Déplacements longitudinaux des nœuds

$\beta$  : Inclinaison d'élément par rapport à l'horizontale

$\phi$  : Courbure

## Résumé

---

Il s'agit de développer une méthode d'analyse non linéaire des ossatures planes, applicable aux structures en béton armé avec un remplissage en maçonnerie. La non linéarité est considérée sous ses deux aspects :

- géométrique : effet du second ordre dus aux déplacements,
- mécanique : comportement non linéaire des matériaux.

Dans cette méthode, la structure est discrétisée en éléments finis unidimensionnels, reliant deux nœuds. Quant au remplissage en maçonnerie, il est discrétisé en éléments barres unidimensionnels en diagonale (bielle de compression ou de traction). Le chargement étant appliqué " pas à pas ", jusqu'à la ruine de la structure.

Un outil de calcul, basé sur la méthode des éléments finis, est mis au point. Il permet de modéliser le comportement non linéaire, de portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

Cette méthode est appliquée à des exemples pris dans la littérature et les résultats du calcul numérique ainsi développés, sont confrontés à des résultats d'essais des structures en béton armé. L'interprétation de la confrontation des essais et calculs numériques ainsi obtenus permet la validation de la méthode développée dans le cadre de la présente étude.

**Mots clés :** Structures planes, calcul non linéaire, ruine, modélisation, béton armé, maçonnerie.

## Abstract

---

It is to develop a method of analysis non linear of hovers skeletons, applicable to the reinforced concrete structures with masonry infill. The non linearity is vconsidered under its two aspects:

- geometrical: effect of the second order due to displacements,
- mechanics: non linear behavior of materials.

In this method, the structure is discretized in finite elements unidimensionnels, connecting two nodes. As for the masonry infill, it is discretized in elements bars unidimensionnels in diagonal (strut of compression or traction).The loading being applied "step by step", until the ruin of the structure.

A computation tool, based on the finite element method, is developed. It makes it possible to model the nonlinear behavior, of concrete gantries reinforced with filling in masonry.

This method is applied to examples taken in literature and the results of numerical computation thus developed, is confronted with test results of the reinforced concrete structures. The interpretation of the confrontation of the tests and numerical calculations thus obtained allows the validation of the method developed within the framework of this study

**Key words:** Hovers structures, non linear count, ruin, modelisation, reinforced concrete, masonry.

# **Introduction générale**

## Introduction générale

Un grand pourcentage de bâtiments en algérie est construit en béton armé avec remplissage en maçonnerie. La maçonnerie est un matériau qui joue le rôle d'isolant thermique et phonique. Les murs en maçonnerie sont construits et obtenus par mélange de pierres ou briques, jointes entre elles par des liants. La nature des matériaux utilisée est très variée. Elle dépend de la technique de production, du choix des propriétés mécaniques et chimique, du type d'ouvrage à construire, de sa géométrie et de la disponibilité des matériaux au voisinage du site.

Ce type de structure représente est très répandu dans le parc immobiliers en Algérie. Lors du séisme de Boumerdés 2003, la quasi-totalité des ouvrages détruits sont des structures auto-stables avec remplissage en maçonnerie.

Les remplissages en maçonnerie (les murs extérieurs ou les cloisons intérieurs) sont rarement inclus dans l'analyse numérique de structure en béton armé. Car ces panneaux sont généralement considérés en tant que composants non-structuraux et l'interaction entre le panneau et le portique est ignoré à l'exception de leur masse.

Sous un séisme, le panneau de maçonnerie subit des compressions et des tractions en diagonales qui ont pour effet de créer des poussées aux noeuds. Cette maçonnerie travaille, donc peut être contribue à la rigidité du bâtiment. L'objet de ce travail est de quantifier la rigidité de la maçonnerie apportée à la structure.

Le mémoire est scindé en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre nous présenterons la problématique qui a fait naître ce projet, ainsi qu'un survol les principaux objectifs et type de résultats escomptés.

Au second chapitre nous présenterons une revue de la documentation concernant les lois de comportements des matériaux utilisés et ceux concernant la modélisation des murs de remplissage en maçonnerie.

Le troisième chapitre sera consacré à la présentation succincte des modèles de calcul développés en fortran 90, ainsi que le principe de modélisation de la maçonnerie. Il décrit la démarche d'analyse non linéaire des structures remplies de maçonnerie jusqu'à la rupture sous chargement monotone.

Le quatrième chapitre vise la validation du modèle. Les résultats obtenus sont confrontés à des résultats expérimentaux et théoriques tirées dans la littérature.

Le dernier chapitre consiste en une conclusion générale des résultats obtenus à l'issue de la présente étude.

## **Chapitre 1 :**

# **Du constat d'une situation à l'expression d'un besoin**

## 1.1.Introduction

La plupart des bâtiments en algérie utilisant des remplissages en maçonnerie généralement sont réalisés sans aucune considération sismique. Sous un séisme, le panneau de maçonnerie entre en conflit avec l'ossature, les bielles de compression diagonale créent des poussées dans les nœuds qui réduisent la résistance des poteaux au cisaillement. (Figure 1) et (figure 2). Qui provoque par la suite, l'effondrement de bâtiment.



**Figure 1.** Rupture de poteau par cisaillement (Magenes, 2004)



**Figure 2.** Fissure en diagonale et rupture des poteaux par cisaillement (Apostolska, 2009)

## 1.2.Constats tirés du séisme de Boumerdés 2003

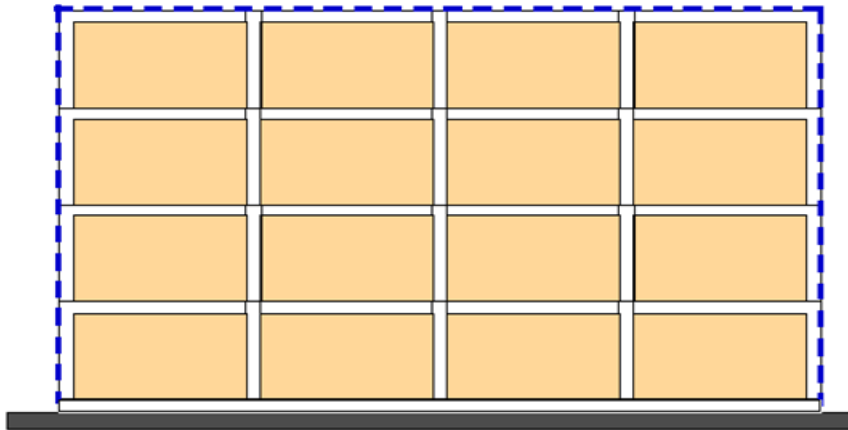
Suite au séisme de Boumerdés du 21 mai 2003 et à l'invitation de Monsieur Mohamed Nadir HAMIMIDE, Ministre de l'Habitat, Davidovici s'est rendu en Algérie du mercredi 28 mai au dimanche 1er juin 2003, pour mission de diagnostic.

Dans ce qui suit, nous résumons le rapport de (Davidovici, 2003) qui a pour objectif de faire une analyse indépendante des causes des multiples endommagements et effondrements des bâtiments et de proposer des actions prioritaires à mettre en place dans l'immédiat.

L'objet de notre étude va porter exclusivement sur des structures en portique avec remplissage en maçonnerie.

### ✚ Mécanisme de ruine des structures à portiques et murs de remplissage

Les bâtiments construits par des portiques (poteaux et poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent entre 80 % à 90 % des constructions réalisées dans la zone sinistrée lors du séisme de Boumerdés du 21 mai 2003.

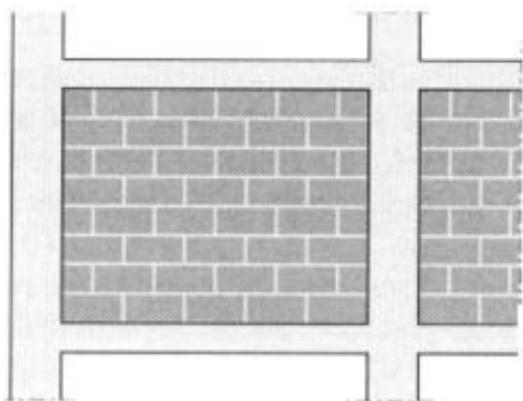


**Figure 3.** Structure en portique (poteaux – poutres), 80 % à 90 % de la construction dans la zone sinistrée

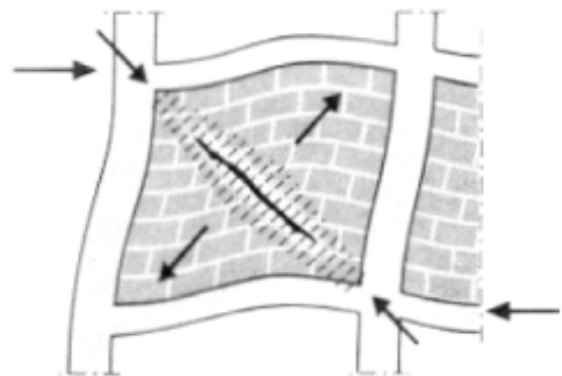
Les conséquences de la présence de panneaux de remplissage dans un bâtiment comportant des portiques en béton armé peuvent se résumer sous deux aspects :

#### a) Interaction panneau - poteaux dans le plan du portique

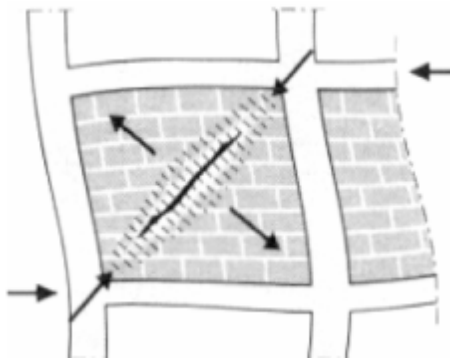
Si on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan (figure 4.a), ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme. Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique (figure 4.b). Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder (figure 4.c) et on retrouve la classique fissuration en X (figure 4.d).



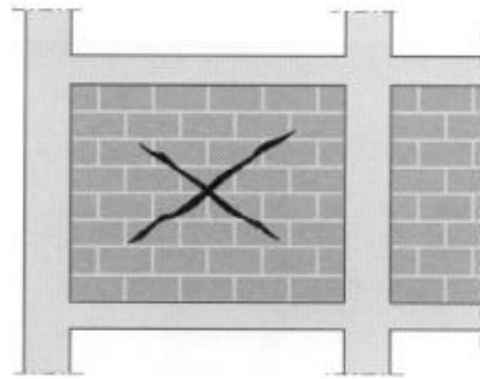
**Figure 4.a.** Portique (poteaux – poutres) avant l'action sismique



**Figure 4.b.** Sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue



**Figure 4.c.** Changement de direction du séisme, inversion des sollicitations des diagonales



**Figure 4.d.** Après séisme, si le portique a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques, le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X



**Figure 5.** Fissure en X Tremblement de terre d'Izmit, Turquie, 1999 (Omerovic, 2005).

### b) – Sollicitation des poteaux d'angle

Formation concomitante des bielles de compression dans la façade et dans le pignon situés de part et d'autre de l'angle du bâtiment qui a pour conséquence un délestage plus important du poteau. La simplification consistant à supposer que l'action sismique s'exerce seulement dans une direction horizontale, puis dans la direction perpendiculaire n'est pas acceptable, surtout pour la vérification à l'effort tranchant des poteaux situés à l'intersection de deux panneaux rectangulaires.

Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables :

⇒ Parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale,

⇒ Parce qu'ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.

La destruction des poteaux d'angle entraîne celle des poteaux des pignons, les étages supérieurs viennent « s'asseoir » entre les poteaux de pignons après avoir broyé le rez-de-chaussée.

Dans bon nombre de situations, les jonctions (nœuds) poteau-poutre sont restées pratiquement indemnes, ce qui démontre que le portique n'a pas eu l'occasion de fonctionner en tant que tel. En fait, l'effondrement s'est produit sous l'effet initial, bien avant que les oscillations latérales aient atteint l'amplitude voulue, et il correspond à la rupture fragile des poteaux encadrant les panneaux de maçonnerie.

Enfin, il est important de souligner que la destruction d'un panneau se traduit inévitablement par la « surcharge » des panneaux restant, avec le risque de rupture en « chaîne ». Il est donc raisonnable d'envisager la situation créée dans ce type de structures par la disparition d'un ou plusieurs panneaux.

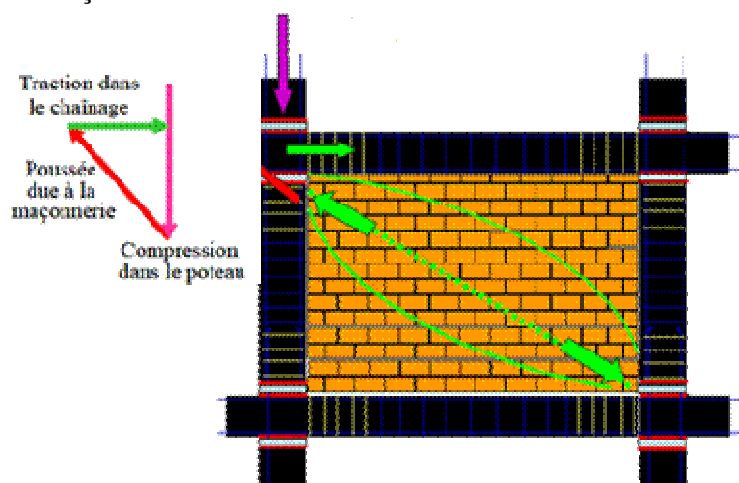
Ce concept a été introduit dans la réglementation PS 92, article 12.2.3.4.

Par ailleurs, le modèle de calcul doit tenir compte, de façon aussi fidèle que possible, des éléments de remplissage, même lorsque la résistance de ces derniers n'est pas prise en compte dans les calculs.

Les poteaux de béton armé bordant les panneaux de maçonnerie négligés doivent être vérifiés dans les mêmes conditions que si ces panneaux étaient actifs.

➤ L'effondrement des bâtiments, dont la structure est réalisée par des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie s'explique par le processus suivant : les bielles développent à leur extrémité supérieure une composante verticale ascendante qui tend à délester le poteau, et une composante horizontale qui tend à le cisailer (Figure 6).

Si en outre le bâtiment est soumis à une accélération verticale ascendante, les poteaux peuvent se trouver délestés dans une proportion suffisante pour que leur résistance à l'effort tranchant se trouve diminuée de façon considérable : ruine par rupture au cisaillement.



**Figure 6.** Dispositions constructives NON CONFORMES aux règles PS + Interaction avec la maçonnerie



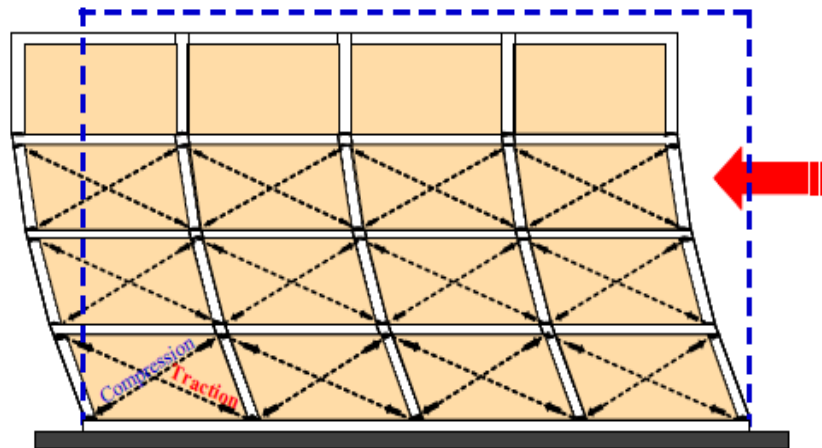
Destruction de l'extrémité du panneau du fait de la compression de la diagonale qui se forme dans le mur.



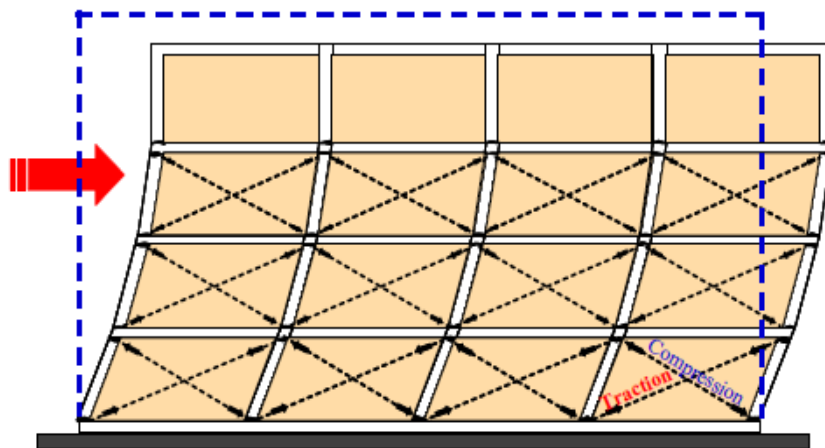
Destruction des panneaux au RdCh

**Figure 7.** Destruction des poteaux et les panneaux de remplissage.

Qu'ils soient pris en compte ou non dans les justifications de résistance aux efforts sismiques, les panneaux de remplissage en maçonnerie développent, suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé (Figure 8).



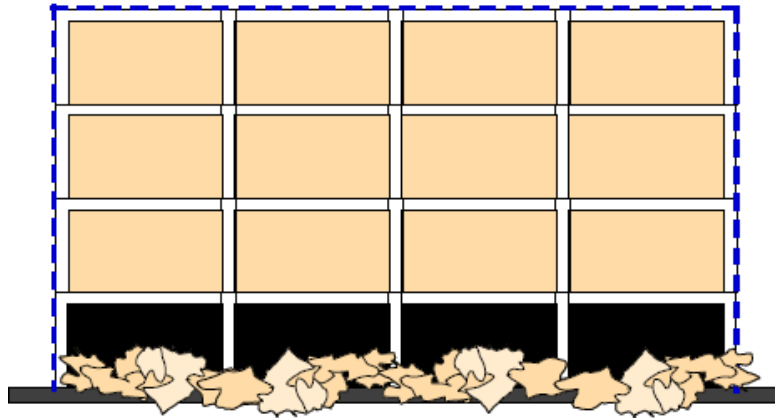
*Déplacement du bâtiment pendant séisme phase 1*



*Déplacement du bâtiment pendant séisme phase 2*

**Figure 8.** Simulation des deux phases de déplacement sous l'action sismique

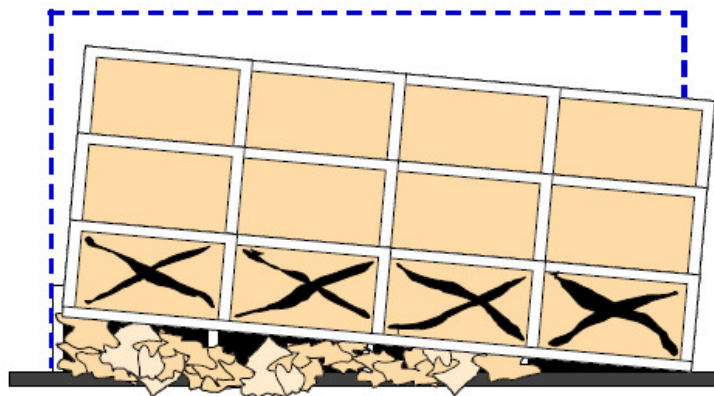
- **Destruction des murs au rez-de-chaussée et parfois à l'étage avec endommagement des poteaux** (figure 9).
  - distribution assez régulière des murs de remplissage ;
  - niveau d'agression sismique moyen (sans effet de site) ;
  - insuffisance ou absence des dispositions constructives ;
  - médiocre qualité du béton ;
  - sol de bonne ou moyenne qualité ;
  - bâtiment isolé.



**Figure 9.** Cas d'un bâtiment dont les murs de RdCh. ont été détruits et ont permis ainsi de dissiper l'énergie induite par le séisme et probablement sauvé le bâtiment

➤ **Destruction partielle des poteaux et des murs au rez-de-chaussée et à l'étage avec la ruine des poteaux** (figure 10)

- distribution **irrégulière** des murs de remplissage ;
- niveau d'agression sismique moyen (sans effet de site) ;
- insuffisance ou absence des dispositions constructives ;
- médiocre qualité du béton ;
- sol de bonne ou moyenne qualité ;
- bâtiment isolé.



**Figure 10.** Destruction des murs au RdCh. et d'une partie des poteaux

➤ **Destruction des poteaux et des murs au rez-de-chaussée** (figure 11)

- absence des murs de remplissage aux rez-de-chaussée ;
- niveau d'agression sismique fort ;
- insuffisance ou absence des dispositions constructives ;
- médiocre qualité du béton ;
- sol de bonne qualité ;

- bâtiment isolé.

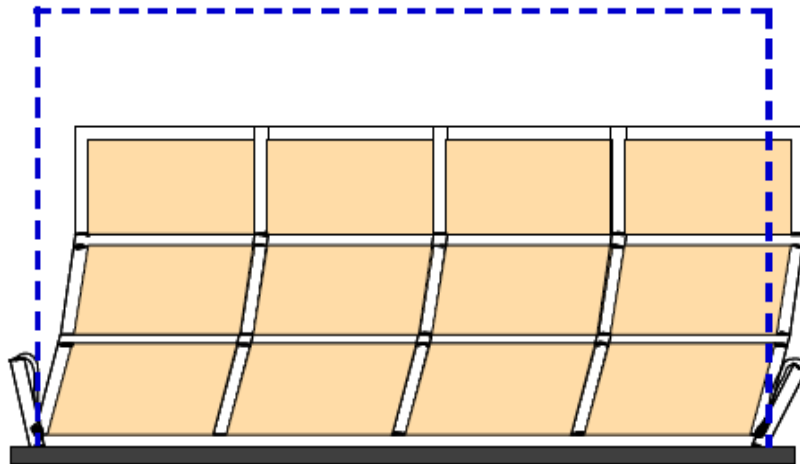


Figure 11. Destruction totale du RdCh.

➤ **Destruction des poteaux et des murs sur toute la hauteur** (figure 12)

- absence des murs de remplissage aux rez-de-chaussée, transparence au rez-de-chaussée ;
- niveau d'agression sismique fort ;
- insuffisance ou absence des dispositions constructives ;
- médiocre qualité du béton ;
- sol de bonne qualité ;
- bâtiment isolé.

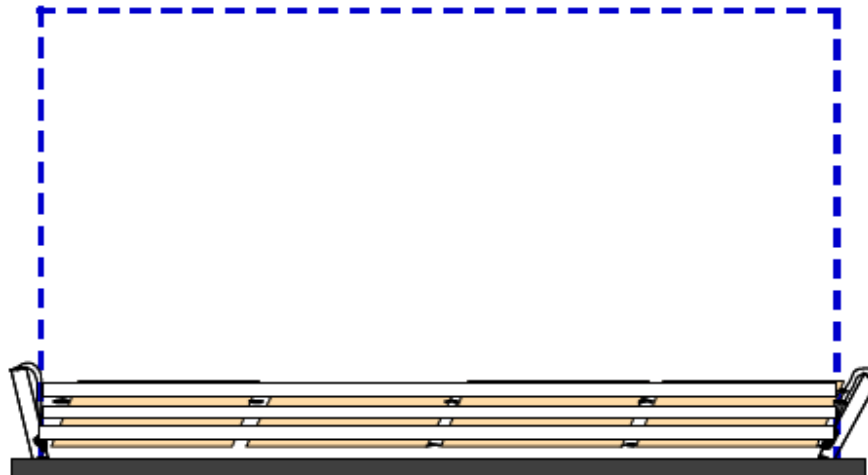


Figure 12. Effondrement du bâtiment.



Destruction du RdCh.



Effondrement total d'un bâtiment de 5 (?) étages



Effondrement total d'un bâtiment de 3 étages



Effondrement total d'un bâtiment de 6 étages

**Figure13.** Effondrement des bâtiments.

### **1.3. Réglementation sur la maçonnerie**

En algérie ; La conception et le dimensionnement des bâtiments en zone sismique obéissent aux règles RPA 99 Version 2003. Les structures en béton armé ont des dispositions constructives très détaillées, par contre les murs de remplissages en maçonnerie ont été moins étudiés.

#### **1.3.1. Classification des systèmes de contreventement**

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique ; Dans notre étude seules les constructions en maçonneries sont abordées.

##### **1.3.1.1. Structure en béton armé**

On distingue deux cas de portiques auto-stables (paragraphe 3.4.A) :

##### **1. a: Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques)

##### **1. b: Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie – structure ).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une

dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto-stable).

### 1.3.1.2. Structure en maçonnerie

Les constructions en maçonnerie porteuse ordinaire sont interdites en zone sismique. Seule la maçonnerie porteuse chaînée y est permise.

#### Structures en maçonnerie porteuse chaînée

Ce système concerne des structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie. Ces structures résistent en même temps aux charges verticales et horizontales.

### 1.3.1.3. Coefficient de comportement R

Le comportement dynamique des bâtiments en béton armé auto stable est basé sur la théorie de l'élasticité. Les efforts du comportement non linéaire sont représentés de façon simple par l'utilisation de coefficients de comportement R.

Les valeurs du coefficient de comportement R (tableau 4.3 ; RPA 2003).

Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide  $R=5$

Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide  $R=3.5$

Et pour le cas de la maçonnerie porteuse chaînée  $R=2.5$

### 1.3.1.4. Estimation de la période fondamentale T

Le calcul de la période fondamentale est en fonction de coefficient  $C_T$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, ces valeurs sont données comme suit :

Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie  $C_T=0.075$ .

Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie  $C_T=0.085$ .

Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie  $C_T=0.050$ .

## 1.3.2. Principes de calcul des murs en maçonnerie

On considère les actions parallèles au plan moyen; Les éléments verticaux de mur (éléments structuraux principaux) sont considérés comme des consoles encastrées à leur base. Le principe de calcul de résistance consiste à assimiler l'ensemble formé par les panneaux de maçonnerie et par les chaînages en béton armé qui les encadrent à un système triangulé dont les éléments diagonaux sont constitués par les bielles actives susceptibles de se former dans la maçonnerie.

La largeur  $w$  de ces bielles est prise, dans les calculs, égale à la plus petite des deux valeurs  $d/6$  et  $4e$ , soit :  $w = \min (d/6; 4e)$

Où :  $d$  : est la longueur de la bielle (diagonale du panneau),

$e$  : est l'épaisseur brute de la maçonnerie.

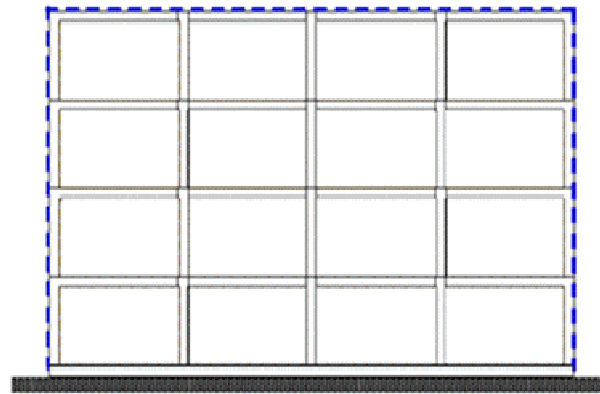
#### 1.4. Contexte de notre recherche

Dans la réalité des études d'ingénierie en bureaux d'études, conformément au règlement parasismique Algérien, les ingénieurs civils, modélisent les bâtiments (Figure 14) en ne considérant que les éléments porteurs (poteaux et poutres) figure 15. Les maçonneries de remplissage des panneaux entre poteaux et poutres ne sont pas considérées dans les calculs.

Or, le fait que ces panneaux comme vus précédemment se fissurent sous l'action sismique, donc travaillent. S'ils travaillent donc peut être « *contribuent* » ??? La prise en compte de ces panneaux dans le calcul ont un effet sur le résultat obtenu ; Donc la modélisation réaliste est montrée sur la (figure 16)



**Figure 14.** Portique avec remplissage en maçonnerie.



**Figure 15.** Modélisation du portique de la figure 14 sans remplissage

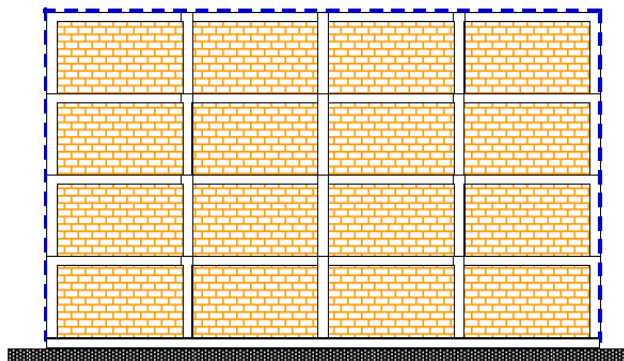


Figure 16. Modélisation réaliste du portique de la figure 14.

Fort de ce que l'on a expliqué plus haut, nous sommes en droit de se poser les questions suivantes, aux quelles nous tenterons de répondre :

- Est-ce que cette manière de faire est une modélisation réaliste du comportement du bâtiment ?
- Est-ce que la contribution de la maçonnerie est importante ou négligeable ?
- De quelles proportions ?

L'approche que nous proposons est la suivante :

- ~ Modéliser la structure poteau-poutre en élément linéaire unidimensionnel en utilisant la méthode des éléments finis ;
- ~ Introduire l'effet de la maçonnerie ; par la modélisation en élément barre Travaillant en diagonale ; en attribuant a ces dernières la loi de contrainte-déformation de la maçonnerie

## **1.5. Conclusion**

Le rapport de Davidovici montre que les structures avec des murs de remplissage subissent des dommages très importants lors d'un séisme ; Les remplissages modifient la réponse globale des constructions, leur répartition irrégulière génère de la torsion.

Dans le règlement parasismique algérien, les murs de remplissages ne sont pas considérés comme des éléments structuraux. Et leur contribution à la résistance aux séismes est de ce fait, négligée. Il ne tient pas compte de dimensionnement des murs en maçonnerie.

Le comportement des structures remplies de maçonnerie est différent de celles non remplies en termes de rigidité et de résistance. A cet effet nous allons vérifier ce comportement et sa contribution à la résistance dans le chapitre vérification du modèle et confrontation à des résultats expérimentaux.

## **Chapitre 2 :**

# **Synthèse bibliographique**

## 2.1. Introduction

Les structures sont réalisées généralement en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie, leur comportement est lié aux comportements intrinsèques des matériaux constitutifs ainsi qu'à l'interaction entre le portique et le panneau de maçonnerie.

Dans ce chapitre nous donnerons une revue des travaux consacrés à l'analyse non linéaire des structures planes en béton armé, puis un aperçu de quelques travaux consacrés à la modélisation du comportement des panneaux de maçonnerie sont présentés.

## 2.2. Travaux consacrés à l'analyse non linéaire des portiques en béton armé

Le comportement des structures en béton armé est en général non linéaire, Les non linéarité sont selon leur nature de deux types différents : Les non-linéarités matérielles et les non-linéarités géométriques.

**-Non linéarités matérielles :** elles peuvent provenir de la loi de comportement intrinsèque du matériau, de la fissuration du matériau, du comportement du béton entre les fissures, du mode d'assemblage entre les composants élémentaires d'une structure.

**-Non linéarités géométriques :** elles sont due aux déplacements de la structure, en effet lorsque les déplacements sont très important l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformé « théorie au premier ordre des déplacements » mais doit être étudié dans la configuration déformée « la théorie second ordre des déplacements ». La prise en compte de la non linéarité géométrique est fondamentale pour l'étude de la stabilité de forme des pièces élancées, elle permet de prédire la charge critique pour le calcul de flambement.

L'analyse non linéaire remonte à 1968, quand (**Nilson, 1968**) propose une analyse non-linéaire de structure en béton armé en utilisant la méthode des éléments finis.

(**Franklin, 1970**) a élaboré une formulation plane où apparaissent pour chaque nœud les 3 degrés de libertés planes : 2 translations et 1 rotation dont il introduit les effets des non linéarités matérielles, tout en se limitant à la théorie du premier ordre des déplacements.

(**Gunnin, 1977**) le premier travail prenant en compte la non linéarité géométrique est attribuable à Gunnin, l'analyse porte sur un élément à 6 degré de liberté, la considération des effets de second ordre des déplacements n'est qu'approximative, en ce qui concerne la non linéarité matérielle, il suppose que les rigidités flexionnelle et extensionnelle constantes le long de l'élément, la traction de béton n'est pas prise en compte.

**(Grelat, 1978)** a développé un programme de calcul des ossatures planes en béton armé. Il utilise la loi de SARGIN pour le béton en compression. Quant au béton tendu il introduit une forme originale 'diagramme parabolique'.

**(Ferraro-Maia, 1979)** a développé un programme de calcul informatique qui se situe dans le prolongement direct de GRELAT pour tenir compte des effets différés et de la précontrainte. Le tracé des câbles le long d'un élément est supposé parabolique, l'influence de l'inclinaison des câbles dans la formation de la matrice de rigidité n'est pas considérée

**(Espion, 1986)** introduit un élément de poutre à 9 degrés de liberté, cette approche s'avère plus complète et plus réaliste vis-à-vis des non linéarité matérielle et géométrique, il prend en compte la fissuration du béton ainsi les effets différés, son modèle a été confronté avec de nombreux résultats publiés.

**(Nait-Rabah, 1990)** a développé une méthode d'analyse non linéaire pour les ossatures spatiales applicable en particulier aux structures en béton armé et/ou précontraint, la non linéarité est considérée sous ses deux aspects : mécanique et géométrique ; la structure étudiée est modélisée par des éléments fini reliant deux nœuds à six degrés de liberté chacun. le comportement de la structure est étudié pas à pas en appliquant des charges aux nœuds par incrément.

**(Hammoum, 1998)** a développé une méthode d'analyse non linéaire des ossatures planes, applicable au béton armé (béton ordinaire et béton de haute performance) et béton précontraint. La tendance actuelle de dimensionnement aux états limites ultimes, conduit à considérer le comportement non linéaire des structures. En considérant la non linéarité géométrique et mécanique. Dans cette méthode, la structure est discrétisée en éléments finis, reliant deux nœuds; le chargement est appliqué " pas à pas ", jusqu'à la ruine. Un programme de calcul automatique est ainsi élaboré, suivant les normes FORTRAN 77, implanté sur PC. Ce programme est caractérisé par la gestion dynamique de la mémoire centrale.

**(Meziane, 2008)** a développée un outil de calcul permettant la modélisation et la simulation numériques des ossatures planes en béton armé et en béton de fibre afin de pouvoir suivre l'évolution de leur comportement non linéaire jusqu'à la rupture. Le modèle est formulé en se basant sur la théorie de Navier Bernoulli. Ce programme est élaboré en fortran 90.

## 2.2.1. Lois de comportement des matériaux

Le béton armé est un matériau composé d'acier et de béton, deux matériaux aux réponses mécaniques très différentes, surtout en traction. Il est donc essentiel, de bien comprendre les hypothèses émises et les lois considérées dans la définition du comportement de chacun de ces matériaux.

### 2.2.1.1. Béton

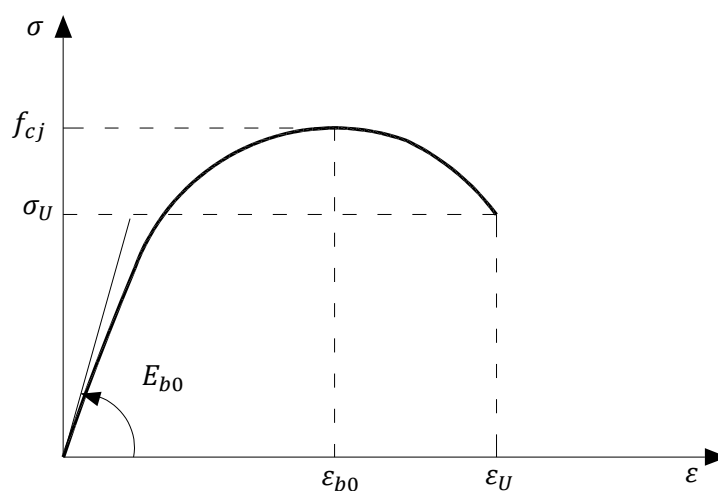
Le béton est un matériau composite dont la résistance à la compression et à la traction sont très différentes; il importe donc de les considérer séparément.

#### 2.2.1.1.1. Béton en compression

Les relations qui lient les contraintes aux déformations instantanées des fibres de béton comprimé sont connues à l'âge  $t$  quelconque. Ces lois sont définies en fonction des quatre valeurs  $E_{b0}$ ,  $f_{cj}$ ,  $\varepsilon_{b0}$ ,  $\varepsilon_u$  déterminées, à l'âge correspondant au début de l'intervalle étudié, à partir des valeurs à l'âge de la première mise en charge. L'aspect qualitatif de la loi de comportement contrainte - déformation, prend la forme de la courbe représentée à la (figure 17).

La courbe est caractérisée par :

- Une branche ascendante, à concavité vers le bas admettant un module tangent initial  $E_{b0}$ , et un maximum de contrainte qui correspond à la résistance à la compression  $f_{cj}$ ,
- Une branche descendante, commençant par le maximum de la branche ascendante et finie par le point  $(\sigma_u, \varepsilon_u)$ .



**Figure 17.** Loi de comportement uni-axiale du béton sous contrainte de compression.

En général, le comportement du béton comprimé est décrit par la loi de SARGIN, prévue à l'annexe 1 des règles [BPEL 83].

$$\sigma = f_{cj} \frac{K\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right) + (K'-1)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right)^2}{1 + (K-2)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right) + K'\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right)^2} \quad (1)$$

Avec :  $f_{cj}$  : Résistance à la compression de béton

$\varepsilon_{b0}$  : Déformation de pic correspondant à  $f_{cj}$

$K, K'$  : Paramètre adimensionnels

$$K = E_{b0} \frac{\varepsilon_{b0}}{f_{cj}} \quad (2)$$

$E_{b0}$  : Le module d'élasticité du béton à l'origine

Le paramètre  $K'$  influe essentiellement sur l'allure de la branche descendante valeurs usuelles (0 à 2), pour  $K' = 0$  On obtient des courbes correspondant à des bétons fragiles, avec une descente brutale. Pour  $K' = 1$  On obtient des courbes assez plates correspondant à des bétons peu fragiles.

Nous pouvons adopter (Nait-Rabah, 1990)

$$\begin{aligned} K' &= K - 1 && \text{Pour } f_{cj} < 30 \text{ Mpa} \\ K' &= (K - 1) \frac{(55 - f_{cj})}{25} && \text{Pour } 30 \text{ Mpa} < f_{cj} < 55 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (3)$$

### 2.2.1.1.2. Béton en traction

Dans les calculs les plus usuels en béton armé, la résistance du béton à la traction, ainsi que la contribution du béton tendu entre les fissures sont négligées. Par contre, pour représenter la déformabilité moyenne d'un élément fissuré, le béton tendu entre les fissures contribue à la rigidité de l'élément.

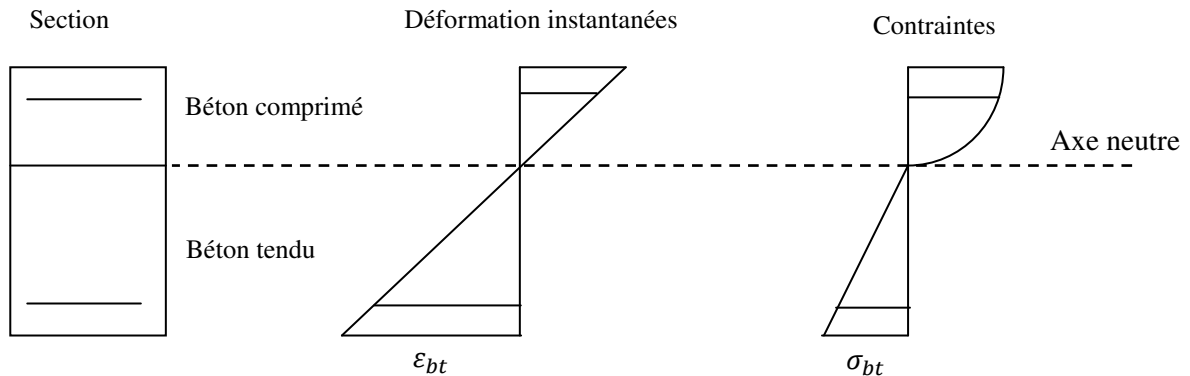
La prise en compte de cet effet permet :

- une meilleure appréciation du comportement en service vis à vis des états limites de déformations (flèches, ouverture des fissures .....);
- une estimation correcte de la redistribution des efforts dans les structures hyperstatiques ;
- un meilleur calcul des déplacements dans les structures sensibles aux effets de second ordre.

### Modèle de GRELAT

Dans la schématisation adoptée, une section représente une certaine longueur d'élément, qui comportera plusieurs fissures. Il convient donc de lui attribuer un comportement moyen représentatif de l'élément fissuré.

Pour représenter ce comportement moyen, nous affecterons à l'ensemble des fibres du béton tendu d'une section, un module élastique fictif  $E_{bt}$  variable au cours du chargement. La zone tendue aura donc, une répartition de contraintes triangulaires.

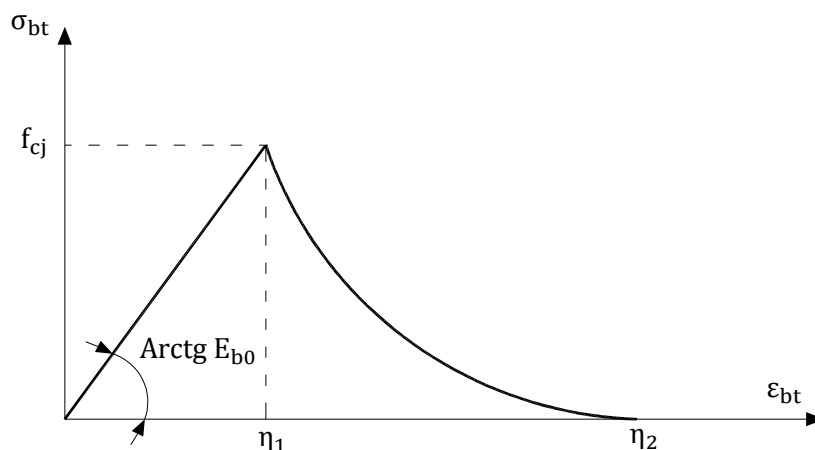


**Figure 18.** Distribution fictive des contraintes dans une section

Le module de déformation  $E_{bt}$  est défini à partir de la contrainte et de la déformation du bord tendu.

$$E_{bt} = \frac{\sigma_{bt}}{\varepsilon_{bt}} \quad (4)$$

La participation du béton tendu peut alors être traduite en fonction des limites  $\eta_1$ , correspondant à la résistance à la traction du béton et  $\eta_2$  correspondant à la limite d'écoulement des aciers, de la façon suivante :



**Figure 19.** Relation entre la contrainte et la déformation instantanée du béton sur le bord tendu - model de Grelat (Grelat A., 1978).

$|\varepsilon_{bt}| \leq \eta_1$  : Pas de fissuration, participation complète du béton tendu avec le module  $E_{b0}$

$$\sigma_{bt} = E_{b0} \cdot \varepsilon_{bt} \quad (5)$$

$\eta_1 < |\varepsilon_{bt}| \leq \eta_2$  : Fissuration avec participation du béton tendu

$$\sigma_{bt} = -f_{tj} \frac{(\varepsilon_{bt} - \eta_2)^2}{(\eta_2 - \eta_1)} \quad (6)$$

$|\varepsilon_{bt}| > \eta_2$  : Fissuration sans participation de béton tendu

$$\sigma_{bt} = 0 \quad (7)$$

Avec :  $E_{b0}$  : Module d'élasticité longitudinale du béton ;

$f_{tj}$  : Résistance à la traction du béton ;

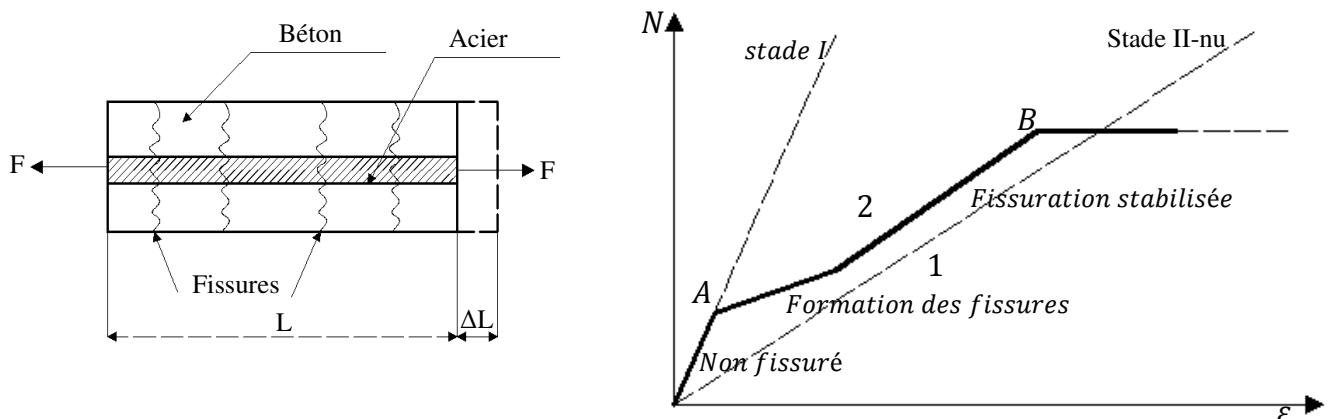
$\eta_1$  : Déformation de traction correspondant à  $f_{tj}$  ;

$\eta_2$  : Déformation limite d'élasticité de l'acier le plus tendu.

### 2.2.1.1.3. Concept du tension stiffening

Dans un élément en béton armé, le béton se fissure très tôt sous l'effet de contraintes de traction. Cette fissuration n'a pas d'effet sur la capacité portante de l'élément. Par contre, il est constaté expérimentalement que le béton entre les fissures contribue d'une façon non négligeable à la rigidité de l'élément fissuré.

Pour illustrer la contribution du béton tendu à la rigidité d'un élément en béton armé fissuré, considérons l'exemple simple d'un tirant en béton armé soumis à la traction simple (figure20)



**Figure 20.** Comportement d'un tirant sans et avec participation du béton tendu fissuré (Kwak, 2001)

La courbe (1) de la (figure20) représente le comportement expérimental de l'acier nu.

La courbe (2) représente le comportement expérimental moyen du tirant. La différence  $\Delta\varepsilon$  entre la déformation moyenne du tirant et celle de l'acier nu montre la participation du béton tendu entre les fissures à la rigidité du tirant. Ceci est appelé l'effet du « tension stiffening »

### 2.2.1.2. Aciers

L'acier est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique.

La loi contrainte déformation est supposée identique en traction et en compression sous chargement monotone. On distingue les aciers naturels et les aciers écrouis.

#### 2.2.1.2.1. Aciers naturels

##### Loi de comportement élasto-plastique avec raffermissement

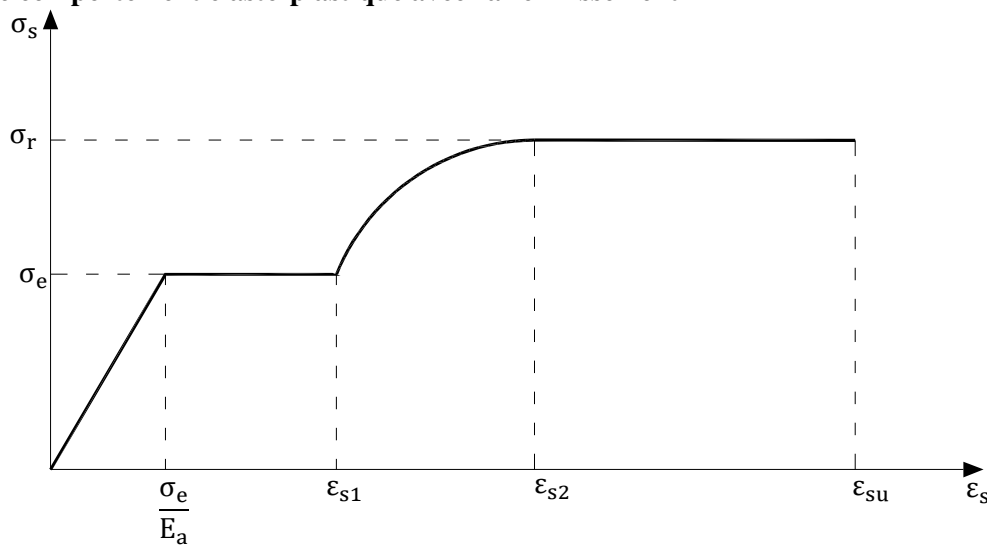


Figure 21. Diagramme contrainte déformation d'un acier naturel.

$$\sigma_s = E_a \cdot \varepsilon_s \quad \text{Pour } 0 < \varepsilon_s < \frac{\sigma_e}{E_a} \quad (8)$$

$$\sigma_s = \sigma_e \quad \text{Pour } \frac{\sigma_e}{E_a} < \varepsilon_s < \varepsilon_{s1} \quad (9)$$

$$\sigma_s = \sigma_e + (\sigma_r - \sigma_e) \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{s1})}{(\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s1})} \quad \text{Pour } \varepsilon_{s1} < \varepsilon_s < \varepsilon_{s2} \quad (10)$$

$$\sigma_s = \sigma_r \quad \text{Pour } \varepsilon_s > \varepsilon_{s2} \quad (11)$$

Où :  $\varepsilon_{s1}$  : désigne la déformation correspondant à la fin du palier plastique ;

$\varepsilon_{s2}$  : désigne la déformation correspondant à la fin du raffermissement ;

$\varepsilon_{su}$  : désigne la déformation de rupture ;

$\sigma_r$  : Contrainte de rupture ;

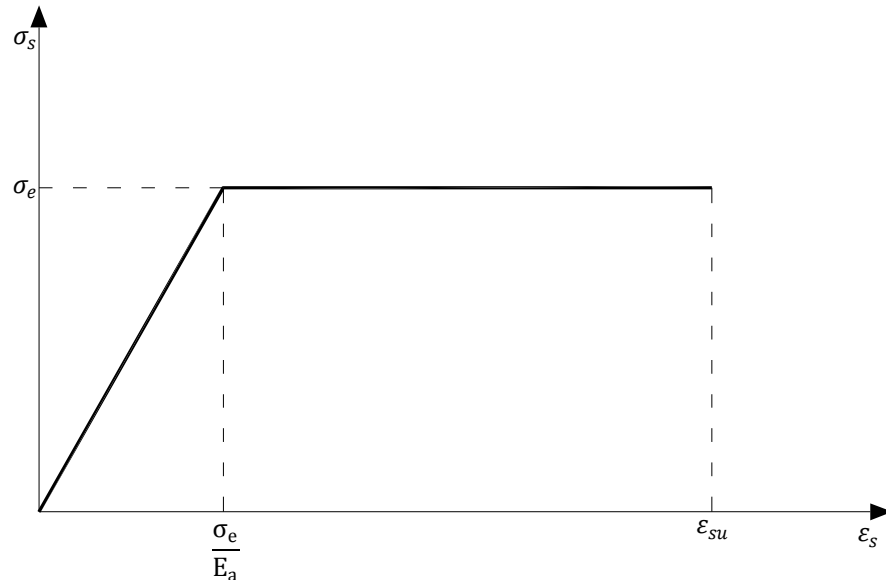
$\sigma_e$  : Limite d'élasticité à 2 ‰ ;

$E_a$  : Module d'élasticité longitudinal.

Pour des calculs aux états limites de résistance où l'évolution précise des déformations n'est pas nécessaire, on adopte une loi élastique parfaite

### Loi de comportement élasto-plastique parfaite

Adoptée pour les calculs aux états limites de résistance où l'évolution précise des déformations n'est pas nécessaire.



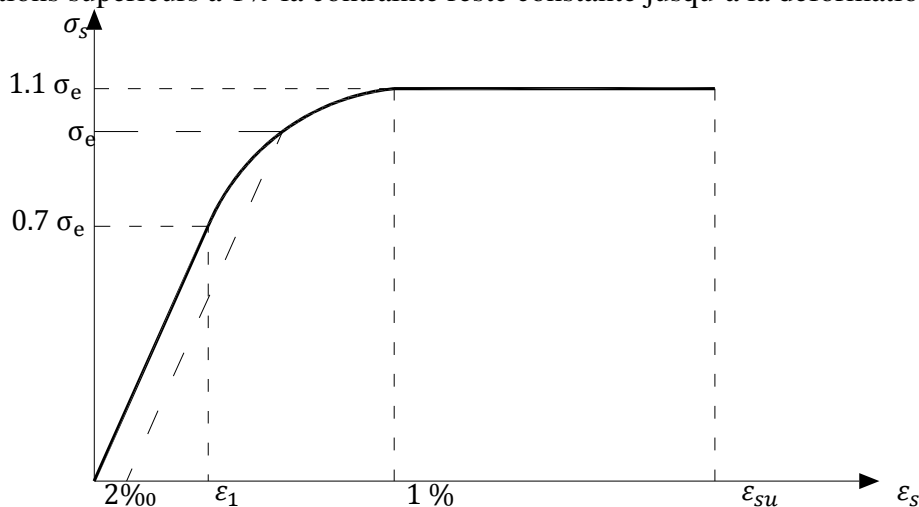
**Figure 22.** Diagramme contrainte déformation de l'acier naturel « Loi élasto-plastique parfaite ».

$$\sigma_s = E_a \cdot \varepsilon_s \quad \text{Pour } 0 < \varepsilon_s < \frac{\sigma_e}{E_a} \quad (12)$$

$$\sigma_s = \sigma_e \quad \text{Pour } \frac{\sigma_e}{E_a} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su} \quad (13)$$

#### 2.2.1.2.2. Aciers écrouis

On adopte la loi préconisée par le BAEL qui suppose un comportement linéaire élastique jusqu'à 70 % de la limite élastique  $\sigma_e$ . au delà, on adopte une courbe de cinquième degré, pour les déformations supérieures à 1% la contrainte reste constante jusqu'à la déformation ultime.



**Figure 23.** Diagramme contrainte-déformation d'un acier écroui.

$$\sigma_s = E_a \cdot \varepsilon_s \quad \text{Pour } 0 < \sigma_s < 0.7\sigma_e \quad (14)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_a} + 0.823 \left( \frac{\sigma_s}{\sigma_e} - 0.70 \right)^5 \quad \text{Pour } 0.7\sigma_e < \sigma_s < 1.1\sigma_e \quad (15)$$

$$\sigma_s = 1.1 \sigma_e \quad \text{Pour } \varepsilon_s > 0.01 \quad (16)$$

### 2.3. Travaux consacrés à la modélisation des panneaux de maçonnerie

Lors d'un chargement sismique des fissures diagonales se développent au centre de panneau et les espacements se forment entre le cadre et le remplissage le long de la diagonale non chargée, alors qu'un contact complet est observé dans les deux coins opposés ce qui conduit à remplacer le remplissage par une bielle comprimée équivalente (Figure 24). De ce fait plusieurs travaux de recherche ont été menés sur des portiques remplis de maçonnerie ; afin de limiter les dommages et de déterminer les principales raisons de ces effondrements, que nous allons développer au cours de cette section.

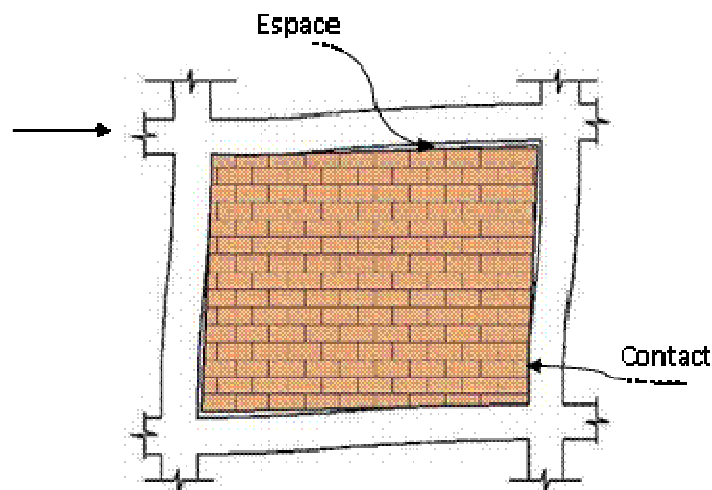


Figure 24. Déformée d'un cadre sous chargement latéral.

D'après (Bouchakor, 1984) à partir de résultats expérimentaux, Wood a suggéré une formule donnant la résistance à une force horizontale d'un cadre rempli en fonction des résistances individuelles du cadre  $H_R$  et du remplissage  $H_C$

$$H = \left\{ 1 + \frac{n}{\frac{H_R + H_C}{H_C + H_R}} \right\} (H_R + H_C) \quad (17)$$

Avec  $n$  : coefficient expérimental (pris égal à 2 par WOOD)

(Esteva ,1960) conduit à l'université de Mexico, une série de tests à grande échelle sur des cadres carrés de 3 m d'entraxes remplis notamment de briques pleines. Les corps d'épreuve sont soumis à des charges alternées. Il a observé que La fissuration se produit toujours dans le remplissage avant le cadre et ceci quels que soient la section du cadre - son ferrailage - la nature du remplissage.

(Smith ,1962) a modélisé la maçonnerie par des diagonales équivalente ; Il s'est d'abord intéressé à la rigidité diagonale de panneaux carrés en mortier

Il détermine les déformations le long de la diagonale qu'il trace en fonction de sa distance au centre du panneau (figure 25), cette déformation relative moyenne est déterminée par la surface sous la courbe puis convertie en largeur effective de la diagonale équivalente

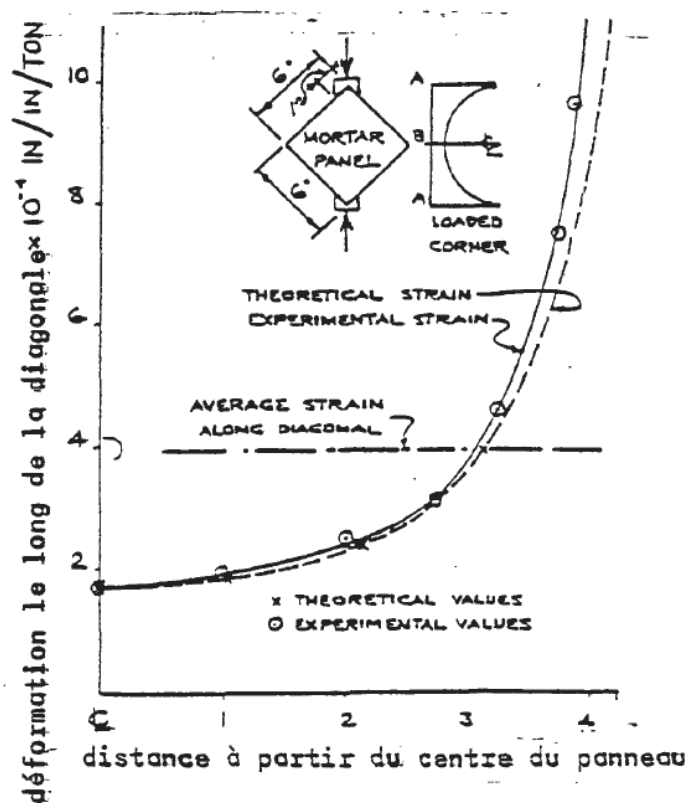


Figure 25. Déformation de la diagonale.

La même procédure a été utilisée pour différentes dimensions de panneaux et la largeur effective de la diagonale équivalente est tracée en fonction du rapport  $\frac{L}{H}$  ( $\frac{\text{largeur du panneau}}{\text{hauteur du panneau}}$ ) (figure 26).

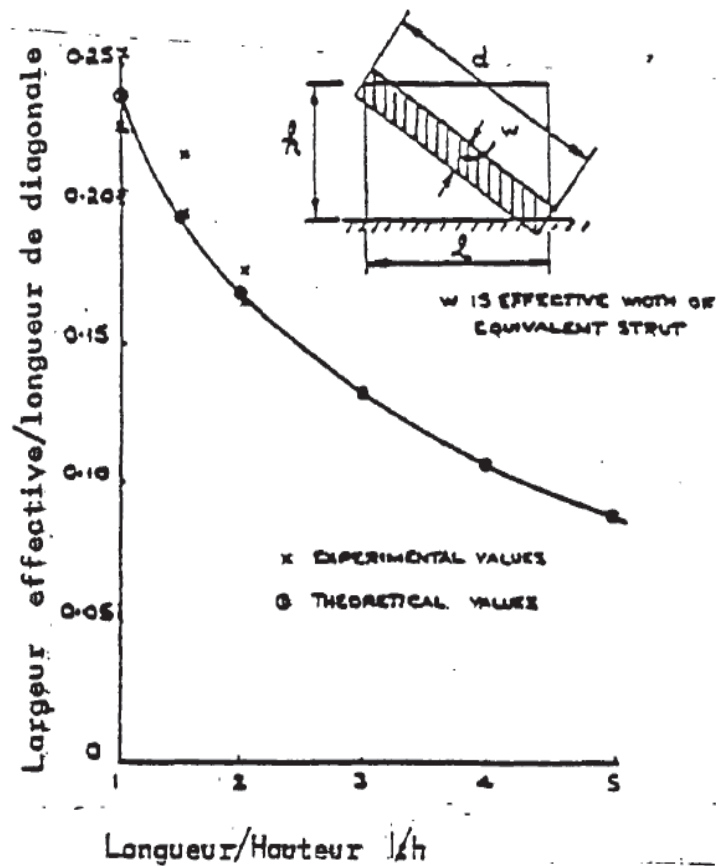


Figure 26. Largeur effective de la diagonale équivalente en fonction des dimensions du panneau

(Smith, 1966) raffine cette méthode par l'étude de l'interaction entre le cadre et le remplissage. Le cadre carré étant en acier et le remplissage en mortier.

L'interaction entre le cadre carré et le remplissage intervient sur la longueur de contact  $\alpha$  entre ces 2 éléments ; la longueur de contact  $\alpha$  est fonction d'un paramètre de la rigidité relative entre le cadre et la maçonnerie appelé  $\lambda_l$

$$\lambda_l = l \sqrt[4]{\frac{E_m t_w}{4 E_c I_c L}} \quad (18)$$

Avec :

$E_m$  : Module élastique de la maçonnerie

$t_w$  : Epaisseur du remplissage

$L$  : côté de remplissage.

$l$  : côté du cadre

La relation entre la longueur de contact  $\alpha$  et le paramètre  $\lambda_l$  est donnée par :  $\frac{\alpha}{l} = \frac{\pi}{2\lambda_l}$  (19)

Avec  $\alpha$  : la longueur de contact cadre remplissage

La largeur effective de la bielle est tracée en fonction de la longueur de contact  $\alpha$  puis du paramètre de rigidité relative  $\lambda_l$  (figure 27).

La longueur de contact entre le panneau et la poutre est constante et approximativement égale à la demi-portée et ceci quelle que soit la rigidité de la poutre.

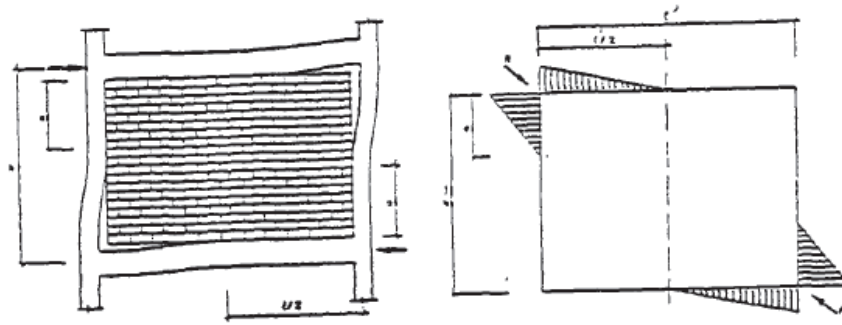


Figure 27. Rigidité latérale cadre-remplissage.

Donc l'interaction entre le cadre et le panneau est donc régie par la rigidité du poteau, le paramètre de rigidité relative devient :

$$\lambda_h = h^4 \sqrt{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4 E_c I_c H}} \quad (20)$$

$E_m$  : Module d'élasticité de la maçonnerie

$t_w$  : Epaisseur du remplissage

$H$  : Hauteur de remplissage.

$h$  : Hauteur du cadre.

$E_c$  : Module d'élasticité des poteaux,

$I_c$  : Inertie des poteaux,

$\theta$  : Inclinaison par rapport à l'horizontale de la diagonale du panneau.

(Karamanski, 1967) a utilisé la méthode des éléments finis pour l'analyse des cadre remplie, il considère que le cadre supporte uniquement des forces axiales - alors que la liaison entre le cadre et le remplissage n'est jamais détruite et l'interaction entre le cadre et le remplissage est réalisée au moyen de contraintes de cisaillement.

(Mainstone, 1971) réalise une série d'essais, en compression diagonale sur des modèles réduits de cadres et à grande échelle ; utilise le concept de la bielle diagonale ainsi que le paramètre de la rigidité relative pour étudier la rigidité et la résistance de remplissage.

La largeur de la diagonale équivalente  $w_{diag}$  est fonction d'un facteur  $\lambda_h$ :

$$\text{Pour } \lambda_h \text{ inférieur à } 5: w_{diag} = 0.175(\lambda_h)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad \text{remplissage en brique} \quad (21)$$

$$\cdot \quad w_{diag} = 0.115(\lambda_h)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad \text{Remplissage en béton} \quad (22)$$

$$\text{Pour } \lambda_h \text{ supérieur à } 5: w_{diag} = 0.16 (\lambda_h)^{-0.3} \sqrt{H^2 + L^2} \quad \text{Remplissage en brique} \quad (23)$$

$$\cdot \quad w_{diag} = 0.11 (\lambda_h)^{-0.3} \sqrt{H^2 + L^2} \quad \text{Remplissage en béton} \quad (24)$$

$$\text{Avec : } \lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H}}$$

$E_c$  : Module d'élasticité des poteaux ;

$I_c$  : Inertie des poteaux ;

$E_m$  : Module d'élasticités du remplissage ;

$t_w$  : Epaisseur du remplissage ;

$H$  : Hauteur du remplissage ;

$L$  : longueur du remplissage ;

$h$  : Hauteur du portique ;

$\theta$  : Inclinaison par rapport à l'horizontale de la diagonale du panneau.

**(Riddington, 1974)** modélise le remplissage aussi bien que le cadre en éléments finis rectangulaires à 2 degrés de liberté par nœud. Des fonctions de déplacements linéaires sont considérées le long des bords. Il étudie le frottement à l'interface en donnant à la "matrice de liaison" une forme qui oblige les nœuds à avoir des déplacements égaux perpendiculairement et parallèlement à l'interface.

**(Klingner, 1976 et 1978)** fait appel au concept de la diagonale équivalente et utilise les formules de MAINSTONE pour analyser un corps d'épreuve à 3 niveaux à échelle réduite 1/3, soumis à un chargement quasi statique simulant une excitation sismique. Le remplissage utilisé étant du béton armé et de la maçonnerie de briques pleines.

**(Liauw, 1982)** analysent le portique remplis par une approche, par éléments finis incrémentale et itérative, qui tient compte des non-linéarités des matériaux et du comportement structural de l'interface cadre-remplissage. La méthode d'analyse utilise une procédure itérative à déplacement incrémental basée sur la rigidité sécante.

$$\text{La largeur de la diagonale est } w_{diag} = \frac{(0.95 h \cos\theta)}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (25)$$

**(Dawe, 1989)** a utilisé le concept de la diagonale équivalente

$$\text{La largeur de la diagonale vaut : } w_{diag} = \frac{\pi}{1.5\lambda_h} \cos\theta + \frac{\pi}{1.5\lambda_t} \sin\theta \quad (26)$$

La rigidité latérale du portique remplis est donnée comme suit :

$$\lambda_t = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4.E_b.I_b.L}} \quad (27)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4.E_c.I_c.H}} \quad (28)$$

$I_b$  ,  $I_c$  : Sont les inerties respectivement des poutres et des poteaux.

**(Priestly, 1992)** suppose que la largeur de la diagonale est constante sur toute sa longueur sans prendre en compte les propriétés de cadre de remplissage. la largeur de la diagonale est donnée par la formule suivante :

$$w_{diag} = 0.25 d_{diag} \quad (29)$$

Avec  $d_{diag}$  : longueur la diagonale de remplissage.

**(Durrani, 1994)** donne une formule qu'il valide sur des résultats de calcul éléments finis .La largeur de la bielle équivalente est donnée comme suit :

$$w_{diag} = \gamma . \sin 2\theta . \sqrt{H^2 + L^2} \quad (30)$$

Avec :  $\gamma = 0.32 . \sqrt{\sin 2\theta} \left( \frac{H^4 . E_w . t_w}{m . E_c . I_c . h} \right)^{-0.1}$

$$m = 6 \left( 1 + \frac{6.E_b.I_b}{\pi.E_c.I_c.L} \right)$$

$H$  ,  $L$ ,  $t_w$  : La hauteur, la longueur et l'épaisseur de remplissage respectivement

$E_c$  ,  $E_b$  : Le module d'élasticité des poteaux et des poutres respectivement ;

$I_c$  ,  $I_b$  : L'inertie des poteaux et des poutres respectivement ;

$h$  : Hauteur du remplissage ;

$\theta$  : L'inclinaison de la diagonale par rapport à l'horizontale.

**(Cruz-Diaz, 2002)** la méthode utilisée par Cruz-Diaz met en évidence la corrélation entre la largeur équivalente de la diagonale et la longueur des briques de maçonnerie.

$$w_{diag} = l \left( \frac{l}{l_c} \right)^r \quad (31)$$

Où  $l$  : longueur des briques ;

$r$  ;  $l_c$  : Paramètres de calage : Joints verticaux remplis :  $r = 0.545$  ;  $l_c = 2.247$

Joints verticaux secs :  $r = 0.876$  ;  $l_c = 0.384$

(**Asteris, 2003**) a utilisé une nouvelle technique pour modéliser le comportement des portiques remplis de maçonnerie elle est basée sur la méthode des éléments surfacique finis. Les caractéristique de base de cette analyse est la longueur de contact portique-remplissage et les efforts de contact sont estimés, comme partie intégrale de la solution, pour l'analyse de ce modele un élément finis iso-paramétrique de quatre nœuds à huit degré de liberté a été utilisé ; la principale condition sous l'effort plan est que le matériau doit être homogène et anisotrope en particulier le matériau montre un module d'élasticité différent dans les deux directions.

### **2.3.1. Mode de rupture des remplissages en maçonnerie**

Le comportement des portiques remplis de maçonnerie est défini par les différentes modes de rupture cité ci-dessous :

#### **2.3.1.1. Rupture par glissement**

A cause de la formation de fissures horizontales en traction des joints, causées par l'alternance de l'action sismique, des plans de glissements se forment le long des fissures. Ce mode de rupture peut se produire pour des niveaux de charge verticale faible ou pour de faibles coefficients de friction. La rupture se produit par cisaillement du mortier. (Figure 28.a)

#### **2.3.1.2. Rupture par basculement**

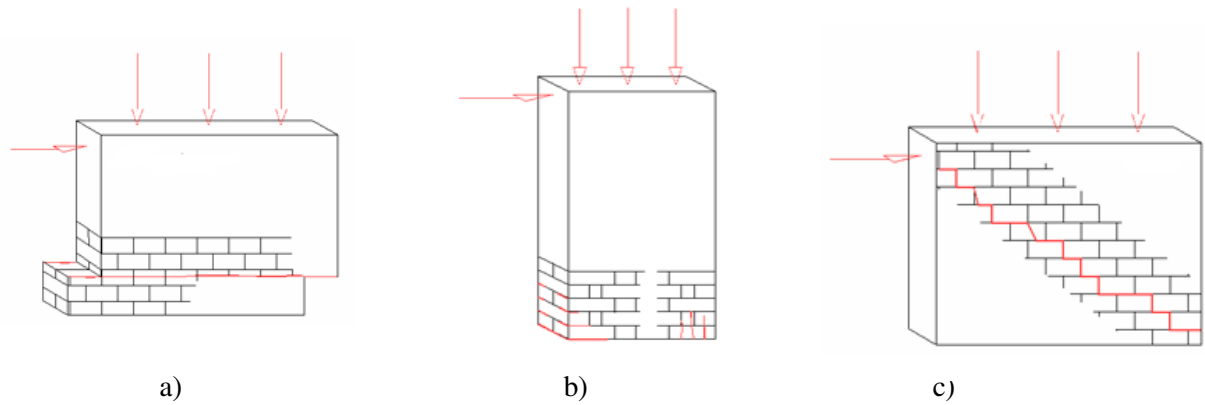
Le basculement se produit lorsque la charge ou le déplacement horizontal augmentent; le joint se rompt en traction, et l'effort tranchant est conduit par la maçonnerie en compression. La rupture finale est obtenue par basculement du mur et rupture en compression du coin. (Figure 28.b)

#### **2.3.1.3. Rupture par compression du coin**

Il s'agit d'une forme de rupture très proche de celle du basculement. Ce mode de rupture est basé sur la résistance en compression du coin comprimé.

#### **2.3.1.4. Rupture par cisaillement**

La résistance ultime est gouvernée par la formation et le développement des fissures diagonales. Les fissures peuvent suivre le joint ou se former à travers les briques. Le chemin dépend de la résistance relative du joint par rapport à celle du mortier, de l'interface joint-brique. (Figure 28.c)



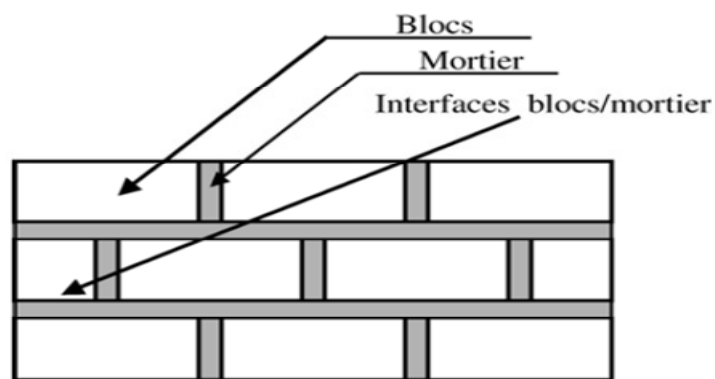
**Figure 28.** Comportement des murs remplis de maçonnerie.

### 2.3.2. Approches de modélisation du comportement de la maçonnerie

La recherche bibliographique concernant la modélisation du comportement de la maçonnerie montre, l'utilisation prédominante de deux types d'approches (Pita, 2007):

#### 2.3.2.1. Micro modélisation

Cette approche consiste à considérer la structure maçonnée comme étant une structure hétérogène, qui nécessite de prendre en compte le comportement de chaque constituant (pierre, brique, interface...). Cas utilisé pour élaborer un modèle dit « réel » qui servira à caler les modèles « Equivalents ».



**Figure 29.** Modélisation de la maçonnerie par l'approche micro modélisation.

### 2.3.2.2. Macro modélisation

Cette approche consiste à considérer la structure maçonnée comme étant une structure homogène, supposant un matériau « équivalent » homogénéisé, elle est basée sur le principe de la bielle équivalente diagonale.

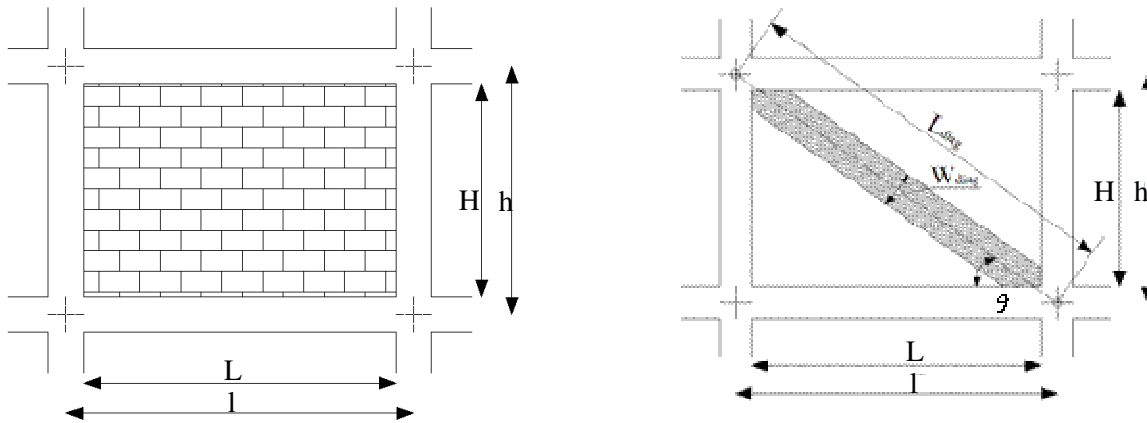


Figure 30. Modélisation de la maçonnerie.

### 2.3.3. Comportement des portiques remplis de maçonnerie

Le comportement d'un portique rempli de maçonnerie est différent de celui non rempli. Une construction remplie de maçonnerie soumise à un chargement sismique peut être représentée par le modèle donné sur la (figure 31, à droite), le panneau de maçonnerie agit en tant qu'une bielle diagonale de compression, alors que le portique poteau-poutre agit en compression ou en traction selon la direction du séisme.

Aucun transfert des moments des portiques vers la bielle diagonale de compression [Durgesh ,2010].

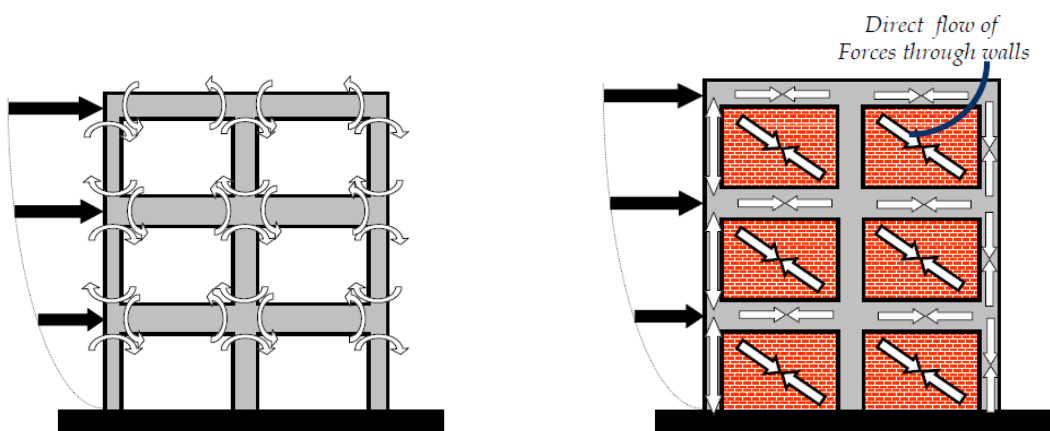


Figure 31. Comparaison entre le comportement d'un portique non rempli (à gauche) et un portique rempli de maçonnerie (à droite) (Durgesh ,2010).

Afin de modéliser la maçonnerie ; soit par l'approche micro-modélisation soit par l'approche macro modélisation, nous devons connaître les caractéristiques géométriques et mécaniques de ses constituants. Ces dernières sont liées au comportement global de la maçonnerie ; que nous allons voir dans la suite de ce chapitre.

#### 2.3.4. Lois de comportement de la maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composite dont les joints entre les blocs (pierres ou de briques,) sont remplis d'un matériau de liaison destiné à rendre l'ensemble cohérent (figure 32). Du point de vue mécanique, la maçonnerie supporte bien les efforts de compression et mal les efforts de traction. S'en est différent de celui de ses composants pris individuellement ; Sa résistance mécanique globale peut être déduite de manière empirique.

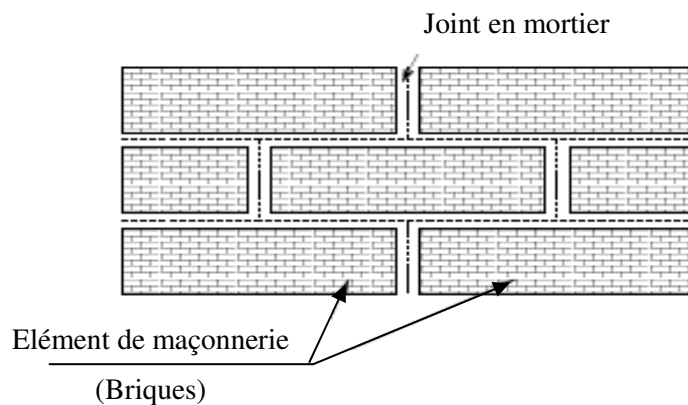


Figure 32. Composition de la maçonnerie.

##### 2.3.4.1. Comportement mécanique de la maçonnerie à la compression

La maçonnerie est principalement sollicitée en compression. Ce comportement est lié aux caractéristiques locales des matériaux utilisés. Le comportement à la traction est généralement négligé.

La résistance à la compression de la maçonnerie dans la direction normale aux joints horizontaux est généralement considérée comme le seul critère qui permet de définir la résistance globale du prisme qui est un matériau composite. Ce comportement est généralement non linéaire et fragile.

Plusieurs études donnent la relation contrainte-déformation de la maçonnerie ;

✚ D'après (Madan, 1997) la relation contrainte déformation de la maçonnerie est présenté dans la (figure 33), l'équation de la courbe contrainte déformation est donnée par la formule suivante :

$$f_m = \frac{f'_m \varepsilon_m r}{r-1+\varepsilon_m^r} \quad (32)$$

Avec :  $r = \frac{E_m}{E_m - E_{sec}}$  (33)

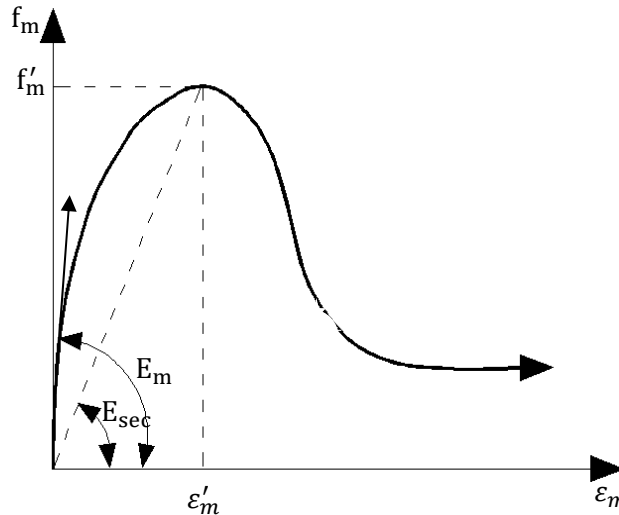


Figure 33. Comportement de la maçonnerie en compression (mander, 1997).

✚ (Lotfi, 1991) a présenté La relation contrainte déformation par la (figure 34) définie comme suit :

$$f_m = f'_m \left( 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left( \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \right) \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mt} \quad (34)$$

$$f_m = f_{mt} + (r_p f'_m - f_{mt}) \left( 1 - \exp \left( \left( 2 f'_m \frac{1}{\varepsilon'_m} - \frac{\varepsilon_{mt}}{\varepsilon'_m} \right) \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_{mt}}{r_p f'_m - f_{mt}} \right) \right) \quad \text{pour } \varepsilon_m \geq \varepsilon_{mt} \quad (35)$$

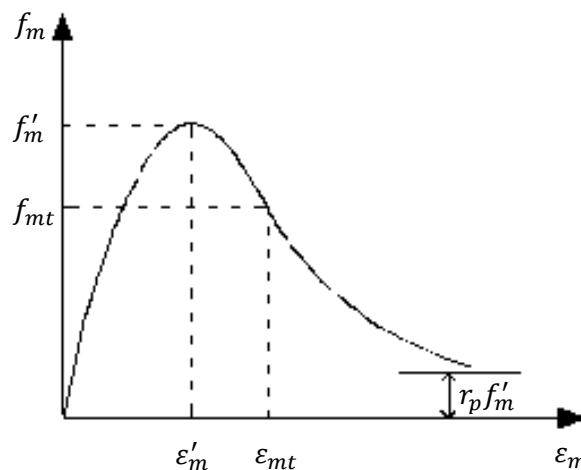


Figure 34. Loi de comportement à la compression (Lotfi, 1991).

✚ D'après (Danesh, 2004) et (Hemant, 2007), le comportement est représenté par la figure ci-dessous.

La fonction est donnée comme suit :

$$f_m = 1.67 f'_m \left( 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left( \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \right) \quad \text{Pour} \quad 0 \leq \varepsilon_m \leq 0.0015 \quad (36)$$

$$f_m = f'_m [1 - z_m(\varepsilon_m - 0.0015)] \quad \text{pour} \quad 0.2 f'_m \quad (37)$$

Avec :

$$z_m = \frac{0.5}{\left[ \frac{3+0.29f_j}{1.45f_j-1000} \right]^{-0.002}} \quad (38)$$

Avec :  $f_j$  la contrainte de compression du mortier.

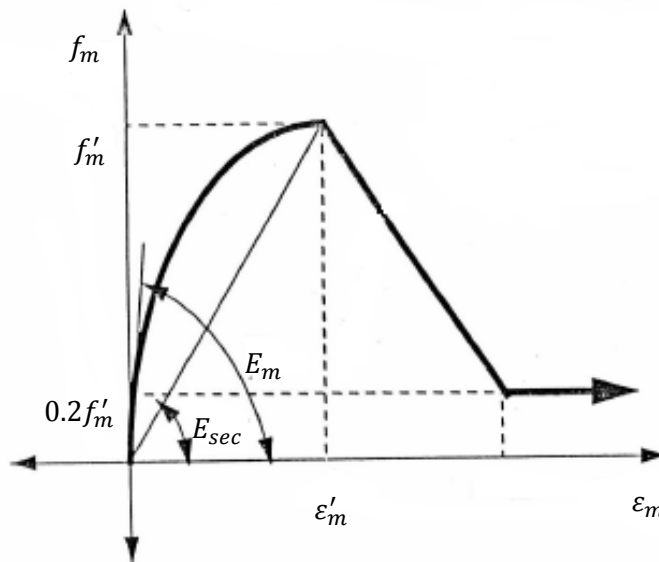


Figure 35. Comportement à la compression.

### ✚ Eurocode 6

On considère pour cette relation une courbe parabolique en phase élastique prolongée par une droite horizontale se propageant jusqu'à la déformation ultime  $\varepsilon_{mu}$  (diagramme parabole-rectangle), (figure 36).

La valeur de  $\varepsilon_{mu}$  dépend du groupe de l'élément de maçonnerie.

$$\varepsilon_{mu} = 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \text{Élément de groupe 1}$$

$$\varepsilon_{mu} = 2 \cdot 10^{-3} \quad \text{Élément de groupes 2, 3 et 4}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

$f_d$  : Résistance de calcul à la compression dans la maçonnerie dans la direction prise en considération

$f_k$  : Résistance caractéristique à la compression dans la maçonnerie

$\gamma_m$  : Coefficient partiel pour une propriété de matériau, tenant compte des incertitudes de modèle et des variations dimensionnelles

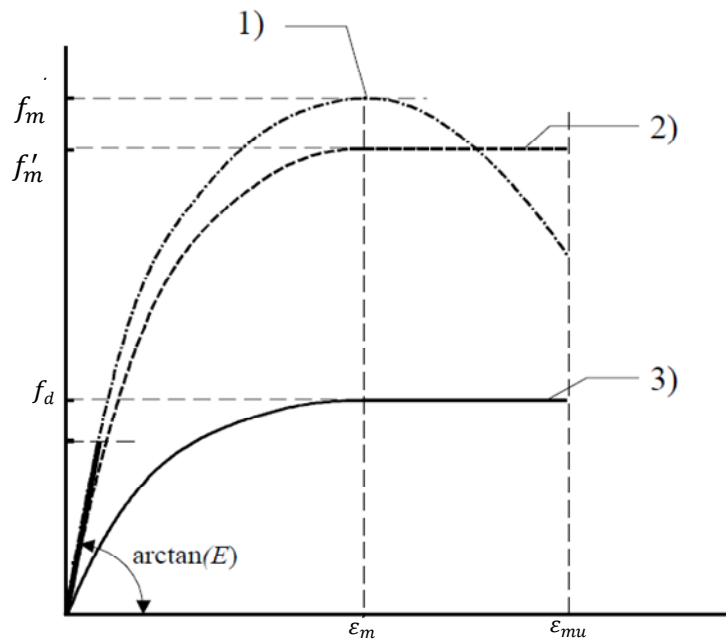


Figure 36. Comportement à la compression de la maçonnerie selon Eurocode 6.

1 : diagramme type

2 : diagramme idéal (parabolique rectangle)

3 : diagramme de calcul

Le diagramme « parabolique rectangle » est employé pour caractériser la relation contrainte-déformation en compression axiale.

La partie parabolique décrit la phase élasto-plastique du matériau, la partie rectangulaire, sa phase plastique.

### 2.3.4.2. Caractéristique mécaniques de la maçonnerie

#### 2.3.4.2.1. La contrainte caractéristique en compression $f'_m$

##### Eurocode 6

La résistance caractéristique de maçonnerie est déterminée en utilisant la résistance moyenne des éléments de maçonnerie ainsi que celle de mortier. La résistance caractéristique en compression de la maçonnerie vaut :

$$f'_m = K (f_b)^\alpha (f_{\text{mor}})^\beta \quad (39)$$

Avec

$f_{\text{mor}}$  = résistance à la compression de mortier

$f_b$  = résistance à la compression d'un élément de maçonnerie ;

$$f_b = f_{\text{mean}} \cdot \delta \cdot \delta_c \quad (40)$$

$f_{\text{mean}}$  : Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie ;

$\delta$  : Facteur de forme

$\delta_c = 1$  échantillon sec à l'air

0,8 séchage au four

**Tableau 1.** Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie

Catégorie conforme	Résistance moyenne à la compression $f_{\text{mor}}$ ( N/mm <sup>2</sup> )
M20	20
M12	12
M8	8
M5	5
M2,5	2,5

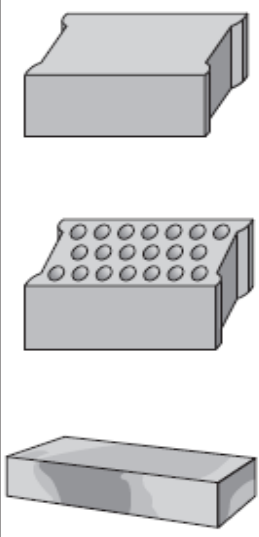
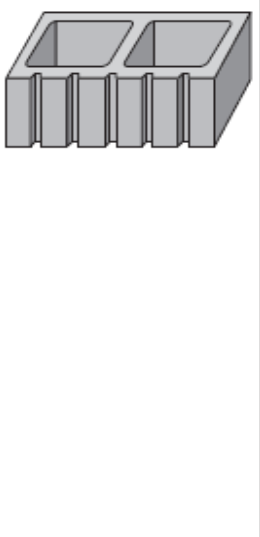
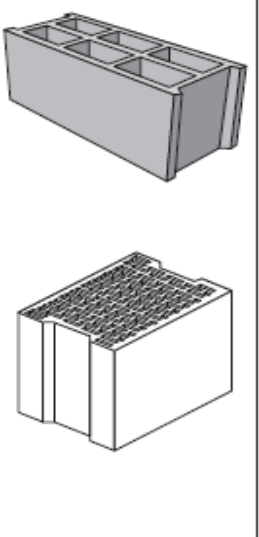
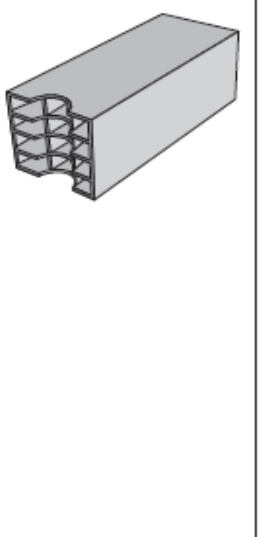
**Tableau 2.** Facteur de forme  $\delta$ 

Hauteur (mm)	Plus petite dimension horizontale (mm)				
	50	100	150	200	$\geq 250$
40	0,8	0,7	-	-	-
50	0,85	0,75	0,7	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,7	0,65
100	1,15	1	0,9	0,8	0,75
150	1,3	1,2	1,1	1	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,1
$\geq 250$	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

**Tableau 3.** Différentes valeurs des paramètres K.  $\alpha$ .  $\beta$ .

Élément de maçonnerie		Mortier d'usage courant			Mortier colle (joint d'assise $\geq 0,5\text{mm}$ et $\leq 3\text{ mm}$ )		
		K	$\alpha$	$\beta$	K	$\alpha$	$\beta$
Terre cuite	groupe 1	0,50	0,65	0,25	-	-	-
	groupe 2	$0,50x (\delta)^{-0,65}$	0,65	0,25	$0,50x (\delta)^{-0,80}$	0,80	0
	groupe 3	$0,40x (\delta)^{-0,66}$	0,65	0,25	$0,40x (\delta)^{-0,80}$	0,80	0
Silico calcaire	groupe 1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	groupe 2	0,50	0,65	0,25	0,55	0,85	0
Béton de granulats	groupe 1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	groupe 2	0,50	0,65	0,25	0,65	0,85	0
	groupe 3	0,45	0,65	0,25	0,50	0,85	0
Béton cellulaire autoclavé	groupe 1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0

**Tableau 4.** Différents groupes d'éléments de maçonnerie.

Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3	Groupe 4
Éléments pleins ou constitués de trous de faible importance	Éléments constitués d'alvéoles verticales. La distinction de groupe est fonction de la section des alvéoles.		Éléments constitués d'alvéoles horizontales
			

✚ (Priestly ,1992) a proposé la formule suivante :

$$f'_m = \frac{f'_{cb} (f'_{tb} + \alpha f'_j)}{U_u (f'_{tb} + \alpha f'_{cb})} \quad (41)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{j}{4.1 h_b} \quad (42)$$

$$f'_{tb} = 0.1 f'_{cb} \quad (43)$$

$j$ : Epaisseur de joint du mortier,

$h_b$ : Hauteur d'un élément de maçonnerie,

$f'_{cb}$ : La résistance en compression d'un élément de maçonnerie,

$f'_{tb}$ : La résistance en traction d'un élément de maçonnerie,

$U_u$ : Coeff de non uniformité de contrainte =1.5,

$f'_j$ : La résistance en compression du mortier.

-D'après (Henant & al. ,2007) Une autre formule proposée par (MSJC ,2002) (Masonry Standards Joint Committee) pour déterminer la contrainte à la compression de la maçonnerie donnée par l'équation suivante :

$$f'_m = A (400 + B f_b) \quad \text{en psi} \quad (44)$$

A, B constantes dépendant de l'état de maçonnerie et de la catégorie de mortier, respectivement.

Avec : A=1 pour la maçonnerie inspectée

B varie de 0.2 à 0.25 selon la catégorie de mortier.

### 2.3.4.2.2. Module d'élasticité de la maçonnerie

Le module d'élasticité ou le module sécant à court terme est donné comme suit :

🚧 Selon l'Eurocode 6 par formule suivante :

$$E_m = K_E f'_m \quad (45)$$

Avec  $K_E$  : constante utilisée dans le calcul du module d'élasticité de la maçonnerie

En absence des données  $K_E = 1000$

🚧 (Brooks ,1998) ont proposé formule ci-dessous:

$$\frac{1}{E_m} = \frac{2.15}{f_{br}} + \frac{0.175}{\gamma_{wa}} \quad (46)$$

$f_{br}$  : Contrainte de compression de l'élément de maçonnerie

$\gamma_{wa}$  : Rapport entre le module d'élasticité de l'élément de maçonnerie et celle de mortier.

Avec  $\gamma_{wa} = \frac{1-0.016W_a}{1-0.029W_a}$  pour la maçonnerie traitée sans interruption sous le polyéthylène

$W_a$  : Le pourcentage d'eau absorbé en %

🚧 D'après (Bekhteri, 2004) UBC 1991 (Uniform Building Code) propose la formule suivante

$$E_m = \frac{1+\gamma_t}{1+\frac{\gamma_t}{\gamma_m}} E_b \quad (47)$$

Avec :  $\gamma_t = \frac{t_j}{t_b} \quad (48)$

·  $\gamma_m = \frac{E_j}{E_b} \quad (49)$

$t_j$  : Epaisseur de joint de mortier

$t_b$  : Epaisseur de l'élément de maçonnerie

$E_j$  : Module d'élasticité du mortier

$E_b$ : Module d'élasticité de l'élément de maçonnerie

#### 2.3.4.2.3. Module de cisaillement de la maçonnerie

Le module de cisaillement est pris égal à 40% de module d'élasticité par **Eurocode 6**

$$G_m = 0.4 E_m \quad (50)$$

## 2.4. Conclusion

L'action sismique horizontale tend à déformer le panneau de maçonnerie en parallélogramme, provoquant la formation d'une bielle diagonale de compression qui agit sur les coins du portique, et transmet un effort tranchant à ces derniers. Négliger les panneaux de maçonnerie conduit à sous-estimer les efforts agissant sur la structure.

La plupart des travaux de recherche cités ci-dessus portent sur la modélisation du panneau de maçonnerie par la bielle de compression équivalente, cette méthode considère la maçonnerie comme un matériau isotrope et homogène.

## **Chapitre 3 :**

# **Analyse non –linéaire de la structure plane « portique-maçonnerie »**

### 3.1. Introduction

Afin de mieux approcher le comportement non-linéaire des murs de remplissage, des modèles utilisant des lois de comportement non linéaires ont été développés, d'une part, pour les éléments constituant la maçonnerie (mortier et blocs de maçonnerie) et d'autre part, pour la maçonnerie considérée dans son ensemble.

Nous débuterons ce chapitre par le principe de modélisation de comportement de la maçonnerie; Par la suite ; nous présenterons les programmes de calcul non linéaire utilisés basés sur la méthode des éléments finis.

### 3.2. Principe des modélisations de comportement de la maçonnerie

Les murs de remplissage en maçonnerie sont généralement modélisés à l'aide de deux diagonales qui travaillent en compression et en traction (figure 38). La qualité de la modélisation de la bielle dépend de l'identification des caractéristiques de la maçonnerie (rigidité initiale, résistance, déformation...).

#### 3.2.1. Caractéristique géométrique de la bielle

- ✚ La largeur de la bielle : pour déterminer la largeur de diagonale équivalente Plusieurs formules sont données dans la littérature citées dans chapitre 2. Dans notre cas nous avons pris celle proposée par (Mainstone, 1971) ;

- ✚ Sa longueur est montrée sur la (figure 37.b) ;

- ✚ Son épaisseur est prise égale à l'épaisseur du mur.

La bielle diagonale travail en compression ou en traction cela nous a conduit à créer un élément fini barre.

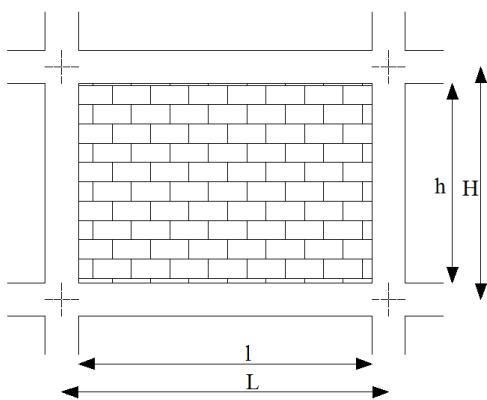


Figure 37.a. portique remplis de maçonnerie

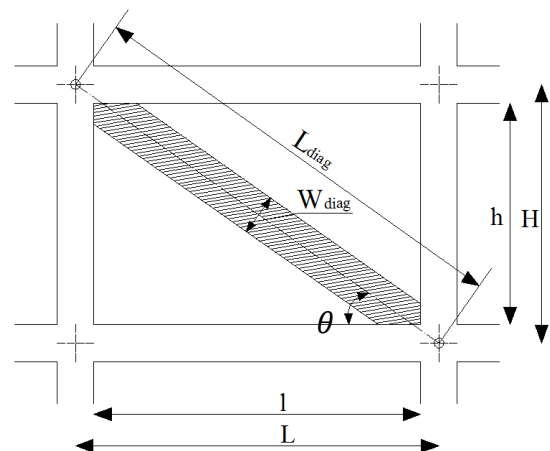


Figure 37.b. Modélisation du panneau par une bielle de compression.

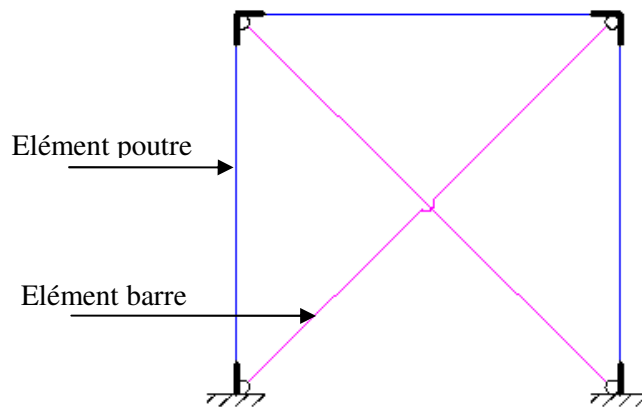


Figure 38. Modélisation du portique par élément poutre et barre.

### 3.2.2. Lois de comportement

Le comportement de la maçonnerie dépend fortement des matériaux constitutifs. Il est toutefois impossible de prendre en compte isolement la géométrie de tous les constituants (blocs de maçonnerie, mortier). Il est donc nécessaire de disposer des lois ou des modèles de composants intermédiaires pour représenter les matériaux qui les constituent. Nous avons adopté la loi donnée par (Lotfi, 1991).

### 3.2.3. Modélisation de la structure

La structure réelle est idéalisée en une ossature composée d'éléments finis, dont les extrémités constituent l'ensemble des nœuds de la structure ; chaque nœud a 3 degrés de liberté (2 translation et une rotation). Le portique en béton armé (poteau-poutre) travaille en élément poutre (flexion), le panneau de maçonnerie est remplacé par une bielle diagonale travaillant en élément barre (compression-traction).

## 3.3. Programmes utilisés pour l'analyse non linéaire

Pour l'analyse non linéaire, deux programmes ont été utilisés. Le programme `poutre_mince` (Meziane, 2008) et le programme de (Hammoum, 1998).

Le programme `poutre_mince` est basé sur la méthode des déplacements classique. Les fonctions de forme sont utilisées pour interpoler le champ de déplacement. En suite en utilisant le principe des travaux virtuels (P T V), on aboutit à la formation de la matrice de rigidité (stiffness method)

Le programme (Hammoum, 1998) est basé sur la méthode des déplacements semi inverse. Les fonctions de forme sont utilisées pour interpoler l'effort normal et le moment fléchissant le long de l'élément. On en déduit la matrice de souplesse et par inversion, on obtient la matrice de

rigidité (flexibility method). Ce dernier a nécessité quelques modifications, d'abord étant construit en fortran 77, une conversion en fortran powerstation 90 a été nécessaire.

Des modifications ont été portées sur l'algorithme de calcul ainsi sur le fichier de donnée afin d'implanter la subroutine maçonnerie.

### 3.3.1. Programme poutre\_mince (Meziane, 2008)

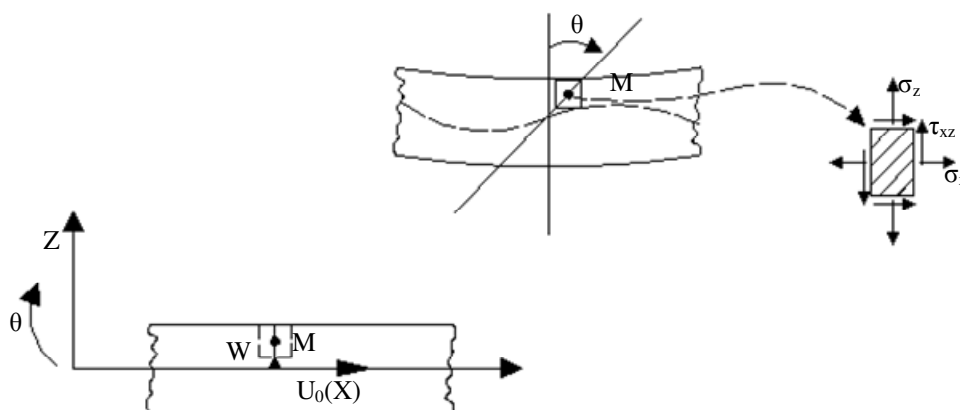
#### 3.3.1.1. Formulation d'un élément poutre plan selon la théorie de Navier-Bernoulli

##### 3.3.1.1.1. Hypothèses de calcul

- a- L'axe longitudinal de la poutre est droit.
- b- La section droite est symétrique par rapport au plan xz.
- c- Les chargements agissant sur la poutre sont appliqués dans le plan xz
- d- La poutre se déforme selon le plan de symétrie xz.
- e- La poutre plane transmet des efforts normaux  $N_X(X)$  suivant x, les efforts tranchants  $T_Z(X)$  suivant z et des moments fléchissant  $M_Y(X)$  autour de l'axe local y orthogonal au plan xz.
- f- Les sections planes et droites avant déformation restent planes et orthogonales à la fibre neutre après déformation, les déformations d'effort tranchant sont négligées.
- g- Les déplacements et les déformations du second ordre sont négligées.(relation linéaire entre déformations et déplacement).

##### 3.3.1.1.2. Cinématique

Considérant un tronçon de poutre avant et après déformation ; soit le point  $M(x,z)$  sur la configuration non déformé, après déformation le point  $M(x,z)$  subit un déplacement axial  $u(u,z)$  selon x et un déplacement transversal  $w(x,z)$  selon z :



**Figure 39.** Définition de la cinématique d'une poutre terme de trois fonctions des déplacements

$$u_0(x), w(x), \theta(x)$$

$$u(x, z) = u_0(x) + Z \cdot \theta(x) \quad (51)$$

$$w(x, z) = w(x) \quad (52)$$

Avec :  $u_0(x)$  : le déplacement axial au niveau de l'axe de référence de la poutre.

$\theta(x)$  : La rotation de la normale de la section transversale d'abscisse  $x$ .

$$\text{Tel que : } \theta(x) = -\frac{dw}{dx} + \gamma \quad (53)$$

$\gamma$  la rotation due au cisaillement transversal. ( $\gamma=0$  les déformations dues à l'effort tranchant sont négligées).

$$u(x, z) = u_0(x) - Z \cdot \frac{dw(x)}{dx} \quad (54)$$

cette relation exprime l'hypothèse de Navier-Bernoulli valable dans le cas des poutres minces.

### ❖ Relation contrainte – déformation

Si on considère un état plan de contrainte au point  $M(x,z)$  : dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire et isotrope :

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{pmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xz} \end{pmatrix} \quad (55)$$

Dans le cas des poutres on considère un état de contrainte uni axiale, alors  $\sigma_z = 0$

$$\varepsilon_z = -\nu \varepsilon_x$$

On remplaçant on obtient

$$\sigma_x = E \varepsilon_x$$

$$\tau_{xz} = G \nu_{xz}$$

### ❖ Relation déformation-déplacement

Selon l'hypothèse, la relation déformation-déplacement est linéaire :

$$\varepsilon_x = \frac{du_0(x)}{dx} - Z \frac{d^2w(x)}{dx^2} \quad (56)$$

Ou encore :  $\varepsilon_x = \varepsilon_{0x} + Z \emptyset$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \varepsilon_{0x} = \frac{du_0(x)}{dx} \\ \emptyset = -\frac{d^2w(x)}{dx^2} \end{cases}$$

❖ **Relation entre efforts et déformations :**

L'effort normal dans la section transversale d'abscisse x est :

$$N = N(x) = \int_s \sigma_x ds \quad (57)$$

$$N = \varepsilon_{0x} \int_s E ds + \varnothing \int_s E . z . ds \quad (58)$$

On pose :  $\overline{EA} = \int_s E ds$  rigidité à l'effort normal

$$\overline{ES} = \int_s E . z . ds \quad \text{Rigidité du au couplage effort normal + flexion.}$$

L'expression de l'effort normal s'écrit comme suit :

$$N = \overline{EA} . \varepsilon_{0x} + \overline{ES} . \varnothing \quad (59)$$

Le moment fléchissant dans la section transversale d'abscisse x par rapport à l'axe de référence est :

$$M = \int_s \sigma_x . z . ds \quad (60)$$

$$M = \varepsilon_{0x} \int_s E . z . ds + \varnothing \int_s E . z^2 . ds \quad (61)$$

On pose :  $\overline{EI} = \int_s E . z^2 . ds$  Rigidité à l'effort tranchant

$$\overline{ES} = \int_s E . z . ds \quad \text{Rigidité du au couplage effort normal + flexion.}$$

L'expression de moment fléchissant devient :

$$M = \overline{ES} \varepsilon_{0x} + \overline{EI} \varnothing \quad (62)$$

D'après le principe des travaux virtuels (P.T.V) pour toute variation des déplacements et déformation virtuels, le travail des efforts intérieurs est égal au travail des efforts extérieurs :

$$\partial w_{int} = \partial w_{ext}$$

Ce qui donne l'expression

$$\int_v \langle \partial \varepsilon_x \rangle . \{ \sigma \} . dv = \int_0^1 \delta w f z dx + \int_0^1 \delta \hat{u} f x dx \quad \forall \delta \varepsilon , \forall \delta w \text{ et } \forall \delta \hat{u} \quad (63)$$

$$\int_0^1 \left[ \delta \varepsilon_x \int_s \sigma_x ds + \delta \varnothing \int_s \sigma_x z ds \right] dx - \int_0^1 \delta w f z dx - \int_0^1 \delta \hat{u} f x dx = 0 \quad (64)$$

En tenant compte des relations (58) , (61), (63), on obtient :

$$\int_0^1 \langle \delta \varepsilon_{0x}, \delta \varnothing \rangle \begin{bmatrix} \overline{EA} & \overline{ES} \\ \overline{ES} & \overline{EI} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{0x} \\ \varnothing \end{Bmatrix} dx - \int_0^1 \delta w f z dx - \int_0^1 \delta w f x dx = 0 \quad \forall \delta \varepsilon_{x0} , \forall \delta \varnothing \quad (65)$$

### 3.3.1.1.3. Calcul de la matrice de rigidité

On utilise un élément fini à deux nœuds chaque nœud est caractérisé par deux déplacement et une rotation.

Les déplacements sont représentés par un vecteur de dimension  $\{u\}^t = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2\}$

Le déplacement longitudinal  $u_0(x)$  au niveau de l'axe de référence est approximé par des fonctions d'interpolation de type lagrange de degré 1 dans la base polynomiale.

$$u_0(x) = N_1 u_1 + N_2 u_2 \quad (66)$$

Pour le déplacement transversal  $w(x)$ , on utilise des fonctions d'interpolation de type Hermite de degré 3 dans la base polynomiale.

$$w(x) = N_1 w_1 + N_2 w_2 + N_3 \theta_1 + N_4 \theta_2 \quad (67)$$

On déduit que :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{0x} \\ \varnothing \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{-1}{l} & 0 & 0 & \frac{1}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{6}{l^2} - \frac{12x}{l^3}\right) & \left(\frac{4}{l} - \frac{6x}{l^2}\right) & 0 & \left(\frac{6}{l^2} + \frac{12x}{l^2}\right) & \left(\frac{2}{l} - \frac{6x}{l^2}\right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ w_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ w_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (68)$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{0x} \\ \varnothing \end{Bmatrix} = [B] \{u_n\} \quad (69)$$

A partir de l'expression du P.T.V on obtient :

$$\int_0^l \langle \delta \hat{u} \rangle [B]^t [D] [B] \{u_n\} dx - \int_0^l \delta w f_z dx - \int_0^l \delta u f_x dx = 0 \quad (70)$$

$$[K]_e = \int_0^l [B]^t [D] [B] dx \quad (71)$$

Les composantes de la matrice de rigidité élémentaire sont évaluées en utilisant une intégration numérique basée sur la méthode de Gauss.

### 3.3.1.1.4. Discrétisation de la section transversale

Pour la discrétisation de la section transversale on adopte l'approche multi couches qui signifie la subdivision de la section totale en un nombre finis des couches horizontales. Pour permettre d'évaluer l'état de contrainte-déformation, de déterminer la matrice de rigidité et des efforts dans la section droite et dans l'élément poutre dans sa totalité.

### 3.3.1.1.5. *Evaluation du vecteur des forces résiduelles $\{\Psi\}^e$ pour chaque élément*

Dans le cas non linéaire les efforts intérieurs dépendent de la solution  $\{u_n\}^e$ , à chaque étape de résolution, il reste des forces résiduelles qu'il faut équilibrer à l'étape suivante :

$$\{P\}^e - \{f\}^e = \{\Psi\}^e \neq \{0\} \quad (72)$$

Le processus de calcul non linéaire consiste à rechercher la solution  $\{u_n\}$  qui rend les forces résiduelles aussi proche que possible de zéro.

### 3.3.1.2. **Méthode de résolution non linéaire**

Dans l'analyse de comportement non linéaire d'une structure par la méthode des éléments finis, on a un système d'équations algébriques de la forme :

$$\{F\} - [K(u)]\{u\} = \{\Psi(u)\} \neq 0 \quad (73)$$

$[K(u)]$  Matrice de rigidité de la structure dépendant de vecteur  $\{u\}$

$\{F\}$  Vecteur de forces nodales appliquées à la structure,

$\{\Psi(u)\}$  Vecteur des forces résiduelles exprimant le déséquilibre entre les efforts appliquées à la structure et les efforts internes, à une étape du chargement donné.

$\{u\}$  Vecteur des déplacements nodaux.

Dans l'analyse non linéaire le chargement extérieur est appliqué par incréments successifs. On adopte alors une méthode incrémentale itérative selon le mode de calcul de la matrice de rigidité dans notre cas la méthode utilisée et la méthode de la rigidité sécante, mieux adaptée pour des structures ayant un comportement adoucissant comme c'est le cas du béton tendu fissuré.

### 3.3.1.3. Algorithme de résolution

L'algorithme de résolution non linéaire se présente comme suit :

1) A l'étape convergente  $j-1$  correspondant au chargement  $\{F\}^{j-1}$ , le vecteur des déplacements nodaux  $\{\Psi\}^{j-1}$  est connu

2-incrémentation du chargement appliqué.

$$a-\{F\}^j = \{F\}^{j-1} + \{\Delta F\}^j$$

b-démarrage du compteur des itérations  $i = 1$

c-évaluation du vecteur des forces résiduelles à l'équilibre à l'étape actuelle  $j$  :

$$\{\Psi\}^i = \{\Delta F\}^j + \{\Psi\}^{j-1}$$

3- évaluation des matrices de rigidité élémentaire, puis assemblage de la matrice de rigidité globale, en fonction de la solution  $\{U\}^{i-1}$  de l'itération précédente  $i - 1$

$$[K]^i = [K(U^{i-1})]$$

\*s'il s'agit de la première itération ( $i = 1$ ), alors :

$$\{U\}^{i-1} = \{U\}^{j-1} \text{ de l'étape de convergence précédente } j - 1$$

4-résolution du système d'équation :  $[K]^i \cdot \{\Delta U\}^i = \{\Psi\}^i$

5-cumul du vecteur des déplacements nodaux :  $\{U\}^i = \{U\}^{i-1} + \{\Delta U\}^i$

6-calcul des vecteurs des forces nodales élémentaire résultant des efforts intérieurs, à l'itération  $i$  :  $\{F_R\}_e^i$ , et assemblage dans le vecteur global  $\{F_R\}^i$  des efforts résistants dans la structure.

7- évaluation du vecteur des forces résiduelle non équilibrées à l'itération  $i$  :

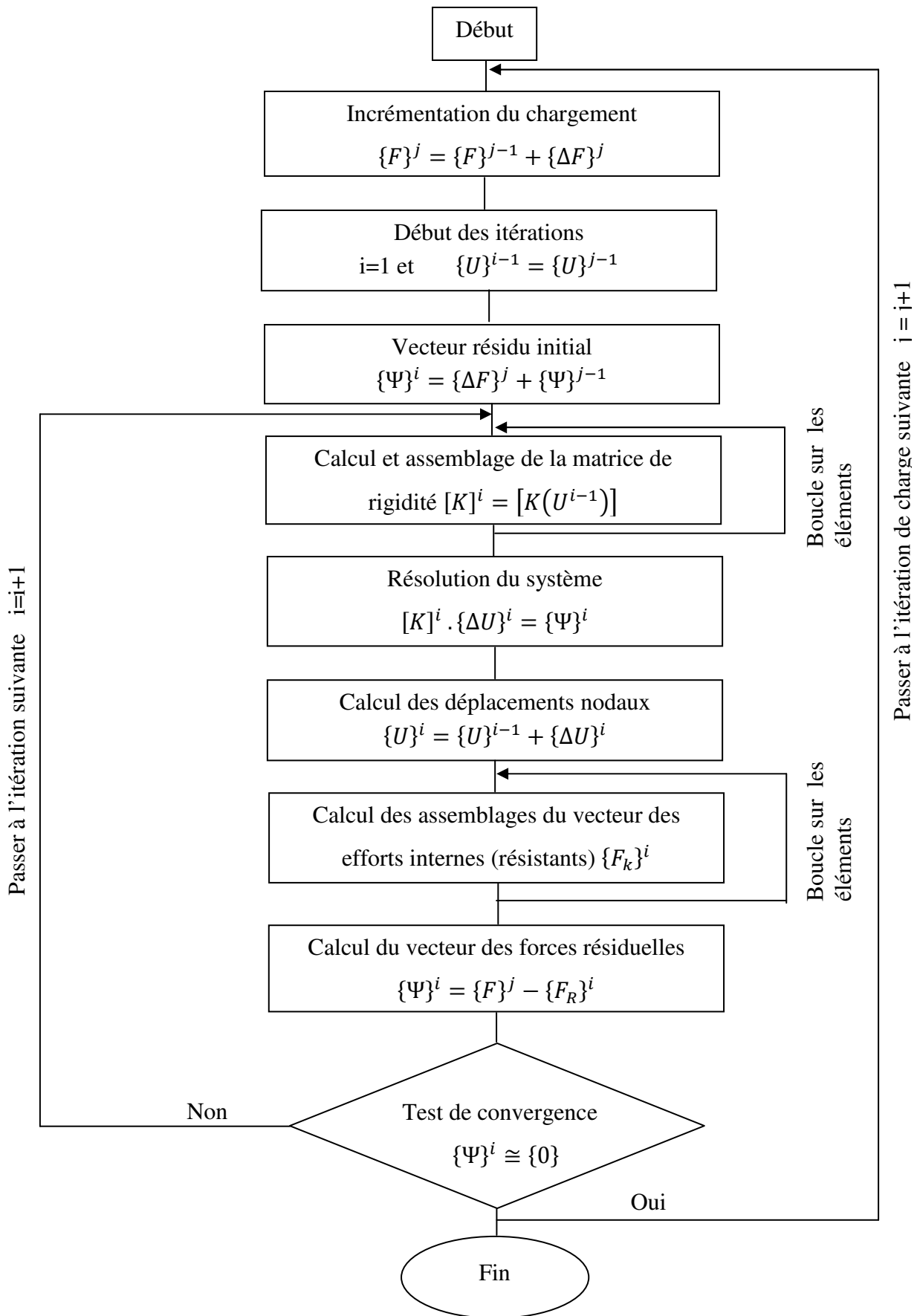
$$\{\Psi\}^{i+1} = \{F\}^j - \{F_R\}^i$$

8- test de convergence

- si l'étape  $j$  actuelle est convergente  $\implies$  passer à l'incrément de charge suivant  $j+1$  et retourner à l'étape 2.

- Sinon : passer à l'itération suivante  $i+1$  et retourner à l'étape 3.

3.3.1.4. Organigramme



### 3.3.1.5. Description du fichier de données programme poutre\_mince :

#### début\_titre

\$

\$ Titre et/ou description du problème

\$

#### fin\_titre

#### donnees\_globales

Npoin Nelem Nsect MaxTrap MaxAcier Nvfix Nmats Nprop Nincs Nalge (1 ligne)

#### Elements

NumElem Type\_elem NumSect NumNoeud1 NumNoeud2

..... nelem lignes

#### coordonnees

NumNoeud CoordX CoordY

..... npoin lignes

#### section

Numsect Hsection Ntrapeze Nacier (1 ligne)

b\_inf b\_sup z\_inf z\_sup NumMat

..... Ntrapeze lignes

z\_acier aire\_acier NumMat\_acier

..... Nacier lignes

#### conditions\_limites

NumNoeud\_fix Code\_CL Depl\_fix\_X Depl\_fix\_Y Rot\_fix

..... Nvfix lignes

#### materiaux

Numat itype\_materiau prop (1) prop (2) ... prop (Nprop)

..... Nmats lignes

#### charges

Indice\_charge\_Nodale Indice\_charge\_Repartie

#### charges\_nodales

Nbre\_charge\_N

NumNoeud\_Charge Force\_X Force\_Y Moment

..... Nbre\_Charge\_N lignes

#### charges\_reparties

Nbre\_charge\_R

Numel\_Charge Ncas Numcas charge

..... Nbre\_Charge\_R lignes

**increment**

Fact_Charge1	Tolerance1	Max_iterations1	Indice_sortie1	
Fact_Charge2	Tolerance2	Max_iterations2	, Indice_sortie2	
.....	.....	.....	.....	Nincs lignes
.....	.....	.....	.....	

**increment**

Fact_Charge1	Tolerance1	Max_iterations1	Indice_sortie1	
Fact_Charge2	Tolerance2	Max_iterations2	, Indice_sortie2	
.....	.....	.....	.....	Nincs lignes
.....	.....	.....	.....	

### 3.3.2. Programme Hammoum

Le problème non linéaire est résolu en utilisant une méthode itérative basé sur la méthode des déplacements dans une formulation incrémentale à rigidité variable.

Pour chaque étape de chargement  $\{\Delta P\}$ , le problème consiste à chercher l'accroissement de déplacement des nœuds  $\{\Delta u\}$ , solution du système non linéaire suivant :

$$\{\Delta P\} = [K]\{\Delta u\}$$

La matrice de rigidité  $[K]$  est formée respectivement à partir des matrices  $[K_X]$  des différents éléments dans le repère absolu de la structure, compte tenu de l'équilibre des nœuds de la structure.

$[K_X]$  est formée en étudiant le comportement mécanique d'un certain nombre de sections transversales le long de l'élément dans un repère dit " intrinsèque " lié à la position déformée de l'élément.

Les effets de second ordre dus aux déplacements des nœuds sont introduits dans le passage du repère intrinsèque au repère fixe lié à la structure.

Nous donnerons dans ce qui suit les grandes lignes de la méthode. Pour plus de détail, nous renvoyons le lecteur vers (Hammoum, 1998).

#### 3.3.2.1. Equilibre de la section

##### 3.3.2.1.1. Etude de la section droite

La section est étudiée dans l'hypothèse des petites déformations et du comportement élastique non linéaire. La déformation longitudinale en un point d'une section est régie par la loi de conservation des sections planes. On suppose que les aciers passifs sont parfaitement solidaires au béton.

Et compte tenu de l'hypothèse des sections planes et de l'adhérence parfaite entre les matériaux constituant la section, la déformation longitudinale  $\varepsilon$  en un point courant de la section est donnée par :

$$\varepsilon = \varepsilon_g + z \varnothing \quad (74)$$

$\varepsilon_g$  : Allongement unitaire au centre de gravité de la section

$\varnothing$  : Rotation unitaire de flexion autour de l'axe  $G_y$ .

On note par :  $\{\delta_n\} = (\varepsilon_g, \varnothing)^T$  La déformation normale sous sollicitations normales.

$\{\delta_t\} = \gamma$  La déformation tangente sous sollicitation tangente.

Avec :  $\gamma$  déformation de cisaillement de la section dans le plan  $zy$ .

### 3.3.2.1.2. Calcul des sollicitations interne

La relation liant les accroissements de déformations dans une section droite, et les accroissements de sollicitations interne développés dans le béton :

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_{mn} \\ \Delta F_{mt} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{1m} & 0 \\ 0 & K_{2m} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta \delta_n \\ \Delta \delta_t \end{Bmatrix} \quad (75)$$

$\Delta F_{mn}$  : Accroissement des sollicitations normales à la section

$\Delta F_{mt}$  : Accroissement des sollicitations tangentes à la section

$K_{1m}, K_{2m}$  rigidité de la section à l'effort normal et à l'effort tranchant respectivement.

La relation liant les accroissements de déformations dans une section droite, et les accroissements de sollicitations interne développés dans les armatures passives :

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_{an} \\ \Delta F_{at} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{1a} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta \delta_n \\ \Delta \delta_t \end{Bmatrix} \quad (76)$$

### 3.3.2.1.3. Déformation de la section à l'équilibre

L'équilibre de la section se traduit par l'égalité des accroissements d'efforts sollicitant et les accroissements d'efforts internes.

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_{sn} \\ \Delta F_{st} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta F_{mn} \\ \Delta F_{mt} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta F_{an} \\ \Delta F_{at} \end{Bmatrix} \quad (77)$$

En remplaçant les efforts par leurs expressions :

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_{sn} \\ \Delta F_{st} \end{Bmatrix} = [K_s] \cdot \begin{Bmatrix} \Delta \delta_n \\ \Delta \delta_t \end{Bmatrix} \quad (78)$$

$[K_s]$  : La matrice de rigidité de la section.

Pour un accroissement d'effort sollicitant, la résolution en déformation de l'équation est itérative.

A l'équilibre, l'accroissement de déformation est donné par :

$$\{\Delta \delta\} = [S_s] \cdot \{\Delta F_s\} \quad (79)$$

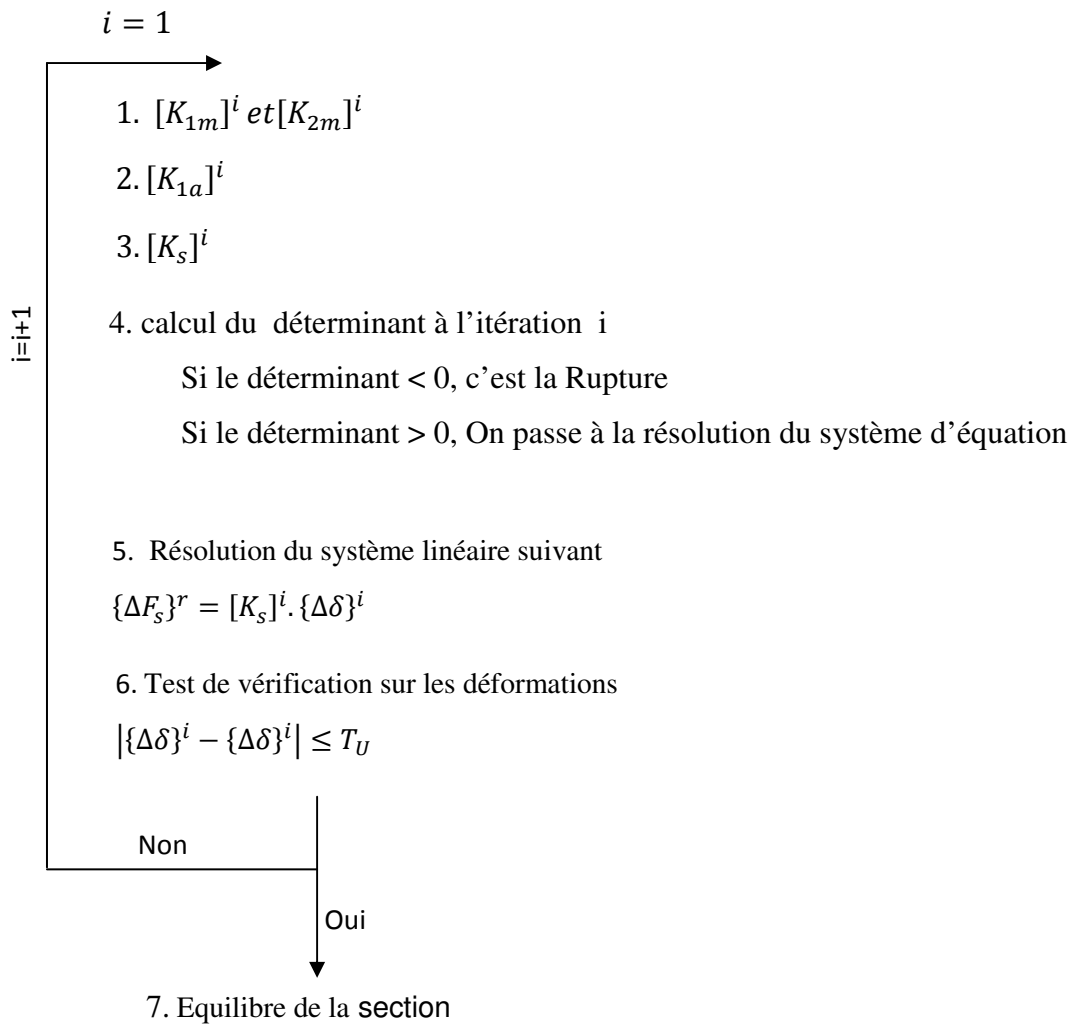
$$[S_s] = [K_s]^{-1}$$

### 3.3.2.1.4. Algorithme de calcul

Pour une étape donnée r

$\{\Delta F_s\}^r$ : Accroissement d'efforts à l'étape r

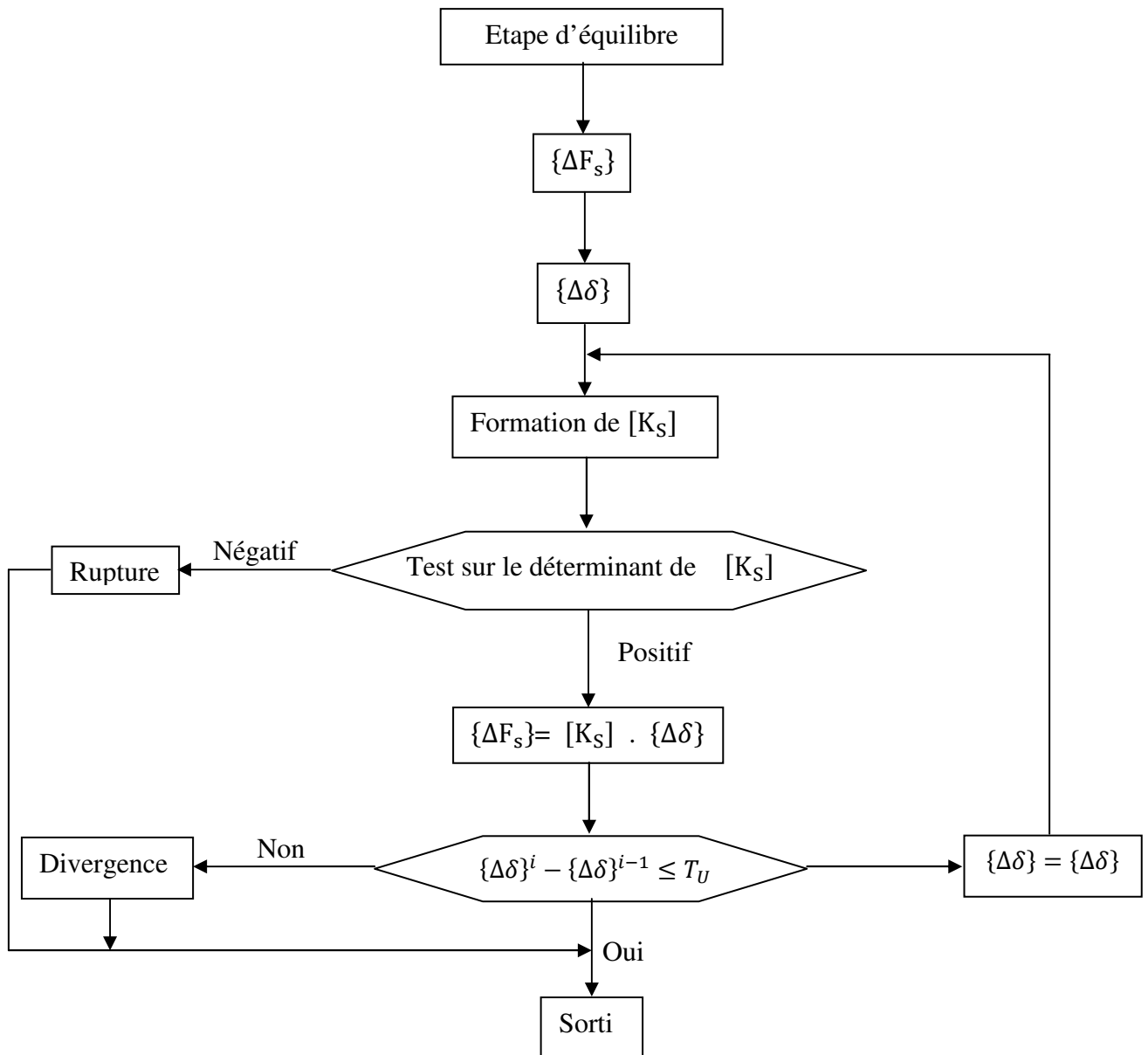
$\{\Delta \delta\}_0$ : Accroissements de déformations initiales.



N.B:  $T_u$  : Précision voulue de l'ordre de 0,01.

### 3.3.2.1.5. Organigramme

On suppose connu l'état de la section, déformations et sollicitations à une étape de chargement



### 3.3.2.2. Equilibre de la structure

#### 3.3.2.2.1. Matrice de rigidité corde d'un élément poutre en élasticité non linéaire

On établira la matrice de rigidité corde d'un élément poutre, en tenant compte de la non linéarité des matériaux et des effets du second ordre dus aux déplacements des nœuds.

Dans un premier temps on ne considère que les effets de la non-linéarité matérielle, en étudiant l'élément dans le repère intrinsèque. Les effets du second ordre s'introduisent en passant du repère intrinsèque au repère local, lié à la position initiale de la barre.

Hypothèses admises dans le repère intrinsèque :

- les déformations sont infiniment petites,
- les déplacements sont petits,
- les forces sont conservatives,
- l'élément est chargé seulement en ses extrémités, supposé court, de sorte que les effets du second ordre dans ce repère soient négligeables,
- les efforts tranchants sont calculés d'après la théorie de l'élasticité linéaire.

On détermine les accroissements de contraintes, donc les accroissements d'efforts internes dans les sections, en fonction des accroissements de déformation.

Par l'intermédiaire des relations géométriques entre les déformations des sections et des déplacements, on passe aux relations entre les accroissements d'efforts et des déplacements aux nœuds des éléments. On obtient donc la matrice de rigidité corde de chaque élément dans son repère intrinsèque.

#### 3.3.2.2.2. Matrice de rigidité de l'élément dans le repère intrinsèque

La relation entre sollicitations dans une section et les efforts aux nœuds de l'élément peut s'écrire sous forme matricielle suivante :

$$\{F_S\} = [L(x)].\{F_N\} \quad (80)$$

La relation entre les déplacements des nœuds de l'élément et déformations des sections en appliquant le principe des travaux virtuels (P.T.V)

$$\{S_N\} = \int_0^L [L(x)]^T . \{\delta(x)\} . dx \quad (81)$$

En négligeant la variation de longueur dans le calcul des déplacements des nœuds, il en résulte de l'équation (81) :

$$\{\Delta S_N\} = \int_0^L [L(x)]^T \cdot \{\Delta \delta(x)\} \cdot dx \quad (82)$$

Relation entre les efforts et les déplacements des nœuds de l'élément :

La relation (82) peut s'écrire :

$$\{\Delta S_N\} = \int_0^L [L(x)]^T \cdot ([S_S] \cdot \{\Delta F_S\}) \cdot dx \quad (83)$$

$$\{\Delta S_N\} = [K_N]^{-1} \cdot \{\Delta F_N\} \quad (84)$$

$$[K_N]^{-1} = \int_0^L [L(x)]^T \cdot [S_S] \cdot [L(x)] \cdot dx \quad (85)$$

L'intégration des éléments de la matrice  $[K_N]^{-1}$  est effectuée numériquement, dans le cas d'une analyse matériellement non-linéaire, par la règle de SIMPSON, en considérant sur l'élément un nombre impaire de section de calcul.

L'inversion de la matrice  $[K_N]^{-1}$  nous conduit à la matrice de rigidité de l'élément dans le repère intrinsèque

$$\{\Delta F_N\} = [K_N] \cdot \{\Delta S_N\} \quad (86)$$

### 3.3.2.2.3. Matrice de rigidité de l'élément dans le repère local

La relation entre les accroissements de déplacements nodaux dans le repère intrinsèque et les accroissements de déplacement nodaux dans le repère local est donnée comme suit :

Soient  $\{F_L\}$ ,  $\{S_L\}$  : Vecteurs contenant respectivement les sollicitations et les déplacements aux extrémités de l'élément dans le repère local

$\{F_U\}$ ,  $\{S_U\}$  : Vecteurs contenant respectivement les sollicitations et les déplacements aux extrémités de l'élément dans le repère local intermédiaire.

$$\{F_L\} = [T_0]^T \cdot \{F_U\} \quad (87)$$

$$\{S_U\} = [T_0] \cdot \{S_L\} \quad (88)$$

La relation entre accroissement d'efforts  $\{\Delta F_U\}$  et accroissement de déplacement  $\{\Delta S_U\}$  dans le repère local intermédiaire :

$$\{\Delta S_N\} = [B].\{\Delta S_U\} \quad (89)$$

[B]: Matrice de transformation géométrique

$$\{\Delta F_U\} = [K_u].\{\Delta S_U\}. \quad (90)$$

$$[K_u] = [B]^T. [K_N]. [B] + [D]$$

La relation entre accroissement d'efforts  $\{\Delta F_L\}$  et accroissement de déplacement  $\{\Delta S_L\}$  dans le repère local:

$$\{\Delta F_L\} = [K_L].\{\Delta S_L\} \quad (91)$$

$$\text{Avec } [K_L] = [T_0]^T. ([B]^T. [K_N]. [B] + [D]). [T_0]$$

#### 3.3.2.2.4. Matrice de rigidité de l'élément dans le repère absolu

La relation matricielle entre le déplacement des nœuds dans le repère local et les déplacements des nœuds dans le repère absolu s'écrit :

$$\{\Delta F_X\} = [RT]^T. \{\Delta F_L\} \quad (92)$$

$$\text{D'autre part on a : } \{\Delta S_L\} = [RT]. \{\Delta S_X\}$$

[RT]: Matrice de rotation

$$\{\Delta F_X\} = [RT]^T. [K_L]. \{\Delta S_L\} \quad (93)$$

$$\{\Delta F_X\} = [K_X]. \{\Delta S_X\} \quad (94)$$

$$\text{Avec } [K_X] = [RT]^T. [K_L][RT]$$

[K\_X]: Matrice de rigidité d'un élément dans le repère absolu

### 3.3.2.2.5. Algorithme de résolution

A chaque accroissement de chargement  $\{\Delta P\}$  donné, le système non linéaire est résolu en utilisant la méthode des substitutions successives reliant les accroissements d'efforts appliqués aux nœuds aux accroissements de déplacement des nœuds.

Le problème consiste à déterminer l'accroissement de déplacement  $\{\Delta u\}$  correspondant à l'accroissement de chargement  $\{\Delta P\}$ .

La méthode des substitutions utilisant les matrices de rigidités, consiste à construire une suite de solutions  $\{\Delta u\}_0, \{\Delta u\}_1, \{\Delta u\}_2, \dots, \{\Delta u\}_i$ .

$\{\Delta u\}_i$  étant calculé à partir de  $\{\Delta u\}_{i-1}$ , en résolvant le système linéaire suivant :

$$\{\Delta P\} = [K]_{i-1} \{\Delta u\}_i . \quad (95)$$

Pour le démarrage de l'algorithme, on prend comme condition initiale :

$$\{\Delta u\}_0 = \{0\} \quad (96)$$

L'application de l'algorithme exige la formation à chaque itération d'une nouvelle matrice de rigidité de la structure  $[K]$ .

On déclare la solution en déplacement, du problème non linéaire est obtenue lorsque entre deux solutions successives la norme euclidienne  $\eta_u$ , des variations des déplacements est inférieure ou égale à une tolérance  $T_u$  fixée à priori

### 3.3.2.2.6. Etape de correction

Avant de passer à une nouvelle étape de chargement on passe à la correction des déplacements des nœuds  $\{u\}$  obtenus, cette opération est indispensable pour le cas des structures sensibles aux effets du second ordre.

Pour corriger ce défaut, on effectue une étape de correction dans l'étape en cours, en y introduisant

L'effet d'un accroissement de charge fictif  $\{\Delta P^*\}$  qui est la différence entre les charges réelle  $\{P\}$  et les charge qui sont en équilibre avec les efforts  $\{F_X\}$  calculés compte tenu des déplacements des nœuds  $\{u\}$ .

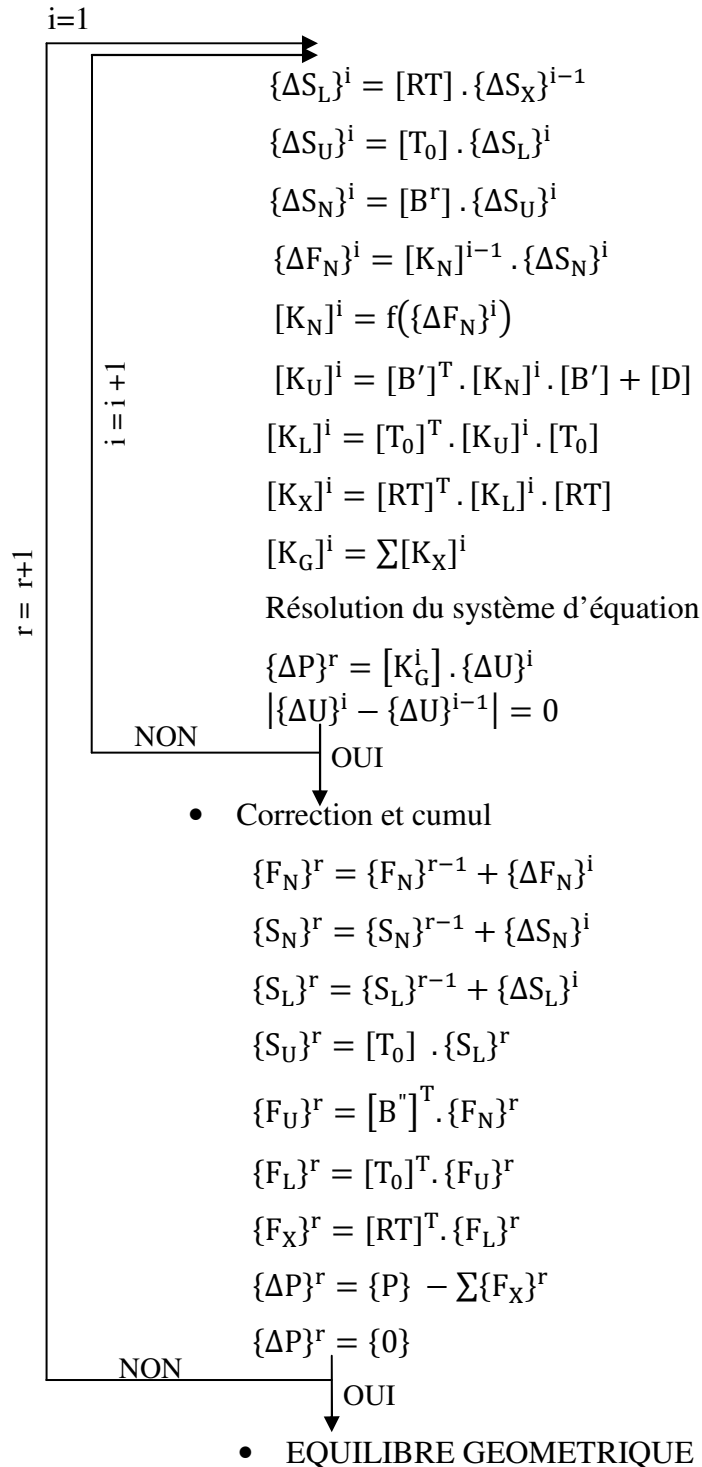
$$\{\Delta P^*\} = \{P\} - \{P^*\} \quad (95)$$

### 3.3.2.2.7. L'algorithme de calcul

$\{\Delta P\}^r$  : Accroissement du chargement à l'étape r

$\{P\}$  : Chargement cumulé jusqu'à l'étape (r-1)

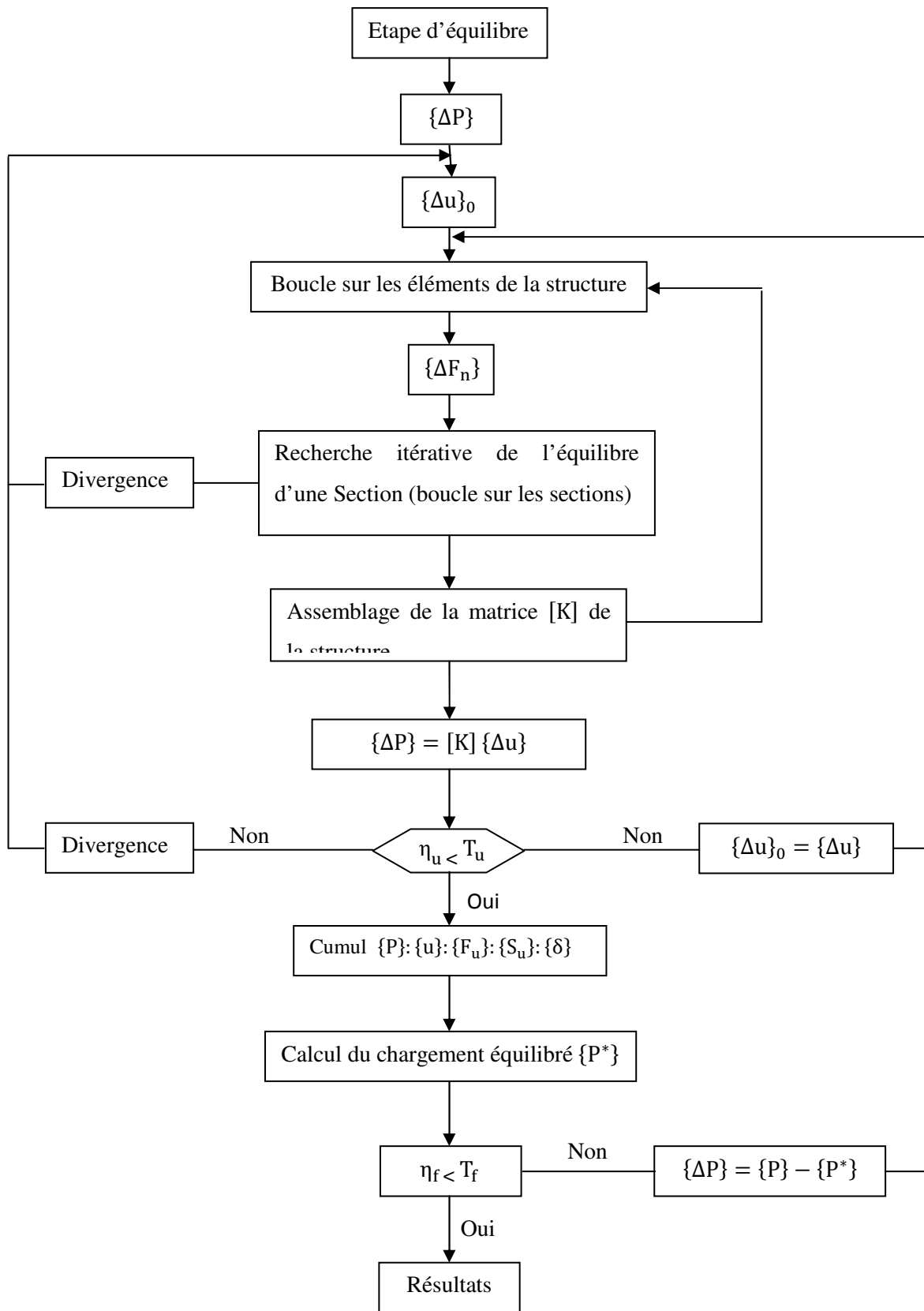
$\{\Delta U\}_0 = 0$



$[B']$  : Matrice approchée =  $f(\{S_U\}^{r-1})$  ,  $[B'']$  : Matrice exacte =  $f(\{S_U\}^r)$ .

r : numéro de l'étape, i : numéro de l'itération

3.3.2.2.8. Organigramme



**3.3.2.3. Description du fichier de données programme Hammoum :**

- 1     NBN   NEL    NTYPE  
NBN    : Nombre de noeuds  
NEL     : Nombre d'éléments  
NTYPE : Nombre de types de section
- 2     K     Coord (k,j) j = 1 , 2  
K       : Numéro du noeud ( k = 1 , NBN )  
Coord  : Coordonnées des noeuds
- 3     K   Connec (k,j) j=1 , 2   Typelement (K)  
K       : Numéro de l'élément  
Connec  : Vecteur véhiculant la conductivité de l'élément  
TYPEELEMENT (K) : indice de type de l'element =1, element poutre  
                  =2, element barre
- 4     NIMP : Nombre de noeuds avec composantes de déplacements imposés ( ou noeuds d'appui)
- 5     NUM (i)   Comp (i,j) j = 1 , 3  
Avec I = 1 , Nimp  
Num   : Numéro du noeud d'appui ( dans la liste des noeuds )  
i     : Indice du noeud (dans la liste des noeuds d'appuis )  
j     : Indice composante (1/Ox , 2/Oy , 3 rotations )  
Comp : Indice de la composante : = 1, appuis imposé  
  = 0, appuis libre
- 6     NNC0   NNC1  
NNC0 : Nombre de noeuds chargés dans le chargement {Po}  
NNC1 : Nombre de noeuds chargés dans le chargement {P1}
- 7     NUN(i)   FORCE0(i,j) j=1,3  
NUN : Numéro du noeud chargé par le chargement {Po} ( dans la liste des noeuds ) .  
i = 1 , NNC0  
i     : Indice des noeuds ( dans la liste des noeuds chargés par {Po})  
Force0 (i,j) : j = 1 Composante selon Ox de l'effort appliqué au noeud i  
                  j = 2 Composante selon Oy de l'effort appliqué au noeud i  
                  j = 3 Composante couple
- 8     NON(i)   FORCE1(i,j) j=1,3  
NON : Numéro du noeud chargé par le chargement {P1} ( dans la liste des noeuds ) .  
i = 1, NNC1  
i     : Indice des noeuds (dans la liste des noeuds chargés par {P1})  
Force1 (i,j) : j = 1 Composante selon Ox de l'effort appliqué au noeud i  
                  j = 2 Composante selon Oy de l'effort appliqué au noeud i  
                  j = 3 Composante couple
- 9     DALP   DDALP  
DALP  : Pas d'accroissement du coefficient de chargement,  
DDALP : Tolérance.

Entre deux étapes consécutives, est augmenté de DALP. En cas de divergence, DALP est divisé par 2 . Le calcul est arrêté lorsque DALP < DDALP .

Les phases qui vont suivre de 10 à 22 sont répétées NTYPE fois ( i= 1 , NTYPE )

- 10 NNE (i) NNS (i) TTYPE (i) NNP (i)  
 NNE (i) : Nombre de trapèzes de béton  
 NNS (i) : Nombre de lits d'armatures passives  
 TTYPE (i) : Type d'acier ( 1: Naturel ; 2 : Ecrouis )  
 NNP (i) : Nombre de câbles de précontrainte
- 11 BBL (i,j) , j = 1 , NNE (i)  
 BBL (i,j) : Base inférieure du trapèze d'ordre j
- 12 CCL (i,j) , j = 1 , NNE (i)  
 CCL (i,j) : Base supérieure du trapèze d'ordre j
- 13 OORD (i,j) , j = 1 , NNE (i) + 1  
 OORD (i,j) : Ordonnées des bases du trapèze d'ordre j par rapport à un axe de référence
- 14 FFE (i) FFT (i) EEC (i) RRB (i) RRC (i)  
 FFE (i) :  $f_{cj}$  - contrainte maximale de compression du béton ,  
 FFT (i) :  $f_{tj}$  - contrainte maximale de traction du béton ,  
 EEC (i) :  $E_b$  - Module de Young élastique du béton ,  
 RRB (i) : Paramètre caractérisant la branche ascendante de la loi de SARGIN ,  
 RRC (i) : Paramètre caractérisant la branche descendante de la loi de SARGIN .
- 15 EEPSRT (i) EEPSO (i) EEPSCU (i)  
 EEPSRT (i) : Déformation de rupture en traction  
 EEPSO (i) : Déformation du pic en compression  $\epsilon_o$   
 EEPSCU (i) : Déformation ultime de rupture en compression  $\epsilon_u$
- 16 SSE (i) EES (i) EEPSU (i) SSR (i) KKS (i)  
 SSE (i) :  $\sigma_e$  : Limite élastique de l'acier passif  
 EES (i) :  $E_a$  : Module de Young de l'acier passif  
 EEPSU (i) : Déformation de rupture ( 10 ‰ )  
 SSR (i) : Contrainte de rupture ( Acier Ecrouis )  
 KKS (i) : Type d'acier ( 1: Naturel ; 2 écrouis )
- 17 VVI (i,ies) ies = 1, NNS (i)  
 VVI (i,ies) : Côte de lit d'acier passif / axe de référence
- 18 AAS (i, ies) ies = 1 , NNS (i)  
 AAS (i,ies) : Aire du lit d'acier passif
- 19 SSP (i) EEP (i) EEPSUP (i) SSRP (i) TTI (i) KKP (i)  
 SSP (i) : Limite élastique de l'acier actif ,  
 EEP(i) : Module élastique de l'acier actif ,  
 EEPSUP (i) : Déformation de l'acier actif ,  
 SSRP (i) : Contrainte de rupture ,  
 TTI (i) : Tension initiale du câble ,  
 KKP (i) : = 1 pour section précontrainte ; = 0 pour section non précontrainte.
- 20 VVIP (i, iep) Iep = 1 , NNP (i)  
 VVIP (i,iep) : Ordonnée du câble d'ordre i /axe de référence
- 21 AAP (i,iep) Iep = 1 , NNP (i)  
 AAP (i,iep) : Aire du câble d'ordre i
- 22 ALPHA (i,iep) Iep = 1 , NNS (i)

ALPHA ( $i, iep$ ) : Angle que fait la ligne moyenne du câble d'ordre  $i$  avec l'axe horizontal de la section

### 3.4. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté l'outil de calcul basé sur deux programmes de calcul non linéaire d'ossatures en béton armé, déjà existants.

Le programme poutre\_mince effectue un calcul itératif portant sur la recherche de l'équilibre global de la structure. De ce fait la précision de calcul s'améliore proportionnellement à la finesse de la discrétisation. Le fichier de données est organisé en utilisant des mots clés permettant de faciliter sa préparation et sa lecture.

Le programme Hammoum effectue deux boucles de calcul itératif : une boucle pour la recherche de l'équilibre globale de la structure et une boucle pour l'équilibre de chaque section de calcul. La procédure est plus élaborée mais permet d'obtenir une bonne précision de calcul avec un nombre réduit d'éléments finis. Le fichier de données ne contient pas de mots clés ce qui rend sa lecture un peu plus difficile.

Dans la présente étude, nous avons modifié et enrichi ces deux programmes en y intégrant des éléments « maçonnerie » de type barre. L'outil de calcul, ainsi obtenu, permet de modéliser des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

**Chapitre 4 :**

**Confrontation à des résultats  
expérimentaux**

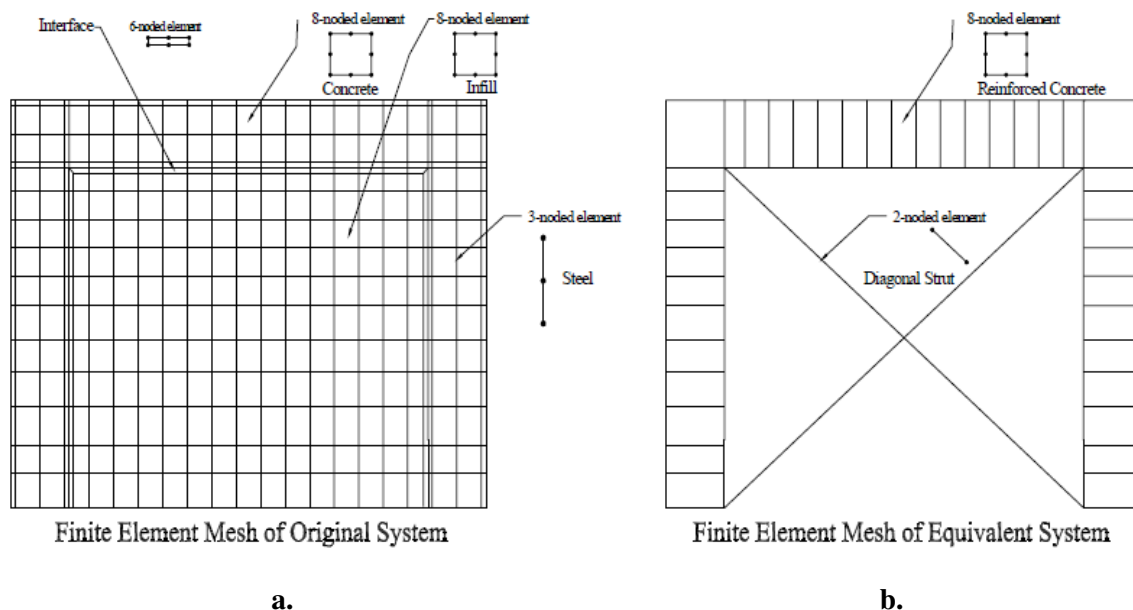
## 4.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter quelques exemples de portiques qui ont fait l'objet d'études expérimentales et théoriques tirées dans la littérature. Les résultats expérimentaux ont été confrontés aux résultats numériques donnés par programme Hammoum et poutre\_mince. Dans le deuxième on néglige complètement la contribution du béton et de la maçonnerie en traction.

## 4.2. Comparaisons des résultats

### 4.2.1. Portique étudié par Afefy et Taher

Cette étude porte sur deux modèles numériques étudiés par (Afefy ,2008) .Le premier modèle est un portique en béton armé, la maçonnerie est discrétisé en élément fini quadrilatère à huit nœuds (figure 40.a). Par contre le deuxième modèle la maçonnerie est remplacé par des bielles de compression qui est discrétisé en éléments fini linéaire à deux nœuds (figure 40.b).



**Figure 40.** Discretisation en éléments finis (Afefy ,2008).

Le portique en béton armé a 3.00 m de hauteur et 4.00 m de longueur, les poteaux et la poutre ont les dimensions suivantes 250x600 mm. Le panneau de remplissage est composé de la brique creuse rouge d'épaisseur 120mm (figure 41).

La contrainte de compression de béton ordinaire est de 25MPa, La contrainte ultime de l'acier doux longitudinale est de 360MPa, et la contrainte de compression de mortier est de 18 MPa.

Le portique est chargé par une force horizontale au sommet de poteau de gauche.

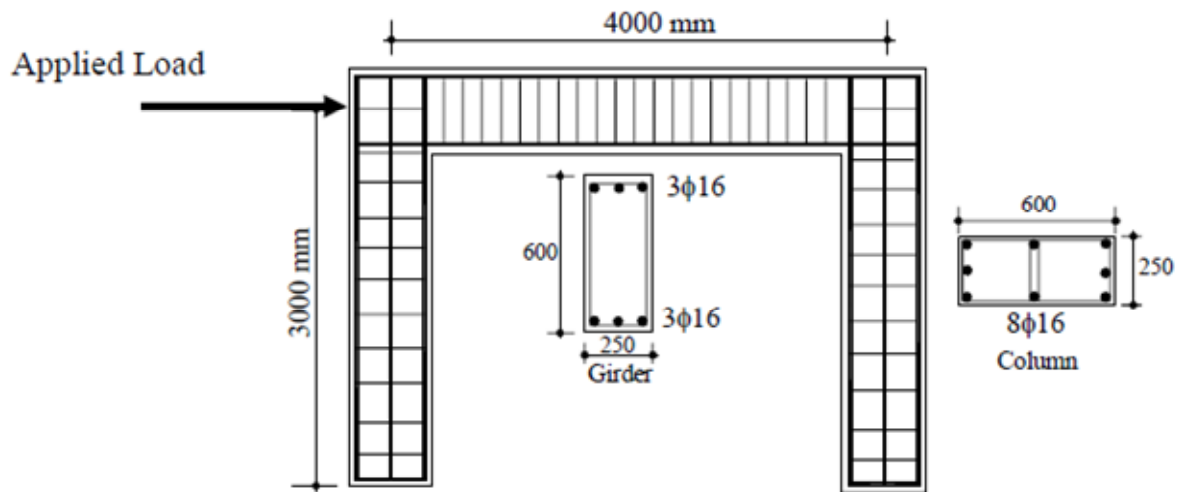


Figure 41. Géométrie et ferrailage du portique (Afefy, 2008)

Le portique est modélisé comme suit :

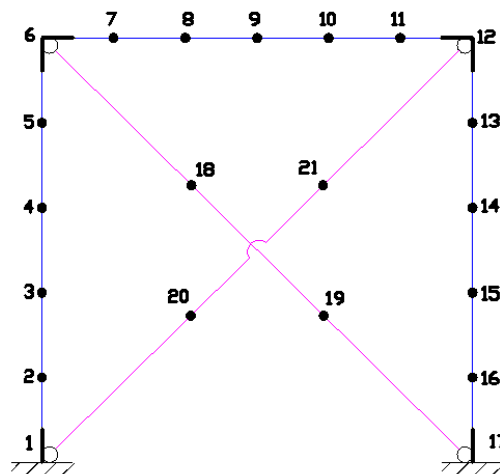


Figure 42. Modélisation du portique (Afefy, 2008)

La largeur :  $W_{diag} = 0.175(\lambda_h h)^{-0.4} \sqrt{L^2 + H^2}$  selon 'MAINSTONE'

$\lambda_h$ : La rigidité relative est donnée par la formule suivante :

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin 2\theta}{4.E_c.I_c.H}}$$

$E_c$  : Module d'Young des poteaux, =32164.16 MPa

$I_c$  : Inertie de la section des poteaux, =0.045m<sup>4</sup>

$E_m$  : Module d'élasticité de la maçonnerie =3190 MPa

$t_w$  : Epaisseur du remplissage, 0.012m

$h$  : Hauteur du portique, 3m

$l$  : Longueur du portique, 4m

$\theta$  : Inclinaison par rapport à l'horizontale de la diagonale du panneau =37°

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{3190 \times 0.12 \times 1.19}{4 \times 32164.16 \times 0.0045 \times 3}} = 0.284 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{D'où } W_{\text{diag}} = 0.175 \times (0.284 \times 3)^{-0.4} \times 5 = 0.933 \text{ m}$$

Détermination de la contrainte de compression de la maçonnerie :

L'élément de maçonnerie utilisé est de la brique rouge.

$$f'_m = K (f_b)^\alpha (f_{\text{mor}})^\beta$$

Vu le manque de données on a choisi la maçonnerie de groupe 3

$$f_{\text{mor}} = 18 \text{ MPa}$$

$$f_b = f_{\text{mean}} \cdot \delta \cdot \delta_c$$

$f_{\text{mean}}$  : Contrainte moyenne à la compression de l'élément de maçonnerie = 10MPa

$$\delta_c = 0.8 \text{ Séchage au four}$$

$$f_b = 10 \times 0.7 \times 0.8 = 5.6 \text{ MPa}$$

$$\text{Maçonnerie de groupe 3} \begin{cases} K = 0.4(\delta)^{-66} = 0.501 \\ \alpha = 0.65 \\ \beta = 0.25 \end{cases}$$

$$f'_m = 0.501 \times (5.6)^{0.65} \times (18)^{0.25} = 3.19 \text{ MPa}$$

La déformation correspondant au pic des contraintes  $\epsilon'_m$  : 0.012

#### • Analyse

Deux analyses ont été menées. La première analyse concerne le portique sans remplissage en maçonnerie (Figure 43), et la seconde analyse portique avec remplissage en maçonnerie (Figure 44).

#### ~ Cas du portique sans remplissage en maçonnerie

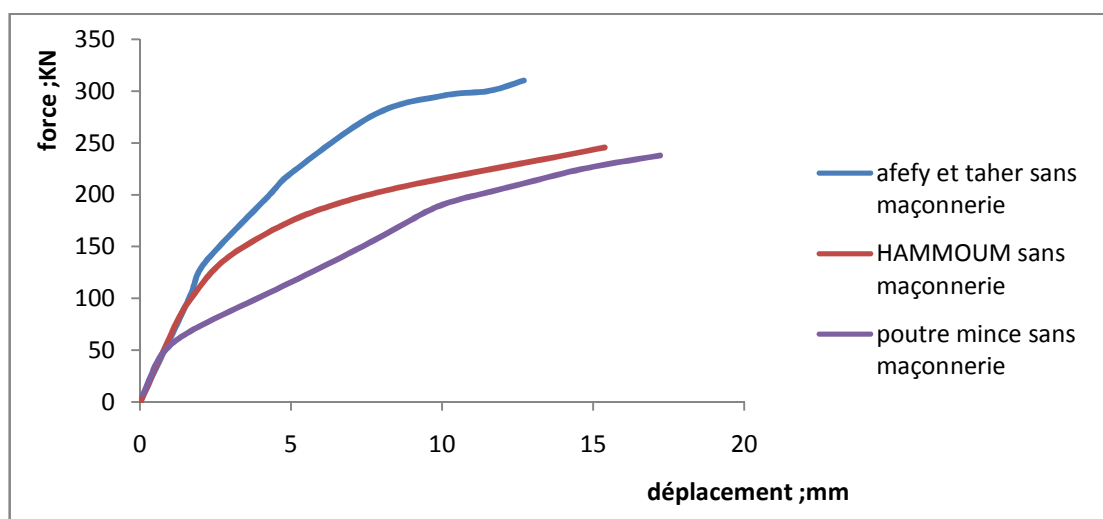


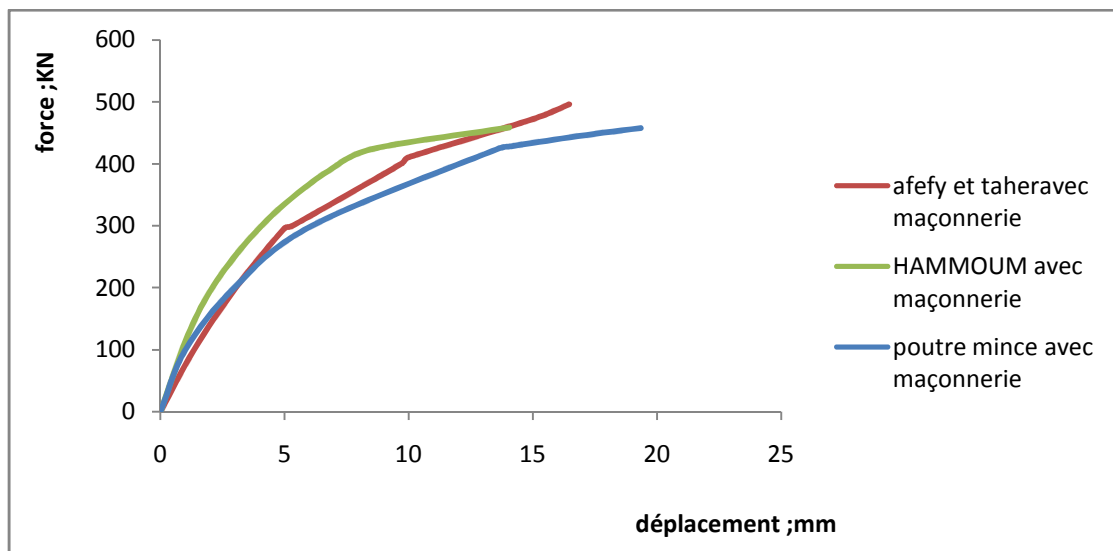
Figure 43. Courbe force-déplacement du portique sans remplissage Afefy et Taher.

On constate que la force de ruine calculée par les deux modèles est presque la même, mais elle est sous estimée par rapport à celle d'Afey et Taher, soit un écart de 22%. L'écart observé entre les deux courbes de calcul met en évidence l'effet du « tension stiffening » qui n'est pas négligeable.

**Tableau 1.** Charge et déplacement à la ruine du portique sans remplissage en maçonnerie.

	expérimentale	Calcul (Model Hammoum)	Rapport exp/calc	Calcul (poutre_mince)	Rapport exp/calc
Force (KN)	310	245.70	1.26	238	1.3
Déplacement (mm)	12.7	15.38	0.82	17.22	0.73

~ **Cas du portique avec remplissage en maçonnerie**



**Figure 44.** Courbe force-déplacement du portique avec remplissage Afey et Taher.

Pour le cas du portique avec remplissage, nous avons observé une très bonne concordance entre les trois courbes. Nous constatons que rupture s'est produite pour pratiquement pour la même valeur pour les deux modèles (Hammoum et poutre\_mince). Les deux modèles sous estiment de 8% la charge de rupture par rapport à l'expérimentale, ce qui nous semble très raisonnable. Nous constatons que la charge de rupture a augmenté

**Tableau 6.** Charge et déplacement à la ruine du portique avec remplissage en maçonnerie.

	expérimentale	Calcul (Model Hammoum)	Rapport exp/calc	Calcul (poutre_mince)	Rapport exp/calc
Force (KN)	496	458.43	1.08	457.5	1.08
Déplacement (mm)	16.46	14.05	1.17	19.34	0.85

Dans le tableau ci-après on montre le gain de résistance des portiques remplis de maçonnerie.

**Tableau 7.** Comparaison de la force de rupture et gain de résistance

	Force de rupture KN		Gain de résistance%
	Portique sans remplissage	Portique avec remplissage	
Etude Afefy et Taher	310	496	37.5
Programme Poutre_mince	238	457.5	48
Programme hammoum	245.7	458.43	46

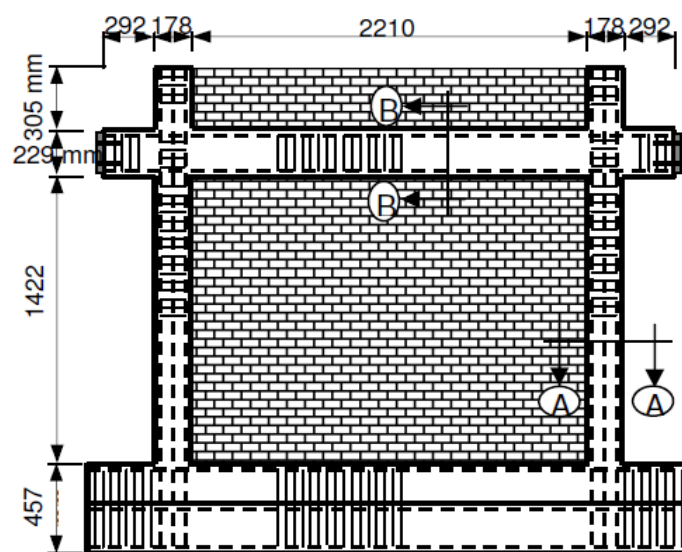
Après l'analyse des deux cas, nous constatons que la charge de rupture a augmenté en passant du portique sans maçonnerie au portique avec maçonnerie. Ce gain de résistance à la ruine avoisine les 45 %.

#### 4.2.2. Essais de Mehrabi et Shing

Nous allons étudier deux spécimens tirés d'une série d'essais réalisés par Mehrabi et Shing (Mehrabi, 1994).

Le premier spécimen « numéro 8 » est un portique faible avec remplissage faible. Le deuxième spécimen « numéro 9 » est un portique faible avec remplissage fort, leur conception est donnée par la (figure 45). Les deux spécimens ont été soumis à un chargement monotone croissant jusqu'à la rupture.

Des blocs en béton creux et pleins ont été employés pour représenter le panneau de remplissage faible et le panneau de remplissage fort respectivement (figure 46).



**Figure 45.** Conception de spécimens 8 et 9

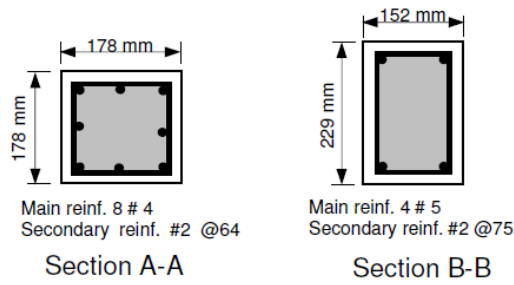


Figure 46.a. Ferrailage de la structure

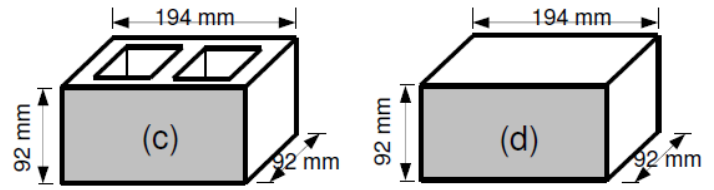


Figure 46.b. Dimension des éléments de maçonnerie

Les caractéristiques mécaniques du portique et du remplissage sont résumées dans le tableau 8.

Tableau 8. Résistance moyenne de béton et de maçonnerie (Mehrabi ,1994)

essai	Portique en béton					Prisme de maçonnerie		
	Module sécant MPa	résistance a la compression MPa	déformati on au pic de contrainte	Module de rupture Mpa	résistance à la traction MPa	module sécant MPa	résistance a la compression MPa	déformation au pic de contrainte
8	17.24	26.8	0.0027	4.86	2.77	5.1	9.52	0.0027
9	17.24	26.8	0.0027	4.86	2.77	8.24	14.21	0.0026

Le portique est modélisé comme suit :

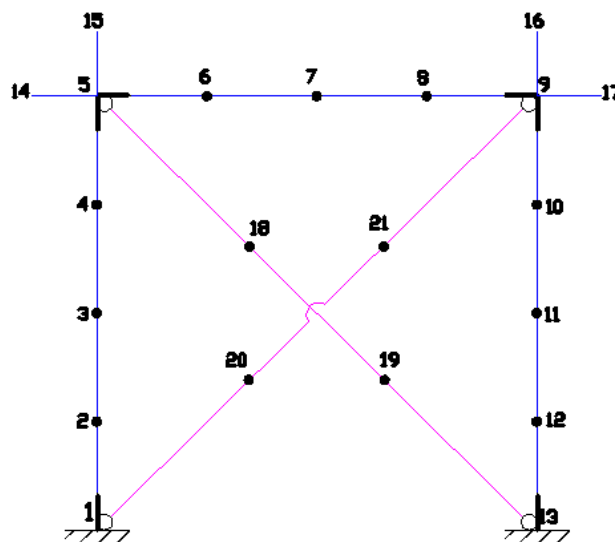
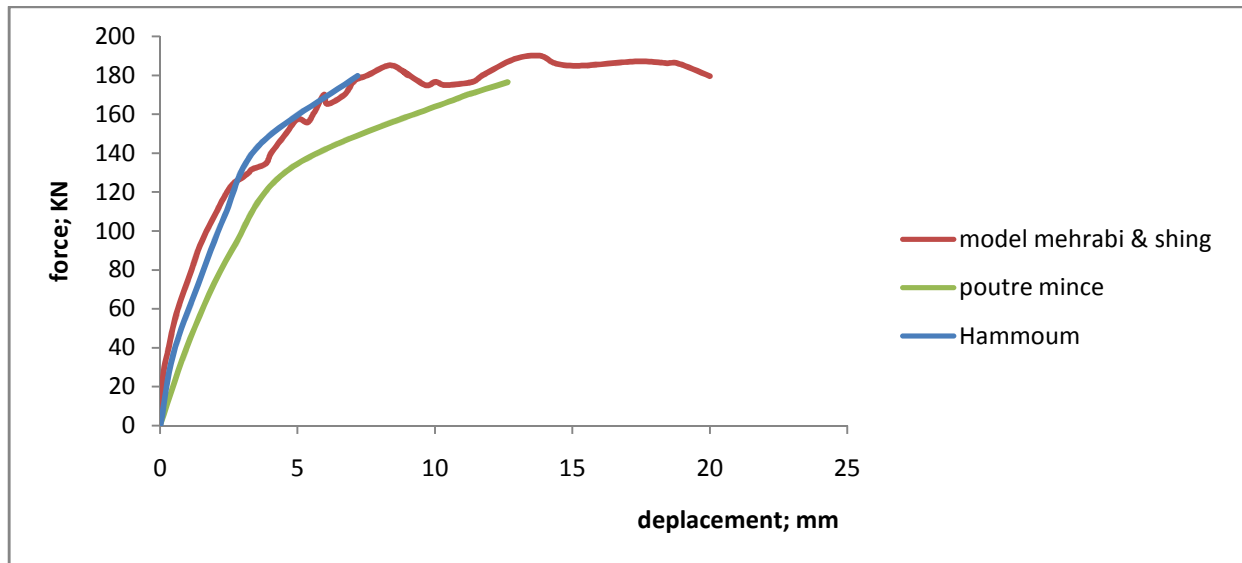


Figure 47. Modélisation du portique (Mehrabi ,1994)

- Analyse

~ Spécimen 8



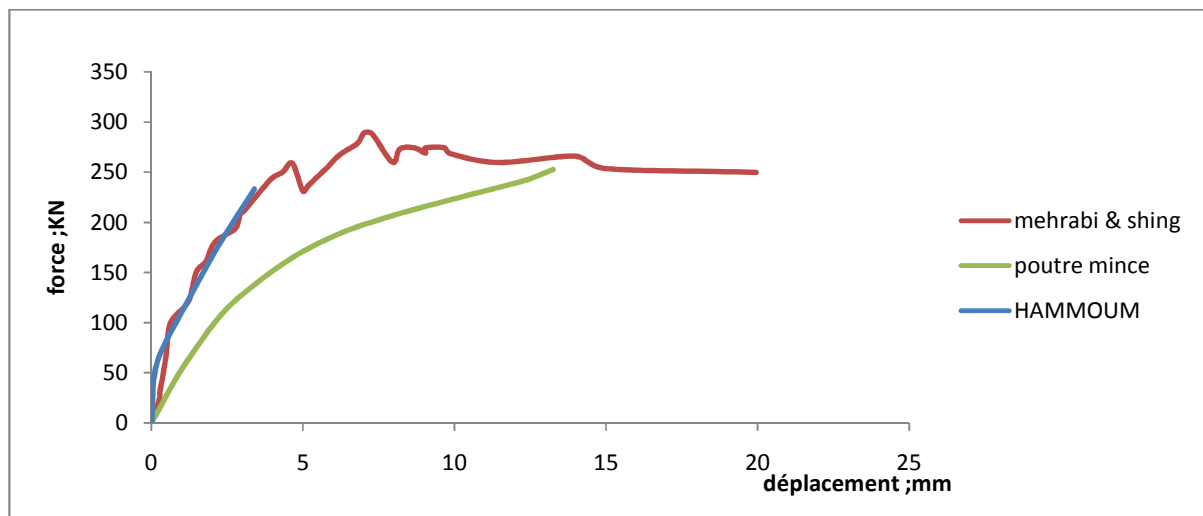
**Figure 48.** Relation force déplacement de spécimen n° 8.

Nous constatons que la courbe de Mehrabi et Sing est encadrée, assez correctement, par les deux courbes de notre calcul. On note, cependant, que le déplacement à la ruine est nettement supérieur au déplacement calculé.

**Tableau 9.** Charge et déplacement à la ruine du spécimen 8.

	expérimentale	Calcul (Model HAMMOUM)	Rapport exp/calc	Calcul (poutre_mince)	Rapport exp/calc
Force (KN)	179.5	215.62	0.83	176.40	1.01
Déplacement (mm)	20	8.41	2.37	12.64	1.58

## ~ Spécimen 9



**Figure 49.** Relation force déplacement de spécimen n° 9.

Pour le portique n° 8, on constate une très bonne corrélation entre la courbe expérimentale et celle du modèle Hammoum, jusqu'à une charge d'environ 235 KN, correspondant à un déplacement d'environ 3.4 mm. La courbe obtenue par le programme « poutre\_mince » est beaucoup moins rigide. L'écart important observé montre que la contribution de la maçonnerie à la rigidité du portique n'est pas négligeable et ce jusqu'à l'approche de la charge de rupture.

**Tableau 10.** Charge et déplacement à la ruine de spécimen 9.

	expérimentale	Calcul (Model Hammoum)	Rapport exp/calc	Calcul (poutre_mince)	Rapport exp/calc
Force (KN)	250	233.45	1.07	252.84	0.98
Déplacement (mm)	20	3.39	5.90	13.25	1.50

**Tableau 11.** Comparaison de la force de rupture et gain de résistance.

	Force de rupture KN		Gain de résistance %
	Portique avec remplissage faible	Portique avec remplissage fort	
Essais Mehrabi et Shing	188.3	250	24.68
Programme Poutre_mince	176.4	252.84	30.23
Programme Hammoum	179.75	233.45	23

D'après cette analyse, on constate que le portique avec remplissage fort est plus rigide, la force de rupture est plus importante par rapport au portique avec remplissage faible, ce gain de résistance avoisine 25% (tableau11).

### 4.2.3. Essai Alem 2003

Cet essai est réalisé au département de génie civil de l'université d'engineering et de la technologie de bangladesh (Bangladesh University of Engineering and Technology) (Amanat, 2007), Le portique en béton armé remplis de maçonnerie est soumis à une charge monotone jusqu'à la rupture, La charge a été augmentée par étapes au taux de 1 tonne.

Les caractéristiques géométriques et le ferrailage du portique sont montrés sur la (figure 50) et la (figure 51) respectivement.

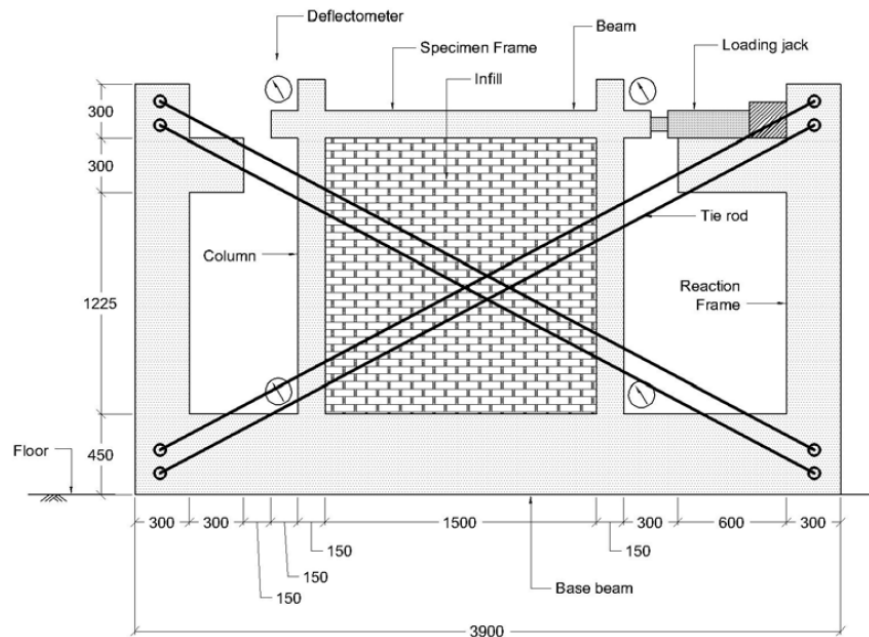


Figure 50. Caractéristiques géométriques du portique Alem.

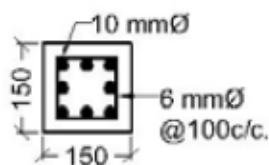


Figure 51. Coupe sur poutres et poteaux et leur ferrailage.

Des unités de maçonnerie réduite ont été employées. Les spécimens de maçonnerie ont été obtenus en découpant une brique normale de taille (250 mm x 125 mm x 75 mm) à l'aide d'une scie de diamant. Les briques employés sont pleines et ont les dimensions de 125 mm x 75 mm x 35mm. Sa configuration est montrée sur la (figure 52)

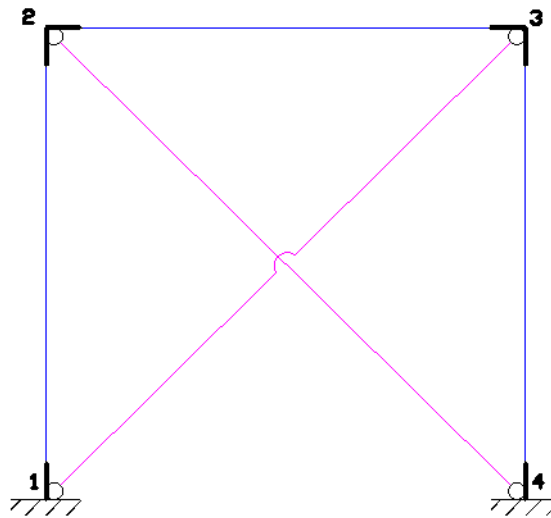


**Figure 52.** Spécimens réduits des briques découpés en tranches.

La résistance à la compression du béton est de 16.4 MPa à 7 jours, la résistance ultime est de 318 MPa pour les barres de 10 Ø

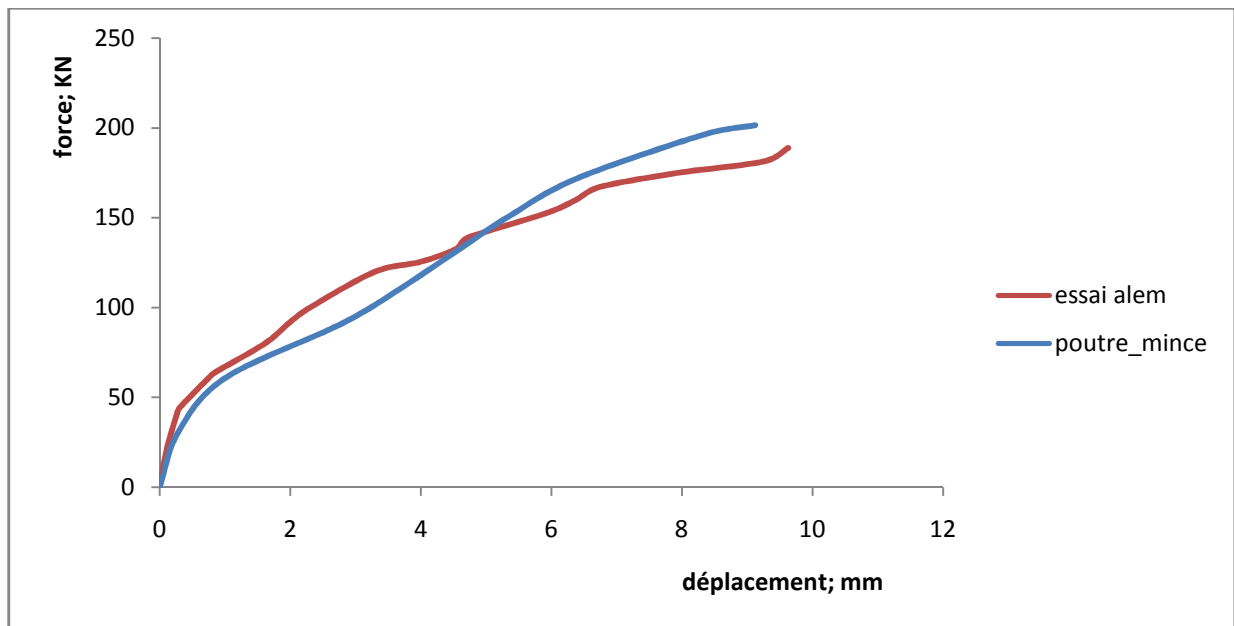
La résistance à la compression de prisme de maçonnerie de briques réduites collée par pile était 18 MPa et 14 MPa pour la charge perpendiculaire et parallèle aux joints respectivement.

Le portique est modélisé comme suit :



**Figure 53.** Modélisation du portique d'Alem.

- Analyse



**Figure 54.** Relation force déplacement (essai Alem).

La figure 54 montre une bonne concordance entre la courbe de calcul et l'expérimental, la force de rupture est sensiblement égale à la force maximale trouvée expérimentalement, l'évaluation de la charge de ruine est de 201.39 KN pour une charge de ruine réelle de 188.9 KN soit un écart de 6%.

**Tableau 12.** Charge et déplacement à la ruine (essai Alem).

	expérimentale	Calcul (poutre_mince)	Rapport exp/calc
Force (KN)	188.9	201.39	1.06
Déplacement (mm)	9.63	9.12	0.95

### 4.3. Conclusion

L'analyse des résultats numériques confrontés aux résultats expérimentaux se sont avérés satisfaisants. La charge de rupture augmente lorsque le portique est rempli de maçonnerie ce qui signifie que ce dernier est plus rigide. Nous constatons que la maçonnerie contribue considérablement à augmenter la rigidité du portique,

La nature de remplissage influence considérablement sur la résistance du portique, Ce dernier résiste plus lorsque les éléments de maçonnerie utilisés sont pleins (remplissage fort).

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

La plupart des bâtiments en algérie sont réalisés en portique (poteaux-poutres) avec des remplissages en maçonnerie.

Lors de la justification des efforts sismiques, la contribution des panneaux en maçonnerie n'est pas prise en considération. Or, leur influence sur la rigidité et la résistance de l'ossature du bâtiment n'est pas négligeable.

Dans ce travail, nous avons développé une méthode d'analyse non linéaire des ossatures planes en béton armé tenant compte des remplissages en maçonnerie. Ces derniers sont modélisés par des bielles comprimées équivalentes supposées constituées d'un matériau isotrope et homogène. Pour les besoins de l'analyse, nous avons modifié et adapté deux programmes de calcul existant, conçus initialement pour la simulation non linéaire des structures planes constituées d'éléments poutres et poteaux.

L'outil de calcul, ainsi obtenu permet de simuler le comportement non linéaire « pas à pas » jusqu'à rupture des ossatures planes en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

Les simulations numériques effectuées sur des exemples expérimentaux et théoriques ont permis, dans un premier temps, de valider les modifications apportées aux deux programmes existants.

La confrontation des résultats du calcul aux résultats expérimentaux met en évidence le degré de contribution des remplissages en maçonnerie à l'augmentation de la rigidité, on note également une certaine augmentation de la résistance, comme nous avons pu le mettre en évidence dans l'exemple d'Affify et Taher où le gain de résistance est de 45 %. Aussi la nature de remplissage influe sur la résistance comme nous avons constaté dans l'exemple Mehrabi et Shing avec une augmentation de 25%.

La présence de la maçonnerie contribue considérablement à augmenter la rigidité du portique, elle influe sur la réponse de la structure. Donc sa prise en compte dans les calculs est nécessaire.

### Perspectives

- Elaborer un Modèle à plusieurs diagonales équivalentes afin d'estimer la contribution de zone de compression plus large dans le panneau.
- Etudier l'influence des ouvertures dans les murs.

## **Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

- Afey H. M., Taher S. F, 2008**, «*role of masonry infill in seismic resistance of rc structures* », The Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 33, Number 2B.
- Amanat K. M., Alam M.M.M., Alam M.S., 2007**, «*Experimental investigation of the use of ferrocement laminates for repairing masonry in filled RC frames* », Journal of Civil Engineering (IEB),
- Apostolska R., Necevska-Cvetanovska G., Cvetanovska J., 2009**, «*Seismic performance of rc building structures with masonry infill*», COST C26 Urban Habitat Construction under Catastrophic Events WG2: Earthquake Resistance, Portugal.
- Asteris P.G., 2003**, «*Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames* », journal of structural engineering © ASCE
- Balandier P., 2001**, «*CONCEPTION PARASISMIQUE DES BATIMENTS, Eléments de conception parasismique à l'usage des techniciens du bâtiment*», DDE Martinique – SECQUIP.
- Basiouny W., Ghobarah A., 2008**, «*modeling of masonry infill panels for dynamic analysis* », the 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Bekhteri J. , Makhtar A. M. , Sambasivam S. , 2004**, «*finite element modelling of structural clay brick masonry subjected to axial compression*», jurnal teknologi41.B.malaysia.
- Bouchakor T., 1984**, «*Interaction entre ossature en béton arme et maçonnerie de briques creuses sous sollicitations de type sismique*», L'école Nationale des Ponts et Chaussées, thèse de doctorat.
- Brooks J.J., ABU Baker B.H., 1998**, «*The Modulus of Elasticity of Masonry WT*», he British Masonrv Societv Journal. Vol. 12. No. 2.
- Cruz Diaz J.I., 2002**, «*Etude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite*», PhD thesis, Université de Marne-la-Vallée.
- Danesh F., Behrang V., 2004**, «*the influence of masonry infill walls on dynamic behavio*», 13th World Conference on Earthquake Engineering of concrete structures, Vancouver, B.C., Canada.
- Davidovici V., 2003**, «*séisme de Boumerdés 21 mai 2003* », rapport préliminaire .DYNAMIQUE CONCEPT.
- DTR B-C 2-48, 2003**, Règlement parasismique algérienCGS Alger.
- Dawe J.L., Seah C.K., (1989)**, «*Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads*», 5<sup>th</sup> Canadian Masonry Symposium, Vancouver.
- Durgesh C. RAI, 2010**, «*Masonry infills in framed buildings* », Department of Civil Engineering Indian Institute of Technology Kanpur - 208 016, CE625-Masonry Structures-IITK-DCRai.
- Durrani A.J., Luo Y.H., 1994**, «*Seismic retrofit of flat slab buildings with masonry infill*», NCEER Workshop on Seismic response of masonry infills, San Francisco.

- Espion B., 1986**, «*Contribution à l'analyse non linéaire des ossatures planes Application aux structures planes en béton armé* » Thèse de Doctorat - Université Libre de BRUXELLES - 1986.
- Esteva, 1960**, «*Behaviour under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members*» - International Symposium on the effects of repeated, loading of material and structural elements Mexico.
- Ferraro Maia A.C, 1978**, «*analyse non linéaire des portiques plans en béton armé ou du précontraint compte tenu du retrait, du fluage et de la relaxation* », thèse de docteur ingénieur, université de paris VI.
- Franclin H.A, 1970**, «*nonlinear analysis of reinforced concrete frames and panels*» thesis, department of civil engineering, university of California.
- Grelat A., 1978**, « *analyse non linéaire des ossatures hyperstatique en béton armé* », thèse de doctorat ingénieur, université PARIS VI.
- Grelat A., 1978**, « *Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en béton armé*», Annales de l'ITBTP N° 366.
- Gunnin B.L., Rad F.N., Furlong W., 1977**, «*a general nonlinear analysis of concrete structure and comparison with frame tests* », computers and structures 7 (3), pp. 257-265.
- Hammoum H., 1998**, « *Simulation numérique du comportement non-linéaire des ossatures plane, application aux structures en béton armé (béton ordinaire, béton de haute performance) et structure en béton précontraint* », thèse de magister, UMMTO.
- Hemant B., Kaushik, Durgesh C. RAI, Sudhir K., Jain, Asce M., 2007**, «*Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression*», JOURNAL OF MATERIALS IN CIVIL ENGINEERING © ASCE.
- Hurez M., Juraszek n., Pelce M., 2009**, Eurocode 6, «*dimensionner les ouvrages en maçonnerie*», guide d'application .édition afnor
- Karamanski K, 1967**, «*Calculating infilled frames by the method of finite element Proceedings*», Symposium on Tall Buildings, Pergamon Press, pp. 455" - 461.
- Klingner R.E., Bertero V.V, 1978**, «*Earthquake resistance of infilled frames* »-Journal of the Structural Division - ASCE, Vol. 104, N° ST6.
- Klingner R.E., Bertero V.V., 1976**, « *Infilled frames in earthquake-resistant construction*», Report n° EERC 76 - 32, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkaley, California, U.S.A.
- Kwak.H.G, Song.J.Y 2001**,«*Cracking analysis of RC members using polynomial strain distribution function*», Engineering structure 24 (2002) 455-468, korea advanced. Institute of science and technology.
- Liauw , Kwan , 1982**,«*Non linear analysis of multistory infilled frames* », Proc of the inst. of civil eng.
- Lotfi, H. R. and P. B. Shing ,1991**, “*An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis.*” J. Computers Struct., ASCE, Vol. 120(1), 63-80.

- Madan A., Reinhorn A.M., Mander J.B., Vall R.E., 1997**, «*modeling of masonry infill panels for structural analysis*», journal of structural engineering.
- Magenes G., Pampanin S., 2004** « *seismic reponse of gravity load design frameswith masonry infills*» 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada
- Mainstone R.J., 1971**, « *On the stiffness and strength of infilled frames »*, Proc. Inst. Civil Eng, Suppl. IV, Paper 7360S, 57-90.
- Mehrabi A. B., shing P. B., Schuller M. P., Noland J. L., (1994)** «*Performance of masonry-infilled ric frames under in-plane lateral loads*», Boulder, CO 80309-0428 Research Series No. CD/SR-94/6, University of Colorado
- Meziane R., 2008**, «*Modélisation et simulation du comportement non-linéaire des structures planes, en béton arme et de béton de fibre, par des éléments finis poutre »*, mémoire de magister, UMMTO.
- Nait Rabah O., (1990)**, «*Simulation Numérique du comportement non linéaire des ossatures spatiales Application, aux structures en béton armé, en béton précontraint et mixtes*», Thèse de doctorat - Ecole Centrale de PARIS.
- Nilson A.H., 1968**, «*non linear analysis of reinforced concrete by the finite elements method »*, J.Struct.Div.ASCE 65 (9).
- Omerovic B, 2005**, « *Essais statiques-cycliques de refonds couplés en maçonnerie*». Travail pratique de diplôme, laboratoire d'informatique et de mécanique appliquée a la construction, Lausanne
- Pita A. L., 2007**, «*Analyse comportementale aux Eléments Finis de la maçonnerie en tant que revêtement des tunnels anciens. Application à la construction des niches de protection de personnel*», these, universitat politecnica de catalunya.
- Priestly Mjn., Paulay T., 1992**, «*seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*», Livre.
- Riddington J.R, 1974**, « *Composite behaviour of walls interacting with flexural members*». Thesis submitted for the Ph. D. degree, Université of Southampton.
- Smith B.S., 1962**, « *Lateral stiffness of infilled frames*», Proc. Am. Soc. Civ. Engineers, 88, 183.
- Smith B.S., 1966**, «*Behaviour of square infilled frames*», Proc. Am. Soc. Civ. Engineers, 92, 381 (1966).

# **Annexe 1**

**Fichier de donnée du programme**

**Hammoum**

***A1.1 Étude théorique d'Afey et Taher avec remplissage en maçonnerie***

21 22 3  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 32164160 0.0045 0.15 .0 0.125  
 3190000 0.0028489 0.07896 .25 0.0658  
 3190000 0.0028489 0.07896 .25 0.0658  
 3190000 0.0028489 0.07896 .25 0.0658  
 3190000 0.0028489 0.07896 .25 0.0658  
 3190000 0.0028489 0.07896 .25 0.0658  
 3190000 0.0028489 0.07896 .25 0.0658  
 1 0.000 0.000  
 2 0.000 0.600  
 3 0.000 1.200  
 4 0.000 1.800  
 5 0.000 2.400  
 6 0.000 3.000  
 7 0.670 3.000  
 8 1.330 3.000  
 9 2.000 3.000  
 10 2.670 3.000  
 11 3.330 3.000  
 12 4.000 3.000  
 13 4.000 2.400  
 14 4.000 1.800  
 15 4.000 1.200  
 16 4.000 0.600  
 17 4.000 0.00  
 18 1.330 2.000  
 19 2.670 1.000  
 20 1.330 1.000  
 21 2.670 2.000  
 1 1 2 1  
 2 2 3 1  
 3 3 4 1  
 4 4 5 1  
 5 5 6 1  
 6 6 7 1  
 7 7 8 1  
 8 8 9 1  
 9 9 10 1  
 10 10 11 1  
 11 11 12 1





***A1.2 Etude théorique d'Afey et Taher sans remplissage en maçonnerie***

```

17 16 2
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
32164160 0.0045 0.15 .0 0.125
1 0.000 0.000
2 0.000 0.600
3 0.000 1.200
4 0.000 1.800
5 0.000 2.400
6 0.000 3.000
7 0.670 3.000
8 1.330 3.000
9 2.000 3.000
10 2.670 3.000
11 3.330 3.000
12 4.000 3.000
13 4.000 2.400
14 4.000 1.800
15 4.000 1.200
16 4.000 0.600
17 4.000 0.00
1 1 2 1
2 2 3 1
3 3 4 1
4 4 5 1
5 5 6 1
6 6 7 1
7 7 8 1
8 8 9 1
9 9 10 1
10 10 11 1
11 11 12 1
12 12 13 1
13 13 14 1
14 14 15 1
15 15 16 1
16 16 17 1
2
1 0 0 0
17 0 0 0
0 1
5 7 0 0

```



1  
1  
1  
1  
1  
1  
1  
1  
1  
1  
1  
1

***A1.3 Essai de mehrabi & shing « portique avec remplissage faible »***

21 22 3  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 9520000 0.00006508 0.018763 .25 0.015635  
 9520000 0.00006508 0.018763 .25 0.015635  
 9520000 0.00006508 0.018763 .25 0.015635  
 9520000 0.00006508 0.018763 .25 0.015635  
 9520000 0.00006508 0.018763 .25 0.015635  
 9520000 0.00006508 0.018763 .25 0.015635  
 1 0.000 0.000  
 2 0.000 0.384  
 3 0.000 0.768  
 4 0.000 1.152  
 5 0.000 1.5365  
 6 0.597 1.5365  
 7 1.194 1.5365  
 8 1.791 1.5365  
 9 2.388 1.5365  
 10 2.388 1.152  
 11 2.388 0.768  
 12 2.388 0.384  
 13 2.388 0.000  
 14 -0.381 1.5365  
 15 0.00 1.956  
 16 2.388 1.956  
 17 2.769 1.5365  
 18 1.020 0.800  
 19 1.590 0.630  
 20 1.020 0.630  
 21 1.590 0.800  
 1 1 2 1  
 2 2 3 1  
 3 3 4 1  
 4 4 5 1  
 5 5 6 1  
 6 6 7 1  
 7 7 8 1  
 8 8 9 1  
 9 9 10 1  
 10 10 11 1  
 11 11 12 1





***A1.4 Essai de mehrabi & shing « portique avec remplissage fort »***

21 22 3  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.00008365 0.031684 .0 0.026403  
 32918320 0.0001521 0.034808 .0 0.0290  
 9520000 0.00017561 0.026128 .0 0.02177  
 9520000 0.00017561 0.026128 .0 0.02177  
 9520000 0.00017561 0.026128 .0 0.02177  
 9520000 0.00017561 0.026128 .0 0.02177  
 9520000 0.00017561 0.026128 .0 0.02177  
 9520000 0.00017561 0.026128 .0 0.02177  
 1 0.000 0.000  
 2 0.000 0.384  
 3 0.000 0.768  
 4 0.000 1.152  
 5 0.000 1.5365  
 6 0.597 1.5365  
 7 1.194 1.5365  
 8 1.791 1.5365  
 9 2.388 1.5365  
 10 2.388 1.152  
 11 2.388 0.768  
 12 2.388 0.384  
 13 2.388 0.000  
 14 -0.381 1.5365  
 15 0.00 1.956  
 16 2.388 1.956  
 17 2.769 1.5365  
 18 1.020 0.800  
 19 1.590 0.630  
 20 1.020 0.630  
 21 1.590 0.800  
 1 1 2 1  
 2 2 3 1  
 3 3 4 1  
 4 4 5 1  
 5 5 6 1  
 6 6 7 1  
 7 7 8 1  
 8 8 9 1  
 9 9 10 1  
 10 10 11 1  
 11 11 12 1





**Annexe 2 :**

**Fichier de donnée du programme**

**Poutre\_mince**

## A2.1 *Etude théorique d'Afey et Taher avec remplissage en maçonnerie*

début\_titre

\$

\$ Etude théorique d'Afey et Taher avec remplissage en maçonnerie

\$

fin\_titre

donnees\_globales

21 22 3 1 3 2 3 10 10 2

elements

1 1 1 1 2

2 1 1 2 3

3 1 1 3 4

4 1 1 4 5

5 1 1 5 6

6 1 2 6 7

7 1 2 7 8

8 1 2 8 9

9 1 2 9 10

10 1 2 10 11

11 1 2 11 12

12 1 1 12 13

13 1 1 13 14

14 1 1 14 15

15 1 1 15 16

16 1 1 16 17

17 2 3 6 18

18 2 3 18 19

19 2 3 19 17

20 2 3 1 20

21 2 3 20 21

22 2 3 21 12

coordonnees

1 0.000 0.000

2 0.000 600

3 0.000 1200

4 0.000 1800

5 0.000 2400

6 0.000 3000

7 670 3000

8 1330 3000

9 2000 3000

10 2670 3000

11 3330 3000

12 4000 3000

13 4000 2400

14 4000 1800

15 4000 1200

16 4000 600

17 4000 0.00

18 1330 2000

19 2670 1000

20 1330 1000

21 2670 2000

section

1 600. 1 3

```

250. 250. -300. 300. 1
-275. 603.1 2
0. 402.1 2
275. 603.1 2
2 600. 1 2
250. 250. -300. 300. 1
-275. 603.1 2
275. 603.1 2
3 658. 1 0
120. 120. -329. 329. 3
conditions_limites
1 111 0. 0. 0.
17 111 0. 0. 0.
matériaux
1 2 32164.16 0.2 25. 25. 0.0027 0.0035 2.1 0.002 3 3
2 3 200000. 0.3 400. 500. 0.01 0. 0. 0. 0.
3 2 3190. 0.25 3.19 3.19 0.002 0.0035 0.0001 0.0009 4 3
charges
1 0
charges_nodales
1
6 50000. 0. 0.
increment
2. 0.05 130 2
2. 0.05 130 2
2. 0.05 130 2
2.5 0.05 130 2
0.05 0.05 130 2
0.15 0.05 130 2
0.15 0.05 130 2
0.15 0.05 130 2
0.15 0.05 130 2
0.15 0.05 130 2
0.85 0.05 130 2

```

***A2.2 Etude théorique d'Afefy et Taher sans remplissage en maçonnerie***

début\_titre

\$

\$ Etude théorique d'Afefy et Taher sans remplissage en maçonnerie

\$

fin\_titre

donnees\_globales

17 16 2 1 3 2 2 10 10 2

elements

1 1 1 1 2

2 1 1 2 3

3 1 1 3 4

4 1 1 4 5

5 1 1 5 6

6 1 2 6 7

7 1 2 7 8

8 1 2 8 9

9 1 2 9 10

10 1 2 10 11

11 1 2 11 12

12 1 1 12 13

13 1 1 13 14

14 1 1 14 15

15 1 1 15 16

16 1 1 16 17

coordonnees

1 0.000 0.000

2 0.000 600

3 0.000 1200

4 0.000 1800

5 0.000 2400

6 0.000 3000

7 670 3000

8 1330 3000

9 2000 3000

10 2670 3000

11 3330 3000

12 4000 3000

13 4000 2400

14 4000 1800

15 4000 1200

16 4000 600

17 4000 0.00

section

1 600. 1 3

250. 250. -300. 300. 1

-275. 603.1 2

0. 402.1 2

275. 603.1 2

2 600. 1 2

250. 250. -300. 300. 1

-275. 603.1 2

275. 603.1 2

conditions\_limites

1 111 0. 0. 0.

17 111 0. 0. 0.

materiaux

1 2 32164.16 0.2 25. 25. 0.0027 0.0035 2.1 0.002 3 3

2 3 200000. 0.3 400. 500. 0.01 0. 0. 0. 0. 0.

charges

1 0

charges\_nodales

1

6 32000. 0. 0.

increment

2. 0.05 130 2

2.5 0.05 130 2

2. 0.05 130 2

2. 0.05 130 2

0.9 0.05 130 2

0.15 0.05 130 2

0.15 0.05 130 2

0.15 0.05 130 2

0.1 0.05 130 2

0.05 0.05 130 2

**A2.3 Essai de mehrabi & shing « portique avec remplissage faible »**

début\_titre

\$

\$ Essai de mehrabi &amp; shing « portique avec remplissage faible »

\$

fin\_titre

donnees\_globales

21 22 3 1 3 2 3 10 10 2

elements

1 1 1 1 2

2 1 1 2 3

3 1 1 3 4

4 1 1 4 5

5 1 2 5 6

6 1 2 6 7

7 1 2 7 8

8 1 2 8 9

9 1 1 9 10

10 1 1 10 11

11 1 1 11 12

12 1 1 12 13

13 1 2 14 5

14 1 1 5 15

15 1 1 9 16

16 1 2 9 17

17 2 3 5 18

18 2 3 18 19

19 2 3 19 13

20 2 3 1 20

21 2 3 20 21

22 2 3 21 9

coordonnees

1 0.000 0.000

2 0.000 384

3 0.000 768

4 0.000 1152

5 0.000 1536.5

6 597 1536.5

7 1194 1536.5

8 1791 1536.5

9 2388 1536.5

10 2388 1152

11 2388 768

12 2388 384

13 2388 0.000

14 -381 1536.5

15 0.00 1956

16 2388 1956

17 2769 1536.5

18 1020 800

19 1590 630

20 1020 800

21 1590 630

section

```

1 178. 1 3
178. 178. -89 89. 1
-80 37.68 2
0 25.12 2
+80 37.68 2
2 229. 1 2
152. 152. -114.5 114.5 1
-110. 39.25 2
+110. 39.25 2
3 157. 1 0
92. 92. 0. 157. 3
conditions_limite
1 111 0. 0. 0.
13 111 0. 0. 0.
matériaux
1 2 32918.32 0.2 25 26.8 0.0027 0.0035 2.77 0.002 4 3
2 3 196000. 0.3 420.9 420.9 0.01 0. 0. 0. 0 0.
3 2 9520. 0.25 8.5 9.52 0.0027 0.0035 0.0001 0.0009 4 3
charges
1 0
charges_nodales
2
15 0 -14789 0
16 0 -14789 0
incrément
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
charges
1 0
charges_nodales
1
5 18000. 0. 0.
increment
2.5 0.05 50 2
2.5 0.05 50 2
2.4 0.05 50 2
2. 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2

```

**A2.4 Essai de mehrabi & shing « portique avec remplissage fort »**

début\_titre

\$

\$ Essai de mehrabi &amp; shing « portique avec remplissage fort »

\$

fin\_titre

donnees\_globales

21 22 3 1 3 2 3 10 10 2

elements

1 1 1 1 2

2 1 1 2 3

3 1 1 3 4

4 1 1 4 5

5 1 2 5 6

6 1 2 6 7

7 1 2 7 8

8 1 2 8 9

9 1 1 9 10

10 1 1 10 11

11 1 1 11 12

12 1 1 12 13

13 1 2 14 5

14 1 1 5 15

15 1 1 9 16

16 1 2 9 17

17 2 3 5 18

18 2 3 18 19

19 2 3 19 13

20 2 3 1 20

21 2 3 20 21

22 2 3 21 9

coordonnees

1 0.000 0.000

2 0.000 384

3 0.000 768

4 0.000 1152

5 0.000 1536.5

6 597 1536.5

7 1194 1536.5

8 1791 1536.5

9 2388 1536.5

10 2388 1152

11 2388 768

12 2388 384

13 2388 0.000

14 -381 1536.5

15 0.00 1956

16 2388 1956

17 2769 1536.5

18 1020 800

19 1590 630

20 1020 630

21 1590 800

section

1 178. 1 3

```

178. 178. -89 89. 1
-80 37.68 2
0 25.12 2
+80 37.68 2
2 229. 1 2
152. 152. -114.5 114.5 1
-110. 39.25 2
+110. 39.25 2
3 212. 1 0
92. 92. 0. 212. 3
conditions_limites
1 111 0. 0. 0.
13 111 0. 0. 0.
matériaux
1 2 32918.32 0.2 25 26.8 0.0027 0.0035 2.77 0.002 4 3
2 3 196000. 0.3 420.9 420.9 0.01 0. 0. 0. 0 0.
3 2 14210. 0.25 11 14.21 0.0026 0.0035 0.0001 0.0009 4 3
charges
1 0
charges_nodales
2
15 0 -14789 0
16 0 -14789 0
incrément
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
1 0.05 50 2
charges
1 0
charges_nodales
1
5 25800. 0. 0.
increment
2.5 0.05 50 2
2.5 0.05 50 2
2.4 0.05 50 2
2. 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2
0.1 0.05 50 2

```

**A2.5 Essai d'Alem**

début\_titre

\$

\$ Essai d'Alem

\$

fin\_titre

donnees\_globales

4 5 2 1 3 2 3 10 10 2

elements

1 1 1 1 2

2 1 1 2 3

3 1 1 3 4

4 2 2 2 4

5 2 2 1 3

coordonnees

1 0.000 0.000

2 0.000 1675

3 1650 1675

4 1650 0.000

section

1 150. 1 3

150. 150. 0 150. 1

25 235.5 2

75 157 2

125 235.5 2

2 183 1 0

75 75 0 183 1

conditions\_limites

1 111 0. 0. 0.

4 111 0. 0. 0.

matériaux

1 2 32062.66 0.2 24.76 24.76 0.0028 0.0035 2.08 0.0012s 3 2

2 3 196000. 0.3 318 318 0.01 0. 0. 0. 0.

3 2 7320. 0.25 7.32 7.32 0.0027 0.0035 0.0009 0.0001 4 3

charges

1 0

charges\_nodales

1

2 20200. 0. 0.

increment

1. 0.05 50 2

1. 0.05 50 2

1. 0.05 50 2

1. 0.05 50 2

1.5 0.05 50 2

1.5 0.05 50 2

1.5 0.05 50 2

1.2 0.05 50 2

0.25 0.05 50 2

0.05 0.05 50 2