

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI

- TIZI OUZOU -

**Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil**

THESE DE DOCTORAT

Spécialité : **Génie civil**

Présentée par :

Ourida HELLAL SFAKSI

THÈME

**RELATION ENTRE LA DUCTILITE GLOBALE ET LE
FACTEUR DE COMPORTEMENT POUR LES STRUCTURES
EN MACONNERIE ARMEE**

Devant la commission d'examen :

Mme KHARCHI Fatoum	Professeur - USTHB d'Alger	Présidente
Mr AIT AIDER Hacene	Professeur - UMMTO	Rapporteur
Mr SI SALEM Abdelmadjid	Maître de conférences A – UMMTO	Examineur
Mr MERZOUD Mouloud	Professeur - UBM d'ANNABA	Examineur
Mr MECHICHE Med Oussalem	Maître de conférences A – UMMTO	Invité

Soutenu le : 15 / 04 / 2023

REMERCIEMENTS

En premier, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience de finir ce travail.

Je tiens à présenter mes remerciements à mon Directeur de thèse Monsieur BOUHERAOUA Ali, Professeur à l'UMMTO qui a bien voulu diriger ce travail de recherche, et à Monsieur AIT AIDER Hacène professeur à l'UMMTO qui a accepté de remplacer Mr BOUHERAOUA après son départ en retraite.

Mes vifs remerciements vont s'adresser à Monsieur MECHICHE Mohamed Oussalem, Maitre de conférence A à l'UMMTO, qui m'a proposé le sujet de la thèse et pour le suivi, le temps consacré et ses judicieux conseils dans la réalisation de cette étude.

Je remercie vivement Madame KHARCHI Fatoum, Professeur à l'USTHB d'Alger, pour l'honneur qu'elle me fait en acceptant d'être présidente du jury et d'avoir pris le temps de lire et de juger ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur MERZOUD Mouloud, Professeur à l'UBM d'ANABA, d'avoir bien voulu participer à ce jury et d'avoir pris le temps de lire et de juger ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur SI SALEM Abdelmadjid, Maître de conférences A à l'UMMTO, d'avoir bien voulu participer à ce jury et d'avoir pris le temps de lire et de juger ce travail.

Je tiens également à exprimer mes remerciements à Monsieur MEHANI Youcef, Maitre de recherche au CGS d'Alger pour son aide précieuse à la manipulation du logiciel Drain 2D.

Finalement, et non le moindre, je suis très reconnaissante envers Tarik SFAKSI, mon cher époux, pour son support et aide au cours de ces années. Il a su m'encourager dans les moments difficiles et être patient dans les moments d'intense travail et de stress.

A mes deux lumières de ma vie *Thafath* et *Thileli*, ce travail ne serait arrivé à son terme sans votre présence, ni sans votre patience.

A la mémoire de ma mère et à la mémoire de mon père

Je souhaitais votre présence ce jour là.

Me voilà arrivée à la fin de cette thèse tout en suivant vos précieux conseils.

A dieu nous appartenons et à dieux nous retournons.

Paix à vos âmes.

RESUME

L'étude menée se base sur des structures en maçonnerie armée, de produits de petits éléments creux à armatures noyées dans les joints horizontaux.

Les structures en maçonnerie font partie des structures qui sont les plus vulnérables aux secousses sismiques en raison de leurs caractéristiques mécaniques, de leurs composantes et de leurs problèmes d'interaction.

Lors de cycles de chargement alternés, comme c'est le cas durant les tremblements de terre, les structures entrent dans un état de comportement non élastique. Ce qui est le cas notamment des structures en maçonnerie armée. Elles absorbent l'énergie communiquée par le séisme. Cette faculté peut être décrite, à l'aide du facteur de comportement q (R pour le règlement Algérien).

Dans cette recherche est présentée une méthode de détermination de ce facteur de comportement global q et la ductilité globale des structures en maçonnerie armée et la relation qui les lie.

Nous avons considéré que la maçonnerie armée est constituée de deux éléments, les joints de mortier armé d'une part et l'élément creux d'autre part : modèle macro.

Cette étude a été rendue possible grâce à un logiciel de calcul non linéaire Drain 2D, fondé sur base de la méthode des éléments finis ou l'élément panneau de cisaillement a été introduit.

Une série de calcul a été effectuée sur un nombre de structures de deux, trois, quatre et cinq niveaux. Leurs dimensionnements se sont faits selon les règles et codes en vigueur. Elles sont soumises à des charges verticales dues à leurs poids propres, et à des charges horizontales dues aux forces sismiques introduites par trois accélérogrammes à savoir El Centro, Cherchell et Kobe.

Les résultats trouvés sont plutôt rassurant puisqu'ils sont comparables à ceux des voiles en béton armé du point de vue :

- Coefficient de comportement R qui exprime la capacité de dissipation d'énergie.
- Ductilité globale des structures étudiées qui exprime l'aptitude à se déformer sans rompre.

Mots-Clefs : Maçonnerie armée, élastique, inélastique, facteur de comportement, ductilité, relation entre le facteur de comportement et la ductilité globale.

ABSTRACT

The study is dedicated to reinforced masonry structures of products with small hollow parts and reinforcements embedded in horizontal joints.

Masonry structures are among the structures most vulnerable to seismic shocks because of their mechanical characteristics, their components, and their interaction problems.

In alternate loading cycles, as is the case during earthquakes, the structures fall into a state of non-elastic behavior. This is the case of reinforced masonry structures. They absorb the energy imparted by the earthquake. This ability can be described with the behavior factor q as used in the eurocode8 (R for the Algerian regulation).

This research presents a method for determining the behavior factor q and global ductility in reinforced masonry structure and the relationship that binds them. Our considered reinforced masonry is constituted of two elements: reinforced mortar joints on the one hand and the hollow member on the other hand: macro model.

The study is made using a non-linear analysis program Drain 2D, based on the finite element method, where the shear panel element is selected. A series of calculations was performed on a number of structures of two, three, four and five levels.

The structure dimensioning is done according to the rules and codes in vigor .They are submitted to vertical loads due to their own weight, and to horizontal loads due to the seismic forces introduced by accelerograms: El Centro, Charchell and Kobe

The results are rather reassuring since they are comparable to those of reinforced concrete sails from the point of view of:

- The behavior factor R which expresses the capacity of dissipation of energy.
- The global ductility of the studied structures which expresses the ability to deform without breaking.

Keywords: reinforced masonry, elastic, inelastic, behavior factor, ductility.

TABLE DES MATIERES

RESUME	III
ABSTRACT	IV
LISTE DES FIGURES	VIII
LISTE DES TABLEAUX	XII
SYMBOLES ET DEFINITIONS	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	1

Partie I : Etude bibliographique

CHAPITRE 1 : GENESE DES CONTREVENTEMENTS QUI SE PRATIQUENT A L'HEURE ACTUELLE

1.1. Introduction.....	4
1. 2. Définitions et généralités	4
1.2.1. Contreventement	4
1. 2.2. Ductilité	5
1. 2.3. Facteur de comportement	5
1. 3. Types de contreventement.....	6
1. 3.1. Structures en béton armé	6
1.3.2. Structures en charpente métallique	9
1.3.3. Structures en maçonneries	12
1. 4. Conclusion	18

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE L'ELEMENT BRIQUE ET PROPRIETES

2.1. Introduction	19
2.2. Type de brique	19
2.2.1. Classification selon l'affectation.....	19
2.2.2. Classification selon la forme géométrique	20
2.2.3. Classification selon le procédé de fabrication	21
2.3. Processus de production.....	21
2.4. Propriété de la brique	22
2.4.1. Propriétés mécaniques	22
2.4.2. Propriétés hygrometriques.....	23
2.4.3. Stabilité de forme	24
2.4.4. Réaction au feu.....	25
2.4.5. Résistance au gel	25
2.5. Avantages des briques.....	26
2.6. Conclusion.....	26

CHAPITRE 3 : LES MAÇONNERIES, ESSAIS, PROPRIETES ET COMPORTEMENT

3.1. Introduction.....	27
3.2. Propriétés mécaniques de la maçonnerie	27
3.2.1. Sous compression uni-axiale	27
3.2.2. Sous traction uni-axial	28
3.2.3. Comportement bi-axial	30
3.2.4. Comportement à la flexion	31
3.2.4.1. Flexion uni-axiale	31
3.2.4.2. Flexion bi-axiale	36
3.2.5. Comportement au cisaillement.....	38
3.3. Modélisation du comportement de la maçonnerie	41
3.3.1. Micro modélisation	42
3.3.2. Macro modélisation	42
3.4. Présentation de quelques essais effectués sur des maçonneries armées	44
3.5. Conclusion	46

Partie II : Etude numérique et analytique

CHAPITRE 4 : ETUDE NUMERIQUE

4.1. Introduction.....	47
4.2. Maçonnerie armée	47
4.2.1. Matériaux constitutifs	47
4.2.2. Technique de construction.....	48
4.3. Présentation des structures étudiées	49
4.4. Lois de comportement des matériaux	49
4.4.1. Lois de comportement de l'acier.....	49
4.4.2. Lois de comportement de la maçonnerie.....	50
4.4.3. Loi de comportement de la maçonnerie armée	51
4.5. Caractéristique mécanique de la maçonnerie	52
4.5.1. Résistance caractéristique de la maçonnerie	52
4.5.2. Résistance de calcul de la maçonnerie en cisaillement	53
4.5.3. Module d'élasticité de la maçonnerie	54
4.5.4. Module de cisaillement de la maçonnerie	54
4.6. Pré dimensionnement des structures	54
4.6.1. Charges appliquées aux structures	56
4.6.2. Caractéristiques des structures étudiées	56
4.7. Action sismique	56
4.7.1. Introduction	56
4.7.2. Logiciel de l'étude	57
4.7.3. Action sismique.....	57
4.7.4. Recherche de l'état limite élastique de la structure.....	57
4.7.5. Coefficient de comportement global	57
4.7.6. Augmentation de l'action sismique	59

TABLE DES MATIERES

4.8. Notions sur la ductilité	59
4.8.1. Relation « Ductilité – Fragilité	59
4.8.2. Différents types de ductilité	61
4.8.3. Classes de ductilité.....	62
4.9. Mécanismes de ruine.....	62
4.10. Conclusion	63

CHAPITRE 5 : RESULTATS DE L'ETUDE NUMERIQUE

5.1. Introduction.....	64
5.2. Résultats obtenus par l'accélérogramme El Centro	64
5.2.1. Valeurs du facteur de comportement global	64
5.2.2. Valeurs de la ductilité globale	70
5.3. Résultats obtenus par l'accélérogramme Charchell	74
5.3.1. Valeurs du facteur de comportement global	74
5.3.2. Valeurs de la ductilité globale	80
5.4. Résultats obtenus par l'accélérogramme Kobe	84
5.4.1. Valeurs du facteur de comportement global	84
5.4.2. Valeurs de la ductilité globale	90
5.5. Conclusion	94

CHAPITRE 6 : INTERPRETATION DES RESULTATS

6.1. Introduction.....	95
6.2. Valeurs du facteur de comportements trouvés pour chaque structure	95
6.3. Distribution des ductilités locales	98
6.4. Interprétation des résultats (Interprétation de l'étude numérique)	101
6.5. Conclusion	103

CHAPITRE 7 : CONCLUSION ET PERSPECTIVES

7.1. Conclusion	104
7.1.1. Coefficient de comportement	104
7.1.2. Ductilité globale	105
7.2. Perspectives	105

CONCLUSION GENERALE	106-107
----------------------------------	---------

BIBLIOGRAPHIE	108-114
----------------------------	---------

ANNEXE	115-121
---------------------	---------

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1. Structure contreventée par portique auto-stable.....	6
Fig. 1.2. Bâtiments contreventés entièrement avec voiles porteurs.....	7
Fig. 1.3. Structure contreventée par noyau en béton armé	7
Fig. 1.4. Bâtiment contreventé avec portique et voiles	8
Fig. 1.5. Bâtiment en portique contreventé avec voiles	8
Fig. 1.6. Système fonctionnant en console verticale	9
Fig. 1.7. Réservoirs d'eau sur jupe cylindrique	9
Fig. 1.8. Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux	10
Fig. 1.9. Ossatures avec triangulation à barres centrées.....	10
Fig. 1.10. Ossatures avec triangulation à barres excentrées.....	11
Fig. 1.11. Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées.....	11
Fig. 1.12. Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton.....	11
Fig. 1.13. Ossatures en portique combinées avec des remplissages	12
Fig. 1.14. Système de harpage utilisé par la maçonnerie chaînée.....	14
Fig.1.15. Exemple de construction de maçonnerie chaînée	14
Fig.1.16. Un exemple d'un immeuble de 5 étages en maçonnerie chaînée photographié après le tremblement de terre à Mexico City	14
Fig. 1.17. Maçonnerie armée verticalement.....	15
Fig. 1.18. Illustration du Murfor	15
Fig. 1.19. Maçonnerie armée horizontalement	16
Fig. 1.20. Maçonnerie armée horizontalement avec un chaînage vertical	16
Fig. 1.21. Raccordement d'angle	16
Fig. 1.22. Raccordement de refends	17
Fig. 2.1. Différentes faces de brique.....	19
Fig. 2.2. Processus de production de la brique.....	22
Fig. 2.3. Essai de résistance à la compression sur une brique.....	22
Fig. 2.4. Taux d'humidité d'équilibre en fonction de l'hygrométrie de l'air	24
Fig. 3.1. Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux - a) Cas d'un empilement simple de briques. b) Specimen de RILEM. c) Diagramme contrainte -	

LISTE DES FIGURES

déformation d'un essai compression sur un prisme de maçonnerie (500 x 250 x 600 mm ³) fm0 : [8] résistance à la compression du mortier. D'après [110]	28
Fig. 3.2. Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux. a) Phase de construction. b) Dispositif de l'essai de traction d'après [10].	29
Fig. 3.3. Diagramme contrainte - déformation pour un essai de traction suivant la direction parallèle au joint de mortier : a) rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux. b) rupture totale des joints et des briques d'après [10]	29
Fig. 3.4. Essai bi-axial sur des panneaux de maçonnerie. D'après [84, 85]	30
Fig. 3.5. a) Test de flexion Eurocode 6 : Plan de rupture parallèle au lit de pose (flexion horizontale) ; b) test de flexion Eurocode 6 : Plan de rupture perpendiculaire au lit de pose (flexion verticale) ; c) test bond wrench [52]	32
Fig. 3.6. Résistance à la flexion uni-axiale selon les deux plans de rupture	32
Fig. 3.7. Résistance à la flexion uni-axiale selon les deux plans de rupture	33
Fig. 3.8. Modes de rupture sous flexion uni-axiale : a) flexion horizontale ; b) flexion verticale (zigzag, denté) ; c) flexion verticale (division) [39]	33
Fig. 3.9. Mécanisme de rupture due à la flexion horizontale uni-axiale [111]	34
Fig. 3.10. Réponse idéale sous flexion horizontale uni-axiale [111]	34
Fig. 3.11. Essai de torsion : a) banc d'essai ; b) comportement du joint d'assise [111]	35
Fig. 3.12. Essai de torsion [59] : a) banc d'essai ; b) comportement du joint d'assise ; c) spécimens	35
Fig. 3.13. Essais par flexion bi-axiale [26]	36
Fig. 3.14. a) Rupture diagonale observée; b) Mécanismes de rupture diagonale [43]	36
Fig. 3.15. Résultats des séries de murets wc-JO90 sous flexion 4 points [90]	37
Fig. 3.16. Banc d'essai et modes de rupture observés: a) b) [105]; c) [20]	37
Fig. 3.17. Banc d'essai et résultats [79]	38
Fig. 3.18. Mode de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement bi-axial	39
Fig. 3.19. Enveloppe des différents cas de ruptures, d'après [71]	40
Fig. 3.20. Mode de ruptures pour un mur de maçonnerie sous l'effet d'un effort de cisaillement, d'après [71]	41
Fig. 3.21. Modélisation de la maçonnerie par l'approche micro modélisation	42
Fig. 3.22. Les différents mécanismes de ruine [69]	43
Fig. 3.23. Types de renforcement des murs en maçonnerie [15, 89, 108]	44
Fig. 3.24. Enveloppe de résistance expérimentale de murs testés par Pineda [89]	45
Fig. 3.25. Ordinaire, micro et macro-renforcé de mortier [15]	46

LISTE DES FIGURES

Fig. 4.1. Elément brique utilisé pour l'étude.....	47
Fig. 4.2. Mortier en ciment utilisé pour l'étude	48
Fig. 4.3. Forme d'armature murfor	48
Fig. 4.4. Présentation d'un mur en maçonnerie armée	48
Fig. 4.5. Vue en élévation des différentes structures étudiées	49
Fig. 4.6. Courbe de comportement de l'acier en traction	50
Fig. 4.7. Loi de comportement de l'acier	50
Fig. 4.8. Relation contrainte – déformation des structures en maçonnerie en compression1- diagramme type, 2- diagramme idéal (parabolique rectangle), 3- diagramme de calcul	51
Fig. 4.9. Diagramme des déformations et des contraintes du béton	52
Fig. 4.10. Procédure de calcul par DRAIN2D	58
Fig. 4.11. Facteur de ductilité [87]	59
Fig. 4.12. Comportement « ductile et fragile » [41]	60
Fig. 4.13. Ductilité et fragilité [41]	60
Fig. 4.14. Classe de ductilité selon l'eurocode 8 [31]	62
Fig. 5.1. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 04.....	68
Fig. 5.2. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 03.....	69
Fig. 5.3. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 02.....	69
Fig. 5.4. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 01.....	69
Fig. 5.5. Distribution de la ductilité globale de la structure 04.....	71
Fig. 5.6. Distribution de la ductilité globale de la structure 03.....	71
Fig. 5.7. Distribution de la ductilité globale de la structure 02.....	71
Fig. 5.8. Distribution de la ductilité globale de la structure 01.....	72
Fig. 5.9. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 04	73
Fig. 5.10. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 03	73
Fig. 5.11. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 02	73
Fig. 5.12. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 01	74
Fig. 5.13. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 04.....	78
Fig. 5.14. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 03.....	79
Fig. 5.15. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 02.....	79
Fig. 5.16. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 01.....	79
Fig. 5.17. Distribution de la ductilité globale de la structure 04.....	81
Fig. 5.18. Distribution de la ductilité globale de la structure 03.....	81

LISTE DES FIGURES

Fig. 5.19. Distribution de la ductilité globale de la structure 02	81
Fig. 5.20. Distribution de la ductilité globale de la structure 01.....	82
Fig. 5.21. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 04	83
Fig. 5.22. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 03	83
Fig. 5.23. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 02	83
Fig. 5.24. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 01	84
Fig. 5.25. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 04.....	88
Fig. 5.26. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 03.....	89
Fig. 5.27. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 02.....	89
Fig. 5.28. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 01.....	89
Fig. 5.29. Distribution de la ductilité globale de la structure 04.....	91
Fig. 5.30. Distribution de la ductilité globale de la structure 03.....	91
Fig. 5.31. Distribution de la ductilité globale de la structure 02.....	91
Fig. 5.32. Distribution de la ductilité globale de la structure 01.....	92
Fig. 5.33. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 04	93
Fig. 5.34. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 03	93
Fig. 5.35. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 02	93
Fig. 5.36. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 01	94
Fig. 6.1. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 04 Pour les différents accélérogrammes	97
Fig. 6.2. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 03Pour les différents accélérogrammes.....	97
Fig. 6.3. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 02 Pour les différents accélérogrammes.....	98
Fig. 5.4. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 01Pour les différents accélérogrammes.....	98
Fig. 6.5. Distribution de la ductilité globale de la structure 04.....	99
Fig. 6.6. Distribution de la ductilité globale de la structure 03.....	100
Fig. 6.7. Distribution de la ductilité globale de la structure 02.....	100
Fig. 6.8. Distribution de la ductilité globale de la structure 01.....	101

LISTE DES TABLEAUX

Tab. 1.1. Valeurs du coefficient de comportement R [94]	5
Tab. 2.1. Classification selon la forme géométrique des éléments de maçonnerie [32]	20
Tab. 2.2. Propriétés mécanique des briques d'après [49]	22
Tab. 2.3. Paramètres déterminants pour la stabilité de forme de quelques matériaux pierreux ..	24
Tab. 3.1. Mode de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base d'argile soumise à un chargement bi-axial. D'après [24]	31
Tab. 4.1. Valeur du facteur de forme δ	53
Tab. 4.2. Valeurs de K , α , β	53
Tab. 4.3. Résistance initiale caractéristique au cisaillement f_{vk0}	54
Tab. 4.4. Critère de dimensionnement des murs de contreventement en maçonnerie	55
Tab. 4.5. Somme minimale de sections transversales de murs de contreventement en fonction du nombre de niveau et l'accélération au sol.....	55
Tab. 4.6. Descente de charge	56
Tab. 4.7. Caractéristique de la maçonnerie étudiée.....	56
Tab. 4.8. Différents types de ductilités [41]	61
Tab. 5.1. Déplacement global de la structure 04	65
Tab. 5.2. Déplacement global de la structure 03	66
Tab. 5.3. Déplacement global de la structure 02	67
Tab. 5.4. Déplacement global de la structure 01	68
Tab. 5.5. Ductilité globale correspondante à q pour chaque structure à chaque niveau	70
Tab. 5.6. Distribution de la ductilité globale requise μ pour chaque structure en fonction de la hauteur.....	72
Tab. 5.7. Déplacement global de la structure 04	75
Tab. 5.8. Déplacement global de la structure 03	76
Tab. 5.9. Déplacement global de la structure 02	77
Tab. 5.10. Déplacement global de la structure 01	78
Tab. 5.11. Ductilité globale correspondante à q pour chaque structure à chaque niveau	80
Tab. 5.12. Distribution de la ductilité globale requise μ pour chaque structure en fonction de la hauteur.....	82
Tab. 5.13. Déplacement global de la structure 04	85

LISTE DES TABLEAUX

Tab. 5.14. Déplacement global de la structure 03	86
Tab. 5.15. Déplacement global de la structure 02	87
Tab. 5.16. Déplacement global de la structure 01	88
Tab. 5.17. Ductilité globale correspondante à q pour chaque structure à chaque niveau	90
Tab. 5.18. Distribution de la ductilité globale requise μ pour chaque structure en fonction de la hauteur.....	92
Tab. 6.1. Déplacement global de chaque structure pour les trois accélérogrammes utilisés	96
Tab. 6.2. Ductilité correspondante à q pour les différentes structures pour les trois accélérogrammes utilisés.....	99
Tab. 6.3. Valeurs moyenne de la ductilité et du facteur de comportement pour la maçonnerie armée	101
Tab. 7.1. Comparaison des valeurs du facteur de comportement « q » trouvées	105

SYMBOLE ET DEFINITION

D : Paramètre représentatif du déplacement horizontal global d'une structure

D_e : Valeur de D telle qu'on obtient la limite élastique en un point de la structure

D_{max} : Valeur de D telle qu'on obtient une déformée maximale de la structure

D_u : Valeur du D correspondante à la ruine de la structure

E : Module d'élasticité

E_s : Module d'élasticité de l'acier d'armature

f_{ty} : Résistance à la flexion verticale

f_{tx} : Résistance la flexion horizontale

f_{mt} : Résistance à la flexion par traction

f_y : Limite élastique en traction.

f : Résistance à la compression de la maçonnerie

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

f_k : Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie

f_{tk} : Résistance caractéristique en traction des aciers d'armature

f_{yk} : Valeur caractéristique de la limite d'élasticité des aciers d'armature

f_m : Résistance moyenne à la compression du mortier

f_b : Résistance à la compression normalisée d'un élément de maçonnerie

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

f_{vk0} : Résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie sous une contrainte de compression nulle

f_{vk} : Résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie

f_{vd} : Résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie

G : Action permanente

G : Module de cisaillement

H_i : hauteur de l'étage du niveau i

h_{ef} : Hauteur de flambement

h : Hauteur libre d'un mur.

K_E : Constante utilisé dans le calcul du module d'élasticité

K : Constante relative à la résistance caractéristique en compression de la maçonnerie

l : Longueur d'un panneau entre deux supports ou un support et un bord libre.

Q : Action variable

SYMBOLE DEFINITION :

R : Coefficient de comportement

r : Renfort par fil d'armature

t_{ef} : Epaisseur utile du mur.

τ_b : Contrainte de cisaillement par torsion

σ_v : Contrainte de compression

σ_d : Contrainte de compression de calcul perpendiculaire au cisaillement.

γ_m : Coefficient partiel de sécurité pour les propriétés du matériau.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité de l'acier

δ : Coefficient de forme dépendant de la hauteur et la largeur des éléments de maçonnerie

ε_y : Allongement élastique

ε_p : Allongement correspondant à la charge de ruine

ε_u : Allongement correspondant à l'état ultime

ε_r : Allongement correspondant à la rupture

ε_m : Déformation dans la maçonnerie

ε_s : Déformation dans l'acier d'armature

λ : Coefficient multiplicateur de $a(t)$

λ_e : Valeur de λ qui correspond à l'état élastique d'une structure

$\lambda_{\max}$: Valeur de λ qui correspond à la déformée maximale de la structure

$\lambda_{\lim}$: Valeur de λ qui correspond à l'état de ruine

δ_{i+1} : Déplacement de l'étage $i+1$.

δ_i : Déplacement de l'étage

Δ_y : Déformation maximale

Δ_u : Déformation en phase plastique

μ_e : Ductilité d'un matériau

μ_Δ : Ductilité globale d'une structure

H_i : hauteur de l'étage niveau i

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les structures en maçonnerie sont construites depuis bien longtemps, non seulement pour usage d'habitation, mais aussi pour la beauté et la gloire des différentes civilisations qui se sont succédées, comme les pyramides égyptiennes à Giza vieilles de 2500 ans avant J.-C., la Grande Muraille de Chine de 1500km de longueur et la pyramide El Castillo de Chichen Itza dans le Yucatan au Mexique construite entre l'an 700 et l'an 900 avant notre ère. Un peu plus tard ont été construits le Taj Mahal en Inde entre 1651 et 1653, la citadelle la ferrière en Haïti érigée entre 1805 et 1820, etc. Tous ces ouvrages attestent de la durabilité de la maçonnerie et montrent qu'elle peut traverser des millénaires.

Les structures en maçonnerie font partie des structures qui sont les plus vulnérables aux secousses sismiques en raison de leurs caractéristiques mécaniques, de leurs composantes et de leurs problèmes d'interaction.

Pendant plusieurs siècles, la seule méthode de conception disponible était «rule of thumb » (règle d'or) appelée maintenant méthode empirique. Ce n'est que depuis quelques décennies que les structures en maçonnerie ont été conçues en utilisant des méthodes de calcul.

La maçonnerie est reconnue dans le monde comme un excellent matériau au regard des sollicitations de compression. Mais quand elle est soumise à des efforts de traction, leurs performances sont très faibles d'où l'idée d'associer des armatures aux maçonneries.

L'idée d'armer une maçonnerie n'est pas récente ; elle est née en 1770 avec SOUFFLOT [96], Architecte de Panthéon de Paris, et à cette époque, l'usage de la maçonnerie armée a été caractérisé par des applications basées sur l'expérience individuelle. Ce n'est qu'en 1835 que les premiers essais sur structures en maçonnerie ont été réalisés par l'ingénieur anglais Marc BRUNEL.

En 1923 en INDE, à partir d'une campagne d'essais portant sur 282 planchers, poutres, colonnes et arcs, une théorie rationnelle pour le dimensionnement de la maçonnerie armée a été formulée. Après cette étude considérée comme un point de départ du développement de la maçonnerie armée, plusieurs chercheurs dans le monde se sont penchés sur cette nouvelle technique pour approfondir leurs connaissances en se basant sur des études expérimentales et théoriques. Et ce n'est qu'en 1941 aux U.S.A que l'on est arrivé à un stade des connaissances sur la maçonnerie armée où les principaux paramètres affectant la résistance de la maçonnerie ont pu être identifiés. Le Structural Clay Research Board publie la première esquisse de recommandations. Des règles d'utilisation et des méthodes de calcul sont proposées aux ingénieurs et constructeurs.

A l'état actuel, plusieurs recherches ont été effectuées en se basant sur l'expérimentation dans le but de développer et de cerner la problématique qui est la complexité de la maçonnerie en général et de la maçonnerie armée en particulier (matériau hétérogène) [19, 21, 28], ainsi les différents modes de rupture de ces dernières sous plusieurs sollicitations (compression, traction, flexion et cisaillement) et différentes excitations en plan et hors plan des murs suivant les deux directions perpendiculaires ou parallèles aux joints. Plusieurs chercheurs ont étudié ces

INTRODUCTION GENERALE

maçonneries pour déterminer les caractéristiques mécaniques et le dimensionnement de ces maçonneries. [2, 6, 12]. Plusieurs codes ont été élaborés et permettent l'étude des maçonneries à savoir le code américain FEMA 273[82], les codes européens eurocode6 et eurocode8 [31, 32], le code canadien NBC. La maçonnerie est moins développée dans le code Algérien [94]. Quant à la maçonnerie armée, elle n'est pas encore d'actualité pour le code Algérien.

La maçonnerie armée est par définition un ouvrage de petits éléments, hourdis au mortier, dans lequel on dispose des armatures métalliques dans les zones susceptibles d'être sollicitées en traction.

Ces armatures peuvent être placées dans des alvéoles des éléments à maçonner (cas des chaînages verticaux d'angle réalisés au moyen des blocs spéciaux) ou dans des espaces réservés au montage des blocs de maçonnerie, puis remplis de béton.

Dans cette étude nous nous sommes intéressés plus particulièrement au cas où ces armatures sont disposées dans les lits horizontaux de mortier entre assises de maçonnerie. Ce dernier cas a l'avantage de ne pas provoquer de coupure de cadence par ferrailage et coulage de noyaux de béton. De ce fait, le domaine d'emploi privilégié de la technique de la maçonnerie armée est sans conteste le franchissement d'ouvertures insérées dans les murs.

Le but de la recherche est d'étudier le comportement des structures en maçonnerie de petits éléments creux armée aux joints horizontalement, tout en se basant sur la détermination de la ductilité globale et le coefficient de comportement ainsi que la relation qui les lie.

L'étude a été rendue possible grâce à l'utilisation d'un programme dynamique non linéaire Drain 2Ddéveloppé à l'université de BERKELEY en Californie [56].

Les structures étudiées sont de deux, trois, quatre et cinq niveaux, excitées par trois différents accélérogrammes à savoir El Centro(Californie, 18 Mai 1940), Cherchell(Algérie, 29 octobre 1989) et Kobe (Japon, 17 janvier 1995).

La structuration de cette recherche se base sur deux parties. La première est l'étude bibliographie qui traite en premier lieu du matériau constitutif de la maçonnerie étudiée qui est la brique tout en donnant la définition, les constituants, la fabrication, les caractéristiques et le comportement de ce matériau.

Dans cette partie on s'est intéressés aux différents types de contreventement pour les différentes structures à savoir les structures en béton armé, les structures métalliques et les structures en maçonnerie plus particulièrement les structures en maçonnerie armée, sa réalisation et ses avantages.

L'étude bibliographie a été très élargie sur les différentes études théoriques, analytiques et expérimentales établies par plusieurs chercheurs dans le monde, dans le but de déterminer les caractéristiques mécaniques et le mode de rupture des maçonneries en général et de la maçonnerie armée en particulier. Cette étude nous a aidés pour mieux comprendre et mieux cerner la problématique de notre sujet et de prendre de leurs expérimentations des bases de données pour notre étude.

Des lois de comportement de la maçonnerie et de la maçonnerie armée ainsi que les constituants ont été développées dans cette partie.

INTRODUCTION GENERALE

La deuxième partie porte sur plusieurs étapes :

- Présentation des éléments constituant les différentes structures étudiées, ainsi que le dimensionnement de ces dernières selon différents codes internationaux a été détaillée.
- Présentation du logiciel utilisé et ses différents éléments, ainsi que les actions sismiques avec lesquelles l'étude a été menée.
- Présentation des résultats de l'étude numérique sous forme de tableaux et graphes.
- Interprétation des résultats trouvés et comparaison avec des études du même type.
- Une conclusion.

On termine notre recherche par une conclusion générale qui résume les résultats de l'étude du point de vue comportement, ductilité globale, mode de rupture et recommandation en vue d'une valeur moyenne du coefficient de comportement pour ce type de structures.

Et enfin, une perspective est proposée pour ouvrir la voie à des études ultérieures dans le domaine.

Chapitre 1

GENESE DES CONTREVENTEMENTS QUI SE PRATIQUENT A L'HEURE ACTUELLE

Chapitre 1 :

GENESE DES CONTREVENTEMENTS QUI SE PRATIQUENT A L'HEURE ACTUELLE

1.1. INTRODUCTION

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments.

Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du séisme, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées.

Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural et le règlement parasismique; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel disponible.

Les dommages rencontrés dans les structures sous sollicitations sismiques diffèrent selon le type de contreventement choisi et qui est caractérisé par son coefficient de comportement, sa capacité de dissipation d'énergie ainsi que sa ductilité. Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles.

La diversité des systèmes de contreventement permet d'y remédier à ces contraintes imposées, en adoptant le type de contreventement adéquat à une structure tout en assurant parfaitement le contreventement de cette dernière.

Dans ce chapitre, on s'est intéressé à la description des différents types de contreventements qui se pratiquent à l'heure actuelle pour les différentes structures, à savoir :

- Structures en béton armé
- Structures métalliques
- Structure en maçonnerie

1.2. DEFINITIONS ET GENERALITES

1.2.1. Contreventement

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux issus des éventuelles actions dues au vent, séisme, choc, freinage, etc.

Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadres auto stables.

1.2.2. Ductilité

La ductilité est l'aptitude d'un matériau à se déformer dans le domaine plastique sans rupture ou perte de résistance, elle dépend de la température, de la pression et de la vitesse de déformation.

1.2.3. Facteur de comportement

Le coefficient de comportement R permet de prendre en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Les valeurs de référence de ce coefficient sont données dans le tableau 1.1 conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien [94]:

Tab. 1.1. Valeurs du coefficient de comportement R [94]

Structures en béton armé		
Catégorie	Type de contreventement	R
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
Structures en acier		
Catégorie	Type de contreventement	R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	portiques en console verticale	2
Structures en maçonnerie et autres		
Catégorie	Type de contreventement	R
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	ossature métal avec CV mixte noyau BA et palées ou portiques métal en façade	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

1.3. TYPES DE CONTREVENTEMENT

Dans la littérature [31, 88, 94, 95], il est décrit plusieurs systèmes de contreventement pour les différentes structures que ce soit en béton armé, en charpente métallique ou en maçonnerie.

1.3.1. Structures en Béton Armé

Le béton armé est l'un des matériaux de construction le plus utilisé, à cet effet nous distinguons les différents types de contreventement suivants, permettant le contreventement des structures en béton armé :

1.3.1.1. Portiques Auto Stables

Un portique est une structure située dans le plan vertical et constitué uniquement de poteaux et de poutres. Les portiques sont dit auto-stables si en plus de reprendre les charges verticales ils assurent la stabilité par eux-mêmes vis-à-vis des charges horizontales.

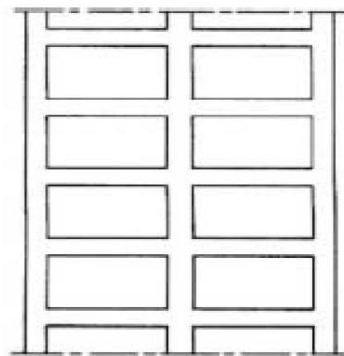


Fig. 1.1. Structure contreventée par portique auto-stable

a. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

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).

b. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

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.

Les remplissages 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. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles avec portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.



Fig. 1.2. Bâtiments contreventés entièrement avec voiles porteurs

1.3.1.3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.).

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

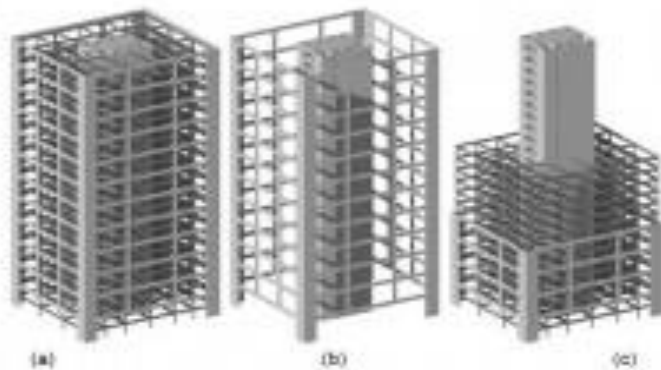


Fig. 1.3. Structure contreventée par noyau en béton armé

1.3.1.4. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.



Fig. 1.4. Bâtiment contreventé avec portique et voiles

1.3.1.5. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.



Fig. 1.5. Bâtiment en portique contreventé par voiles en béton armé.

1.3.1.6. Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes

C'est le cas par exemple d'un réservoir cylindrique, des silos et cheminées de forme cylindrique, et autres...



Fig. 1.6. Système fonctionnant en console verticale

1.3.1.7. Système à pendule inverse

C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure. C'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée



Fig. 1.7. Réservoirs d'eau sur jupe cylindrique

1.3.2. Structures en Charpente Métallique

Les structures métalliques se différencient selon plusieurs facteurs à savoir l'application à laquelle ils sont destinés, les contraintes d'exploitation, les contraintes d'environnement, les exigences architecturales, ...etc.

Elles peuvent aussi être classées dans l'une des catégories suivantes, en fonction de leur comportement sous chargement sismique :

1.3.2.1. Ossatures à cadres ou en portiques

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages.

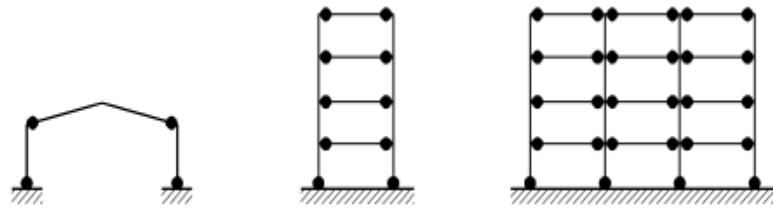


Fig. 1.8. Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).

Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes). Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

1.3.2.2. Ossatures avec triangulation à barres centrées

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux poutres.

La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

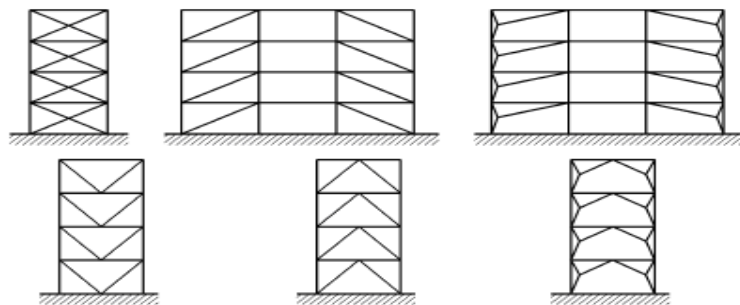


Fig. 1.9. Ossatures avec triangulation à barres centrées

1.3.2.3. Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. La dissipation de l'énergie sismique se fait principalement par plastification des barres tendues mais peut se faire par formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique travaillant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique, soit en concomitance. Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs, comme le montre la figure ci-dessous [31, 47,74].

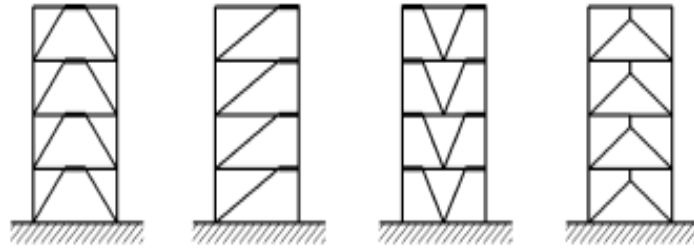


Fig. 1.10. Ossatures avec triangulation à barres excentrées

1.3.2.4. Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées

Dans ce cas, les forces horizontales calculées sont réparties entre elles en proportion de leur raideur relative, la structure la plus raide reprenant l'effort le plus grand. L'égal déplacement des deux types de structure est imposé par les planchers diaphragmes.

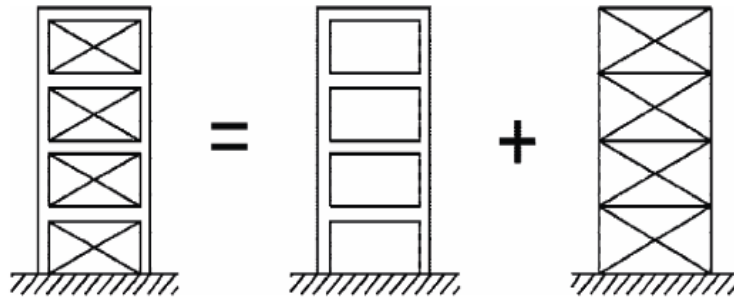


Fig. 1.11. Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées

1.3.2.5. Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton

Dans ce type d'ossatures, l'effort sismique est repris uniquement par les noyaux ou murs en béton.

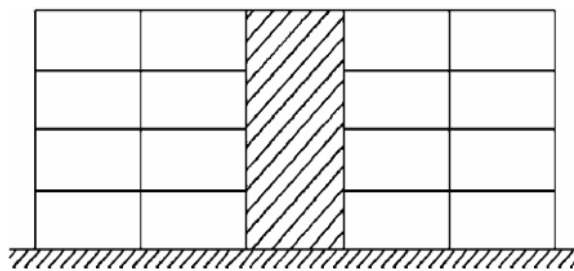


Fig. 1.12. Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton

1.3.2.6. Ossatures en portique combinées avec des remplissages

Dans ce cas, on traite des ossatures en portiques acier comportant des remplissages (voiles ou diaphragmes verticaux).

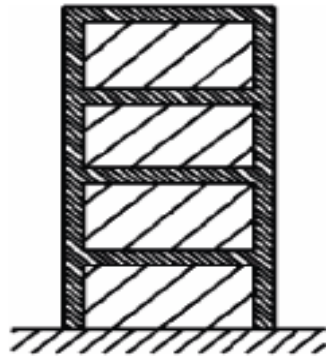


Fig. 1.13. Ossatures en portique combinées avec des remplissages

1.3.3. Structures en Maçonneries

La maçonnerie est un excellent matériau au regard des sollicitations de compression, mais quand ces dernières sont soumises à des efforts de traction leur performances sont très faibles.

La dissipation d'énergie dans le domaine post-élastique doit pouvoir se faire sans rupture fragile de la plupart des liaisons mécaniques, de manière à ce que la capacité portante des éléments de la construction soit préservée. Or la maçonnerie est par nature un mode de construction qui comporte un grand nombre de liaisons à mode de rupture fragile entre les blocs et le mortier de liaison. [19, 98, 99, 112].

Par ailleurs, les possibilités constructives de ce type de structure excluent de jouer sur la réponse spectrale (structures rigides par définition) pour réduire les forces d'inertie. Ainsi c'est la résistance mécanique elle-même qui assurera plus particulièrement la protection contre les séismes de la plupart des constructions en maçonnerie. Leur confinement par un réseau de chaînage aux liaisons assurant bien la continuité des barres, et la présence de panneaux de contreventement en nombre et dimension suffisants en sont les enjeux fondamentaux [31, 32, 82].

1.3.3.1. Murs porteurs en maçonnerie et en maçonnerie de remplissage

Il faut bien distinguer les murs porteurs de maçonnerie chaînée par du béton armé des ossatures de béton armé remplies ensuite par de la maçonnerie.

- a) **Dans le premier cas :** la maçonnerie est mise en œuvre avant le béton armé des chaînages.
 - **avant le séisme :** les descentes de charges statiques sont acheminées par l'ensemble des murs.
 - **pendant le séisme :** les charges dynamiques horizontales alternées sont acheminées par les panneaux de maçonnerie les plus rigides (selon les deux directions). Ils assurent le contreventement de la construction. A ce titre leur localisation doit tenir compte des règles dans ce domaine auxquelles on ajoute leur fonction porteuse.
- b) **Dans le second cas :** le béton armé est coulé dans les coffrages et ensuite certains panneaux sont remplis de maçonnerie :
 - **Avant le séisme :** les descentes de charges statiques sont acheminées par l'ossature porteuse,

- **pendant le séisme** : les panneaux de remplissage pleins empêchent l'ossature de se déformer librement tout en jouant le rôle d'amortissement.

1.3.3.2. Maçonnerie chaînée

On appelle « maçonneries chaînées » les structures porteuses réalisées en maçonnerie de petits éléments et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie.

- chaînages horizontaux: au niveau des fondations (éventuellement), au niveau de chaque plancher.
- chaînages verticaux : au moins à tous les angles saillants et rentrants de la construction, aux jonctions de murs, encadrant les ouvertures de hauteur supérieure ou égale à 1,80m.

-

➤ **Principe de fonctionnement de la structure**

Ces murs ne sont pas assimilés à des voiles travaillant sur toute leur surface, mais à des « cadres » de béton armé triangulés par des bielles (diagonales) résistant en compression.

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.

- Si les bielles ont une pente comprise entre « $\frac{1}{2}$ et 2 », il n'est pas nécessaire de justifier le non glissement au droit des joints.
- La largeur « w » de ces bielles est prise, dans les calculs, égale à la plus petite des deux valeurs « d/6 et 4e », soit :
 $w = \min (d/6 ; 4e)$ avec :
d = longueur de la bielle (diagonale du panneau)
e = épaisseur brute de la maçonnerie.
- La contrainte de compression dans la maçonnerie doit être inférieure à la résistance caractéristique divisée par γ_m , les armatures des chaînages sont calculées suivant les règles de béton armé.

Ces bielles ne doivent pas être trop horizontales pour que la composante verticale compression évite le cisaillement des lits de mortiers, ni trop verticales pour que le panneau ne soit pas sollicité en flexion.

La largeur retenue par la réglementation pour la bielle de compression est égale à la plus petite des deux valeurs d/6 et 4 e.



Fig. 1.14. Système de harpage utilisé par la maçonnerie chaînée

En maçonnerie chaînée le harpage (mur en dents de scie) des bouts de murs garanti une bonne connexion avec le béton du chaînage vertical.

Ceci pour éviter que le mur et le béton du chaînage se comportent différemment pendant un séisme (ils doivent travailler comme une unité)

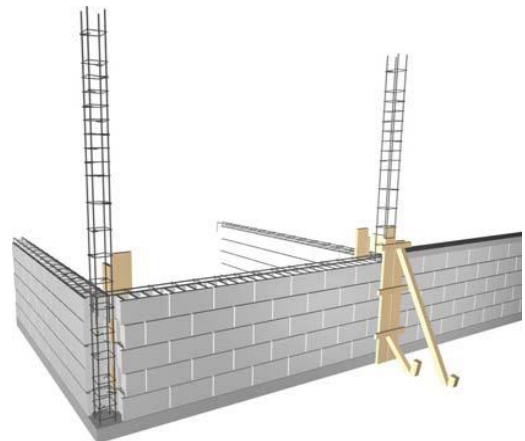


Fig. 1.15. Exemple de construction de maçonnerie chaînée



Fig. 1.16. Un exemple d'un immeuble de 5 étages en maçonnerie chaînée photographié après le tremblement de terre à Mexico City.

1.3.3.3. Maçonnerie Armée

A. Définition

La maçonnerie armée est par définition un ouvrage en maçonnerie de petits éléments, hourdés au mortier, dans lequel on dispose des armatures métalliques dans les zones susceptibles d'être sollicitées en traction.

Les armatures peuvent être incorporées verticalement ou horizontalement [9, 34, 54, 58, 59, 60].

On distingue trois types de maçonnerie armée à savoir :

B. Maçonnerie armée verticalement

Dans la maçonnerie armée verticalement, les armatures sont placées dans des alvéoles à maçonner (cas des chaînages verticaux réalisés au moyen de blocs spéciaux)

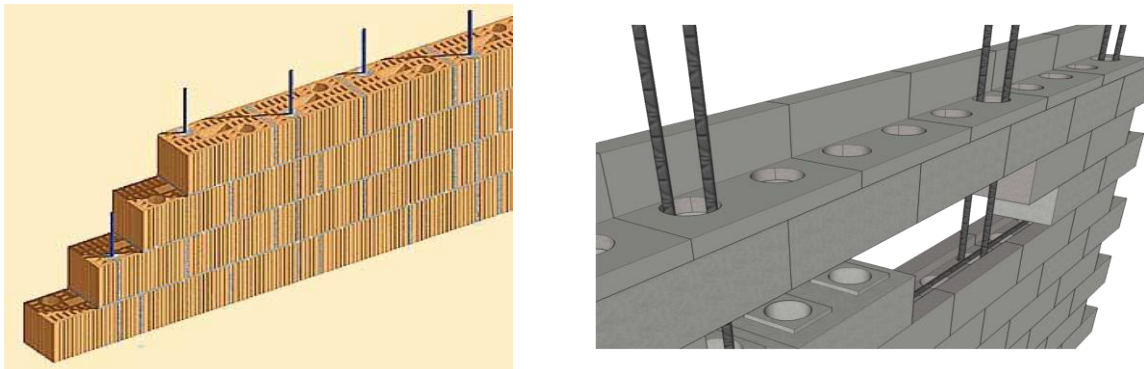


Fig. 1.17. Maçonnerie armée verticalement

C. Maçonnerie armée horizontalement

Dans le cas de maçonnerie armée horizontalement, les armatures sont disposées dans les lits horizontaux de mortier entre assises de maçonnerie. Les armatures utilisées sont des murfor.

Murfor : est une armature préfabriquée composé de deux fils d'acier parallèles ; reliés par un fil sinusoïdal continu soudé dans leur plan.

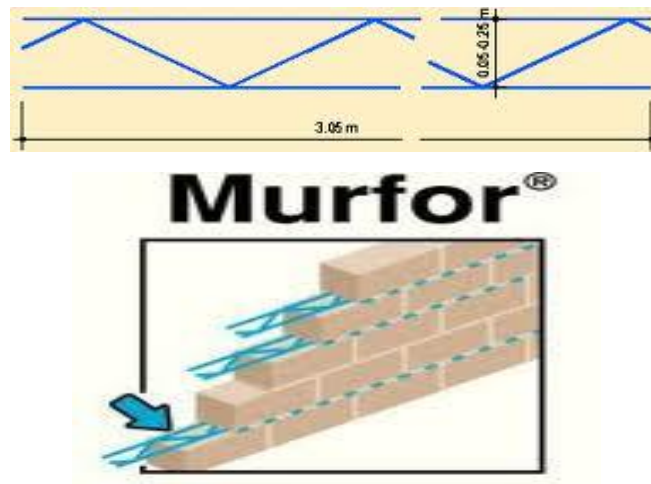


Fig. 1.18. Illustration du Murfor

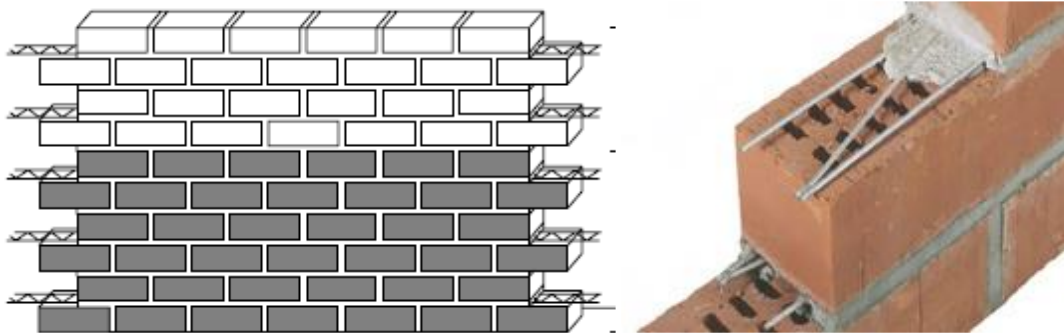


Fig. 1.19. Maçonnerie armée horizontalement

D. Maçonnerie armée mixte

Dans la maçonnerie armée mixte, les armatures sont disposées dans les lits horizontaux de mortier entre assises de maçonnerie et verticalement dans les alvéoles à maçonneries.

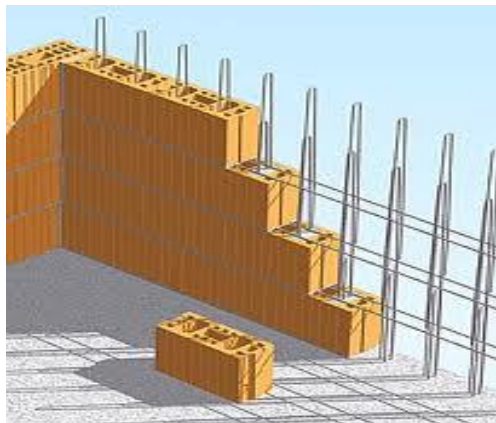


Fig. 1.20. Maçonnerie armée horizontalement avec un chaînage vertical.

E. Raccordement des murs

Les raccords de murs provoquent des concentrations de tension et de fissures. Les murfor absorbent efficacement ces tensions.

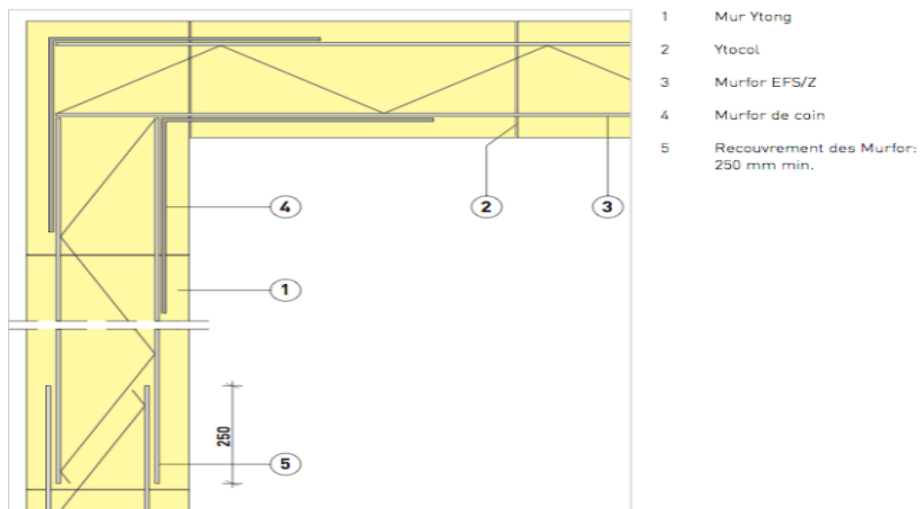


Fig. 1.21. Raccordement d'angle



Fig. 1.22. Raccordement de refends

F. Champs d'application

Parmi les principales applications de la maçonnerie armée horizontale, on peut citer les linteaux, les poutres voiles, les murs de contreventement ou tout type de structures sollicitées en flexion.

En outre la maçonnerie armée se prête particulièrement à la réalisation des ouvrages situés en zones sismiques.

G. Avantages de la maçonnerie armée

La maçonnerie armée permet d'augmenter les propriétés mécaniques (contraintes de traction et de cisaillement) de la maçonnerie. Le mur est renforcé et la distance entre les joints de dilatation peut être augmentée.

Elle devient ainsi une bonne alternative au béton armé, tout en conservant les avantages de la maçonnerie de briques: meilleure esthétique, meilleures propriétés physiques (isolation thermique et isolation acoustique), elle est plus économique.

Parmi les avantages de la maçonnerie armée on peut citer plus particulièrement :

1. Elimination complète du coffrage et du bétonnage laborieux.
2. Amélioration des performances mécaniques; résistance en traction directe et indirecte (traction par flexion [17, 22]). Or l'existence de cette dernière généralement nulle pour la maçonnerie traditionnelle.
3. La ductilité améliorée des structures en maçonnerie armée améliore la sécurité de l'ouvrage en cas d'accident (explosion, séismes, tassement différentiel....) tout en minimisant les risques de fissuration.
4. La maçonnerie armée peut jouer le rôle de chaînage traditionnel. Dans certains cas elle remplit aisément toutes les fonctions assurées par les chaînages en éliminant tous les problèmes d'hétérogénéité et de désordre dans les structures.

1.4. CONCLUSION

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (vent, séisme, choc, etc). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins trois plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Vu la diversité des avantages de la maçonnerie armée que ce soit sur le plan économique (matière première abondante, élimination de coffrage, main d'œuvre pas trop qualifiée, etc), le plan architectural ainsi la performance mécanique, nous nous sommes intéressés à ce système avec armatures horizontales pour espérer son introduction un jour dans la construction algérienne.

Chapitre 2

PRESENTATION DE L'ELEMENT BRIQUE ET PROPRIETES

Chapitre 2 :

PRESENTATION DE L'ELEMENT BRIQUE ET PROPRIETES

2.1. INTRODUCTION

La brique est un matériau de terre cuite utilisé comme élément de construction pour maçonnerie.

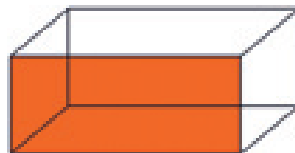
C'est l'un des matériaux les plus anciens qui garde toujours sa place dans la maçonnerie industrielle moderne. Elle est sans cesse optimisée et transformée pour répondre aux exigences d'ordre économique, écologique, physique et mécanique. L'utilisation de la brique ne connaît pratiquement pas de limite dans son utilisation architecturale.

L'utilisation de la brique est très variée, elle dépend de la technique de production, du choix des propriétés mécaniques et chimiques, du type d'ouvrage à construire et de sa géométrie.

Les briques sont des pierres artificielles (brique de terre moulées et cuites) ; de laitier (brique de laitier) ou à base de la chaux et de silice (brique silico-calcaire). Ce sont des unités prismatiques dans une grande variété de tailles, de textures, de couleur, et de formes. Elles peuvent être pleines, perforées ou creuses. Elles sont caractérisées par leurs résistances à la compression et à la traction. Elle se fait d'argile ou d'une autre matière argileuse avec ou sans sable ou autre adjuvant. Elle présente différentes face [33, 81].



Face de pose



Panneresse



Boutisse

Fig. 2.1. Différentes faces de brique

2.2. TYPES DE BRIQUE

La définition générale résume en quelques mots une gamme très large de briques. Afin d'avoir une vue précise des différences, les briques sont classifiées sur base de trois critères :

2.2.1. Classification selon l'affectation

En fonction de leur affectation, les briques peuvent être soumises à des environnements aussi bien neutres que très agressif. Leurs propriétés doivent répondre selon le type de la maçonnerie protégée et non protégée.

2.2.2. Classification selon la forme géométrique

En fonction de la quantité de perforation (alvéoles) qu'elle présente, la brique est classée dans un groupe, numéroté de 1 à 4.

Tab. 2.1. Classification selon la forme géométrique des éléments de maçonnerie [32].

	Matériaux et limites applicables aux éléments de maçonnerie				
	Groupe 1 (tous les matériaux)		Groupe 2	Groupe 3	Groupe 4
		Elément	Alvéoles verticales		Alvéoles horizontales
Volume de toutes les alvéoles (% du volume brut)	≤25	Terre cuite	>25; ≤55	≥25; ≤70	>25; ≤70
		Silico-calcaire	>25; ≤55	Non utilisé	Non utilisé
		Béton	>25; ≤60	>25; ≤70	>25; ≤50
Volume de n'importe quelle alvéole (% du volume brut)	≤12.5	Terre cuite	Chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12.5	Chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12.5	Chacune des alvéoles multiples ≤ 30
		Silico-calcaire	Chacune des alvéoles multiples ≤ 15 trous de préhension jusqu'à un total de 30	Non utilisé	Non utilisé
		Béton	Chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30	Chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30	Chacune des alvéoles multiples ≤ 25
Valeurs déclarées des épaisseurs des parois internes (ou cloison) et externes (mm)	Pas de prescription		Paroi interne Paroi externe	Paroi interne Paroi externe	Paroi interne Paroi externe
		Terre cuite	≥5 ≥8	≥3 ≥6	≥5 ≥6
		Silico-calcaire	≥5 ≥10	Non utilisé	Non utilisé
		Béton	≥15 ≥18	≥15 ≥15	≥20 ≥20
Valeurs déclarées de l'épaisseur cumulée des parois internes et externes (% de la largeur totale)	Pas de prescription	Terre cuite	≥16	≥12	≥12
		Silico-calcaire	≥20	Non utilisé	Non utilisé
		Béton	≥18	≥15	≥45

2.2.3. Classification selon le procédé de fabrication [33, 81, 83]

En fonction du procédé de fabrication, on distingue trois sortes de briques sont:

- **La brique étirée** est fabriquée au moyen d'une étireuse. Elle est pleine ou perforée. Au moins trois de six faces (une panneresse et deux boutisses) sont fabriquées de telle sorte qu'elles puissent rester apparentes (lisse, écorcée, rugueuse, sablé ou non).
- **La brique faite à la main** est la brique obtenue en introduisant une quantité de pâte argileuse préalablement sablée dans un moule.
- **La brique pressée** est la brique obtenue en pressant mécaniquement la pâte argileuse dans les moules.

Dans le commerce on distingue deux types de briques :

- **La brique de parement** est utilisée pour désigner les briques pleines qui sont utilisées pour une maçonnerie de parement, leur fonction principale consiste en un rôle de protection des bâtiments vis-à-vis de la pluie et un rôle décoratif.
- **La brique SB** est utilisé pour désigner les briques perforées qui ne sont destinées à la maçonnerie décorative. Elles sont utilisées tant pour la maçonnerie portante ou non portante.

2.3. PROCESSUS DE PRODUCTION

Le processus de production de la terre cuite se compose de différentes étapes :

- a. L'extraction de la matière première
- b. La préparation de l'argile
- c. Le façonnage
- d. Le séchage
- e. La cuisson

La figure 2.2 illustre le processus de fabrication de la brique.

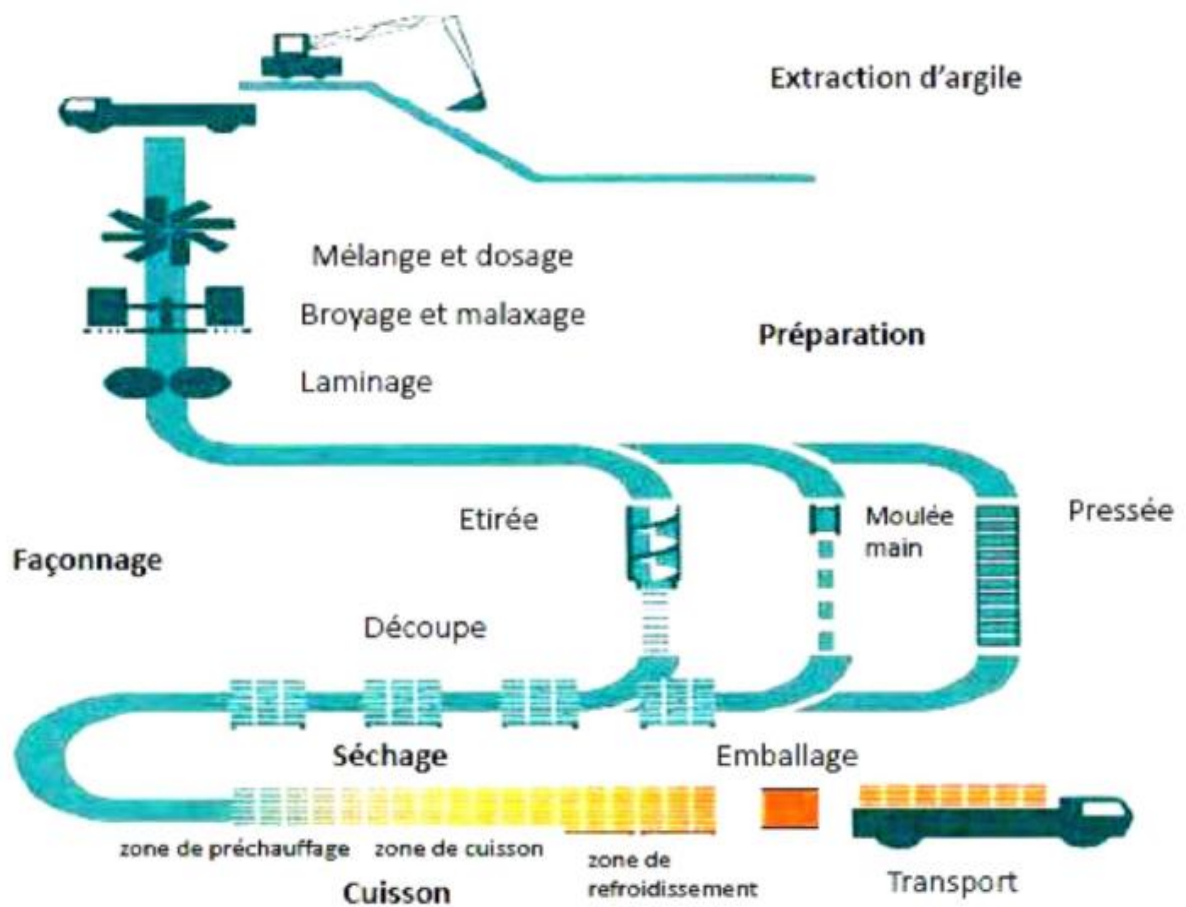


Fig. 2.2. Processus de production de la brique

2.4. PROPRIETES DE LA BRIQUE

2.4.1. Propriétés mécaniques

La méthode d'essai des éléments de maçonnerie :

On soumet une brique, après nivellement de la surface entre deux plaques, à une pression régulièrement croissante jusqu'à sa rupture.



Fig. 2.3. Essai de résistance a la compression sur une brique.

Les propriétés des briques varient en fonction de leur mode de fabrication :

Tab. 2.2. Propriétés mécanique des briques d'après [49].

Texture	Masse volumique (Kg/m³)	Module élastique (Mpa)	Coefficient de poisson	Résistance compression (Mpa)	Résistance traction (Mpa)
Granite	2600	50000	0.3	170	-
Calcaire	2000-2600	45000	0.2	5-25	25
Béton	2400	40000	0.3	10-40	4
Brique creuse	3000	5000	0.3	20	8
Brique pleine	3000	15000	0.2	40	7

- La densité étant liée à la compacité, les briques médiocres ont une densité voisine de 1,4 alors que les briques résistantes ont une densité supérieur à 2.
- La résistance à la compression des briques de bonne qualité est voisine de 40 MPa.
- La résistance à la traction, mesurée par flexion, ne dépasse pas 12 MPa pour la plupart [35].

➤ **Briques de laitier**

Les briques de laitier s'obtiennent par un mélange sous presse (pression d'environ 30GPa) d'un mélange de laitier et de liant (chaux grasse, chaux au laitier ou ciment de laitier). Elles sont employées comme matériau de parement.

- La brique pleine a une résistance à la compression qui se situe autour de 15MPa
- Les briques de céramique ont des résistances qui avoisinent les 40 MPa.
- En traction, les résistances varient entre 6 et 12 MPa. Elles ont également un module d'élasticité compris entre 9 et 14 GPa. Ce qui donne en moyenne pour un mur de briques de premier choix un module de 15 GPa [35].

➤ **Briques silico-calcaires**

La fabrication des briques silico-calcaires consiste à comprimer un mélange de silice 90% et de la chaux grasse à une pression de 30MPa et à soumettre ce mélange à un jet de vapeur d'eau sous pression pendant plusieurs heures. Ces briques sont des matériaux de remplissage, la rugosité des surfaces permet l'accrochage des enduits. L'emploi des silico-calcaires légers ou denses donne des résistances à la compression qui peuvent aller respectivement jusqu'au 7 MPa pour des densités de l'ordre 0.8 et jusqu'à 60 MPa pour les densités d'ordre de 2.2.

2.4.2. Propriétés hygrométriques [33]

2.4.2.1. Absorption d'eau

Le caractère absorbant d'une brique est défini par un certain nombre de facteur :

- Nombre de pores
- Dimension des pores
- Liaison entre les pores
- Nature de pores (fermés ou ouverts)

2.4.2.2. Chaleur massique C

Les murs en briques se réchauffent lentement et ne rejettent la chaleur que plus tard, lorsqu'il fait plus froid. Cette inertie aplanit les fluctuations thermiques au sein du bâtiment.

La chaleur massique C des briques est comprise entre 0,80 et 0,92 kJ/kg.k.

2.4.2.3. Humidité d'équilibre (vol%)

C'est le pourcentage d'eau maintenu en situation d'équilibre par le matériau sous une hygrométrie relative donnée.

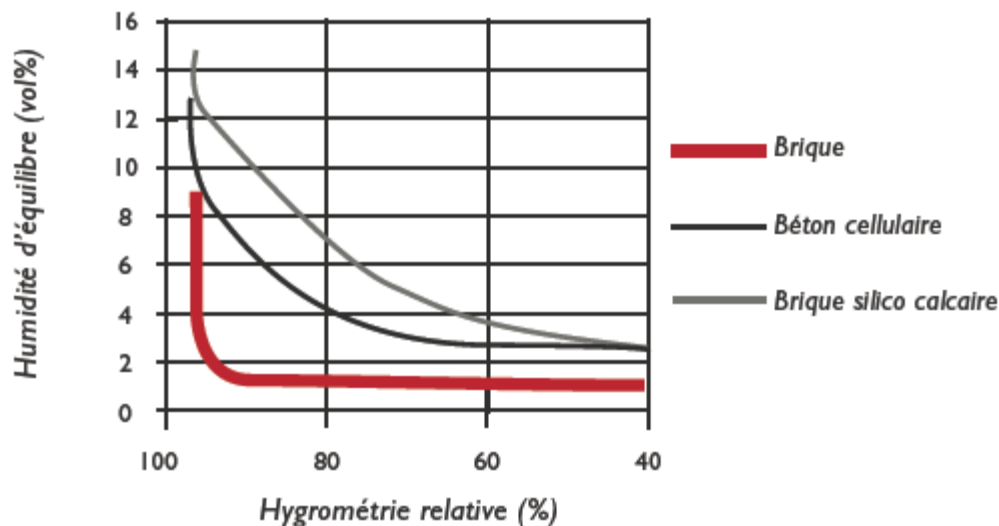


Fig. 2.4. Taux d'humidité d'équilibre en fonction de l'hygrométrie de l'air.

La brique est le matériau de maçonnerie qui présente la plus faible humidité d'équilibre, grâce à la structure spécifique de ses pores. En effet, cette structure permet aux maçonneries en briques de rester presque toujours sèches.

2.4.3. Stabilité de forme

La stabilité de forme d'un matériau de construction est son aptitude à conserver ses dimensions dans un environnement externe variable.

La stabilité de forme est déterminée par trois paramètres :

- a) La dilatation thermique (alpha symbol) qui est la déformation générée par des fluctuations thermiques.

Pour un même écart thermique, la déformation sera d'autant plus importante que le coefficient alpha sera élevé. Il est donc préférable d'opter pour un matériau présentant un alpha très faible.

- b) Le retrait et le gonflement hygrométrique (epsilon) (retrait et fluage) est la déformation générée par la rétention d'eau.
- c) Le retrait au durcissement est la déformation subie par un matériau durant une longue période après sa fabrication

Tab. 2.3. Paramètres déterminants pour la stabilité de forme de quelques matériaux pierreux.

Matériaux	Dilatation thermique (mm/m)	Gonflement hygrométrique (mm/m)	Retrai au durcissement (mm/m)
Brique	0.005	-0.2 - +1.0	Aucun
Béton	0.010	-0.6 - (-0.1)	0.2 tot 0.7
Silico-calcaire	0.012	-0.4 - (-0.1)	0.2 tot 0.7
Béton cellulaire	0.012	-0.4 - +0.2	0.5 tot 1.1

Le matériau de brique est le type de construction le plus stable. Il faut un tassement du sol ou une portance insuffisante des fondations avant que les fissures n'apparaissent. Ces propriétés expliquent la durabilité et la tradition séculaire des maçonnerie en briques.

2.4.4. Réaction au feu

La brique appartient à la classe de résistance au feu la plus élevée. Elle a une teneur en matériau organique très faible (1% pourcentage massique ou volumique selon celui qui est le plus élevé). L'ininflammabilité d'une brique implique qu'aucun dégagement de gaz toxique ne peut se produire en cas de feu. La brique peut donc être utilisée dans toute application.

2.4.5. Résistance au gel

La résistance au gel est le degré de résistance d'un matériau à résister à une succession de cycles gel – dégel.

On distingue trois catégories de briques :

- 1- Résistance nulle.
- 2- Résistance ordinaire.
- 3- Résistance élevée.

Presque toutes les briques de parement sont au minimum de classe « résistance ordinaire au gel » ; la plupart sont de classe « résistance élevée au gel ».

Les briques SB sont généralement destinées à être enduites, il n'est donc pas nécessaire qu'elles soient résistantes au gel.

2.5. AVANTAGES DES BRIQUES

- ✓ La brique est conçue à partir des éléments simples qui sont l'argile, l'eau, le feu ,l'air. Elle est la base de la construction depuis longtemps.
- ✓ la brique n'est pas seulement un matériau de construction mais elle associe la créativité à la tradition.
- ✓ la brique a constamment marqué notre histoire culturelle, mettant en valeur les plus belles réalisations architecturales anciennes et contemporaines.
- ✓ la brique est fabriquée à partir d'éléments naturels, elle ne contient aucune matière toxique. Elle est insensible aux agressions chimiques et elle ne demande quasiment pas d'entretien . De plus, elle est recyclable.
- ✓ La brique présente des caractéristiques convaincantes : le niveau d'exigence et la conscience environnementale sont à l'origine du développement technologique. Grâce à cela la brique est devenue un matériau de construction présentant des caractéristiques techniques de premier ordre tout en conservant ses propriétés naturelles.
- ✓ la brique isole et accumule simultanément : les parois massives en brique offrent l'avantage d'une accumulation efficace de chaleur, qui est ensuite lentement restituée. Elle agit comme un régulateur thermique.
- ✓ les briques sont des unités prismatiques disponibles dans une grande variété de tailles, de textures, de couleurs, et de formes.

2.6. CONCLUSION

La brique est le matériau le plus utilisé et le plus polyvalent de la construction. Elle est combinée au mortier, il peut assumer toutes les fonctions classiques dans un bâtiment, de part :

- La provenance de la matière première.
- Sa facilité de fabrication.
- Son adaptation à l'environnement.
- Ses fonction d'isolation
- Ses diverses formes esthétiques.
- Ces caractéristiques mécaniques (compression –traction).

Pour toutes ces raisons, cet élément est préconisés depuis longtemps dans la construction.

Chapitre 3

LES MAÇONNERIES, ESSAIS, PROPRIETES ET COMPORTEMENT

Chapitre 3 :

**LES MAÇONNERIES, ESSAIS,
PROPRIETES ET COMPORTEMENT**

3.1. INTRODUCTION

La maçonnerie est un matériau anisotrope, composé de brique et de mortier, dont le comportement suivant les deux directions perpendiculaires et parallèles au joint horizontal du mortier est différent. Par ailleurs, la connaissance et la détermination de son comportement mécanique est indispensable afin de prédire sa tenue future. En effet, de nombreux chercheurs expérimentateurs se sont penchés sur cette question dans le but de comprendre le comportement des structures composantes sous les différentes sollicitations auxquelles elles sont soumises régulièrement. On citera :

- La compression uni-axiale
- La traction uni-axiale
- Le chargement bi-axial
- La flexion uni-axiale
- La flexion bi-axiale
- Le cisaillement

Toutes ces sollicitations ont des conséquences considérables sur la résistance des maçonneries. En revanche, il a été constaté que les cas les plus désastreux et les plus imprévisibles sont dus aux sollicitations de cisaillement produites par des efforts horizontaux tels que les séismes. Les modes de rupture observés lorsque ces efforts sont appliqués sont souvent de même type, il s'agit de l'apparition de fissures le long de la diagonale comprimée jusqu'à l'effondrement total.

3.2. PROPRIETES MECANQUES DE LA MAÇONNERIE

3.2.1. Sous compression uni-axial

La résistance à la compression des maçonneries dans la direction normale aux joints horizontaux est généralement considérée comme le seul critère qui permet de définir la résistance globale de la structure qui est un matériau composite. Les essais usuels qui sont utilisés pour obtenir cette résistance à la compression uni-axiale sont présentés sur la figure 3.1.

Le premier cas représenté est un essai sur une pile de brique (figure 3.1.a) qui reste un essai peu représentatif de la maçonnerie, du fait de la résistance de l'échantillon pendant l'essai [70].

Le deuxième cas d'essai montré par la figure 3.1.b est appelé essai de RILEM [110]. Le spécimen de RILEM est assez large et représentatif. Depuis les travaux de HILSDORF [50], il a été accepté par la communauté scientifique que la rupture des structures en maçonnerie est induite essentiellement par la différence des propriétés mécaniques entre les briques et les joints de mortier.

La compression uni-axiale de la maçonnerie conduit à un état de compression triaxial dans le mortier et à une compression et une traction bi-axiale dans les éléments de briques. Il est observé dans [72] que des fissures verticales apparaissent initialement sur les briques tout au long de la ligne médiane du spécimen, qui se continue au niveau des joints de mortier verticaux. Avec l'évolution des déformations, les fissures verticales apparaissent de plus en plus, ce qui conduit à la rupture du prisme par une cassure au milieu de celui-ci. L'exemple illustrant ce cas est montré par la figure 3.1.c. Le diagramme force – déplacement est obtenu sur un prisme de 500 x 250 x 600 mm³, composé de briques pleines en boue. On remarque que l'augmentation de la vitesse de chargement mène à une rupture de plus en plus fragile.

L'essai uni-axial dans la direction parallèle aux joints horizontaux a reçu une attention moins importante par la communauté scientifique. Cependant, la maçonnerie représente un matériau anisotrope et la résistance à l'effort de compression appliqué suivant les joints horizontaux peut avoir une influence sur la force ultime de rupture. D'après Hoffmann et Schubert [51], le ratio entre les résistances à la compression parallèle et normale au joint horizontal est compris entre 0.2 et 0.8. Ces résultats ont été observés sur des éprouvettes de maçonnerie qui sont constituées par des briques pleines et perforées à base d'argile, de calcium silicate et aussi du béton léger.

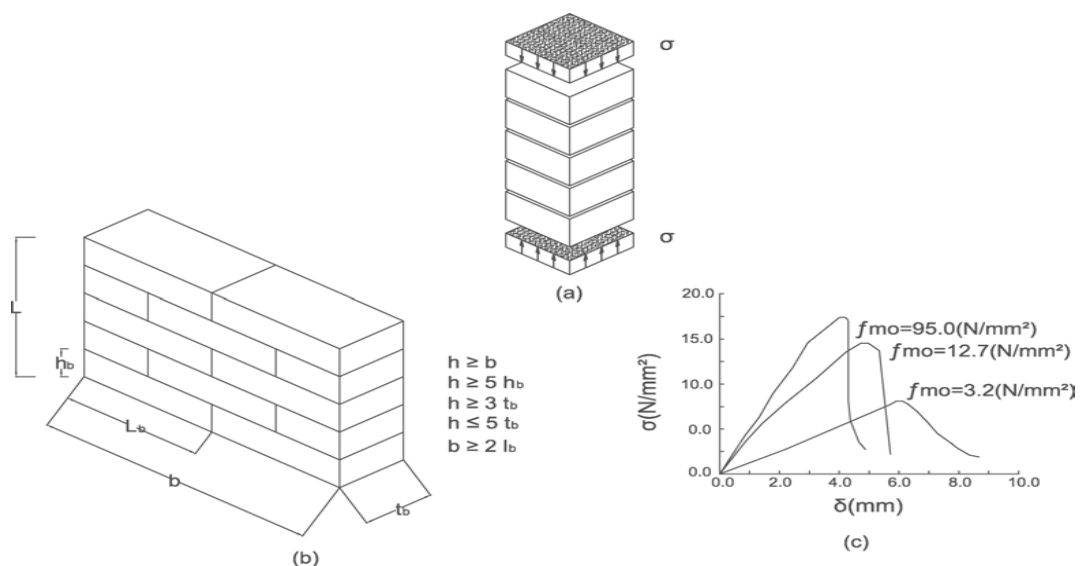


Fig.3.1. Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux - a) Cas d'un empilement simple de briques. b) Spécimen de RILEM. c) Diagramme contrainte – déformation d'un essai compression sur un prisme de maçonnerie (500 x 250 x 600 mm³) f_{mo} : [8] résistance à la compression du mortier. D'après [110].

3.2.2. Sous traction uni-axial

Pour une structure maçonnée soumise à une charge de traction dans le sens perpendiculaire aux joints horizontaux, la rupture est généralement causée par le décollement entre les briques et le mortier. Le comportement à la traction peut être caractérisé par la résistance d'adhérence entre les briques et le joint de mortier.

Des essais ont été effectués par Backes [10] pour étudier le comportement des maçonneries soumises à un chargement de traction parallèle aux joints horizontaux. Le spécimen est réalisé sur une structure métallique comme on le voit sur la figure 3.2.a ; les deux profilés métalliques utilisés forment un angle droit pour obtenir une précision souhaitée. Le chargement est effectué via les plateaux d'acier attachés au spécimen par une colle très résistante à la traction (figure 3.1.b).

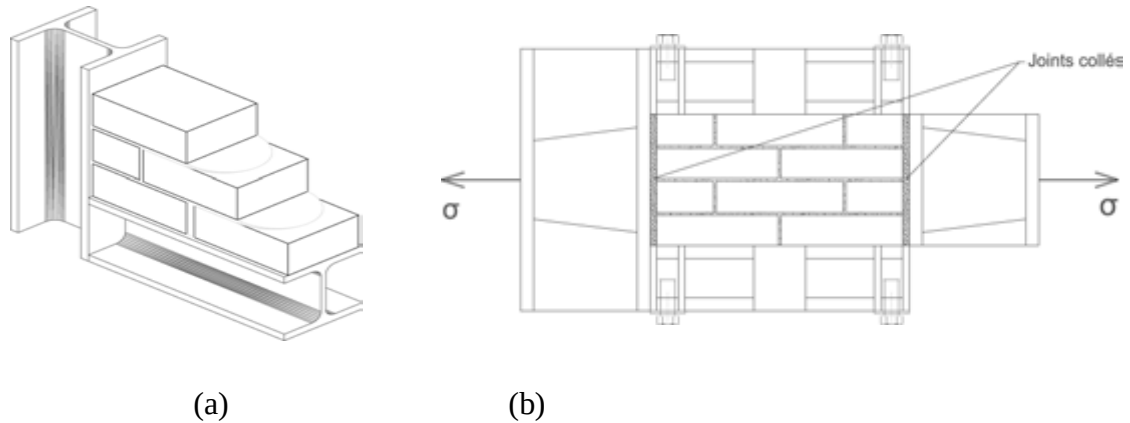


Fig.3.2. Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux. a) Phase de construction. b) Dispositif de l'essai de traction d'après [10].

Les diagrammes contrainte – déplacement sont représentés sur la figure 3.3 (a – b). Les résultats ont montré que :

- La rupture est produite le plus souvent par un glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux.
- Lorsque la résistance à la traction des briques est plus faible que l'adhérence entre ces dernières et le mortier (dans le cas d'un mortier résistant par rapport aux briques perforées ou creuse), la rupture peut se produire par le dépassement de la résistance à la traction des briques. Ceci peut influencer la résistance à la traction globale de la maçonnerie qui est finalement dominée par la résistance à la traction des briques.

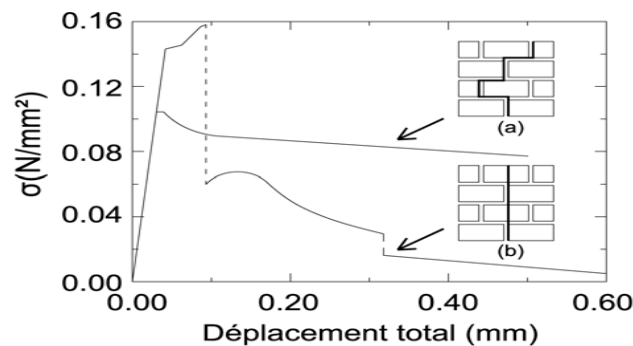


Fig.3.3. Diagramme contrainte - déformation pour un essai de traction suivant la direction parallèle au joint de mortier : a) rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux

et une perte d'adhérence dans les joints verticaux. b) rupture totale des joints et des briques d'après [10].

3.2.3. Comportement bi-axial

L'anisotropie d'un élément en maçonnerie engendrée par la faiblesse des joints par rapport aux briques et/ ou blocs, nécessite l'analyse du comportement sous chargement bi-axial. Le comportement doit être décrit par un tenseur de contrainte complet, c'est-à-dire tenir compte de l'anisotropie du matériau maçonnerie, qui implique des comportements différents suivant les axes matériels.

La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries soumises à un chargement bi-axial sont montrés par la figure 3.4 [82, 83]. Ces tests ont été effectués sur des prismes représentatifs en briques à base d'argile. L'orientation des contraintes principales par rapport aux axes du matériau et le rapport des contraintes principales influent considérablement sur le mode de ruptures et bien évidemment sur la résistance ; les différents modes de ruptures sont illustrés par la figure 3.18.

Dans le cas chargement compression – traction, la rupture est induite soit par le glissement soit par la fissuration des joints combinés dans certains cas avec la fissuration des briques.

Des cas similaires de rupture sont constatés pour la compression uni-axiale. Les plans de ruptures sont toujours perpendiculaires au plan de panneau.

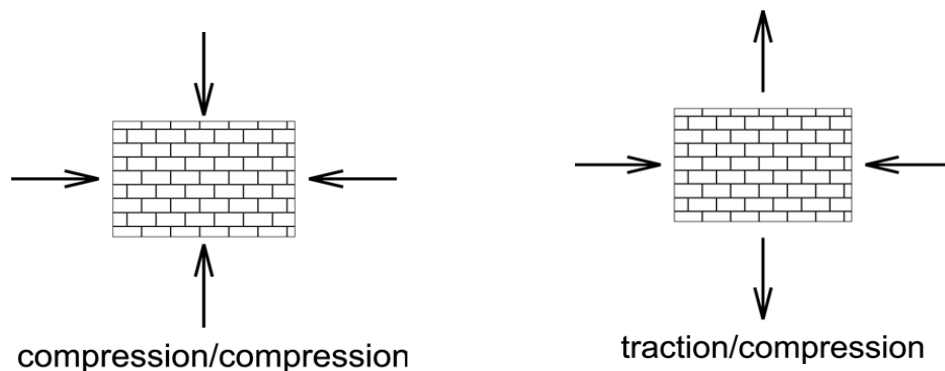


Fig.3.4. Essai bi-axial sur des panneaux de maçonnerie. D'après [82, 83].

Concernant le tableau 3.1, l'angle θ mesure l'orientation des efforts principaux par rapport aux axes horizontal et vertical. Pour ce qui est de l'essai bi-axial, pour la plupart des rapports de contraintes principales σ_1/σ_2 , la rupture apparaît dans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. Ce mode de rupture se rencontre couramment dans les cas des murs double (composites) ou à âme remplie, où les interfaces entre les différentes couches verticales sont des surfaces mécaniquement faibles. Si une des contraintes principales est dominante, la rupture se produisant de façon perpendiculaire aux surfaces libres, est provoquée par le glissement dans les joints. Dans ce dernier cas l'anisotropie due à l'orientation des joints joue un rôle considérable.

Tab.3.1. Mode de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base d'argile soumise à un chargement bi-axial. D'après [24].

Angle θ	Uniaxial tension	Tension/compression	Uniaxial compression	Biaxial compression
0°				
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

3.2.4. Comportement à la flexion

Les structures en maçonnerie sont conçues pour résister essentiellement dans leurs plans. Mais en plus du chargement dans leur plan, elles peuvent être soumises à des chargements hors plan tel que les catastrophes naturelles (vent, séisme, glissement de terrain...) ainsi qu'aux explosions et incendies...ces sollicitations induites à des résistances en flexion uni-axiale ou flexion bi-axiale.

3.2.4.1. Flexion uni-axiale

Plusieurs études ont été faites pour définir le comportement des structures en maçonnerie que ce soit expérimental, analytique ou numérique. Ces études se basent sur différentes techniques de

chargement de structures maçonnées dans le but de caractériser la résistance à la flexion de ces dernières.

Le comportement non linéaire de la maçonnerie sous traction directe a été étudié par Pluijm [90] ces techniques sont utilisées essentiellement pour caractériser la flexion uni-axiale. Cette dernière a été étudiée principalement dans deux directions : flexion avec plan de rupture parallèle au lit de pose (flexion horizontale Figure 3.5.a) ou avec plan de rupture perpendiculaire au lit de pose (flexion Figure 3.5.b). En dehors de ces deux techniques de chargement, on trouve une autre technique dite « bond-wrench » elle est aussi utilisée dans la pratique Figure 3.5.c [52]. Cette technique se base sur la méthode du moment de flexion en tête de muret. La méthode « bond wrench » nous permet de déterminer la résistance à la rupture d'un joint de muret.

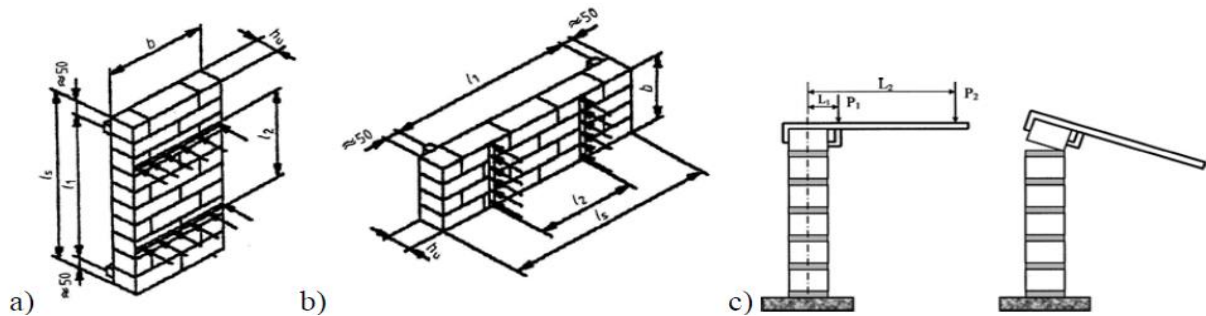


Fig.3.5. a) Test de flexion : Plan de rupture parallèle au lit de pose (flexion horizontale) ; b) test de flexion : Plan de rupture perpendiculaire au lit de pose (flexion verticale) ; c) Test bond wrench [52].

La résistance à la flexion verticale est plus grande par rapport à la flexion horizontale. Le ratio des résistances à la flexion dans les deux directions a été étudié par [104] et propose une synthèse des résistances à la flexion dans les deux directions en se basant sur les études de la littérature. Les résultats regroupés à la figure 3.6 sont issus d'essais réalisés entre 1974 et 1999.

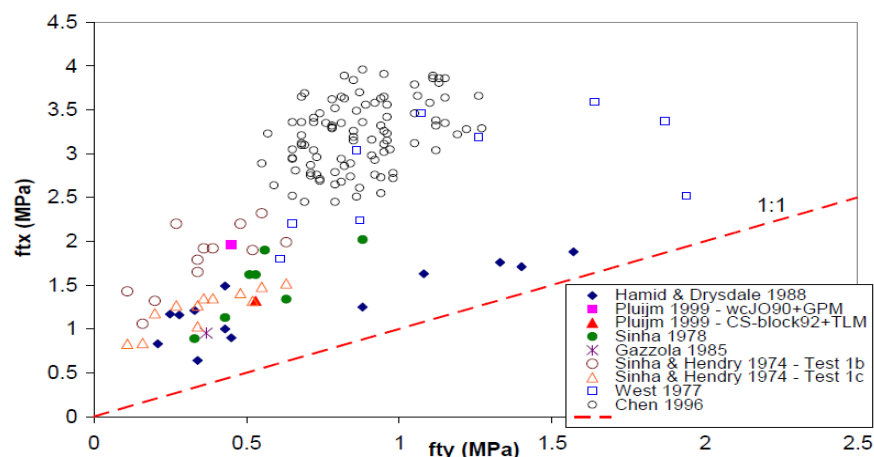


Fig.3.6. Résistance à la flexion uni-axiale selon les deux plans de rupture

Cette synthèse permet de constater une variabilité de ration des résistances dans les deux directions caractéristiques. D'après la figure 3.6, on remarque que f_{tx} est supérieur à f_{ty} car tous les points se trouvent à gauche de la diagonale $x = y$. si on observe le ratio f_{tx}/f_{ty} en fonction de f_{ty}

figure 3.7, une tendance à la diminution, lorsque f_{ty} augmente. Lawrence [61] a proposé une formule empirique :

$$\frac{f_{tx}}{f_{ty}} = \sqrt{2 \cdot f_{ty}} \quad (3.1)$$

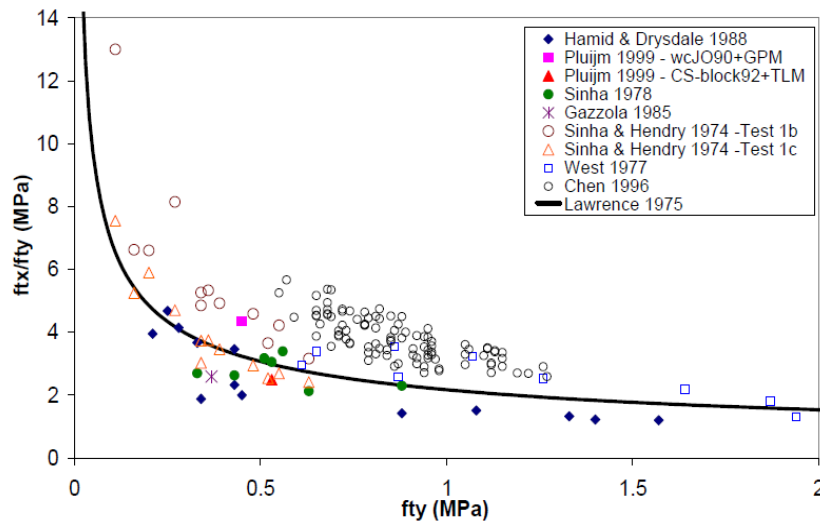


Fig.3.7. Résistance à la flexion uni-axiale selon les deux plans de rupture.

Cette formule écarte des résultats pour certains points, en particulier le comportement de la maçonnerie dans la direction de la flexion verticale qui représente un cas très complexe. On remarque que dans la flexion horizontale, un mode de rupture apparaît en ligne de fissure dans les joints d'assises (joints horizontaux) figure 3.8.a. Tandis que pour la flexion verticale deux modes de ruptures qui dépendent des résistances relatives des constituants de la maçonnerie, sont possible. Le premier traduit une rupture en ligne de fissure en adéquation avec une vision homogénéisée du milieu figure 3.8.a. Lesecond se traduit par une ligne de rupture en escalier sous forme de zigzag ou forme denté figure 3.8.b. Ce second mode traduit la discontinuité du matériau.

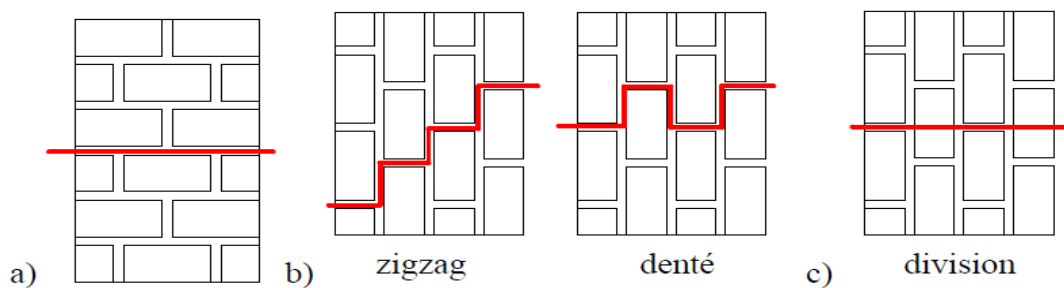


Fig.3.8. Modes de rupture sous flexion uni-axiale : a) flexion horizontale ; b) flexion verticale (zigzag, denté) ; c) flexion verticale (division) [39]

Le comportement de la maçonnerie sous la flexion verticale selon Willis [111] et contrairement à la flexion horizontale, la rupture des joints d'assise dans la flexion verticale est probablement liée au cisaillement par torsion, et n'est pas liée à la rupture par traction, ainsi les effets frictionnels, du fait du cisaillement, contribueront à la résistance post-ultime.

La résistance à la flexion s'opère selon deux mécanismes comme décrit à la Figure 3.9a : La résistance à la traction par flexion des joints verticaux (mécanisme 1) et modèle latérale de rupture des briques (mécanisme 2). Deux mécanismes contribuent à la résistance à la rupture, qui apparaît le long d'une ligne de fissure de type step, comme présenté Figure 3.9b. Il s'agit de la résistance à la traction par flexion des joints verticaux (mécanisme 1), et la capacité de torsion et de frottement (post-ultime) des joints d'assises (mécanisme 3).

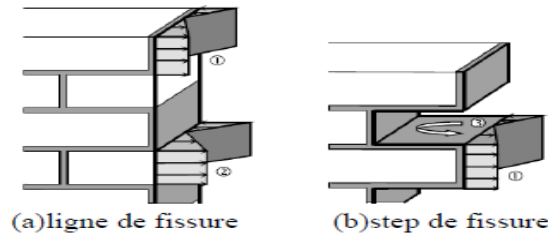


Fig.3.9. Mécanisme de rupture due à la flexion horizontale uni-axiale [111].

La réponse charge/flèche caractérisant le comportement de la maçonnerie soumise à une charge « P » qui cause la flexion verticale, se compose d'une réponse élastique linéaire jusqu'à l'apparition de la fissuration qui commence dans les joints verticaux (Figure 3.10.) [111].

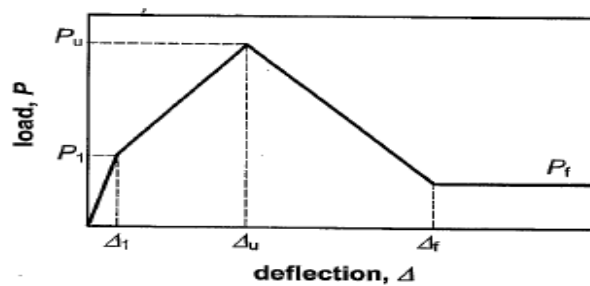


Fig.3.10. Réponse idéale sous flexion horizontale uni-axiale [111].

L'effet de torsion est un facteur important qui influence notablement la résistance ultime dans le cas de la flexion verticale (on peut dire aussi l'effet de cisaillement par torsion) dans les joints d'assises (mécanisme 3). WILLIS et al [111] ont réalisés des essais sur deux briques assemblées par un joint d'assises de mortier soumises à une torsion, ce afin d'estimer la résistance au cisaillement des joints. Cette couche de mortier est réduite au centre des briques avec une longueur égale au quart de la longueur totale de la brique (Figure. 3.11a). Ces spécimens sont soumis à des niveaux variés de pré-compression combinée avec un moment de torsion appliqué autour du centre du joint d'assise. Ces essais ont permis d'obtenir une équation empirique qui montre que la contrainte maximale de cisaillement par torsion τ_b , d'un joint d'assise, est liée à la résistance à la flexion par traction f_{mt} , et à la contrainte de compression, Autrement dit, la contrainte maximale de cisaillement par torsion τ_b , augmente avec la résistance à la flexion par traction f_{mt} , et avec l'état ou contrainte de compression.

$$\tau_b = 1.6 f_{mt} + 0.9 \sigma_v \quad (3.2)$$

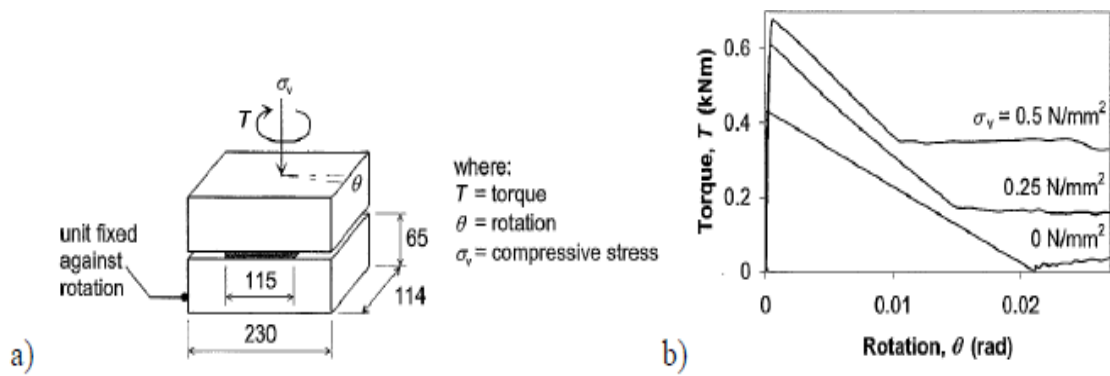


Fig.3.11. Essai de torsion : a) banc d'essai ; b) comportement du joint d'assise [111].

Les études de [73, 100, 101], ont permis de mieux comprendre le comportement à la torsion d'un joint. Dans ces études, la section transversale des spécimens est axisymétrique annulaire, ce qui plus en adéquation avec la nécessité d'une uniformité de contrainte, nécessaire à l'étude d'une loi de comportement. La courbe insérée Figure 3.12b traduit le comportement non linéaire du joint de mortier, on constate que la rigidité décroît progressivement en fonction de l'accroissement du moment de torsion jusqu'à s'annuler à l'atteinte du moment de torsion ultime. Par contre, la fissuration n'est généralement pas visible jusqu'à l'atteinte du plateau associé au torseur maxi. Cette observation est fondamentale, car ces résultats se distinguent du comportement observé dans les études de [3,36,73]. Ces essais menés sur des sections rectangulaires (essai le plus courant) le comportement non linéaire pré-pic n'est pas constaté. En effet pour ces études (Figure 3.12b), la rigidité des joints est quasi linéaire jusqu'à l'atteinte de la contrainte ultime. Un adoucissement de la réponse est ensuite constatée, jusqu'à l'atteinte d'un plateau de glissement frictionnel résiduel (Figure 3.12b).

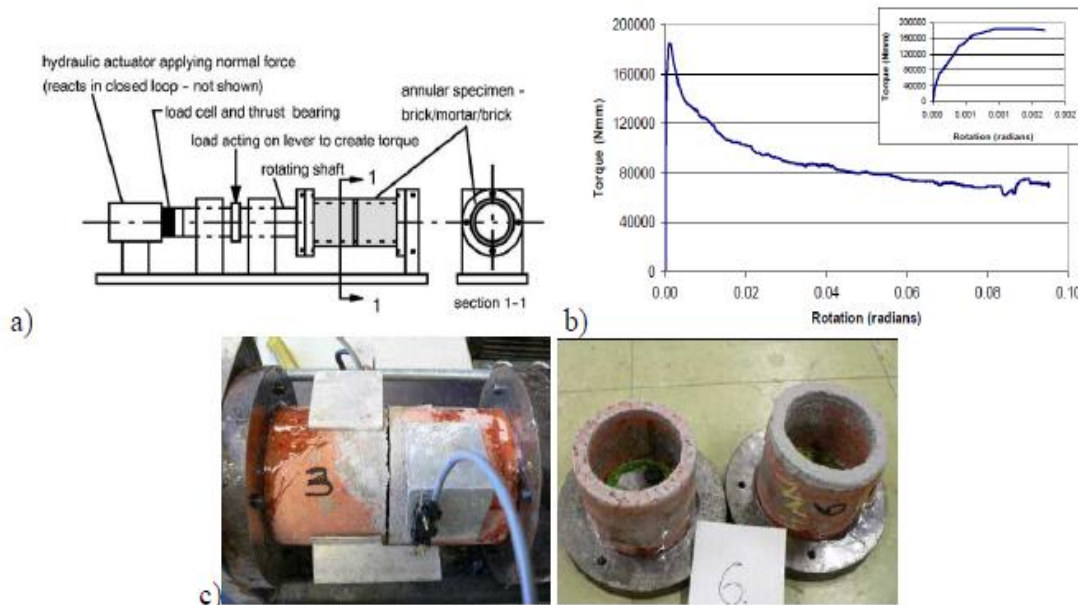


Fig.3.12. Essai de torsion [73] : a) banc d'essai ; b) comportement du joint d'assise ; c) spécimens.

3.2.4.2. Flexion bi-axiale

Un mur travaille à la flexion bi-axiale lorsqu'il est en appui sur 3 ou 4 de ses extrémités ou bords (Figure 3.13) [26], ou bien lorsqu'il porte sur 2 bords adjacents. Le mécanisme de rupture des murs sous flexion bi-axiale est très complexe car sous cette condition de charge, la distribution du moment de flexion n'est pas monotone mais varie à travers le panneau. Les modes de rupture caractéristiques dépendent des dimensions du panneau, des conditions aux limites, ainsi que des résistances relatives des unités (briques, blocs) et joint d'adhésion ou mortier.

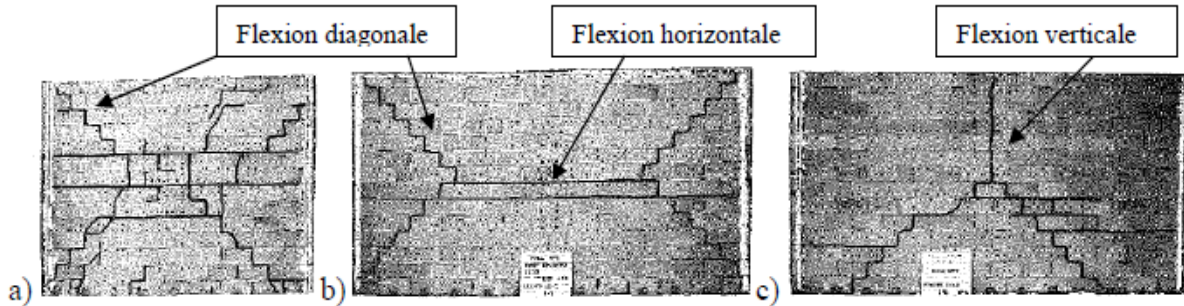


Fig.3.13. Essais par flexion bi-axiale [26]

Selon [43], la résistance ultime, associée aux mécanismes de rupture le long d'une ligne de fissure diagonale, est fonction de plusieurs mécanismes décrits Figure 3.14b. Ces mécanismes sont associés à : la résistance à la traction par flexion des joints verticaux (mécanisme 1), la capacité de torsion des joints d'assises (mécanisme 2), la capacité de torsion des joints verticaux (mécanisme 3), et enfin la résistance à la traction par flexion des joints d'assises (mécanisme 4). A cause de l'action bi-axiale, avant fissuration, les mécanismes de torsion et de flexion se produisent simultanément. Après fissuration, la résistance est contrôlée par la capacité de frottement des joints d'assises.

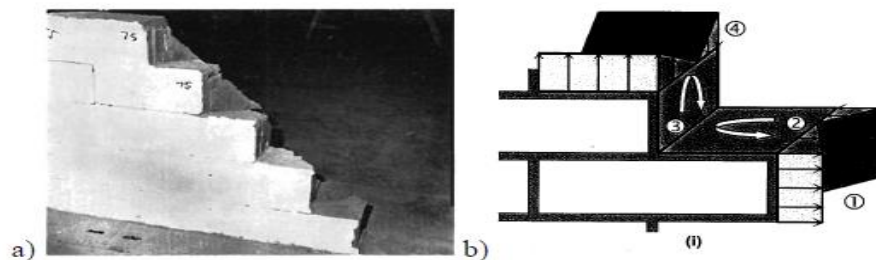


Fig.3.14.a) Rupture diagonale observée; b) Mécanismes de rupture diagonale [43].

CHEE [18] a instrumenté des murs à l'aide de jauges de déformation positionnées sur la face tendue et selon les deux directions. L'auteur a trouvé que les panneaux en maçonnerie possèdent à la fois une résistance qualifiée d'orthotrope (qui diffère selon la direction) et une rigidité orthotrope. La charge latérale appliquée diffuse selon la rigidité ou orthotropie de la maçonnerie. Par conséquent, le ratio du module d'élasticité dans les deux directions orthogonales, exerce une grande influence sur le comportement du panneau. La relation charge/déflexion du panneau de mur est linéaire jusqu'à la fissuration. Après la fissuration, le comportement devient non-linéaire, et cette non linéarité n'est pas due aux propriétés du matériau, mais à la fissuration dans la

direction la plus faible (normalement c'est la direction de flexion horizontale). Après la fissuration, la charge est redistribuée de la direction la plus faible à la direction la plus forte jusqu'à la rupture du mur. La rupture se produit seule ment quand la résistance dans la direction la plus forte atteint sa résistance ultime à la traction. Pluijm [90] est allé plus loin dans l'évaluation du comportement anisotrope de la maçonnerie sous chargement hors plan, en considérant des tests de flexion quatre points pour différentes orientations des joints (0° , 30° , 45° , 70° , 90°). La Figure 3.15 illustre une série de test qui montre le comportement anisotrope de la maçonnerie testé par Pluijm.

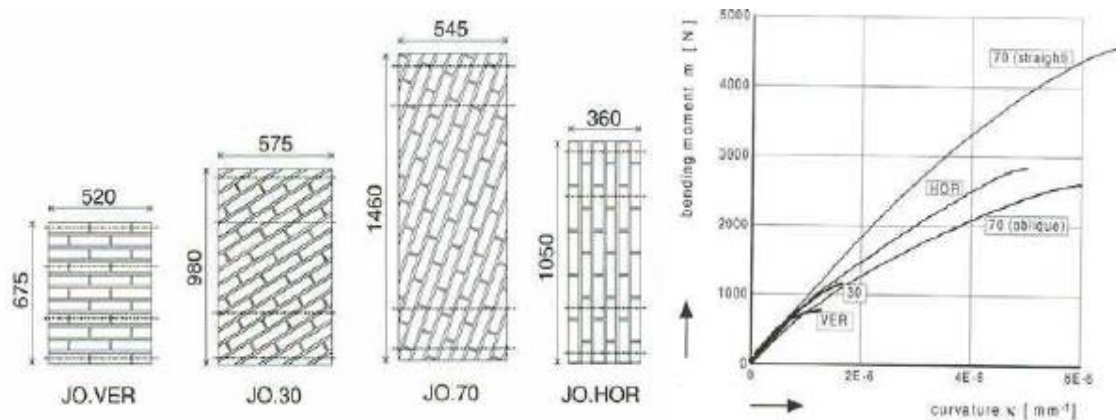


Fig.3.15. Résultats des séries de murets wc-JO90 sous flexion 4 points [90]

DRYSDALE [26] et GRIFFITH [44] ont montré quelques essais de murs supportés sur 4 bords, et ils donnent l'influence d'une pré-compression verticale sur la résistance à la flexion du mur. Les murs sont soumis d'abord une pré-compression constante, et ensuite une charge hors plan est appliquée uniformément jusqu'à la ruine à l'aide de coussins gonflables. L'action de pré-compression a amélioré la rigidité du mur et a augmenté sa résistance ultime. Les modes de ruptures trouvés dans le cas du mur initial et du mur sous pré-compression sont similaires.

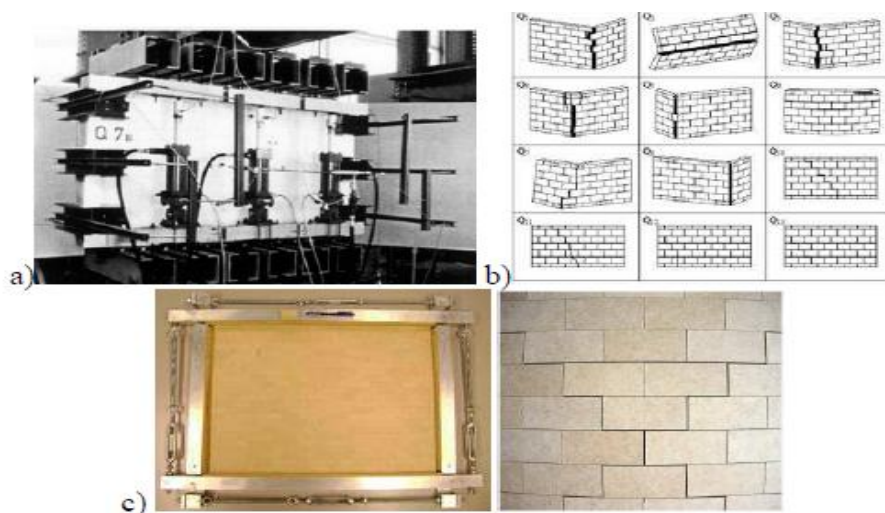


Fig.3.16. Banc d'essai et modes de rupture observés: a) b) [105]; c) [20]

Par contre, les résultats obtenus par [105] montrent des modes de ruptures hors plan qui diffèrent selon l'influence de la pré-compression (Figure 3.16b). Dans cette étude, après l'application de la pré-compression verticale constante, la charge hors plan est appliquée par deux moments deux flexions (spécimens de Q1 à Q8), auxquels on ajoute un moment de torsion pour les spécimens de Q10 à Q13. Une méthode de charge similaire a été utilisée par [20], mais le mur est assemblé par des petits morceaux de bois de dimensions 19x49mm sans adhésion (contact frottant) (Figure 3.16c). Cette étude montre une relation linéaire entre la charge ultime hors plan avec les charges de membrane appliquées. Autrement dit, la résistance hors plan est augmentée linéairement lorsqu'on augmente la pré-compression verticale et horizontale. Une nouvelle étude NAJAFGHOLIPOUR et al [79] ont utilisés une méthode de charge différente de celle des études précédentes. Les murs subissent tout d'abord, une certaine valeur de charge hors plan, on note 5 configurations qui correspondent à 33%, 50%, 67%, 83%, 90% de la résistance ultime de flexion des panneaux. Puis, la charge hors plan étant maintenue constante, une charge de compression diagonale est appliquée de façon monotone jusqu'à la ruine (Figure 3. 17 a). Les auteurs trouvent que la capacité en cisaillement et la rigidité en cisaillement du panneau diminue avec l'augmentation de la charge hors plan appliquée initialement (Figure 3. 17b). Le mécanisme de rupture des panneaux est une combinaison du cisaillement diagonal dans le plan avec les ruptures de flexion hors plan.



Fig.3.17.Banc d'essai et résultats [79]

3.2.3. Comportement au cisaillement

Les murs en maçonnerie peuvent être soumis à des efforts horizontaux, tels que le vent, les poussées de terre et les tremblements de terre, dans leurs plans et aussi suivant le plan perpendiculaire aux murs. L'évaluation de la résistance des maçonneries due aux efforts de cisaillement permet de prévoir et estimer la stabilité et la fiabilité de la structure.

3.2.3.1. Modes de rupture dus au cisaillement dans le plan du mur

Dans ce cas, le mur est soumis à des efforts horizontaux, en plus d'un chargement vertical dans le plan du mur. Ce chargement bi-axial est simplifié par le schéma proposé par la figure 3.18. Le mur est soumis à un chargement vertical uniforme le long de la partie supérieure qui vient s'ajouter une charge horizontale concentrée.

Les différents modes de ruptures obtenus sont :

- 1- Rupture due au frottement au cisaillement horizontal au niveau des joints horizontaux,
- 2- Rupture en traction dans les joints inférieurs du mur causée par le moment d'encastrement,
- 3- Rupture en compression de la maçonnerie à la base du mur induite par la force de traction transversale dans les unités et enfin rupture due au cisaillement.

Dans ce dernier cas, la combinaison des efforts de compression et de traction conduit à une rupture diagonale du mur. Ce mode de rupture peut être décomposé en une rupture des joints horizontaux et une rupture en traction des briques.

Pour un effort vertical et une force de cisaillement faibles, la rupture diagonale se produit le long des joints verticaux et horizontaux et prend une forme d'escalier.

Pour le cas d'un effort vertical de forte intensité et une faible force de traction dans les briques, la rupture diagonale passe à travers les briques et le long des joints verticaux. Ce dernier mode est appelé aussi rupture fragile ou effondrement. Il est généralement causé par la dégradation de la rigidité de la maçonnerie.

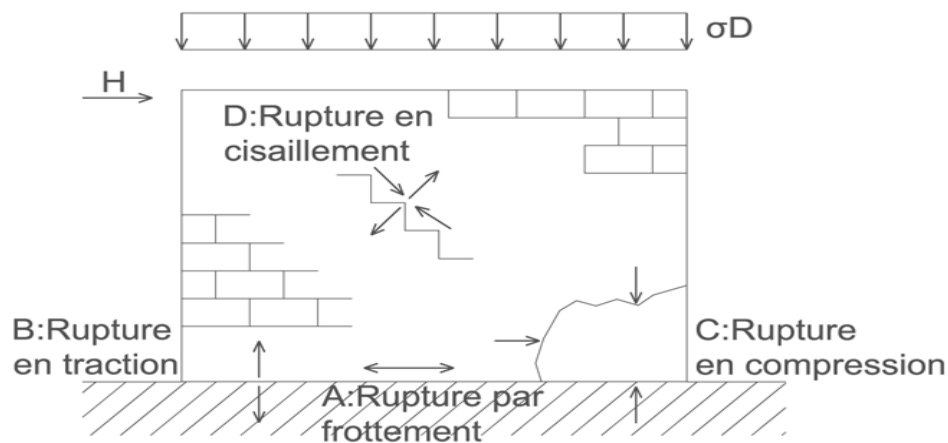


Fig.3.18. Mode de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement bi-axial.

D'autre part, la rupture des joints est considérée comme étant une rupture ductile parce que même après l'apparition de fissures en forme d'escalier, des forces horizontales peuvent encore induire le frottement [30].

3.2.3.2. Théorie de rupture en cisaillement d'un mur dans son plan d'après Mann/Muller

La théorie de rupture conçu par Mann et Muller [46], pour une maçonnerie chargée dans le plan du mur, suppose que le transfert de la contrainte dans les joints verticaux est négligeable voire même inexistant. En effet, cela est dû à des faibles efforts horizontaux de compression et à l'absence totale d'efforts de cisaillement dans les joints verticaux, de fait que le frottement est activé. De plus, les joints verticaux qui devraient être complètement remplis de mortier ont tendance de se détacher des briques lorsque le mortier se rétrécit. Cela signifie donc qu'on réduit considérablement la force d'interaction entre l'unité et le mortier. De ce fait, les efforts de cisaillements ne peuvent être transférés.

En outre, les efforts de cisaillement agissant dans les joints verticaux créent un moment de torsion agissant sur les unités individuellement. Pour atteindre le moment d'équilibre, la contrainte axiale est distribuée autour des faces supérieure et inférieure de la brique. La distribution de la contrainte de compression est représentée par une progression en escalier suivant le modèle montré sur la figure précédente [71, 72] qui a été vérifiée par des essais expérimentaux. En utilisant ce modèle, Mann et Muller ont développé une enveloppe de rupture (figures 3.19 et figure 3.20) qui permet d'avoir une relation entre les efforts de cisaillement et la contrainte de cisaillement axiale verticale. La rupture prend place au – dessus de cette courbe.

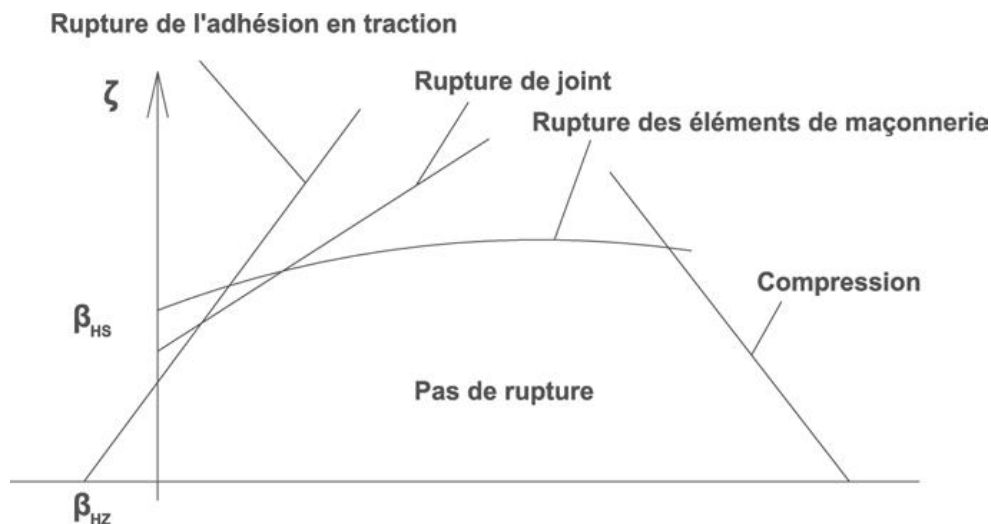


Fig.3.19. Enveloppe des différents cas de ruptures. D'après [71].

Les quatre modes de rupture associés sont les suivants (figure 3.20) :

1. *Rupture par traction – adhésion entre les joints de mortier et les briques de maçonnerie :*
Dans ce cas la contrainte de compression perpendiculaire aux joints horizontaux est moins importante à cause d'un faible chargement. Cependant, les faibles contraintes axiales dans une région de la brique deviennent uniquement des contraintes de traction. Si la force d'adhésion de traction est augmentée, alors le joint horizontal se rompt en partie.
2. *Rupture de joint :* la rupture par frottement au niveau du joint horizontal se produit lorsque l'effort de cisaillement (la somme de l'effort de cisaillement et la résistance de friction) est important au milieu de la brique qui est la région la moins chargée. Ce type de rupture se produit lorsqu'on a une charge moins importante et avec des briques résistantes à la traction. La rupture occasionnée est alors diagonale, en forme d'escalier le long des joints verticaux et horizontaux.
3. *Rupture en traction des unités :* ce type se met en place sous l'effet d'un chargement vertical important et en présence de briques moins résistantes en traction.
Dans ce cas là, la résistance au cisaillement dans le joint horizontal augmente uniquement pour une bonne résistance de frottement. Les unités doivent transférer l'effort de cisaillement à partir de deux directions parce qu'il n'est pas possible de transférer la contrainte de cisaillement vertical sur le joint vertical. Avec les contraintes de compression perpendiculaire, ceci va induire initialement des contraintes de traction

diagonale dans les briques. Si la force de traction dans les unités est dépassée, des fissures diagonales peu profondes apparaissent sur les briques et continuent au niveau des joints verticaux.

4. *Rupture de la maçonnerie en compression* : un chargement vertical important conduit à la ruine de la maçonnerie. A cause de l'importance des contraintes axiales qui se développent sur les briques individuellement, et qui ont dépassé la résistance à la compression de la maçonnerie. Il en résulte ainsi des contraintes diagonales.

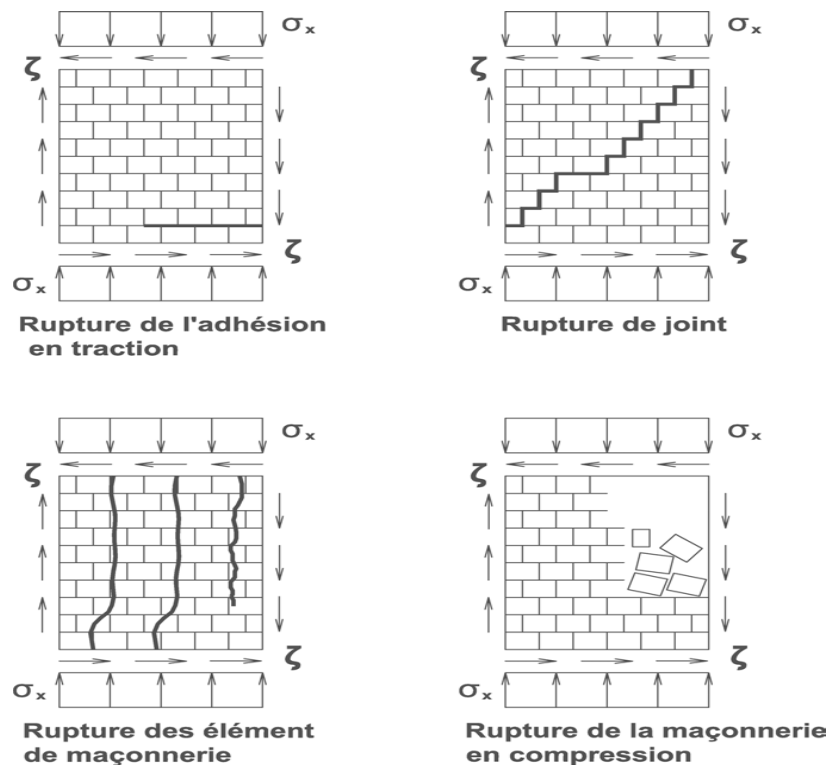


Fig.3.20. Mode de ruptures pour un mur de maçonnerie sous l'effet d'un effort de cisaillement.
D'après [71].

En conséquence, la résistance au cisaillement de la maçonnerie dépend surtout de :

- L'intensité du chargement vertical.
- La résistance au cisaillement qui peut être assumée par les joints verticaux.
- La résistance à la traction des briques.
- La résistance à la compression de la maçonnerie.

3.3. MODELISATION DU COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE

En plus de l'analyse du comportement de maçonnerie sous des charges latérales au moyen de programmes expérimentaux, la modélisation numérique, développée principalement par la méthode des éléments finis, est incontournable pour la recherche de la maçonnerie.

Le comportement de la maçonnerie peut être simulé sans qu'il soit nécessaire de développer des tests de laboratoire coûteux sur des murs ou des bâtiments en maçonnerie. Les données d'entrée

de ces modèles peuvent être modifiées pour développer un grand nombre de simulations numériques.

En outre, on peut analyser plusieurs matériaux et différentes configurations, avec ou sans ouvertures, parois minces ou courtes [40, 45, 75, 86, 103....].

Pour la modélisation de la maçonnerie, on se trouve face à un problème difficile dû à :

- L'hétérogénéité du matériau : mortier + briques.
- Différentes sollicitations donnent des lois de comportement différentes.
- Les procédés de fabrication influencent le comportement du matériau.
- La mise en œuvre du matériau influence, aussi, son comportement.

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

3.3.1. 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 (brique, interface...) d'un point de vue matériel et géométrique. « Equivalents », « approche structure ou approche globale ».

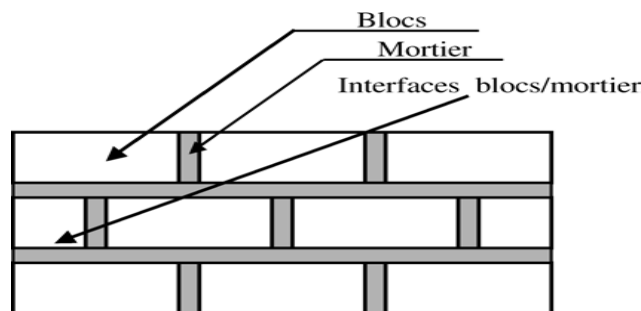


Fig.3.21. Modélisation de la maçonnerie par l'approche micro modélisation

3.3.2. Macro modélisation

Cette approche consiste à considérer la structure maçonnée comme étant une structure homogène, supposant un matériau « équivalent » homogénéisé, « approche matériau ».

D'après Lourenço [69], une modélisation précise de la maçonnerie doit inclure cinq types de mécanismes de ruine (figure 3.22) :

- Fissuration du joint en traction (figure 3.22.a)
- Glissement le long d'un joint d'assise ou d'un joint supérieur pour faibles valeurs de contraintes normales (figure 3.22.b)
- Fissuration de l'élément de maçonnerie par traction directe (figure 3.22.c)
- Fissuration diagonale par traction des éléments de maçonnerie. Celle-ci est due à des valeurs de contraintes normales suffisantes qui développent du frottement dans les joints (figure 3.22.d)

- Scission des éléments de maçonnerie en traction résultant de la dilatation du mortier pour de grandes valeurs de contrainte normale (figure 3.22.c).

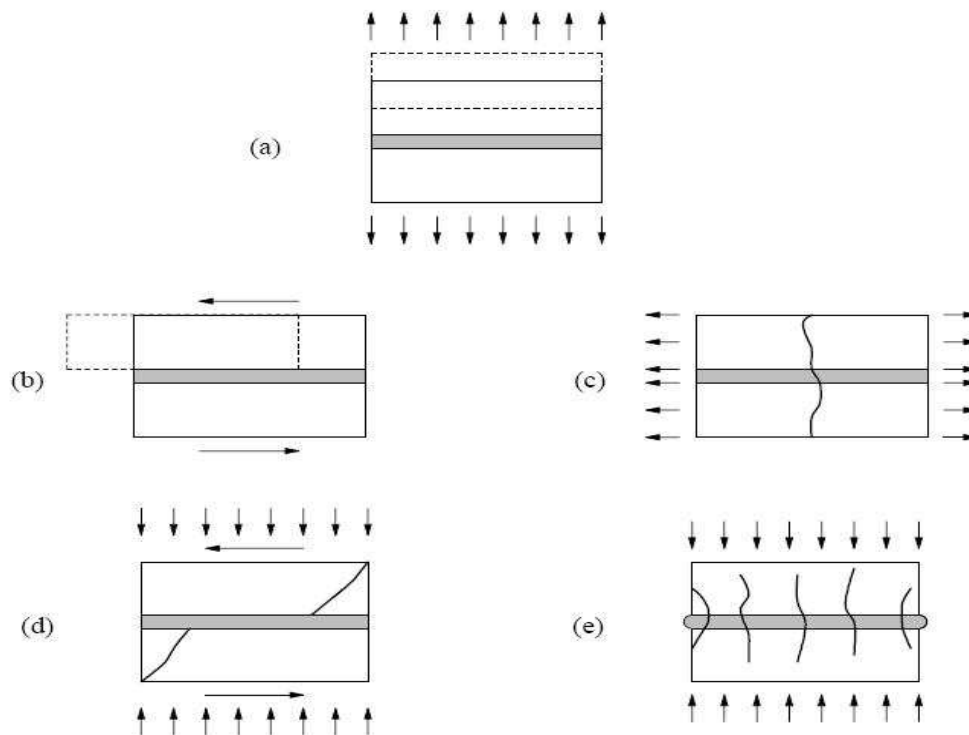


Fig.3.22.Les différents mécanismes de ruine [69].

Lourenco et Rots [66, 67] ont proposé un modèle qui suppose cinq formes de l'échec du système de joint-unités. Ils sont:

- une défaillance du joint par le stress de tension,
 - une défaillance du joint par effet de cisaillement,
 - unités de craquage par effet de tension,
 - une défaillance unités par la tension diagonale,
 - nécessite des joints d'épaisseur nulle et interfaces verticales au plan central des unités; ceux-ci ont un comportement élastique jusqu'à ce que la résistance à la traction à la dégradation après le pic.
- Pour le mode I, la résistance à la traction a ramollissement exponentielle en considérant la plasticité associée à adoucissement.
 - Pour le mode II, la cohésion a ramollissement exponentielle alors que la valeur initiale de l'angle de frottement diminue pendant le processus de charge pour atteindre une valeur résiduelle.

3.4. PRESENTATION DE QUELQUES ESSAIS EFFECTUES SUR DES MAÇONNERIES ARMEES

Les méthodes de renforcement peuvent être divisées en deux catégories : soit le renforcement est cohérent avec la technique de mise en œuvre de la maçonnerie (catégorie 1), soit le renforcement est réalisé après la construction complète des murs et indépendamment de la méthode de construction (catégorie 2). La méthode de renforcement, de «catégorie1», a contribué pour améliorer la technique de la construction traditionnelle des structures en maçonnerie et à augmenter la résistance et la ductilité des bâtiments maçonnés dans le cas d'actions sévères tels que le séisme [15, 37, 89, 108]. Cette technique est issue du concept de « Béton armé ».

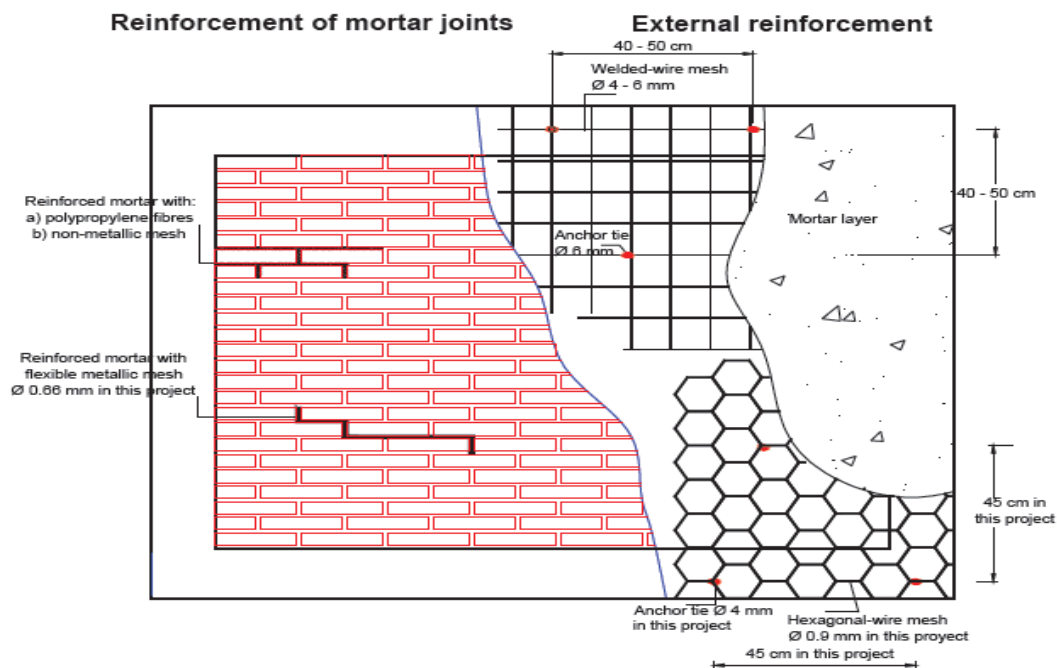


Fig.3.23. Types de renforcement des murs en maçonnerie [15, 89,108]

PINEDA [89] a testé trois murs, 2,50 m X 2,50 m, avec des fils d'armature en treillis soudé fixé au mur visages au moyen de tiges d'acier et recouvert par du mortier épaisseur de 2,5 cm. Le pourcentage de renfort sont $r = 0,07\%$, $r = 0,15\%$ et $r = 0,21\%$ en fonction du code local. Une charge cyclique en utilisant le contrôle de la charge jusqu'à ce que l'apparition de la première fissure a été appliqué, puis commande le déplacement a été appliquée.

Le premier mur, $r = 0,07\%$, a montré quelques fissures horizontales sur les colonnes et des fissures inclinées uniformes sur la maçonnerie, causées par l'effet bénéfique de l'armature. Les cycles d'hystérésis étaient symétriques dans la gamme linéaire et relativement grande avec une dissipation d'énergie élevée. Les fissures en diagonale ont provoqué l'échec de mur. Le 1^{er} mur a craqué dans les coins supérieurs par effet de compression-cisaillement.

La deuxième paroi, $r = 0,15\%$, a été conçu avec un facteur de sécurité partiel égal à 1,5 afin d'assurer la rupture par cisaillement. Le tissu de renforcement-métallique soudé a été ancré à des colonnes afin d'empêcher la séparation de maçonnerie. Dans la zone centrale à côté de colonnes

et dans le milieu des murs, les effets de compression-cisaillement ont causé l'écrasement des éléments de maçonnerie. A la fin, ni le renfort de fil soudé ni les colonnes n'ont subi des dommages importants.

Le renforcement de la troisième paroi, $r = 0,21\%$, a été fixé à la maçonnerie et de la colonne de droite avec des boulons manufacturés. A la fin, l'absence d'ancrage de l'armature a généré l'ouverture de l'interface de maçonnerie colonne gauche mais une excellente performance des boulons a été observée. La figure 3.24 montre l'enveloppe de résistance des trois parois, où la déformation est le rapport entre le déplacement latéral et de la hauteur de la paroi.

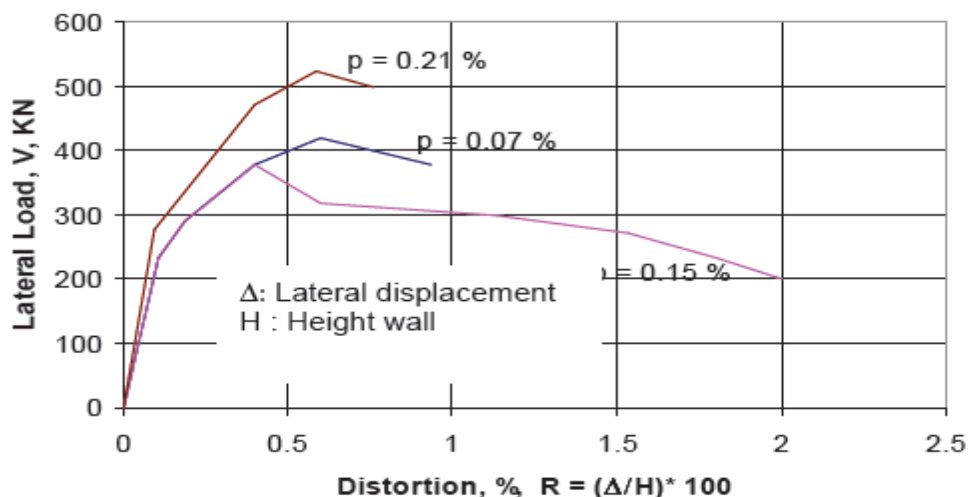


Fig.3.24. Enveloppe de résistance expérimentale de murs testés par PINEDA [89]

BOSILJKOV [15] a élaboré un programme expérimental sur trois types d'échantillons (test de compression, essais de traction diagonale et des essais de cisaillement) en plaçant deux types de renfort à l'intérieur des articulations. Le premier type : ajout de fibres de polypropylène dans le mortier (micro de renforcement), le second type (macro renforcement) : treillis métallique placé à l'intérieur des articulations. Cinq types de mortier qui représentent les différentes étapes de l'histoire de la construction ont été utilisés pour coller les éléments de maçonnerie. Ainsi, le mortier "sable de ciment" a été utilisé dans la construction moderne. Mortier "sable ciment de chaux" a été utilisé dans les dernières cinq décennies, et de mortier "sable calcaire" a été utilisé dans des structures historiques. Un type supplémentaire de mortier a été renforcé avec des fibres de polypropylène, et le dernier a été renforcé avec un maillage non métallique, Figure 3.25. Les panneaux de mortier renforcé de maille ont montré une résistance légèrement plus grande que la résistance enregistrée auprès de mortier de ciment de sable "" panneaux. Dans l'autre sens, les panneaux de mortier armé avaient un plus petit module d'élasticité que les panneaux de mortier normal.

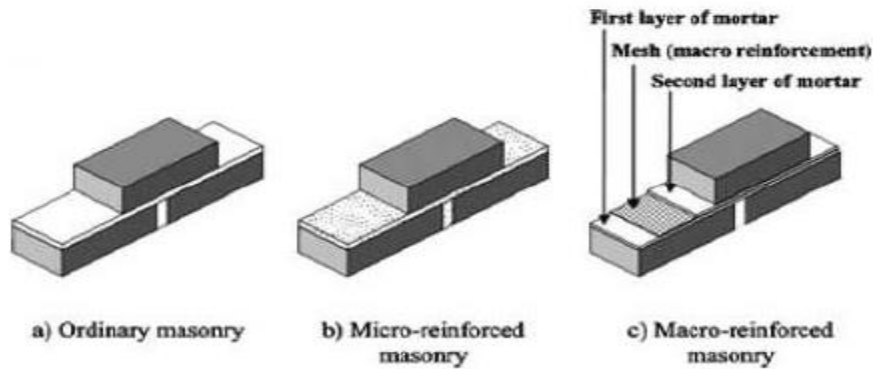


Fig.3.25.Ordinaire, micro et macro-renforcé de mortier [15]

Pour les essais de traction diagonaux, les panneaux de mortier renforcé de maille ont montré la résistance au cisaillement plus élevée et une augmentation de la ductilité par rapport aux panneaux de mortier armé.

3.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on s'est intéressés à ce qui a été fait et réalisé pendant plusieurs années, par de nombreux chercheurs sur le comportement mécanique de la maçonnerie en général et la maçonnerie armée en particulier à savoir : la compression uni-axiale, la traction uni-axiale, le chargement bi-axial, la flexion uni-axiale, la flexion bi-axiale et le cisaillement selon les différentes sollicitations en plan et hors plan.

En dernier on a présenté les différentes manières d'armer la maçonnerie verticalement, horizontalement, mixte et par un grillage maillé placé sur les parois extérieures du mur en maçonnerie et projeter par un coulis de ciment.

Chapitre 4

ETUDE NUMERIQUE ET PROCEDURE DE L'ETUDE

Chapitre 4 :

ETUDE NUMERIQUE ET PROCEDURE DE L'ETUDE

4.1. INTRODUCTION

L'étude que nous allons réaliser consiste en la détermination du facteur de comportement R des structures en maçonnerie armée horizontalement et de la ductilité globale.

Ce concept peut paraître nouveau car dans le règlement parasismique algérien, il n'est mentionné aucune étude dans ce sens. Il est mentionné qu'un passage sur les maçonneries chaînées. En réalité le mode de fonctionnement est tout à fait différent. Pour cela nous allons tester numériquement quatre structures : deux, trois, quatre et cinq niveaux à l'aide de trois accélérogrammes (El Centro, Kobe et Charchell). Une étude dynamique non linéaire est proposée avec le logiciel Drain 2D élaboré à l'université de Berkeley [56].

4.2. MAÇONNERIE ARMEE

La maçonnerie en général et la maçonnerie armée en particulier ont un comportement mécanique très complexe, dû essentiellement à leur hétérogénéité. Son comportement est fonction des caractéristiques mécaniques des éléments de maçonnerie, du mortier qui la compose et éventuellement des armatures, ainsi que l'interaction de ces trois constituants. De plus, le comportement mécanique de la maçonnerie est très influencé par les sollicitations appliquées et surtout par les conditions de mise en œuvre [4, 81, 83].

4.2.1. Matériaux constitutifs

a) Les éléments

Dans notre travail les éléments qui seront étudiés sont les briques creuses de terre cuite de dimension (200 x200x 500 mm³) (Figure 4.1).



Fig. 4.1. Elément brique utilisé pour l'étude

b) Le mortier

Les mortiers généralement utilisés sont des mortiers ordinaires à base de ciment. En effet, il est recommandé d'avoir recours à des mortiers de forte résistance, car l'adhérence augmente proportionnellement à la résistance du mortier. Dans le cas de la maçonnerie armée une bonne adhérence entre le mortier et les armatures est fondamentale.

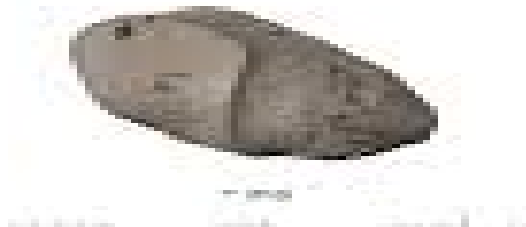


Fig. 4.2. Mortier en ciment utilisé pour l'étude

c) L'Armature

Ce sont en majorité deux barres d'armatures de diamètre 8 (mm) soudée en ZIGZAG et noyée dans les joints horizontaux. Ces armatures sont connues sous le nom : armature MURFOR (figure 4.3) [40].

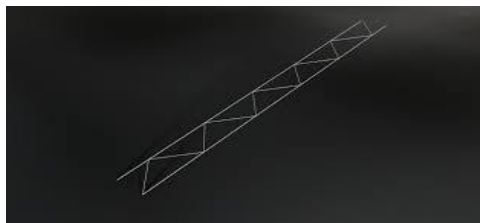


Fig .4.3. Forme d'armature murfor

4.2.2. Technique de construction

Dans le cas particulier de la maçonnerie armée, il n'y presque pas de différence de mise en œuvre par rapport à la maçonnerie traditionnelle. La seule différence étant la mise en place des armatures. Le maçon étale le mortier sur le lit de briques, il place ensuite l'armature en l'enfonçant dans le mortier (Figure 4.4).

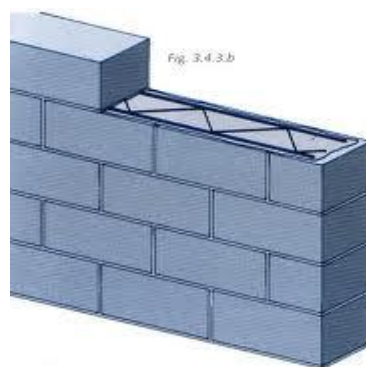


Fig. 4.4. Présentation d'un mur en maçonnerie armée

CHAPITRE 4: ETUDE NUMERIQUE

Parmi les principales applications de la maçonnerie armée horizontalement, on peut citer les linteaux, les poutres, les poutres voiles, les murs de contreventement et de soubassement ou tout type de structures sollicitées essentiellement en flexion.

En outre la maçonnerie armée prête particulièrement à la réalisation des ouvrages situés en zones sismiques. Cette affirmation peut être confirmée par l'étude que nous menons et de là on peut faire une recommandation qui ira dans le sens d'un développement économique du concept en Algérie.

4.3. PRESENTATION DES STRUCTURES ETUDIEES

Les structures étudiées sont en maçonnerie armée horizontalement constituées de briques, de ciment et de murfor. Elles ont respectivement deux, trois, quatre et cinq niveaux

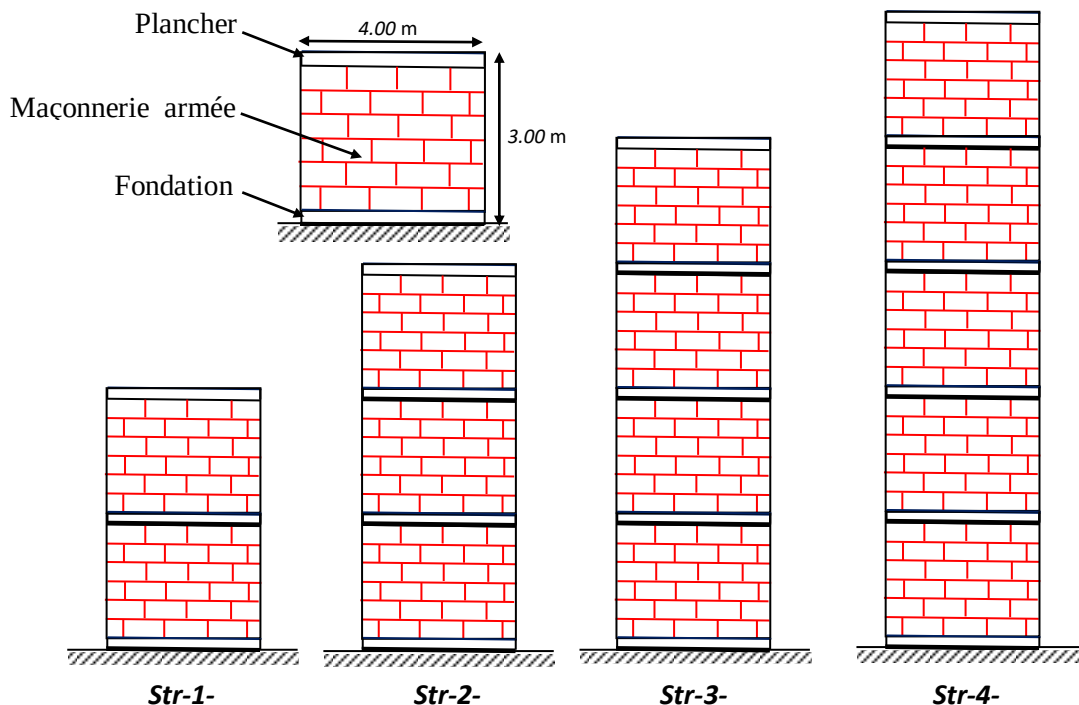


Fig. 4.5. Vue en élévation des différentes structures étudiées

4.4. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

La notion de déformation plastique se traduit dans un cycle de chargement alterné par les lois de comportement qui expriment la relation entre déformations et contraintes du matériau.

4.4.1. Lois de comportement de l'acier

On considère que le matériau acier répond à l'objectif décrit précédemment : faculté de se déformer plastiquement et sans rupture. Celui-ci est en effet caractérisé par:

- un allongement élastique maximal de 0,1 à 0,3%, ϵ_y
- un allongement correspondant à la charge de ruine de 7 à 10%, ϵ_p
- un allongement correspondant à la rupture de 15 à 20%, ϵ_r

- une contrainte de rupture qui vaut 1,2 à 1,5 fois la limite élastique [75, 91] (figure 4.6).

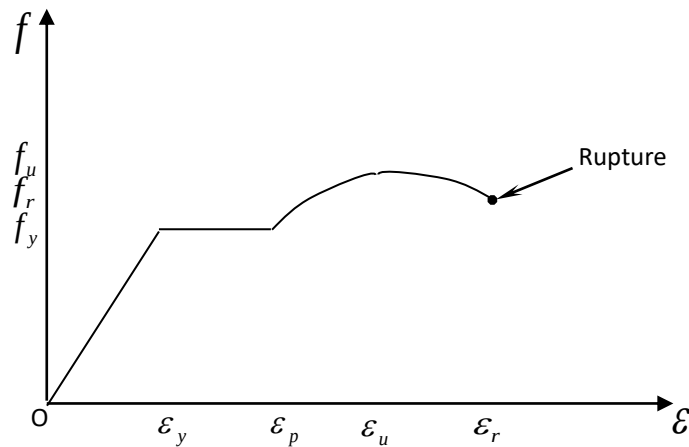


Fig. 4.6. Courbe de comportement de l'acier en traction.

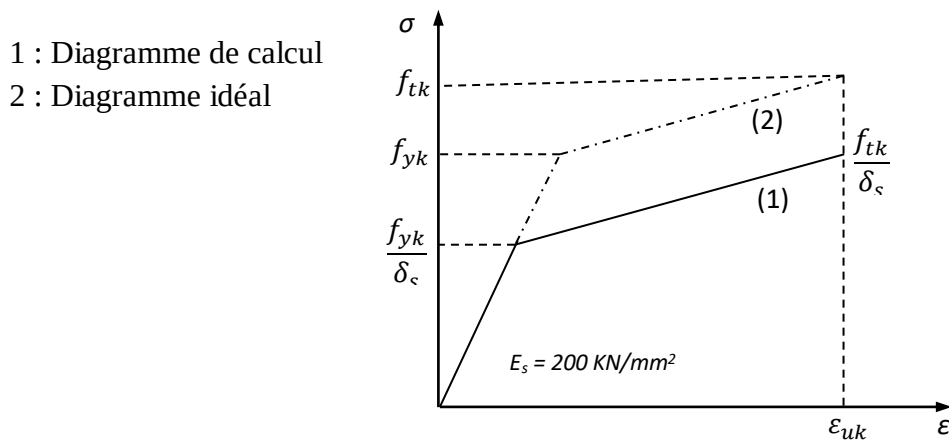


Fig. 4.7. Loi de comportement de l'acier

4.4.2. Lois de comportement de la maçonnerie

La relation contrainte-déformation de la maçonnerie (figure 4.8) est considérée de forme parabolique en phase élastique prolongée par une droite se propageant jusqu'à la déformation ultime, parabolique rectangle ou rectangle

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

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

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (4.1)$$

f_d : Résistance de calcul à la compression

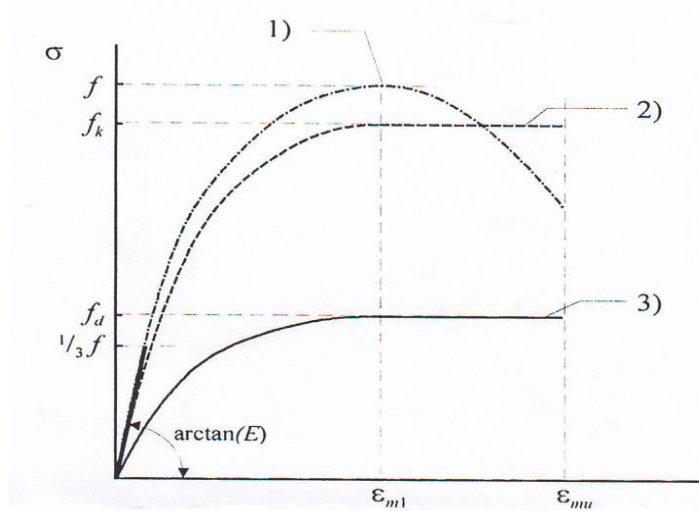


Fig. 4.8. Relation contrainte – déformation des structures en maçonnerie en compression
1- diagramme type, 2- diagramme idéal (parabolique rectangle), 3- diagramme de calcul

4.4.3. Loi de comportement de la maçonnerie armée

Selon le projet eurocode 6 [32, 40], le calcul se fait selon les mêmes principes que pour les éléments en béton armé (figure 4.9).

On suppose que la maçonnerie atteint :

$$f_{Mu} = 0,85 f_k \quad (4.2)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (4.3)$$

Quand l'acier atteint sa valeur ultime $F_{su} = 400 \text{ N/mm}^2$ l'équation d'équilibre des forces donne :

$$f_{\text{maçonnerie armée}} = f_{\text{acier}} \quad (4.4)$$

$$0,8 \cdot b \cdot y \cdot f_{Mua} = A_s \cdot f_{su} \text{ et } y = \frac{A_s \cdot f_{su}}{0,8 \cdot b \cdot f_{Mua}} \quad (4.5)$$

$$\text{Avec : } \frac{\varepsilon_s}{d-y} = \frac{\varepsilon_{Ma}}{y} \quad (4.6)$$

$$\text{et : } \varepsilon_{Ma} = \frac{y}{d-y} \varepsilon_s \quad (4.7)$$

$$\text{Comme : } f_{Mua} = \varepsilon_{Ma} \cdot E_{Ma} \quad (4.8)$$

$$E_{Ma} = \frac{F_{Mua}}{\varepsilon_{Ma}} \quad (4.9)$$

Comme f_{ma} et ε_{ma} sont définies, on peut avoir E_{ma} . Il ne reste qu'à définir f_k .

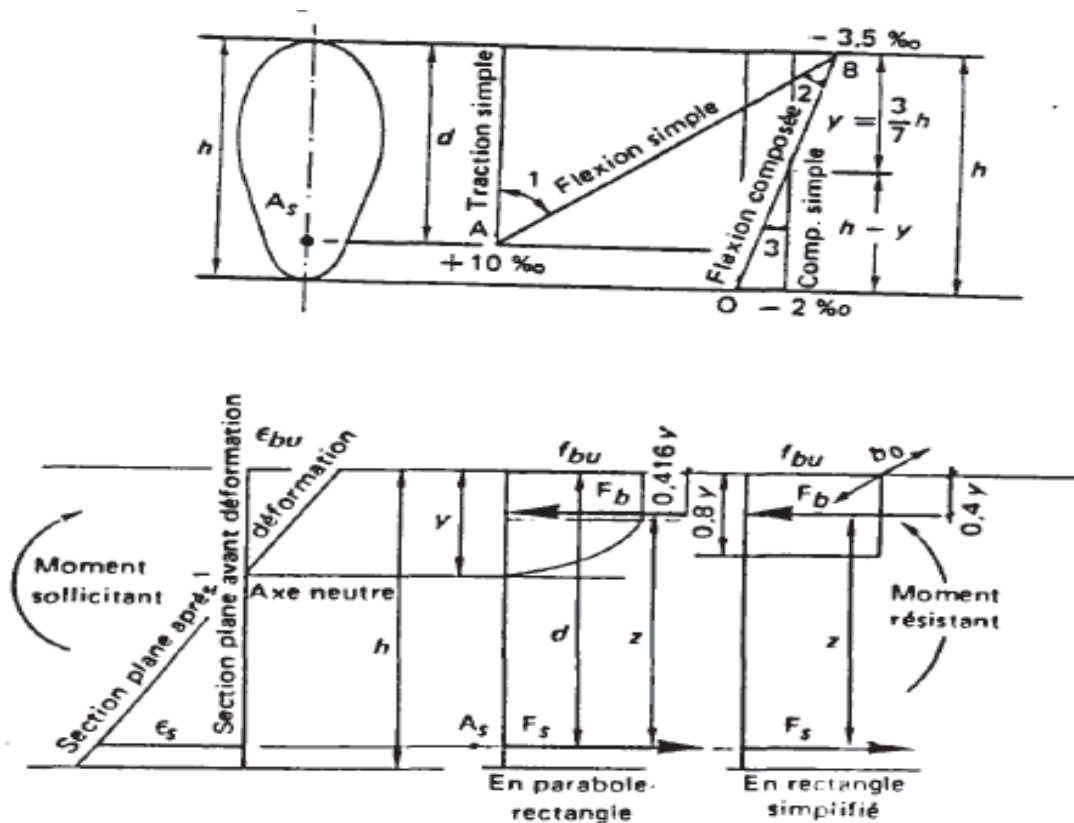


Fig. 4.9. Diagramme des déformations et des contraintes du béton

4.5. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DE LA MAÇONNERIE

4.5.1. Résistance caractéristique de la maçonnerie

Selon l'eurocode 6 [32], la résistance caractéristique de la maçonnerie est déterminée en utilisant la résistance moyenne des éléments de maçonnerie ainsi que celle du mortier.

La résistance caractéristique en compression vaut :

$$f_k = K (f_b)^\alpha (f_m)^\beta. \quad (4.10)$$

Avec : f_m : Résistance moyenne à la compression du mortier qui égale à 10 N/mm².

- f_b : Résistance à la compression normalisée d'un élément à maçonner.

$$f_b = f_{mean} \cdot \delta \cdot \delta_c \quad (4.11)$$

- f_{mean} : Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie.

- $\delta_c = 1$ (échantillon sec à l'air – terre cuite).

- δ : Coefficient de forme dépendant de la hauteur et la largeur des éléments de maçonnerie.

Tab. 4.1. Valeur du facteur de forme δ

Hauteur (mm)	Plus petite dimension horizontale				
	50	100	150	200	≥250
40	0,80	0,70	=	=	=
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Tab. 4.2. Valeurs de K , α, β

Éléments de maçonnerie		Mortier d'usage courant			Mortier – colle (Joint d'assise ≥0,5mm et ≤3mm)		
		<i>k</i>	<i>α</i>	<i>β</i>	<i>κ</i>	<i>α</i>	<i>β</i>
Terre cuite	<i>Groupe1</i>	0,50	0,65	0,25	-	-	-
	<i>Groupe2</i>	$0,50x(\delta)^{-0,65}$	0,65	0,25	$0,50x(\delta)^{-0,80}$	0,80	0
	<i>Groupe3</i>	$0,40x(\delta)^{-0,65}$	0,65	0,25	$0,40x(\delta)^{-0,80}$	0,80	0
Silico-calcaire	<i>Groupe1</i>	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	<i>Groupe2</i>	0,50	0,65	0,25	0,55	0,85	0
Béton de granulats	<i>Groupe1</i>	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	<i>Groupe2</i>	0,50	0,65	0,25	0,65	0,85	0
	<i>Groupe3</i>	0,45	0,65	0,25	0,50	0,85	0
Béton cellulaire Autoclavé	<i>Groupe1</i>	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0

4.5.2. Résistance de calcul de la maçonnerie en cisaillement

La résistance de calcul de la maçonnerie armée en cisaillement est prise égale à la résistance caractéristique divisée par le coefficient partiel de sécurité γ_m [32, 55].

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (4.12)$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (4.13)$$

Avec :

CHAPITRE 4: ETUDE NUMERIQUE

- f_{vk0} : Résistance au cisaillement sous une contrainte de compression nulle
- σ_d : Contrainte de compression de calcul perpendiculaire au cisaillement.

Tab. 4.3. Résistance initiale caractéristique au cisaillement f_{vk0}

<i>Elément de maçonnerie</i>	<i>f_{vk0} (N/mm²)</i>			
	<i>Mortier courant</i> <i>$f_m \geq 10$ N/mm²</i>	<i>Mortier courant</i> <i>$f_m = 2,5$ à 9 N/mm²</i>	<i>Mortier courant</i> <i>$f_m \leq 2$ N/mm²</i>	<i>Mortier colle</i>
<i>Terre cuite</i>	0.30	0.20	0.10	0.30
<i>Silico – calcaire</i>	0.20	0.15	0.10	0.40
<i>Béton de granulats</i>	0.20	0.15	0.10	0.30
<i>Béton cellulaire autoclave</i>	Non utilisé	0.15	Non utilisé	0.30

4.5.3. Module d'élasticité de la maçonnerie

Le module d'élasticité ou le module sécant à court terme est donné par l'eurocode 6 [32] comme suit :

$$E = K_E \cdot f_k \quad (4.14)$$

Avec : K_E une constante utilisé dans le calcul du module d'élasticité, $K_E = 1000$

4.5.4. Module de cisaillement de la maçonnerie

Le module de cisaillement est pris égal à 40% de module d'élasticité selon l'eurocode 6.

$$G = 0.4 E \quad (4.15)$$

4.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

Les structures en maçonnerie étudiées sont dimensionnées selon les critères des règlements européens Eurocode 6 et Eurocode 8 [31, 32].

Le dimensionnement des murs de contreventement est donné par le tableau 4.4.

Les murs de contreventement en fonction du nombre de niveaux et de l'accélération du sol sont donnés par le tableau 4.5. [31, 91, 92]

Tab. 4.4. Critère de dimensionnement des murs de contreventement en maçonnerie

CHAPITRE 4: ETUDE NUMERIQUE

Type de maçonnerie	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef} / t_{ef}) \max$	$(l / h) \min$
Maçonnerie non armée avec bloc en pierre naturelle	340	9	0,5
Maçonnerie non armée autre que pierre naturelle pour des bâtiments de 2 niveaux au maximum*** ¹ .	138	20	0,4
Maçonnerie non armée autre que pierre naturelle en cas de faible sismicité**** ² .	138	20	0,4
Maçonnerie non armée autre que pierres naturelles pour toute situation autre que *** ¹ ou **** ² .	188	20	0,4
Maçonnerie chaînée.	188	20	0,3
Maçonnerie armée.	188	20	0,3

Avec : t_{ef} : épaisseur utile du mur.

h_{ef} : hauteur de flambement

h : hauteur libre d'un mur.

l : longueur d'un panneau entre deux supports ou un support et un bord libre.

Tab. 4.5. Somme minimale de sections transversales de murs de contreventement en fonction du nombre de niveaux et l'accélération au sol.

accélération $\gamma_1 = a_{gR} S$ $\gamma_1 = \% g$		$\leq 0,075 g$	$\leq 0,09g$	$\leq 0,12 g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,18 g$
Type de construction	Nombre de niveaux (n)**	Somme minimale de sections transversales de murs de contreventement horizontaux dans chaque direction, en pourcentage de la surface totale par étage (P_{Amin}).				
Maçonnerie non armée	1	1,0 %	1,0 %	1,5 %	2,0 %	3,0 %
	2	2,0 %	2,0 %	2,5 %	5,0 %	7,7 %
	3	3,0 %	3,5 %	5,5 %	8,5 %	n/a
	4	5,0 %	5,5 %	8,5 %	n/a	n/a
	5	6,5 %	8,0 %	n/a	n/a	n/a
Maçonnerie chaînée	2	1,5 %	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	n/a
	4	4,0 %	4,5 %	5,0 %	n/a	n/a
	5	6,0 %	8,0 %	n/a	n/a	n/a
Maçonnerie armée	2	1,5 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	2,5 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	n/a
	5	4,0 %	4,5 %	5,0 %	n/a	n/a

CHAPITRE 4: ETUDE NUMERIQUE

4.6.1. Charges appliquées aux structures

Une étude préliminaire sous charges statiques a été menée. Le chargement a été fait conventionnellement à l'action ultime $1,35G + 1,5Q$ [94] avec dégression pour la charge d'exploitation Q (tableau 4.6). Cette étude est ajoutée pour tenir compte du chargement vertical.

Tab. 4.6. Descente de charge

N°	G (dan)	Q_{cum} (dan)	G_{cum} (dan)	$G + Q$ (dan)
5	470	80	470	550
4	778	200	1249	1449
3	778	308	2027	2335
2	778	404	2806	3210
1	778	488	3584	4072

4.6.2. Caractéristiques des structures étudiées

Les caractéristiques des structures étudiées sont résumées dans le tableau 4.7.

Tab. 4.7. Caractéristique de la maçonnerie étudiée

Caractéristique de la maçonnerie utilisée	f_m N/mm ²	f_b N/mm ²	f_k N/mm ²	δ	γ_m	f_{vk} N/mm ²	f_{vd} N/mm ²	E N/mm ²	G N/mm ²
Valeur	10	4,60	2,03	1,15	2,2	0,3	0,136	$1,83 \cdot 10^5$	$0,732 \cdot 10^5$

4.7. ACTION SISMIQUE

4.7.1. Introduction

Nous savons que la capacité qu'a un matériau ou une structure à s'allonger dans le domaine plastique sans rupture ni perte de résistance est définie par sa ductilité. On se référera si besoin, et pour un examen plus complet de l'interprétation au diagramme réel de type « chargement - déplacement » à [75, 91, 93].

Dans la suite du travail, on considère des éléments de structure dont la caractéristique sous action cyclique est du type définie aux figures 4.6 et figure 4.7. On donne au module d'écrouissage de la courbe de comportement de l'acier une valeur non nulle pour des raisons de convergence du processus numérique.

4.7.2. Logiciel de l'étude

CHAPITRE 4: ETUDE NUMERIQUE

Le logiciel utilisé est le programme DRAIN2D développé par A. KANAAN et G.H POWEL à l'université de Californie (BERKELEY) [56].

Il dispose des éléments suivants :

- a) Un élément poutre qui se plastifie par flexion.
- b) Un élément poutre colonne qui se plastifie par formation de rotules plastiques aux nœuds rigides.
- c) Un élément d'assemblage semi - rigide.
- d) Un élément de voile de cisaillement qui possède une rigidité à l'effort tranchant uniquement.
- e) Un élément barre qui se plastifie en traction et flambe élastiquement en compression.

Dans la présente étude, un élément de voile de cisaillement est pris en compte. Notre étude se fera avec l'élément (d).

La procédure d'introduction des différentes dimensions des structures, les conditions initiales et aux limites, les différents chargements, les accélérogrammes est détaillée dans le manuel Drain 2D [56].

4.7.3. Action sismique

Les actions sismiques sont définies par les trois accélérogrammes qui ont été utilisés dans la présente étude :

- L'accélérogramme du séisme d'EL-CENTRO en Californie du 18 Mai 1940 (magnitude 6,9 sur l'échelle de Richter).
- L'accélérogramme du séisme de Chérchell en Algérie du 29 octobre 1989 (magnitude 6,8 sur l'échelle de Richter).
- L'accélérogramme du séisme de Kobe au Japon du 17 janvier 1995 (magnitude 7,2 sur l'échelle de Richter).

Ces trois accélérogrammes ont la caractéristique d'avoir une magnitude similaire pour des sites différents.

4.7.4. Recherche de l'état limite élastique de la structure

A travers des analyses non linéaires répétées, on établit les valeurs $\lambda_e \times a(t)$ de l'accélération au sol pour lesquelles les différentes structures atteignent un déplacement inter-étage correspondant à $\delta_{i+1} - \delta_i = 1\% H$ et $\delta_{i+1} - \delta_i = 3\% H$ [82,94,109]. Ces états se caractérisent par des déplacements horizontaux maximums D_e correspondant à $q = 1$ et D_{max} correspondant à $q = q_{max}$. Ce choix est expliqué par le fait que le mécanisme de ruine est provoqué par un déplacement inter-étage qui dépasse la norme admise par les règlements parasismiques.

4.7.5. Coefficient de comportement global

Le rôle d'un contreventement est de dissiper l'énergie transmise par l'action sismique. Cette qualité est décrite dans la littérature par un coefficient appelé le facteur de comportement global de la structure. Chaque code de calcul le définit par une appellation propre au pays d'origine.

CHAPITRE 4: ETUDE NUMERIQUE

Ainsi le règlement parasismique Algérien le définit par le coefficient « R » et l'Eurocode 8 par le coefficient « q ».

Au sens de l'Eurocode 8, partie 1.3, chapitre 3 [31], ce facteur est calculé de la manière suivante [47, 75, 91, 94]

$$q = \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_e} \quad (4.16)$$

$\lambda_{\max}$ et λ_e sont définis comme suit :

- soit un accélérogramme $a(t)$ et une structure donnée ; A l'aide d'un programme de calcul non linéaire, on trouve par essais multiples $\lambda_{\max}$ et λ_e , tel que :
- sous $\lambda_e \times a(t)$, on trouve la limite élastique F_y en un point de la structure. La déformation correspondante est D_e ,
- sous $\lambda_{\max} \times a(t)$, on atteint une valeur « f » qui peut être la valeur de rupture ou une valeur jugée grande. La déformation correspondante est $D_{\max}$.

Cette déformée obtenue lors du calcul dynamique non linéaire est égale à la déformée maximale que l'on obtiendrait par un calcul dynamique linéaire effectué avec un accélérogramme $\lambda_{\max} \times a(t)$ pour une structure de limite élastique égale à $q \times f_y$ (Figure 4.10).

Ce facteur q dépend :

- du système structural,
- de la durée de l'accélérogramme et de son contenu énergétique.

Les facteurs q peuvent donc en toute logique être différents pour deux structures identiques construites sur deux sites différents [75, 91].

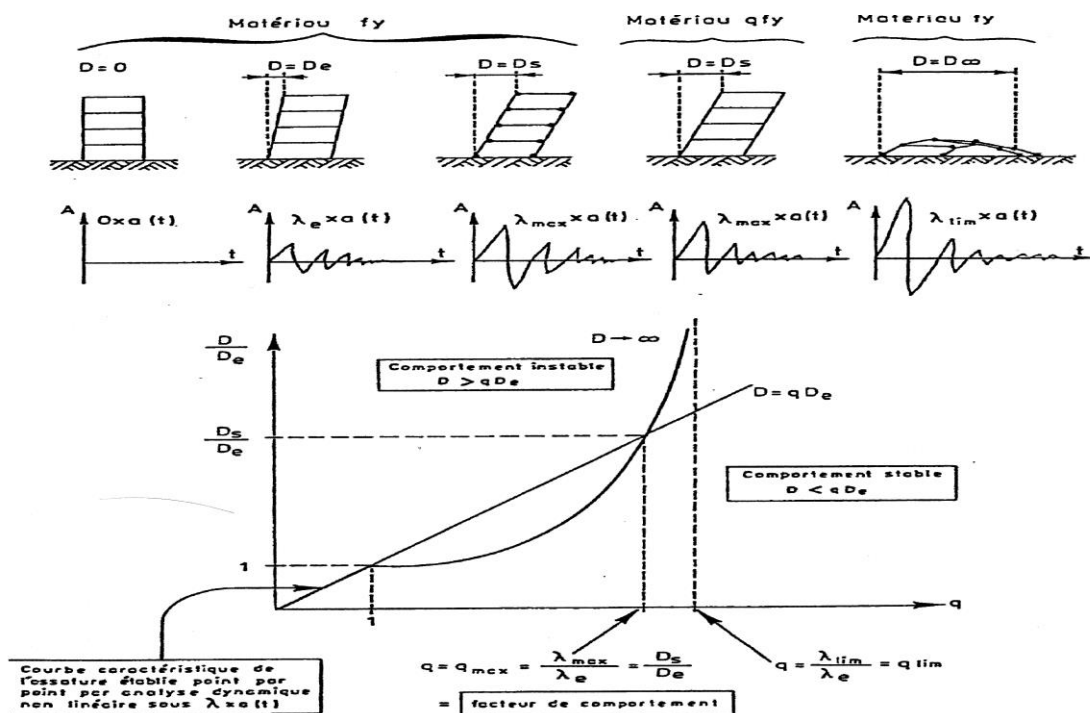


Fig. 4.10. Procédure de calcul par DRAIN2D

4.7.6. Augmentation de l'action sismique

L'action sismique est augmentée en multipliant $a(t)$ par λ de façon à trouver les valeurs particulières de Chaque état des différentes structures. Ces états sont caractérisés par $q_i = \frac{\lambda_i}{\lambda_e}$ et

les réponses en termes de déplacement à $\frac{D_i}{D_e}$ [75, 91, 92,107]

Ainsi la valeur de q correspondante à l'intersection sur la courbe avec la bissectrice identifie la valeur maximale $q_{\max} = q$ du facteur de comportement global de la structure. (Figure 4.10).

4.8. NOTIONS SUR LA DUCTILITE

Le facteur de ductilité μ_Δ est le rapport entre la déformation maximale Δ_y et à la fin de la phase plastique Δ_u [13,87], où :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.16)$$

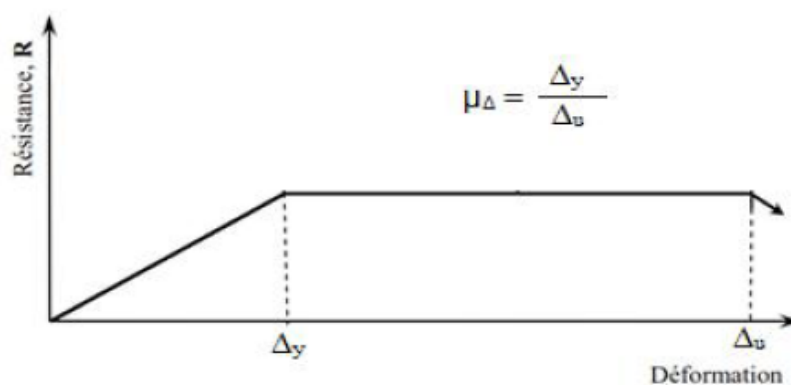


Fig. 4.11. Facteur de ductilité [87].

4.8.1. Relation « Ductilité – Fragilité »

La ductilité est l'un des paramètres qui caractérisent le comportement post élastique de la structure. Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de plasticité est important, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque ce palier est court, on dit que l'élément est fragile (Figures 4.12 et 4.13). Généralement, un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous arme (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est arme en excès, l'élément est dit rigide [87].

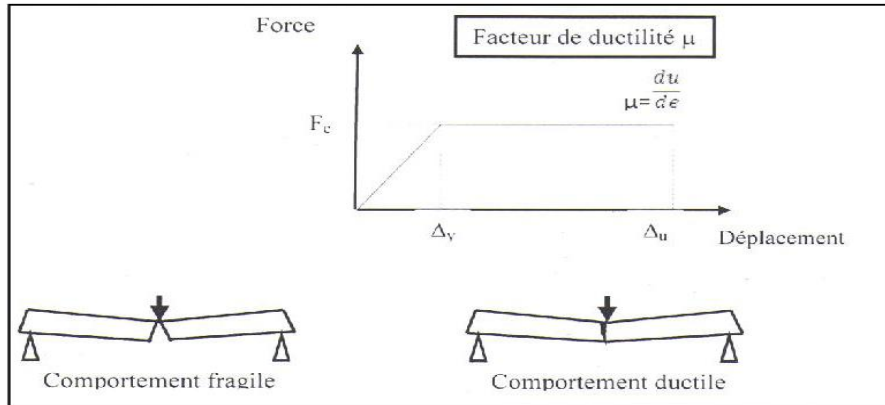


Fig. 4.12. Comportement « ductile et fragile » [41].

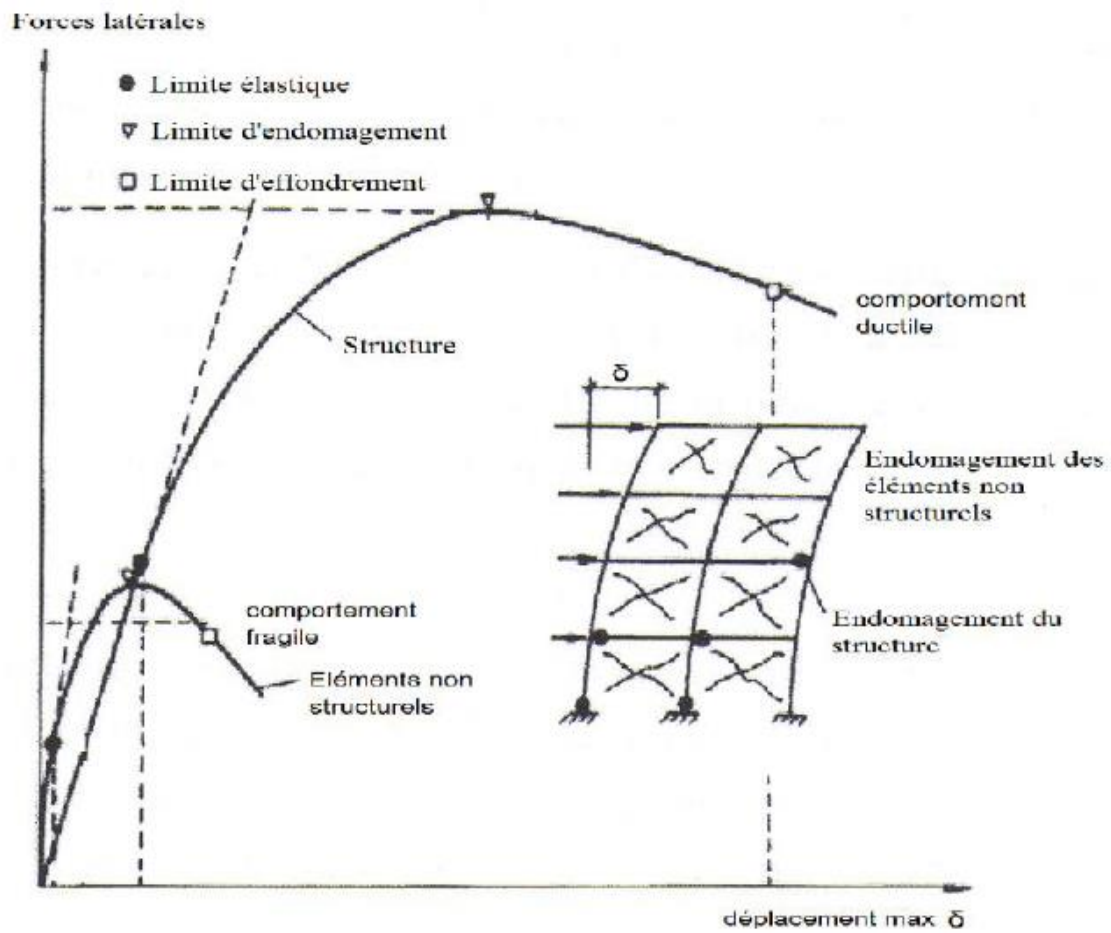
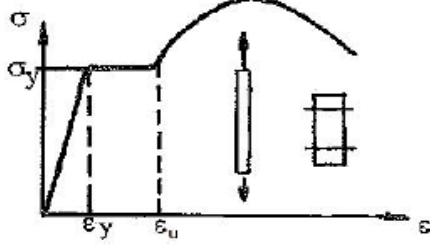
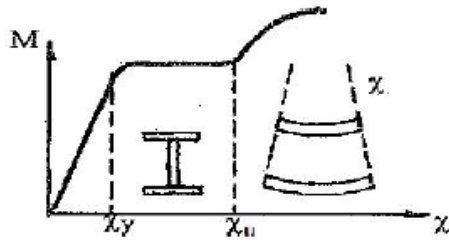
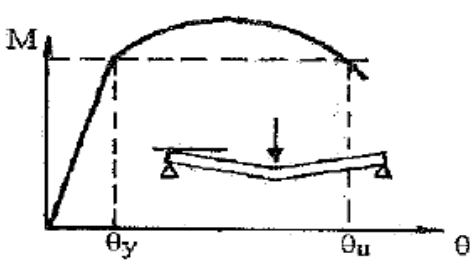
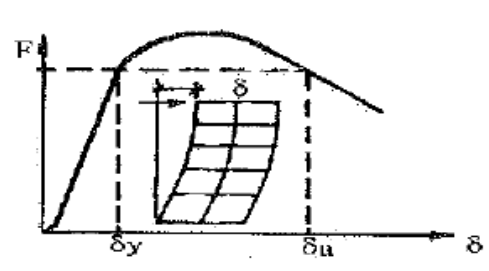
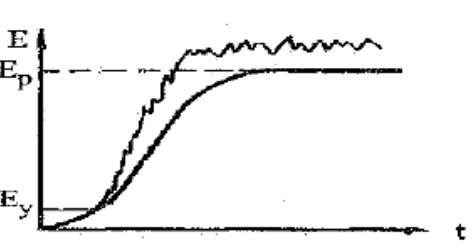


Fig. 4.13. Ductilité et fragilité [41].

4.8.2. Différents types de ductilité

D'après la littérature, on rencontre Cinq types de ductilités (tableau 4.8) qui présente ces types [41].

Tab. 4.8. Différents types de ductilités [41].

Type de ductilité	Configuration du type	Facteur de ductilité
Ductilité du matériau (ductilité de déformation)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Ductilité de la section transversal (ductilité local ou en courbure)		$\mu_{\chi} = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Ductilité de l'élément (ductilité en rotation)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Ductilité de structure (ductilité de déplacement ou ductilité cinématique)		$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$
Ductilité énergétique		$\mu_E = \frac{E_u}{E_y}$

4.8.3. Classes de ductilité

L'Eurocode 8 [31] divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : la classe de ductilité limitée (DCL), la classe de ductilité moyenne (DCM) et la classe de ductilité élevée (DCH). Ce code fait un lien direct entre la ductilité en courbure disponible durant le dimensionnement de chaque section et de la ductilité globale, en imposant des critères de ductilité locale [31]. Il est à noter que les règles parasismiques algériennes s'appuient directement sur la conception des structures avec une classe de ductilité élevée [94]. La figure 4.14 montre bien les classes de la ductilité.

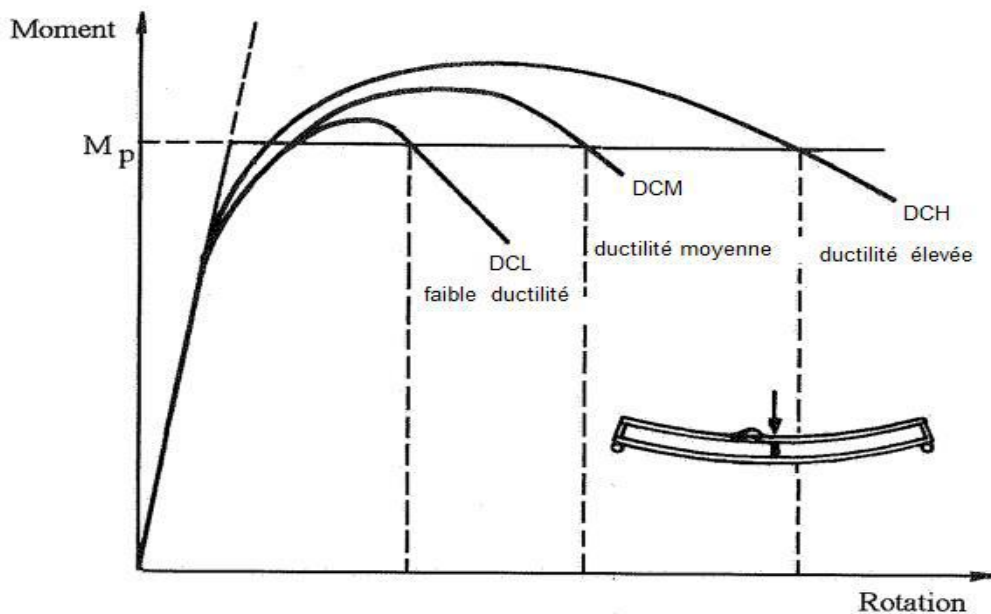


Fig. 4.14. Classe de ductilité selon l'eurocode 8 [31].

4.9. MECANISMES DE RUINE

Trois mécanismes de ruine sont rapportés dans la littérature [5, 8, 11].

- f) Rupture par cisaillement des panneaux.
- g) Rupture par Flexion des panneaux.
- h) Déplacement ultime inter-étage [82].

Dans notre cas le mécanisme trois est retenu. Car on n'a pas observé les deux autres dans le processus de chargement des structures étudiées.

4.10. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté les structures étudiées qui sont en maçonnerie armée aux joints horizontaux. On a présenté les matériaux constitutifs : la brique, le mortier et l'armature.

Les structures étudiées sont de deux à cinq niveaux. Un pré-dimensionnement de ces structures a été fait suivant les exigences des codes réglementaires. Une descente de charges verticale a été faite ainsi que les charges horizontales ont été définies par des forces sismiques introduites à l'aide de trois accélérogrammes : El Centro, Cherchell et Kobe qui sont des séismes majeurs qui ont servi de modèle à l'élaboration et l'amélioration des codes de calcul.

La loi de comportement de la maçonnerie armée a été présentée et détaillée selon les codes en vigueur. L'étude a été rendue possible grâce à un programme dynamique non linéaire.

Le but recherché est d'évaluer le facteur de comportement des structures en maçonnerie armée, la ductilité globale de ces dernières, ainsi que leur lien.

Chapitre 5

RESULTATS DE L'ETUDE NUMERIQUE

Chapitre 5 :

RESULTATS DE L'ETUDE NUMERIQUE

5.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons présenter les résultats de l'étude numérique. Les structures étudiées sont en maçonnerie armée aux joints horizontaux. Il s'agit de quatre structures avec différents niveaux à savoir cinq, quatre, trois et deux successivement. Ces structures sont étudiées à l'aide d'un programme non linéaire fondé sur les bases de la méthode des éléments finis.

Ces dernières sont excitées par trois accélérogrammes: El Centro, Charchell et Kobe qui sont pédagogiques dans l'élaboration des codes de calcul.

L'étude consiste à trouver un déplacement relatif inter-étage égal à 1% H , à savoir 3,00cm. Cet état correspond à la valeur de la ductilité globale : $\frac{D_{max}}{D_e} = 1$ ou à un coefficient de comportement global $q = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_e} = i$. En augmentant l'excitation à l'aide du paramètre

$\lambda_e \times a(t)$ jusqu'à trouver un déplacement inter-étage égal à 3% H , à savoir 9,00cm. Cet état correspond à la ruine des structures. Cette procédure a été déjà exposée au chapitre 4.

De là, nous avons dressé des tableaux exprimant la ductilité globale $\mu_\Delta = \frac{D_i}{D_e}$ ainsi que le facteur de comportement pour chaque structure ainsi traduits par des figures pour chaque accélérogramme et pour chaque structure.

5.2. RESULTATS OBTENUS PAR L'ACCELEROGRAMME EL CENTRO

Les résultats obtenus par l'accélérogramme El Centro (Californie) sont donnés dans des tableaux et représentés par des figures pour chaque structure.

5.2.1. Valeurs du facteur de comportement global

Les résultats du facteur de comportement q en fonction du déplacement D sont donnés dans les tableaux 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 pour chaque structure et représentés par les figures 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4.

Tab. 5.1. Déplacement global de la structure 04

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max}(cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 1,30$	5	0.047	-	0.047	1	1
	4	0.047	0			
	3	0.047	0			
	2	0.047	0			
	1	0.017	0.03			
$\lambda = 2.00$	5	0.072	-	0.072	1.53	1.54
	4	0.072	0			
	3	0.072	0			
	2	0.072	0			
	1	0.026	0.046			
$\lambda = 2.50$	5	0.090	-	0.090	1.91	1.92
	4	0.090	0			
	3	0.090	0			
	2	0.090	0			
	1	0.032	0.058			
$\lambda = 3.00$	5	0.107	-	0.107	2.27	2.30
	4	0.107	0			
	3	0.107	0			
	2	0.107	0			
	1	0.039	0.068			
$\lambda = 3.50$	5	0.125	-	0.125	2.67	2.69
	4	0.125	0			
	3	0.125	0			
	2	0.125	0			
	1	0.045	0.08			
$\lambda_i = 3.90$	5	0.140	-	0.140	2.98	3.00
	4	0.140	0			
	3	0.140	0			
	2	0.140	0			
	1	0.050	0.09			

Tab. 5.2. Déplacement global de la structure 03

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 1,50$	4	0.051	-	0.051	1	1
	3	0.051	0			
	2	0.051	0			
	1	0.021	0.03			
$\lambda = 2.00$	4	0.069	-	0.069	1.35	1.33
	3	0.069	0			
	2	0.069	0			
	1	0.027	0.042			
$\lambda = 2.50$	4	0.086	-	0.086	1.67	1.66
	3	0.086	0			
	2	0.086	0			
	1	0.034	0.052			
$\lambda = 3.00$	4	0.103	-	0.103	2.02	2.00
	3	0.103	0			
	2	0.103	0			
	1	0.041	0.062			
$\lambda = 3.50$	4	0.120	-	0.120	2.35	2.33
	3	0.120	0			
	2	0.120	0			
	1	0.048	0.072			
$\lambda = 4.00$	4	0.137	-	0.137	2.67	2.66
	3	0.137	0			
	2	0.137	0			
	1	0.055	0.082			
$\lambda_i = 4.40$	4	0.150	-	0.150	2.94	2.93
	3	0.150	0			
	2	0.150	0			
	1	0.060	0.09			

Tab. 5.3. Déplacement global de la structure 02

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda/\lambda_e$
$\lambda_e = 1,45$	3	0.043	-	0.043	1	1
	2	0.043	0			
	1	0.013	0.03			
$\lambda = 2.00$	3	0.060	-	0.060	1.39	1.38
	2	0.060	0			
	1	0.017	0.041			
$\lambda = 2.50$	3	0.075	-	0.075	1.74	1.72
	2	0.075	0			
	1	0.023	0.052			
$\lambda = 3.00$	3	0.090	-	0.090	2.09	2.07
	2	0.090	0			
	1	0.028	0.062			
$\lambda = 3.50$	3	0.104	-	0.104	2.42	2.41
	2	0.104	0			
	1	0.033	0.071			
$\lambda = 4.00$	3	0.119	-	0.119	2.77	2.76
	2	0.119	0			
	1	0.037	0.082			
$\lambda_l = 4.40$	3	0.131	-	0.131	3.04	3.03
	2	0.131	0			
	1	0.041	0.09			

Tab. 5.4. Déplacement global de la structure 01

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 4.80$	2	0.055	-	0.055	1	1
	1	0.025	0.03			
$\lambda = 7.00$	2	0.080	-	0.080	1.45	1.46
	1	0.036	0.044			
$\lambda = 10.00$	2	0.114	-	0.114	2.07	2.08
	1	0.051	0.063			
$\lambda = 12.00$	2	0.137	-	0.137	2.49	2.50
	1	0.062	0.075			
$\lambda = 14.00$	2	0.159	-	0.159	2.89	2.92
	1	0.072	0.087			
$\lambda_i = 14.40$	2	0.164	-	0.164	2.98	3.00
	1	0.074	0.09			

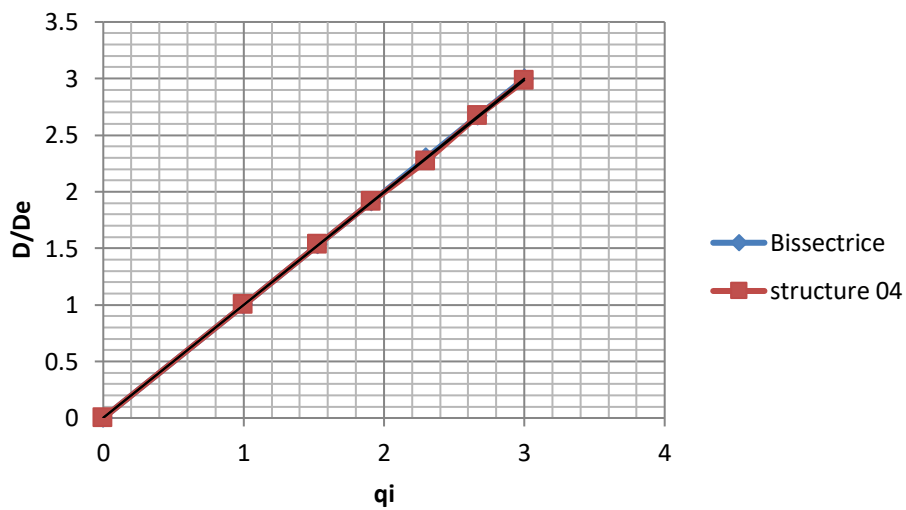


Fig. 5.1. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 04

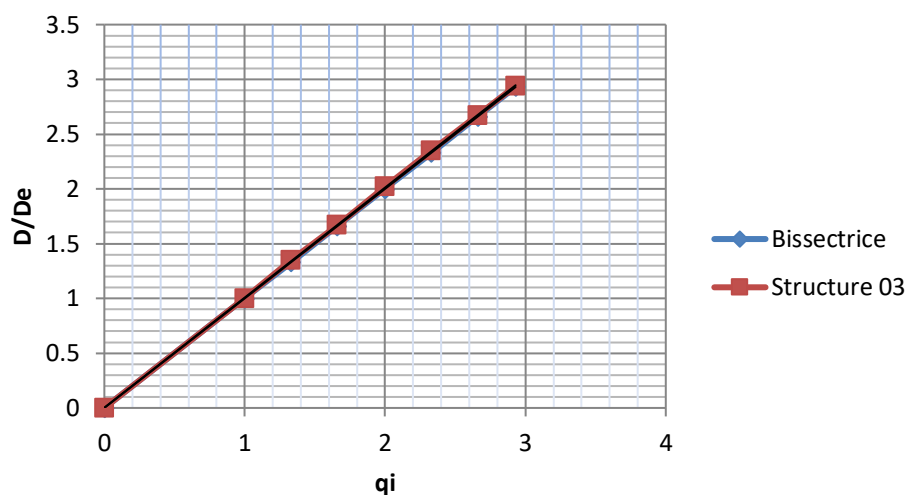


Fig. 5.2. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 03

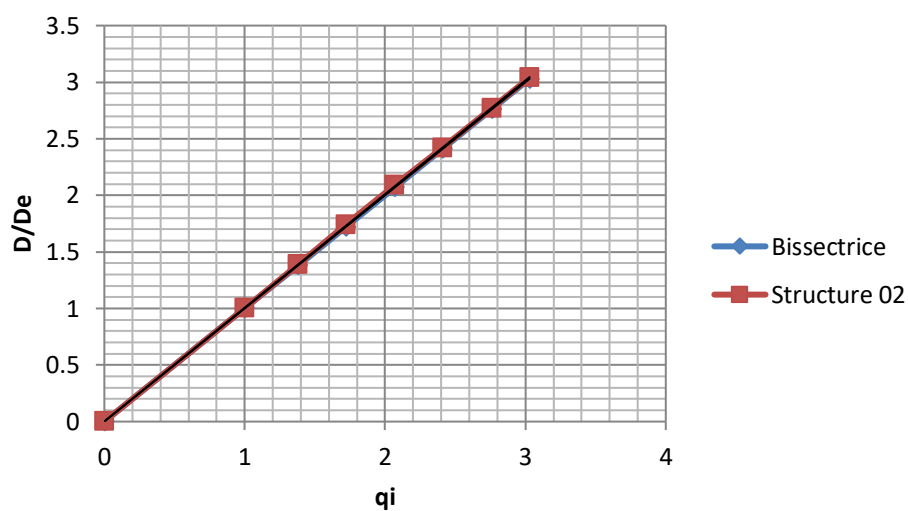


Fig. 5.3. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 02

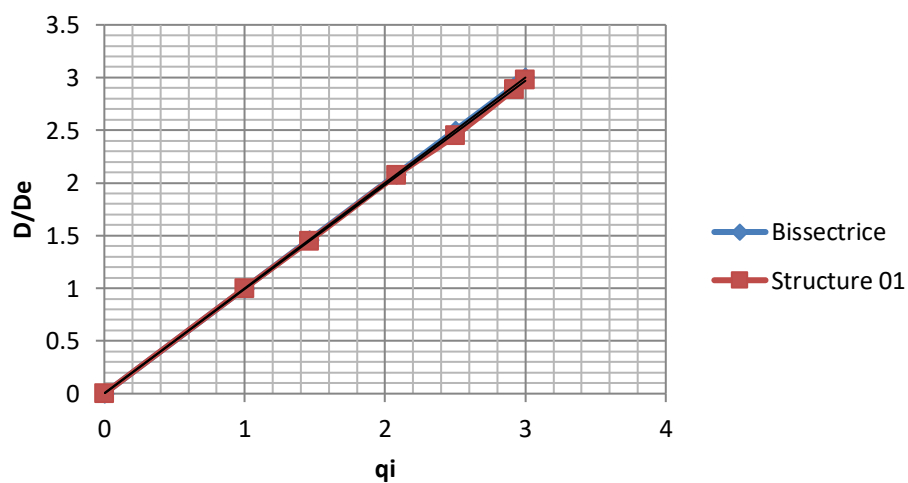


Fig. 5.4. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 01

5.2.2. Valeurs de la ductilité globale

Les valeurs de la ductilité globale μ_{Δ} de niveau H_i en fonction du coefficient de comportement global q sont données dans le tableau 5.5 et représentées par les figures 5.5 ; 5.6 ; 5.7 et 5.8.

Tab. 5.5. Ductilité globale correspondante à q pour chaque structure à chaque niveau.

Structure	Niveau H_i	q_i	D (cm)	$\mu_{\Delta} = D/D_e$
Strc 4	5	1 3.00	0.047 0.140	2.97
	4	1 3.00	0.047 0.140	2.97
	3	1 3.00	0.047 0.140	2.97
	2	1 3.00	0.047 0.140	2.97
	1	1 3.00	0.17 0.50	2.94
Strc 3	4	1 2.93	0.051 0.150	2.94
	3	1 2.93	0.051 0.150	2.94
	2	1 2.93	0.051 0.150	2.94
	1	1 2.93	0.021 0.060	2.86
Strc 2	3	1 3.03	0.043 0.131	3.04
	2	1 3.03	0.043 0.131	3.04
	1	1 3.03	0.013 0.041	3.15
Strc 1	2	1 3.00	0.055 0.164	2.98
	1	1 3.00	0.025 0.074	2.96

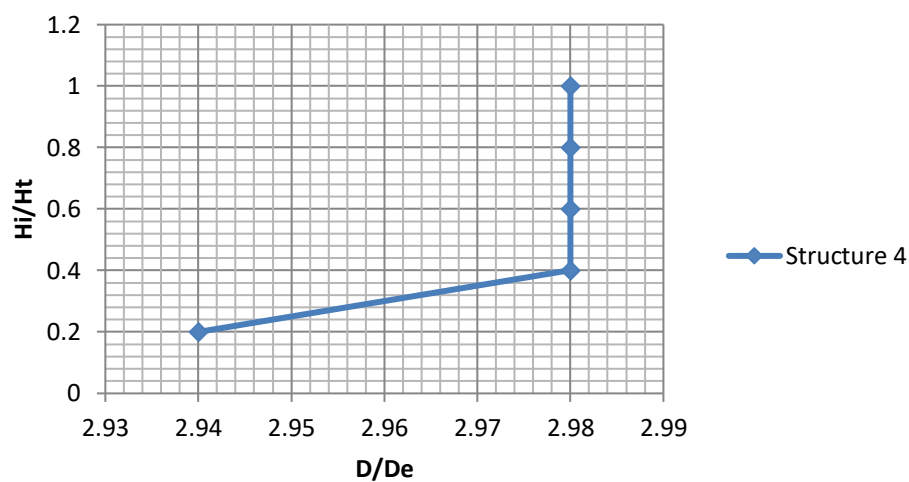


Fig. 5.5. Distribution de la ductilité globale de la structure 04.

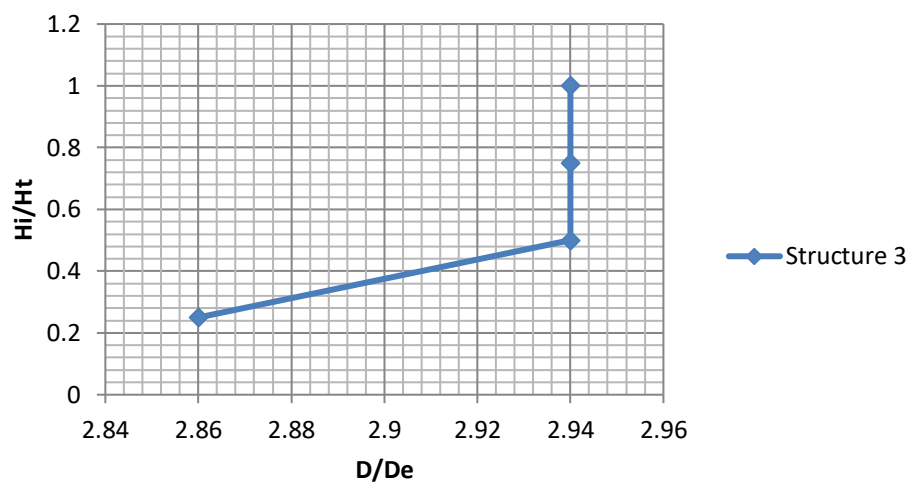


Fig. 5.6. Distribution de la ductilité globale de la structure 03

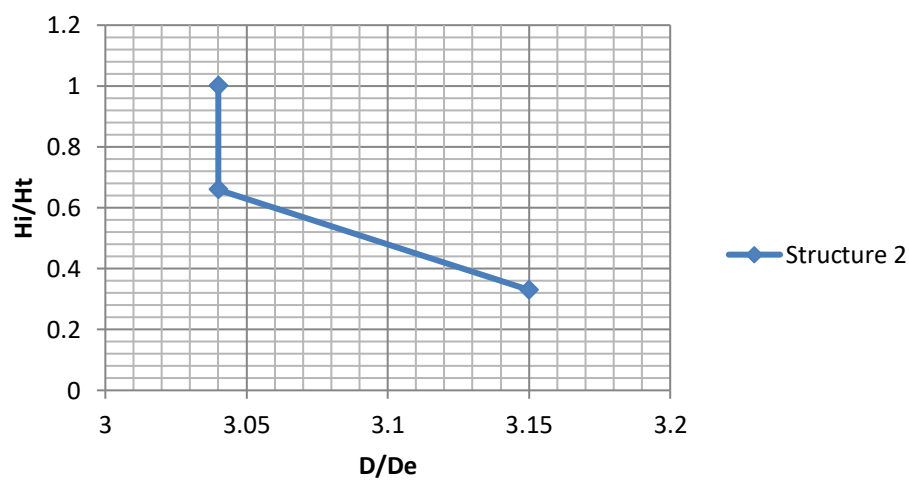


Fig. 5.7. Distribution de la ductilité globale de la structure 02.

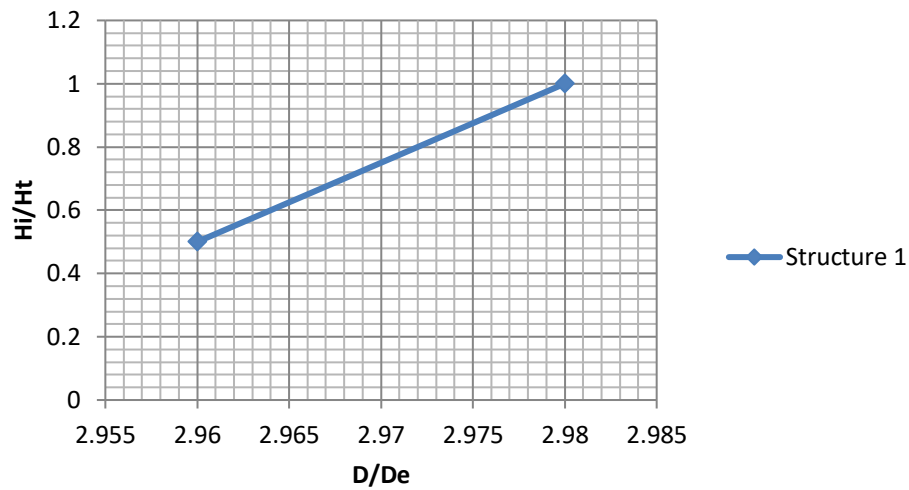


Fig. 5.8. Distribution de la ductilité globale de la structure 01.

La distribution de la ductilité globale μ_Δ pour chaque structure suivant la hauteur des différentes structures est donnée dans le tableau 5.6 et représentée par les figures 5.9, 5.10, 5.11 et 5.12.

Tab. 5.6. Distribution de la ductilité globale requise μ pour chaque structure en fonction de la hauteur.

	$\frac{H_i - H_1}{H_t - H_1}$	$\mu = \frac{D}{D_e}$
Structure 4	1,00	2.98
	0.75	2.98
	0.50	2.98
	0.25	2.98
	0,00	2.94
Structure 3	1.00	2.94
	0.66	2.94
	0.33	2.94
	0.00	2.86
Structure 2	1.00	3.04
	0.50	3.04
	0.00	3.15
Structure 1	1.00	2.98
	0.00	2.96

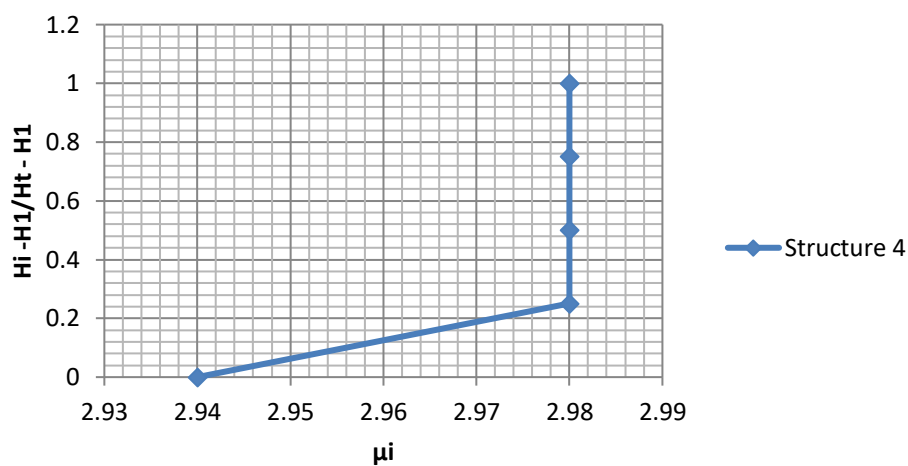


Fig. 5.9. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 04.

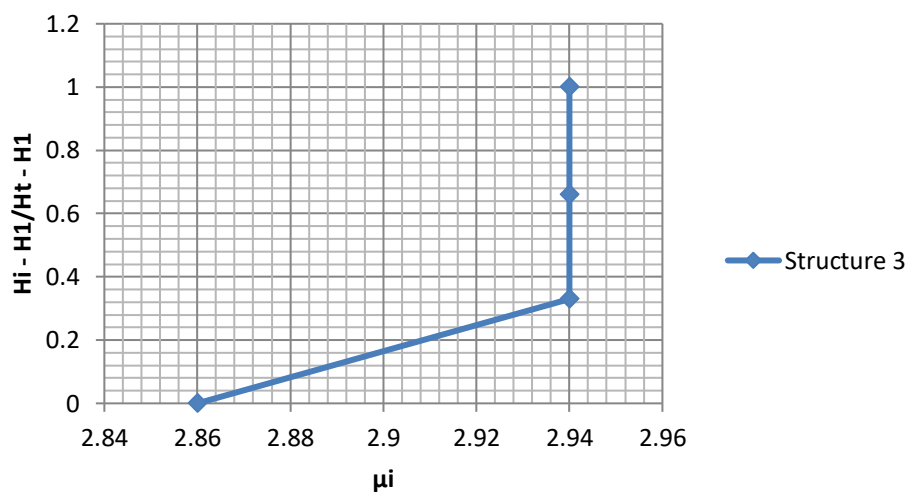


Fig. 5.10. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 03.

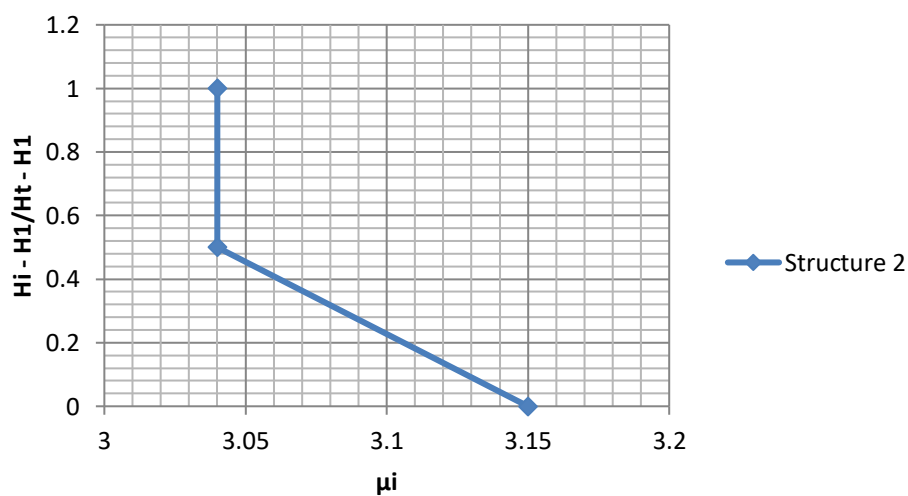


Fig. 5.11. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 02.

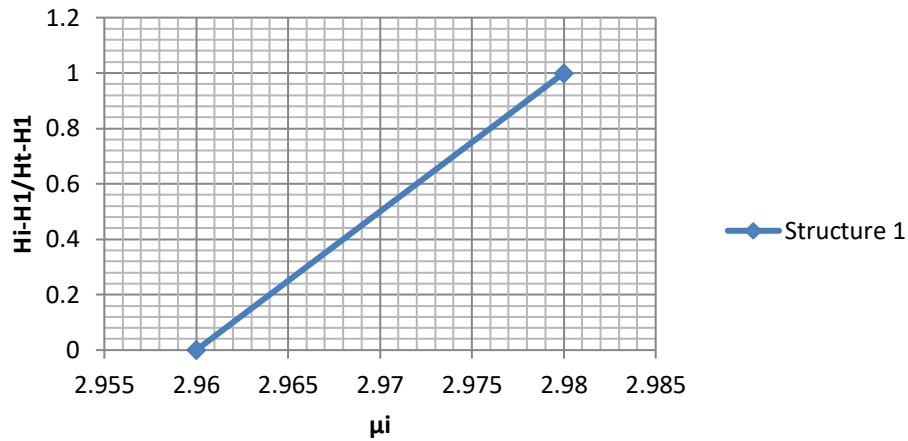


Fig. 5.12. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 01.

5.3. RESULTATS OBTENUS PAR L'ACCELEROGRAMME CHERCHELL

Les résultats obtenus par l'accélérogramme Cherchell (Algérie) sont donnés dans des tableaux et représentés par des figures pour chaque structure.

5.3.1. Valeurs du facteur de comportement global

Les résultats du facteur de comportement q en fonction du déplacement D sont donnés dans les tableaux 5.7, 5.8, 5.9 et 5.10 pour chaque structure et représentés par les figures 5.13, 5.14, 5.15 et 5.16.

Tab. 5.7. Déplacement global de la structure 04

λ_i	Niveau H_i	δ_i (cm)	$\delta_i - \delta_{i-1}$ (cm)	D_{max} (cm)	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 0.65$	5	0.046	-	0.046	1	1
	4	0.046	0			
	3	0.046	0			
	2	0.046	0			
	1	0.016	0.03			
$\lambda = 1.00$	5	0.070	-	0.070	1.52	1.54
	4	0.070	0			
	3	0.070	0			
	2	0.070	0			
	1	0.028	0.042			
$\lambda = 1.30$	5	0.091	-	0.091	1.98	2.00
	4	0.091	0			
	3	0.091	0			
	2	0.091	0			
	1	0.036	0.055			
$\lambda = 1.60$	5	0.112	-	0.112	2.43	2.46
	4	0.112	0			
	3	0.112	0			
	2	0.112	0			
	1	0.043	0.069			
$\lambda = 1.90$	5	0.133	-	0.133	2.89	2.92
	4	0.133	0			
	3	0.133	0			
	2	0.133	0			
	1	0.051	0.082			
$\lambda_i = 2.06$	5	0.145	-	0.145	3.15	3.15
	4	0.145	0			
	3	0.145	0			
	2	0.145	0			
	1	0.055	0.09			

Tab. 5.8. Déplacement global de la structure 03

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 1.00$	4	0.051	-	0.051	1	1
	3	0.051	0			
	2	0.051	0			
	1	0.021	0.03			
$\lambda = 1.50$	4	0.077	-	0.077	1.51	1.50
	3	0.077	0			
	2	0.077	0			
	1	0.030	0.047			
$\lambda = 2.00$	4	0.103	-	0.103	2.02	2.00
	3	0.103	0			
	2	0.103	0			
	1	0.040	0.063			
$\lambda = 2.50$	4	0.129	-	0.129	2.53	2.50
	3	0.129	0			
	2	0.129	0			
	1	0.051	0.078			
$\lambda = 2.70$	4	0.139	-	0.139	2.72	2.72
	3	0.139	0			
	2	0.139	0			
	1	0.055	0.084			
$\lambda_l = 2.90$	4	0.149	-	0.149	2.92	2.90
	3	0.149	0			
	2	0.149	0			
	1	0.059	0.09			

Tab. 5.9. Déplacement global de la structure 02

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 1.15$	3	0.051	-	0.051	1	1
	2	0.051	0			
	1	0.021	0.03			
$\lambda = 1.50$	3	0.066	-	0.066	1.29	1.30
	2	0.066	0			
	1	0.026	0.040			
$\lambda = 2.00$	3	0.088	-	0.088	1.72	1.74
	2	0.088	0			
	1	0.035	0.053			
$\lambda = 2.50$	3	0.110	-	0.110	2.15	2.17
	2	0.110	0			
	1	0.044	0.066			
$\lambda = 3.00$	3	0.132	-	0.132	2.59	2.61
	2	0.132	0			
	1	0.053	0.079			
$\lambda_l = 3.37$	3	0.149	-	0.149	2.92	2.93
	2	0.149	0			
	1	0.059	0.09			

Tab. 5.10. Déplacement global de la structure 01

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 6.80$	2	0.065	-	0.065	1	1
	1	0.035	0.03			
$\lambda = 9.00$	2	0.086	-	0.086	1.32	1.32
	1	0.047	0.039			
$\lambda = 13.00$	2	0.125	-	0.125	1.92	1.91
	1	0.067	0.058			
$\lambda = 15.00$	2	0.144	-	0.144	2.21	2.20
	1	0.078	0.066			
$\lambda = 17.40$	2	0.167	-	0.167	2.59	2.56
	1	0.090	0.077			
$\lambda = 20.00$	2	0.193	-	0.193	2.93	2.94
	1	0.103	0.09			

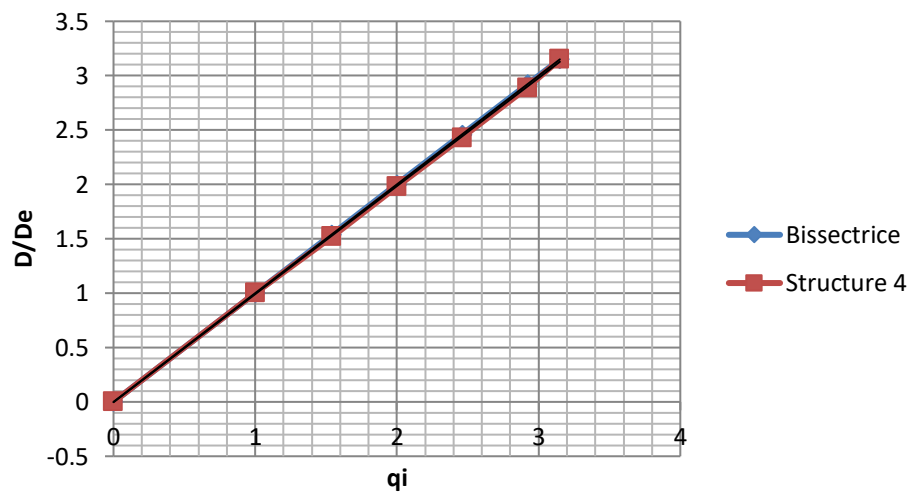


Fig. 5.13. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 04

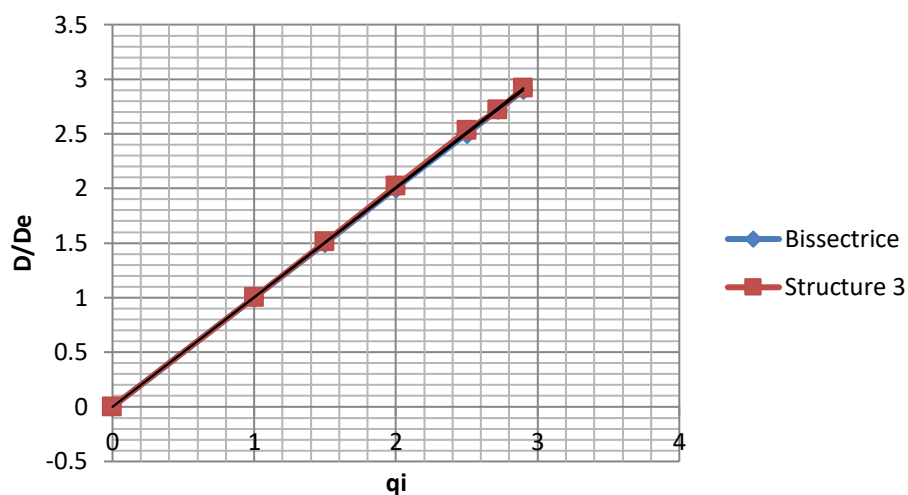


Fig. 5.14. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 03

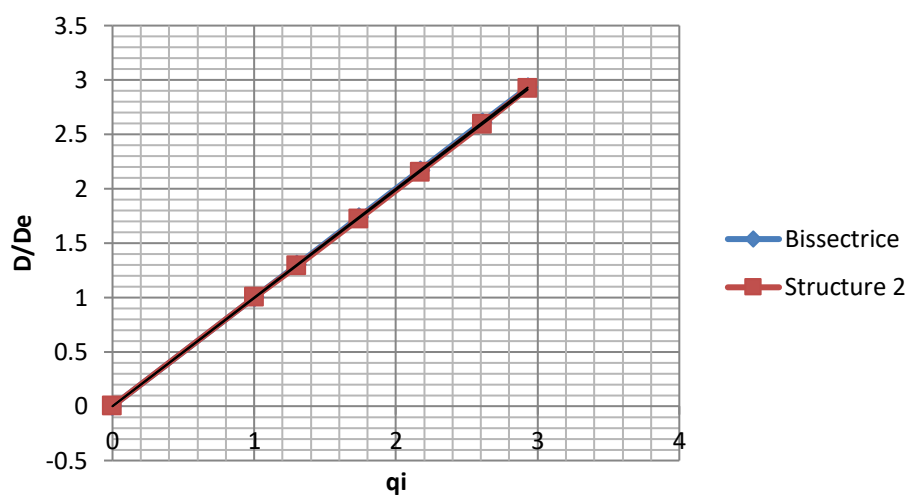


Fig. 5.15. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 02.

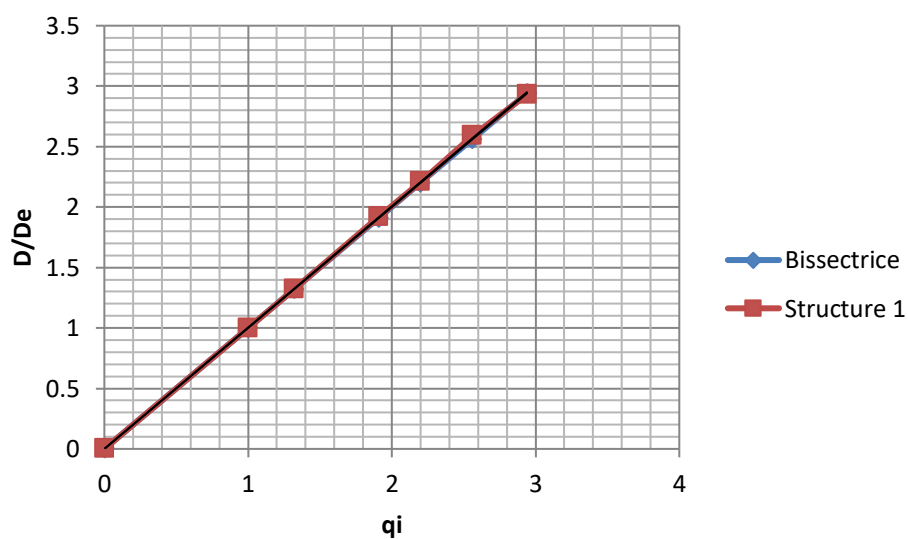


Fig. 5.16. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 01

5.3.2. Valeurs de la ductilité globale

Les valeurs de la ductilité globale μ_{Δ} de niveau H_i en fonction du coefficient de comportement global q sont données dans le tableau 5.11 et représentés par les figures 5.17, 5.18, 5.19 et 5.20.

Tab. 5.11. Ductilité globale correspondante à q pour chaque structure à chaque niveau.

<i>Structure</i>	<i>Niveau H_i</i>	<i>q_i</i>	<i>D (cm)</i>	<i>$\mu_{\Delta} = D/D_e$</i>
Strc 4	5	1 3.15	0.046 0.145	3.15
	4	1 3.15	0.046 0.145	3.15
	3	1 3.15	0.046 0.145	3.15
	2	1 3.15	0.046 0.145	3.15
	1	1 3.15	0.016 0.055	3.44
Strc 3	4	1 2.90	0.051 0.149	2.92
	3	1 2.90	0.051 0.149	2.92
	2	1 2.90	0.051 0.149	2.92
	1	1 2.90	0.021 0.059	2.81
Strc 2	3	1 2.93	0.051 0.149	2.92
	2	1 2.81	0.051 0.149	2.92
	1	1 2.81	0.021 0.059	2.81
Strc 1	2	1 2.94	0.051 0.149	2.98
	1	1 2.94	0.021 0.059	2.81

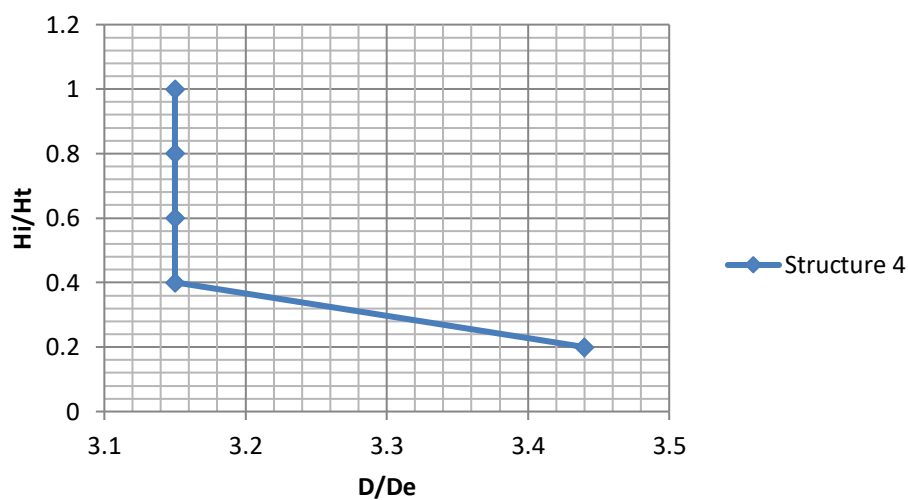


Fig. 5.17. Distribution de la ductilité globale de la structure 04.

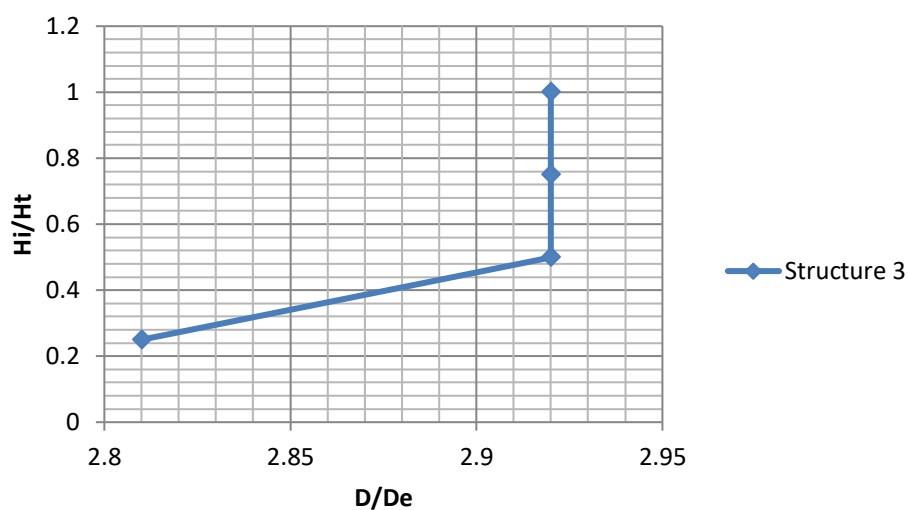


Fig. 5.18. Distribution de la ductilité globale de la structure 03.

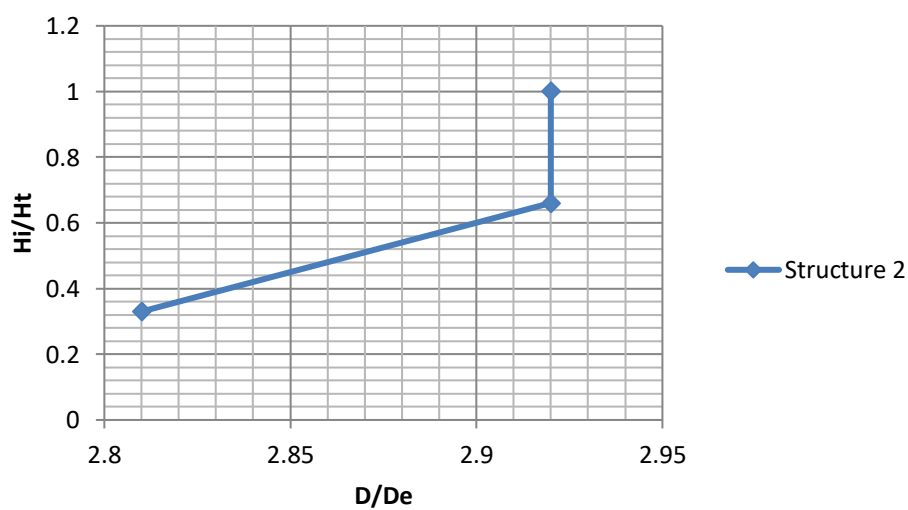


Fig. 5.19. Distribution de la ductilité globale de la structure 02.

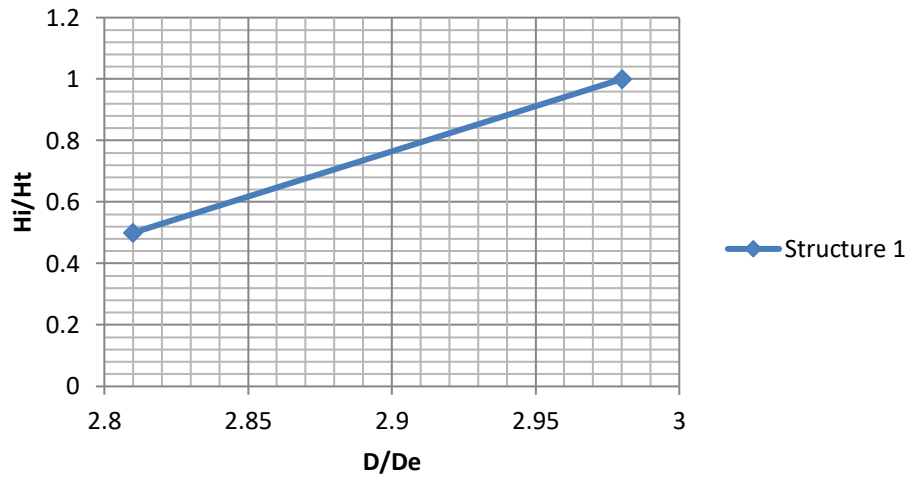


Fig. 5.20. Distribution de la ductilité globale de la structure 01.

La distribution de la ductilité globale μ_{Δ} pour chaque structure suivant la hauteur des différentes structures est donnée dans le tableau 5.12 et représentée par les figure 5.21, 5.22, 5.23 et 5.24.

Tab. 5.12. Distribution de la ductilité globale requise μ pour chaque structure en fonction de la hauteur.

	$\frac{H_i - H_1}{H_t - H_1}$	$\mu = \frac{D}{De}$
Structure 4	1,00	3.15
	0.75	3.15
	0.50	3.15
	0.25	3.15
	0,00	3.44
Structure 3	1.00	2.92
	0.66	2.92
	0.33	2.92
	0.00	2.81
Structure 2	1.00	2.92
	0.50	2.92
	0.00	2.81
Structure 1	1.00	2.92
	0.00	2.81

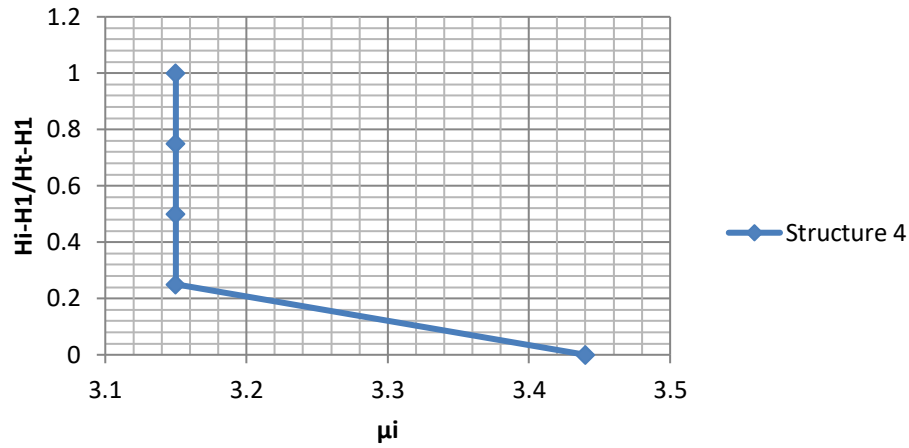


Fig. 5.21. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 04

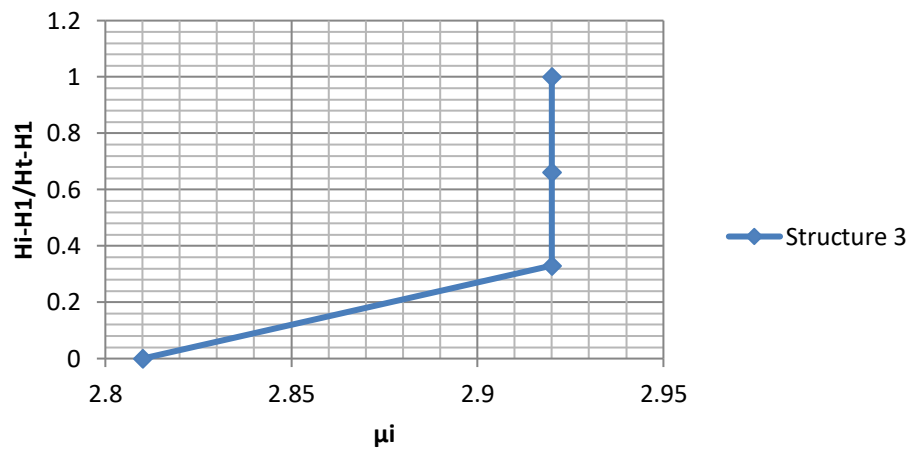


Fig. 5.22. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 03

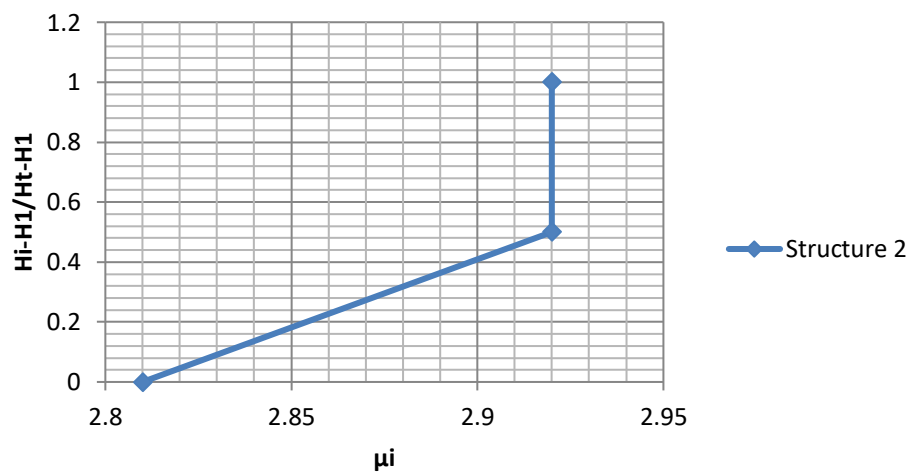


Fig. 5.23. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 02

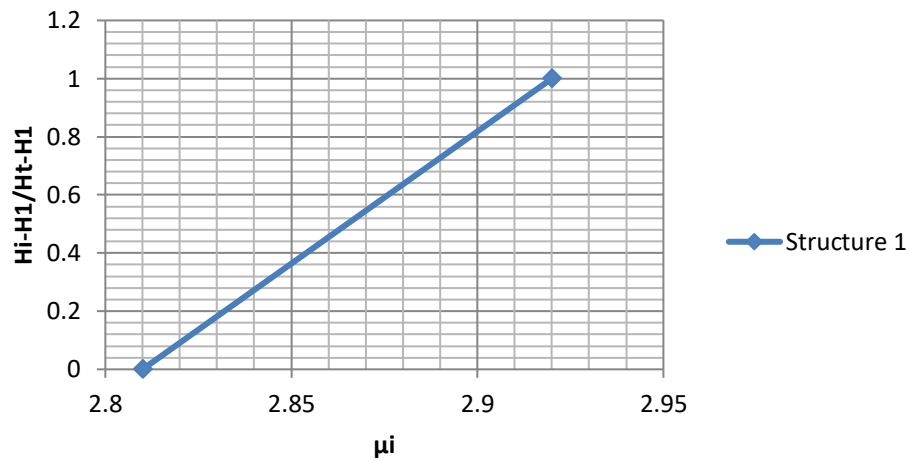


Fig. 5.24. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 01

5.4. RESULTATS OBTENUS PAR L'ACCELEROGRAMME KOBE

Les résultats obtenus par l'accélérogramme Kobe (Japon) sont donnés dans des tableaux et représentés par des figures pour chaque structure.

5.4.1. Valeurs du facteur de comportement global

Les résultats du facteur de comportement q en fonction du déplacement D sont donnés dans les tableaux 5.13, 5.14, 5.15 et 5.16 pour chaque structure et représentés par les figures 5.25, 5.26, 5.27 et 5.28.

Tab. 5.13. Déplacement global de la structure 04

λ_i	Niveau H_i	δ_i (cm)	$\delta_i - \delta_{i-1}$ (cm)	D_{max} (cm)	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 0.33$	5	0.047	-	0.047	1	1
	4	0.047	0			
	3	0.047	0			
	2	0.047	0			
	1	0.017	0.03			
$\lambda = 0.50$	5	0.071	-	0.071	1.51	1.51
	4	0.071	0			
	3	0.071	0			
	2	0.071	0			
	1	0.025	0.046			
$\lambda = 0.60$	5	0.085	-	0.085	1.81	1.81
	4	0.085	0			
	3	0.085	0			
	2	0.085	0			
	1	0.031	0.054			
$\lambda = 0.70$	5	0.099	-	0.099	2.11	2.12
	4	0.099	0			
	3	0.099	0			
	2	0.099	0			
	1	0.035	0.064			
$\lambda = 0.80$	5	0.113	-	0.113	2.40	2.42
	4	0.113	0			
	3	0.113	0			
	2	0.113	0			
	1	0.039	0.074			
$\lambda_i = 0.98$	5	0.138	-	0.138	2.94	2.97
	4	0.138	0			
	3	0.138	0			
	2	0.138	0			
	1	0.048	0.09			

Tab. 5.14. Déplacement global de la structure 03

λ_i	Niveau H_i	δ_i (cm)	$\delta_i - \delta_{i-1}$ (cm)	D_{max} (cm)	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 0.35$	4	0.049	-	0.049	1	1
	3	0.049	0			
	2	0.049	0			
	1	0.09	0.03			
$\lambda = 0.55$	4	0.077	-	0.077	1.57	1.57
	3	0.077	0			
	2	0.077	0			
	1	0.029	0.048			
$\lambda = 0.65$	4	0.091	-	0.091	1.88	1.88
	3	0.091	0			
	2	0.091	0			
	1	0.033	0.058			
$\lambda = 0.80$	4	0.112	-	0.112	2.28	2.28
	3	0.112	0			
	2	0.112	0			
	1	0.040	0.072			
$\lambda = 0.90$	4	0.126	-	0.126	2.57	2.57
	3	0.126	0			
	2	0.126	0			
	1	0.045	0.081			
$\lambda_l = 1.00$	4	0.140	-	0.140	2.85	2.86
	3	0.140	0			
	2	0.140	0			
	1	0.050	0.09			

Tab. 5.15. Déplacement global de la structure 02

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 0.43$	3	0.048	-	0.048	1	1
	2	0.048	0			
	1	0.018	0.03			
$\lambda = 0.60$	3	0.067	-	0.067	1.39	1.39
	2	0.067	0			
	1	0.025	0.042			
$\lambda = 0.70$	3	0.079	-	0.079	1.64	1.63
	2	0.079	0			
	1	0.029	0.050			
$\lambda = 0.80$	3	0.090	-	0.090	1.87	1.86
	2	0.090	0			
	1	0.034	0.056			
$\lambda = 0.90$	3	0.101	-	0.101	2.10	2.09
	2	0.101	0			
	1	0.038	0.063			
$\lambda = 1.00$	3	0.112	-	0.112	2.33	2.32
	2	0.112	0			
	1	0.042	0.07			
$\lambda_l = 1.28$	3	0.143	-	0.143	2.98	2.98
	2	0.143	0			
	1	0.053	0.09			

Tab. 5.16. Déplacement global de la structure 01

λ_i	Niveau H_i	$\delta_i (cm)$	$\delta_i - \delta_{i-1} (cm)$	$D_{max} (cm)$	D/D_e	$q = \lambda / \lambda_e$
$\lambda_e = 1.60$	2	0.059	-	0.059	1	1
	1	0.029	0.03			
$\lambda = 2.60$	2	0.097	-	0.097	1.64	1.64
	1	0.047	0.050			
$\lambda = 3.60$	2	0.134	-	0.134	2.27	2.25
	1	0.065	0.069			
$\lambda = 4.60$	2	0.172	-	0.171	2.90	2.87
	1	0.083	0.088			
$\lambda = 4.70$	2	0.175	-	0.175	2.97	2.94
	1	0.085	0.09			

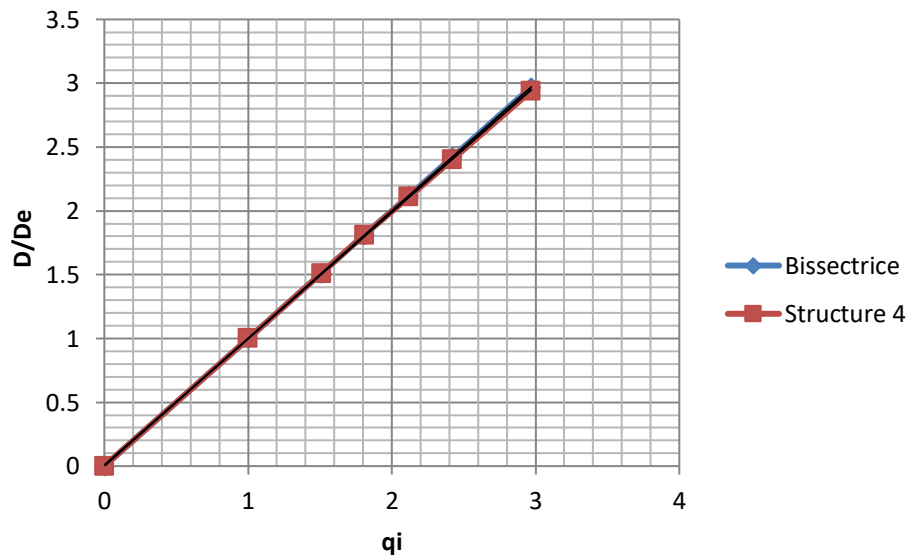


Fig. 5.25. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 04

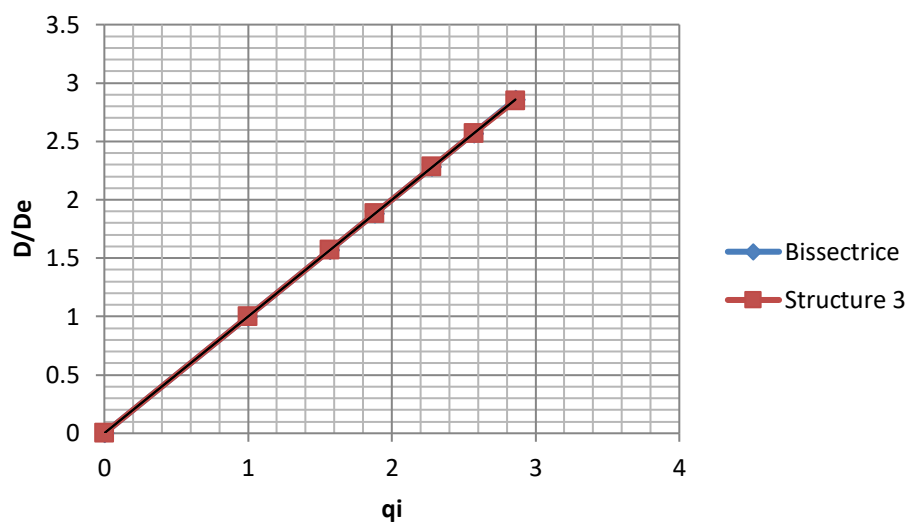


Fig. 5.26. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 03

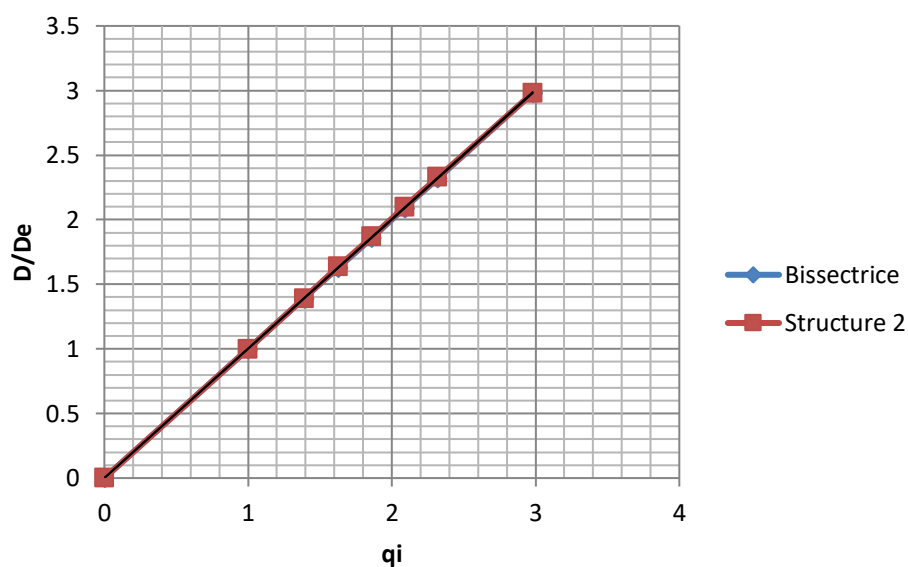


Fig. 5.27. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 02

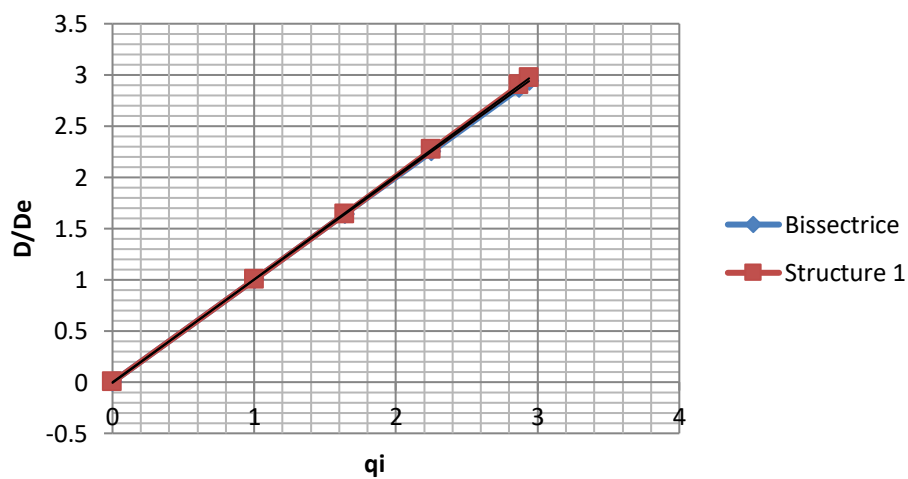


Fig. 5.28. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de la structure 01

5.4.2. Valeurs de la ductilité globale

Les valeurs de la ductilité globale μ_{Δ} de niveau H_i en fonction du coefficient de comportement global q sont données dans le tableau 5.17 et représentés par les figures 5.29, 5.30, 5.31 et 5.32.

Tab. 5.17. Ductilité globale correspondante à q pour chaque structure à chaque niveau.

<i>Structure</i>	<i>Niveau H_i</i>	<i>q_i</i>	<i>D (cm)</i>	<i>$\mu_{\Delta} = D/D_e$</i>
Strc 4	5	1 2.97	0.047 0.138	2.94
	4	1 2.97	0.047 0.138	2.94
	3	1 3.15	0.047 0.138	2.94
	2	1 2.97	0.047 0.138	2.94
	1	1 2.97	0.017 0.048	2.83
Strc 3	4	1 2.86	0.049 0.140	2.86
	3	1 2.86	0.049 0.140	2.86
	2	1 2.86	0.049 0.140	2.86
	1	1 2.86	0.019 0.050	2.63
Strc 2	3	1 2.98	0.048 0.143	2.98
	2	1 2.98	0.048 0.143	2.98
	1	1 2.98	0.018 0.053	2.94
Strc 1	2	1 2.94	0.059 0.175	2.97
	1	1 2.94	0.029 0.085	2.93

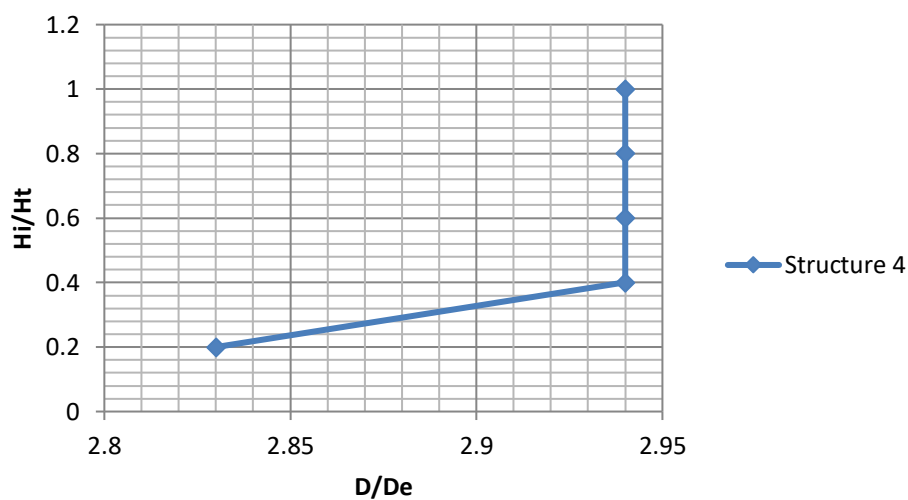


Fig. 5.29. Distribution de la ductilité globale de la structure 04

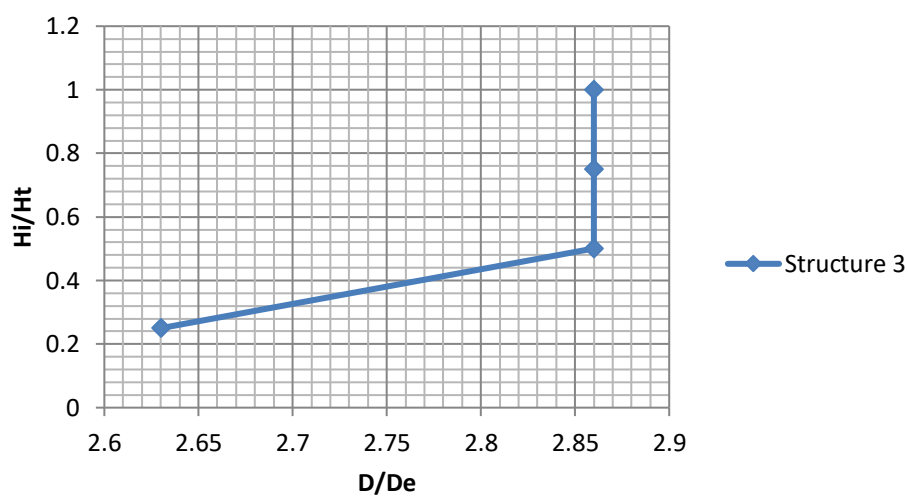


Fig. 5.30. Distribution de la ductilité globale de la structure 03

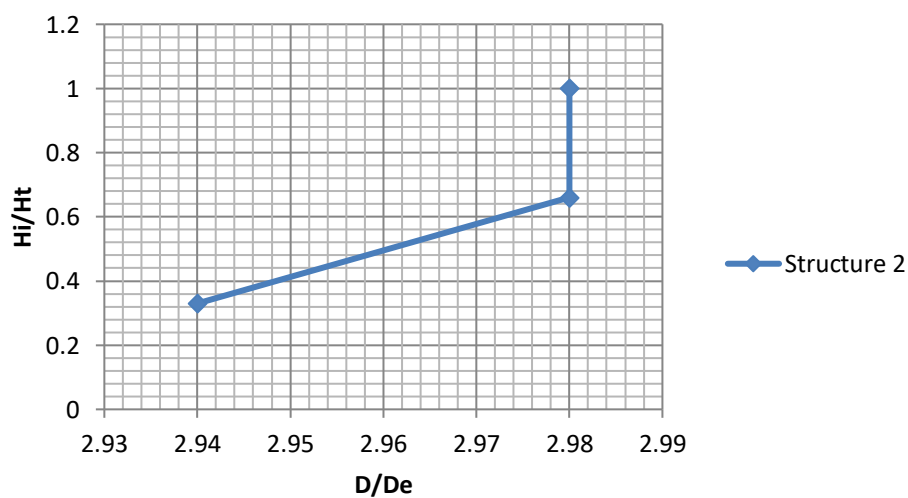


Fig. 5.31. Distribution de la ductilité globale de la structure 02.

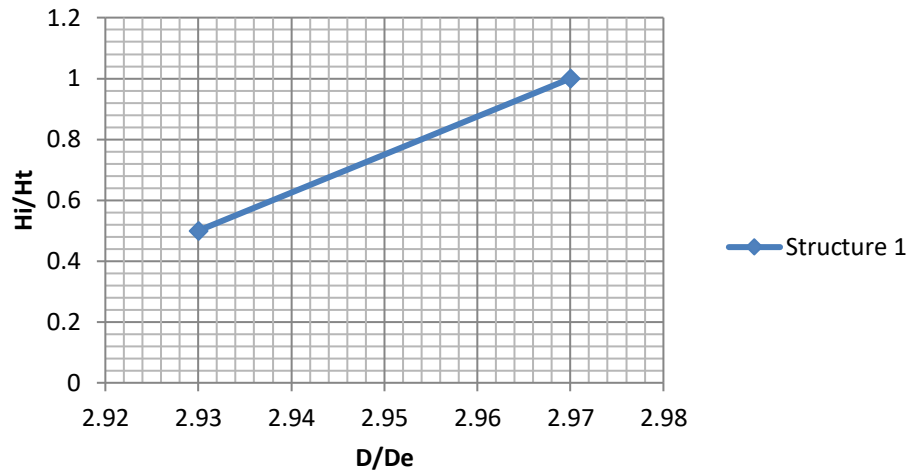


Fig. 5.32. Distribution de la ductilité globale de la structure 01

La distribution de la ductilité globale μ_Δ pour chaque structure suivant la hauteur des différentes structures est donnée dans le tableau 5.18 et représentée par les figures 5.33, 5.34, 5.35 et 5.36.

Tab. 5.18. Distribution de la ductilité globale requise μ pour chaque structure en fonction de la hauteur.

	$\frac{H_i - H_1}{H_t - H_1}$	$\mu = \frac{D}{De}$
Structure 4	1,00	2.94
	0.75	2.94
	0.50	2.94
	0.25	2.94
	0,00	2.83
Structure 3	1.00	2.86
	0.66	2.86
	0.33	2.86
	0.00	2.63
Structure 2	1.00	2.98
	0.50	2.98
	0.00	2.94
Structure 1	1.00	2.97
	0.00	2.93

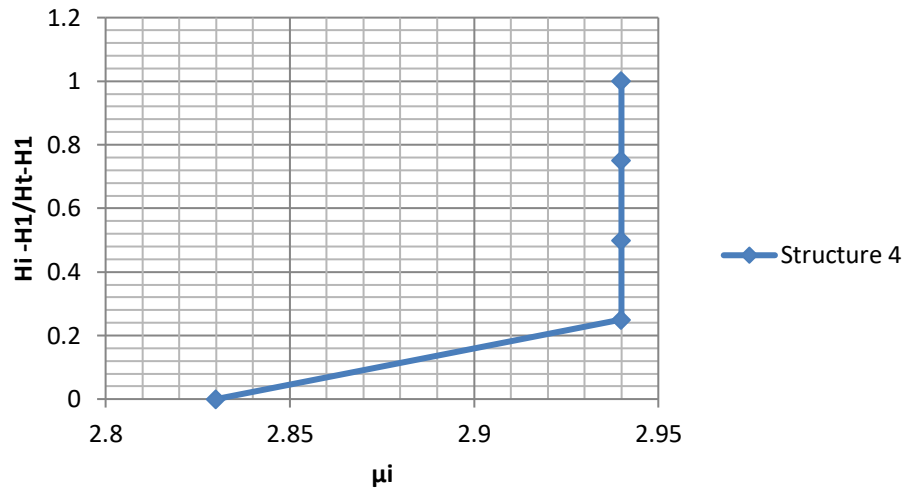


Fig. 5.33. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 04

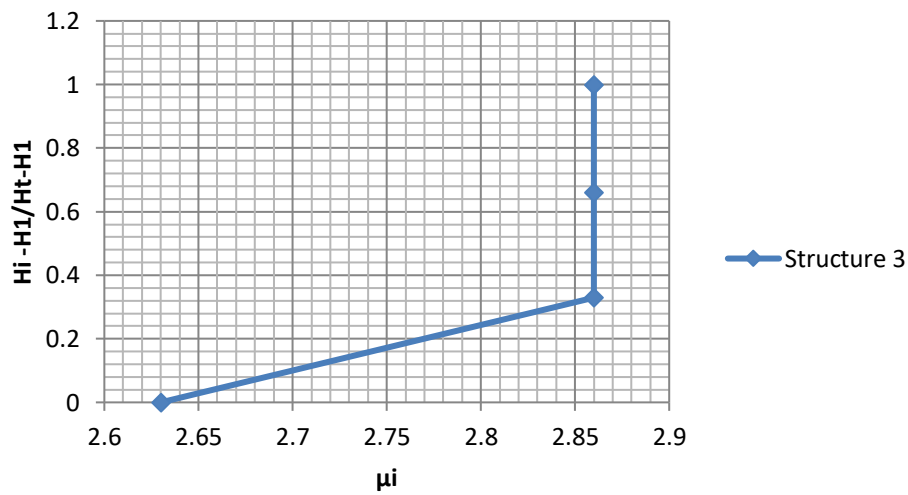


Fig. 5.34. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 03

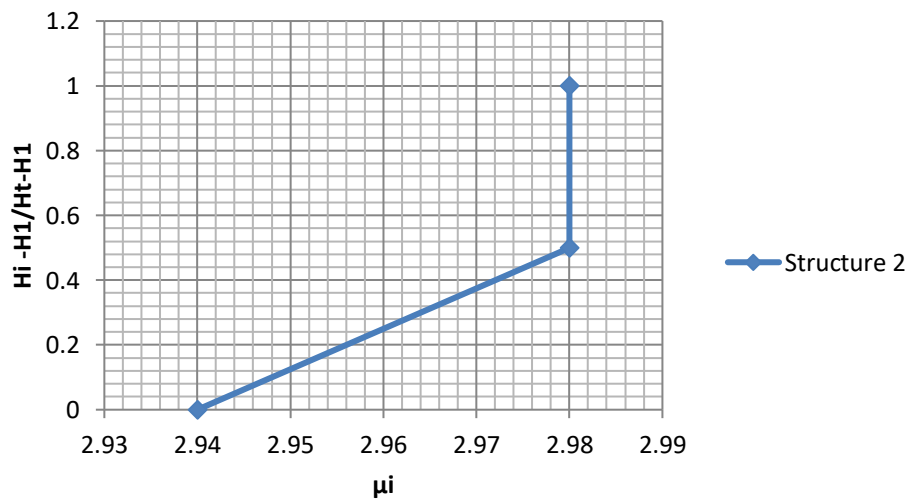


Fig. 5.35. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 02

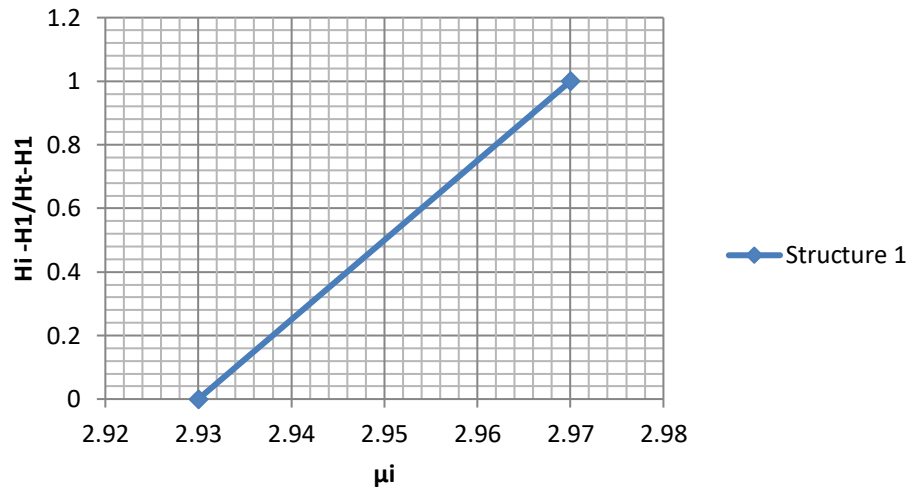


Fig. 5.36. Distribution de la ductilité globale en fonction de la hauteur de la structure 01.

5.5. CONCLUSION

L'étude menée a permis d'évaluer le facteur de comportement global q (R pour le règlement parasismique Algérien) pour chaque structure de deux à cinq niveaux, excitées par les trois accélérogrammes : El Centro, Charchell et Kobe. De même un diagramme a été déduit montrant la relation qui lie ce facteur avec la ductilité globale des structures. Ce diagramme a été tracé en utilisant le concept de ruine par dépassement de déplacement inter-étage.

Une proposition de loi de distribution de ductilité en fonction du facteur de comportement suivant la hauteur des structures est formulée pour toutes les structures.

Chapitre 6

INTERPRETATION DES RESULTATS

Chapitre 6 :

INTERPRETATION DES RESULTATS

6.1. INTRODUCTION

L'étude a été menée en considérant le modèle macro : dans celui-ci, le comportement de la maçonnerie est comparable à celui du mortier. Ceci est confirmé par les principales investigations dans le domaine, spécialement notre cas, l'élément armature est prise en compte.

Nous nous sommes intéressés à deux volets : le facteur de comportement et la ductilité d'ensemble.

6.2. VALEURS DU FACTEUR DE COMPORTEMENT TROUVEES POUR CHAQUE STRUCTURE

Les valeurs du facteur de comportement sont résumées dans le tableau 6.1 suivant les trois accélérogrammes utilisés dans l'étude.

Tab. 6.1. Déplacement global de chaque structure pour les trois accélérogrammes utilisés

Accéléro- gramme	Stru- ctures	H_i	λ_e	λ_m	D_e	D_{max}	$\frac{D_{max}}{D_e}$	$q_i = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_e}$	q_{moy}
<i>El Centro</i>	1	1 2	4.80	14.40	0.055	0.164	2.98	3.00	2,99
	2	1 2 3	1.45	4.40	0.043	0.131	3.04	3.03	
	3	1 2 3 4	1.50	4.40	0.051	0.150	2.94	2.93	
	4	1 2 3 4 5	1.30	3.90	0.047	0.140	2.98	3.00	
<i>Cherchell</i>	1	1 2	6.80	20.00	0.065	0.193	2.93	2.94	2,98
	2	1 2 3	1.15	3.37	0.051	0.149	2.92	2.93	
	3	1 2 3 4	1.00	2.90	0.051	0.149	2.92	2.90	
	4	1 2 3 4 5	0.65	2.06	0.046	0.145	3.15	3.15	
<i>Kobe</i>	1	1 2	1.60	4.70	0.059	0.175	2.97	2.94	2,93
	2	1 2 3	0.43	1.28	0.048	0.143	2.98	2.98	
	3	1 2 3 4	0.35	1.00	0.049	0.140	2.85	2.86	
	4	1 2 3 4 5	0.33	0.98	0.047	0.138	2.94	2.97	

Les valeurs de facteur de comportement q en fonction de la ductilité D/D_e de la structure sont représentés par les figures 6. 1, 6. 2, 6.3 et 6.4 pour chaque structure et chaque accélérogramme.

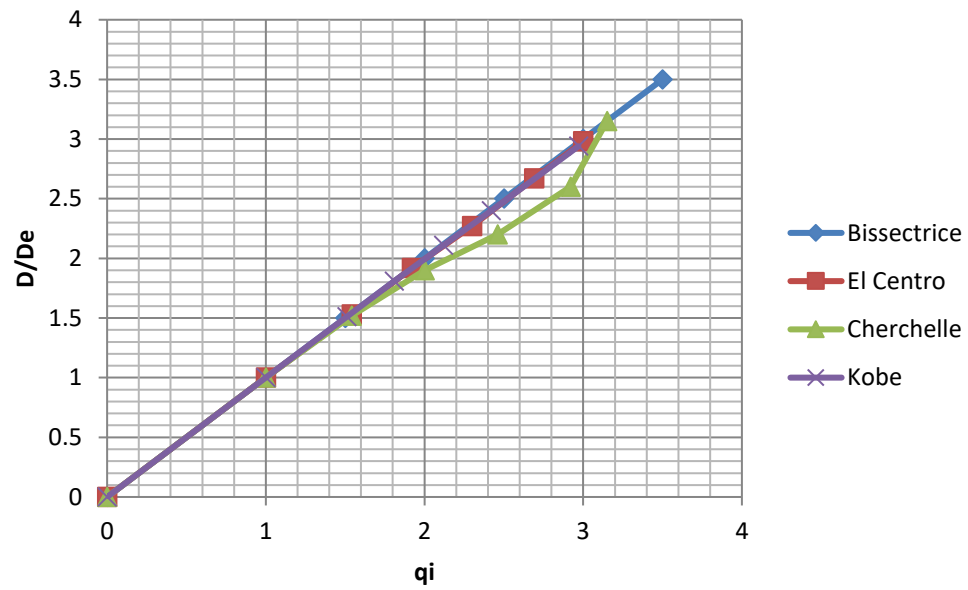


Fig. 6.1. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 04
Pour les différents accélérogrammes

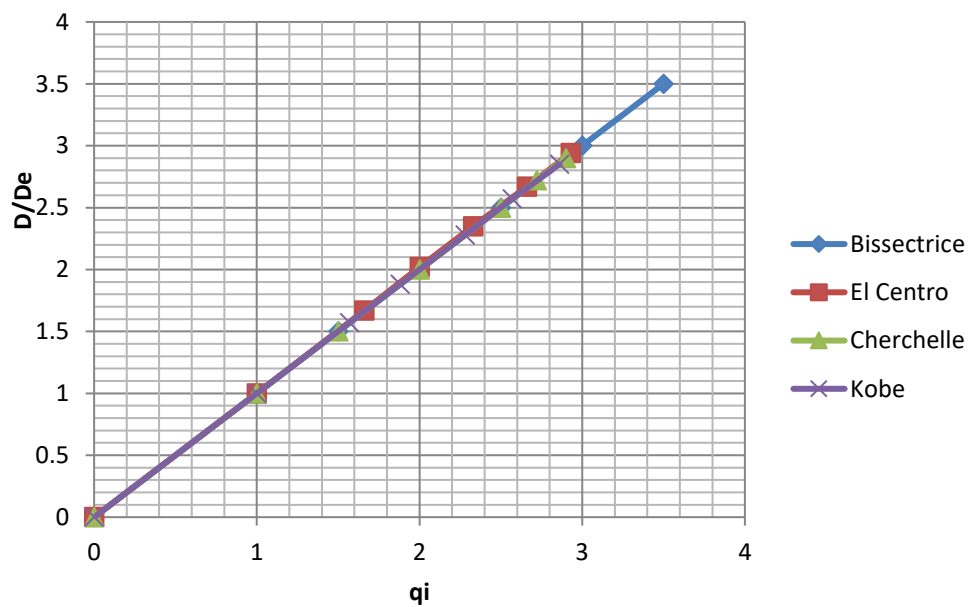


Fig. 6.2. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 03
Pour les différents accélérogrammes

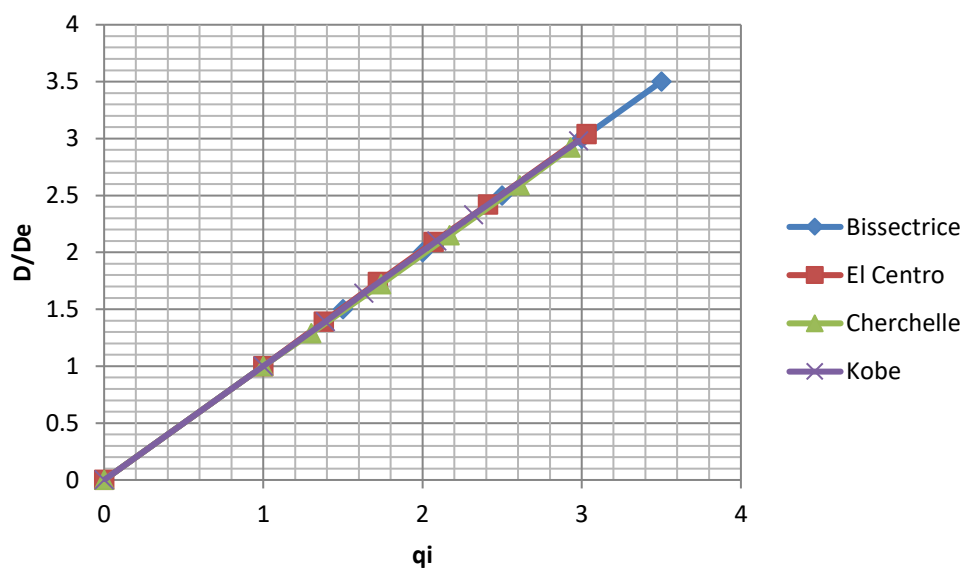


Fig. 6.3. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 02
Pour les différents accélérogrammes.

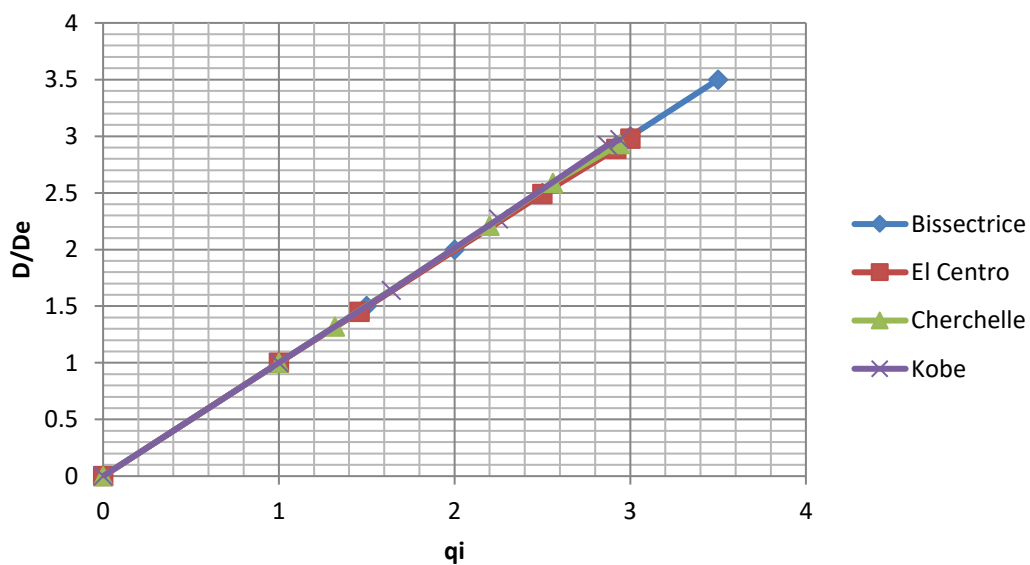


Fig. 5.4. Facteur de comportement en fonction de la ductilité de structure 01
Pour les différents accélérogrammes.

6.3. DISTRIBUTION DES DUCTILITES GLOBALES

La distribution de la ductilité μ_i en fonction de q_i de chaque accélérogramme est donnée par le tableau 6.2 et représentée par les figures 6.5, 6.6, 6.7 et 6.8.

Tab. 6.2. Ductilité correspondante à q pour les différentes structures pour les trois accélérogrammes utilisés

<i>Accélérogramme</i>	<i>Structures</i>	$\mu = \frac{D}{De}$	q	$\mu_{moy} = \frac{D}{De}$
<i>El Centro</i>	1	2.98	3.00	2.985
	2	3.04	3.03	
	3	2.94	2.93	
	4	2.98	3.00	
<i>Cherchell</i>	1	2.93	2.94	2.980
	2	2.92	2.93	
	3	2.92	2.90	
	4	3.15	3.15	
<i>Kobé</i>	1	2.97	2.94	2.935
	2	2.98	2.98	
	3	2.85	2.86	
	4	2.94	2.97	

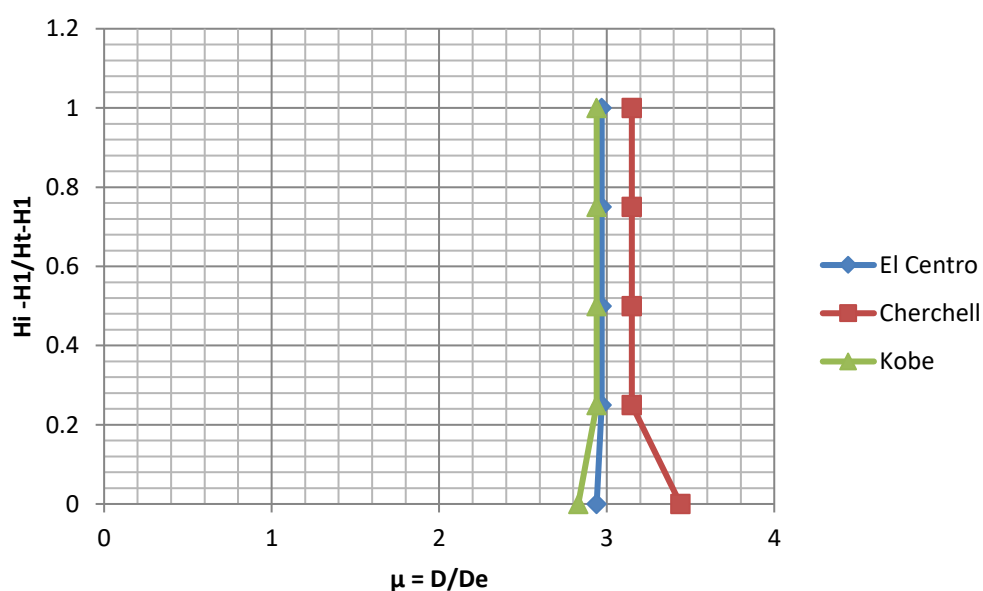


Fig. 6.5. Distribution de la ductilité globale de la structure 04

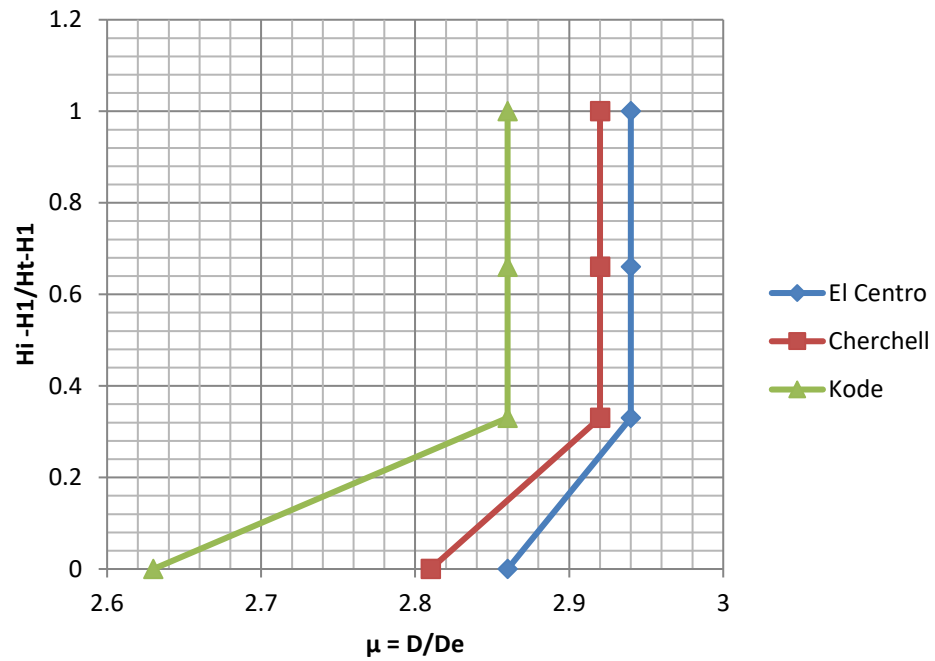


Fig. 6.6. Distribution de la ductilité globale de la structure 03.

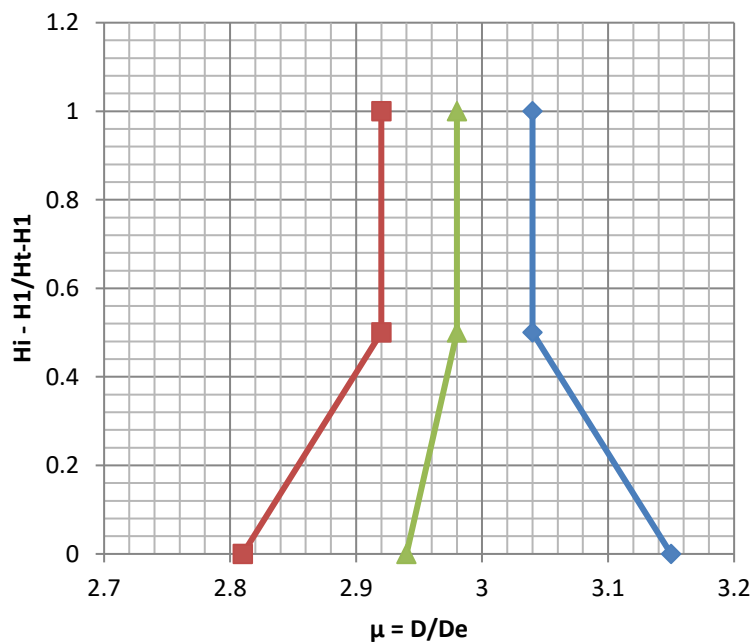


Fig. 6.7. Distribution de la ductilité globale de la structure 02

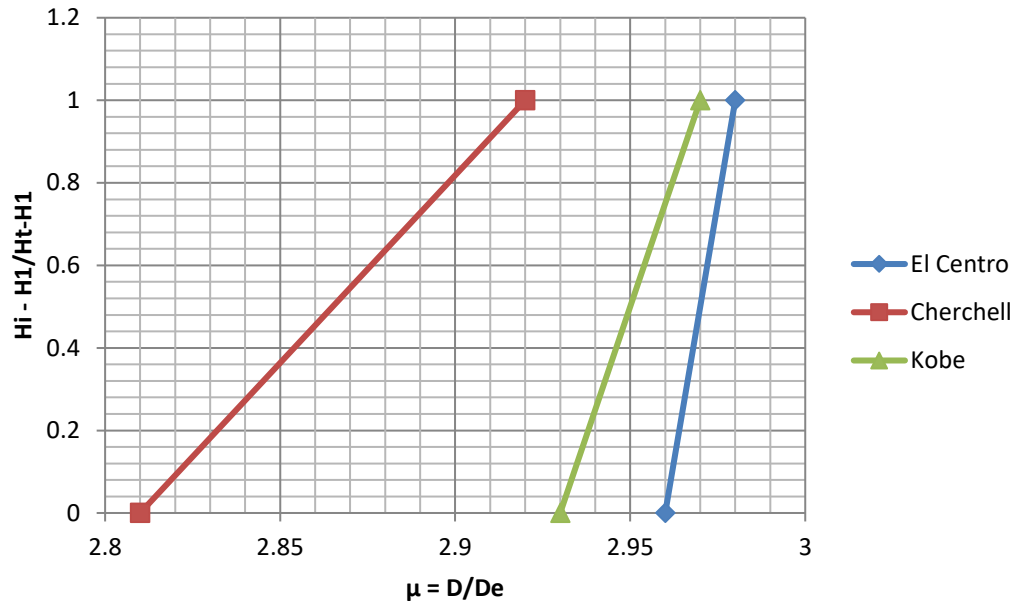


Fig. 6.8. Distribution de la ductilité globale de la structure 01

6.4. INTERPRETATION DES RESULTATS (INTERPRETATION DE L'ETUDE NUMERIQUE)

Les structures en maçonnerie armée étudiées sont constituées de produits de petits éléments creux avec des armatures noyées dans les joints horizontaux. Les mortiers utilisés sont de haute résistance ce qui assure une grande adhérence entre les éléments de la maçonnerie armée. L'armature a été placée à chaque interface de la brique. Quatre structures à différents niveaux ont été excitées par trois accéléromètres majeurs. Le logiciel utilisé est le programme d'analyse non linéaire Drain2D basé sur la méthode des éléments finis où l'élément de panneau de cisaillement a été introduit. Nous avons conservé les mêmes dimensions pour toutes les structures, et les mêmes charges verticales et horizontales appliquées. Ainsi, nous avons considéré que la maçonnerie armée est constituée de deux éléments, les joints de mortier armé d'une part et l'élément creux d'autre part. Les résultats de l'étude sont résumés dans le tableau 6.3 suivant :

Tab. 6.3. Valeurs moyenne de la ductilité et du facteur de comportement pour la maçonnerie armée.

Accélérogramme	μ_{Δ}	q	μ_{moy}	q_{moy}
<i>El Centro</i>	2.985	2.99	2.967	2.968
<i>Cherchell</i>	2.98	2.98		
<i>Kobe</i>	2.935	2.935		

Les structures en maçonnerie armée étudiées ont rompu par déplacements entre étage. Il en résulte que la valeur moyenne du facteur de comportement de ces dernières est de l'ordre de $q \approx 3,00$. Cette valeur est comparable à celle donnée dans la littérature pour les structures en béton armé rompant en flexion pour les mêmes nombres d'étages [31,34,80]. Cette valeur a été confirmée pour les trois accélérogrammes et pour toutes les structures étudiées. Les valeurs admises pour le facteur de comportement global des structures en maçonnerie armée à travers les principales recherches établies par l'Union européenne sont consignées dans l'Eurocode 8 sont de l'ordre de 2,5 à 3. La valeur du facteur de comportement trouvée dans l'étude est confirmée par des essais sur table vibrante réalisés par Tomazevic et al, la valeur moyenne donnée dans cette étude expérimentale est de l'ordre de 3,74.

La valeur de la ductilité est de l'ordre de $\mu_{\Delta} \approx 3,00$. Cette valeur a été confirmée pour les trois accélérogrammes et pour les différentes structures étudiées. L'étude expérimentale menée par Sandoval et al. [97], dont la valeur des résultats de ductilité est comprise entre 2,5 et 5,5.

La ductilité trouvée étant répartie quasi-uniformément. Nous pouvons conclure à un bon comportement de ces structures en zone sismique. La rupture des structures étudiées s'est produite par dépassement du déplacement entre étages. Aucun cisaillement n'apparaît lors de l'excitation des structures par les accélérogrammes utilisés. L'étude menée par Akbarzade & Tasnimiin [8] sur le Comportement des murs en maçonnerie armée a montré que le déplacement conséquent des panneaux prouve une bonne ductilité.

Le mode de rupture par cisaillement n'est pas apparu car la section d'armature disposée dans le mortier est placée à chaque interface des briques. La réponse charge-déformation et les défaillances de la maçonnerie ont été affectées par le facteur suivant : rapport des barres d'acier d'armature a joué un rôle important dans le comportement de la maçonnerie armée [31]. Sandoval et al [97] ont constaté que l'augmentation du taux de renforcement horizontal entraîne une forte augmentation de la capacité de cisaillement. Alcocer & Meli [7] ont constaté que les barres d'acier horizontales augmentent la capacité de cisaillement des murs en briques jusqu'à 30 % par rapport aux murs non renforcés. Le comportement de la maçonnerie armée est assez similaire à celui des éléments structuraux en béton armé [31, 50].

6.5. CONCLUSION

L'étude menée a permis d'analyser des structures en maçonnerie armée aux joints horizontaux comme définies au chapitre 4.

Au cours de l'étude il en résulte que la rupture des structures est atteinte par dépassement des déplacements inter-étages. Il n'y a aucun cisaillement des structures apparu au cours des excitations de ces dernières par les accélérogrammes. C'est peut être dû à la quantité d'armature importante utilisée du fait que l'armature est disposé à chaque interface de la brique.

Les résultats trouvés sont adéquats à ceux donnés par l'Eucocode 8 et confirmer par ceux trouvé dans d'autres études menées par d'autres chercheurs.

La valeur du facteur de comportement et celle de la ductilité de la maçonnerie armée sont du même ordre égal : $\mu_{\Delta} = q = 3.00$. Cette valeur est confirmée pour les trois accélérogrammes utilisés et pour toutes les structures de deux à cinq niveaux.

Comme déjà signalé, le comportement des structures étudiées est comparable à celui des structures en béton armé rompant en flexion.

Chapitre 7

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Chapitre 7 :

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

7.1. CONCLUSION

L'étude menée a permis d'analyser les structures en maçonnerie armée constituées de produits creux à armatures noyées dans les joints horizontaux. Ces dernières sont de deux, trois, quatre et cinq niveaux.

Le dimensionnement s'est fait selon les règles et codes en vigueur [31, 32, 82, 95]. Elles sont soumises à des charges verticales dues à leurs poids propres et à des charges horizontales dues aux forces sismiques introduites par des accélérogrammes.

Trois majeurs accélérogrammes ont été utilisés : El Centro (magnitude 6,9 sur l'échelle de Richter), Cherrchell (magnitude 6,8 sur l'échelle de Richter) et Kobe (magnitude 7,2 sur l'échelle de Richter).

L'étude a été rendue possible grâce à un programme d'analyse non linéaire Drain 2D [56] où l'élément de panneaux de cisaillement a été introduit.

Nous avons gardé pour toutes les structures les mêmes dimensionnements sur la hauteur, et les mêmes charges verticales et horizontales appliquées.

Ainsi, nous avons considéré que la maçonnerie armée est constituée de deux éléments, les joints de mortier armé d'une part et l'élément creux d'autre part.

Durant toute l'étude, nous nous sommes intéressés à deux aspects : coefficient de comportement global q (R du règlement parasismique Algérien RPA [94]) et la ductilité globale des structures.

Au cours de l'étude il en résulte que la rupture de toutes les structures est atteinte par le déplacement des étages. Il n'y a aucun cisaillement des structures apparu au cours des excitations de ces dernières par les accélérogrammes utilisés.

7.1.1. Coefficient de comportement

La valeur du coefficient de comportement trouvée pour les structures en maçonnerie armée aux joints horizontaux est de l'ordre de 3,00. Cette valeur est la même pour toutes les structures confirmées pour les trois accélérogrammes.

Cette valeur est comparable à celle trouvée par d'autres chercheurs, et celle indiquée dans l'eurocode 8 [31]. Aussi elle est comparable à celle donnée dans la littérature pour les structures en béton armé rompant en flexion (tableau 7.1)

Tab. 7.1. Comparaison des valeurs du facteur de comportement « q » trouvées

Type de maçonnerie	Valeur de q selon l'Eurocode 8	Valeurs de q selon Tomažević, Bosiljkov, Weiss	Notre étude
Maçonnerie non armée	1,50 à 2,50	2,84	/
Maçonnerie confinée	2,00 à 3,00	2,69	/
Maçonnerie armée	2,5 à 3,00	3,74	3,00

7.1.2. Ductilité globale

La rupture des structures en maçonnerie armée aux joints horizontaux étudiées par déplacement entre étage implique une demande en ductilité modérée.

Il en résulte que la valeur moyenne de la ductilité est de l'ordre de $\mu_{\Delta} \approx 3,00 = q$. Cette valeur a été confirmée pour les trois accélérogrammes et pour toutes les structures à différents niveaux.

Les résultats de la dite étude sur des murs en briques sous action horizontales et verticales confirment que la maçonnerie confinée peuvent être réalisés en zone sismique.

7.2. PERSPECTIVES

Cette étude concerne l'évaluation du facteur de comportement q ainsi que la ductilité globale des structures en maçonnerie creuse armée aux joints horizontaux.

La rupture des structures étudiées est atteinte par déplacement inter étage des panneaux de cisaillement de maçonnerie armée. Le travail reste à évaluer le pourcentage d'armatures à introduire dans la maçonnerie pour avoir une rupture par cisaillement ou par flexion comme les voiles en béton armé. Dans notre cas, nous avons armé à chaque interface horizontale.

Vu les nombreux avantages que présente la maçonnerie armée : économique, facilité de mise en œuvre et gain en temps de réalisation, il est recommandé d'introduire ce type de contreventement dans notre code parasismique car méconnu à l'heure actuelle.

Pour mieux comprendre ce type de construction, il faut diriger des recherches approfondies concernant la maçonnerie armée soit horizontalement, verticalement, mixte ou par un grillage maillé. Beaucoup de sujets intéressants qui peuvent être traités à l'avenir, comme les murs de soutènement en maçonnerie armée, contreventement jusqu'à cinq niveaux comme démontré dans notre étude et confirmé par le code européen (Eurocode 8).

A signaler que le programme utilisé est en 2D, il existe maintenant en 3D au laboratoire de génie parasismique (CGS). Pour une fiabilité future, il serait intéressant de l'acquérir dans le laboratoire de la faculté de Génie de la Construction.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'essor que connaît le pays en matière démographique pousse à concevoir avec des moyens de plus en plus rapides dans la construction. De plus, quand il s'agit de concevoir antisismique, il faut penser à allier rapidité, sécurité et économie.

Ce qui se fait aujourd'hui en la matière et particulièrement de contreventement pour endiguer l'action sismique, à savoir : contreventement métallique et contreventement en béton armé est des plus coûteux voire lourd pour ce qui concerne le béton armé. C'est pour cela que l'idée de faire en maçonnerie armée ou non armée peut être une solution alternative au problème signalé précédemment.

La maçonnerie est utilisée depuis plusieurs siècles. Elle est reconnue dans le monde comme un excellent matériau au regard des sollicitations de compression. Mais quand elle est soumise à des efforts de traction, leurs performances sont très faibles d'où l'idée d'associer des armatures.

La maçonnerie armée est par définition un ouvrage de petits éléments, hourdis au mortier, dans lequel on dispose des armatures métalliques dans les zones susceptibles d'être sollicitées en traction.

Dans cette étude nous nous sommes intéressés plus particulièrement au cas où ces armatures sont disposées dans les lits horizontaux de mortier entre assises de maçonnerie. Ce dernier cas a l'avantage de ne pas provoquer de coupure de cadence par ferrailage et coulage de noyaux de béton. De ce fait, le domaine d'emploi privilégié de la technique de la maçonnerie armée est sans conteste le franchissement d'ouvertures insérées dans les murs.

Nous avons orienté ce travail sur le comportement sismique de ce matériau lorsqu'on lui adjoint des armatures (le coefficient de comportement R du matériau). Tout en s'intéressant aux propriétés dissipatives de l'action sismique de ce matériau, qui est traduite par sa ductilité, ainsi la relation qui lie ce coefficient de comportement et la ductilité de ce matériau.

L'étude numérique s'est basée sur quatre structures à différents niveaux à savoir : deux, trois quatre et cinq niveaux. Ces structures sont excitées par trois majeurs séismes : El Centro de CALIFORNIE, Cherrhell d'AGERIE et Kobe du JAPON.

Plusieurs codes ont été élaborés et permettent l'étude des maçonneries à savoir le code américain FEMA 273, les codes européens Eurocode 6 et Eurocode 8 et le code canadien NBC. La maçonnerie est moins développée dans le code parasismique Algérien RPA2003. Quant à la maçonnerie armée, elle n'est pas encore d'actualité.

L'étude a été rendue possible grâce à l'utilisation d'un programme dynamique non linéaire Drain 2D développé à l'université de BERKELEY en CALIFORNIE.

Au cours de l'étude, il en résulte que la rupture des structures est atteinte par dépassement des déplacements inter-étages. Il n'y a aucun cisaillement des structures apparu au cours des excitations de ces dernières par les accélérogrammes. C'est dû à la quantité importante d'armature utilisée car elle est disposée à chaque interface de la brique.

CONCLUSION GENERALE

Les résultats trouvés sont adéquats à ceux donnés par l'Eucocode 8 et confirmés par ceux trouvés dans d'autres études.

La valeur du facteur de comportement et celle de la ductilité de la maçonnerie armée sont du même ordre égal : $\mu = q = 3.00$.

Le comportement des structures étudiées est comparable à celui des structures en béton armé rompant en flexion.

Vu que la matière première qui constitue la maçonnerie armée que ce soit les blocs creux de béton ou la brique de terre cuite, se trouve en abondant dans la nature. Vu la fabrication de ces matériaux reste un travail facile et ne demande pas des matériaux sophistiqués.

La construction des murs en maçonnerie armée ne demande pas beaucoup de moyens matériels ni une grande main d'œuvre qualifiée. Ce type de contreventement reste avantageux en délais de réalisation car on évite le coffrage et les ferraillements compliqués et la réalisation se fait en une seule partie. Elle est économique car en évite le maximum d'acier qui coûte énormément cher à l'heure actuelle et un maximum de types de béton et d'adjuvants chers.

D'après les résultats trouvés dans notre étude et qui sont confirmés par d'autres recherches, les codes et les avantages de la maçonnerie armée, il est intéressant d'introduire ce type de construction dans le code parasismique algérien. L'utilisation de la maçonnerie armée dans la construction reste intéressante du point de vue : résistance, stabilité et économie.

.

BIBLIOGRAPHIES

BIBLIOGRAPHIES

- [1] ABDELLATIF, A., SHEDID, M., OKAIL, H., & ABDELRAHMAN, A. Numerical modeling of reinforced masonry walls under lateral loading at the component level response as opposed to system level response. *Ain Shams Engineering Journal*, 10(2), 435–451. doi:10.1016/j.asej.2018.12.003. 2019.
- [2] ABD-ELHAMED, A. M., & MAHMOUD, S. Linear and Nonlinear Dynamic Analysis of Masonry Infill RC Framed Buildings. *Civil Engineering Journal*, 3(10), 881. doi:10.28991/cej-030922. 2017.
- [3] ABDOU. L, SAADA R.M, MEFTAH. F, MEBARKI. A: “Experimental investigations of the joint-mortar behavior”, *Mechanics*, 33, pp. 370–384, 2006.
- [4] AFPS, “Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie”, 2006.
- [5] AHMADI. F, MAVROS. M, KLINGNER. R. E, SHING. B and MCLEAN. D: “Displacement-based seismic design for reinforced masonry shear-wall structures, part 1 Background and trial application,” *Earthquake Spectra*. Doi: <http://dx.doi.org/10.1193/120212EQS344M>. Published online December 20, 2013.
- [6] AHMAD, Z. C., UL, H. A., SRINAGAR, N., & INDIA, K. Effect of Vertical Reinforcement on the Behavior of Masonry Walls Subjected to in Plane Lateral Loading. *Research Journal of Engineering Sciences*, 4(2), 1–6. 2015.
- [7] ALCOCER, S., & MELI, R. Test program on the seismic behavior of confined masonry walls. *The Masonry Society Journal*, 13(2), 68-76. 1995.
- [8] AKBARZADE. A.A.M and TASNIMI. A.A.: “Analytical and Experimental Study of the In-Plane Shear Behavior of Reinforced Masonry Walls”, *World Applied Sciences Journal* 19 (8): 1182–1193, 2012, ISSN 1818-4952 © IDOSI Publications, DOI: 10.5829/idosi.wasj.2012.19.08.252. 2012.
- [9] ARAYA-LETELIER, G., CALDERÓN, S., SANDOVAL, C., SANHUEZA, M., & MURCIA-DELISO, J. Fragility functions for partially-grouted masonry shear walls with bed-joint reinforcement. *Engineering Structures*, 191, 206–218. doi:10.1016/j.engstruct.2019.03.114.
- [10] BACKES H.P: “On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints (in German)”. Dissertation, Aachen University of technology, Aachen, Allemagne, 1985.
- [11] BANTING. B. R, and EL-DAKHAKHNI, W. W: “Force- and displacement-based seismic performance parameters for reinforced masonry structural walls with boundary elements” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 138, No. 9, pp. 1477-1491; 2012.
- [12] BANTING, B. R., & EL-DAKHAKHNI, W. W. Seismic Performance Quantification of Reinforced Masonry Structural Walls with Boundary Elements. *Journal of Structural Engineering*, 140(5). doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000895. 2014.
- [13] BERTERO V.V: “State of the art report –Ductility based structural design”, *Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng.*, Vol. 3, Tokyo, Japan, 673–686, 1988.
- [14] BINDA. L, FONTANA. A, ET FREIGERIO. G: “Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics”. *Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf.*, eds. J.W. de Courcy, Elsevier Applied Science, London, UK, p.205-216, 1988.

BIBLIOGRAPHIE

- [15] BOSILJKOV. V: “Micro vs. macro reinforcement of brickwork masonry”. Materials and Structures, Vol. 39, p. 235-245. 2006.
- [16] BUI. T.T, LIMAM. A : “Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plans”. Revue de Mécanique Appliquée et Théorique (RMAT), Vol. 2, 5. 465-473, 2011.
- [17] CHANDELIER.J, DA SILVA P.R: “Maçonnerie et produit creux armés », C. R. d’activité du CSTB, 1982.
- [18] CHEE L. N: “Experimental and theoretical investigation of the behaviour of brickwork cladding panel subjected to lateral loading”, Thèse de doctorat, University of Edinburgh, College of Science & Engineering, School of Engineering & Electronics, Edinburgh, 1996.
- [19] CHENG, J., KOUTRAS, A. A., & SHING, P. B. Evaluation of collapse resistance of reinforced masonry wall systems by shake-table tests. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 50(2), 475–494. doi:10.1002/eqe.3342. 2021.
- [20] DALLOT. J, SAB. K, GODET. O: “Experimental validation of a homogenized plate model for the yield design of masonry walls”, C. R. Mecanique 336, 487-492, 2008.
- [21] DA PORTO, F., MOSELE, F., & MODENA, C. In-plane cyclic behaviour of a new reinforced masonry system: Experimental results. Engineering Structures, 33(9), 2584–2596. doi:10.1016/j.engstruct.2011.05.003.
- [22] DA SILVA.P.R : “ Maçonneries armées : cas des maçonneries creux sollicités parallèlement à leur plan”. Thèse de l’ENPC, Paris 9 mai 1982.
- [23] DERAKHSHAN. H: “Seismic assessment of out-of-plane loaded unreinforced masonry walls”, PhD thesis. University of Auckland, New Zealand; 2011.
- [24] DHANASERKAR. M, PAGE. A. W, KLEEMAN P. W: “The failure of brick masonry under biaxial stresses”. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 79 ,p. 295-313, 1985.
- [25] DOHERTY. K, RODOLICO. B, LAM. N.T.K, WILSON. J.L, GRIFFITH, M.C: “Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 833-850, 2002.
- [26] DRYSDALE. R, ESSAWY. A: “Out-of-Plane Bending of Concrete Block Walls”, J. Struct. Eng. 114(1), 121–133, 1988.
- [27] DRYSDALE. R.G, HAMID .A.A, BAKER. L.R: “Masonry Structures-Behavior and Design”, Prentice Hall, NJ, 1994.
- [28] EL-MAISSI, A. M., KASSEM, M. M., TAN, C. G., FIKRI, R., & NAZRI, F. M. Damage Index Seismic Assessment Methodologies of URM Buildings: A State-of-the-Art Review. Engineering Journal, 26(1), 39–53. doi:10.4186/ej.2022.26.1.39.
- [29] ELMENSHAWI A., SOROUR M., PARSEKIAN G., DUCHESNE D., PAQUETTE J., MAFTI A., JAEGER L., SHRIVE N., “Out-of-plane dynamic behaviour of unreinforced stone masonry”, In: Proceedings of the 8th International Masonry Conference in Dresden, 1643-1652, 2010.
- [30] ERNST. M, Untersuchungen Zun Tragverhalten von bewehrten mauerwerk aus hochlochzieghn research reports; VDI series 4, No 137. Dusseldorf : VDI Verlag, 1997.
- [31] EUROCODE 8, “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Building, European Committee for Standardization, CEN, Brussels EN 1998–1; 2004.
- [32] EUROCODE 6, “Calcul des ouvrages en maçonnerie- partie 1-1 Règles générales – Règles pour la maçonnerie armée et non armée ”, Avril 2004.
- [33] FEDERATION BELGE DE LA BRIQUE : “Manuel maçonnerie de terre cuite ” Novembre 2008.

BIBLIOGRAPHIE

- [34] FÓDI, A. (2011). Experimental and numerical investigation of reinforced and plain masonry walls. PhD Thesis, Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Budapest University of Technology and Economics, Budapest, Hungary.
- [35] FOUCHAL FAZIA : “Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées ”. Thèse doctorat, Laboratoire de Mécanique et d’Acoustique, LMA CNRS à Marseille et du Groupe de Mécanique, Matériaux et Structures, GMMS à Reims ; Décembre 2006.
- [36] GABOR A, FERRIER E, JACQUELIN E, HAMELIN P: “Analysis and modeling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panel”, *Construction and Building materials*, 20, pp 308 – 321, 2006.
- [37] GABOR. A, BENNANI. A, JACQUELIN. E and LEBON. F: “Modelling approaches of the in-plane shear behaviour of unreinforced and FRP strengthened masonry panels”. *Composite Structures*, Vol. 74, p. 277-288. 2006.
- [38] GAZZOLA E.A, DRYSDALE R.G, ESSAWY A.S: “Bending of concrete masonry walls at different angles to the bed joint”, *Proc. 3rd North. Amer. Mas. Conf.*, Arlington, TX, USA, Paper 27, 1985.
- [39] GAZZOLA E.A, DRYSDALE R.G: “A component failure criterion for blockwork in flexure”, *Proc., Structures ASCE*, S.C. Anand, ed., New Orleans, 134-153, 1986.
- [40] GHASSAN MOUNAJEB : “La modélisation de la maçonnerie armée par la méthode des éléments finis. Application aux maçonneries de petits éléments creux ”, *Ecole nationale Ponts et Chaussées*, Mai 1992.
- [41] GIONCU VICTOR: “Framed structures. Ductility and seismic response”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 55, 125–154, 2000.
- [42] GRIFFITH M.C: “Experimental study of the flexural strength of URM (brick) walls”, *Research report*, University of Adelaide. Dept. of Civil and Environmental Engineering, no. R 169, 2000.
- [43] GRIFFITH M.C, LAWRENCE S.J, WILLIS C.R: “Diagonal bending of unreinforced clay brick masonry”, *Masonry Int*, 18 (3), pp. 125–138, 2005.
- [44] GRIFFITH M.C, VACULIK J: “Out-of-plane flexural strength of unreinforced clay brick masonry walls”, *TMS Journal*, 53-68, Sep 2007.
- [45] HAACH, V.G, VASCONCELOS, G, LOURENÇO, P.B: “Study of the behaviour of reinforced masonry wallets subjected to diagonal compression through numerical modelling” *9th International Masonry Conference in Guimarães*. 2014.
- [46] HAN Y: “A study of two-way bending in unreinforced masonry”, PhD Thesis, University of Newcastle (N.S.W.). School of Engineering, 2007.
- [47] HELLAL. O, «Etude du facteur de comportement q des structures en acier a contreventement excentre » Thèse de magister, Université Mouloud MAMMERI , Tizi - Ouzou Février 2010.
- [48] HENDRY A.W: “The lateral strength of unreinforced brickwork”. *Struct. Eng.*, 51(2): 43-50, 1973.
- [49] HENDRY A.W, SINHA B.P, DAVIES S.R: “Design of masonry structures. London”, E et FN Spon, an imprint of Chapman Hall, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN, first edition. ISBN 0-419-1500-3, 1997.
- [50] HILSDORF H.K: “Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression”, in: *Designing, engineering and constructing with masonry products*, eds. F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, USA, p. 34-41, 1969.
- [51] HOFFMANN. G, SCHUBERT. P: “Compressive strength of masonry parallel to the bed joints, in : *Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf.*, eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1453-1462, 1994.

BIBLIOGRAPHIE

- [52] HUGUES D.M, ZSEMBERY. S: “A method of determining the flexural bond strength at right angles to the bed joint”, in: Proc. Second Canad. Mas. Symp., Ottawa, Canada, p. 73-86, 1980.
- [53] HUREZ M, JURASZEK N, PELCE M : “Dimensionner les ouvrages en maçonnerie – Guide d’application”, Eyrolles, AFNOR, 2009.
- [54] HUSAIN, M., ZAGHLAL, M., EL-SISI, A. E.-D., & Samy, S. A Comprehensive Review on Unreinforced and Reinforced Masonry Structures Modeling Strategies. The Egyptian International Journal of Engineering Sciences and Technology, 39(1), 13–24. 2022.
- [55] IR. JORRIT GILLIJNT : “ Maçonnerie armée, Conception et calcul en fonction de l’Eurocode 6 ”, Juin 2010.
- [56] KANAAN, G.H POWEL: “Drain 2D general purpose program for the analysis of plane inelastic Structures”, University of California, Berkeley, October 1973.
- [57] KELMAN. I, SPENCE. R: “A Limit Analysis of Unreinforced Masonry Failing Under Flood Water Pressures”, Masonry International, vol. 16, no. 2, pp. 51-61, 2003.
- [58] KOUTRAS, A. A., & SHING, P. B. Seismic behavior of a partially grouted reinforced masonry structure: Shake-table testing and numerical analyses. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 49(11), 1115–1136. doi:10.1002/eqe.3281. 2020.
- [59] KOUTRAS, A. A., & SHING, P. B. Finite-element modeling of the seismic response of reinforced masonry wall structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 50(4), 1125–1146. doi:10.1002/eqe.3388. 2021.
- [60] KUMAR, A. V., ALI, S. M., KUMAR, M. B., KIRAN, K. H., & Nagarathinam, L. Comparative analysis on reinforced and unreinforced brick masonry walls. International Journal of Recent Technology and Engineering, 7(6C2), 677–681. 2019.
- [61] LAWRENCE S.J: “Flexural strength of brickwork normal to and parallel to the bed joints”, J. Austr. Ceram. Soc, II (1), 1975.
- [62] LAWRENCE S.J, MORGAN J.W: “Strength and modulus of elasticity of brick work in lateral bending”, Proceedings of the British Ceramic Society, N24, pp.79-90, September 1975.
- [63] LAWRENCE S.J, WILLIS C.R, GRIFFITH M.C: “Further Developments in the Design of Masonry Walls in Bending”, Proceedings of the Australian Structural Engineering Conference, Newcastle, New South Wales, September 2005.
- [64] LEPAGE. A, and SANCHEZ. R: “Practical nonlinear analysis for limit design of reinforced masonry walls,” The Open Civil Engineering Journal, Vol. 6, pp. 107-118. 2012.
- [65] LOTFI H.R, SHING P.B: “An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis”, Computers & Structures, Volume 41, Issue 3, Pages 413-425, 1991.
- [66] LOURENÇO P. B, ROTS J.G: “A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures”, J. Engrg. Mech., ASCE, 123 (7), 660– 668, 1997.
- [67] LOURENÇO P.B: “An anisotropic macro-model for masonry plates and shells: Implementation and validation”. Rep. No. 03.21.1.3.07, Univ. of Delft, Holland and Univ. of Minho, Guimaraes, Portugal, 1997.
- [68] LOURENÇO P.B., OLIVEIRA D.V., ROCA P., ORDUNA A., “Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading”, Journal of Structural Engineering, 131(11), pp. 1665-1673, 2005.
- [69] LOURENÇO P.B, ROCA. P, MODENA. C, AGRAWAL. S: “Structural Analysis of Historical Constructions: Possibilities of numerical and experimental techniques”,

BIBLIOGRAPHIE

- Proceedings of the 5th International Conference, Vol.1, New Delhi, India, 6-8 November 2006.
- [70] MANN. W, BETZLER. M: "Investigation on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry", in : Proc. 10th. Brick and block Masonry" Conf., eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1305-1313, 1994.
- [71] MANN. W et MULLER. H, Schubtragfähigkeit von gemauerten windnachweises, Berlin: Ernst Sohn. In : Manerwerk-Kalender 10, pp.95-114, 1985.
- [72] MANN W. MULLER H., Untersuchungen Zun Tragverhalten von querkraft beanspruchten Mauerwerk, dissertation, armastadt Polytechnic, 1974.
- [73] MASIA M. J, HAN. Y, PLAYER C.J, CORREA M.R.S, PAGE, A.W: "Torsion shear test for mortar joints in masonry: Preliminary experimental results." Proc., 10th North American Masonry Conf., The Masonry Society, Boulder, Colo, 2007.
- [74] MECHICHE, M. O., BOUHERAOUA, A., CHALAH, F., HELLAL, O., & Bali, A. Global behavior factor of frames with eccentric bracings and relationships with the ductility requirements. *Applied Mechanics and Materials*, 330, 948–953. doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.330.948. 2013.
- [75] MILAN ZACEK, "Earthquake-resistant construction". Edition parentheses France, 1996.
- [76] MOHAMMED A., HUGHES T., MUSTAPHA A., "The effect of scale on the structural behaviour of masonry under compression". *Construction and Building Materials* 25, pp. 303-307, 2011.
- [77] MOHAMMED IBRAHEM ABDELLATEF: "The development of a simplified modeling technique for the finite element analysis of reinforced masonry shear walls". Master of Science in Civil Engineering. Washington State University. Department of Civil and Environmental Engineering. DECEMBER 2011.
- [78] MURCIA-DELISO. J, SHING, P. B. "Fragility analysis of reinforced masonry shears walls." *Earthquake Spectra*, Vol. 28, No. 4, pp. 1523-1547. 2012.
- [79] NAJAFGHOLIPOUR M.A., MAHERI M.R., LOURENÇO P.B., "Capacity interaction in brick masonry under simultaneous in-plane and out-of-plane loads", *Construction and Building Materials*, Volume 38, Pages 619-626, January 2013.
- [80] National Building Code of Canada. Canadian Commission on Building and fire Codes, National Research Council of Canada, Montreal, Canada. 2015.
- [81] NBN EN 771-1 + A1: Spécification pour éléments de maçonnerie – Partie 1: Brique de terre cuite, Avril 2006.
- [82] NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings Federal Emergency Management Agency (FEMA Publication 273) Washington, D.C. October 1997.
- [83] Normes Françaises, Ouvrages en maçonnerie de petits éléments — Parois et murs DTU 20.1, Octobre 2008.
- [84] PAGE A.W., The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Instit. Civ. Engrs.*, Part 2, 71, p. 893-906, 1981.
- [85] PAGE A.W., The strength of brick masonry under biaxial compression- tension. *Int. J. Masonry Constr.* , 3(1) , p.26-31, 1983.
- [86] PAGE A. W., Finite element model for masonry, *J. Struct. Eng.*, ASCE 104, 1267-1285, 1978.
- [87] PARK. R: " Evaluation of ductility structures and structural assemblages from labortory testing". *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 22, No 3, 155-165, 1989.
- [88] PERVEZ, F., KHAN, F. A., ALAM, B., ALAM, F., & AHMAD, N. "Seismic performance

BIBLIOGRAPHIE

- of deficient reinforced concrete frames retrofitted with eccentric steel braces. *Innovative Infrastructure Solutions*”, 7(6), 1-17. Doi:10.1007/s41062-022-00934-5. 2022.
- [89] PINEDA, J : “Behavior to lateral loads of confined masonry walls Reinforced with welded mesh”. Master's Thesis.: FI-UNAM, México. 1996.
- [90] PLUIJM. R.V.D: “Out of plane bending of masonry behavior”. Ph.D. Thesis. Eindhoven University of Technology. The Netherlands, 1999.
- [91] PLUMIER. A: “Calculation and design of structures subjected to seismic forces”, Faculty of Applied Sciences LIEGE, 2008.
- [92] PLUMIER. A, DEGEE. H, “Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes” université de Liège, Bruxelles, 22 Juin 2010.
- [93] PLUMIER. A, MECHICHE. M, “Etude du facteur de comportement global des structures en acier”, Thèse de magister, Université HOUARI BOUMEDIENE, BAB EZZOUAR, Février 1994.
- [94] Règlement parasismique Algérien. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, RPA 2003.
- [95] Règlement de construction parasismique, Ministère de l’Aménagement du Territoire, de l’Urbanisme, de l’Habitat et de l’Environnement. Royaume du Maroc R.P.S 2000.
- [96] RONDELET. J : “Traité théorique et pratique de l’art de bâtir”. GOURY – PARIS, 1808.
- [97] Sandoval, C., Calderon, S., & Almazan, J. L. “Experimental cyclic response assessment of partially grouted reinforced clay brick masonry walls”. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(7), 3127–3152. doi:10.1007/s10518-018-0308-x. 2018.
- [98] SHADLOU, M., AHMADI, E., & KASHANI, M. M. “Micromechanical modelling of mortar joints and brick-mortar interfaces in masonry Structures” A review of recent developments. *Structures*, 23, 831–844. doi:10.1016/j.istruc.2019.12.017. 2020.
- [99] SHAKARAMI, B., KABIR, M. Z., & NEZHAD, R. S. (2020). Numerical modeling of a new reinforced masonry system subjected to in-plane cyclic loading. *Scientia Iranica*, 27(6 A), 2790–2807. doi:10.24200/sci.2019.5376.1237.
- [100] SCHMIDT U, HANNAWALD, BRAMESHUBER W, “Influence of Torsion on Flexural Strength of Masonry”. In: *Proceedings of the 8th International Masonry Conference*, Dresden, (Jäger, W. Haseltine, B. Fried, A. (Eds.)), p.1713-1722, 4th - 7th July 2010.
- [101] SCHMIDT. U, HANNAWALD. J, BRAMESHUBER. W, “Theoretical and Practical Research on the Flexural Strength of Masonry”, In: *Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference*, Sydney, 17-20 February 2008.
- [102] SHI. Y, D’AYALA. D: “Analysis of In-Plane Damage of Unreinforced Masonry Walls”, In: *7th International Masonry Conference*, London UK, November 2007.
- [103] TAFOREL. P : “Apport de la Méthode des Éléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche de la Vulnérabilité Sismique”, Thèse de doctorat, Université MONTPELLIER II, 2013.
- [104] TAN TRUNG BUI. Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan. *Civil Engineering*. INSA de Lyon, 2013.
- [105] THÜRLIMANN B., GUGGISBERG R., “Failure criterion for laterally loaded masonry walls: Experimental investigations”, in: *Proc. Eight Int. Brick/Block Mas. Conf.*, Dublin, Republic of Ireland, p. 699-706, 1988.
- [106] TOMAŽEVIČ MIHA, BOSILJKOV VLATKO, WEISS POLONA: “Structural behavior factor for masonry structures”. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C. Canada. August 1-6. Paper No. 2642. 2004.
- [107] TOMAŽEVIČ, M., & KLEMENC, I. “Verification of seismic resistance of confined masonry buildings”. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(10), 1073-1088.

BIBLIOGRAPHIE

- doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199710)26:10<1073::AID-EQE695>3.0.CO;2-Z. 1997.
- [108] TOMAŽEVIČ M, WEISS P. "Seismic behavior of plain and reinforced-masonry buildings." *Journal of Structural Engineering*, 120 (2). 323-338. ASCE. 1994.
- [109] Uniform Building Code UBC 97, Structural Engineering Design Provisions, Volume 2. International Conference of Building Officials, USA 1997.
- [110] WESCHE K. ILANTZIS A., General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structures*, RILEM, 13(78), p.433-445, 1980. *Cracking, Computer and Structures* 82, p. 917- 929, 2004.
- [111] WILLIS C.R., GRIFFITH M.C., LAWRENCE S.J., "Horizontal bending of unreinforced clay brick masonry", *Masonry Int*, 17 (3), pp. 109–121, 2004.
- [112] Zine, A., Kadid, A., & Zatar, A. "Effect of masonry infill panels on the seismic response of reinforced concrete frame structures". *Civil Engineering Journal*, 7(11), 1853–1867. doi:10.28991/cej-2021-03091764. 2021.

ANNEXE

ANNEXE

Fichier des données de la structure 4 à cinq niveaux exécuté par le logiciel Drain 2D.

START	STRUCTURE	4							
12	12	0	2	0	4	1	0	0	
1		0.		0.					
2		4.		0.					
3		0.		3.					
4		4.		3.					
5		0.		6.					
6		4.		6.					
7		0.		9.					
8		4.		9.					
9		0.		12.					
10		4.		12.					
11		0.		15.					
12		4.		15.					
1	1	1	1						
2	1	1	1						
3		3.9		3.9		0.	9	2	1.
4		3.9		3.9		0.	10	2	1.
11		3.19		3.19		0.			
12		3.19		3.19		0.			
	2000		0.02		3.5				
2000	0	1	1		EL Centro Earthquake				
0.00	0.000	0.02-0.014	0.04-0.108	0.06-0.101	0.08-0.088	0.10-0.095			
0.12	0.120	0.14-0.142	0.16-0.128	0.18-0.110	0.20-0.085	0.22-0.085			
0.24	0.131	0.26-0.176	0.28-0.194	0.30-0.162	0.32-0.144	0.34-0.108			
0.36	0.082	0.38-0.042	0.40-0.066	0.42-0.131	0.44-0.190	0.46-0.196			
0.48	0.066	0.50 0.030	0.52 0.141	0.54-0.049	0.56-0.128	0.58-0.144			
0.60	0.203	0.62-0.260	0.64-0.325	0.66-0.306	0.68-0.172	0.70-0.197			
0.72	0.163	0.74-0.164	0.76-0.067	0.78 0.025	0.80 0.150	0.82 0.236			
0.84	0.252	0.86 0.336	0.88 0.463	0.90 0.492	0.92 0.419	0.94 0.359			
0.96	0.271	0.98 0.235	1.00 0.339	1.02 0.412	1.04 0.530	1.06 0.639			
1.08	0.732	1.10 0.652	1.12 0.599	1.14 0.400	1.16 0.400	1.18 0.063			
1.20	0.515	1.22-0.787	1.24-0.603	1.26-0.484	1.28-0.250	1.30-0.059			
1.32	0.134	1.34 0.308	1.36 0.499	1.38 0.710	1.40 0.995	1.42 1.219			
1.44	1.529	1.46 1.449	1.48 1.155	1.50 0.935	1.52 0.892	1.54 0.926			
1.56	0.839	1.58 0.901	1.60 0.993	1.62 1.209	1.64 0.328	1.66-1.475			
1.68	2.066	1.70-1.989	1.72-2.034	1.74-1.816	1.76-1.725	1.78-1.752			
1.80	1.753	1.82-1.805	1.84-1.630	1.86-1.347	1.88-1.087	1.90-0.782			
1.92	0.429	1.94-0.017	1.96 0.360	1.98 0.785	2.00 1.164	2.02 1.598			
2.04	1.960	2.06 2.412	2.08 2.729	2.10 3.036	2.12 3.200	2.14 3.417			
2.16	2.821	2.18 2.324	2.20-1.198	2.22-2.373	2.24-1.640	2.26-1.865			
2.28	1.095	2.30-0.753	2.32-0.173	2.34 0.113	2.36 0.533	2.38 0.895			
2.40	1.186	2.42 1.757	2.44 0.576	2.46-2.631	2.48-1.547	2.50-1.729			
2.52	1.012	2.54-0.579	2.56 0.237	2.58-0.670	2.60-1.980	2.62-1.641			
2.64	1.685	2.66-1.481	2.68-1.231	2.70-1.001	2.72-0.751	2.74-0.523			
2.76	0.271	2.78-0.044	2.80 0.188	2.82-0.095	2.84-0.433	2.86-0.838			
2.88	0.951	2.90-0.716	2.92-0.599	2.94-0.334	2.96-0.108	2.98 0.185			
3.00	0.420	3.02 0.673	3.04-0.097	3.06-0.372	3.08-0.040	3.10 0.011			
3.12	0.344	3.14 0.565	3.16 0.883	3.18 1.130	3.20 1.363	3.22 0.219			
3.24	0.241	3.26 0.683	3.28 0.689	3.30 1.318	3.32 1.353	3.34 2.040			
3.36	0.931	3.38-1.308	3.40-0.692	3.42-0.546	3.44 0.072	3.46 0.675			
3.48	1.067	3.50-1.488	3.52-1.071	3.54-1.162	3.56-0.762	3.58-0.559			
3.60	0.215	3.62-0.126	3.64-0.674	3.66-0.324	3.68-0.337	3.70-0.109			

ANNEXES

3.72 0.017	3.74 0.299	3.76 0.488	3.78 0.608	3.80 0.222	3.82-0.032
3.84-0.245	3.86 0.077	3.88 0.211	3.90 0.568	3.92 0.826	3.94 1.206
3.96 1.478	3.98 1.737	4.00 0.421	4.02 0.029	4.04 0.259	4.06 0.293
4.08-0.055	4.10-0.147	4.12 0.143	4.14 0.206	4.16 0.499	4.18 0.645
4.20 0.957	4.22 1.128	4.24 1.447	4.26 1.629	4.28 1.945	4.30 1.856
4.32 1.984	4.34 1.769	4.36 1.250	4.38-1.207	4.40-0.542	4.42-0.384
4.44-0.311	4.46-1.118	4.48-1.661	4.50-2.464	4.52-2.025	4.54-1.835
4.56-1.317	4.58-0.960	4.60-0.325	4.62 0.154	4.64 0.816	4.66 1.319
4.68 1.818	4.70-0.058	4.72-0.169	4.74 0.285	4.76 0.447	4.78 0.983
4.80 1.424	4.82 1.853	4.84 2.456	4.86 1.685	4.88-1.380	4.90-0.999
4.92-1.089	4.94-0.907	4.96-0.469	4.98-1.250	5.00-2.111	5.02-1.617
5.04-1.692	5.06-1.306	5.08-1.111	5.10-0.773	5.12-0.510	5.14-0.544
5.16-1.200	5.18-1.209	5.20-1.158	5.22-1.145	5.24-0.717	5.26-0.546
5.28 0.064	5.30-0.804	5.32-1.634	5.34-0.859	5.36-0.961	5.38-0.396
5.40-0.147	5.42 0.319	5.44 0.648	5.46 0.876	5.48 0.472	5.50 0.198
5.52-0.027	5.54 0.292	5.56 0.445	5.58 0.785	5.60 1.033	5.62 1.352
5.64 1.606	5.66 1.861	5.68 1.281	5.70 0.640	5.72 0.204	5.74 0.314
5.76 0.373	5.78 0.496	5.80 0.235	5.82-0.084	5.84-0.168	5.86-0.113
5.88-0.229	5.90-0.248	5.92-0.157	5.94-0.069	5.96 0.147	5.98 0.379
6.00 0.579	6.02 0.255	6.04-0.041	6.06-0.428	6.08-0.133	6.10 0.095
6.12 0.230	6.14-0.129	6.16-0.050	6.18 0.080	6.20 0.210	6.22 0.380
6.24 0.510	6.26 0.157	6.28-0.032	6.30-0.111	6.32 0.005	6.34 0.076
6.36 0.035	6.38-0.095	6.40-0.036	6.42-0.016	6.44 0.038	6.46 0.085
6.48-0.056	6.50-0.304	6.52-0.421	6.54-0.244	6.56-0.236	6.58-0.177
6.60-0.129	6.62-0.018	6.64 0.203	6.66-0.108	6.68-0.091	6.70-0.034
6.72-0.106	6.74-0.111	6.76-0.099	6.78-0.002	6.80 0.073	6.82 0.235
6.84 0.355	6.86 0.705	6.88 0.779	6.90 0.184	6.92-0.263	6.94-0.124
6.96-0.042	6.98 0.159	7.00 0.048	7.02-0.219	7.04-0.467	7.06-0.428
7.08-0.216	7.10-0.043	7.12 0.159	7.14 0.320	7.16 0.419	7.18 0.123
7.20-0.160	7.22-0.204	7.24-0.082	7.26-0.206	7.28-0.137	7.30-0.055
7.32 0.053	7.34 0.134	7.36 0.266	7.38 0.232	7.40 0.079	7.42-0.008
7.44 0.200	7.46 0.435	7.48 0.492	7.50 0.191	7.52 0.092	7.54-0.022
7.56-0.021	7.58 0.052	7.60 0.093	7.62 0.255	7.64 0.368	7.66 0.525
7.68 0.541	7.70 0.425	7.72 0.398	7.74 0.559	7.76 0.756	7.78 0.365
7.80 0.411	7.82 0.098	7.84-0.204	7.86-0.249	7.88-0.405	7.90-0.413
7.92-0.471	7.94-0.433	7.96-0.458	7.98-0.057	8.00 0.178	8.02-0.208
8.04-0.492	8.06-0.530	8.08-0.362	8.10-0.405	8.12-0.308	8.14-0.316
8.16-0.265	8.18-0.265	8.20-0.269	8.22-0.345	8.24-0.309	8.26-0.217
8.28-0.078	8.30 0.087	8.32 0.281	8.34 0.310	8.36 0.358	8.38 0.341
8.40 0.358	8.42 0.287	8.44 0.305	8.46 0.112	8.48 0.214	8.50 0.136
8.52 0.384	8.54-0.861	8.56-1.349	8.58-1.342	8.60-1.354	8.62-1.193
8.64-1.042	8.66-0.829	8.68-0.651	8.70-0.444	8.72-0.258	8.74-0.060
8.76-0.091	8.78-0.182	8.80-0.147	8.82 0.085	8.84 0.163	8.86 0.050
8.88 0.264	8.90 0.582	8.92 0.867	8.94 1.200	8.96 1.695	8.98 1.111
9.00-1.100	9.02-0.366	9.04-0.445	9.06-0.236	9.08-0.960	9.10-0.656
9.12-0.597	9.14-0.670	9.16-0.552	9.18-0.027	9.20 0.378	9.22 1.072
9.24 1.669	9.26 0.947	9.28 0.408	9.30 0.667	9.32 0.132	9.34-0.095
9.36-0.520	9.38-0.827	9.40-1.152	9.42-1.150	9.44-0.803	9.46-0.369
9.48 0.029	9.50 0.545	9.52 1.178	9.54 1.610	9.56-0.270	9.58 0.034
9.60-0.056	9.62 0.020	9.64 0.146	9.66 0.537	9.68 0.798	9.70-0.205
9.72-0.590	9.74-0.169	9.76-0.175	9.78-0.028	9.80 0.074	9.82 0.382
9.84 0.567	9.86 0.753	9.88 0.801	9.90 0.592	9.92 0.304	9.94 0.023
9.96 0.064	9.98-0.406	10.00-0.451	10.02-0.079	10.04 0.168	10.06 0.567
10.08 0.093	10.10-0.055	10.12 0.044	10.14-0.123	10.16-0.282	10.18-0.437
10.20-0.352	10.22-0.255	10.24-0.111	10.26 0.205	10.28 0.519	10.30 0.854
10.32 1.144	10.34 0.733	10.36 0.237	10.38-0.368	10.40-0.271	10.42-0.217
10.44-0.873	10.46-0.973	10.48-0.589	10.50-0.336	10.52 0.077	10.54 0.259
10.56 0.508	10.58 0.361	10.60 0.081	10.62-0.056	10.64-0.209	10.66-0.317
10.68-0.238	10.70-0.376	10.72-0.550	10.74-0.722	10.76-0.803	10.78-0.523
10.80-0.340	10.82-0.011	10.84 0.065	10.86-0.037	10.88-0.005	10.90-0.168
10.92-0.410	10.94-0.080	10.96 0.079	10.98 0.374	11.00 0.615	11.02 0.665

ANNEXES

11.04	0.254	11.06-0.057	11.08-0.474	11.10-0.356	11.12-0.243	11.14-0.048
11.16	0.126	11.18 0.379	11.20 0.241	11.22-0.227	11.24-0.428	11.26-0.679
11.28-0.661	11.30-0.590	11.32-0.513	11.34-0.408	11.36-0.309	11.38-0.266	
11.40-0.541	11.42-0.628	11.44-0.908	11.46-1.107	11.48-0.881	11.50-0.770	
11.52-0.582	11.54-0.473	11.56-0.333	11.58-0.199	11.60 0.020	11.62 0.211	
11.64 0.432	11.66 0.613	11.68 0.767	11.70 0.933	11.72 1.066	11.74 1.130	
11.76 1.187	11.78 1.247	11.80 1.334	11.82 1.594	11.84 1.797	11.86 2.037	
11.88 1.236	11.90 0.442	11.92-0.140	11.94-0.666	11.96-0.555	11.98-0.693	
12.00-0.984	12.02-1.246	12.04-1.179	12.06-1.050	12.08-0.920	12.10-0.743	
12.12-0.809	12.14-0.850	12.16-0.860	12.18-0.863	12.20-0.873	12.22-0.868	
12.24-0.885	12.26-0.537	12.28 0.052	12.30 0.215	12.32 0.245	12.34 0.580	
12.36 0.314	12.38 0.236	12.40 0.485	12.42 0.589	12.44 0.525	12.46 0.355	
12.48 0.197	12.50 0.199	12.52 0.492	12.54 0.343	12.56 0.288	12.58 0.432	
12.60 0.239	12.62 0.088	12.64 0.077	12.66-0.148	12.68-0.077	12.70-0.019	
12.72 0.075	12.74 0.044	12.76-0.145	12.78-0.316	12.80-0.241	12.82-0.028	
12.84 0.182	12.86 0.426	12.88 0.439	12.90 0.512	12.92 0.466	12.94 0.479	
12.96 0.193	12.98 0.222	13.00 0.274	13.02 0.393	13.04 0.504	13.06 0.577	
13.08 0.588	13.10 0.822	13.12 0.797	13.14 0.949	13.16 0.345	13.18 0.045	
13.20-0.123	13.22-0.347	13.24-0.426	13.26-0.416	13.28-0.275	13.30-0.270	
13.32 0.074	13.34 0.428	13.36-0.231	13.38-0.387	13.40-0.083	13.42 0.139	
13.44 0.445	13.46 0.027	13.48-0.697	13.50-0.796	13.52-0.251	13.54-0.135	
13.56 0.079	13.58-0.115	13.60-0.251	13.62-0.333	13.64-0.269	13.66-0.301	
13.68-0.200	13.70-0.067	13.72-0.038	13.74 0.105	13.76 0.296	13.78 0.344	
13.80 0.957	13.82 0.898	13.84 0.179	13.86-0.362	13.88-0.994	13.90-0.807	
13.92-0.744	13.94-0.539	13.96-0.330	13.98-0.128	14.00 0.031	14.02 0.148	
14.04 0.508	14.06-0.022	14.08-0.489	14.10-0.358	14.12-0.691	14.14-0.516	
14.16-0.371	14.18 0.088	14.20 0.632	14.22 0.841	14.24 1.276	14.26 1.388	
14.28 1.193	14.30 0.751	14.32 0.225	14.34-0.088	14.36-0.227	14.38 0.074	
14.40 0.181	14.42 0.544	14.44 0.399	14.46 0.045	14.48-0.082	14.50-0.185	
14.52-0.020	14.54 0.006	14.56-0.117	14.58-0.210	14.60-0.303	14.62-0.512	
14.64-0.727	14.66-0.579	14.68-0.266	14.70-0.178	14.72 0.040	14.74 0.098	
14.76 0.137	14.78 0.221	14.80 0.437	14.82 0.091	14.84-0.548	14.86-0.555	
14.88-0.243	14.90-0.081	14.92 0.250	14.94 0.410	14.96 0.182	14.98-0.027	
15.00-0.243	15.02-0.015	15.04 0.247	15.06 0.482	15.08 0.783	15.10 0.622	
15.12 0.331	15.14-0.014	15.16-0.195	15.18-0.247	15.20-0.212	15.22-0.110	
15.24 0.050	15.26 0.241	15.28-0.034	15.30-0.216	15.32-0.471	15.34-0.363	
15.36-0.195	15.38-0.018	15.40 0.170	15.42-0.080	15.44 0.005	15.46 0.230	
15.48 0.374	15.50 0.601	15.52 0.516	15.54 0.432	15.56 0.344	15.58 0.505	
15.60 0.653	15.62 0.683	15.64 0.172	15.66-0.170	15.68-0.527	15.70-0.664	
15.72-0.387	15.74-0.222	15.76-0.033	15.78 0.119	15.80-0.128	15.82-0.351	
15.84-0.514	15.86-0.335	15.88-0.218	15.90-0.012	15.92 0.142	15.94 0.070	
15.96-0.063	15.98-0.120	16.00-0.322	16.02-0.346	16.04-0.091	16.06 0.073	
16.08 0.309	16.10 0.472	16.12 0.603	16.14 0.576	16.16 0.330	16.18-0.073	
16.20-0.777	16.22-0.608	16.24-0.438	16.26-0.209	16.28 0.031	16.30 0.350	
16.32 0.293	16.34 0.121	16.36 0.338	16.38 0.317	16.40 0.254	16.42 0.206	
16.44 0.198	16.46 0.174	16.48 0.021	16.50-0.144	16.52-0.343	16.54-0.339	
16.56-0.145	16.58-0.028	16.60 0.170	16.62-0.096	16.64-0.255	16.66-0.279	
16.68-0.388	16.70-0.242	16.72-0.215	16.74-0.182	16.76-0.174	16.78-0.038	
16.80-0.027	16.82-0.185	16.84-0.123	16.86 0.087	16.88 0.343	16.90 0.695	
16.92 0.910	16.94 0.853	16.96 0.760	16.98 0.513	17.00 0.186	17.02 0.015	
17.04-0.190	17.06-0.151	17.08-0.073	17.10 0.021	17.12 0.129	17.14 0.215	
17.16 0.024	17.18-0.124	17.20-0.329	17.22-0.519	17.24-0.708	17.26-0.579	
17.28-0.462	17.30-0.307	17.32-0.145	17.34-0.009	17.36-0.180	17.38-0.318	
17.40-0.465	17.42-0.391	17.44-0.345	17.46-0.316	17.48-0.435	17.50-0.491	
17.52-0.475	17.54-0.420	17.56-0.361	17.58-0.277	17.60-0.258	17.62-0.139	
17.64-0.068	17.66 0.507	17.68 0.722	17.70 0.878	17.72 0.782	17.74 0.765	
17.76 0.439	17.78 0.080	17.80 0.013	17.82-0.126	17.84-0.015	17.86 0.030	
17.88 0.104	17.90 0.104	17.92 0.193	17.94 0.205	17.96 0.074	17.98-0.056	
18.00-0.072	18.02 0.070	18.04 0.106	18.06 0.147	18.08-0.009	18.10-0.159	
18.12-0.187	18.14-0.007	18.16 0.155	18.18 0.105	18.20-0.115	18.22-0.302	
18.24-0.309	18.26-0.095	18.28-0.058	18.30 0.004	18.32 0.020	18.34 0.050	

ANNEXES

18.36	0.057	18.38	0.097	18.40	0.134	18.42	0.177	18.44	0.218	18.46	0.261
18.48	0.302	18.50	0.346	18.52	0.386	18.54	0.474	18.56	0.393	18.58	0.238
18.60	0.115	18.62	-0.079	18.64	-0.124	18.66	0.054	18.68	0.027	18.70	-0.250
18.72	-0.566	18.74	-0.630	18.76	-0.591	18.78	-0.413	18.80	-0.068	18.82	0.272
18.84	0.277	18.86	-0.021	18.88	-0.060	18.90	-0.110	18.92	-0.221	18.94	-0.416
18.96	-0.519	18.98	-0.222	19.00	0.030	19.02	0.079	19.04	0.139	19.06	0.171
19.08	0.253	19.10	0.323	19.12	0.391	19.14	0.164	19.16	-0.136	19.18	-0.323
19.20	-0.291	19.22	-0.287	19.24	-0.304	19.26	-0.339	19.28	-0.245	19.30	-0.076
19.32	0.125	19.34	0.376	19.36	0.402	19.38	0.245	19.40	0.156	19.42	-0.040
19.44	-0.153	19.46	-0.289	19.48	-0.316	19.50	-0.111	19.52	0.094	19.54	0.335
19.56	0.576	19.58	0.424	19.60	0.143	19.62	-0.007	19.64	-0.135	19.66	-0.270
19.68	-0.341	19.70	-0.357	19.72	-0.396	19.74	-0.402	19.76	-0.488	19.78	-0.480
19.80	-0.406	19.82	-0.407	19.84	-0.351	19.86	-0.187	19.88	-0.057	19.90	0.044
19.92	-0.019	19.94	-0.072	19.96	-0.169	19.98	-0.115	20.00	0.126	20.02	0.358
20.04	0.654	20.06	0.716	20.08	0.762	20.10	0.739	20.12	0.628	20.14	0.484
20.16	0.264	20.18	-0.044	20.20	-0.288	20.22	-0.384	20.24	-0.492	20.26	-0.428
20.28	-0.416	20.30	-0.276	20.32	-0.052	20.34	0.237	20.36	0.426	20.38	0.604
20.40	0.452	20.42	0.284	20.44	0.126	20.46	-0.054	20.48	-0.275	20.50	-0.423
20.52	-0.175	20.54	0.001	20.56	0.254	20.58	0.481	20.60	0.641	20.62	0.554
20.64	0.413	20.66	0.184	20.68	-0.048	20.70	-0.303	20.72	-0.531	20.74	-0.708
20.76	-0.928	20.78	-0.863	20.80	-0.631	20.82	-0.376	20.84	0.087	20.86	0.309
20.88	0.589	20.90	0.614	20.92	0.385	20.94	0.351	20.96	0.311	20.98	0.246
21.00	0.019	21.02	-0.198	21.04	-0.158	21.06	-0.015	21.08	0.099	21.10	0.286
21.12	0.408	21.14	0.563	21.16	0.531	21.18	0.314	21.20	0.165	21.22	-0.024
21.24	-0.189	21.26	-0.276	21.28	-0.371	21.30	-0.450	21.32	-0.534	21.34	-0.483
21.36	-0.379	21.38	-0.296	21.40	-0.196	21.42	-0.184	21.44	-0.159	21.46	-0.119
21.48	-0.053	21.50	0.002	21.52	0.059	21.54	-0.023	21.56	-0.112	21.58	-0.205
21.60	-0.322	21.62	0.388	21.64	-0.341	21.66	-0.287	21.68	-0.328	21.70	-0.407
21.72	-0.487	21.74	-0.563	21.76	-0.644	21.78	-0.555	21.80	-0.446	21.82	-0.008
21.84	0.253	21.86	0.411	21.88	0.644	21.90	0.579	21.92	0.474	21.94	0.384
21.96	0.385	21.98	0.340	22.00	0.357	22.02	0.008	22.04	-0.254	22.06	-0.460
22.08	-0.471	22.10	-0.222	22.12	-0.065	22.14	0.164	22.16	0.355	22.18	0.504
22.20	0.371	22.22	0.280	22.24	0.158	22.26	0.041	22.28	-0.027	22.30	0.021
22.32	0.044	22.34	0.099	22.36	0.135	22.38	0.094	22.40	0.058	22.42	0.022
22.44	-0.031	22.46	-0.031	22.48	0.004	22.50	-0.025	22.52	-0.124	22.54	-0.235
22.56	-0.406	22.58	-0.530	22.60	-0.701	22.62	-0.323	22.64	-0.052	22.66	0.094
22.68	0.328	22.70	0.478	22.72	0.509	22.74	0.358	22.76	0.342	22.78	0.306
22.80	0.285	22.82	0.263	22.84	0.168	22.86	-0.005	22.88	-0.212	22.90	-0.365
22.92	-0.310	22.94	-0.297	22.96	-0.280	22.98	-0.237	23.00	-0.266	23.02	-0.308
23.04	-0.366	23.06	-0.357	23.08	-0.308	23.10	-0.193	23.12	0.019	23.14	0.196
23.16	0.160	23.18	0.129	23.20	0.140	23.22	0.110	23.24	0.108	23.26	0.092
23.28	0.089	23.30	0.019	23.32	-0.131	23.34	-0.247	23.36	-0.436	23.38	-0.432
23.40	-0.300	23.42	-0.192	23.44	-0.048	23.46	0.097	23.48	0.168	23.50	0.148
23.52	0.173	23.54	0.078	23.56	0.058	23.58	-0.215	23.60	-0.234	23.62	0.060
23.64	0.262	23.66	0.269	23.68	0.084	23.70	-0.041	23.72	-0.227	23.74	-0.076
23.76	0.031	23.78	0.182	23.80	0.310	23.82	0.479	23.84	0.459	23.86	0.166
23.88	-0.058	23.90	-0.396	23.92	-0.444	23.94	-0.241	23.96	-0.101	23.98	0.217
24.00	0.261	24.02	0.121	24.04	0.008	24.06	-0.168	24.08	-0.382	24.10	-0.566
24.12	-0.781	24.14	-0.619	24.16	-0.256	24.18	0.044	24.20	0.456	24.22	0.783
24.24	1.103	24.26	0.953	24.28	0.489	24.30	0.122	24.32	-0.387	24.34	-0.846
24.36	-1.226	24.38	-0.864	24.40	-0.616	24.42	-0.228	24.44	0.150	24.46	0.477
24.48	0.323	24.50	0.248	24.52	0.095	24.54	0.227	24.56	0.338	24.58	0.505
24.60	0.594	24.62	0.519	24.64	0.552	24.66	0.595	24.68	0.617	24.70	0.593
24.72	0.466	24.74	0.158	24.76	-0.077	24.78	-0.230	24.80	-0.303	24.82	-0.329
24.84	-0.364	24.86	-0.490	24.88	-0.660	24.90	-0.723	24.92	-0.784	24.94	-0.846
24.96	-0.566	24.98	-0.209	25.00	0.128	25.02	0.381	25.04	0.488	25.06	0.363
25.08	0.250	25.10	0.158	25.12	0.377	25.14	0.594	25.16	0.630	25.18	0.370
25.20	0.217	25.22	0.040	25.24	0.023	25.26	-0.062	25.28	-0.286	25.30	-0.380
25.32	-0.457	25.34	-0.505	25.36	-0.777	25.38	-0.628	25.40	-0.189	25.42	0.189
25.44	0.509	25.46	0.744	25.48	0.749	25.50	0.562	25.52	0.455	25.54	0.525
25.56	0.635	25.58	0.731	25.60	0.851	25.62	0.927	25.64	0.975	25.66	0.929

ANNEXES

25.68	0.814	25.70	0.264	25.72-0.289	25.74-0.901	25.76-1.364	25.78-0.859				
25.80-0.468	25.82	0.081	25.84	0.594	25.86	0.823	25.88	0.556	25.90	0.301	
25.92-0.011	25.94-0.380	25.96-0.347	25.98-0.020	26.00	0.180	26.02	0.633				
26.04	1.013	26.06	1.122	26.08	1.107	26.10	0.940	26.12	0.805	26.14	0.608
26.16	0.508	26.18	0.206	26.20-0.201	26.22-0.572	26.24-1.021	26.26-1.332				
26.28-1.225	26.30-1.207	26.32-1.006	26.34-0.762	26.36-0.548	26.38-0.489						
26.40-0.405	26.42-0.291	26.44-0.176	26.46-0.141	26.48-0.098	26.50-0.050						
26.52	0.019	26.54	0.080	26.56	0.035	26.58-0.029	26.60-0.061	26.62-0.034			
26.64-0.013	26.66	0.076	26.68	0.205	26.70	0.327	26.72	0.450	26.74	0.577	
26.76	0.562	26.78	0.464	26.80	0.300	26.82	0.107	26.84-0.004	26.86-0.033		
26.88-0.069	26.90-0.101	26.92-0.201	26.94-0.188	26.96	0.025	26.98	0.134				
27.00	0.243	27.02	0.266	27.04	0.265	27.06	0.155	27.08-0.019	27.10-0.095		
27.12-0.216	27.14-0.167	27.16-0.120	27.18-0.064	27.20-0.129	27.22-0.163						
27.24-0.193	27.26-0.242	27.28-0.236	27.30-0.175	27.32-0.124	27.34-0.185						
27.36-0.265	27.38-0.323	27.40-0.336	27.42-0.454	27.44-0.430	27.46-0.334						
27.48-0.213	27.50-0.069	27.52	0.030	27.54	0.003	27.56-0.093	27.58-0.089				
27.60-0.150	27.62-0.164	27.64-0.238	27.66-0.323	27.68-0.421	27.70-0.457						
27.72-0.397	27.74-0.349	27.76-0.258	27.78-0.172	27.80-0.020	27.82	0.156					
27.84	0.284	27.86	0.362	27.88	0.354	27.90	0.269	27.92	0.101	27.94-0.045	
27.96-0.125	27.98-0.245	28.00-0.229	28.02-0.126	28.04-0.068	28.06	0.018					
28.08	0.093	28.10	0.200	28.12	0.286	28.14	0.365	28.16	0.311	28.18	0.181
28.20	0.024	28.22-0.156	28.24-0.319	28.26-0.219	28.28-0.118	28.30	0.015				
28.32	0.153	28.34	0.298	28.36	0.243	28.38	0.136	28.40	0.102	28.42	0.024
28.44-0.010	28.46-0.023	28.48-0.036	28.50-0.048	28.52-0.089	28.54-0.155						
28.56-0.148	28.58-0.076	28.60	0.000	28.62-0.020	28.64-0.148	28.66-0.225					
28.68-0.374	28.70-0.365	28.72-0.251	28.74-0.164	28.76-0.014	28.78	0.153					
28.80	0.302	28.82	0.393	28.84	0.406	28.86	0.385	28.88	0.329	28.90	0.183
28.92	0.125	28.94	0.070	28.96-0.001	28.98-0.068	29.00-0.130	29.02-0.128				
29.04-0.115	29.06-0.102	29.08-0.084	29.10-0.141	29.12-0.205	29.14-0.269						
29.16-0.350	29.18-0.359	29.20-0.297	29.22-0.227	29.24	0.018	29.26	0.099				
29.28	0.203	29.30	0.256	29.32	0.199	29.34	0.160	29.36	0.107	29.38	0.156
29.40	0.198	29.42	0.242	29.44	0.141	29.46	0.055	29.48-0.066	29.50-0.097		
29.52-0.026	29.54	0.016	29.56	0.100	29.58	0.094	29.60	0.039	29.62	0.000	
29.64-0.066	29.66-0.099	29.68-0.109	29.70-0.115	29.72-0.131	29.74-0.168						
29.76-0.199	29.78-0.104	29.80-0.010	29.82	0.055	29.84	0.129	29.86	0.200			
29.88	0.199	29.90	0.169	29.92	0.143	29.94	0.109	29.96	0.128	29.98	0.152
30.00	0.137	30.02	0.117	30.04	0.097	30.06	0.060	30.08-0.028	30.10-0.050		
30.12-0.084	30.14-0.178	30.16-0.321	30.18-0.420	30.20-0.518	30.22-0.472						
30.24-0.394	30.26-0.290	30.28-0.110	30.30	0.050	30.32	0.132	30.34	0.157			
30.36	0.177	30.38	0.195	30.40	0.255	30.42	0.331	30.44	0.328	30.46	0.252
30.48	0.173	30.50	0.045	30.52-0.085	30.54-0.190	30.56-0.229	30.58-0.304				
30.60-0.277	30.62-0.227	30.64-0.174	30.66-0.121	30.68-0.126	30.70-0.129						
30.72-0.080	30.74-0.026	30.76	0.039	30.78	0.065	30.80	0.055	30.82	0.050		
30.84	0.064	30.86	0.126	30.88	0.179	30.90	0.243	30.92	0.307	30.94	0.298
30.96	0.251	30.98	0.216	31.00	0.163	31.02	0.192	31.04	0.234	31.06	0.282
31.08	0.301	31.10	0.196	31.12	0.106	31.14-0.039	31.16-0.163	31.18-0.322			
31.20-0.335	31.22-0.219	31.24-0.148	31.26-0.010	31.28	0.011	31.30-0.053					
31.32-0.101	31.34-0.126	31.36-0.143	31.38-0.129	31.40-0.104	31.42-0.071						
31.44-0.018	31.46	0.033	31.48	0.085	31.50	0.158	31.52	0.239	31.54	0.319	
31.56	0.341	31.58	0.318	31.60	0.213	31.62	0.073	31.64	0.009	31.66-0.015	
31.68-0.047	31.70-0.075	31.72-0.121	31.74-0.156	31.76-0.116	31.78-0.056						
31.80-0.006	31.82-0.003	31.84-0.003	31.86	0.014	31.88	0.046	31.90	0.072			
31.92	0.086	31.94	0.098	31.96	0.124	31.98	0.147	32.00	0.172	32.02	0.200
32.04	0.256	32.06	0.317	32.08	0.287	32.10	0.231	32.12	0.105	32.14-0.001	
32.16-0.011	32.18-0.036	32.20-0.053	32.22-0.083	32.24-0.052	32.26-0.007						
32.28	0.037	32.30	0.096	32.32	0.155	32.34	0.205	32.36	0.143	32.38	0.073
32.40	0.021	32.42-0.022	32.44-0.070	32.46-0.100	32.48-0.075	32.50-0.054					
32.52-0.029	32.54-0.015	32.56	0.000	32.58-0.001	32.60-0.006	32.62-0.011					
32.64-0.010	32.66-0.003	32.68	0.001	32.70	0.016	32.72	0.053	32.74	0.086		
32.76	0.126	32.78	0.154	32.80	0.131	32.82	0.102	32.84	0.056	32.86	0.006
32.88-0.040	32.90-0.098	32.92-0.096	32.94-0.046	32.96-0.007	32.98	0.031					

ANNEXES

33.00	0.045	33.02	0.068	33.04	0.052	33.06	0.045	33.08	0.018	33.10	-0.002
33.12	-0.029	33.14	-0.028	33.16	-0.017	33.18	-0.006	33.20	-0.005	33.22	-0.017
33.24	-0.022	33.26	-0.036	33.28	-0.032	33.30	-0.007	33.32	0.014	33.34	0.041
33.36	0.065	33.38	0.063	33.40	0.052	33.42	0.006	33.44	-0.045	33.46	-0.076
33.48	-0.064	33.50	-0.065	33.52	-0.107	33.54	-0.161	33.56	-0.174	33.58	-0.117
33.60	-0.070	33.62	-0.036	33.64	-0.025	33.66	-0.002	33.68	0.004	33.70	0.036
33.72	0.082	33.74	0.115	33.76	0.070	33.78	0.038	33.80	-0.010	33.82	-0.025
33.84	-0.034	33.86	-0.041	33.88	-0.045	33.90	-0.065	33.92	-0.120	33.94	-0.117
33.96	-0.108	33.98	-0.098	34.00	-0.081	34.02	-0.076	34.04	-0.110	34.06	-0.138
34.08	-0.166	34.10	-0.144	34.12	-0.130	34.14	-0.111	34.16	-0.108	34.18	-0.098
34.20	-0.098	34.22	-0.063	34.24	-0.002	34.26	0.054	34.28	0.110	34.30	0.152
34.32	0.197	34.34	0.170	34.36	0.140	34.38	0.103	34.40	0.064	34.42	0.010
34.44	-0.067	34.46	-0.105	34.48	-0.122	34.50	-0.138	34.52	-0.166	34.54	-0.215
34.56	-0.269	34.58	-0.274	34.60	-0.217	34.62	-0.178	34.64	-0.116	34.66	-0.061
34.68	0.000	34.70	0.054	34.72	0.099	34.74	0.144	34.76	0.187	34.78	0.232
34.80	0.262	34.82	0.255	34.84	0.227	34.86	0.171	34.88	0.127	34.90	0.054
34.92	-0.047	34.94	-0.149	34.96	-0.210	34.98	-0.254	35.00	-0.252	35.02	-0.245
35.04	-0.226	35.06	-0.179	35.08	-0.136	35.10	-0.082	35.12	-0.014	35.14	0.044
35.16	0.089	35.18	0.097	35.20	0.100	35.22	0.100	35.24	0.104	35.26	0.136
35.28	0.121	35.30	0.100	35.32	0.072	35.34	0.019	35.36	-0.028	35.38	-0.083
35.40	-0.131	35.42	-0.190	35.44	-0.194	35.46	-0.139	35.48	-0.100	35.50	-0.044
35.52	-0.044	35.54	-0.040	35.56	-0.045	35.58	-0.049	35.60	-0.039	35.62	-0.021
35.64	-0.022	35.66	-0.016	35.68	-0.016	35.70	-0.012	35.72	-0.012	35.74	0.028
35.76	0.068	35.78	0.115	35.80	0.096	35.82	0.056	35.84	0.017	35.86	-0.031
35.88	-0.078	35.90	-0.092	35.92	-0.092	35.94	-0.095	35.96	-0.092	35.98	-0.086
36.00	-0.052	36.02	-0.022	36.04	0.014	36.06	0.038	36.08	0.034	36.10	0.034
36.12	0.029	36.14	0.040	36.16	0.054	36.18	0.067	36.20	0.085	36.22	0.087
36.24	0.077	36.26	0.070	36.28	0.061	36.30	0.075	36.32	0.087	36.34	0.102
36.36	0.111	36.38	0.090	36.40	0.075	36.42	0.053	36.44	0.062	36.46	0.079
36.48	0.097	36.50	0.118	36.52	0.135	36.54	0.105	36.56	0.077	36.58	0.044
36.60	0.012	36.62	-0.021	36.64	-0.042	36.66	-0.068	36.68	-0.087	36.70	-0.120
36.72	-0.159	36.74	-0.198	36.76	-0.233	36.78	-0.258	36.80	-0.270	36.82	-0.278
36.84	-0.287	36.86	-0.278	36.88	-0.270	36.90	-0.258	36.92	-0.251	36.94	-0.219
36.96	-0.173	36.98	-0.129	37.00	-0.109	37.02	-0.105	37.04	-0.095	37.06	-0.091
37.08	-0.072	37.10	-0.059	37.12	-0.040	37.14	-0.023	37.16	0.018	37.18	0.035
37.20	0.042	37.22	0.048	37.24	0.043	37.26	0.043	37.28	0.038	37.30	0.036
37.32	0.032	37.34	0.047	37.36	0.063	37.38	0.085	37.40	0.110	37.42	0.134
37.44	0.160	37.46	0.181	37.48	0.173	37.50	0.168	37.52	0.159	37.54	0.147
37.56	0.108	37.58	0.068	37.60	0.032	37.62	0.009	37.64	0.019	37.66	0.028
37.68	0.040	37.70	0.054	37.72	0.069	37.74	0.095	37.76	0.117	37.78	0.143
37.80	0.143	37.82	0.125	37.84	0.122	37.86	0.124	37.88	0.126	37.90	0.130
37.92	0.133	37.94	0.106	37.96	0.079	37.98	0.046	38.00	0.020	38.02	0.005
38.04	-0.011	38.06	-0.025	38.08	-0.011	38.10	0.018	38.12	0.043	38.14	0.076
38.16	0.103	38.18	0.133	38.20	0.101	38.22	0.062	38.24	0.018	38.26	-0.027
38.28	-0.080	38.30	-0.089	38.32	-0.054	38.34	-0.030	38.36	0.006	38.38	0.012
38.40	0.022	38.42	0.027	38.44	0.032	38.46	0.048	38.48	0.069	38.50	0.089
38.52	0.112	38.54	0.133	38.56	0.140	38.58	0.137	38.60	0.140	38.62	0.135
38.64	0.139	38.66	0.102	38.68	0.030	38.70	-0.032	38.72	-0.063	38.74	-0.085
38.76	-0.112	38.78	-0.157	38.80	-0.197	38.82	-0.188	38.84	-0.182	38.86	-0.170
38.88	-0.156	38.90	-0.142	38.92	-0.129	38.94	-0.125	38.96	-0.120	38.98	-0.116
39.00	-0.114	39.02	-0.106	39.04	-0.064	39.06	-0.021	39.08	0.002	39.10	-0.004
39.12	-0.004	39.14	-0.014	39.16	-0.019	39.18	-0.008	39.20	0.011	39.22	0.027
39.24	0.050	39.26	0.053	39.28	0.042	39.30	0.030	39.32	0.011	39.34	-0.005
39.36	-0.024	39.38	-0.020	39.40	-0.007	39.42	0.004	39.44	0.019	39.46	0.033
39.48	0.048	39.50	0.057	39.52	0.065	39.54	0.074	39.56	0.081	39.58	0.091
39.60	0.127	39.62	0.169	39.64	0.144	39.66	0.105	39.68	0.070	39.70	0.035
39.72	0.002	39.74	-0.032	39.76	-0.064	39.78	-0.095	39.80	-0.091	39.82	-0.083
39.84	-0.073	39.86	-0.051	39.88	-0.030	39.90	-0.004	39.92	0.033	39.94	0.052
39.96	0.044	39.98	0.040	40.00	0.030	40.00	0.000	40.00	0.000	40.00	0.000
0.80	0.003	0.	0.5								
100	100	100	10	10	10						

ANNEXES

3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
3	1	1								
1	0.732E7		0.001			0.213.64		1		0
1	1	2	4	3	1	1	1		0	
2	3	4	6	5	1	1	1		0	
3	5	6	8	7	1	1	1		0	
4	7	8	10	9	1	1	1		0	
5	9	10	12	11	1	1	1		0	

STOP