

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

« HOUARI BOUMEDIENNE »

FACULTE DE GENIE CIVIL



THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de **Magister**

En : **Génie Civil**

Spécialité : **Construction**

Par

M. REMKI Mustapha

Thème

**DEVELOPPEMENT D'UNE METHODOLOGIE
D'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT ET DE LA
VULNERABILITE SISMIQUES DES BATIMENTS EN
MACONNERIE
(DIAGNOSTIC ET RENFORCEMENT)**

Soutenue publiquement le 08/06/2010

Devant le Jury composé de :

Mme KHARCHI F.	Professeur à l'USTHB	Présidente
M. BENOUAR D.	Professeur à l'USTHB	Directeur de thèse
M. NAILI M.	Maître de Recherche au CGS	Examineur
M. HADID M.	Maître de conférences/A à l'ENSTP	Examineur
M. NECHNECH A.	Maître de conférences/A à l'USTHB	Examineur
M. BELAZOUGUI M.	Directeur du CGS	Invité

REMERCIEMENTS

- *Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu Clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.*
- *Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et ma grande reconnaissance à Monsieur M. BELAZOUGUI, le directeur du CGS pour ses encouragements et ses précieux conseils ainsi que les suggestions judicieuses qu'il m'a apporté durant les différentes phases de ce travail.*
- *Avec autant de reconnaissance et de gratitude, je remercie mon directeur de thèse, le Professeur DJILLALI BENOUAR, qui a bien voulu orienter et diriger les différentes phases de ce travail ainsi que sa compréhension et ses encouragements.*
- *Je suis profondément reconnaissant envers le président et les membres de jury, que je remercie chaleureusement, de m'avoir fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.*
- *Je tiens à exprimer mes remerciements à ma famille dont les supports et les encouragements m'ont été d'un apport sans égal.*
- *Je ne saurais oublier de rendre hommage à mes amis du CGS, et à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail.*

DEDICACES

A ma femme Samia,

A mes enfants, Yousra, Ismail et Fares

Et à toute la famille

Je dédie affectueusement ma thèse.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I-1- Objectif et étendue de l'étude.....	12
I-2- Comportement des bâtiments en maçonnerie vis-à-vis du séisme.....	13
I-3 Classification typologique.....	14
I-4 – Etats d'art en matière d'études de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie.....	16
a/- Evaluation de la vulnérabilité et du niveau de risque sismique potentiel des bâtiments. Par J.Petrovski, D.Ristic et N.Nocevski.....	16
b/- Vulnérabilité sismique et évaluation du risque pour les noyaux Urbains anciens Par D.Benedetti, G.Benzoni et M.A.Parisi.....	17
c/- Vulnérabilité des bâtiments traditionnels Par N.Nocevski, J.Petrovski, Z.Milutinovic.....	20
d/- Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments Par S.W.Cochrane & W.H.Schaad.....	21

CHAPITRE II L'EVALUATION DE LA VULNERABILITE DES BATIMENTS

II-1- Méthodes empiriques.....	24
II-2- Méthodes analytiques.....	24
II-3- Caractérisation du mouvement du sol.....	24
II-4- Caractérisation de l'état de dommage et comportement.....	25
II-5- Caractérisation de la qualité structurelle et définitions.....	25
II-6- Constatations générales.....	26
II-6-1- Critères définissant le niveau de risque acceptable.....	26
II-6-2- Analyse de la vulnérabilité et du risque sismique.....	27
II-6-3- Fonctions de vulnérabilité pour l'analyse du risque sismique.....	29
II-7- Conclusion.....	33

CHAPITRE III GENERALITES SUR LA DYNAMIQUE DES STRUCTURES

III-1- Introduction.....	34
III-2- Etude d'un système a 1 degré de liberté.....	35
III-3- Méthodes de Formulation du Problème.....	35
III-4- Réponse à une excitation harmonique.....	36
III-5- Réponse à une excitation quelconque.....	38
III-6- Cas d'une excitation sismique.....	39
III-6-1- Généralités.....	39
III-6-2- Causes des séismes.....	39
III-6-3- Propagation des ondes sismiques.....	40
III-6-4- Caractéristiques du mouvement sismique.....	41
a/ - Accélération de pointe.....	42
b/ - Durée du mouvement fort.....	42

c/ - Contenu fréquentiel	43
III-6-5- Facteur influençant le mouvement sismique	46
a/- Distance épiscopale	46
b/- Magnitude	46
c/- Intensité sismique.....	46
III-7- Réponse dynamique linéaire des structures élastiques	47
III-7-1- Réponse à un chargement sismique.....	47
III-7-2- Spectre de réponse.....	56
III-8- Réponse dynamique non linéaire des structures	60
III-8-1- Introduction	60
III-8-2- Variation de la masse	60
III-8-3- Variation de l'amortissement	61
III-8-4- Variation de la rigidité.....	61
1- Non linéarité géométrique.....	61
2- Non linéarité mécanique	61
III-8-5- Intégration des équations du mouvement.....	62
III-8-5-1- Méthode pas a pas – Accélération non linéaire.....	63
III-8-5-2- Modèles de comportement non linéaire	64
Modèle viscoplastique parfait	65

CHAPITRE IV

METHODOLOGIE D'ETUDES DE VULNERABILITE DES BATIMENTS EN MACONNERIE

IV-1- Généralités	69
IV-2- Etude de l'aléa sismique	69
IV-3- L'analyse du dommage et de la sécurité des bâtiments	72
IV-3-1- Introduction	72
IV-3-2- Le modèle de dommage proposé pour la maçonnerie.....	72
IV-3-2-1- Introduction.....	72
IV-3-2-2- Le modèle de dommage proposé	73
a/ Détermination des paramètres du modèle	73
b/ Capacité en effort tranchant ultime Q_u	74
c/ Le déplacement à la rupture U_f et ϵ	76
IV-3-2-3- Indice de dommage ultime.....	77
IV-4- Analyse du dommage des structures en maçonnerie	78
IV-4-1 Introduction	78
IV-4-2 Statistiques de l'indice de dommage	78
IV-4-2-1- Evaluation des statistiques de la réponse	79
IV-4-2-2- Modèle de la force restituée pour la maçonnerie	79
IV-4-2-3- Modèle du mouvement du sol.....	81
IV-4-2-4- Analyse de la réponse de vibration aléatoire	82
IV-4-2-5- Statistiques de la réponse	84
a/ - Statistiques du déplacement maximum	84
b/ - Statistiques de l'énergie hystérétique	84
IV-4-3- L'évaluation du dommage total	84
IV-4-4- Etalonnage de l'indice de dommage	85

CHAPITRE V
ESTIMATION DE L'INDICE DE DOMMAGE
D'UNE STRUCTURE EN MACONNERIE

V-1- Introduction.....	86
V-2- La loi de comportement adoptée.....	86
V-3- Procédure simplifiée pour l'évaluation de l'indice de dommage.....	87
V-3-1 Distribution du dommage	87
V-3-2- Estimation de l'indice de dommage	89
V-4- Méthodologie d'étude.	96
V-5- Exemple d'application	98
V-5-1- Description du bâtiment a étudié.....	98
V-5-2- Expertise de l'ouvrage.....	101
V-5-3- Sol et fondations	101
V-5-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	101
V-5-5-Test de vibration ambiante.....	102
V-5-6- Paramètres sismiques et critères de sécurité.....	102
V-5-7-Analyse statique et dynamique.....	104
V-5-8-Calcul des forces sismiques selon le R.P.A. 88.....	104
V-5-9- Capacité de résistance et de déformabilité	106
V-5-10- Réponse dynamique de la structure	107
1-Capacité et demande en effort tranchant.....	107
2-Capacité et demande en termes de déplacements	107
V-5-11- Estimation de l'indice de dommage de la structure.....	108
V-5-11-1- Etude Locale.....	108
V-5-11-2- Etude globale.....	111
V-6- Conclusion	112
V-7- FIABILITE DE LA METHODE PROPOSEE	113

CHAPITRE VI
LES FONCTIONS DE VULNERABILITE DES BATIMENTS
STRATEGIQUES POUR L'ANALYSE DU RISQUE SISMIQUE
DANS LA REGION D'ALGER

VI-1- Introduction	114
VI-2- Principe de base pour l'atténuation et la réduction du risque sismique	114
VI-2-1- Critères de base pour la définition d'un niveau de risque sismique acceptable	114
VI-2-2- Planification pour la réduction du risque sismique dans une région donnée	115
VI-3- Mesures et actions à prendre pour l'atténuation et la réduction du risque sismique.....	116
VI-3-1- Mesures pré-sismiques	116
VI-3-2- Mesures post-sismiques	117
VI-4- Prédiction et estimation des pertes d'origine sismique	118
VI-4-1- Approche méthodologique	118
VI-5- Développement des fonctions de vulnérabilité.....	120
VI-6- Conclusion	126
Références bibliographiques	128
LISTE DES FIGURES	131
LISTE DES FIGURES	132
LISTE DES TABLEAUX	133

ملخص

البناء الطوبى مستخدم فى تشييد العمارات مند قديم الزمان، المعلومات التقنية حول سلوك هذه المادة أثناء حدوث الزلازل تبقى غير كافية. لحد الآن، لا تعتبر هذه المادة مناسبة لبناء العمارات فى المناطق الزلزالية، هذا يرجع فى الأساس لنتائج الزلازل السابقة، و بمعنى آخر الوفيات فى الأرواح الناتجة عن انهيار البنايات. مع ذلك، تحليل الضرر الناتج بعد كل زلزال، و كذلك البحوث المستهلة فى عدد من الدول، أظهرت واضحاً عجز العمارات المتضررة، زيادة على ذلك الإجراءات التقنية المناسبة الواجب أخذها لتحسين سلوك العمارات ذات البناء الطوبى اتجاه الزلزال. الهدف من هذا البحث، هو الوصول إلى إنشاء طريقة لدراسة الضرر و قابلية الضعف للزلازل بالنسبة للبنايات ذات البناء الطوبى، الذى تشكل نسبة عالية من الإرث المعماري الجزائري. نموذج للضرر الزلزالي للبنايات ذات البناء الطوبى قد اقترحت، ممثل بعبارة دليل الضرر الذى له علاقة بالإزاحات القصوى و الطاقة المبددة. هذا النموذج المستعمل فى هذه الطريقة يسمح لنا بالقياس بطريقة ما قابلية الضعف لبنايات ذات البناء الطوبى و مع مقارنة لهذا الدليل مع دليل الضرر الفاصل. فى هذه الطريقة المقترحة، استعمل نموذج لسلوك لاخطى، و إضافة، مثال لعمارة ذات بناء طوبى أخذ لتأكيد اعتمادية هذه الطريقة، هذه العمارة تقع فى ولاية الجزائر العاصمة، حيث تصميم الأبعاد فى مستو و العلو هما غير منتظمان، من حيث هندسته المعمارية و وظيفته. هذا المنشأ ذو أهمية بالغة لولاية الجزائر، هذا المثال يوضح الضرر الناتج عن الزلزال فى العامة يكون أهم فى الطوابق السفلى و الذى يؤدي إلى انهيار العمارة نتيجة لتركيز الجهود و الإزاحات على مستوى هذه الطوابق، و دائماً فى هذا الموضوع، و استناداً لما يسمى " دليل الضرر "، ارتأينا من الأجر تطوير خاصية قابلية الضعف لمختلف أنواع العمارات التى تشكل النسيج العمراني لولاية الجزائر، و استناداً أيضاً لمختلف الدراسات حول قابلية الضعف للعمارات الإستراتيجية التى شرع المركز الوطنى للبحث المطبق لمقاومة الزلازل فى تصنيفها.

كلمات المفاتيح: قابلية الضعف، زلزال، ضرر، مجازفة، بناء طوبى.

RESUME

La maçonnerie est utilisée pour la construction des bâtiments depuis les anciens temps; les connaissances techniques sur son comportement sous les conditions sismiques restaient insuffisantes. Jusqu'à présent, la maçonnerie n'est pas considérée comme un matériau convenable pour la construction des bâtiments en zone sismique, ceci est dû principalement aux conséquences des séismes passés, à savoir les pertes en vies humaines dues à l'effondrement de ces bâtiments. Cependant, l'analyse du dommage subi après chaque séisme, aussi bien que les recherches entamées dans plusieurs pays, ont montré clairement le déficit des bâtiments endommagés, ainsi que les mesures techniques appropriées à prendre afin d'améliorer le comportement des bâtiments en maçonnerie vis à vis du séisme. L'objectif de cette recherche, est d'aboutir à l'établissement d'une méthodologie d'étude de l'endommagement et de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie, qui composent un pourcentage élevé du patrimoine Algérien. Un modèle d'endommagement sismique des structures en maçonnerie a été proposé, exprimer en terme d'indice de dommage qui est fonction du déplacement maximum et l'énergie dissipée. Ce modèle utilisé dans la méthode proposée permettant de quantifier en quelque sorte la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie à partir d'une comparaison de cet indice avec l'indice de dommage limite. Dans la méthode proposée, un modèle de comportement non linéaire a été utilisé. Par ailleurs, un exemple de bâtiment en maçonnerie a été pris afin de confirmer la fiabilité de la méthode. Ce bâtiment est celui de la Wilaya d'Alger dont la configuration en plan et en élévation sont très irrégulières; de par son architecture ainsi que sa fonction, cet ouvrage est d'une importance capitale pour la Wilaya d'Alger. Cet exemple montre que l'endommagement sismique est généralement important aux étages inférieurs conduisant ainsi à l'effondrement du bâtiment ceci est dû à la concentration des efforts et des déplacements au niveau de ces étages. Toujours dans le même thème, et en se basant sur ce qu'on appelle "Indice de Dommage", nous avons jugé utile de développer des fonctions de vulnérabilité pour différents types de bâtiments constituant le tissu urbain Algérois, en se basant sur les différentes études de vulnérabilité des bâtiments stratégiques entamées au CGS ou une classification typologique a été faite.

Mots clés : Vulnérabilité, séisme, dommage, risque, maçonnerie,

ABSTRACT

Masonry is the most important construction material in the history of mankind; it has been used in wide variety of forms, as basic construction material for public and residential buildings in different countries like Algeria, where more than 60% of the existing structures are masonry buildings. However, as many earthquakes have proven that the most damage and loss of human lives have occurred in historical urban nuclei due to inadequate seismic resistance of old masonry buildings. Nevertheless, the damage analysis undergone after every earthquake, just as well as the started research in several countries, showed clearly the deficit of the damaged buildings, as well as the technical fitting measures to take in order to improve the building behavior in bricklaying lives to resist earthquake. The objective of this research is to develop a methodology of study of the damage and seismic vulnerability of masonry buildings that compose a high percentage of the Algerian heritage. A damage model of masonry is proposed, express in terms of damage index that is function of the maximum displacement and the dissipated energy. This used model in the proposed method allowing quantifying in a way the vulnerability of the buildings in bricklaying from a comparison of this index with the index of damage limit. In the proposed method, a model of non linear behavior was used. Besides, an unreinforced masonry building as an example was taken in order to confirm the method reliability. This building is the one of the Wilaya of Algiers of which the configuration in plan and in elevation are very irregular; of by its architecture as well as its function, this structure is very important for the authorities to keep it running during an earthquake event since it is one the decision center in the country. This example shows that the seismic damage is generally important to the inferior floors driving thus to the building collapse this is had to the concentration of the efforts and movements at the level of these floors. Still in the same theme, and while basing itself on what one calls " Index of Damage", we judged useful to develop functions of vulnerability for different types of constituent buildings of Algiers urban nuclei, based on different seismic vulnerability studies of strategic buildings in the city of Algiers done by the CGS, by classifying them in different types.

Key words: Vulnerability, earthquake, damage, risk, masonry,

CHAPITRE I :

INTRODUCTION GENERALE

I-1- Objectif et étendue de l'étude

La maçonnerie est utilisée pour la construction des bâtiments depuis les anciens temps; les connaissances techniques sur son comportement sous les conditions sismiques restaient insuffisantes. Jusqu'à présent, la maçonnerie n'est pas considérée comme un matériau convenable pour la construction des bâtiments en zone sismique, ceci est dû principalement aux conséquences des séismes passés, à savoir les pertes en vies humaines dues à l'effondrement de ces bâtiments

Cependant, l'analyse du dommage subi après chaque séisme, aussi bien que les recherches entamées dans plusieurs pays, ont montré clairement le déficit des bâtiments endommagés, ainsi que les mesures techniques appropriées à prendre afin d'améliorer le comportement des bâtiments en maçonnerie vis à vis du séisme.

La présente recherche entre dans le cadre de l'étude de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie de la capitale, il s'agit des bâtiments du groupe 1A des règles parasismiques Algériennes qui doivent non seulement ne pas s'effondrer mais rester fonctionnels en cas de séisme de niveau prescrit, il s'agit de s'enquérir techniquement et scientifiquement de la capacité de ces bâtiments.

L'objectif de cette recherche, est d'aboutir à l'établissement d'une méthodologie d'étude de l'endommagement et de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie, qui composent un pourcentage élevé du patrimoine Algérien. Cette méthodologie est basée essentiellement sur la capacité des structures, sur les conditions locales du sol, les caractéristiques des matériaux de construction et la destination des bâtiments, ainsi que sur l'élaboration d'une classification typologique qui permettra de déterminer les fonctions de vulnérabilité d'un site donné.

L'élaboration de ce modèle nécessite plusieurs étapes à savoir une classification par types de ces bâtiments en fonction de certains paramètres relatifs au bâtiment (type de structure, forme du bâtiment, dimensions du bâtiment etc.) et en fonction des paramètres de dommage de ces types de bâtiment et par la suite l'étape d'évaluation de la résistance sismique.

Pour la mise en application de cette méthodologie, un exemple de bâtiment en maçonnerie sera traité. Ce bâtiment est celui de la Wilaya d'Alger dont la configuration en plan et en élévation sont très irrégulières; de par son architecture ainsi que sa fonction, cet ouvrage est d'une importance capitale pour la Wilaya d'Alger. Toujours dans le même thème, et en se basant sur ce qu'on appellera par la suite "Indice de Dommage", nous avons jugé utile de développer des fonctions de vulnérabilité pour différents types de bâtiments constituant le tissu urbain Algérois.

Parmi les causes d'endommagement issues de ces synthèses, on peut observer:

- L'absence totale ou partielle de renforcements au niveau des planchers par exemple.
- Mauvaises qualités de liaison.
- Pertes de stabilité des murs dues à une mauvaise liaison entre éléments horizontaux et éléments verticaux.
- Contreventement insuffisant.
- Conception architecturale asymétrique conduisant à une distribution aléatoire des charges etc....

On comprend bien l'intérêt de ces synthèses qui permettent de donner:

- Une description partielle ou totale du bâtiment.
- Une description des dégâts locaux et des dégâts d'ensemble affectant l'ensemble du bâtiment. [2]

I-3 Classification typologique

L'identification des bâtiments dans une zone donnée est généralement difficile par des méthodes de dénombrement systématique qui demandent des moyens très performants. Ce sont des méthodes basées sur le principe "d'échantillonnage" des bâtiments en maçonnerie.

Pour l'identification du type de ces bâtiments, on se base sur ce qu'on appelle la "classification typologique", résultat d'un certain regroupement en familles, effectué selon le critère de dommage lié essentiellement au comportement vis à vis du séisme.

La description des types de bâtiments en maçonnerie obtenue permettra de faire des hypothèses sur leur comportement et, éventuellement sur leurs points faibles.

L'objectif primordial de cette classification est la mise au point d'une méthode susceptible d'être utilisée quelle que soit la région dont on veut étudier le patrimoine.

La première étape consiste à choisir les paramètres importants relatifs au bâtiment vis à vis du comportement, et servant à décrire le mode de contreventement. Parmi ces paramètres on peut citer:

- La géométrie des bâtiments
- La disposition des éléments structuraux
- Les caractéristiques mécaniques et physiques des éléments structuraux
- Les caractéristiques statiques et dynamiques du bâtiment

Pour pouvoir opérer une bonne classification, on utilise les paramètres les plus importants définissant le comportement exact du bâtiment à savoir la forme du bâtiment, le type de structures, répartition des éléments etc.

En fonction des constituants du matériau et la technologie utilisée dans la construction, on distingue trois systèmes de construction de base pour la maçonnerie:

- Maçonnerie non renforcée:

- * Maçonnerie en adobe
- * Maçonnerie en briques
- * Maçonnerie en pierre

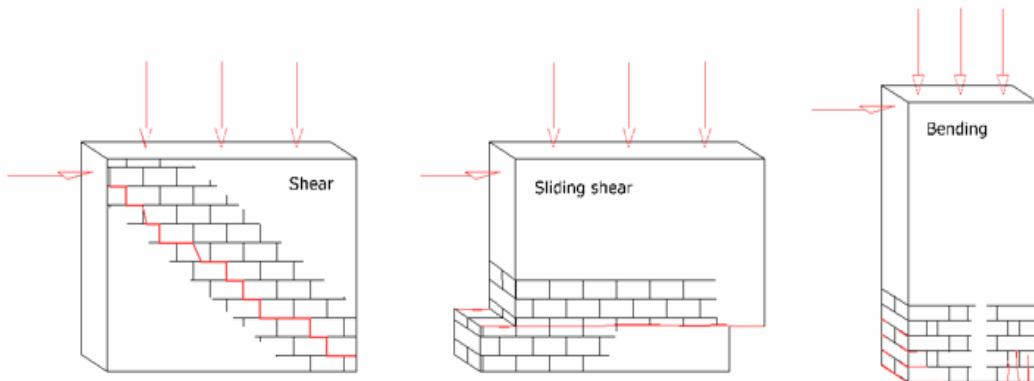


Fig.02 : Comportement de la maçonnerie non renforcée sous charges axiales et latérales

- Maçonnerie confinée

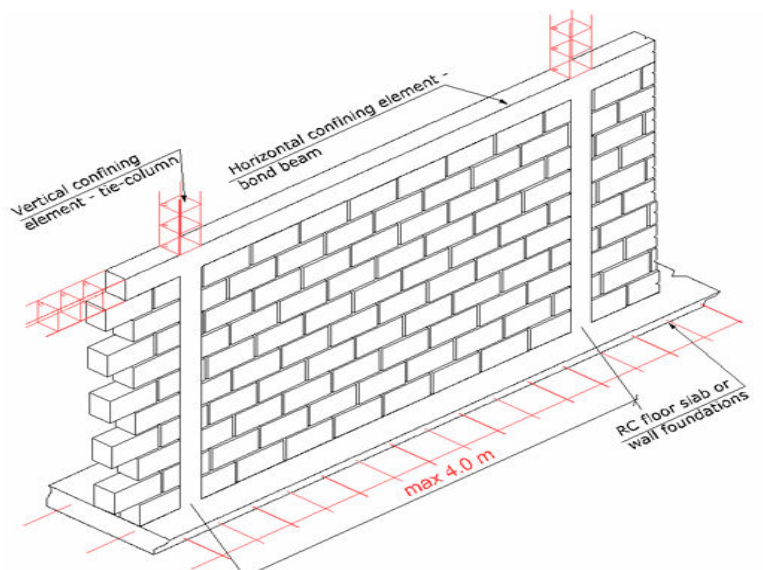


Fig.03 : Maçonnerie Confinée

- Maçonnerie renforcée:

- * Maçonnerie renforcée confinée
- * Maçonnerie en lait de ciment renforcée
- * Maçonnerie armée ou chaînée

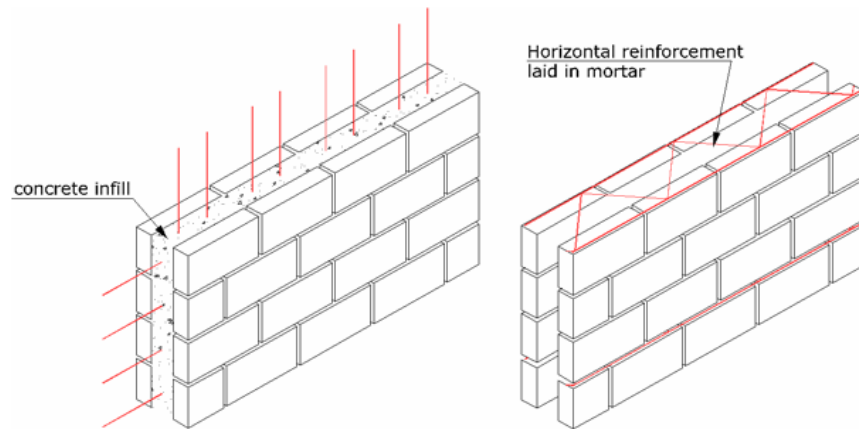


Fig.04 : Maçonnerie Renforcée

Cependant, la fiche technique permettant une évaluation rapide de la résistance d'un bâtiment au cours d'une visite, se base essentiellement sur cette classification en types et sur la détermination du niveau de vulnérabilité (approximatif) du bâtiment inspecté. [3]

I-4 – Etats d’art en matière d’études de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie

Les dommages importants observés sur les bâtiments sous une excitation sismique, résultent généralement de la vibration structurelle intensive se situant d'une manière dominante dans le domaine non-linéaire.

La réponse dynamique inélastique de la structure intégrale est entièrement contrôlée par les caractéristiques de la réponse dans le domaine plastique spécifique de tous les constituants, non seulement les composantes structurelles, mais aussi par plusieurs composantes non structurelles existantes.

A cet égard, afin de fournir une méthodologie pour l'analyse réaliste de vulnérabilité des bâtiments existants, plusieurs auteurs ont développé des concepts ou des procédures de base dans des articles pour la mise en oeuvre de cette méthodologie. Parmi ces articles nous citerons:

a/- Evaluation de la vulnérabilité et du niveau de risque sismique potentiel des bâtiments. Par J.Petrovski, D.Ristic et N.Nocevski [4]

Cet article développe un concept très complexe, amélioré pour la prédiction de la vulnérabilité théorique des bâtiments, et qui est basé essentiellement sur l'évaluation de la réponse sismique inélastique d'une structure intégrale. Le concept proposé incorpore différentes et importantes étapes, à savoir:

- Le développement des modèles hystérétiques analytiques représentant réellement la réponse inélastique des différentes composantes structurelles et non structurelles
- La détermination du critère de dommage spécifique basé sur la réponse au niveau de l'élément
- La formulation analytique non linéaire du modèle de la structure à travers une mise en oeuvre des modèles d'éléments hystérétiques proposés
- Le développement d'une procédure de calcul appropriée pour la prédiction de la réponse sismique inélastique basée sur le modèle structurel formulé

- La détermination d'un échantillon représentatif des mouvements sismiques qui reflètent les conditions locales et la sismicité attendue
- Le calcul des séries de réponses structurelles inélastiques pour différents niveaux d'intensité sismique
- La détermination des relations représentatives des niveaux d'intensités basée sur des statistiques de la réponse sismique
- L'évaluation de la vulnérabilité au niveau d'un élément basée sur le critère de dommage spécifique
- Une évaluation indépendante de la vulnérabilité des éléments structuraux et non structuraux au niveau de chaque étage
- L'évaluation de la vulnérabilité cumulative des bâtiments entiers basée sur des fonctions de perte spécifique pour les mouvements sismiques représentatifs du sol

Pour rendre effectif ce présent concept, les fonctions de vulnérabilité pour différentes classes de bâtiments définies par une classification en fonction de certains paramètres significatifs tels que le type du système structurel, le nombre d'étages, la qualité du matériau et de la mise en oeuvre, le type de fondation, le type de composantes non structurelles, peuvent être développées pour des buts d'évaluation du risque respectif.

b/- Vulnérabilité sismique et évaluation du risque pour les noyaux Urbains anciens Par D.Benedetti, G.Benzoni et M.A.Parisi [5]

Cet article se base d'une façon dominante sur l'évaluation de la vulnérabilité et du risque sismique liés à l'effondrement des bâtiments en maçonnerie non renforcée durant un éventuel séisme. Dans ce cadre, l'utilisation de l'indice de vulnérabilité a été récemment proposée et adoptée. C'est un paramètre obtenu à partir de l'établissement d'un diagnostic de " l'état de santé " de divers composantes structurelles et non structurelles d'un bâtiment existant.

La méthodologie d'évaluation proposée dans cet article, des bâtiments existants, ne peut être efficace que si elle est capable de prédire la variation du risque résultant d'une éventuelle intervention technique, consistant à renforcer le bâtiment.

L'analyse de vulnérabilité sismique d'un ouvrage comporte trois étapes:

- Caractérisation du mouvement du sol
- Caractérisation de l'état de dommage
- Définition et caractérisation de la qualité structurelle des diverses composantes

A cet égard, une caractérisation raisonnable de l'aléa sismique est indispensable. Dans cette communication, une méthode d'évaluation de l'état de la structure en fonction de l'excitation sismique est décrite et discutée. Cette évaluation est basée d'une façon dominante sur l'indice de vulnérabilité (VI) susmentionné, qui est essentiellement relié au degré de dommage "d". En fonction de cet indice de vulnérabilité, une nouvelle méthode de classification a été adoptée en Italie. Elle consiste à attribuer une valeur numérique pour chaque bâtiment pour représenter sa qualité sismique, cette valeur est la somme pondérée des valeurs numériques exprimant la " qualité sismique " des éléments structuraux pouvant jouer un rôle important dans la réponse sismique du bâtiment.

Chaque élément est classé selon une grille donnée par le tableau 1 indiquant certaines classes A, B, C, D. La classe A (valeur numérique=0), correspond à une situation qui peut être considérée comme conforme aux prescriptions de la réglementation parasismique en vigueur et la classe D (valeur numérique maximale=45), correspond à une configuration dangereuse. Les éléments pris en compte pour déterminer l'indice de vulnérabilité sismique d'un bâtiment sont liés à classe typologique (type des murs et régularité morphologique) et partiellement à la qualité (qualité de la connexion des murs et des conditions du sol).

	Classes				Facteur de pondération
	A	B	C	D	
1- Connexion des murs	0	5	20	45	1.0
2- Type des murs	0	5	25	45	0.25
3- Conditions du sol	0	5	25	45	0.75
4- Résistance totale des murs à l'effort tranchant	0	5	25	45	1.50
5- Régularité en plan	0	5	25	45	0.5
6- Régularité en élévation	0	5	25	45	*
7- Diaphragmes horizontaux	0	5	25	45	*
8- Planchers	0	15	25	45	*
9- détails	0	0	25	45	0.25
10- Maintenances	0	5	25	45	1.0

Tableau N° 01 : Classification selon le système structurel

La résistance totale au cisaillement du mur est estimée avec une formule approximative. Elle est affectée à la classe A quand le rapport k entre la résistance latérale ultime et le poids total est > 0.4 , à la classe B lorsque $0.24 < k < 0.4$, à la classe C lorsque $0.16 < k < 0.24$ et à la classe D lorsque $k < 0.16$.

Des facteurs de pondération sont affectés à chaque valeur, ces facteurs sont prédéterminés. L'indice de vulnérabilité du bâtiment est égal à la somme des produits des paramètres partiels par les facteurs de pondération.

*** Détermination des divers paramètres**

*** Cas de la connexion des murs**

- **Classe A (0 points)** : Bâtiment construit conformément à la réglementation parasismique, et suivant les techniques de renforcement et de réparation.

- **Classe B (5 points)** : Bâtiment ayant un chaînage en B.A. ou métallique à chaque niveau et ayant des joints entre les murs orthogonaux pour la transmission des efforts verticaux.

- **Classe C (20 points)** : Bâtiment sans aucun chaînage en B.A. ou métallique à chaque niveau, ayant des joints appropriés entre les murs orthogonaux.

- **Classe D (45 points)** : Bâtiment avec un chaînage très faible ou inexistant entre les murs orthogonaux.

On note que la qualité sismique est inversement proportionnelle à l'indice de vulnérabilité.

La méthode d'évaluation décrite précédemment, a été largement utilisée en Italie durant les deux dernières années. Les données sont actuellement disponibles en termes de vulnérabilité et du dommage, ce qui a permis de tester l'efficacité de la méthode proposée sur pas mal de bâtiments en maçonnerie.

C'est le cas de la ville de " Gubbio ", qui a été secouée par un séisme en 1984 d'intensité 6.5 à 7, causant ainsi des dommages modérés. L'étude a permis de fournir une bonne corrélation entre l'indice de vulnérabilité et l'indice de dommage à partir de données enregistrées indépendamment (800 bâtiments en maçonnerie).

Les résultats obtenus à partir de l'application de la méthode de l'indice de vulnérabilité à certains bâtiments, sont discutés et interpolés; quatre points essentiels seront soulevés.

- a/- Evaluation de l'efficacité de la méthode (VI) pour représenter " l'état " des bâtiments dans les situations pratiques
- b/- Elaboration possible d'un schéma réduit d'analyse
- c/- Détermination des fonctions de vulnérabilité $d=d(VI,I)$ pour les bâtiments en maçonnerie de pierre
- d/- Détermination du renforcement optimal

Pour évaluer l'efficacité de la méthode d'indice de vulnérabilité, la corrélation d-VI doit être analysée. Le coefficient de corrélation exprime le degré de la dépendance linéaire entre deux variables. Les coefficients de corrélation obtenus, montrent que la description du dommage subi par les bâtiments en termes d'indices de vulnérabilité est très satisfaisante et on note que la corrélation est meilleure dans les cas où l'intensité sismique est importante.

* Fonctions de vulnérabilité

L'examen des données du dommage en fonction de l'indice de vulnérabilité suggère une relation entre eux de forme parabolique :

$$d = d_0 + a_1 (VI) + a_2 (VI)^2$$

a_1 et a_2 sont estimés par la méthode des moindres carrés, en fonction des différentes intensités sismiques

En conclusion, on dira que l'efficacité de cette méthode a été testée en fonction du dommage pour les différentes valeurs d'intensité. Les résultats peuvent être considérés comme satisfaisants.

Par conséquent, cet article nous a permis de tirer profit de cette méthodologie, qui apparemment, permet une évaluation très rapide de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie; elle a été appliquée sur un ensemble de 1503 bâtiments en maçonnerie situés dans 36 municipalités, secouées par des séismes dont l'intensité varie de 7 à 10. Dans la majorité des cas, ces bâtiments sont construits avec de la pierre équarée et les planchers sont en voûtains

c/- Vulnérabilité des bâtiments traditionnels Par N.Nocevski, J.Petrovski, Z.Milutinovic [6]

Cet article décrit le comportement des bâtiments traditionnels durant un éventuel séisme, et le développement des fonctions empiriques et théoriques sur la vulnérabilité et leur utilisation dans la planification et l'urbanisme. Basée sur la classification du dommage et l'utilisation de plus de 4000 bâtiments endommagés dans le séisme de MONTENEGRO 1979, une analyse détaillée a été faite afin d'établir des fonctions de vulnérabilité empiriques et théoriques. Les fonctions de vulnérabilité présentées dans cet article sont une évidence de base pour le besoin de l'estimation du dommage dans l'évaluation de la vulnérabilité et le risque sismique.

La détermination des fonctions de vulnérabilité dans une région donnée et la réduction des conséquences sismiques est discutée.

Les bâtiments en maçonnerie ont subi de sévères dommages, à cause de l'insuffisance d'ancrage et de liaisons entre les murs porteurs et le manque d'ancrage entre les murs et les planchers, et des fissures à l'intersection des murs sont souvent observées. Dans plusieurs cas, la séparation des murs et même l'effondrement plan se produisent. Ainsi, malgré la conception structurelle favorable quelques fois, la qualité du matériau du mur est souvent insuffisante à préserver les murs des fissures diagonales, de la désintégration et de l'effondrement ultime.

Dans le cas d'anciens bâtiments en maçonnerie, l'effet défavorable de l'ancrage insuffisant entre murs et planchers est souvent observé. La configuration structurelle irrégulier en plan, les grandes ouvertures, l'insuffisance des murs porteurs dans les deux directions orthogonales causent souvent un sévère dommage ou même un effondrement de plusieurs bâtiments. Le comportement non satisfaisant des anciens bâtiments, résulte souvent de la qualité médiocre des matériaux utilisés pour la construction et spécialement le mortier.

Cependant, il y a des cas où les constructeurs, ayant à l'esprit un pouvoir destructif, des séismes, font attention pour obtenir une résistance sismique des bâtiments au moyens de:

- L'utilisation de pierres de connexion, connexion des files des murs porteurs à des intervalles réguliers
- L'utilisation des taille régulière des pierres aux coins et aux intersections des murs, prévoyant une meilleure connexion de ces zones critiques
- Les attaches d'acier connectant les murs horizontalement aux niveaux du plancher
- L'utilisation d'une configuration structurelle régulière des murs en plan c'est à dire une distribution uniforme des murs porteurs dans les deux directions orthogonales

*** Classification des modèles de dommage**

Sur un grand nombre de bâtiments en maçonnerie exposés à de forts séismes, plusieurs ont été sévèrement endommagés et d'autres se sont effondrés, tandis que le reste a subi un léger dommage ou presque pas de dommage.

Evidement, les observations de tels types de bâtiments ne peuvent pas être utilisées dans l'évaluation de la résistance sismique. Aussi, une analyse des modèles du dommage observé est essentielle.

Bien que la typologie structurelle des anciens bâtiments en maçonnerie varie en différentes parties du pays, les types de dommage observé permettent une classification dans un fichier commun de modèles.

Les modèles typiques suivants de dommage des murs structuraux pour différents types de bâtiments en maçonnerie, exposés aux séismes de différentes intensités, ont été observés:

- Fissures horizontales aux liaisons entre murs et planchers
- Fissures verticales aux liaisons ou aux intersections des murs
- Séparation des murs périphériques
- Effondrement hors plan des murs périphériques
- Fissures dans les linteaux
- Fissures diagonales dans les trumeaux
- Désintégration partielle ou effondrement des murs
- Effondrement partiel ou total du bâtiment

Sur la base d'une analyse du dommage, le mécanisme de rupture des éléments murs, aussi bien que le système structurel, peut être défini. Cependant, les données quantitatives sur l'action sismique, ou sur la résistance sismique des bâtiments, ne peuvent pas être définies, à moins que des investigations supplémentaires pour établir les propriétés du matériau ne soient effectuées.

Quand un bâtiment est soumis à une sollicitation sismique, les forces d'inertie, proportionnelles aux masses du système structurel, sont induites.

Dans le cas de bâtiments traditionnels en maçonnerie, quand des chaînages en bois ne sont pas ancrés dans la maçonnerie, les murs individuels tendent à se séparer le long de leurs intersections, des fissures verticales ainsi se produisent près des coins, provoquant par la suite une flexion plan. Sous ces conditions, les vibrations des murs deviennent découplées et les murs périphériques peuvent s'effondrer

Evidement, le comportement des bâtiments en maçonnerie est amélioré quand les murs sont connectés ensemble en moyen de dalles en béton armé. Dans ce cas, les vibrations des murs sont synchronisées et le phénomène de flexion plan sera moins significatif

Cet article décrit ainsi une étude de vulnérabilité des bâtiments traditionnels en se basant sur leurs comportements vis à vis d'anciens séismes en utilisant des fonctions de vulnérabilité empiriques basées sur les effets du séisme de MONTENEGRO 1979, en donnant un minimum d'informations sur la méthode de calcul

d/- Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments Par S.W.Cochrane & W.H.Schaad [7]

On présente dans cet article une méthode d'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments, à partir des dommages sismiques. La méthode se base essentiellement sur l'influence de certaines caractéristiques du bâtiment qui affectent effectivement la vulnérabilité. L'approche optimale considérée se base sur la détermination de la vulnérabilité en fonction du type de matériau de construction et en modifiant les valeurs qui sont nécessaires et qui compte pour la régularité et le sous-sol au voisinage du bâtiment

La procédure d'évaluation comprend deux aspects majeurs:

- 1- Détermination des paramètres du bâtiment qui ont le plus d'influence sur la vulnérabilité et la quantification de leur influence
- 2- Développement de l'outil avec lequel la vulnérabilité peut être estimée en prenant en compte les caractéristiques du bâtiment tirées d'un ensemble de documents particulier.

Aspect 1:

L'information sur la vulnérabilité a été obtenue à partir d'une recherche extensive et à partir de 4 analyses des pertes sismiques réalisées par une agence suisse d'assurance. Sur la base de cette recherche, les paramètres du bâtiment les plus souvent utilisés pour décrire les différences dans la vulnérabilité des échantillons de bâtiments sont donc:

- | | |
|------------------------------------|--|
| - L'âge | Hauteur du bâtiment |
| - Valeur assurée | Régularité et symétrie |
| - Utilisation | Qualité du bâtiment (effort tranchant à la base) |
| - Type de matériau de construction | |

Ces différents paramètres sont utilisés pour différents domaines, par différentes investigations. Ainsi, les études de la compagnie d'assurance se concentrent uniquement sur la valeur assurée et l'utilisation du bâtiment. Cette information est facilement disponible et compréhensive, tandis que les études de génie civil tendent à se concentrer sur l'effort tranchant à la base, à partir du calcul des coûts, du type de matériau de construction etc....

Cependant, les compagnies d'assurance ont l'accès aux coûts de réparation pour l'évaluation du rapport de dommage, tandis que les compagnies de génie civil obtiennent chaque source d'information avec un minimum de détails. Il y a aussi un nombre significatif de sources d'informations à partir duquel aucune donnée quantitative ne peut être extraite car la vulnérabilité était exprimée non comme un rapport de dommage monétaire, mais comme un pourcentage de bâtiments affectés de ce dommage. Un tel rapport, peut être utilisé pour une évaluation quantitative de la vulnérabilité. Une comparaison directe des valeurs de vulnérabilité était difficile à faire du fait de l'existence de plusieurs formes de rapports de dommage.

Afin de permettre une application directe des valeurs assurées, la vulnérabilité doit être exprimée comme le rapport de la somme des coûts de réparation des bâtiments pour un âge, un type et une hauteur particuliers, pour une zone d'intensité MMI donnée, à la valeur totale de renforcement de tous les bâtiments avec les mêmes caractéristiques dans cette zone. Cette quantité s'appelle "rapport de dommage moyen" ou MDR pour MMI donnée, le paramètre MMI est insuffisant pour prédire la secousse sismique, c'est une valeur subjective et hautement dépendante de l'expérience de l'investigateur.

C'est un paramètre très utile pour une analyse statistique du dommage et plusieurs cartes du risque sismique montrent la sismicité en termes de MMI et périodes de retour.

Pour rendre l'application facile, il a été décidé que l'influence de chaque paramètre sur la vulnérabilité doit être représentée sur une échelle logarithmique, comme un facteur de vulnérabilité en un point initial. L'aspect 1, considérait également l'interdépendance entre les paramètres.

Aspect 2

Une fois que sont déterminés les paramètres importants du bâtiment et la manière par laquelle ils peuvent être combinés pour influencer la vulnérabilité, une combinaison particulière des paramètres était choisie comme une base de l'estimation de la vulnérabilité.

Plusieurs combinaisons étaient théoriquement faisables, les facteurs de décision étaient l'application globale et la disponibilité des données. Cet aspect comprend aussi la détermination du MDR absolu pour lequel les facteurs d'influence vont être appliqués.

Résultats

Une représentation graphique entre l'âge des bâtiments en maçonnerie et la vulnérabilité relative a été faite.

L'âge peut influencer la vulnérabilité de deux façons:

- Une détérioration évidente de la résistance du matériau et la performance particulière des constructions en briques et en mortier
- A partir des méthodes de calcul sismique améliorées dans les bâtiments nouveaux et particulièrement pour les bâtiments portiques ou en charpente de hauteur élevée.

CHAPITRE II

L'EVALUATION DE LA VULNERABILITE

DES BATIMENTS

La vulnérabilité d'un bâtiment est le degré de dommage résultant des mouvements du sol ayant des caractéristiques spécifiques, ainsi que la perte de la résistance sismique

L'évaluation de la vulnérabilité sismique nécessite des méthodes permettant de quantifier les pertes occasionnées; parmi ces méthodes on distingue:[3]

- Les méthodes empiriques
- Les méthodes analytiques

II-1- Méthodes empiriques

Ce sont des méthodes permettant de définir une hiérarchie entre les types de bâtiments et de faire des hypothèses sur leurs comportements respectifs vis à vis du séisme, à partir d'une inspection sur site pour une éventuelle estimation de leur endommagement sismique.

II-2- Méthodes analytiques

Ce sont des méthodes de calcul très complexes, nécessitant une représentation aussi correcte que possible des caractéristiques des bâtiments et du séisme; parmi ces méthodes, on peut citer la méthode basée sur le calcul statique équivalent.

L'analyse de vulnérabilité sismique d'un ouvrage comporte trois étapes:

- Caractérisation du mouvement du sol
- Caractérisation de l'état de dommage
- Caractérisation de la qualité structurelle et définitions

II-3- Caractérisation du mouvement du sol

Un séisme imprime au sol un mouvement vibratoire complexe, et secoue les constructions.

La magnitude du séisme, la façon dont se propagent les ondes, la distance du lieu à l'épicentre, tout cela influence les caractéristiques du mouvement sismique, en particulier: l'accélération maximale, la vitesse et le déplacement du sol, la durée du séisme ainsi que la période des impulsions dominantes.

Le mouvement du sol est caractérisé par l'émission de 4 types d'ondes. Le mouvement d'un point situé à une certaine distance de l'épicentre, devient très compliqué, puisqu'il résulte de la superposition de ces différents types d'ondes; il peut être décomposé en mouvements vertical et horizontal. Généralement, le mouvement horizontal, est de beaucoup, plus pondérant.

Indépendamment de la nature des sols traversés et à une intensité égale, l'action sismique ne revêt pas le même caractère, selon que l'on se trouve à faible distance de l'épicentre d'un petit séisme, ou à grande distance de l'épicentre d'un grand séisme.

Dans le premier cas, les composantes des hautes fréquences occasionnent de lourds dégâts dans les constructions basses et rigides, dans l'autre cas, c'est les immeubles élevés qui subissent les dégâts les plus lourds.[10]

La complexité du mouvement sismique du sol, résulte de la superposition de différents types d'ondes, difficile à analyser. On mesure ordinairement le mouvement local du sol au moyen de sismogrammes grâce auxquels on obtient des estimations numériques de spectres de fréquences d'accélération, de vitesse et de déplacement.

Le mouvement sismique a pour effet d'induire dans la structure une série d'oscillations ou de vibrations forcées auxquelles succèdent, lorsque l'excitation prend fin, des oscillations libres qui finissent par s'amortir

Au cours de ce mouvement, les structures subissent en certaines de leurs parties un certain nombre de cycles de déformations alternées de plus ou moins grande amplitude en phase post-élastique

Les sollicitations s'exerçant sur une construction soumise à un ébranlement sismique sont de plusieurs sortes:

- Des déformations dues aux déplacements différentiels que le passage de l'onde sismique impose aux fondations
- Des forces d'inertie développées par la mise en oscillation forcée de la structure sous l'effet des impulsions qui lui sont communiquées au niveau des fondations
- Des sollicitations internes

II-4- Caractérisation de l'état de dommage et comportement

Les données historiques concernant l'endommagement des bâtiments existants sont très utiles pour prédire leurs comportements réels durant un éventuel séisme. Ces données existent généralement, sous forme de rapports, d'études théoriques ainsi que d'études expérimentales

Il a été observé que les bâtiments, et spécialement les bâtiments en maçonnerie tendent à être sévèrement endommagés aux étages inférieurs.

Ceci est clairement remarquable car l'effondrement ou l'endommagement sévères des étages inférieurs, va être équivalent à la rupture totale du bâtiment entier. Ainsi de vastes données sur les structures en maçonnerie endommagées durant les séismes passés ont été récupérées dans certains pays.

II-5- Caractérisation de la qualité structurelle et définitions

L'analyse structurelle doit être réalisée sur le système structurel de base et sur le transfert de l'action sismique aux fondations compte tenu des conditions de sol.

L'analyse structurelle sera effectuée en fonction des données réelles des bâtiments prises dans l'analyse. Ces données sont relatives aux caractéristiques des matériaux du système structurel et des diverses modifications intervenues éventuellement sur le système original.

Afin d'acquiescer un comportement satisfaisant sous l'action d'un séisme, les murs en maçonnerie doivent être uniformément répartis dans toutes les directions principales, en nombre et en hauteur suffisants pour pouvoir résister aux charges sismiques latérales. Les murs doivent être fermement reliés aux planchers jouant le rôle de diaphragmes rigides horizontaux répartissant les forces horizontales d'inertie dans les murs suivant leurs rigidités.

Du point de vue système structurel, les murs des bâtiments en maçonnerie peuvent être définis comme étant:

- Des murs structuraux supportant leurs poids propres et les actions extérieures
- Des murs non structuraux ayant exclusivement la fonction de remplissage d'espace dans le bâtiment

La distribution de la rigidité dans le plan ou en élévation doit être uniforme. Les changements brusques dans la rigidité dus aux changements de géométrie de différents étages provoquent une sévère concentration de dommage dans ces zones.

A partir des observations post-sismiques et étant donné les connaissances techniques courantes et la technologie de construction, plusieurs pays ont pris l'initiative de limiter les dimensions en plan et la hauteur des bâtiments en maçonnerie dans leur règlement parasismique. Ces limitations ont été définies en fonction de la sismicité de la région à savoir une sismicité faible (L), modérée (M) ou forte (H).

Des recherches considérables ont été faites récemment concernant le comportement des bâtiments en maçonnerie et les éléments porteurs sous les conditions de chargement sismique. Une atténuation spéciale a été portée à l'amélioration de la résistance et de la ductilité des murs en maçonnerie en moyen de renforcements horizontal et vertical

II-6- Constatations générales

II-6-1- Critères définissant le niveau de risque acceptable.

Un calcul parasismique approprié peut être défini comme étant un niveau adéquat de conception qui prévoit une certaine sécurité contre la perte en vies humaines, minimisant ainsi la détérioration des propriétés et assurant la continuité des services vitaux. Cependant, on doit reconnaître que prévoir une protection absolue contre les effets des séismes n'est pas économiquement faisable. En général, les critères de sécurité doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Résister à un séisme mineur sans aucun endommagement.
- Résister à un séisme modéré sans endommagement structurel mais en admettant un endommagement non structurel
- Résister à un séisme majeur d'une intensité élevée sans effondrement du bâti avec des endommagements structurels limités (dans la plupart des structures, même pour un séisme majeur, il est prévu que les endommagements structurels peuvent être limités à un certain niveau réparable

L'exploitation des critères de calcul parasismique exige une compréhension sur la façon dont les structures se déforment quand elles sont exposées à une vibration sismique, et sur le comportement du matériau de construction.

Plusieurs niveaux de compréhension sont exigés; le premier est la réponse élastique des structures durant laquelle les vibrations sismiques ne produisent aucun endommagement structurel, le second ce sont les vibrations non linéaires de large amplitude des structures quand les déformations plastiques, les fissures et autres types d'endommagement se produisent, le troisième, ce sont les vibrations de très large amplitude qui multiplient l'endommagement jusqu'à l'effondrement. [10]

II-6-2- Analyse de la vulnérabilité et du risque sismique

L'analyse de la vulnérabilité et du risque sismique des bâtiments sera interprétée pour les critères de sécurité mentionnés précédemment reliés aux différentes accélérations de pointe telle que:[11]

- D.P.E: Disaster preparedness earthquake
- M.S.E: Moderate scale earthquake
- L.S.E: Large scale earthquake

En se basant sur l'estimation des périodes de construction des bâtiments dans les zones urbaines et rurales et sur l'identification de la typologie structurale dominante associée avec les périodes de construction, le tableau suivant nous permettra de classer les bâtiments en différentes catégories en fonction de l'état de dommage pour pouvoir estimer la vulnérabilité du bâtiment : [11]

Domage/ Catégorie d'usage	Catégorie d'usage	Etat de dommage	Degré de dommage	Description do dommage	Note
D/U-C-I	Utilisable	-Légers. -Dommages non structuraux. -Dommages structuraux négligeables.	1	-Pas d'endommagement des éléments structuraux. -Possibilité de fissures très fines dans le mur et le mortier du plafond. -Endommagement visible des éléments non structuraux.	-Bâtiments classés en catégorie de dommage 1 et 2 avec une diminution de
			2	-Fissuration des murs et du mortier de plafond. -Effondrement du mortier des murs et du plafond. -Fissures visibles et effondrement partiel des cheminées. -Glissement et rupture des toits. -Fissures dans les éléments structuraux.	la capacité sismique et ne pose pas de problèmes de risque pour les vies humaines. -Immédiatement utilisable.
D/U-C-II	Temporair ement utilisable	-Dommages non structuraux extensifs. -Dommages structuraux considérables mais réparables.	3	-Fissures diagonales et autres dans les murs porteurs, les trumeaux et autres éléments structuraux similaires. -Fissures larges dans les éléments en béton armé. - -Glissement et rupture des toits	-Bâtiments classés en catégorie 3 et 4 avec une diminution significative de
			4	-Fissures très larges avec ou sans détachement des murs avec éclatement du matériau. -Fissuration très large avec une dislocation minime des éléments en béton armé. -Dislocation légère du bâtiment entier.	de la capacité sismique. -Besoin pour la résistance du bâtiment doit être considéré.
D/U-C-III	Inutilisable	Système structurel partiellement ou totalement détruit	5	-Les éléments structuraux leurs connexions sont très endommagés et disloqués. -Dislocation considérable du bâtiment entier. -Effondrement partiel ou complet des bâtiments.	Bâtiments classés en catégorie 5 ne sont pas en sécurité avec un effondrement brusque possible. Protection des routes et des bâtiments voisins. Dans ce cas une décision pour la démolition doit être basée sur une étude de renforcement

Tableau N°02 : Classification des bâtiments en fonction du degré de dommage

A partir des critères définis précédemment concernant la classification du dommage, des fonctions de vulnérabilités analytiques ou empiriques vont être formulées pour les types de bâtiments traditionnels dominants tels que les bâtiments qui n'étaient pas conçus parasismiques et les bâtiments conçus modérément parasismiques qui vont être présentés par la suite.

II-6-3- Fonctions de vulnérabilité pour l'analyse du risque sismique

L'estimation de l'endommagement et des pertes humaines résultant d'un séisme, exige que pour chaque classe de bâtiments, la relation (fonctions de vulnérabilité) entre l'intensité du mouvement du sol et le degré de dommage doit être connue ou développée. Plusieurs méthodes d'estimation de l'endommagement ont été développées. Généralement, toutes ces méthodes convergent vers les trois groupes suivants : empiriques, analytiques et expérimentales.

Les méthodes empiriques sont basées essentiellement sur des observations statistiques de l'endommagement à partir des séismes passés. Souvent, pour différentes catégories de types de bâtiments traditionnels, les fonctions de vulnérabilité empiriques seront établies; basées sur des échantillons statistiques consistants des bâtiments endommagés en exprimant le pourcentage d'endommagement en fonction de la mesure du mouvement sismique tel que, l'intensité MSK ou MM, l'accélération de pointe, la réponse spectrale et plus récemment la réponse spectrale effective représentant la réponse non linéaire de la classe de bâtiments considérés, le contenu fréquentiel et la durée du mouvement sismique enregistré.

Le développement des fonctions de vulnérabilité analytiques est basé sur l'application des données relatives aux tests expérimentaux et sur le modèle formulé de la réponse inélastique de la structure. Basé sur des résultats obtenus à partir de certains tests pour des éléments structuraux et non structuraux, du bâtiment entier et des modèles aussi bien que pour des modèles analytiques établis pour l'analyse de l'endommagement des bâtiments.

En se basant sur les hypothèses décrites précédemment, le développement des fonctions de vulnérabilité analytiques peut être élaboré en utilisant la procédure suivante :

- Développement des modèles analytiques représentant réellement la réponse sismique inélastique des différentes composantes structurelles.
- Détermination du critère de dommage spécifique basé sur la réponse au niveau de l'élément.
- Formulation analytique non linéaire du modèle de la structure à travers une mise en oeuvre des modèles hystérétiques proposés.
- Développement d'une procédure de calcul approprié pour la prédiction de la réponse sismique inélastique basée sur le modèle structurel formulé.
- Détermination d'un échantillon représentatif des mouvements sismiques qui reflètent les conditions locales et la sismicité.
- Calcul d'une série de réponses structurelles inélastiques pour différents niveaux d'intensité sismique.
- Evaluation de la vulnérabilité au niveau d'un élément basée sur le critère de dommage spécifique.
- Evaluation indépendante de la vulnérabilité des éléments structuraux au niveau de chaque étage.

- Evaluation de la vulnérabilité cumulative du bâtiment basée sur des fonctions de perte spécifiques pour les mouvements sismiques représentatifs du sol.

En suivant la description des hypothèses et la procédure donnée, des fonctions de vulnérabilité analytiques et empiriques vont être développées en se basant sur la typologie décrite dans le tableau suivant :

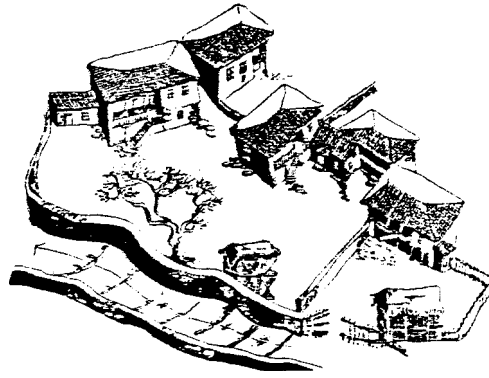
Description du type de structure

1. Adobe Houses (AD):

The adobe (AD) structures are part of the oldest history. They are traditionally ground floor, seldom two-story, structures constructed of local materials dominantly of sun-baked brick or other clayey base materials.

The principal structural system consists of external bearing walls with a thickness of about 50 cm or more. Frequently, the external wall on the north side is of stone masonry in sludge mortar. The partition walls are represented by timber framing infilled with loam bricks,

The adobe structures rest on strip foundation constructed of crushed stones in sludge mortar. Floor and roof structures are constructed of wood. The roof structure represents a post system supported by two edge beams in the form of a belt course placed into the wall mass. The roofing is traditionally by heavy tiles placed on a base prepared of battens, reeds and sludge



2. Bondruck Houses (BK):

These structures consist mainly of a ground floor and maximum up to 2 stories. The ground-floor is most frequently stone masonry with II thickness of So-80 cm, rarely of bricks. The stone walls are embraced by limber truss belt courses placed at a distance of 80 cm along the wall height. The ground floor walls are not plastered. The upper story walls are dominantly timber skeleton structure with diagonal bracing. Small laths are forged on the inside and external side of these timber skeleton structures.

The space between the laths might be filled with loam bricks, gravel, sand and sludge, sun-baked bricks or logs in which case the walls are plastered by lime mortar only from the inside. If this space is left unfilled, plastering is performed on both sides.

Floor and roof structures are constructed of wood. The roof structure that most frequently represent post system is covered by clay tiles (in plains) and stone thin pieces (in the mountains). The foundations as the ground-floor are constructed of stone masonry in sludge mortar.



3. Stone Masonry Houses (SM):

This building class is represented by houses and buildings, frequently 1-2 stories and rare 3 stories height, constructed of unreinforced solid unit stone masonry where loads are completely or partially carried by walls and partitions.

Interior partitions are generally of stone masonry, rarely of brick and other masonry (adobe, hollow block masonry etc.). The load carrying stone masonry walls may be constructed as dry stone masonry, plain stone with low quality of mortar, plain stone with good quality of mortar, stone masonry with limber belts, stone masonry with steel ties, and stone masonry with r.c horizontal or with r.c horizontal and vertical belts. Stone masonry systems with r.c. elements are recently in use and may be considered as confined stone masonry.

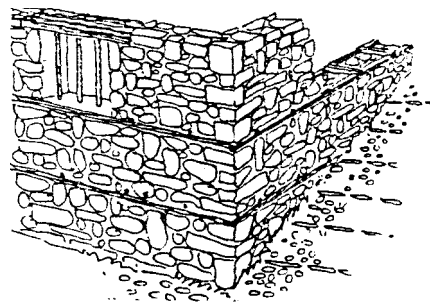
Roofs and floors are traditionally wooden, more recently replaced by reinforced concrete slabs with or without r.c. horizontal belts. Roofing is most frequently of clay tiles



4. Brick Masonry Buildings (BM):

This building class is represented by houses and buildings, frequently 1-2 stories and rare 3 stories height, having unreinforced plane brick, concrete or hollow block masonry in sludge, lime or cement mortar. The load carrying system is composed of masonry walls. Partitions are of the same materials.

Roofs and floors are traditionally wooden. Floors are replaced by reinforced concrete slabs or reinforced concrete slabs on reinforced concrete beams. Tiled wooden structure or any type of reinforced concrete floors is used for roofing. Foundations of plain concrete or stone masonry in lime or cement mortar



Des fonctions de vulnérabilité empiriques pour des types de construction tels que, l'adobe (AD), maçonnerie en pierre (SM) et maçonnerie en briques (BM) ont été développées basées sur des données statistiques, disponibles à partir des séismes de Monténégro et d'El Asnam. Des familles de fonctions de vulnérabilité empiriques moyennes pour des types de construction traditionnels sont montrées dans les figures, séparément pour les bâtiments effondrés et cumulativement pour les bâtiments endommagés et effondrés, comme étant une relation entre le pourcentage de dommage ou perte spécifique par unité de surface de plancher pour l'élément exposé au risque, ces fonctions sont données dans les figures suivantes :

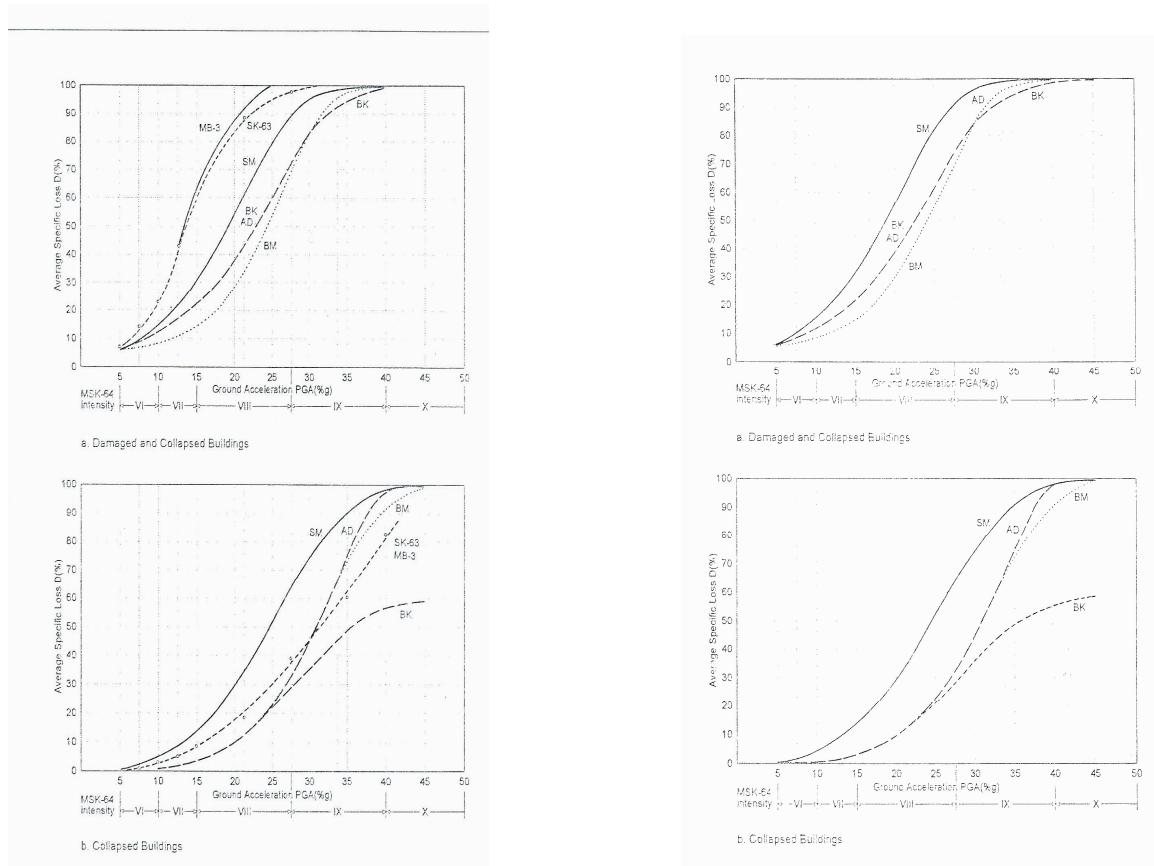


Fig05 : Fonctions de vulnérabilité empiriques

Les types de bâtiments utilisés dans cette analyse sont comme suit :

- **Bâtiments en maçonnerie de briques non parasismiques** : bâtiments en maçonnerie de briques non renforcés avec un nombre d'étages en moyenne de 1 à 2 (MB-1) , une faible qualité de construction (MB-2) et un nombre d'étages de 3 à 5 de moyenne qualité de construction (MB-3).

- **Bâtiments en maçonnerie confinée modérément résistant au séisme** : bâtiments en maçonnerie de briques renforcés (SBM) avec un chaînage horizontal et vertical dans les deux directions.

- **Bâtiments en béton armé résistant au séisme** : Bâtiments en B.A bien calculés construits (RCF) ou bâtiments en portique + voiles (SW-1). [10]

II-7- Conclusion

Bien que la maçonnerie soit un matériau très fragile où l'on ne peut raisonnablement pas prédire une déformation inélastique, des mécanismes de dissipation d'énergie existent et sont disponibles dans les constructions standard et qui présentent un comportement hystérétique durant un séisme. Les mécanismes responsables pour ce comportement hystérétique ne sont pas parfaitement assimilés

En ce moment, les nouvelles connaissances générées par quelques programmes expérimentaux ont été directement incorporées dans les procédures d'évaluation sismique standard, ils ont été utilisés pour le renforcement de plusieurs bâtiments en maçonnerie. Pour les cas où cette approche n'est pas applicable, une analyse dynamique par éléments finis peut être développée.

Basés sur ces résultats, un modèle constitutif capable de simuler l'initiation et la propagation des fissures sous les charges sismiques sera développé; prédisant ainsi le comportement non linéaire de la maçonnerie à partir de plusieurs modèles expérimentaux.

CHAPITRE III :

GENERALITES SUR LA DYNAMIQUE

DES STRUCTURES

III-1- Introduction

Le but d'un calcul parasismique est de concevoir des structures basées sur l'aspect économique et sécuritaire. Dans le cas des structures soumises à des charges sismiques, le bâtiment ne doit non seulement ne pas s'effondrer mais rester fonctionnel en cas de sévère séisme. Par ailleurs, La conception des structures en maçonnerie résistantes aux séismes doit être gouvernée par la considération de l'endommagement potentiel de la structure. La limitation de l'endommagement sismique est tolérée dans plusieurs codes parasismiques, cependant, un manque d'une mesure quantitative est à constater; ce manque n'est pas considéré explicitement dans la conception des structures.

L'objectif de cette étude est de développer une méthode permettant une mesure quantitative de l'endommagement des structures en maçonnerie, l'étalonnage de cette mesure à l'endommagement observé et le développement d'une procédure de calcul qui limite explicitement l'endommagement sismique potentiel à un certain niveau tolérable.

Le dommage sismique dépend essentiellement du chargement sismique et de la capacité structurelle. Le chargement sismique qui peut être représenté par l'intensité du mouvement sismique, sa succession, sa durée et son contenu fréquentiel est extrêmement imprévisible. Il est approprié que ce chargement peut être modélisé comme un processus stochastique de telle façon que l'incertitude sur le chargement peut être évaluée.

Cependant, nous avons jugé utile, dans le cadre de l'analyse de l'endommagement sismique, une étude du genre paramétrique permettant de comparer la réponse d'une structure dans le domaine élastique linéaire et non linéaire, afin de pouvoir énumérer tous les paramètres affectant le comportement sismique d'une structure.

Pour des problèmes impliquant des propriétés du matériau, des conditions de chargement et des conditions aux limites très complexes, l'ingénieur introduit des hypothèses jugées nécessaire afin de rendre le problème mathématique résoluble, capable des solutions approximatives suffisantes et des résultats satisfaisantes du point de vue sécurité et économie.

L'idée générale est d'entamer cette analyse par l'étude d'un oscillateur dans le domaine élastique linéaire et non linéaire, en faisant varier les paramètres influençant l'endommagement sismique à savoir : la période de vibration, l'amortissement etc....

La première étape consiste au calcul de la réponse déterministe due à une excitation harmonique ou la masse , les propriétés élastiques, le mécanisme de perte d'énergie ainsi que la source excitatrice extérieure influencent la réponse dynamique du système à 1 ddl.

La seconde étape consiste au calcul de la réponse due à une excitation par déplacement d'appui variable dans le temps, ou l'excitation de type sismique sera représentée par des accélérogrammes de type local et lointain.

La troisième étape consiste au calcul de la réponse d'un système à plusieurs ddl en fonction des paramètres influençant l'endommagement.

La dernière étape est consacrée au développement d'une procédure simplifiée permettant l'estimation de l'indice de dommage en fonction de certains paramètres sismiques tels que : la période de vibration, la durée du mouvement fort, la période prédominante du mouvement fort, l'accélération maximale ainsi que le déplacement ultime.

III-2- Etude d'un système à 1 degré de liberté

Dans le modèle simplifié du système à un seul ddl, chacune des propriétés énumérées précédemment est supposée concentrée au niveau de l'élément physique comme montré en figure 06 :

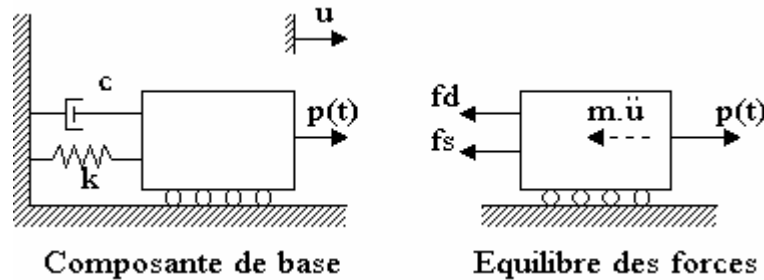


Fig. 06 : Système à un seul DDL

III-3- Méthodes de Formulation du Problème

L'objectif primordial d'une analyse dynamique déterministe est l'évaluation de la réponse en fonction du temps pour une structure donnée soumise à une excitation quelconque. Dans la plupart des cas, une analyse approximative impliquant seulement un nombre de ddl limité donnera une précision suffisante et le problème se réduit à la détermination de la réponse en termes de déplacements, de vitesses et d'accélération. Les expressions mathématiques qui définissent le déplacement dynamique sont appelées "Equations du mouvement".

La formulation des équations du mouvement d'un système dynamique est souvent la plus importante phase de l'analyse dynamique et quelques fois la plus difficile.

On distingue trois méthodes de base pour la formulation de ce type d'équations, chacune à ses avantages et ses inconvénients, à savoir :

- Equilibre directe en utilisant le principe de d'Alembert
- Principe des déplacements virtuels
- Principe de Hamilton

Les trois méthodes susmentionnées conduisent à l'expression de l'équation du mouvement d'un système à 1 ddl suivante :

$$m.\ddot{u} + c.\dot{u} + k.u = p(t) \quad (01)$$

où : m : la masse du système
 c : l'amortissement
 k : la rigidité
 p(t) : force excitatrice

III-4- Réponse à une excitation harmonique

On suppose que le système à 1 ddl est soumis à un chargement harmonique $p(t)$, d'amplitude p_0 et de fréquence circulaire ω . Dans ce cas, l'équation différentielle du mouvement devient :

$$m.\ddot{u}(t) + c.\dot{u}(t) + k.u(t) = p_0 \sin \omega t \quad (02)$$

En divisant par m et sachant que $\frac{c}{m} = 2.\xi.\omega$ on aura :

$$\ddot{u}(t) + 2.\xi.\omega.\dot{u}(t) + \omega^2.u(t) = \frac{p}{m} \sin \omega t \quad (03)$$

- La solution complémentaire de l'équation (03) (en supposant que la structure est sous-amortie, comme il est le cas pour les structures existantes) est :

$$u_c(t) = e^{-\xi\omega.t}.(A.\sin \omega_D.t + B.\cos \omega_D.t) \quad (04)$$

- La solution particulière à ce chargement est de la forme :

$$u_p(t) = G_1.\sin \omega.t + G_2.\cos \omega.t \quad (05)$$

dans laquelle, le second terme est indispensable, puisque en général la réponse d'un système amorti n'est pas en phase avec le chargement.

La combinaison de la solution particulière et la solution complémentaire conduit à l'expression générale suivante :

$$u(t) = e^{-\xi\omega.t}.(A.\sin \omega_D.t + B.\cos \omega_D.t) + \frac{p_0}{k} \lambda.\sin(\omega.t - \theta) \quad (06)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2.\xi.\beta)^2}} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{\alpha}{\omega} \quad (07)$$

$$\theta = \text{Arctg} \left(\frac{2.\xi.\beta}{1-\beta^2} \right) \quad (08)$$

- Le premier terme définit le mouvement transitoire qui est amorti et disparaît donc rapidement (fig. 07)

- Le second terme définit le mouvement permanent qui s'effectue avec la même pulsation ω que la force excitatrice (fig. 07).

- Après une phase transitoire le régime permanent s'établit, définit par la relation :

$$u = \frac{p_0}{k} \lambda.\sin(\omega.t - \theta) \quad (09)$$

Le coefficient $\frac{p_0}{k}$ représente le déplacement statique du ressort sous l'action de la force p_0 ; le coefficient λ est le coefficient d'amplification dynamique qui dépend de l'amortissement et du rapport β des pulsations (fig. 08).

On voit donc que la réponse d'un oscillateur à une excitation donnée dépend essentiellement de sa pulsation propre

- Pour un oscillateur infiniment rigide, il n'y a pas d'amplification de la déformée statique, le mouvement est sinusoïdal d'amplitude $\frac{p_0}{k}$.

- Pour un oscillateur très souple, le coefficient d'amplification a une valeur très faible, le mouvement est sinusoïdal d'amplitude $\frac{p_0}{m \cdot \omega^2}$.

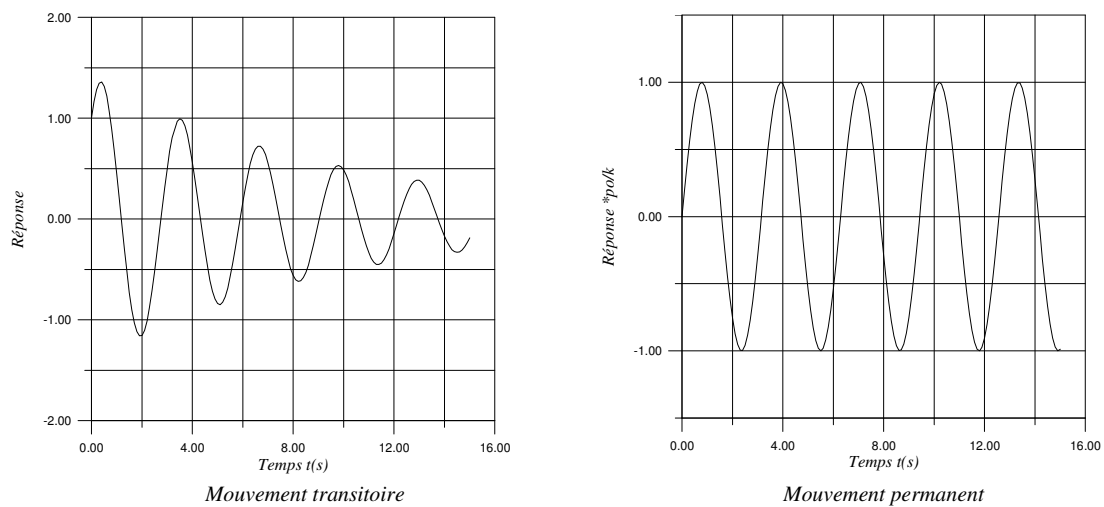


Fig. 07 : Réponse transitoire et permanente d'un système à 1 DDI

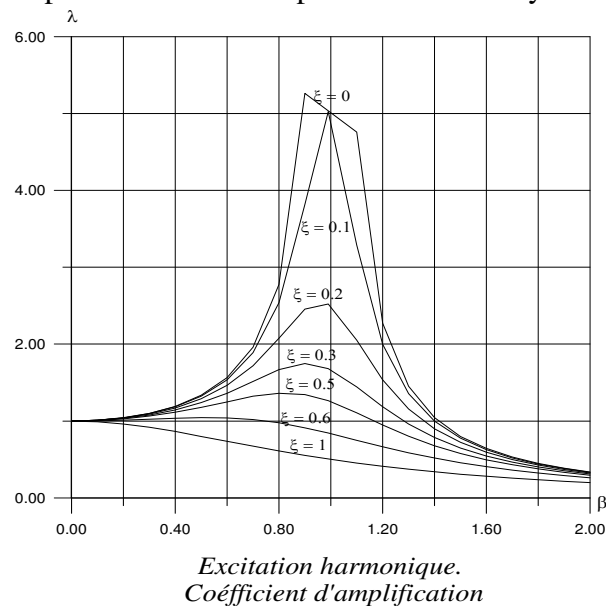


Fig. 08 : Variation du coefficient d'amplification en fonction de l'amortissement

III-5- Réponse à une excitation quelconque

Afin de développer une méthode d'évaluation de la réponse d'un système structurel à un chargement dynamique variant en fonction du temps, il est nécessaire de représenter ce chargement par une série d'impulsions de courte durée comme montré en (fig. 09).

En considérant une des impulsions qui se termine au temps τ après le commencement du chargement dont la durée est $d\tau$. La magnitude de cette impulsion différentielle est $p(\tau).d\tau$, et qui produit une réponse différentielle donnée par :

$$d_u(\tau) = \frac{p(\tau). \sin \omega.t'}{m.\omega} \quad (10)$$

La variable temps t' représente une phase de vibration libre qui suit le chargement impulsif différentiel et peut être exprimé comme suit :

$$t' = t - \tau$$

Substituant cette équation, dans l'équation précédente on aura :

$$d_u(\tau) = \frac{p(\tau). \sin \omega.(t-\tau).d\tau}{m.\omega} \quad (11)$$

La réponse totale peut être obtenue par superposition des réponses incrémentales aux chargements impulsifs différentiels et en intégrant l'équation précédente, le déplacement total devient :

$$u(t) = \frac{1}{m.\omega} \int_0^t p(\tau). \sin \omega.(t-\tau).d\tau \quad (12)$$

Qui est connu sous le nom de " Intégrale de Duhamel "

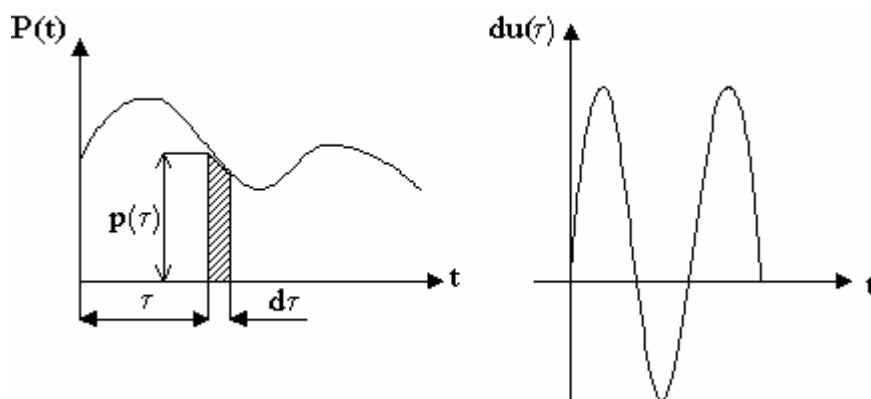


Fig. 09 : Chargement par impulsion

Le résultat obtenu par l'intégral de Duhamel peut être appliqué d'une manière convenable et systématique afin d'obtenir une solution pour la réponse élastique linéaire pour un chargement sismique.

III-6-3- Propagation des ondes sismiques

Le déplacement, la vitesse et l'accélération du mouvement du sol générés par la rupture de la faille à un point donné est illustré en figure 11. On peut dire que le déplacement est une fonction de type impulsion.

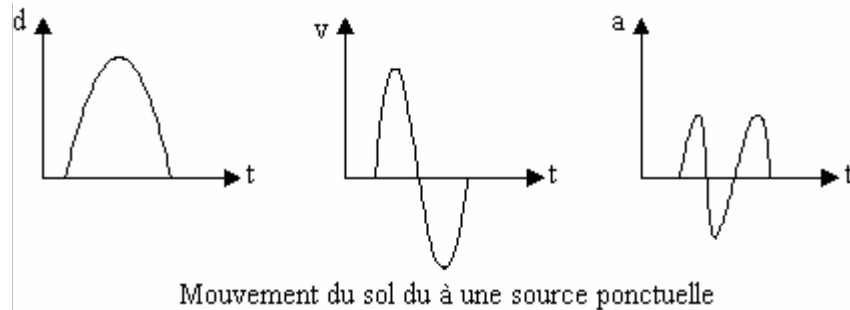


Fig. 11 : Mouvement du sol

Comme la rupture se propage le long de la faille, l'enregistrement du mouvement produit à une certaine distance consiste en une combinaison des ondes élémentaires du type montré en fig. 12.

Les ondes sismiques ont leur origine l'hypocentre du séisme et se propagent sous forme d'ondes sphériques à travers le sol jusqu'à la surface (fig. 12)

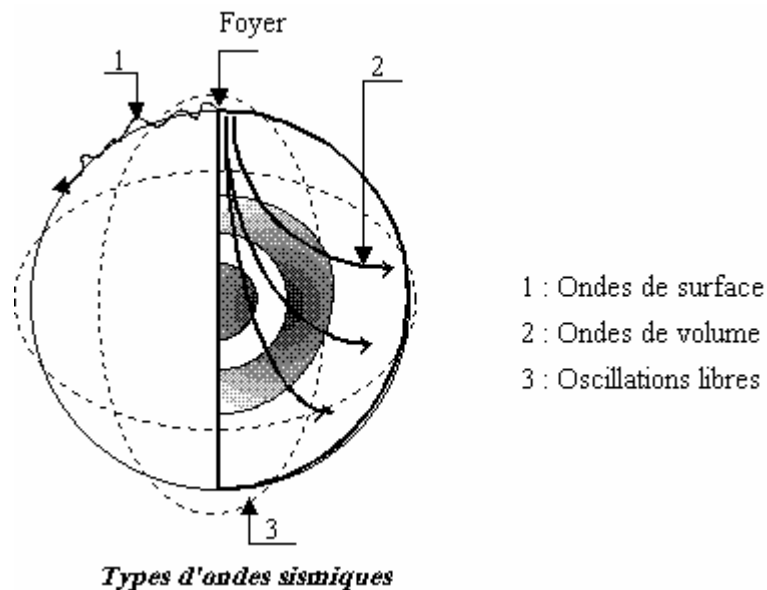


Fig. 12 : Phénomène de propagation des ondes sismiques

On distingue 03 types d'ondes sismiques :

- Ondes de volume : qui se propagent à l'intérieur de la terre
- Ondes de surface : qui se propagent à la surface de la terre
- Oscillations libres : qui se produisent seulement durant les séismes très fort

Ondes de volume

Les ondes de volume peuvent être subdivisées en deux types d'ondes : les ondes primaires (P) et les ondes secondaires (S). Les ondes (P) traversent les solides et les fluides, se sont des ondes condensation-réfraction qui interviennent dans le changement du volume. Les ondes (S) ne se propagent pas à travers les fluides se sont des ondes de cisaillement qui n'impliquent aucun changement de volume

Ondes de surface

Les ondes de surface se créent généralement dans un sol homogène et se propagent le long de la surface libre. Ce type d'ondes est connu sous le nom d'ondes de " Rayleigh ". Dans le cas d'un sol meuble les ondes transmises sont appelées ondes de " Love ".

Vitesse de propagation des ondes sismiques

A partir de la théorie d'élasticité, on en déduit que la vitesse de propagation des ondes (P) et (S) sont respectivement :

$$v_p = \sqrt{\frac{1 + 2.G}{\rho}} \quad \text{et} \quad v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (13)$$

Où λ et G sont les coefficients de Lamé donnés par :

$$\lambda = \frac{\mu.E}{(1 - 2.\mu).(1 + \mu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2.(1 + \mu)} \quad (14)$$

Où : E : module de Young

μ : coefficient de poisson

ρ : densité

III-6-4- Caractéristiques du mouvement sismique

Les caractéristiques du mouvement sismique qui sont très importantes dans les applications du génie parasismique sont :

- 1- Le mouvement de pointe (accélération de pointe, la vitesse de pointe et le déplacement de pointe)
- 2- La durée du mouvement fort
- 3- Le contenu fréquentiel

Chacun de ces paramètres influence la réponse d'une structure donnée. Le mouvement de pointe en termes d'accélération, de vitesse ou de déplacement influence principalement l'amplitude de vibration. La durée du mouvement fort a un effet prononcé sur la sévérité de vibration. Le mouvement du sol avec une accélération de pointe modérée et une longue durée peut causer de sérieux endommagements qu'un mouvement avec une accélération de pointe majeure et une courte durée. Le contenu fréquentiel et les formes spectrales liés aux périodes de vibration de la structure influencent à leur tour la réponse

a/ - Accélération de pointe

L'accélération de pointe a été largement utilisée afin de normaliser un spectre de calcul et l'histoire de l'accélération dans le temps. Des études récentes ont prouvé qu'en plus de l'accélération de pointe, la vitesse de pointe et le déplacement de pointe doivent être utilisés pour des buts précis.

b/ - Durée du mouvement fort

Plusieurs chercheurs ont proposé des procédures d'évaluation de la durée du mouvement fort d'un accélérogramme, défini comme étant l'intervalle de temps entre le premier et le dernier pic supérieur à une valeur spécifique.

Cette définition varie d'un chercheur à un autre. La procédure proposée par "Shah" est basée sur l'énergie moyenne; la durée est obtenue en examinant la racine carrée moyenne de l'accélération cumulative de l'accélérogramme.

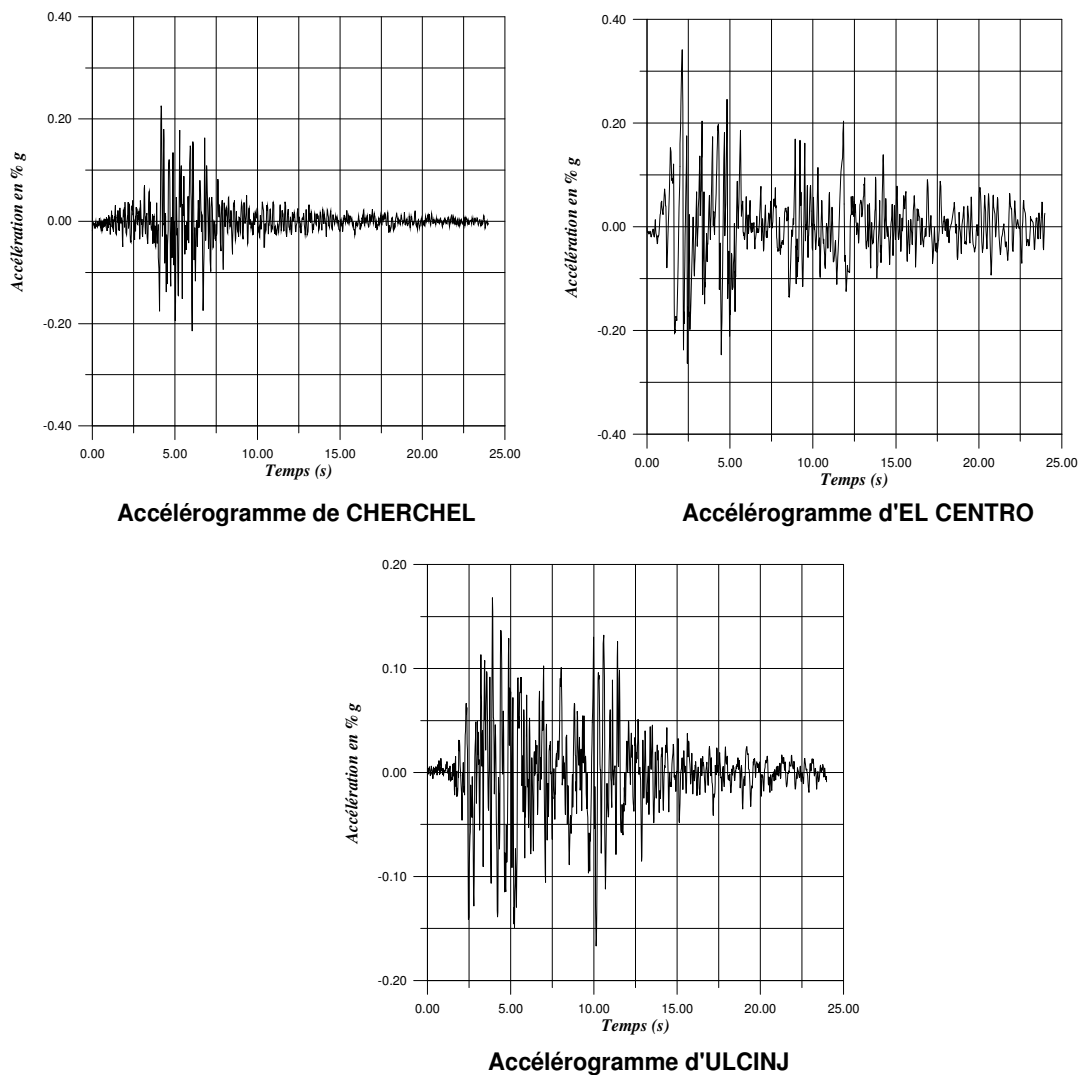


Fig. 13 : Différents accélérogrammes utilisés dans l'analyse

c/ - Contenu fréquentiel

Le contenu fréquentiel peut être examiné en faisant une transformation du domaine temporel au domaine fréquentiel en utilisant la transformée de Fourier. Le spectre d'amplitude de Fourier et la densité spectrale basés sur cette transformée peuvent être utilisés pour caractériser le contenu fréquentiel. Ce paramètre est très important dans la mesure ou celui-ci nous renseigne sur la gamme de fréquence ou le signal est énergétique

*- Spectre d'amplitude de Fourier

La transformée de Fourier $F(\omega)$ d'un accélérogramme $a(t)$ est donnée par :

$$F(\omega) = \frac{1}{T} \int_0^T a(t).e^{-i\omega t} dt \quad (15)$$

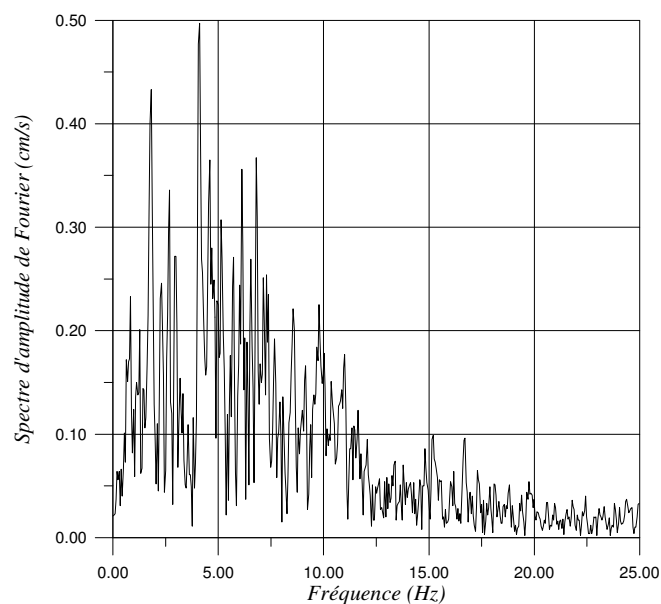
Ou T est la durée de l'accélérogramme.

Le spectre d'amplitude de Fourier $FS(\omega)$ est définie comme étant la racine carrée de la somme des carrés de la partie réelle et la partie imaginaire $F(\omega)$, donné par :

$$FS(\omega) = \sqrt{\left[\int_0^T a(t).\sin.\omega.t.dt \right]^2 + \left[\int_0^T a(t).\cos.\omega.t.dt \right]^2} \quad (16)$$

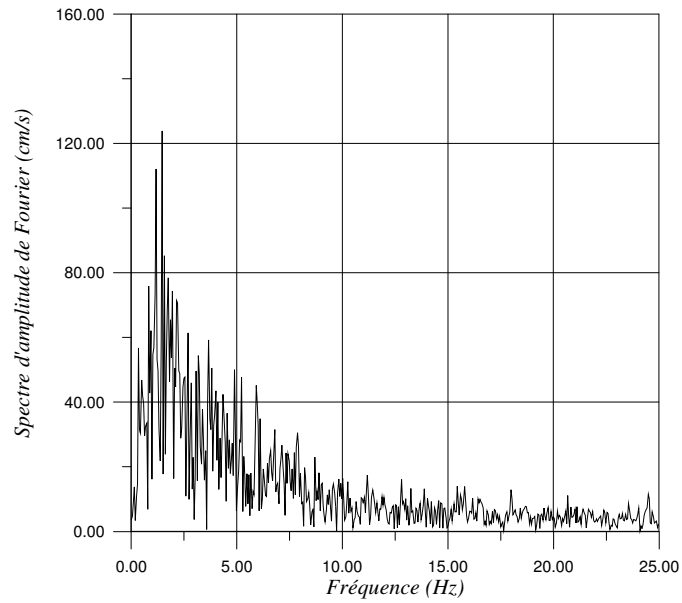
On voit que $FS(\omega)$ a une unité de vitesse, puisque $a(t)$ est une accélération.

Le spectre d'amplitude de Fourier a un intérêt majeure pour les sismologues pour caractériser le mouvement sismique. Les figures (14,15 et 16) montrent des spectres d'amplitude de Fourier typiques pour les trois accélérogrammes préconisés (Cherchell, El centro, Ulcinj); les figures indiquent que la plus grande quantité d'énergie dans les accélérogrammes se situe dans la gamme de fréquence 0.1 et 5.Hz.



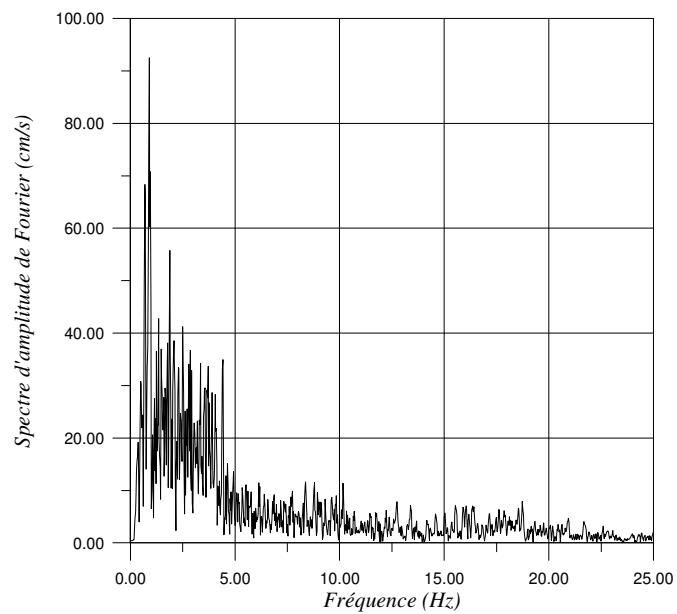
Spectre d'amplitude de Fourier de la composante N-S de Cherchell 1989

Fig. 14.



*Spectre d'amplitude de Fourier de la composante
N-S d'El Centro 1940*

Fig. 15.



*Spectre d'amplitude de Fourier de la composante
N-S d'Ulcinj 1979*

Fig. 16.

***- Densité spectrale**

La transformée de Fourier inverse de $F(\omega)$ est :

$$a(t) = \frac{1}{\pi} \cdot \int_0^{\omega_0} F(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega \quad (17)$$

Où ω_0 est la fréquence maximale donnée. L'énergie totale ou l'intensité d'un accélérogramme donné est :

$$I = \int_0^T a^2(t) dt \quad (18)$$

En se basant sur le théorème de Parseval, l'intensité I peut être exprimée dans le domaine fréquentiel par :

$$I = \frac{1}{\pi} \cdot \int_0^{\infty} |F(\omega)|^2 \cdot d\omega \quad (19)$$

L'intensité par unité de temps ou l'accélération carrée moyenne temporelle φ^2 peut être obtenue en divisant l'équation (18) ou (19) par la durée T, ainsi :

$$\varphi^2 = \frac{1}{T} \cdot \int_0^T a^2(t) dt = \frac{1}{\pi T} \cdot \int_0^{\infty} |F(\omega)|^2 \cdot d\omega \quad (20)$$

La densité spectrale est définie par :

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi T} |F(\omega)|^2 \quad (21)$$

La densité spectrale est très utile non seulement pour la mesure du contenu fréquentiel du mouvement sismique mais aussi pour l'estimation de certaines propriétés statistiques. Parmi ces propriétés figurent la valeur carrée de l'accélération moyenne φ , la fréquence centrale f_c et le facteur de forme δ définis par :

$$\varphi = \sqrt{\lambda_0} \quad f_c = \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \quad (22)$$

et

$$\delta = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \cdot \lambda_2}} \quad (23)$$

Où λ_r est le $r^{\text{ème}}$ moment spectrale défini comme étant :

$$\lambda_r = \int_0^{\infty} \omega^2 \cdot G(\omega) d\omega \quad (24)$$

Dans le cas général, la densité spectrale de l'accélération du sol est communément présentée sous la forme proposée par KANAI et TAJIMI donnée par :

$$G(\omega) = \frac{1 + 4 \cdot \xi_g^2 (\omega/\omega_g)^2}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + (2 \cdot \xi_g \cdot \omega/\omega_g)^2} \cdot G_0 \quad (25)$$

Les paramètres ξ_g , ω_g et G_0 représentent respectivement l'amortissement du sol, la fréquence du sol et l'intensité du sol. "Lai" a proposé des relations empiriques pour l'estimation de la fréquence du sol ω_g de la fréquence centrale ω_c pour une distance epicentrale donnée R ou une magnitude locale donnée m. Ces relations sont : [14]

$$\omega_g = 27 - 0.09.R \quad 10 \text{ km} \leq R \leq 160 \text{ km}$$

$$\omega_g = 65 - 7.5.R \quad 5 \leq m \leq 7$$

III-6-5- Facteur influençant le mouvement sismique

Le mouvement sismique et sa durée en un site particulier, sont influencés par certains facteurs; les plus importants sont :

- 1- La magnitude
- 2- La distance épacentrale
- 3- La vitesse de propagation le long du milieu traversée
- 4- Mécanisme à la faille (type de faille, conditions sur les contraintes....)

L'effet de certains paramètres telles que les conditions locales du site et l'énergie dissipée à partir de la source ne sont pas très maîtrisées. Ce sont des phénomènes très complexes et difficile à quantifier

a/- Distance épacentrale

La variation du mouvement sismique en fonction de la distance à la source a été étudiée par plusieurs personnes. Dans la plupart des études, l'accélération de pointe était représentée comme étant une fonction de la distance épacentrale; la courbe basée sur une analyse de régression relative aux données existantes ainsi que son équation ont été utilisées pour prédire le mouvement sismique exprimé en fonction de la distance épacentrale. Ces relations se réfèrent à la notion d'atténuation du mouvement sismique et sont quelques fois indépendantes de la magnitude

b/- Magnitude

La magnitude est un paramètre objectif du mouvement sismique. L'échelle la plus objective est certainement l'échelle de RICHTER. Suivant la définition originale donnée par Richter, la magnitude m est un paramètre permettant la mesure ou la quantification de l'énergie d'un séisme au focus, elle est exprimée comme étant le logarithme de l'amplitude donnée en microns à 100 km de l'épicentre. La relation liant les deux paramètres est donnée par :

$$\log E = 11.8 + 1.5.m \quad (26)$$

c/- Intensité sismique

L'intensité sismique est un concept qui se réfère aux effets du séisme sur les structures et les vies humaines et est relié au potentiel destructif du mouvement sismique.

Plusieurs échelles de types objectives et subjectives ont été développées. La seule échelle subjective est celle de Mercalli modifiée; il consiste en 12 degrés d'intensité permettant de classer les séismes en fonction de leurs effets majeurs sur les personnes, les structures et les objets.

III-7- Réponse dynamique linéaire des structures élastiques

III-7-1- Réponse à un chargement sismique

Considérant le système dynamique linéaire de la figure 17, où sa réponse dynamique $u(t)$ est engendré par un mouvement sismique ayant une accélération $a(t)$.

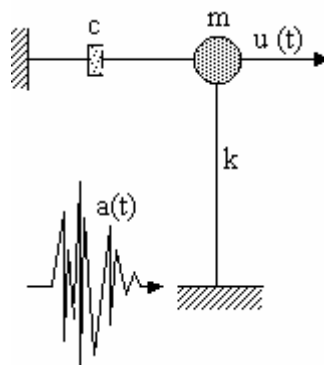


Fig. 17 : Système à un seul ddl

le système est considéré invariant en fonction du temps, ceci veut dire que si la réponse produit par l'excitation $a(t)$ et $u(t)$, l'excitation $a(t+t_0)$ engendre une réponse $u(t+t_0)$, ou t_0 est une constante arbitraire. Dans ces conditions, le mouvement du système est gouverné par l'équation différentiel suivante :

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = -m \cdot a(t) \quad (27)$$

Dans le cas ou on tient compte du mouvement du sol (cas du séisme), on impose au sol un déplacement horizontal $v_s(t)$ variable avec le temps :

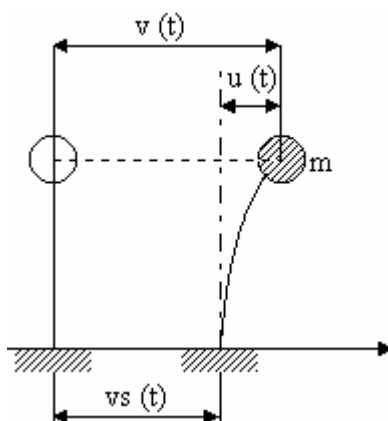


Fig. 18 : Excitation par déplacement d'appui

Les déplacements de la masse m sont mesurés, soit dans un repère relatif (déplacement $u(t)$) soit dans un repère absolu (déplacement $v(t)$). Ces déplacements sont liés par la relation :

$$v(t) = u(t) + v_s(t) \quad (28)$$

On en déduit par dérivation, la relation entre les accélérations :

$$\dot{v}(t) = \ddot{u}(t) + \dot{v}_s(t) \quad (29)$$

La masse est soumise à l'action des forces horizontales suivantes :

- une force de rappel due à la console qui est proportionnelle au déplacement relatif u
- une force d'amortissement supposée proportionnelle à la vitesse relative \dot{u}

Ces forces sont liées à l'accélération absolue v par la relation

$$F_1 + F_2 = mv \quad (30)$$

On en déduit l'équation du mouvement :

$$v + \frac{c}{m} \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = 0 \quad (31)$$

Soit compte tenu de l'équation précédente :

$$+ \frac{c}{m} \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = \frac{p(t)}{m} \quad (32)$$

avec :

$$p(t) = - m \cdot v_s(t) \quad (33)$$

On voit qu'on se ramène à l'étude d'un oscillateur simple dans le repère relatif en supposant la masse soumise à une force fictive $p(t) = - m \cdot v_s(t)$ proportionnelle à l'accélération absolue. La solution est donnée soit par une intégration pas à pas où par l'intégrale de Duhamel qui prend la forme particulière :

$$u(t) = - \frac{1}{\omega_D} \int_0^t v_s(\tau) \cdot e^{-\xi \omega(t-\tau)} \cdot \sin [\omega_D (t-\tau)] \cdot d\tau \quad (34)$$

Avec :

$$\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad (35)$$

On remarque que la valeur du déplacement ne dépend que de la pulsation ω (c.à.d de la période de vibration T), du coefficient d'amortissement ξ est de l'accélération $v_s(t)$ du sol. Ces paramètres dynamiques influencent le comportement sismique d'une structure et par la suite l'endommagement sismique. Pour les trois accélérogrammes Charchell, Ulcinj et Elcentro, une étude de la réponse dynamique de l'oscillateur simple du genre paramétrique a été faite.

Cette étude consiste à quantifier la réponse en termes de déplacements, de vitesses ou d'accélération d'une structure donnée en faisant varier l'amortissement pris comme étant un amortissement de type visqueux et la période de vibration de la structure relative à sa rigidité en utilisant les trois accélérogrammes cités précédemment représentant le mouvement sismique de type proche et lointain. Les résultats sont donnés pour différents amortissements sous forme graphique dans les figures suivantes :

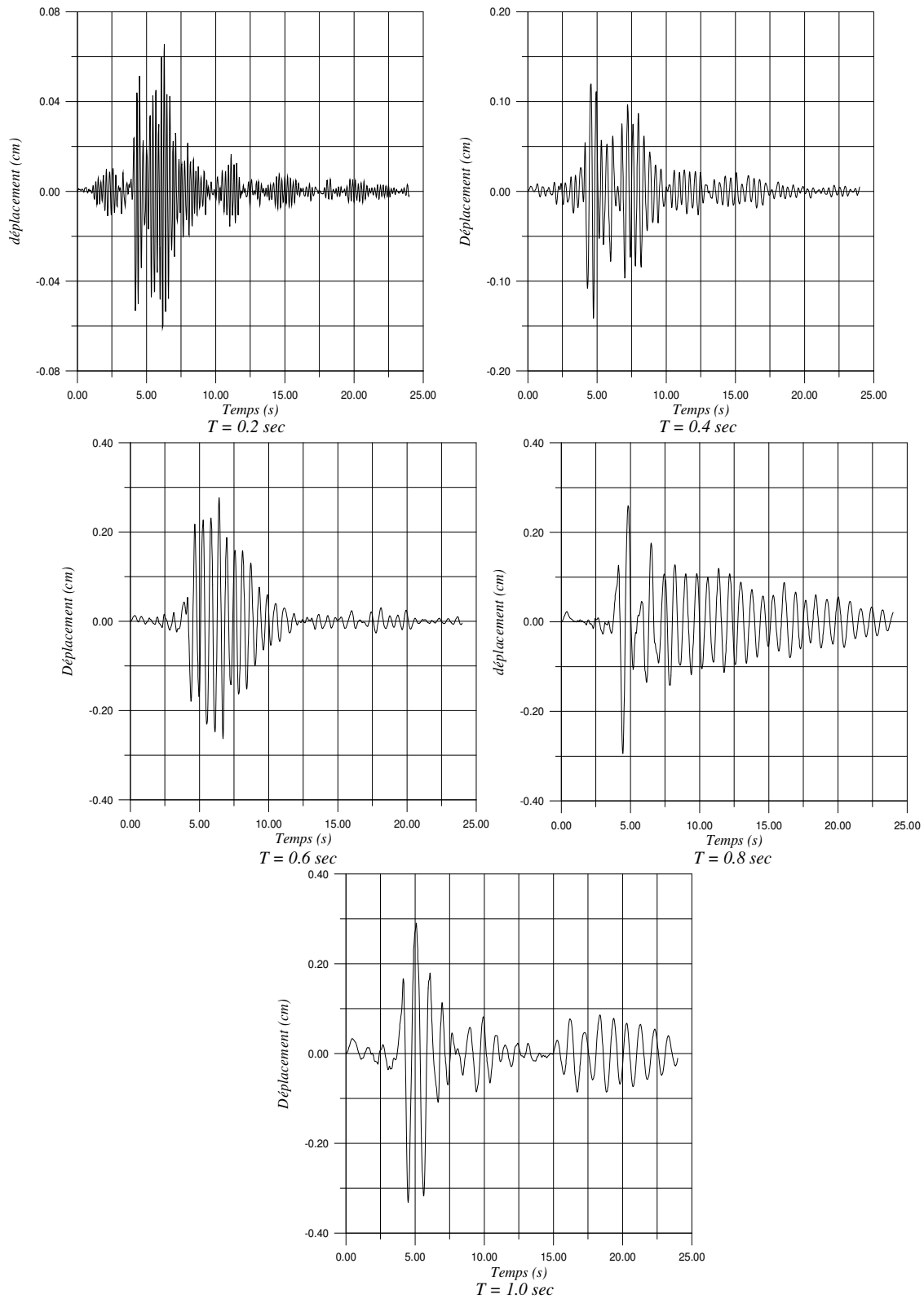


Fig. 19 : Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme de Cherchell
 Pour un amortissement de $\xi = 5 \%$

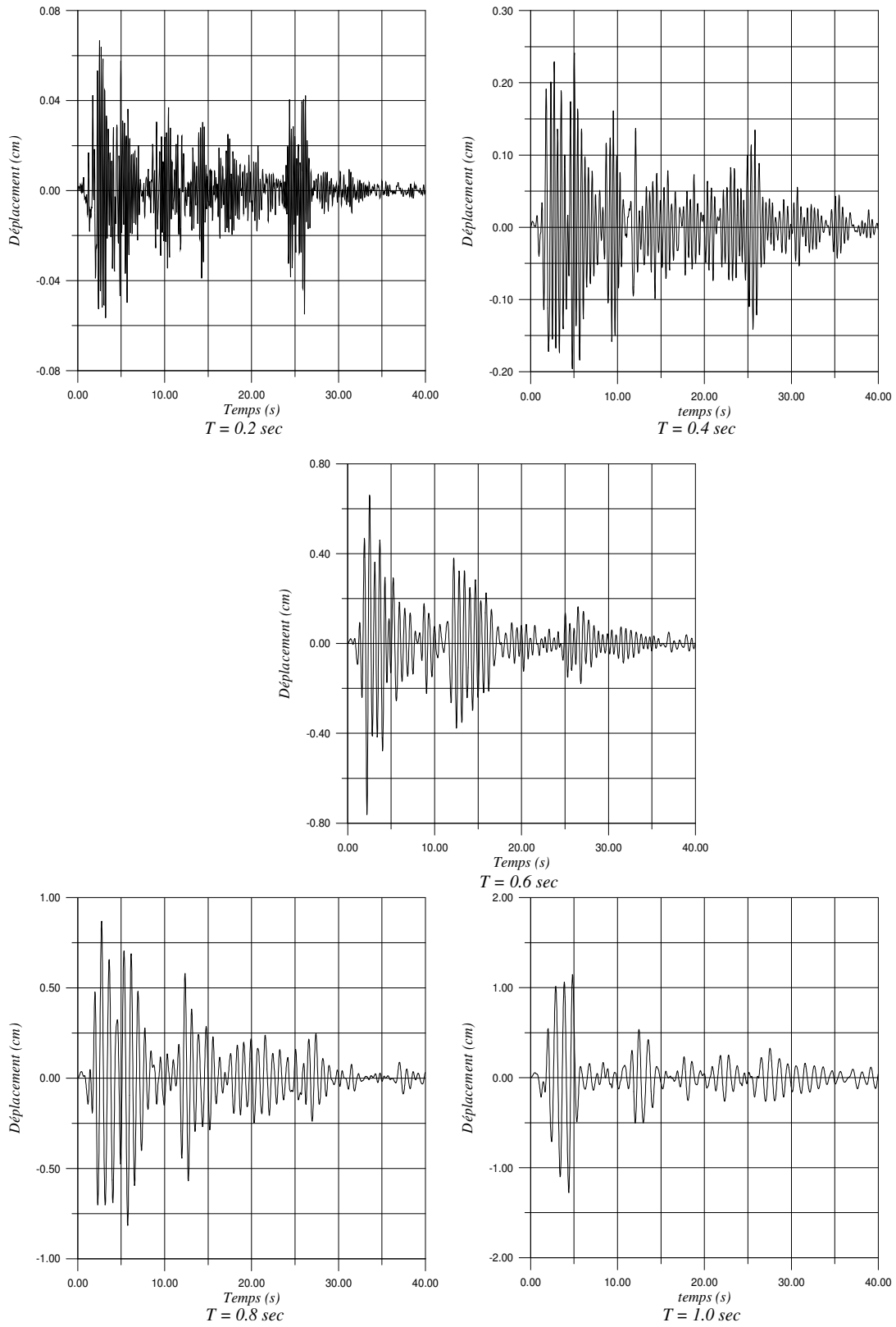


Fig. 20 : Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Elcentro
 Pour un amortissement de $\xi = 5 \%$

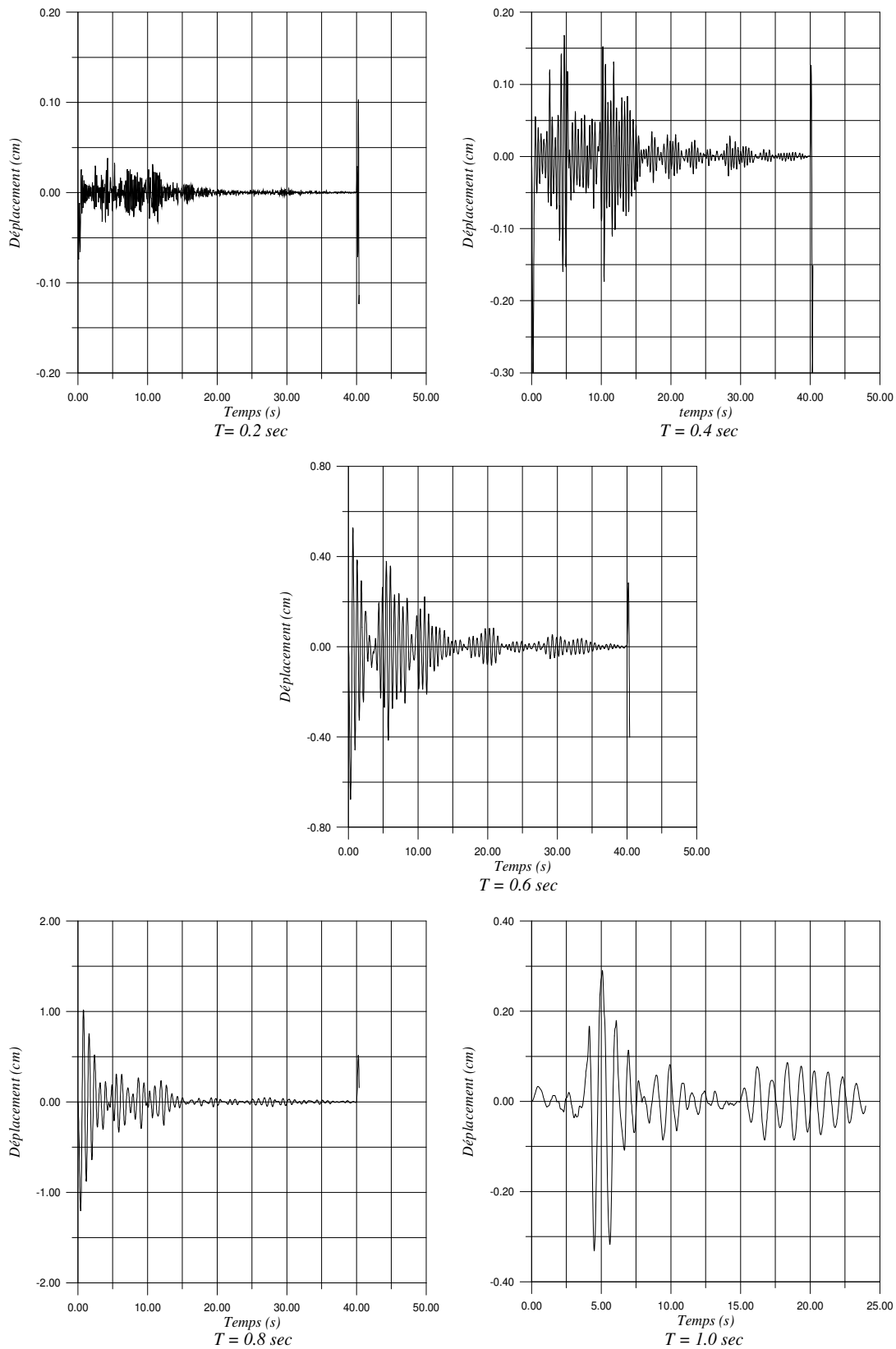


Fig. 21 : Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Ulcinj
Pour un amortissement de $\xi = 5 \%$

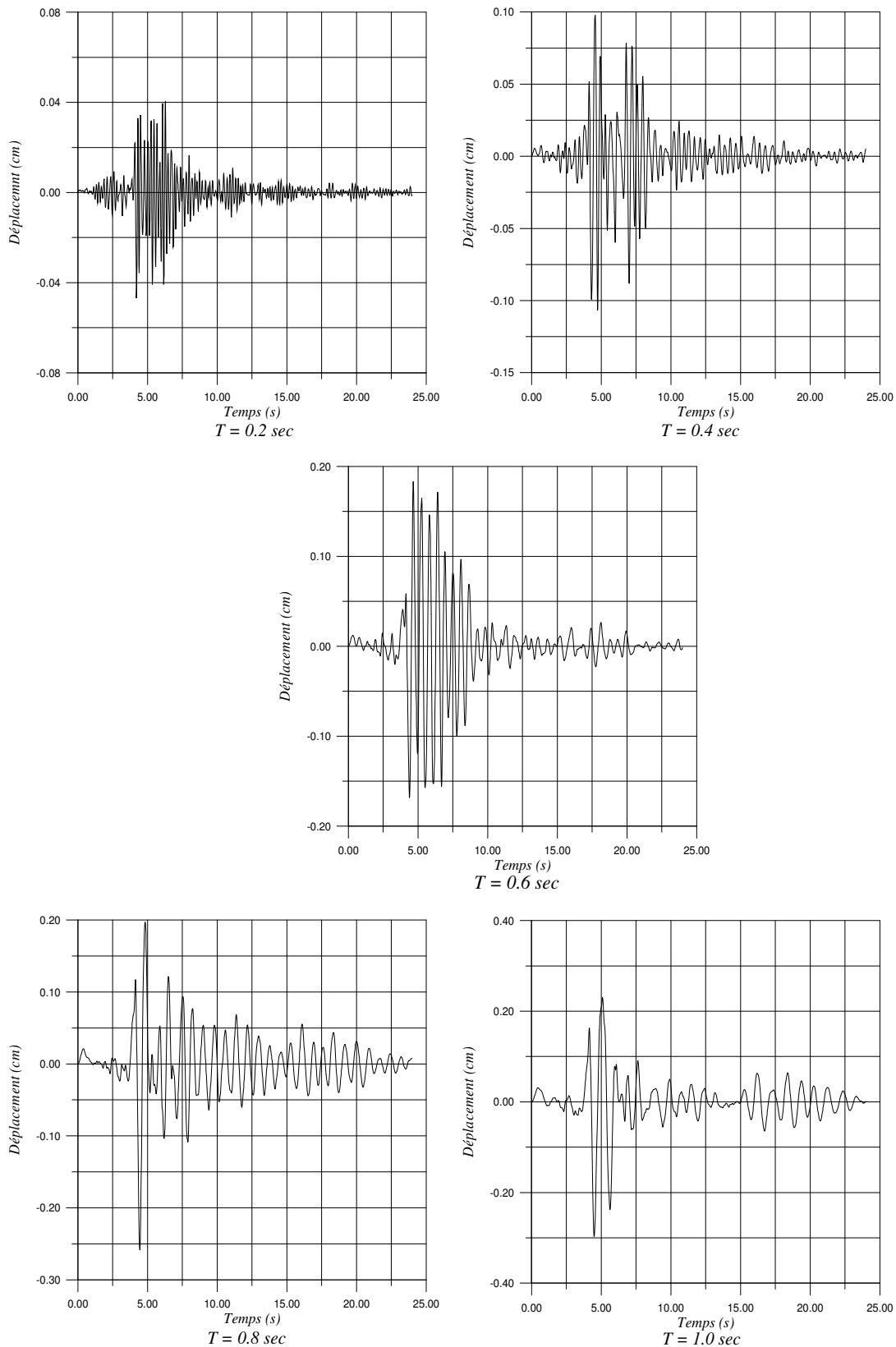


Fig. 22 : Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme de Cherrhell
 Pour un amortissement de $\xi = 10 \%$

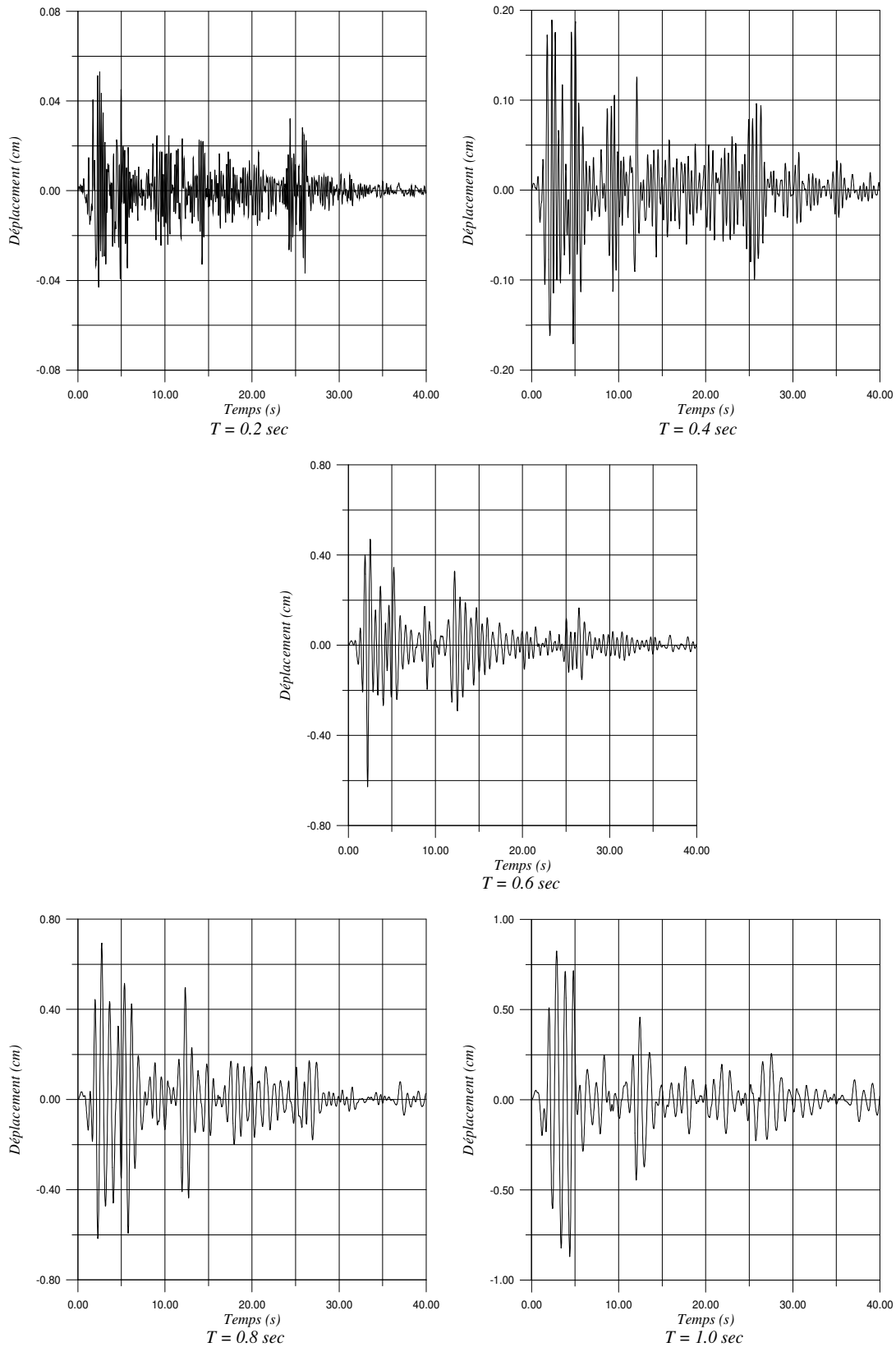


Fig. 23 : Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Elcentro
Pour un amortissement de $\xi = 10 \%$

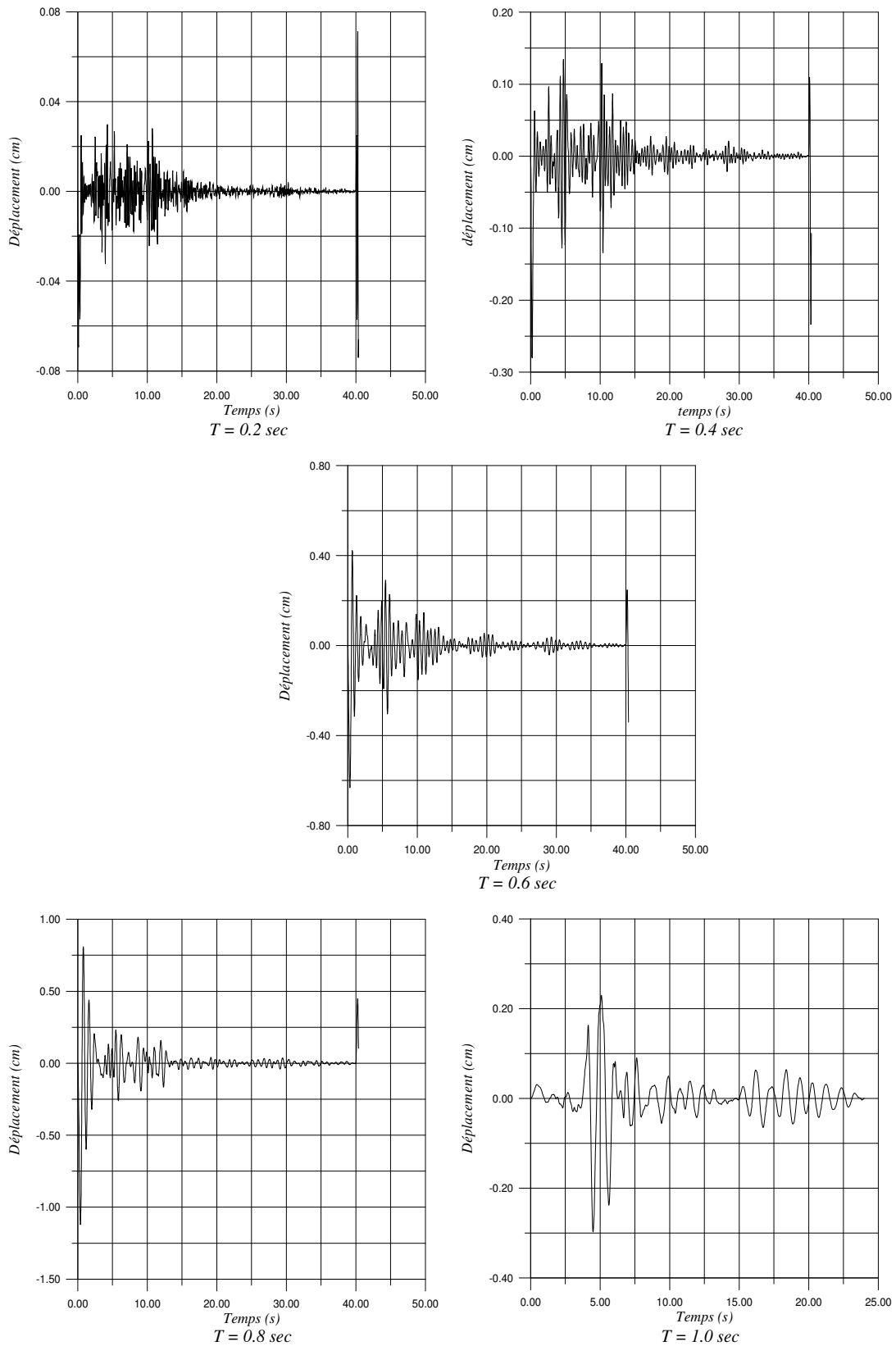


Fig. 24 : Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Ulcinj
Pour un amortissement de $\xi = 10 \%$

La valeur maximale U_{\max} du déplacement relatif dépend uniquement des paramètres ω et ξ ; pour une valeur de ξ donnée, on peut donc tracer la courbe reliant le déplacement U_{\max} et la période T . Cette courbe n'étant que le spectre de déplacement de la secousse sismique

III-7-2- Spectre de réponse

La prise en compte des déplacements et des efforts à chaque instant d'une accélération dans le temps demande un effort de calcul considérable. Pour des problèmes pratiques, et spécialement pour une analyse structurale, seulement les valeurs maximales sont prises en compte. La valeur maximale du déplacement, sera définie comme étant le déplacement spectral donné par :

$$S_d = u(t)_{\max} \quad (36)$$

ou $u(t)_{\max}$ est donné par le biais de la formule suivante:

$$u(t)_{\max} = S_v / \omega \quad (37)$$

S_v étant la pseudo-vitesse spectrale, obtenue à partir de l'équation suivante :

$$S_v = S_v(\xi, \omega) = \left[\int_0^t \ddot{u}_g(t) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right] \quad (38)$$

Le paramètre S_v ne représente pas la vitesse maximale du système à 1 ddl, il prévoit une évaluation rapide du déplacement relatif maximum qui est d'un intérêt majeur dans l'analyse des structures. Par ailleurs, la pseudo-accélération S_a est définie par :

$$S_a = \omega \cdot S_v = \omega^2 \cdot S_d \quad (39)$$

La mesure de ces différents paramètres prévoit une mesure directe des efforts de réduction en termes d'effort tranchant maximum et moment de renversement maximum donnés par :

$$Q_{\max} = m \cdot \omega^2 \cdot S_d \quad (40)$$

$$M_{\max} = h \cdot m \cdot \omega^2 \cdot S_d$$

Les différents paramètres sus-mentionnés dépendent seulement de deux paramètres structuraux, l'amortissement ξ et la fréquence de vibration ω . L'étude du système à un seul ddl nous a permis de schématiser les différents spectres de réponse en termes d'accélération et de déplacement pour les différents accélérogrammes

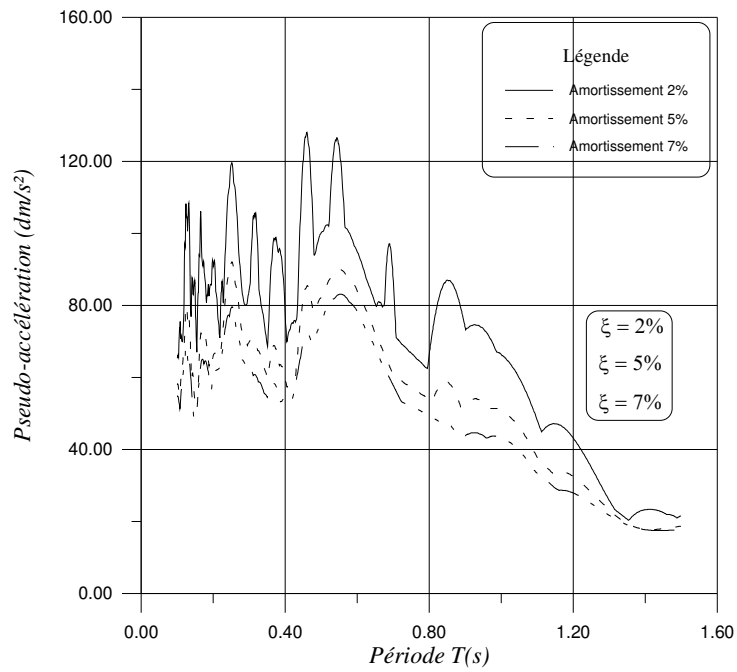


Fig. 25 : Réponse dynamique en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Elcentro

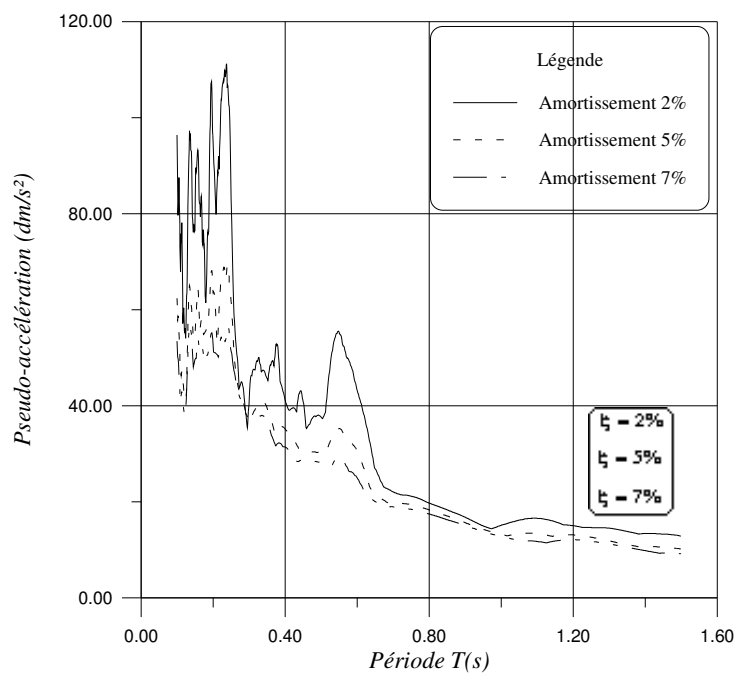


Fig. 26 : Réponse dynamique en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme de Cherrhell

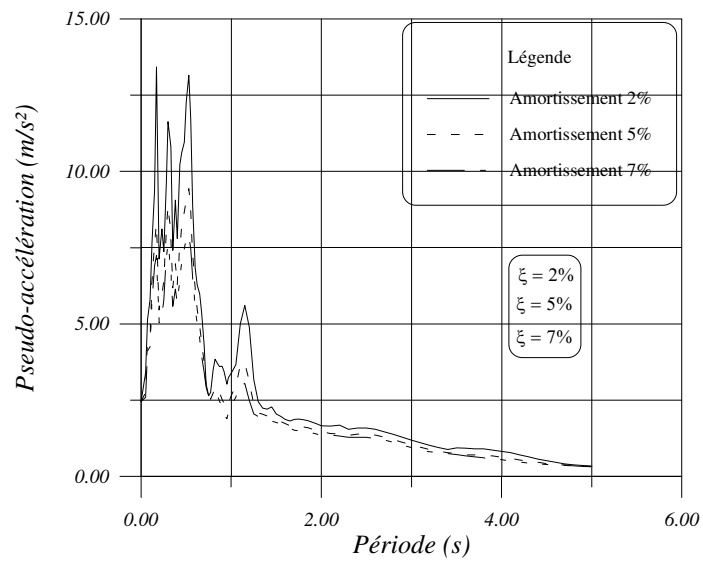


Fig. 27 : Réponse dynamique en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Ulcinj

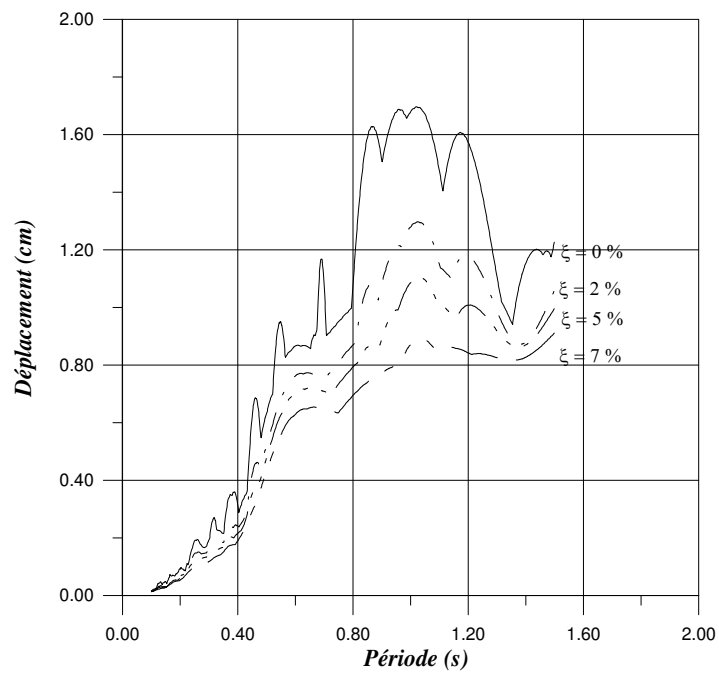


Fig. 28 : Réponse dynamique en terme de déplacement d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Elcentro

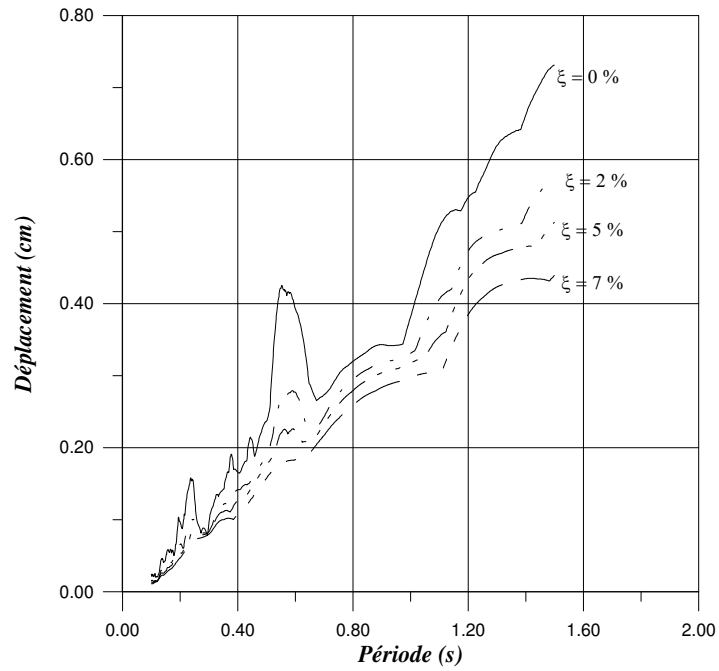


Fig. 29 : Réponse dynamique en terme de déplacement d'un système à 1ddl à l'accélérogramme de Cherchell

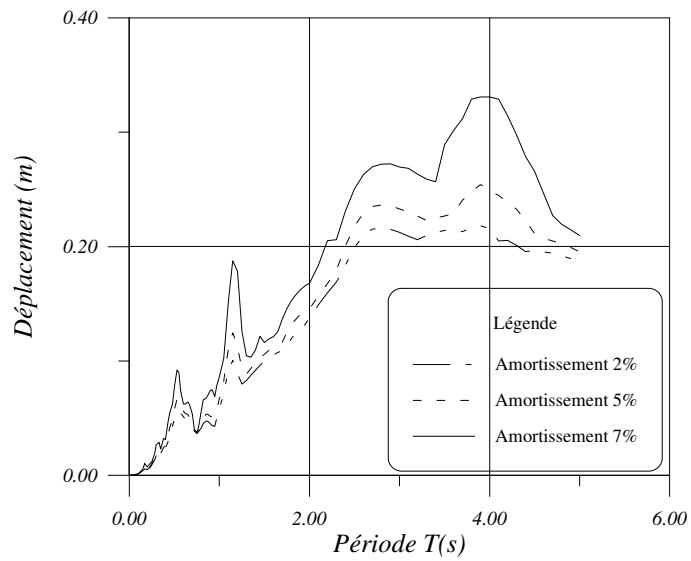


Fig. 30 : Réponse dynamique en terme de déplacement d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Ulcinj

Commentaire :

La nature générale d'un spectre de réponse, consiste en une région centrale de la réponse amplifiée et deux autres régions limitées dans lesquelles, pour des systèmes de longue période la réponse en terme de déplacement est égale au déplacement maximum du sol. Pour des systèmes à courtes périodes, la réponse en terme d'accélération est égale à l'accélération maximale du sol. Pour des systèmes ayant des périodes intermédiaires, le mouvement s'amplifie davantage; le facteur d'amplification relatif au déplacement est moins important comparé à celui de la vitesse qui est à son tour moins important à celui de la vitesse. Par ailleurs, les pics d'accélération, de vitesse ou de déplacement sont plus aigus et irréguliers quand l'amortissement diminue et par cela la réponse augmente.

Les spectres de réponse montrent directement l'aptitude d'un système à un seul degré de liberté de période de vibration et d'amortissement spécifiés à répondre à un mouvement sismique du sol. La seule limitation dans son application est que la réponse est supposée être linéaire élastique. Cependant, la réponse spectrale ne peut en aucun cas prédire l'endommagement d'une structure sous l'action d'une excitation sismique, puisque celui-ci est généralement engendré par des déformations élastoplastiques.

III-8- Réponse dynamique non linéaire des structures

III-8-1- Introduction

Les structures sujettes aux séismes majeurs se comportent inévitablement d'une manière non linéaire. L'étude de ces structures nécessite donc une analyse dynamique qui tient compte de ce fait. Les méthodes d'analyse dynamique linéaires élastiques peuvent être convenablement et économiquement utilisées pour la production des conceptions sécuritaires. Cependant, elles ne peuvent pas fournir des informations directes sur le comportement non linéaire de la structure. La nature complexe de l'approche non linéaire a sévèrement restreint son champ d'utilisation qui jusqu'à présent n'a pas dépassé le cercle des travaux de recherches.

Quand on parle de non linéarité on fait toujours allusion aux changements des propriétés mécanique du matériau. Ceci est vrai dans le cas de l'analyse non linéaire statique qui ne fait intervenir ni inertie (masse), ni amortissement. Dans la dynamique, cependant, la non linéarité peut apparaître dans la rigidité, l'amortissement ou la masse du système.

Si on considère l'équation différentielle du système à un seul ddl suivante :

$$m.\ddot{u}(t) + c.\dot{u}(t) + k.u(t) = -m.a(t) \quad (41)$$

il est évident que si la masse m , l'amortissement c et la rigidité k varient au cours du temps, le système devient non linéaire et le concept de la superposition des modes ne peut pas être appliqué. Les variations de m , de c et de k qui gouvernent l'équation précédente nous permettent d'identifier les causes de la non linéarité dans un système.

III-8-2- Variation de la masse

La non linéarité due à la variation de la masse pendant les vibrations causées par un séisme est très rare. Ces cas sont généralement imprévisibles et donc difficile à modéliser. Cette non linéarité est d'une importance moindre par rapport aux autres sources de non linéarité, et donc son effet n'est pas pris en considération dans l'analyse dynamique des structures.

III-8-3- Variation de l'amortissement

L'amortissement des structures est toujours nonlinéaire, mais pour simplifier la résolution de l'équation différentielle du mouvement il suppose du type visqueux linéaire (proportionnel à la vitesse). Cette représentation donne de bons résultats mais ne révèle pas le degré de complexité du mécanisme d'amortissement dans la structure.

III-8-4- Variation de la rigidité

La variation de la rigidité d'un système provient principalement des changements des propriétés géométriques ou mécaniques des éléments de la structure.

1- Non linéarité géométrique

L'hypothèse des petites perturbations est l'une des hypothèses de base de la résistance des matériaux qui s'appuie sur le fait que les déformations sont généralement petites par rapport aux dimensions de la structure déformée. Ce principe n'est plus valable quand les éléments d'une structure subissent des déformations assez importantes pour provoquer un changement de la rigidité globale du système. Il faut noter qu'un système élastique peut être géométriquement non linéaire. c'est le cas des bâtiments de hauteurs élevées (effet P- Δ).

2- Non linéarité mécanique

L'aspect le plus répandu de la variation de la rigidité est probablement celui qui est attribué au comportement nonlinéaire des matériaux. C'est le domaine de déformation des éléments au delà de la limite élastique. Dans ce cas le matériau ne suit pas la loi de Hooke et la rigidité est tangente à la courbe force-déformation caractérisant le matériau. L'une des difficultés rencontrées dans l'analyse dynamique nonlinéaire est la modélisation mathématique du comportement post-élastique de matériaux. Une approche simple du problème consiste à localiser la déformation nonlinéaire dans des points et idéaliser la courbe force-déformation du matériau par des modèles hystérésis multilinéaires. Une différence fondamentale entre l'analyse nonlinéaire statique et dynamique est que l'itinéraire des forces est très important dans la dynamique, puisque l'aire délimitée par les boucles hystérésis formées par les courbes force-déformation est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité.

Deux exemples de modèles hystérésis sont généralement utilisés pour idéaliser le comportement plastique d'un matériau :

***-Le modèle bilinéaire**

La courbe force-déformation de ce modèle décrit le comportement du matériau en deux phases, la première est une droite dont la pente dépend des caractéristiques du matériau et la seconde est idéalisée par une droite variant en fonction de la rigidité initiale.

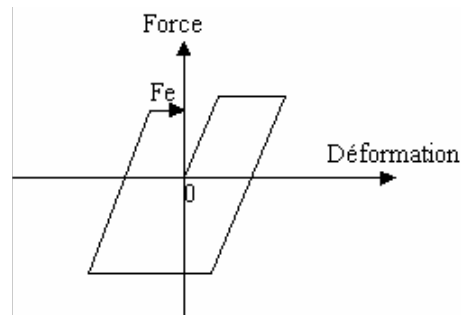


Fig. 31 : Modèle bilinéaire

***-Le modèle de Takeda**

Ce modèle qui a été développé sur la base des résultats expérimentaux est un modèle multilinéaire qui simule la dégradation de la rigidité des éléments sous l'effet des chargements cycliques.

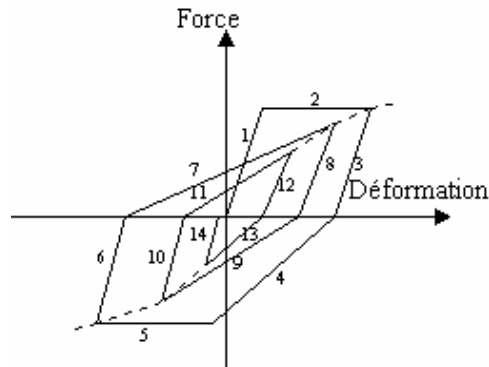


Fig. 32 : Modèle de Takeda

Dans la partie qui va suivre, on ne s'intéressera qu'au cas courant de la non linéarité du matériau (non linéarité mécanique ou la rigidité k est variable durant le mouvement de la masse). L'équation régissant un tel modèle de comportement est donnée par l'expression suivante :

$$m.\ddot{u} + c.\dot{u} + k(u).u = -m.\ddot{u}_g \tag{42}$$

Dans la suite de l'étude, la masse et l'amortissement du système sont invariants durant la durée de l'excitation.

III-8-5- Intégration des équations du mouvement

La méthode de résolution des équations non linéaires du mouvement la plus utilisée et la plus répandue est la méthode d'intégration pas à pas considérée comme la plus efficace, puisqu'elle procure une bonne précision en un temps relativement très court. Dans cette méthode, la réponse est estimée à des incréments de temps successifs Δt , pris généralement égaux pour pouvoir réduire la complexité des calculs à entreprendre. La condition de l'équilibre dynamique est établie à chaque incrément de temps. Par ailleurs, la réponse pour un incrément de temps Δt est évaluée approximativement en se basant sur le fait que les coefficients $k(u)$ et $c(u)$ restent constants durant l'intervalle de temps Δt .

Les caractéristiques non linéaires de ces coefficients sont considérés dans l'analyse en réévaluant ces mêmes coefficients au début de chaque incrément de temps, la réponse est alors obtenue en utilisant le déplacement et la vitesse calculés à la fin de chaque intervalle de temps comme des conditions initiales pour le prochain pas de temps. Ceci explique que le comportement non linéaire du système est identique à une séquence de systèmes se comportant d'une façon linéaire. L'approche décrite, nous permet d'écrire à chaque incrément de temps i , l'équation incrémentale suivante :

$$m.\Delta\ddot{u}_i + c_i. \Delta \dot{u}_i + k_i. \Delta u_i = \Delta F_i \quad (43)$$

Plusieurs méthodes d'intégration des équations non linéaires du mouvement utilisent l'intégration pas à pas, parmi ces méthodes on distingue la méthode qui se base sur l'hypothèse d'une accélération constante ou celle qui se base sur l'hypothèse d'une accélération linéaire à l'intérieur de l'intervalle de temps Δt . Comme son nom l'indique, la méthode à accélération constante suppose que celle-ci reste constante durant l'intervalle de temps Δt , elle est très simple à manipuler mais moins précise comparée à la méthode à accélération linéaire.

III-8-5-1- Méthode pas a pas – Accélération non linéaire

Dans la méthode à accélération linéaire, la variation de l'accélération est supposée linéaire en fonction du temps durant l'intervalle de temps Δt . Dans ce type d'analyse, les propriétés du matériau en termes d'amortissement c et de rigidité k peuvent inclure n'importe quel type de non linéarité, ces coefficients sont évalués à un instant t_i et restent constants durant l'incrément de temps Δt . Si l'accélération est supposée être une fonction linéaire du temps dans l'intervalle de temps $\Delta t = t_{i+1} - t_i$, on peut l'exprimer par le biais de la relation suivante :

$$\ddot{U}(t) = \ddot{U}_i + \frac{\Delta\ddot{U}_i}{\Delta t} (t-t_i) \quad (44)$$

Avec :

$$\Delta\ddot{U}_i = \ddot{U}(t_i+\Delta t) - \ddot{U}(t_i) \quad (45)$$

En intégrant l'équation (44) deux fois par rapport au temps entre t_i et t on aura alors :

$$\dot{U}(t) = \dot{U}_i + \ddot{U}_i (t-t_i) + \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta\ddot{U}_i}{\Delta t} (t-t_i)^2 \quad (46)$$

$$U(t) = U_i + \dot{U}_i (t-t_i) + \frac{1}{2} \cdot \ddot{U}_i (t-t_i)^2 + \frac{1}{6} \cdot \frac{\Delta\ddot{U}_i}{\Delta t} (t-t_i)^3 \quad (47)$$

Au temps $t = t_i + \Delta t$, les équations (46) et (47) donnent :

$$\Delta\dot{U}_i = \ddot{U}_i \Delta t + \frac{1}{2} \cdot \Delta\ddot{U}_i \Delta t \quad (48)$$

$$\Delta U_i = \dot{U}_i \Delta t + \frac{1}{2} \cdot \ddot{U}_i \Delta t^2 + \frac{1}{6} \cdot \Delta\ddot{U}_i \Delta t^2 \quad (49)$$

L'équation (49) nous permet d'écrire ce qui suit :

$$\Delta\ddot{U}_i = \frac{6}{\Delta t^2} \cdot \Delta U_i - \frac{6}{\Delta t} \cdot \dot{U}_i - 3 \cdot \ddot{U}_i \quad (50)$$

Et

$$\Delta\dot{U}_i = \frac{3}{\Delta t} \cdot \Delta U_i - \frac{\Delta t}{2} \cdot \ddot{U}_i - 3 \cdot \dot{U}_i \quad (51)$$

La substitution des équations (50) et (51) dans l'équation incrémentale (43) nous conduit à l'équation incrémentale du mouvement suivante:

$$M \cdot \left\{ \frac{6}{\Delta t^2} \cdot \Delta U_i - \frac{6}{\Delta t} \cdot \dot{U}_i - 3 \cdot \ddot{U}_i \right\} + C_i \cdot \left\{ \frac{3}{\Delta t} \cdot \Delta U_i - \frac{\Delta t}{2} \cdot \ddot{U}_i - 3 \cdot \dot{U}_i \right\} + K_i \cdot \Delta U_i = \Delta F_i \quad (52)$$

Que l'on peut écrire sous une forme très simple :

$$\overline{K}_i \Delta U_i = \Delta \cdot \overline{F}_i \quad (53)$$

Avec :

$$\overline{K}_i = K_i + \frac{6m}{\Delta t^2} + \frac{3 \cdot C_i}{\Delta t} \quad (54)$$

Et

$$\Delta \cdot \overline{F}_i = \Delta F_i + M \cdot \left\{ \frac{6}{\Delta t} \cdot \dot{U}_i + 3 \cdot \ddot{U}_i \right\} + \left\{ 3 \cdot \dot{U}_i + \frac{\Delta t}{2} \cdot \ddot{U}_i \right\} \quad (55)$$

Il faut noter que l'équation (53) est équivalente à une équation d'équilibre statique incrémentale et peut être résolue pour un déplacement incrémental en divisant simplement la charge incrémentale équivalente $\Delta \cdot \overline{F}_i$ par la rigidité équivalente \overline{K}_i .

Le problème qui se pose en général, est le choix approprié de l'incrément de temps Δt ; La précision dépend sur la valeur choisie de cet incrément. Cependant, les facteurs suivants doivent être pris en considération dans le choix de l'incrément de temps Δt : la période de vibration, le taux de variation de la fonction de charge et la complexité des fonctions de rigidité et d'amortissement. En effet, une valeur de l'incrément de temps proche du 1/10 de la période est largement suffisante pour avoir de bons résultats.

III-8-5-2- Modèles de comportement non linéaire

L'objectif de cette partie est d'étudier quelques modèles de comportement dynamique non linéaire, fréquemment utilisés dans l'analyse dynamique non linéaire des structures, et, de voir s'ils sont capables de reproduire les réponses non linéaires observées sur les structures soumises aux séismes. Deux modèles représentant chacun une certaine forme de non linéarité mécanique ont été choisis; à savoir :

- Un modèle viscoplastique parfait
- Un modèle d'endommagement, qui va être développé dans le chapitre suivant

Modèle viscoplastique parfait

Si une structure est modélisée comme un système à un seul ddl, elle se comporte d'une manière identique à celle montrée sur la figure 33(a). Ce comportement est généralement simplifié en supposant un point d'écoulement bien défini au delà duquel des déplacements résiduels prennent place pour une valeur de la force constante, sans aucune augmentation dans la charge appliquée. Un tel comportement est connu sous le nom de comportement élasto-plastique, la courbe force-déplacement est montrée en figure 33(b).

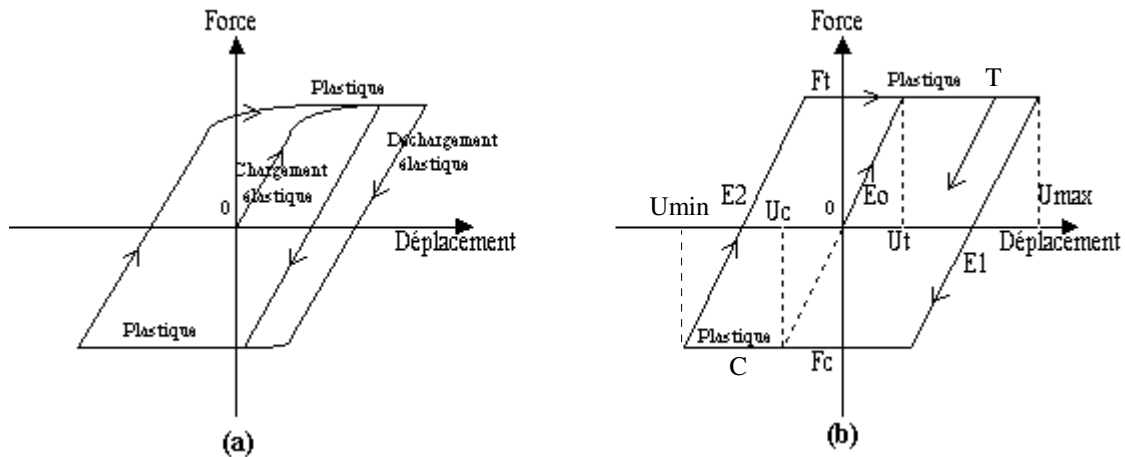


Fig. 33 : Comportement élasto-plastique

Pour une structure modélisée par un système masse-ressort, les expressions des forces relatives au comportement élasto-plastique sont déduites facilement. Ces expressions dépendent de l'intensité de la force appliquée aussi bien que du mouvement du système. En se référant à la courbe (b) de la figure 33 dans laquelle un cycle élasto-plastique est représenté, les conditions initiales sont supposées nulles. Initialement, comme la charge est appliquée le système se comporte d'une manière élastique le long de la courbe E_0 . Le déplacement U_t , au niveau duquel la zone plastique en tension commence et Le déplacement U_c , au niveau duquel la zone plastique en compression commence sont évalués respectivement à partir des expressions suivantes :

$$U_t = \frac{F_t}{k} \quad \text{et} \quad U_c = \frac{F_c}{k} \quad (56)$$

Où F_t et F_c sont respectivement les valeurs limites d'écoulement en tension et en compression et k la rigidité élastique de la structure. Le système se comporte élastiquement sur la courbe E_0 aussi longtemps que le déplacement U satisfait :

$$U_c < U < U_t \quad (57)$$

Si le déplacement U atteint U_t , le système commence à se comporter d'une manière plastique en tension le long de la courbe T (voir figure 33(b)), aussi longtemps que la vitesse $\dot{U} > 0$. Lorsque la vitesse $\dot{U} < 0$, la loi de comportement suit la courbe E1 avec deux nouveaux points limites d'écoulements donnés par :

$$U_t = U_{\max} \quad (58)$$

Et

$$U_c = U_{\max} - \frac{F_t - F_c}{k} \quad (59)$$

Dans lesquelles U_{\max} est le déplacement maximum le long de la courbe T, qui se produit quand la vitesse \dot{U} s'annule. De la même manière, si le déplacement U atteint U_c , le système commence à se comporter d'une manière plastique en compression le long de la courbe C (voir figure 33(b)), aussi longtemps que la vitesse $\dot{U} < 0$. Le système revient à un état de comportement élastique quand la vitesse change de signe ($\dot{U} > 0$). Dans ce cas, les deux nouvelles valeurs limites d'écoulement sont donnés par :

$$U_t = U_{\min} \quad (60)$$

Et

$$U_c = U_{\min} + \frac{F_t - F_c}{k} \quad (61)$$

Dans lesquelles U_{\min} est le déplacement minimum le long de la courbe C, qui se produit quand la vitesse \dot{U} s'annule.

On s'intéresse maintenant au calcul de la force à chaque segment du cycle ou de la courbe élasto-plastique. La force au niveau de la phase élastique du cycle ($E_0, E1, E2, \dots$) peut être calculée par le biais de la formule suivante :

$$F = F_t - (U_t - U).k \quad (62)$$

Dans la phase plastique en tension:

$$F = F_t \quad (63)$$

Dans la phase plastique en compression:

$$F = F_c \quad (64)$$

Dans la partie qui suit, on va voir l'influence des paramètres dynamiques relatifs au modèle élasto-plastique à savoir : l'amortissement de type visqueux et la fréquence de vibration relative au domaine élastique de la loi de comportement du système à 1 ddl soumis à l'action de trois types d'accélérogramme, Charchel, El centro et Ulcinj. Les résultats de cette étude sont représentés dans les graphes suivants :

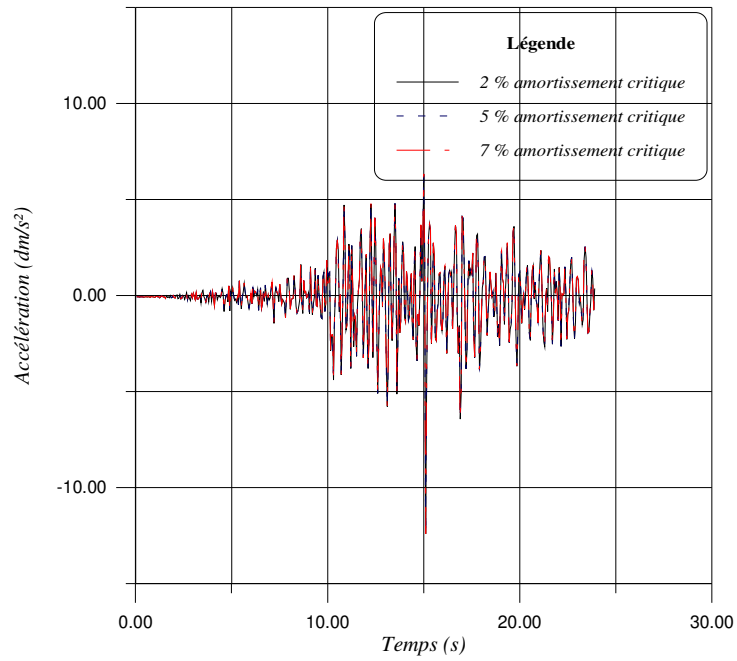


Fig.34 : Réponse dynamique non linéaire en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme de Cherchel

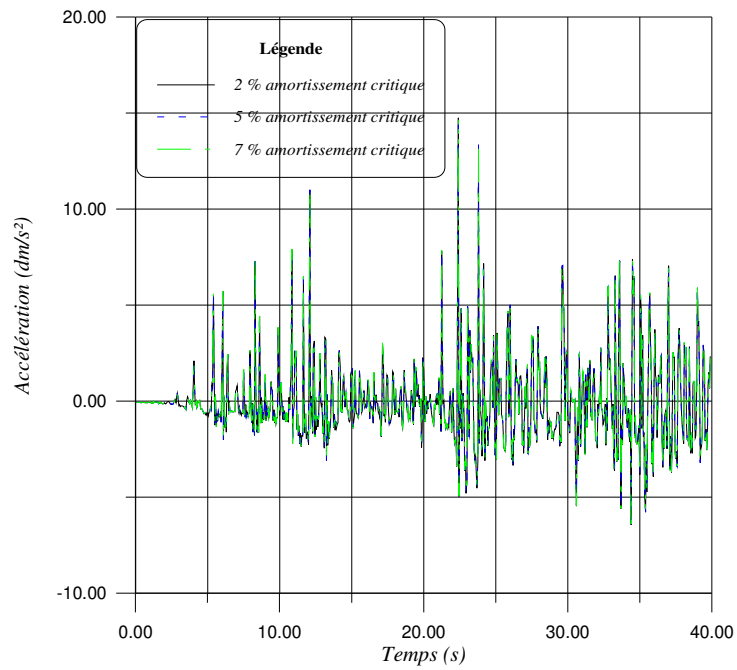


Fig.35 : Réponse dynamique non linéaire en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Elcentro

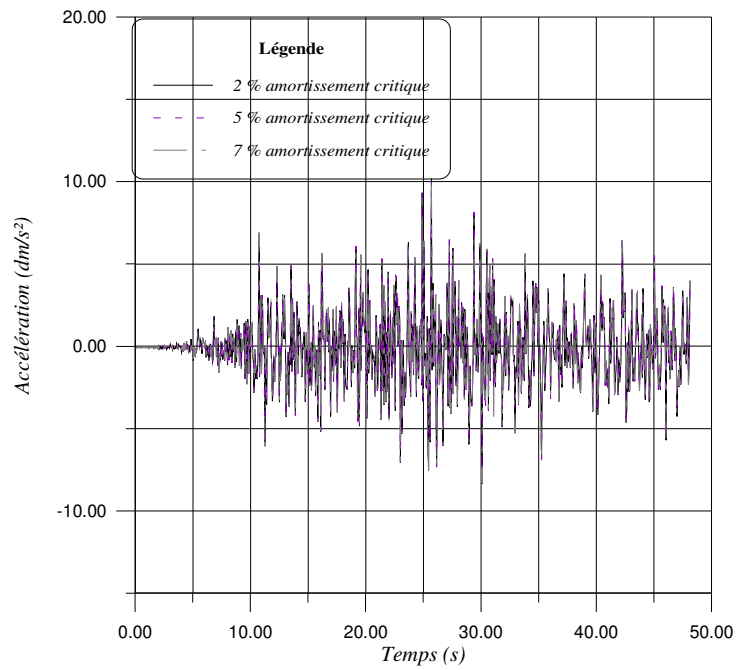


Fig.36 : Réponse dynamique non linéaire en terme d'accélération d'un système à 1 ddl à l'accélérogramme d'Ulcinj

Les résultats de l'analyse obtenus à partir des différents accélérogrammes utilisés ont montré que pour les systèmes de longue période le déplacement total est le même pour la réponse d'un système élasto-plastique que pour celle d'un système élastique.

Pour des systèmes de courte période, l'accélération est la même pour les deux comportements, pour une période intermédiaire, l'énergie dissipée est la même que ce soit pour un système inélastique ou un système élastique.

CHAPITRE IV

METHODOLOGIE D'ETUDES DE VULNERABILITE

DES BATIMENTS EN MACONNERIE

IV-1- Généralités

Les bâtiments en maçonnerie représentent des systèmes structuraux de type spécifique, composés d'éléments structuraux verticaux (murs) et des éléments structuraux horizontaux (planchers).

Sous l'action d'un mouvement sismique, les forces horizontales d'inertie sont induites dans le système structural, ces forces d'inertie seront transférées des structures planchers aux murs porteurs en créant des effets de cisaillement et de flexion et des murs porteurs aux fondations. En outre, due à une distribution de la masse des éléments murs, les forces d'inertie distribuées (réparties) sont induites résultant en une flexion plan des murs porteurs.

Pour une meilleure configuration structurelle et architecturale, le bâtiment en maçonnerie doit être symétrique par rapport aux axes principaux; l'absence d'une symétrie crée des effets de torsion et conduit à une concentration de dommage dans les zones critiques.

Afin d'acquérir un comportement satisfaisant sous l'action d'un séisme, les murs en maçonnerie doivent être uniformément répartis dans toutes les directions principales, en hauteur et en nombre suffisant pour pouvoir résister aux charges sismiques latérales. Les murs doivent être fermement reliés aux planchers jouant le rôle de diaphragmes rigides horizontaux. [1]

L'objectif primordial pour la mise en évidence d'une telle méthodologie, consiste donc en l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie sur la base:

- 1- D'une étude générale de l'aléa sismique permettant de définir un modèle numérique, dépendant de certains paramètres pré définis tels que les conditions locales du site
- 2- D'une analyse du dommage et de la sécurité des bâtiments permettant une évaluation réelle de "l'état de santé" des bâtiments
- 3- D'une évaluation de la vulnérabilité des bâtiments

IV-2- Etude de l'aléa sismique

Le but de cette étude, est d'explicitier le concept résumant les éléments de base pour l'analyse de l'aléa sismique, et d'illustrer par la suite les cartes d'aléa sismiques.

Considérant la complexité de l'analyse de l'aléa sismique et l'application des résultats dans le processus d'urbanisation, l'expérience présentée doit être conçue seulement comme une orientation de base dans la solution de ce problème qui demeure toujours complexe.

Les méthodes connues et la solution de l'analyse de l'aléa sismique, prennent en compte les informations sur la géologie et la sismologie, afin de donner des prévisions probabilistes des futurs séismes. Il est souhaitable que les ingénieurs sachent le danger potentiel des futurs événements. Pour cela, des investigations détaillées et des études pour la définition du niveau d'aléa sismiques d'un site donné sont nécessaires

Le caractère spécifique de ces investigations est de déterminer l'intensité sismique maximale et son application dans le processus de calcul.

Cependant, dû au caractère aléatoire de l'occurrence sismique et de son effet sur les structures, le modèle mathématique et l'application dans le processus de calcul sont possibles seulement en introduisant des hypothèses et des simplifications associées avec le mécanisme d'occurrence sismique et le comportement structurel sous l'action des forces sismiques. [8]

L'une des solutions possibles de ce problème est l'adoption d'un certain niveau de risque sismique existant et la réduction de ce niveau de risque aux limites admissibles sur la base de données détaillées

Pour une analyse du risque sismique, plusieurs modèles numériques et mathématiques peuvent être formulés, dépendant de paramètres pré définis. Le modèle mathématique qui va être décrit et proposé sous forme d'organigramme (voir Fig. 35), comporte plusieurs étapes d'analyse, et est capable d'en faire une analyse théorique et quantitative des caractéristiques de probabilité d'occurrence des accélérations maximales du sol au site considéré.

La procédure d'analyse de l'aléa sismique nécessite:

- La collecte des données existantes sur les caractéristiques tectoniques et sismiques sur le site considéré
- Définition du modèle de sismicité
- Détermination des caractéristiques géométriques et des sites pour chaque source sismique prise séparément
- Sélection des expressions analytiques correspondantes pour la diminution de l'intensité sismique avec la distance à la source
- Sélection du modèle probabiliste de la prédiction sismique
- L'évaluation de la probabilité d'occurrence sismique pour un intervalle de temps "t"
- Elaboration des cartes d'aléa sismique et des diagrammes des périodes de retour

Dans l'évaluation de l'aléa sismique, et pour des raisons pratiques, les hypothèses suivantes sont souvent introduites afin de simplifier l'analyse:

1- Les séismes comme processus aléatoire sont considérés comme stationnaires. Cette hypothèse est très importante car elle rend l'analyse très facile, et elle est justifiée par le fait qu'un grand nombre d'accélérogrammes ait des caractéristiques stationnaires dans les parties centrales dominantes

2- Les modèles du point, de la ligne et de la source sismique sont utilisés pour la définition des caractéristiques géométriques des zones où la source sismique existe

3- Pour la fréquence d'occurrence sismique, les relations logarithmiques linéaires suivantes sont utilisées:

$$\text{Log } N(m) = \alpha + \beta.B \quad (65)$$

4- Les relations d'atténuation entre accélération, magnitude et distance hypocentrale, sont appliquées afin de déterminer l'influence de certaines sources sismiques sur le site:

$$a = \frac{b_1 e^{-b_2 m}}{(R_h + b_4)^{b_3}} \quad (66)$$

5- Le modèle probabiliste de POISSON est adopté pour la génération des probabilités d'occurrence sismique en supposant que les séismes sont indépendants dans le temps et dans l'espace:

$$P_1(t) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^n}{n!} \quad (67)$$

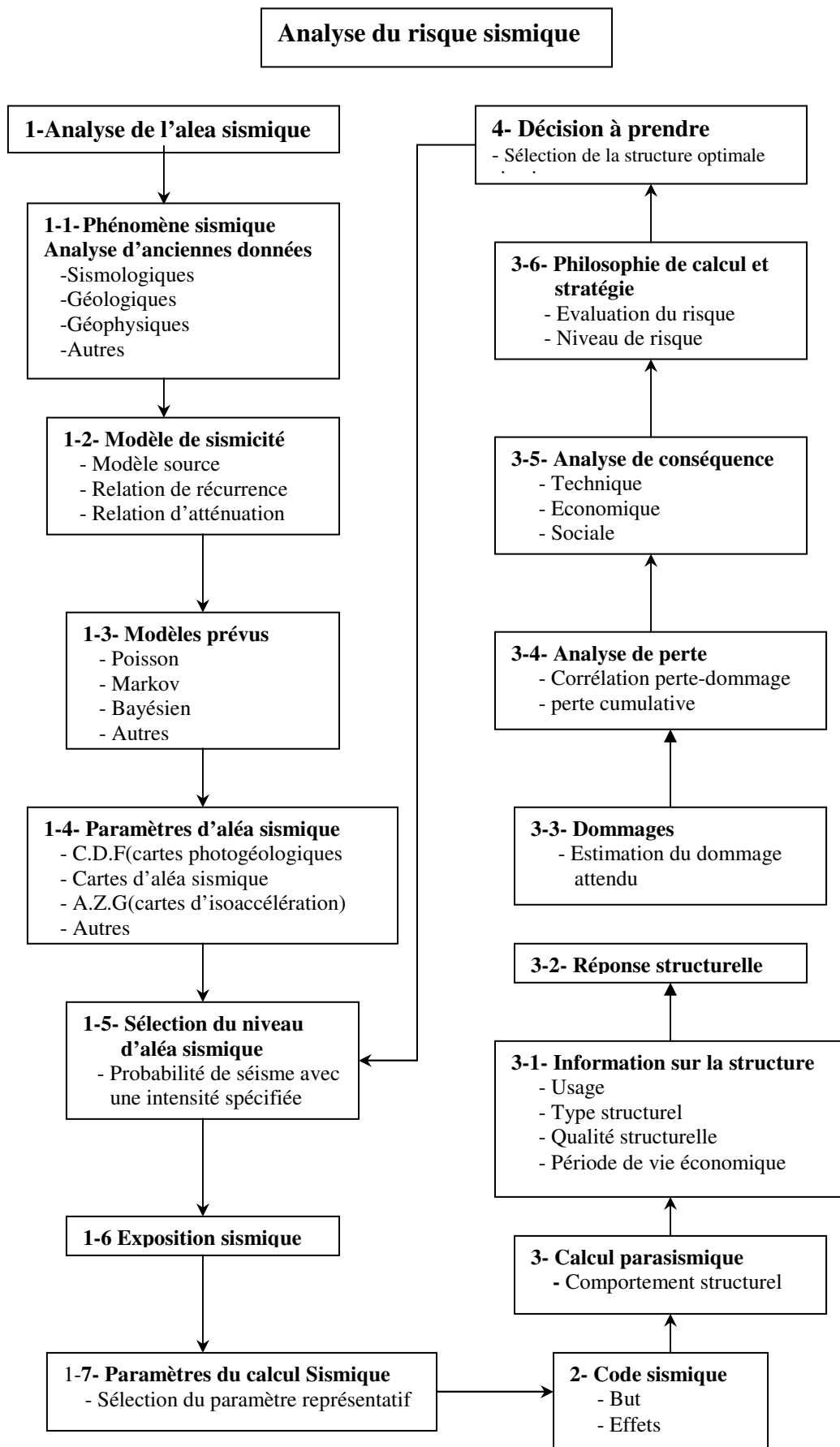


Fig. 37 : Modèle mathématique

Les paramètres qui définissent l'aléa sismique sont :

- La fonction de distribution cumulative de quelques paramètres du mouvement du sol
- La période de retour des séismes avec une certaine intensité
- Le niveau de probabilité dépendant de la période de retour

Cependant, le problème de la formulation du modèle mathématique pour la sismicité d'un site spécifique et son utilisation dans l'évaluation du risque sismique est d'actualité

Sur cette base, les conclusions suivantes ont été faites:

- Pour l'analyse sismique, plusieurs modèles mathématiques peuvent être formulés dépendant des paramètres qu'on analyse
- La formulation du modèle mathématique du risque sismique pour des buts pratiques est possible seulement si certaines hypothèses et simplifications sont adoptées
- Comme modèle choisi, deux modèles sont généralement utilisés, le modèle de POISSON et le modèle de MARKOV. Ces deux processus sont différents, le processus de POISSON représente un séisme comme un processus indépendant de l'espace et du temps, le modèle de MARKOV suppose que la probabilité d'occurrence dépend des événements passés
- Une analyse détaillée de la sismicité est seulement possible en introduisant en plus des paramètres relatifs aux tectoniques des plaques. [8]
- Du point de vue parasismique, il a été considéré que l'accélération maximale du sol est le paramètre le plus adéquat pour l'évaluation de l'aléa sismique.

IV-3- L'analyse du dommage et de la sécurité des bâtiments

IV-3-1- Introduction

Sur un grand nombre de bâtiments exposés à certains séismes de forte intensité, plusieurs d'entre eux ont été sévèrement endommagés, le reste a été faiblement endommagé. Une analyse du modèle de dommage s'avère nécessaire afin d'identifier clairement les points forts et les points faibles des différents systèmes structuraux. Le modèle de dommage proposé pour la maçonnerie définit le dommage comme étant une fonction de la déformation maximale et de l'énergie dissipée.

IV-3-2- Le modèle de dommage proposé pour la maçonnerie

IV-3-2-1- Introduction

La résistance au cisaillement des murs en maçonnerie est liée directement à la charge de résistance latérale pour la plupart des structures en maçonnerie. Le dommage sismique pour des structures en maçonnerie est causé principalement par le cisaillement et à un degré moindre par la flexion. La rupture par cisaillement dans les murs en maçonnerie est initiée par une fissure d'une traction diagonale ou glissement au niveau des joints. La propagation de la fissure conduit éventuellement à une diminution de la charge de capacité portante, ainsi, la rupture par cisaillement de la maçonnerie et spécialement de la maçonnerie non renforcée est essentiellement fragile. Ceci va suggérer que le dommage des structures en maçonnerie est principalement une fonction de la déformation.

En plus, sous les charges cycliques, les murs en maçonnerie (spécialement ceux avec renforcement) présentent une certaine aptitude à dissiper l'énergie hystérétique. Les murs en maçonnerie s'affaiblissent, quand ils sont chargés cycliquement par une charge contrôlée, indiquant que la dissipation d'énergie peut souvent causer des dommages.

Le modèle de dommage pour la maçonnerie sera proposé, en exprimant le dommage comme une fonction de la déformation maximale et de l'énergie dissipée

IV-3-2-2- Le modèle de dommage proposé

Par analogie avec le comportement de la maçonnerie décrit précédemment, le dommage sismique de la maçonnerie peut être exprimé comme une fonction du dommage causé par une déformation excessive et celui dû à la dissipation d'énergie. Ceci est exprimé en termes d'indices de dommage: [9]

$$D = D_u + D_e \quad (68)$$

Où:

$$D^2 = D_u^2 + D_e^2 \quad (69)$$

Avec:

$$D_u = \frac{U_m}{U_f} \quad \text{et} \quad D_e = \varepsilon \frac{\int dE}{Q_u U_f}$$

Où:

U_m : la déformation maximale

U_f : la déformation correspondant à la charge de rupture

$\int dE$: énergie hystérétique

Q_u : capacité en cisaillement ultime

ε : constante

Les équations (68) et (69) représentent des surfaces de dommage linéaire et circulaire respectivement.

Le dommage structurel est ainsi exprimé comme une fonction des quantités de réponse U_m , $\int dE$ et des paramètres structuraux U_f , Q_u et ε . Dans ce contexte quand on

parle de rupture, on parle directement d'effondrement de bâtiments. Cependant, sous un chargement cyclique, les murs résistent aux charges latérales à travers le frottement même après une sévère fissuration.

Quand ceci se produit, le mur en maçonnerie perdra son intégrité comme composante structurelle à cause de la fissuration sévère due à un mouvement plan, et engendrera un effondrement total.

a/ Détermination des paramètres du modèle [9]

Le modèle de dommage proposé (équations (68) ou (69)), contient trois paramètres à savoir U_f , Q_u et ε qui sont déterminés à partir des données expérimentales.

Plusieurs programmes expérimentaux de base, impliquent des spécimens de murs de différentes configurations soumis à un chargement qui croît uniformément

b/ Capacité en effort tranchant ultime Qu

Un voile ou un mur porteur peut se rompre soit par flexion, soit par cisaillement. Pour déterminer la capacité en cisaillement dans le mode de rupture par flexion, il est nécessaire d'obtenir la capacité en moment du mur. L'aptitude d'un mur non renforcé à résister aux moments va dépendre de l'effort de traction de la maçonnerie et de la charge de compression verticale.

L'effort de traction est faible, ainsi, la résistance au moment du mur non renforcé sera due principalement aux charges gravitationnelles. La rupture par flexion des voiles dans les bâtiments de faible hauteur durant un séisme, n'est pas aussi commune que la rupture par cisaillement (excepté à l'étage supérieur où la charge verticale de compression est faible).

Dans le mode de rupture par cisaillement, la capacité en cisaillement ultime de la maçonnerie non renforcée est le produit de la contrainte de cisaillement τ , par la section du mur. On distingue deux formules analytiques pour estimer la contrainte de cisaillement:

$$\tau = \tau_b + \mu \cdot \sigma_c \quad (70)$$

Et

$$\tau = \frac{\sigma_{cr}}{\xi} \left[1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (71)$$

Où

τ_b : contrainte d'adhérence

μ : coefficient de frottement entre l'élément en maçonnerie et le mortier

σ_c : contrainte de compression verticale

σ_{cr} : contrainte de traction critique de la maçonnerie

ξ : facteur qui dépend de la géométrie du mur et de la distribution de la charge (= 1.5 pour une section rectangulaire en porte à faux chargée latéralement)

L'équation (70), présume que la résistance au cisaillement est due à l'adhérence et au frottement entre éléments de maçonnerie et le mortier. Elle donne une bonne estimation de la contrainte de cisaillement quand la résistance du mortier est faible, donnant une rupture le long des fissures courant à travers les joints du mortier. Dépendant de la résistance des éléments en maçonnerie et du mortier, les valeurs de σ_b varient de 0.5 à 5.0 kg/cm², alors que le coefficient de frottement varie de 0.3 à 1.0

L'équation (71) suppose que la rupture se produit quand la contrainte principale de traction dans la maçonnerie dépasse la valeur critique. Il a été remarqué qu'en donnant une bonne estimation de la contrainte de cisaillement quand la liaison entre les éléments en maçonnerie et le mortier est solide, on permettra à la contrainte principale de traction dans la maçonnerie d'atteindre sa valeur critique sans glissement des attaches.

La rupture est caractérisée par des fissures diagonales courant à travers les éléments en maçonnerie et le mortier. Voir figure (38)

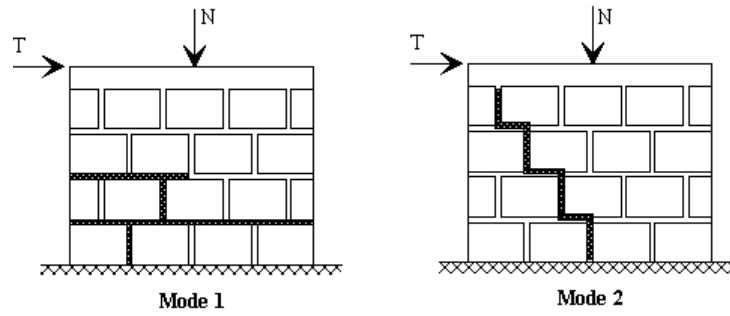


Fig. 38 : Modes de rupture

Les données des tests sur des murs en maçonnerie de briques non renforcée, chargés cycliquement ont été utilisées pour l'obtention des paramètres σ_b , μ et σ_{cr} des équations (70) et (71). Les données d'essais disponibles sont pour une faible résistance des briques avec une résistance en compression $f_{mu} = 75$ à 100 kg/cm^2 . La liaison entre les éléments en maçonnerie et le mortier dépend beaucoup de la résistance du mortier, de son aptitude à retenir l'eau, du taux initial d'absorption de l'élément en maçonnerie et de la qualité d'exécution (mise en oeuvre)

Pour l'équation (70), l'analyse de régression donne $\mu = 0.5$ et

$$\sigma_b = 0.056(f_{mo}) \quad (72)$$

La figure (39) montre la variation de σ_b en fonction de la résistance à la compression du mortier f_{mo} . En utilisant les équations (70) et (72), le rapport de la capacité en cisaillement ultime à celle expérimentale, a une moyenne de 1.02 et un coefficient de variation (c.o.v) de 0.11

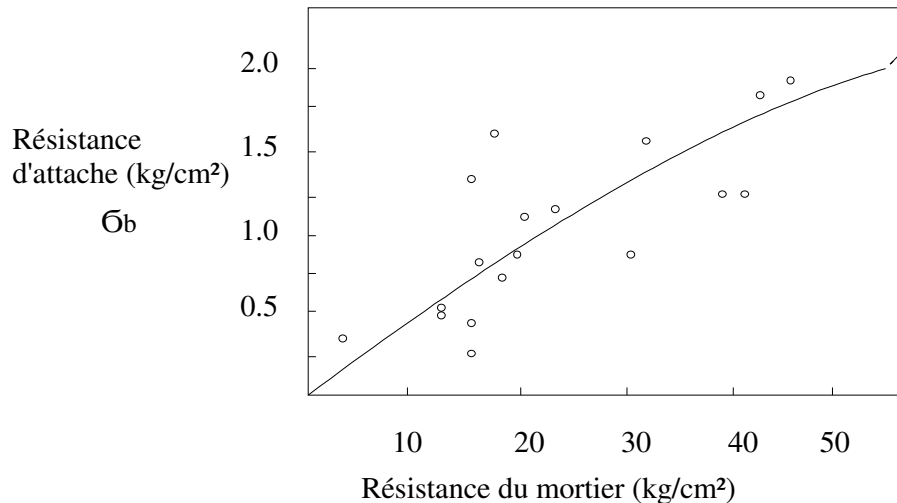


Fig. 39 : Résistance d'attache en fonction de la résistance du mortier [9]

La figure (40) montre la variation de σ_{cr} en fonction de f_{mo} . Dans ce cas l'analyse de régression donne :

$$\sigma_{cr} = 0.20 (f_{mo}) \quad (73)$$

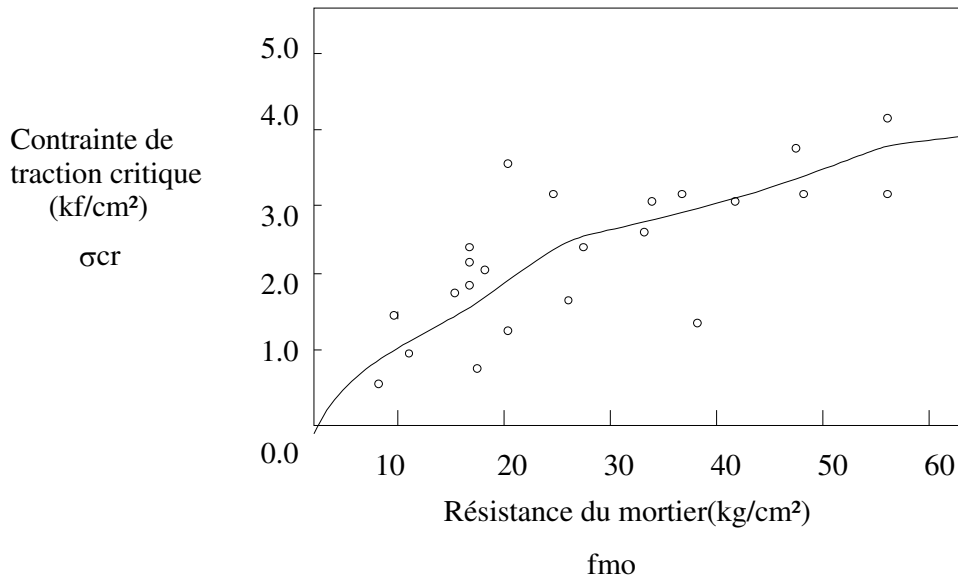


Fig. 40 : Contrainte de traction critique en fonction de la résistance du mortier

En utilisant les équations (71) et (73), le rapport de la capacité en cisaillement ultime à celle expérimentale, a une moyenne de 1.02 et un coefficient de variation (c.o.v) de 0.23

c/ Le déplacement à la rupture U_f et ϵ

Le déplacement à la rupture U_f , peut être défini comme étant un multiple du déplacement ultime U_u , correspondant à Q_u . A cause de l'altération (diminution) dans la capacité portante pour $U > U_u$, et spécialement pour les murs non renforcés, l'enregistrement des charges et des déplacements pour $U > U_u$ est difficile. Par conséquent, pour simplifier, U_f supposé être une constante multipliée par U_u

$$U_f = \alpha \cdot U_u \quad (74)$$

Où α est une constante. Le déplacement ultime U_u peut être obtenu comme:

$$U_u = \lambda_c \frac{q_u}{k_{ic}} \quad (75)$$

Où K_{ic} , est la rigidité initiale estimée du mur

Pour obtenir K_{ic} , les modules d'élasticité et de cisaillement de la maçonnerie E_m et G_m sont exigés.

Le module d'élasticité est fonction du module d'élasticité des éléments en maçonnerie et celui du mortier, et le rapport de l'épaisseur des éléments en maçonnerie à celui du mortier. Cependant, pour des considérations pratiques, il est d'usage de relier E_m à l'effort de résistance de la maçonnerie f_m' . Pour la maçonnerie en briques, E_m peut varier de $400 \cdot f_m'$ à $1000 \cdot f_m'$, avec une moyenne de $700 \cdot f_m'$ et par conséquent, le module de cisaillement peut être supposé égale à: [15]

$$G_m = 0.4 \cdot E_m \quad (76)$$

Le facteur λ_c a été estimé par toutes les données avec lesquelles U_u a été obtenu; indiquant ainsi une corrélation négative entre λ_c et la contrainte de compression verticale σ_c . L'analyse de régression donne la relation suivante:

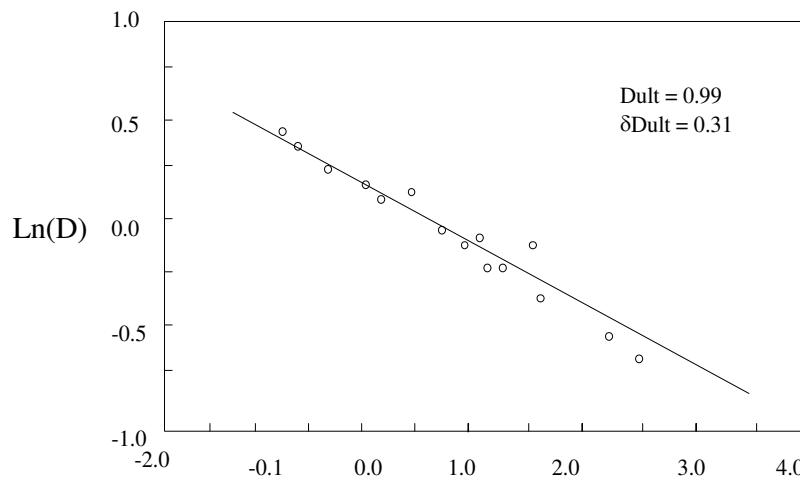
$$\lambda_c = \frac{1}{[0.052 + 0.82 \frac{\sigma_c}{f_m}]} \quad (77)$$

Pour chaque spécimen de mur testé au mode de rupture ($D \geq 1.0$), la valeur de α peut être évaluée pour chaque valeur de ε donnée. La rupture est supposée se réaliser quand l'essai de chargement sera limité à cause d'une diminution significative dans la capacité portante ou quand la résistance au chargement latéral résiduel sera largement frictionnelle. Le paramètre ε peut être choisi pour que α ait une variance minimale; ceci donne $\alpha = 1.47$ et $\varepsilon = 0.075$ pour l'équation (70) et, $\alpha = 1.30$ et $\varepsilon = 0.122$ pour l'équation (71).

IV-3-2-3- Indice de dommage ultime

Avec le modèle de paramètres appropriés déterminés précédemment, l'indice de dommage pour chaque spécimen testé peut être estimé en utilisant l'équation (68) ou (69). L'indice de dommage estimé, D_{ult} , pour chaque spécimen testé est la mesure de sa capacité à résister aux dommages quand il est soumis à des charges cycliques.

Pour les deux équations, D_{ult} peut être supposé distribuer suivant la distribution de "WEIBULL" (voir figure 41); en utilisant l'équation (68), la Moyenne et la covariance de D_{ult} seront donc 0.99 et 0.31 respectivement, par contre, l'équation (69) donne une moyenne et une covariance de 0.99 et 0.30. Ainsi l'équation (69) ne semble pas donner une meilleure mesure significative du dommage (comme il est montré à partir de la covariance de D_{ult}), et en considération d'une simplicité relative de l'équation (68) sur (69), la précédente va être utilisée par la suite pour l'évaluation du dommage sismique des structures en maçonnerie.



Distribution de WEIBULL

Fig. 41: Distribution de l'indice de dommage ultime [9]

IV-4- Analyse du dommage des structures en maçonnerie

IV-4-1 Introduction

Le modèle de dommage développé précédemment, est une base pour la méthode d'évaluation du dommage sismique pour les structures en maçonnerie. Cette méthode d'évaluation doit être capable d'estimer les incertitudes dans la capacité structurelle, aussi bien que dans le chargement et les prédictions de la réponse.

Du fait que la maçonnerie ait un comportement charge-déformation fragile, et une dégradation de la rigidité quand elle est soumise à un chargement répété, un modèle de matériau reflétant un tel comportement est nécessaire. Pour cela, "le modèle hystérétique non linéaire de la force restituée", est adopté. Le mouvement du sol va être modélisé comme un bruit filtré non stationnaire et les statistiques de la réponse sont obtenues à partir d'une analyse de vibration aléatoire, en utilisant une linéarisation équivalente du système non linéaire.

Des méthodes fiables ont été utilisées pour l'obtention des statistiques de la réponse nécessaires pour l'évaluation du dommage

IV-4-2 Statistiques de l'indice de dommage [12]

La capacité d'un élément de structure en maçonnerie à résister aux dommages, est fortement variable, et peut être modélisée comme une variable aléatoire.

Afin d'incorporer une certaine variabilité dans la capacité structurelle avec une incertitude dans la réponse aléatoire, l'indice de dommage de la composante "i" en maçonnerie peut être représenté comme:

$$D_i = \frac{D}{D_{ult}} \quad (78)$$

Où

D : est le dommage structurel comme défini en équation (68)

D_{ult} : capacité d'endommagement ultime, avec $D_{ult} = 1.0$, $\sigma_{D_{ult}} = 0.31$

Quand le dommage structurel D dépasse la capacité d'endommagement ultime D_{ult} , l'indice de dommage de la composante "i" D_i dépasse la valeur 1 ($D_i > 1$), en indiquant la rupture de la composante.

En supposant qu'il n'y ait pas de corrélation entre le déplacement maximum et l'énergie dissipée, la moyenne et la variance de D_i sont obtenues en utilisant une approximation du second ordre (Ang et Tang, 1975) comme suit:

Moyenne:

$$D_i = (1 + \sigma_{D_{ult}}^2).D \quad (79)$$

Variance:

$$\text{Var}[D_i] = \frac{1}{U_{fi}^2} \cdot \text{Var}[U_{mi}] + \left[\frac{\varepsilon}{q_{ui} \cdot U_{fi}} \right]^2 \cdot \text{Var}[\int dE] + \sigma_{D_{ult}}^2 \cdot D^2 \quad (80)$$

$$D = \frac{U_{mi}}{U_{fi}} + \frac{\varepsilon}{q_{ui} \cdot U_{fi}} \cdot E \left[\int dE \right] \quad (81)$$

Les statistiques de D_i , sont ainsi obtenues en termes de moyenne et de variance des quantités de réponse U_m et $\int dE$.

IV-4-2-1- Evaluation des statistiques de la réponse

Afin d'obtenir les statistiques des quantités de réponse U_m et $\int dE$, les modèles suivants sont utilisés:

- Le modèle de la force restituée
- Le modèle du mouvement du sol
- La méthode d'analyse de la réponse

IV-4-2-2- Modèle de la force restituée pour la maçonnerie

Ce modèle décrit la relation force-déplacement pour un élément de structure sous un chargement donné. La courbe uniforme charge-déplacement (ou courbe squelette pour un chargement cyclique) pour un mur en maçonnerie est montrée en figure (42). L'effort d'altération pour des déplacements $U > U_u$, est fortement variable, dépendant des propriétés du matériau, de la charge de compression verticale et de la quantité d'aciers d'armatures. La maçonnerie peut avoir une résistance latérale résiduelle, due au frottement (ligne en pointillée de la figure (42)). Ainsi, on supposera que pour $U > U_u$, la résistance décroît avec l'accroissement du déplacement.

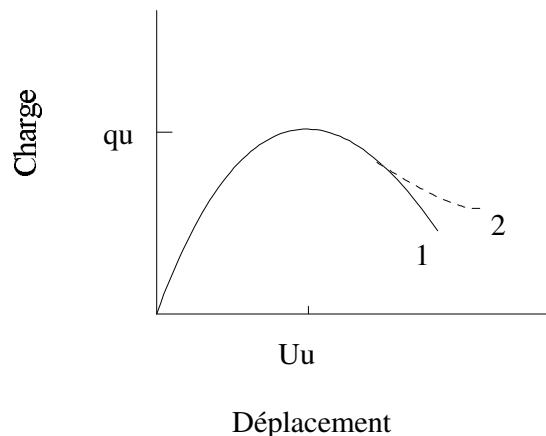


Fig. 42 : Courbe monotone charge-déplacement pour la maçonnerie

Le modèle de la force restituée de BABER et WAN (1981) a été utilisé pour décrire le comportement des composantes structurelles ductiles. Sachant que la maçonnerie est un matériau fragile, des modifications du modèle de force restituée sont nécessaires pour décrire l'effort d'altération pour $U > U_u$. La relation force-déplacement est donnée par :

$$Q(u) = \alpha_1 \cdot Q_u \cdot g(u) + \alpha_2 \cdot Q_u \cdot z \quad (82)$$

Dans laquelle :

$$g(u) = [1 - |1 - \frac{|U|}{a.U_u}|^\rho] \cdot \frac{U}{|U|} \quad (83)$$

Et

$$z = [\dot{u} - v (\beta (|\dot{u}| z - \gamma \cdot \dot{u} |z|))] / (U_u \cdot \eta) \quad (84)$$

Où $\alpha_1, \alpha_2, a, \rho, \gamma, \beta, v$ et η sont des paramètres.

Le premier terme dans l'équation (82), est la composante non linéaire, non hystérétique de la force restituée (voir figure (43)). Dépendant des paramètres α_1, a et ρ , cette équation gouverne l'effort d'altération pour $U > U_u$. Le second terme est la composante de dégradation hystérétique avec les caractéristiques du chargement et du déchargement, contrôlées par γ et β , tandis que les dégradations de l'effort et de la rigidité sont contrôlées par v et η .

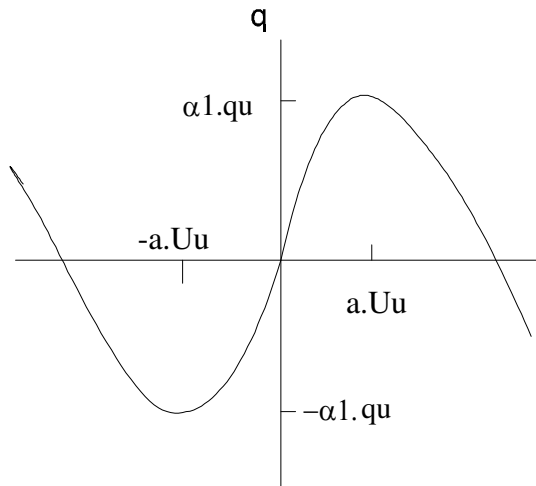


Fig. 43 : Composante non hystérétique de la force restituée

La force restituée est maximale en U_u ; ainsi, deux conditions doivent être satisfaites:

$$- Q_n = 1.0 \quad \text{en} \quad U_n = 1.0 \quad (85-a)$$

$$- \frac{d Q_n}{d U_n} = 0.0 \quad \text{en} \quad U_n = 1.0 \quad (85-b)$$

Où ;

$$Q_n = \frac{Q}{Q_u} \quad \text{et} \quad U_n = \frac{U}{U_u}$$

A partir de ces conditions, seulement six des huit paramètres dans les équations (82) à (85) sont indépendants.

Les paramètres du modèle de la force restituée peuvent être obtenus à partir des résultats des essais de charges cycliques des composantes de murs en maçonnerie. Pour cela, il est commode de réécrire les paramètres comme :

$$\lambda, \alpha_2, a, \rho, (\gamma + \beta), (\gamma - \beta), v, \text{ et } \eta$$

Le paramètre λ est le rapport de la rigidité initiale à la rigidité sécante, à la charge ultime. Il est utilisé à la place de α_1 car, il peut être directement obtenu à partir des résultats expérimentaux.

A travers l'équation (82), λ est lié aux autres paramètres par:

$$\lambda = \frac{\alpha_1 \cdot 1}{a} + \alpha_2 \quad (86)$$

Le rapport de λ à λ_c est égal au rapport de la rigidité réelle initiale à celle initiale calculée (voir figure (44)), i.e., la rigidité initiale estimée est donnée par :

$$K_i = \frac{\lambda}{\lambda_c} K_{ic} \quad (87)$$

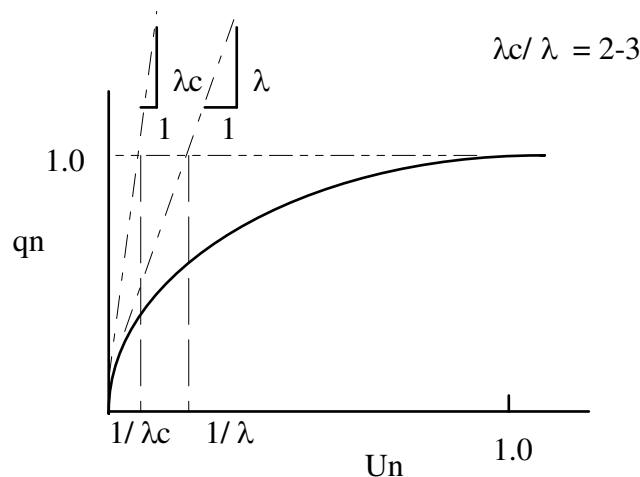


Fig. 44 : Définition de λ et λ_c

Les deux paramètres hystériques sont regroupés comme $(\gamma + \beta)$ et $(\gamma - \beta)$ qui, alors caractérisent la force restituée durant le chargement et le déchargement respectivement

IV-4-2-3- Modèle du mouvement du sol

Le mouvement du sol est modélisé comme étant la moyenne du processus aléatoire du bruit de Gauss filtré avec la spectre de Kanai-Tajimi

$$S_{aa}(\omega) = s_0 \cdot \frac{1 + 4 \cdot \zeta_g \cdot (\omega / \omega_g)^2}{([1 - (\omega / \omega_g)^2]^2 + 4 \cdot \zeta_g^2 \cdot (\omega / \omega_g)^2)} \quad (88)$$

Où s_0 est l'ordonnée de la densité spectrale du bruit stationnaire non filtré et ω la fréquence.

Les paramètres de filtrage ω_g et ζ_g vont généralement dépendre de facteurs tels que, les conditions locales du site, la distance de la source sismique et la magnitude.

Pour modéliser la non stationnarité dans le mouvement du sol, son intensité est modélisée par une fonction temps donnée par:

$$\left\{ \begin{array}{ll} (t / t_1)^2 & 0 \leq t \leq t_1 \\ 1.0 & t_1 \leq t \leq t_2 \\ e^{-1.8(t-t_2) / t_d} & t_2 \leq t \end{array} \right. \quad (89)$$

Dans laquelle $t_1 = 0.15.t_d$, $t_2 = 1.15.t_d$ et t_d est la durée du mouvement fort.

IV-4-2-4- Analyse de la réponse de vibration aléatoire

L'équation de mouvement du système à un degré de liberté (SDF), sous l'excitation du sol est donnée par:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + q(u) = -mxg \quad (90)$$

Où m et c sont la masse et l'amortissement, respectivement, $q(u)$ est la force restituée donnée par l'équation (82), et xg est l'accélération du sol. En utilisant la procédure de linéarisation équivalente, l'équation (83) peut être écrite comme:

$$g(u) = k_{eu}.u \quad (91)$$

Où la rigidité équivalente linéarisée est donnée par :

$$K_{eu} = \left[\frac{2}{\Pi} \right]^{1/2} \cdot \frac{\rho}{\rho - 1} \cdot \frac{1}{\sigma_u} \cdot (\Pi_1 - \Pi_2) \quad (92)$$

Où σ_u et les intégrales Π_1 et Π_2 sont connus.

La variation de k_{eu} avec σ_u est montrée dans la courbe charge-déplacement de la figure (45). Comme σ_u augmente, la rigidité équivalente décroît et devient éventuellement négative. Le degré de diminution dans la rigidité équivalente diminue avec ρ . [9]

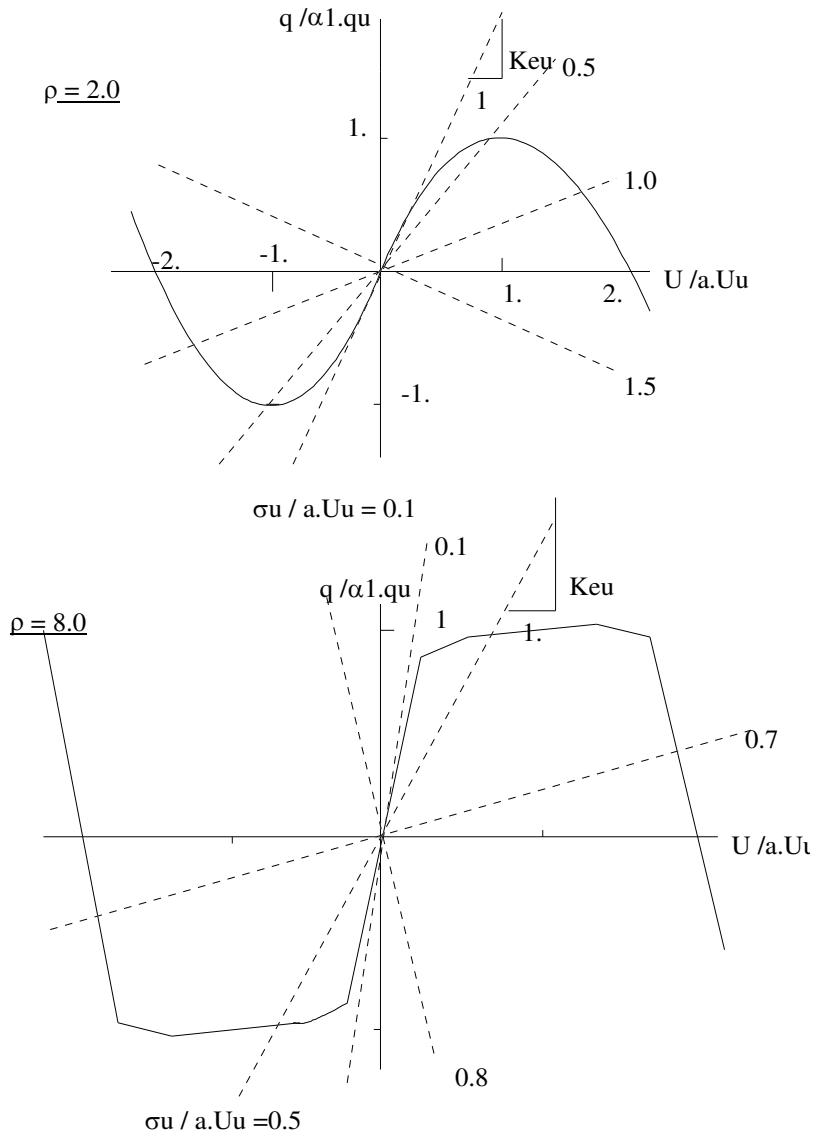


Fig. 45 : Variation de ke_u avec σ_u
 De la même manière, l'équation (84) peut être linéarisée comme:

$$z = c_e \cdot \dot{u} + k_{ez} \cdot z \tag{93}$$

Où les paramètres c_e et k_{ez} sont donnés

Les équations linéarisées du mouvement, peuvent être écrites sous formes matricielles comme suit:

$$Y = G \cdot Y + F \tag{94}$$

Où

$$Y = \{x_g, \dot{x}_g, u, \dot{u}, z\} \quad \text{et} \quad F = \{0, \zeta_g, 0, 0, 0\}$$

G : étant la matrice contenant les caractéristiques dynamiques.

IV-4-2-5- Statistiques de la réponse

a/ - Statistiques du déplacement maximum

La moyenne et la variance du déplacement maximum U_m , sont importantes pour l'estimation des statistiques de la fonction de dommage dans l'équation (80) et (81). YANG, LIU et PARK [9] ont séparément proposé des méthodes approximatives pour obtenir la distribution des déplacements maximums sur une période de temps donnée, en supposant une indépendance entre les pics, la distribution du pic maximum est ainsi obtenue. Par ce que toutes ces méthodes évaluent la distribution des pics sur la durée entière, la diminution dans la réponse (comme, par exemple, suivant la phase du mouvement fort du sol vibrant). Ceci, en fait a comme conséquence la diminution du déplacement principal maximum calculé, ainsi, par définition le déplacement maximum ne peut être diminué.

Cependant, afin d'éviter cette inconsistance, il est proposé que la distribution des pics soit obtenue sur plusieurs intervalles au lieu que ce soit sur la durée entière. Ainsi, la distribution du déplacement maximum, en supposant une indépendance entre les pics, est:

$$F_{um} = \prod [F_{i_{up}}]^{n_i} \quad (95)$$

Ou F_{up} et n_i sont la distribution et le nombre de pics dans le $i^{\text{ème}}$ intervalle

b/ - Statistiques de l'énergie hystérétique

L'énergie hystérétique est représentée essentiellement par son coefficient de variation δ_E , obtenue à partir d'une analyse de régression donnée par la formule empirique suivante :

$$\delta_E = 1.7 T^{2/3} t^{-1/2} \quad (96)$$

Ou t est le temps en secondes et T la période de la structure ou du système

IV-4-3- L'évaluation du dommage total

Dans une structure à plusieurs étages, il est préférable d'avoir un indicateur total du dommage. Cet indice de dommage total, doit refléter l'effet de dommage de l'étage sur le dommage total de la structure et la distribution du dommage parmi les étages du bâtiment. En supposant que la distribution du dommage de l'étage va être proportionnelle à la distribution de l'énergie potentielle, l'indice de dommage total de la structure peut être défini comme étant la somme des indices de dommage de chaque étage, chacun pondéré par l'énergie potentielle maximum de l'étage, i e,

$$D_S = \sum w_i \cdot D_i \quad (97)$$

Dans laquelle, $w_i = \frac{e_{pi}}{\sum w_i \cdot D_i}$, et e_{pi} L'énergie potentielle maximale moyenne du $i^{\text{ème}}$ étage

On remarque que dans un bâtiment à plusieurs étages, w_i va généralement être important pour les étages bas à cause des charges latérales importantes, à moins qu'il n'y ait une concentration de dommage dans un étage particulier.

IV-4-4- Etalonnage de l'indice de dommage

L'indice de dommage a été défini de telle sorte que $D \geq 1.0$ représente l'effondrement de la structure ce qui conduit à une perte totale de son intégrité; tandis que $D = 0.0$ ne représente aucun endommagement. Par ailleurs, et pour un but pratique, des valeurs intermédiaires de l'indice de dommage doivent être reliés à des niveaux d'endommagement réels. Dans ce cas, il est nécessaire d'étalonner l'indice de dommage avec l'endommagement observé induit par des séismes passés.

Plusieurs bâtiments en maçonnerie ont été analysés par ANG pour l'étalonnage de l'indice de dommage. Ces bâtiments sont en maçonnerie non renforcée, endommagés durant des séismes passés de magnitude variant de 6 à 9 sur l'échelle de Richter

Les paramètres sismiques ont été estimés à partir de certaines formules empiriques par manque d'enregistrement sismique. Par conséquent, l'accélération moyenne de pointe est exprimée en fonction de l'intensité par le biais de la formule suivante : [9]

$$\begin{cases} \log a_p = 0.3 I & I \leq 7 \\ \log a_p = 2.1 + 0.2 (I - 7) & I \geq 7 \end{cases} \quad (98)$$

L'équation (98) donnera une accélération moyenne de pointe de $a_p = 1.3.g$ pour une intensité $I = 12$. En supposant que le rapport de l'accélération maximale de pointe P.G.A à l'accélération carrée moyenne σ_a soit de 3.0, la valeur de la puissance spectrale s_0 peut être obtenue à partir de la formule suivante :

$$\sigma_a^2 = s_0 \frac{\pi \cdot \omega_g}{2 \cdot \xi_g} \cdot (1 + 4 \cdot \xi_g^2) \quad (99)$$

Ou ω_g est fréquence prédominante du mouvement sismique et ξ_g étant l'amortissement du sol, pris égal à 0.6.

A partir des différentes expertises et analyses faites sur l'ensemble des bâtiments en maçonnerie, l'indice de dommage limite admissible correspond à une valeur de 0.25. Une valeur inférieur ou égale représente un endommagement réparable, par contre une valeur supérieure représente un endommagement sévère irréparable. Par conséquent, cette valeur de 0.25 sera la valeur admissible pour la stabilité d'une structure à ne pas dépasser.

CHAPITRE V

ESTIMATION DE L'INDICE DE DOMMAGE D'UNE STRUCTURE EN MAÇONNERIE

V-1- Introduction

Le but d'un calcul parasismique est d'éviter un effondrement catastrophique d'une structure durant un séisme sévère, en limitant l'endommagement à un certain niveau. En effet, les données sur les séismes passés ont montré que l'effondrement des structures en maçonnerie est dû principalement à la forte concentration de l'endommagement aux étages inférieurs. Cependant, le dommage ne doit pas être concentré en un étage particulier; il doit être uniformément réparti le long des étages pour éviter un éventuel effondrement.

Dans ce contexte, une méthode simplifiée a été proposée pour l'estimation de l'indice de dommage de l'étage et de la structure entière. Cet indice de dommage est défini comme étant le rapport de la charge sismique à la résistance structurelle.

La charge sismique est exprimée en termes de l'accélération carrée moyenne "rms" σ_a , de la durée de l'excitation t_d et de la période prédominante; alors que la résistance des éléments structuraux est exprimée en termes de rigidité et de capacité en déformabilité

V-2- La loi de comportement adoptée

Afin de rentabiliser ce modèle d'endommagement, la loi de comportement non linéaire suivante de la maçonnerie a été adoptée: [15]

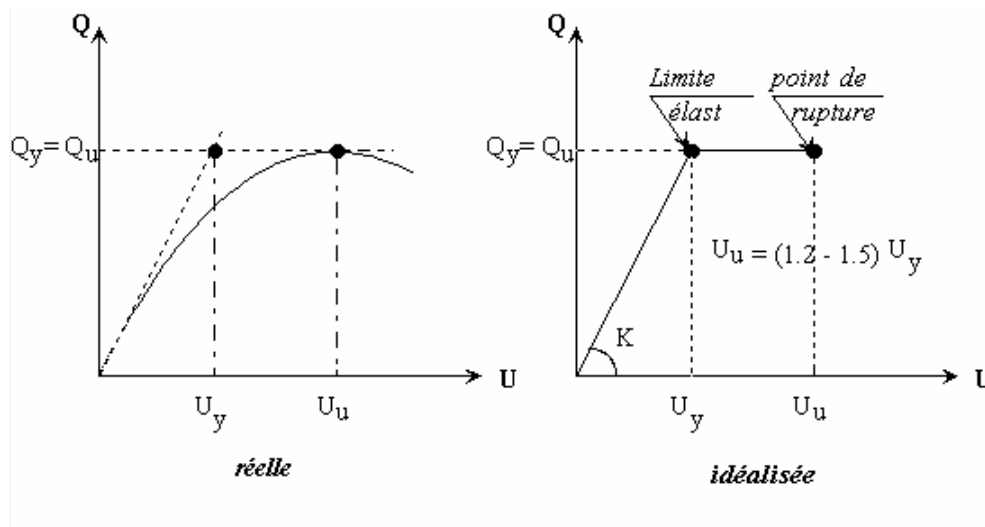


Fig. 46 : La loi de comportement adoptée

Les résultats expérimentaux sur des murs en maçonnerie non chaînée ont limité la ductilité entre 1.2 et 1.5 ceci dit :

$$U_u = (1.2-1.5)U_y \quad \text{Avec} \quad U_y = \frac{Q_u}{K} \quad (100)$$

U_y et U_u sont respectivement le déplacement élastique et ultime.

Où K est la rigidité initiale estimée du mur.

Pour obtenir K , les modules d'élasticité et de cisaillement de la maçonnerie E_m et G_m sont exigés. Le module d'élasticité est fonction du module d'élasticité des éléments en maçonnerie et celui du mortier, et le rapport de l'épaisseur des éléments en maçonnerie à celui du mortier. Cependant, pour des considérations pratiques, il est d'usage de relier E_m à la résistance de la maçonnerie f_m' . Pour la maçonnerie en briques, E_m peut varier de $400.f_m'$ à $1000.f_m'$, avec une moyenne de $700.f_m'$ et par conséquent, le module de cisaillement peut être supposé égale à:

$$G_m = 0.4.E_m \quad (101)$$

A partir de ces deux formules empiriques, la rigidité initiale d'un mur en maçonnerie est estimée en utilisant la formule suivante :[15]

$$K = \frac{G_m}{1.2H} \times \frac{A}{1 + \gamma \left(\frac{G_m}{E_m} \right) \left(\frac{H}{L} \right)^2} \quad (102)$$

où :

A : Section droite du mur
H : Hauteur du mur
L : Longueur du mur
G_m : Module de cisaillement
E_m : Module d'élasticité

Avec :

$\gamma = 3.33$ pour un mur libre ou encastré d'un côté
 $\gamma = 0.83$ pour un mur bi-encastré

Cette loi de comportement sera utilisée par la suite dans la méthode d'estimation de l'indice de dommage.

V-3- Procédure simplifiée pour l'évaluation de l'indice de dommage

V-3-1 Distribution du dommage

L'indice de dommage, comme il a été définie, s'exprime en fonction du déplacement maximum (D_u) et de l'énergie dissipée (D_e). Si le rapport de D_u sur D_e est constant pour tous les étages, le vecteur de distribution du dommage ϕ_D sera comme suit : [12]

$$\phi_D = \frac{D_i}{\sum_{j=1}^N D_j} = \frac{D_{ui}}{\sum_{j=1}^N D_{uj}} = \frac{\frac{U_{mi}}{U_{ui}}}{\sum_{j=1}^N \frac{U_{mj}}{U_{uj}}} \quad (103)$$

N : étant le nombre d'étages

Pour les bâtiments peu élevés et réguliers en plan et en élévation, la réponse est donnée par le 1^{er} mode de vibration. Le vecteur des déplacements maximums sera proportionnel au vecteur déplacement modal inter-étages ϕ' donné par :

$$U_{mi} = c \phi_i' = c (\phi_i - \phi_{i-1}) \quad i=1,\dots,N \quad (104)$$

Où c est une constante et ϕ_i est le déplacement modal du $i^{\text{ème}}$ étage

Par ailleurs, l'indice de dommage D_i est fonction de ϕ_i' et U_{ui} , à partir de la distribution de l'indice de dommage de certaines structures analysées dont le nombre d'étages est inférieur à 5, D_i est approximativement proportionnel au carré du rapport ϕ_i' à U_{ui} et est donné par :[]

$$D_i = c \left(\frac{\phi_i'}{U_{ui}} \right)^2 \quad (105)$$

Cette équation montre qu'un bâtiment avec une hauteur d'étages constante et un mode de vibration propre linéaire, aura une distribution uniforme du dommage conduisant ainsi à un déplacement ultime constant. Dans le cas d'une estimation plus ou moins exacte de l'indice de dommage l'équation précédente devient:

$$D_i = c \frac{(\phi_i')^{n_{\phi_i}}}{U_{ui}^2} \quad (106)$$

Où n_{ϕ_i} est un coefficient donné dans le tableau N°03.

Etage	Nombre d'étages					
	2	3	4	5	6	7
1	1.85	1.85	1.90	1.90	1.90	1.90
2	2.15	2.05	2.00	1.95	1.95	1.95
3		2.10	2.05	2.05	2.05	2.05
4			2.05	2.05	2.05	2.05
5				2.05	2.05	2.05
6					2.05	2.05
7						2.05

Tableau N° 03 : La valeur du coefficient n_{ϕ_i}

Le vecteur de distribution du dommage ϕ_D devient alors :

$$\phi_D = \frac{\left(\frac{\phi_i'}{U_{ui}}\right)^2}{\sum_{j=1}^N \left(\frac{\phi_j'}{U_{uj}}\right)^2} \quad (107)$$

V-3-2- Estimation de l'indice de dommage

L'indice de dommage, comme il a été présenté, est un rapport de la charge sismique à la résistance de la structure. La charge sismique est définie par l'intensité du mouvement du sol en terme d'accélération carrée moyenne σ_a , de sa durée t_d et de son contenu fréquentiel en terme de période prédominante T_g alors que la résistance est définie par la rigidité en terme de la période fondamentale T et la capacité de la structure en terme d'effort ultime Q_u ou déplacement ultime U_u . Pour un système à un seul ddl, l'indice de dommage s'écrit comme suit :

$$D = \frac{L(\sigma_a, t_d, T/T_g)}{R(T, U_u)} \quad (108)$$

A partir d'une analyse de régression Ang et al. proposent les relations suivantes :

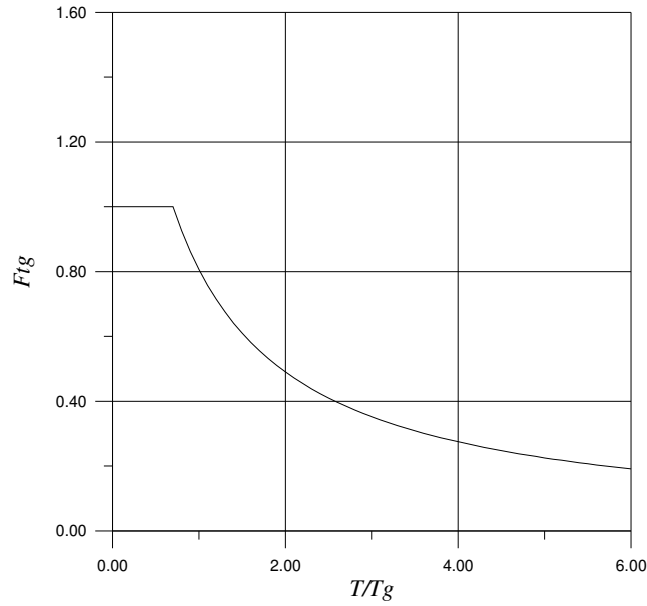
$$L = c_l f_{T_g} (\sigma_a)^{n_l} (t_d)^{n_t} \quad (109)$$

$$R = c_r (T)^{n_T} (U_u)^{n_u}$$

Ou c_l et c_r sont des constantes; f_{T_g} est une fonction de T/T_g et n_l , n_t , n_T et n_u sont des exposants à déterminer.

$$f_{T_g} = \begin{cases} 1.0 & : T/T_g \leq 0.70 \\ 1./(0.80(T/T_g)+0.44) & : T/T_g > 0.70 \end{cases} \quad (110)$$

La variation de f_{T_g} est montrée dans la figure suivante :



Variation de f_{Tg} en fonction de T/Tg

Fig. 47 : Variation de f_{Tg}

Cette méthode d'évaluation de l'indice de dommage d'un système à 1 ddl peut être généralisée pour le cas d'un système à plusieurs ddl, en supposant seulement que les relations précédentes appliquées à la somme des indices de dommage des étages S_D donne :

$$S_D = \sum_{i=1}^N D_i = c_N f_{Tg} \frac{(\sigma_a)^{n_I} (t_d)^{n_t}}{(T)^{n_T} (U_{ue})^{n_I}} \quad (108)$$

Dans laquelle, c_N une constante et U_{ue} le déplacement ultime équivalent; exprimé comme étant la somme des déplacements ultimes d'étages, chacun pondéré par la composante du vecteur de distribution correspondant, i.e.,

$$U_{ue} = \sum_{i=1}^N U_{ui} \phi_{Di} \quad (109)$$

D'après l'étude de la variation de S_D de plusieurs bâtiments, les formules suivantes (Ang et al.) ont été retenues pour les valeurs des exposants :

$$\left\{ \begin{array}{l} n_I = (n_t - n_T)/2 \\ n_I = n_u \\ n_t = 0.35 \\ n_T = -3.40 + 0.10.N ; c_N = 0.057.N^{-0.2} \end{array} \right. \quad (110)$$

N : étant le nombre d'étages.

Pour les différents systèmes, T_g varie de 0.2 s pour un sol ferme à 0.8 s pour un sol meuble. Une fois la somme des indices de dommage S_D et le vecteur de distribution du dommage ϕ_D sont connus, l'indice de dommage du $i^{\text{ème}}$ étage sera donc :

$$D_i = \phi_{Di} S_D \quad (111)$$

Que l'on peut écrire :

$$D_i = c_N f_{Tg} \frac{(\sigma_a)^{nI} (t_d)^{nI}}{(T)^{nT} (U_{ue})^{nI}} \quad (112)$$

L'indice de dommage D_i est exprimé en fonction de plusieurs paramètres dynamiques. Chaque paramètre a une certaine influence sur l'endommagement sismique d'un bâtiment donné. La variation de l'indice de dommage D_i en fonction de σ_a , en fonction de la durée du mouvement fort t_d , la période structurelle T et le déplacement ultime U_u , est représenté dans les figures suivantes :

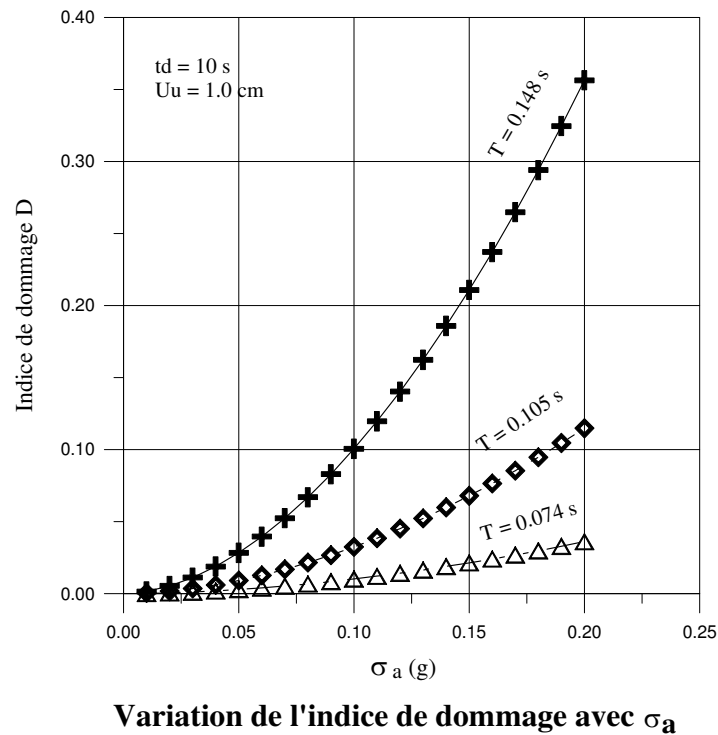
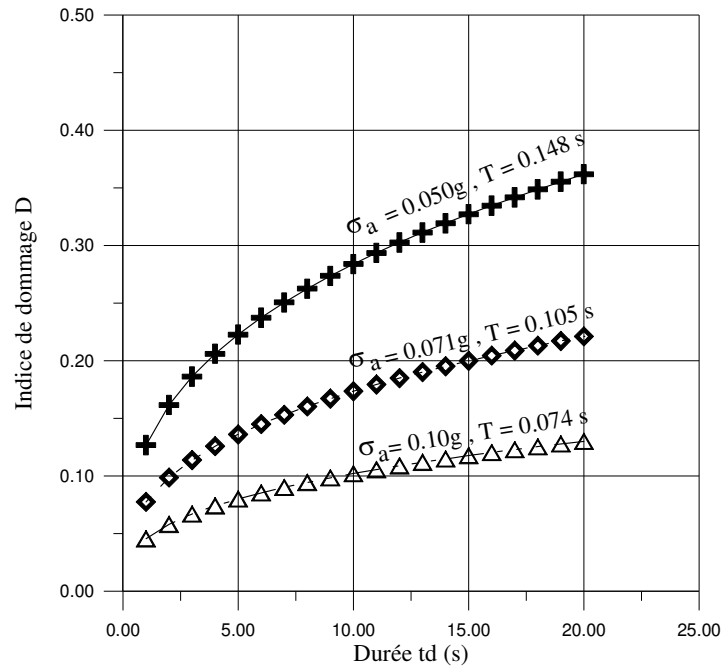
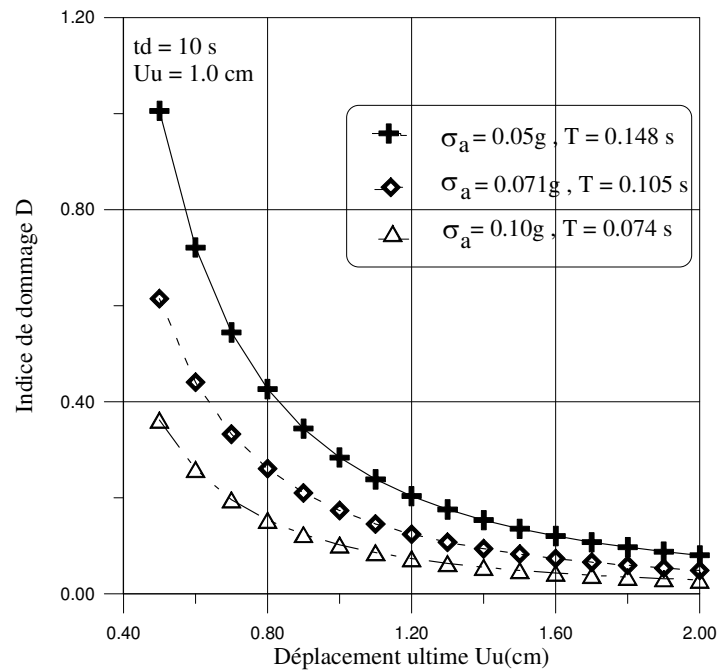


Fig. 48 : Variation de l'indice de dommage en fonction de l'accélération carrée moyenne



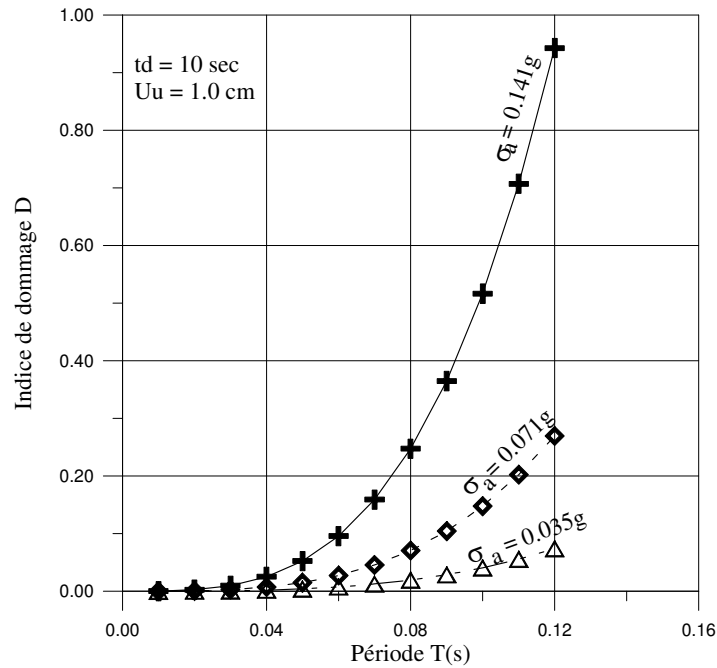
Variation de l'indice de dommage avec la durée td

Fig. 49 : Variation de l'indice de dommage en fonction de la durée du mouvement sismique



Variation de l'indice de dommage en fonction de Uu

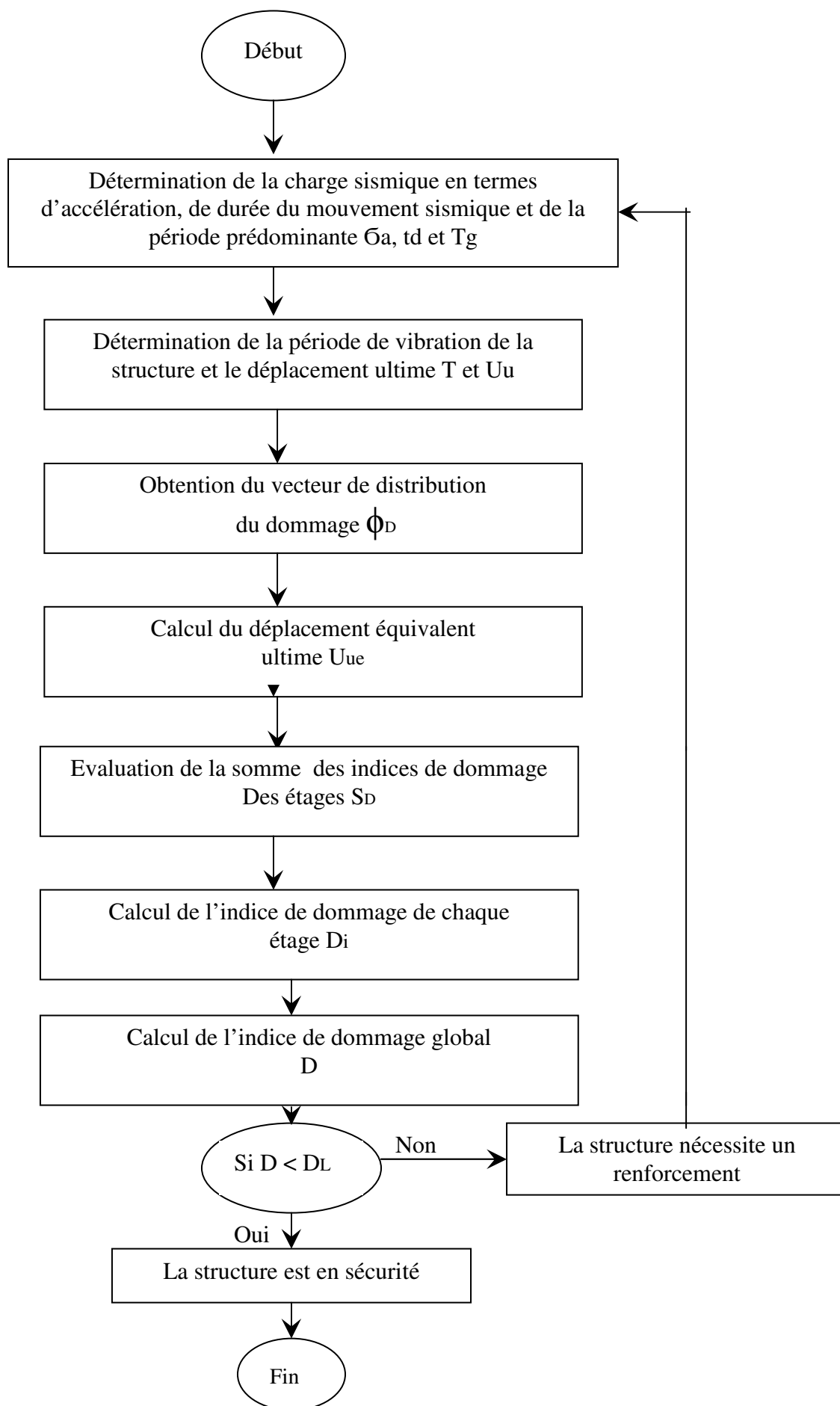
Fig. 50 : Variation de l'indice de dommage en fonction du déplacement ultime



Variation de l'indice de dommage avec T

Fig. 51 : Variation de l'indice de dommage en fonction de la période de vibration

Les différentes étapes mentionnées précédemment, sont illustrées dans l'organigramme suivant ou un programme de calcul a été élaboré permettant l'estimation de l'indice de dommage. Ce programme se base sur l'estimation directe de la capacité en termes d'efforts tranchants ou de moments d'un bâtiment en maçonnerie en fonction des différentes caractéristiques géométriques, mécaniques et des données sismiques et en adoptant la loi de comportement non linéaire susmentionnée. L'action sismique est représentée par l'accélération, la durée du mouvement sismique ainsi que la période prédominante, qui sont des paramètres de base qui définissent d'une façon exacte l'action sismique.



La méthode simplifiée a été utilisée comme une base pour le développement des études de structures avec un niveau de dommage acceptable quand elles sont soumises à un mouvement sismique. Elle consiste en une modification de la méthode statique équivalente utilisée couramment dans plusieurs codes parasismiques. Les forces dynamiques latérales sont remplacées par des forces statiques équivalentes, déterminées en fonction du coefficient de l'effort tranchant à la base. Par ailleurs, le coefficient de l'effort tranchant est déterminé en fonction du niveau de dommage tolérable D_L . Si on considère un bâtiment dont l'indice de dommage doit être limité à une valeur maximale D_L , afin d'éviter une concentration de dommage en un certain niveau, l'indice de dommage D_i doit être inférieur ou égal à D_L ; ainsi la somme des indices de dommage S_D sera limitée à $N.D_L$, l'équation (111) peut être écrite comme suit : [13]

$$(U_{ue})^{n_I} \geq c_N f_{Tg} \frac{(\sigma_a)^{n_I} (t_d)^{n_t}}{N.D_L (T)^{n_T}} \quad (113)$$

Comme il a été mentionné précédemment, une structure avec ϕ_i' et U_{ui} constants aura une distribution uniforme du dommage. ϕ_i' Constant est obtenu lorsque la distribution de la rigidité de étage est proportionnelle à la distribution de l'effort tranchant de l'étage. Dans le cas où la masse, la hauteur et ϕ_i' sont constants au niveau d'un bâtiment, la somme de l'énergie potentielle maximale et cinétique est nulle, i.e. :

$$\sum_{i=1}^N k_i (\phi_i')^2 = m \omega_1^2 \sum_{i=1}^N (i.\phi_i')^2 \quad (114)$$

Dans laquelle :

$$k_i = k_1 \frac{\sum_{j=i}^N j}{\sum_{j=1}^N j} \quad (115)$$

Où m et k sont la masse et la rigidité de l'étage respectivement, et ω_1 étant la première fréquence naturelle donnée en fonction du nombre d'étages N comme suit :

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m} \frac{2}{N(N+1)} \quad (116)$$

Comme la valeur de U_{ue} est estimée à partir des caractéristiques dynamiques du mouvement sismique et de la structure et sachant que l'effort tranchant à la base est donné par l'équation (75),

$$q_{u1} = \frac{1}{\lambda} K_{ic} U_{u1} \quad (117)$$

Que l'on peut écrire d'après le code Américain UBC comme suit :

$$q_{u1} = \frac{2}{g} \left[\frac{\pi}{T} \right]^2 (N+1) \frac{U_{u1}}{\lambda} \cdot W \quad (118)$$

Où W est le poids total de la structure.
Sachant que :

$$V = C_s W \quad (119)$$

Alors :

$$C_s = \frac{2}{g} \left[\frac{\pi}{T} \right]^2 (N+1) \frac{U_{ue}}{\lambda} \quad (120)$$

On remarque d'après la formule précédente que le coefficient de l'effort tranchant à la base est explicitement fonction du niveau de dommage limite, puisque U_{ue} est fonction de D_L . Ainsi, les forces latérales équivalentes peuvent être obtenues à partir du coefficient de l'effort tranchant à la base suivant la formule suivante :

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j} V \quad (121)$$

Où F_i , w_i et h_i sont respectivement la force latérale, le poids de l'étage et la hauteur par rapport au niveau du sol. Une fois la capacité des murs porteurs estimée, une vérification doit être faite afin d'assurer que l'indice de dommage au niveau de chaque étage n'ait pas dépassé la valeur limite D_L ($D_L=0.25$). Dans ce contexte, la méthode proposée décrite précédemment sera utilisée afin d'estimer la vulnérabilité de chaque élément porteur pour un éventuel renforcement.

V-4- Méthodologie d'étude.

Toutes les étapes qui ont été mentionnées précédemment relatives à la quantification de l'endommagement sismique des structures existantes en maçonnerie, en tenant compte de l'aléa sismique de la région à étudié, la prévision d'un certain niveau d'accélération du sol, de la définition des critères de sécurité, de l'analyse de la capacité des structures en tenant compte des conditions du sol ainsi que le groupe d'usage des structures ; seront illustrés dans l'organigramme suivant ou un programme en fortran a été développé

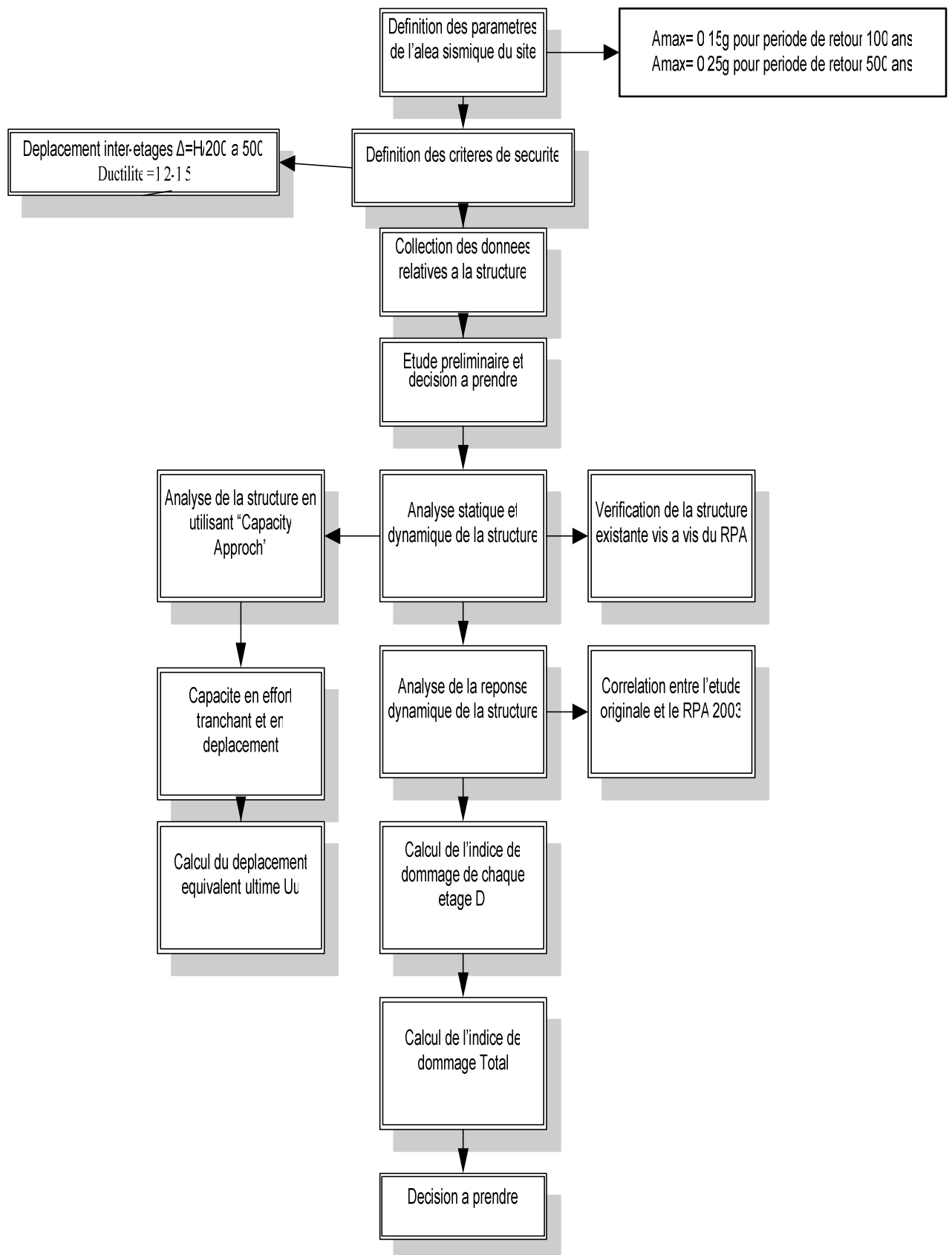


Fig. 52 : Méthodologie d'étude de l'endommagement et de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie

V-5- Exemple d'application

Afin de confirmer l'efficacité de la méthode proposée, un exemple de bâtiment existant a été étudié. Il s'agit d'un bâtiment en maçonnerie non chaînée à usage administratif construit au début du 20^{ème} siècle constitué de 05 niveaux (Siège de la wilaya d'Alger), et figurant parmi les structures stratégiques de la ville d'Alger, il s'agit d'un ouvrage qui doit non seulement ne pas s'effondrer mais rester fonctionnel en cas de séisme de niveau prescrit.

V-5-1- Description du bâtiment à étudier.

L'ouvrage étudié, construit au début du 20^{ème} siècle, est composé de deux (02) blocs I et II séparés par un joint sec en ciment (voir figure 54). Il est constitué de 5 niveaux avec une surélévation pour le bloc I, et de 3 niveaux pour le bloc II surélevé par des dômes. La structure est en murs porteurs en maçonnerie non renforcée. Seul le bloc I a été considéré dans cette étude.

Ce bloc est à usage administratif, composé d'un sous-sol avec un mur porteur périphérique surmonté de 5 niveaux et une surélévation. Il est de 41.8m de longueur, 38.45m de largeur pour 23.35m de hauteur présente un décrochement en élévation et une cour à ciel ouvert. Il est à noter qu'actuellement tous les étages sont à usage de bureaux avec une salle de conférence au 2^{ème} niveau et une salle d'archivage au 5^{ème} niveau. Les planchers dans ce bloc sont des planchers souples en bois. Les murs porteurs ont une épaisseur constante de 50 cm. Les hauteurs d'étages sont comme suit :

- RDC : h=5.40m
- 1^{er} étage : h=4.15m
- 2^{ème} étage : h=4.15m
- 3^{ème} étage : h=3.75m
- 4^{ème} étage : h=3.75m

Remarque : des vues en plan, pour montrer les files de murs utilisés dans l'analyse des deux directions sont comme suit :

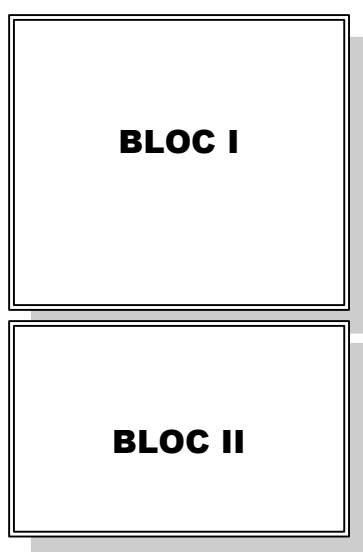
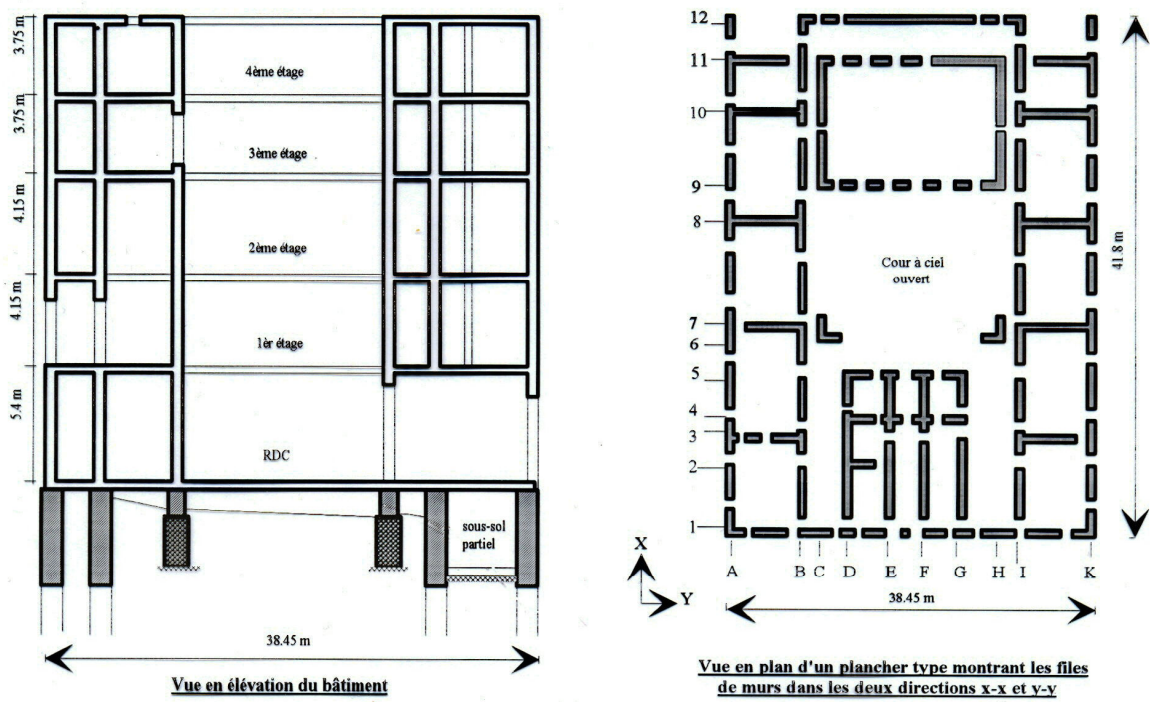


Fig. 53 : Siège Wilaya D'Alger

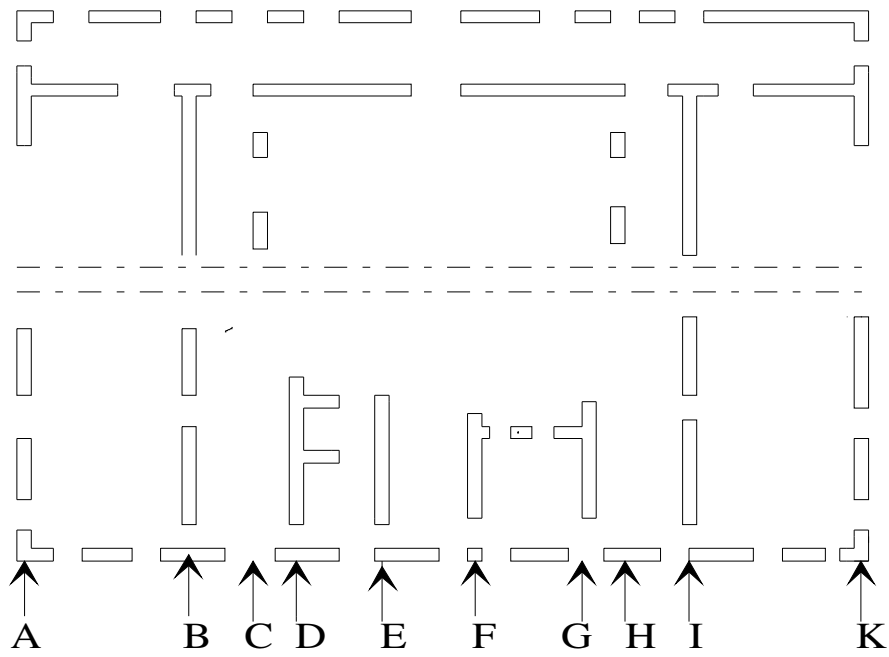


Fig. 53': Siège de la wilaya d'Alger.



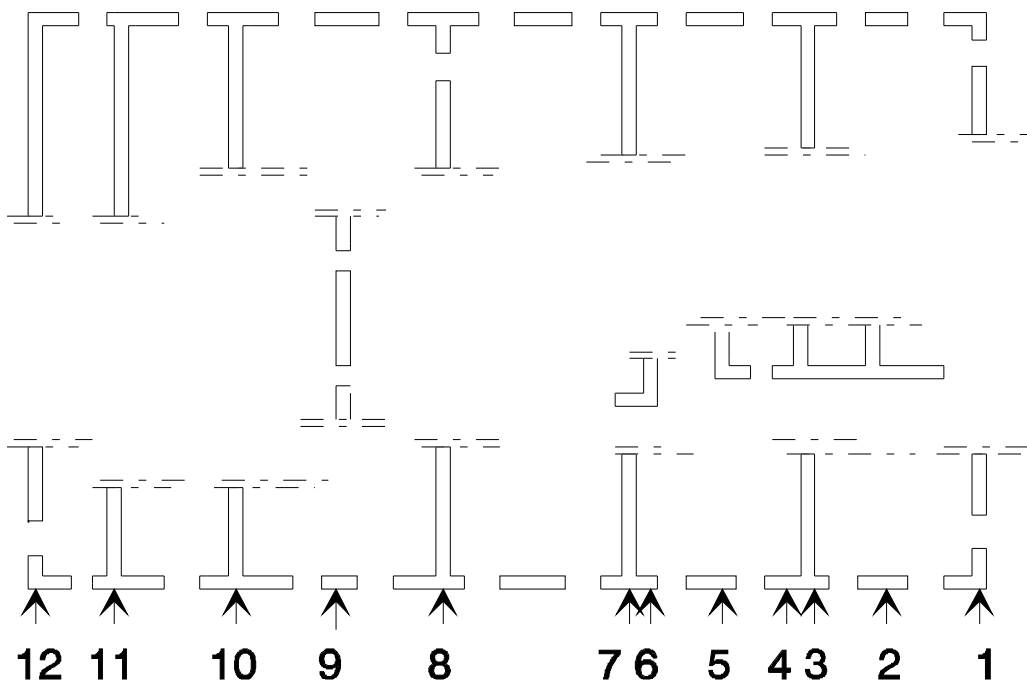
Vue en plan et en élévation du bâtiment

Fig. 54



**Vue en plan d'un plancher type montrant
les files de murs dans la direction X-X**

Fig. 55



**Vue en plan d'un plancher type montrant
les files de murs dans la direction Y-Y**

Fig. 56

V-5-2- Expertise de l'ouvrage.

Pour la mise en pratique du relevé des plans du bloc I, il a été décidé de faire plusieurs visites de site. Ainsi, le bloc I est un bâtiment à 5 niveaux et une surélévation bâtie récemment (en 1963). Cette élévation construite essentiellement en profilés métalliques avec un remplissage en maçonnerie a créé beaucoup de problèmes aux étages inférieurs. Cependant, il a été constaté comme suit :

Niveau 5 :

- Affaissements des planchers.
- Agressivité totale de l'humidité sur les murs porteurs et dans les planchers due à l'infiltration des eaux.

Niveau 4 :

- 1 -Réaménagement d'une partie de l'étage (mauvaise redistribution de certaines cloisons)
- Plusieurs fissures au niveau des ouvertures des murs périphériques dues à la surélévation.

Niveau 3 :

- Suppression d'anciennes cloisons et la mise en place d'autres cloisons
- Suppression totale de certains remplissages conduisant à une fissuration apparente des planchers.

-Création d'ouvertures dans des murs porteurs et suppression d'une partie d'un mur porteur. Ce changement a été fait par l'entreprise OFARES.

Niveau 2 et 1 :

- Plusieurs fissures sont apparentes au niveau des murs porteurs et du plancher.
- Dégradations significatives dans les bureaux dues essentiellement à l'humidité et aux eaux de toilettes des étages supérieurs
- Existence de certains profilés métalliques de dimension importante fondés d'une façon stricte et supportant une charge très importante (partie des cartes grises).

V-5-3- Sol et fondations

L'ouvrage représentant le bloc I est construit sur une zone géologique dont les caractéristiques sont identiques à celles du contrefort du massif de Bouzaréah. Ce massif est un dôme métamorphique composé d'un substratum rocheux schisteux avec du calcaire et du gneiss, surmonté d'un manteau saturé composé d'argile venant de l'altération des schistes.

L'infrastructure de l'ouvrage présente des fondations sous forme de rigoles d'épaisseur variable suivant le relevé des plans, surmontant du gros béton.

V-5-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Pour les caractéristiques mécaniques des matériaux, les valeurs suivantes ont été retenues :

La valeur de l'indice de dommage limite est prise égale à $D_L = 0.25$ [09]

***- Maçonnerie en pierre :**

-Densité :	$d = 2.7 \text{ t/m}^3$
-Module d'élasticité	$E = 2000000 \text{ Kpa}$
-Module de cisaillement	$G = 500000 \text{ Kpa}$
-Contrainte de compression	$\sigma_c = 1500 \text{ Kpa}$
-Contrainte de traction	$\tau_t = 40 \text{ Kpa}$

*- Béton armé :

-Contrainte de compression	$f_{bu} = 18480 \text{ Kpa}$ ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$)
-Contrainte de traction	$\sigma_t = 1800 \text{ Kpa}$
-Déformation élastique	$\epsilon_e = 2 \text{ ‰}$
-Déformation ultime	$\epsilon_u = 3.5 \text{ ‰}$

*- Acier :

-Acier $F_e 40$	$\sigma = 400000 \text{ Kpa}$
-Déformation élastique	$\epsilon_e = 2 \text{ ‰}$
-Déformation ultime	$\epsilon_u = 10 \text{ ‰}$

V-5-5-Test de vibration ambiante.

Pour la détermination des caractéristiques dynamiques du bâtiment, des tests de vibration ambiante ont été effectués. Mis à part les dimensions très larges en plan du bâtiment, il n'était pas possible de réaliser quelques mesures détaillées à cause du temps limité et l'encombrement du bâtiment par le personnel du service. La réponse du bâtiment a montré quand même une dominance du phénomène de torsion. Cependant, les fréquences de vibration mesurées du bâtiment sont :

Dans le sens x-x :	$f_1 = 3 \text{ Hz}$ ($T_1 = 0.33 \text{ sec}$)
Dans le sens y-y :	$f_2 = 3 \text{ Hz}$ ($T_2 = 0.33 \text{ sec}$)
Pour la torsion :	$f_3 = 4.8 \text{ Hz}$ ($T_3 = 0.208 \text{ sec}$)

L'interaction sol-structure n'a pas été très présente. Afin d'obtenir plus d'information sur le comportement dynamique du bâtiment, la mesure ou le test doit être fait sur un plus large nombre de points.

V-5-6- Paramètres sismiques et critères de sécurité. [15]

L'analyse de l'aléa sismique d'Alger a été effectuée sur la base de la synthèse du risque sismique en Algérie. Les paramètres sismiques ont été fixés en se basant sur le zonage préconisé par le R.P.A 88, de l'aléa sismique et de loi d'atténuation. Cependant, le bâtiment sera analysé quant à sa vulnérabilité pour de niveaux de séismes :

-**Un séisme modéré** : dont l'accélération de pointe est de 0.15g au substratum rocheux pour une période de retour de 100 ans.

-**Un séisme majeur** : dont l'accélération de pointe est de 0.25g au substratum rocheux pour une période de retour de 500 ans.

La méthodologie préconise ainsi trois types d'accélérogrammes comme référence retenus pour tester les structures à savoir :

- Séismes lointains :

- EL CENTRO N-S 08 Mai 1940
- ULCINJ (ALBATROS) N-S 1979

- Séisme proche:

- CHERCHELL N-S 29 Octobre 1989

Pour les deux niveaux d'intensités sismiques cités précédemment, des critères de sécurité ont été fixés afin de remédier quant à la stabilité de la structure analysée. Ainsi, pour :

*- **Un séisme modéré**, dont la période de retour est de 100 ans, les structures doivent se comporter dans le domaine élastique sans donner lieu à des endommagements pouvant gêner leur réutilisation juste après le séisme.

Les déformations maximales admises (Déplacements inter étages) sont :

$$\Delta = \frac{H}{500 \text{ à } 700}$$

La demande en ductilité doit se situer au maximum dans une fourchette de

$$\mu = 0.8 \text{ à } 1.$$

*- **Un séisme majeur**, dont la période de retour est de 500 ans, les structures peuvent faire des incursions dans le domaine non-linéaire. Les endommagements restent limités et réparables. Le bâtiment ne doit pas s'effondrer et sa réutilisation peut se faire après inspection.

Les déformations maximales admises (Déplacements inter étages) sont : [15]

$$\Delta = \frac{H}{250 \text{ à } 300}$$

Avec : H la hauteur d'étage

La demande en ductilité doit vérifier les limites suivantes : $\left\{ \begin{array}{l} \mu \leq \mu_{\text{cap}} \\ \mu \leq 1.5 \end{array} \right.$

Du point de vue résistance une vérification s'impose au niveau de l'étage.

Il s'agit de vérifier que :

$$\frac{Q_{\text{cap}}}{Q_{\text{dem}}} \geq 1.15$$

Q_{cap} : Capacité en effort tranchant de l'étage

Q_{dem} : Demande en effort tranchant de l'étage

V-5-7-Analyse statique et dynamique.

Faute de logiciels permettant l'évaluation des caractéristiques dynamiques d'une telle structure vu sa complexité, il a été décidé de calculer la période de vibration du bâtiment à partir de la formule empirique du R.P.A 2003 donnée par :

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}} \quad (122)$$

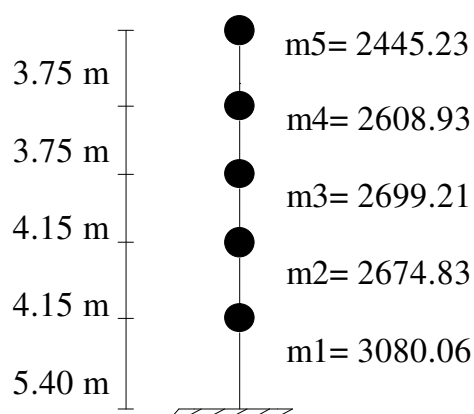
Où :

H est la hauteur du bâtiment.

Et

L est la dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

Les planchers de la structure (planchers en bois très souple), ont été supposés agir comme des diaphragmes rigides et indéformables. Un modèle à masses concentrées a été retenu :



Modèle mathématique

Les périodes de vibrations dans les deux directions, ont été obtenus en utilisant la formule citée précédemment.

Les périodes obtenues sont :

*-Direction longitudinale (X-X) $T = 0.325$ sec

*-Direction transversale (Y-Y) $T = 0.34$ sec

V-5-8-Calcul des forces sismiques selon le R.P.A. 88.

***-Action sismique :**

Conformément au R.P.A 88, la charge sismique s'est évaluée comme suit :

$$V = (A.D.B.Q).W \quad (123)$$

Où :

A : coefficient d'accélération de zone

B : facteur de comportement

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

D : coefficient d'amplification dynamique, il est fonction de la période T

$$D_x = 1.89$$

$$D_y = 1.84$$

$$W = 13508.26 \text{ t}$$

D'où, les forces sismiques selon les deux directions sont :

$$V_x = 2632.84 \text{ t}$$

$$V_y = 2563.2 \text{ t}$$

Cependant, la force au niveau de chaque étage sera calculée par la formule suivante :

$$F_k = V \cdot \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^3 W_i \cdot h_i} \text{ Avec } F_t = 0 \quad (124)$$

Et dont les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	F_{kx} (t)	F_{ky} (t)
5	773.18	752.73
4	679.02	661.06
3	551.55	536.96
2	381	370.92
1	248.07	241.51

Tableau No 04 : Forces sismiques

D'où, l'effort tranchant pour chaque niveau pour les deux directions sera :

Niveau	Masse (kn)	Rigidité (kN/cm)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	Qy (kN)	Qu (kN)
5	24452	39042	0.11	0.13	4241	4699
4	26089	42895	0.12	0.17	4936	5796
3	26992	39172	0.17	0.20	6699	7664
2	26748	38077	0.22	0.26	8421	9386
1	30801	30649	0.31	0.36	9450	10636

Direction Y-Y

Tableau No 05 : Capacité de Résistance

V-5-10- Réponse dynamique de la structure

1-Capacité et demande en effort tranchant

Le tableau suivant donne les forces en tonnes :

Niveau	F_{kx}	Q_{ux}	S	F_{ky}	Q_{uy}	S
5	773.18	461.1	0.59	752.73	469.9	0.62
4	1452.2	1082.4	0.74	1413.79	1049.5	0.74
3	2003.75	1813	0.90	1950.75	1815.9	0.93
2	2384.75	2715.3	1.14	2321.67	2754.5	1.18
1	2632.84	3661.1	1.39	2563.18	3818.1	1.48

Tableau No 06 : Capacité et demande en effort tranchant

Avec : $S = \frac{Qu}{F}$.

Suivant le tableau ci-dessus, on dira que l'effort tranchant dû à la sollicitation sismique selon le code dépasse la capacité de la structure essentiellement aux étages supérieurs dans les deux directions. En ces niveaux le coefficient S exprimant le rapport de l'effort tranchant ultime de la structure à celui généré par le séisme selon le R.P.A est inférieur à 1.15 qui est le minimum requis.

2-Capacité et demande en termes de déplacements

En termes de déplacements, la capacité en déformabilité à l'état limite élastique et ultime est dépassée dans les deux directions et ceci pour tous les étages. La structure est susceptible d'être endommagée sérieusement (voir figures 57 et 58).

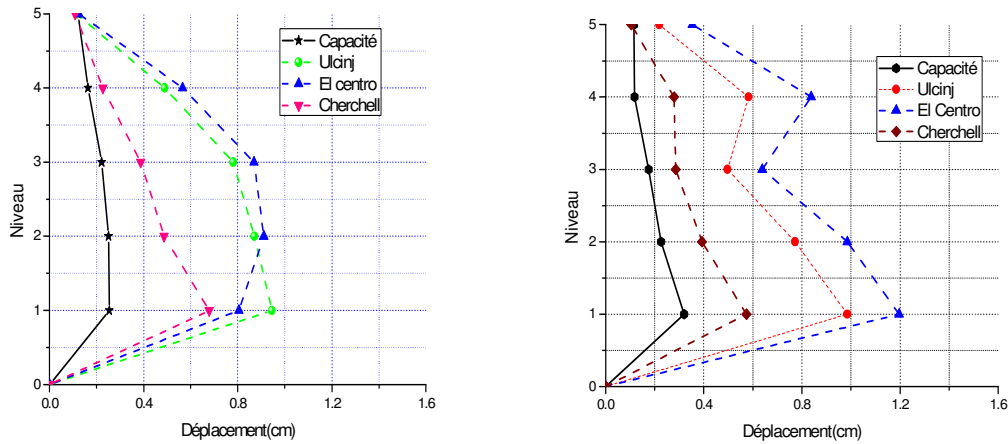


Fig. 57 : Déplacement inter-étages a 0.15g Sens XX et YY

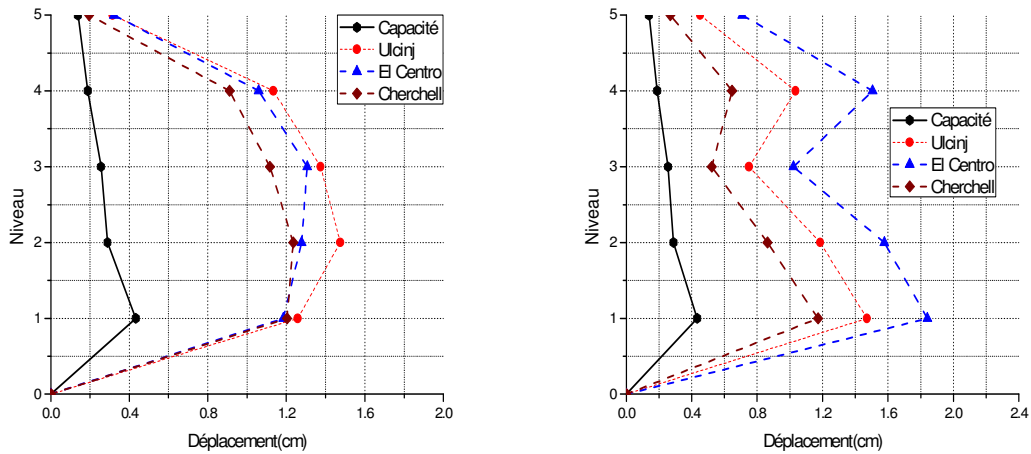


Fig. 58 : Déplacement inter-étages a 0.25g Sens XX et YY

V-5-11- Estimation de l'indice de dommage de la structure

V-5-11-1- Etude Locale

Une étude locale sur quelques murs (dans la direction x-x) de la structure a été faite en utilisant l'organigramme sommaire mentionné précédemment. Les indices de dommage obtenus par la méthode proposée pour les différents murs dans la direction longitudinale sont donnés dans les figures suivantes :

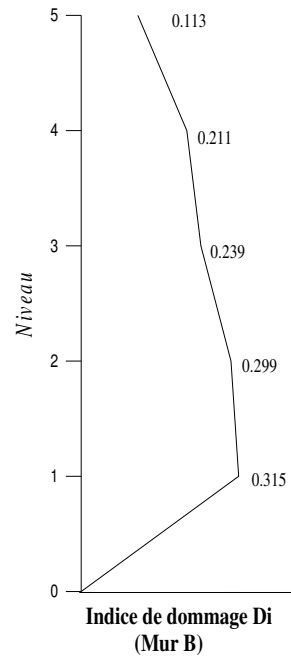
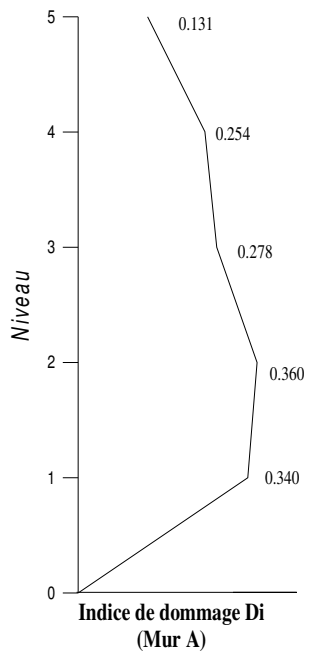


Fig. 59 : Indice de dommage des murs A et B

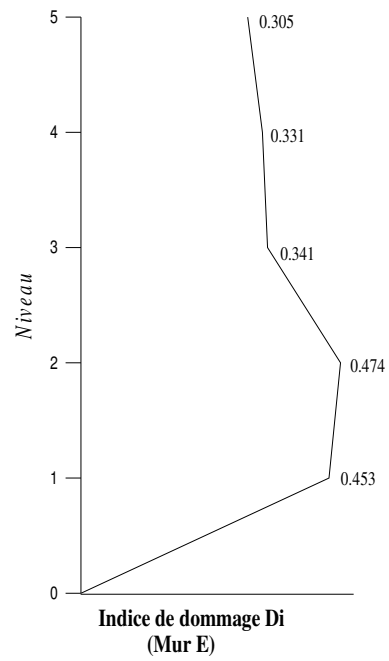
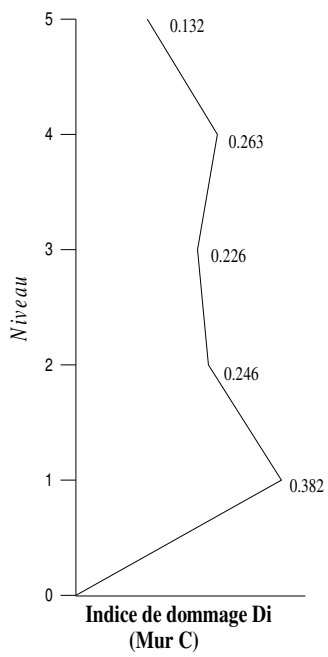


Fig. 60 : Indice de dommage des murs C et E

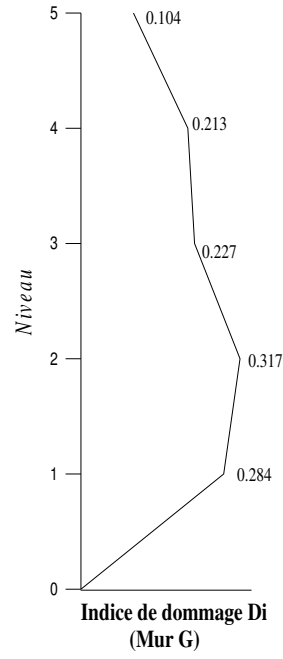
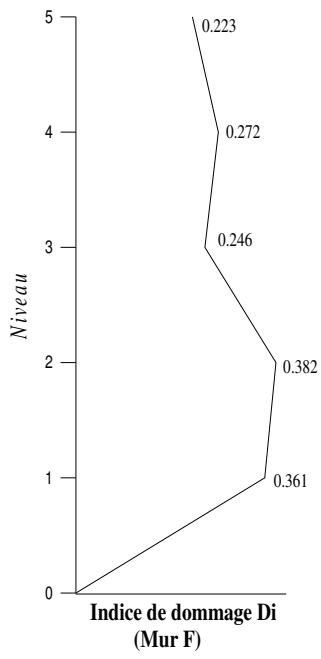


Fig. 61 : Indice de dommage des murs F et G

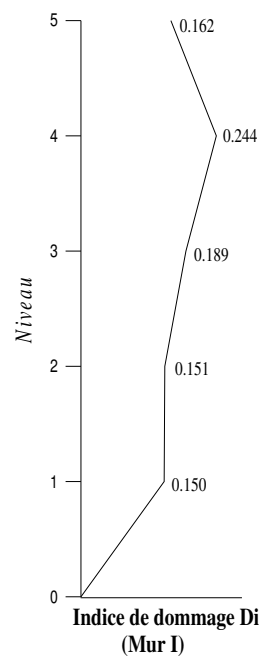
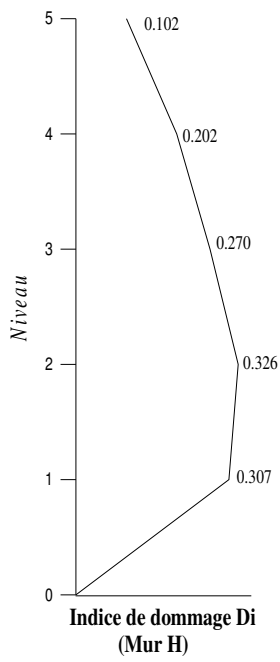


Fig. 62 : Indice de dommage des murs H et I

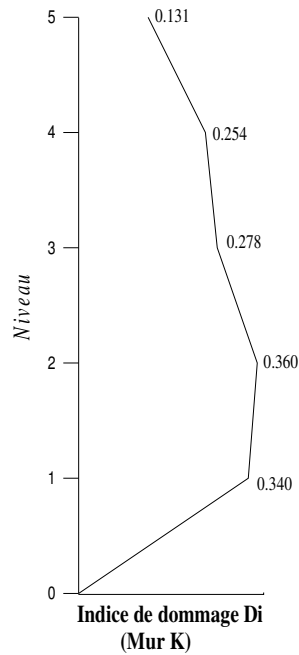


Fig. 63 : Indice de dommage du mur K

Les résultats obtenus à partir de l'analyse locale, montrent que l'indice de dommage limite D_L (0.25) est dépassé au niveau de tous les étages pour la majorité des murs, néanmoins, on remarque que les murs A, F et K sont les plus vulnérables, au niveau de ces éléments spécialement pour les étages inférieurs une forte concentration de dommage est attendue en cas de séisme de niveau prescrit.

V-5-11-2- Etude globale

L'étude globale de la structure a été faite pour les deux directions X-X et Y-Y, l'indice de dommage au niveau de chaque étage est donné dans les figures suivantes :

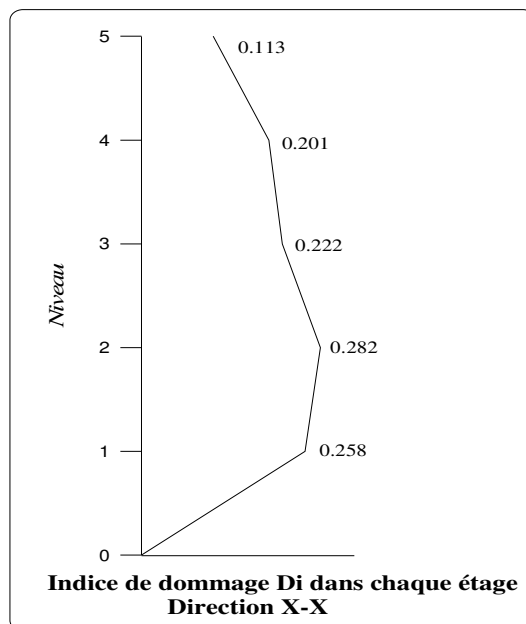


Fig. 64 : Indice de dommage dans chaque étage pour l'ensemble des murs Direction X-X

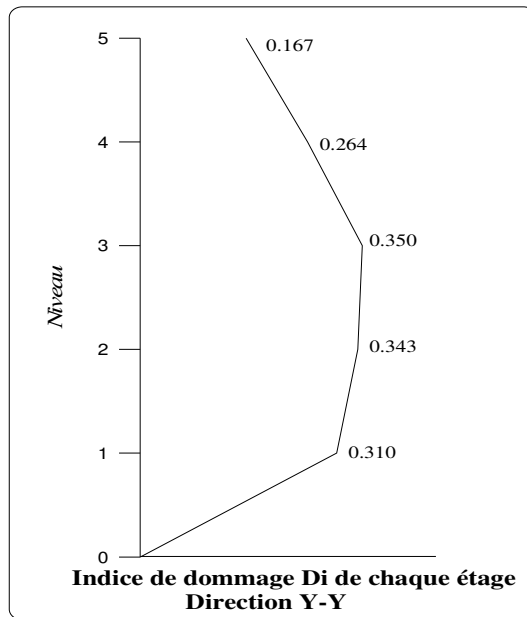


Fig. 65 : Indice de dommage dans chaque étage pour l'ensemble des murs
Direction Y-Y

L'analyse de l'endommagement du bâtiment a montré que dans la direction Y-Y l'indice de dommage limite est dépassé est ceci pour pratiquement tous les étages avec une forte concentration de dommage aux étages inférieurs nuisant ainsi à sa stabilité.

Dans la direction X-X l'endommagement limite est dépassé seulement au niveau 1 et 2, néanmoins, ce dépassement provoque l'effondrement du bâtiment en cas de séisme de forte intensité. Sur la base de ces résultats, la structure risque d'être gravement endommagée vu la forte concentration de dommage aux étages inférieurs. A partir de ces résultats on peut se prononcer quant au renforcement des éléments et des étages les plus vulnérables.

V-6- Conclusion

Un modèle d'endommagement sismique des structures en maçonnerie a été proposé, exprimé en terme d'indice de dommage qui est fonction du déplacement maximum et l'énergie dissipée. Ce modèle est utilisé dans la méthode proposée permettant de quantifier en quelque sorte la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie à partir d'une comparaison de cet indice avec l'indice de dommage limite. Dans la méthode proposée, un modèle de comportement non linéaire a été utilisé. Par ailleurs, un exemple de bâtiment en maçonnerie a été pris afin de confirmer la fiabilité de la méthode. Cet exemple montre que l'endommagement sismique est généralement important aux étages inférieurs conduisant ainsi à l'effondrement du bâtiment ceci est dû à la concentration des efforts et des déplacements au niveau de ces étages.

V-7- FIABILITE DE LA METHODE PROPOSEE

Dans la méthode de quantification de l'endommagement sismique des structures en maçonnerie, le dommage potentiel d'un bâtiment soumis à l'action d'un séisme est limité au niveau de dommage tolérable $D_L = 0.25$, afin d'éviter un effondrement du bâtiment. Par ailleurs, comme le mouvement sismique et la capacité structurelle sont variables, il y aurait toujours une probabilité que le bâtiment va subir des endommagements sévères, ($D \geq 1.0$). En plus, puisqu'il y a des incertitudes dans la définition du mouvement sismique et la capacité structurelle, il y aurait toujours des incertitudes dans les paramètres du modèle tels que la masse, la rigidité et l'effort ultime. Ces incertitudes peuvent être attribuées aux variabilités propres des paramètres aux erreurs commises lors de leur modélisation

Malgré ces différentes incertitudes dans la modélisation des différents paramètres, la méthode d'estimation de l'indice de dommage a montré quand même une certaine efficacité dans son application aux structures existantes. Elle nous renseigne sur le degré de vulnérabilité de la structure analysée vis à vis d'un séisme de niveau prescrit. Ceci nous conduit de faire un premier jugement sur son renforcement ou déclassement s'il y a lieu.

CHAPITRE VI
LES FONCTIONS DE VULNERABILITE DES BATIMENTS
STRATEGIQUES POUR L'ANALYSE DU RISQUE SISMIQUE
DANS LA REGION D'ALGER

VI-1- Introduction

Durant les deux dernières décennies, les catastrophes naturelles et les tremblements de terre en particulier, sont devenus très destructifs puisqu'ils affectent une large concentration de la population et des propriétés privées. En effet, le développement des régions à haute sismicité généralement accompagnées par une expansion urbaine et démographique tendent à amplifier le niveau de risque sismique. Malgré les efforts significatifs qui ont été fournis pour la quantification du danger sismique et la réduction de ses conséquences prévues, les séismes majeurs continuent à faire des désastres à l'économie de la région affectée et aux différents pays du monde entier. Du point de vue scientifique, un séisme destructif présente l'opportunité de fournir un maximum d'informations d'ordre technique sur les effets physiques du mouvement sismique, tels que les déformations tectoniques de la région, les raz de marée etc. Jour après jour, le développement en matière de génie parasismique a permis à plusieurs pays exposés au danger sismique à réduire le niveau de risque sismique au niveau des régions surpeuplées, en démolissant les bâtiments les plus vulnérables et les remplaçant par des bâtiments modernes construits en utilisant les codes parasismiques ou en les réparant et les renforçant afin d'améliorer leur résistance sismique et assurer leur totale sécurité.

Une conception parasismique appropriée peut être définie comme l'une des conceptions qui prévoit une sécurité adéquate afin de limiter les dégâts et assure une bonne continuité des services vitaux en se limitant à un coût acceptable. Cependant, il est reconnu que prévoir une totale protection contre les séismes n'est pas économiquement faisable; il est généralement accepté que les critères d'une conception parasismique doivent satisfaire les conditions suivantes:

- Résister à un séisme mineur sans aucun endommagement.
- Résister à un séisme modéré sans endommagement structurel mais en admettant un endommagement non structurel
- Résister à un séisme majeur d'une intensité élevée sans effondrement du bâti avec des endommagements structurels limités (dans la plupart des structures, même pour un séisme majeur, il est prévu que les endommagements structurels peuvent être limités à un certain niveau réparable).

VI-2- Principe de base pour l'atténuation et la réduction du risque sismique

VI-2-1- Critères de base pour la définition d'un niveau de risque sismique acceptable

La vérification d'un critère de conception parasismique exige une compréhension de la façon dont les structures se déforment quand elles sont exposées à un mouvement sismique ainsi que le vrai comportement du matériau de construction vis à vis de ses déformations.

Plusieurs niveaux de compréhension sont nécessaires, le premier est la réponse élastique des structures durant laquelle les vibrations sismiques ne doivent en aucun cas causer des dommages structuraux et produire des déformations plastiques; le second est les déformations non linéaires de larges amplitudes qui accentuent l'endommagement jusqu'à l'effondrement.

Les considérations économiques d'une région donnée exigent pour les structures ordinaires une conception adéquate pour le contrôle de l'endommagement durant un séisme de forte intensité, en d'autres termes ces mêmes considérations montrent qu'il n'est pas faisable de concevoir des structures ordinaires pour résister à de tels mouvements sans aucun endommagement durant un séisme majeur. Cependant, plusieurs facteurs doivent être considérés dans la définition d'un risque sismique acceptable pour préserver la vie humaine et les propriétés en relation directe avec les coûts et les dépenses prévues.

Il n'existe pas de niveau uniforme d'un risque acceptable, les niveaux de sécurité acceptable varient avec le temps, le lieu et la fréquence d'occurrence d'une catastrophe naturelle. Ils doivent être impérativement reliés aux coûts et sont généralement influencés par les facteurs du développement technologique et socio-économique.

En considérant l'approche suscitée dans l'établissement d'un critère du niveau de risque des bâtiments ordinaires et des structures aussi bien que les structures spéciales d'une importance vitale pour l'économie du pays ainsi que les conditions existant dans le monde entier, les actions et les mesures suivantes doivent être prises en compte pour la réduction du risque sismique:

- Elaboration des règlements et des lois pour la protection vis à vis des séismes
- Elaboration des cartes de zonages sismiques
- Développement des codes nationaux et des manuels de conception sismique des structures
- Amélioration et développement des organisations de contrôle de structures
- Création des centres de recherche pour la formation, la planification et la préparation dans le cas d'une catastrophe sismique
- Création et mise en place des réseaux de surveillance sismique (sismographes et accélérographes).

VI-2-2- Planification pour la réduction du risque sismique dans une région donnée

Il est d'une importance majeure que dans le cadre général de la planification du développement régional et urbain, une base législative adéquate pour le contrôle et la réduction du risque sismique soit développée dans les régions de haute sismicité. Le but de cette base législative est la protection de la vie et des biens des citoyens vis à vis d'un séisme en intensifiant les mesures de prévention contre les catastrophes d'origine sismique et qui contribuent à la préservation de l'ordre social et du potentiel économique et humain.

Due à la fréquence élevée d'occurrence attendue des séismes dans le monde, il est d'un intérêt particulier pour la réduction et l'atténuation du risque sismique, d'intensifier les dispositions pour la prévention des catastrophes sismiques telle que la désignation des zones de haute sismicité, la formulation des plans de prévention et le développement et l'amélioration des stations d'observation sismologiques. Les différents principes sur lesquels une base législative pour la réduction du risque sismique doit être développée, sont, entre autre, les suivants:

- Détermination des zones à haute sismicité à travers une interprétation des études probabilistes et déterministes du zonage sismique de la région considérée
- Amélioration des systèmes d'observation sismologique contemporaine à travers l'établissement d'observatoires sismologiques informatisés et télémètres ainsi que le développement du réseau d'instrumentation pour les mouvements forts (accélérographes) et d'une banque de données des enregistrements sismiques
- Etablissement des programmes de recherche de moyenne et longue durée pour les études de l'aléa sismique, de la vulnérabilité et du risque sismique
- Amélioration des relations de coopération en matière de génie parasismique en instituant une coordination intergouvernementale sous le patronage des organisations internationales.

VI-3- Mesures et actions à prendre pour l'atténuation et la réduction du risque sismique

Suite aux récentes catastrophiques d'origine sismique dans la région méditerranéenne, un grand nombre de bâtiments résidentiels, des écoles, des hôpitaux et des bâtiments industriels, administratifs ainsi que les infrastructures locales et régionales ont été sévèrement endommagés. La majorité des bâtiments endommagés sont dans état où leur utilisation n'est pas permise avant un éventuel renforcement ou réparation de leur système structurel de base.

Afin d'assurer une sécurité appropriée et un fonctionnement normal des bâtiments endommagés, il est nécessaire de reconnaître que ces bâtiments vont être exposés dans un futur proche à un nombre important de mouvements sismiques qu'ils soient mineurs ou majeurs. En fonction des exigences du développement économique et la conception parasismique, des recherches appliquées doivent être effectuées dans le but de l'évaluation et de la quantification du risque sismique et l'amélioration des systèmes structuraux de base capable, pour résister aux sollicitations sismiques.

Cependant, l'expérience acquise des séismes passés a montré que des actions et des mesures similaires peuvent être prise en avance dans la région à haute sismicité afin d'atténuer les conséquences possibles d'un événement sismique. Pour cette raison, il est indispensable qu'une planification du développement (et en particulier urbain) de ces régions tienne compte de certains critères de sécurité, basés sur des niveaux de risque sismique déterminé et justifiés économiquement en assurant une meilleure utilisation des structures avec un niveau de sécurité acceptable.

Pour réduire le niveau de risque sismique, des mesures et des actions pré-sismiques et post-sismiques aussi bien que des études et des recherches à courte et longue durée doivent être entreprises par les autorités et les professionnels du domaine.

VI-3-1- Mesures pré-sismiques

Pour les régions déclarées comme des zones à haute sismicité, il est nécessaire d'effectuer des observations continues et prolongées afin d'obtenir des données réalistes indispensable pour la gestion et l'élaboration des mécanismes de la protection pré-sismique et une réhabilitation post-sismique et des plans de revitalisation de la région. En d'autres termes, les données obtenues doivent être prises en compte pour diminuer la vulnérabilité des structures en améliorant et renforçant les bâtiments existants aussi bien que les procédures de calcul et de conception ainsi que la qualité de la construction.

Toutes ces informations doivent être incorporées dans l'élaboration des plans de développement physiques et urbains des régions exposées à un risque sismique élevé.

Les mesures pré-sismiques qui doivent être prises dans les régions sismiques sont principalement les suivantes:

- Elaboration des cartes néotectoniques avec une évaluation des processus dynamiques néotectoniques
- Elaboration de la carte sismotectonique
- Elaboration des cartes d'aléa sismique de la région pour différents niveaux de risque pour la planification, la conception et la construction
- Planification physique des régions sismiques basée sur l'évaluation de l'endommagement et les études de vulnérabilité
- Elaboration et amélioration des codes et des manuels pour une conception parasismique et la construction des différents types de structures
- Développement et installation des réseaux sismographiques et accélérométriques et l'amélioration des stations et réseaux existants pour une rapide collecte et l'analyse des données sismologiques.

La prise en compte de ces différentes activités et des études pré-sismiques dans les régions à haute sismicité permet alors:

- L'obtention des informations appropriées sur l'amplitude du désastre en termes de bâtiments utilisables, endommagés ou effondrés aussi bien que les bâtiments potentiellement dangereux pour les occupants
- L'amélioration des bases scientifiques pour une planification urbaine et physique pour la réduction des conséquences des catastrophes sismiques.
- De procurer une base de données pour une estimation uniforme des pertes économiques pour le développement des programmes de réhabilitation et une assistance efficace pour la reconstruction

VI-3-2- Mesures post-sismiques

En fonction de la sévérité d'une catastrophe sismique, les mesures post-sismiques qui doivent être prises en considération doivent comprendre des actions d'urgence pour une protection immédiate de la population et des biens publics; des mesures à court terme qui doivent être prise pour l'obtention des données plus pratiques et des mesures à long terme qui prévoient un volume important de données utilisées dans les programmes de réduction du risque sismique.

Les mesures d'urgence qui doivent être appliquées immédiatement après un séisme sont globalement les suivantes:

- Etablissement des centres d'accueil au niveau des villes ou des villages affectés
- Evacuation de la population des places dangereuses
- Organisation des centres médicaux pour la réception des blessés etc.

Pour la réduction des conséquences des catastrophes sismiques, les activités et les études à court terme sont les suivantes:

- Classification des structures et des infrastructures régionales et locales suivant leur usage et leur niveau d'endommagement en utilisant une méthodologie de classification du dommage
- Etude des effets de séisme et de la distribution du dommage
- Etude des activités sismiques à partir des stations sismologiques et accélérométriques existantes et l'installation immédiate des réseaux mobiles pour enregistrer les répliques en champs proche.
- Récupération des enregistrements sismiques pour leur traitement afin de déterminer les caractéristiques sismogènes de la zone source et d'élaborer les critères de conception parasismique pour la réparation et le renforcement des bâtiments endommagés
- Exécution des réparations et des renforcements des bâtiments endommagés et démolition des bâtiments sévèrement endommagés.
- Autres investigation du site

Les mesures et les actions à long terme sont identiques à celles à court terme et qui consistent à un traitement détaillé des données récupérées lors d'un tremblement de terre

VI-4- Prédiction et estimation des pertes d'origine sismique

VI-4-1- Approche méthodologique

L'urbanisation et le rapide développement des régions à haute sismicité ont une influence rapide sur leur vulnérabilité et leur risque sismique, si aucune mesure appropriée n'est prise en compte pour la préservation des vies humaines et des biens publics. Le processus de réduction du risque sismique doit commencer en un niveau de planification physique et urbaine et doit être constamment poursuivi à toutes les étapes du développement.

Pour la planification de reconstruction post-sismique, les outils d'évaluation quantitative du risque sismique sont indispensables pour plusieurs classes de bâtiments de plusieurs localités. Récemment, des efforts ont été déployés dans le développement des procédures de la prédiction des pertes engendrées par une action sismique.

L'évaluation des pertes et généralement faite avec un certain niveau de rigueur, cependant, tous les modèles basés sur les approches théoriques ou empiriques pour la prédiction des pertes sismiques d'une zone urbaine ont un cheminement commun dans les procédures de calcul et l'acquisition des données nécessaires pour la prédiction et l'estimation des pertes d'origine sismique. Une approche systématique est indispensable et le problème de la prédiction doit comprendre les étapes suivantes:

- Le zonage de la région ou de la ville considérée et la classification des différents éléments au risque à l'intérieur de chaque zone
- L'identification des effets locaux du site considéré
- La prédiction des paramètres du mouvement fort influençant le potentiel de dommages sismiques pour chaque zone
- La prédiction des pertes de chaque élément exposé au risque et pour chaque zone ainsi que la prédiction des pertes cumulatives pour toute la région considérée

La première étape dans la prédiction des pertes sismiques consiste à faire un inventaire des différentes structures qui peuvent être exposées à un sévère mouvement sismique dans une zone urbaine qui comprend généralement plusieurs types de structures sensibles à différents modes de rupture et niveaux de vulnérabilité. Pratiquement, la plupart des structures sont des bâtiments qui peuvent être endommagés lors d'un séisme de niveau prescrit.

Afin de prédire et estimer les pertes associées à chaque structure, une classification en type et sous type de bâtiments doit être établie en fonction de leurs caractéristiques physiques et mécaniques, en fonction du type de matériau de construction, de l'âge du bâtiment etc.

La seconde étape est l'estimation du paramètre représentatif de l'aléa sismique relié en général à l'accélération maximale de pointe PGA qui contrôle d'une manière dominante le niveau d'endommagement des systèmes structuraux.

L'expérience sur les séismes passés a montré que certains niveaux d'endommagement sont inévitables. Une conception parasismique des ouvrages ou des bâtiments sous l'effet d'une excitation sismique doit en quelque sorte permettre un certain niveau d'endommagement.

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes permettant la quantification de l'endommagement au niveau d'un élément, d'un étage ou au niveau d'une structure.

Le modèle d'endommagement proposé limite explicitement l'endommagement structural à un niveau tolérable. Le dommage structural est exprimé quantitativement en termes d'indice de dommage qui définit ce dernier comme une combinaison linéaire de la déformation maximale et de l'énergie dissipée lors d'un chargement cyclique alors que l'indice de dommage admissible a été défini sur la base d'un étalonnage avec les données des dommages observés lors d'un séisme. Cependant, la relation empirique qui a été utilisée précédemment dans la quantification du dommage pour la maçonnerie sera généralisée pour l'estimation de la réponse sismique non linéaire des bâtiments. L'endommagement des éléments structuraux sous un chargement sismique est généralement causé par la combinaison de l'effet de la déformation maximale et de l'énergie dissipée. Ceci est exprimé en termes d'indices de dommage :

$$D = \frac{U_m}{U_f} + \frac{\varepsilon}{Q_u \cdot U_f} \int dE \quad (125)$$

Ou :

U_m : déplacement maximal

U_f : déplacement à la rupture

$\int dE$: énergie hystérétique

Q_u : capacité en effort tranchant

ε : une constante

Sous l'effet des différentes études entamées et l'exploitation des différentes données récupérées à partir des différents séismes qui ont secoué les Etats Unis, ANG a développé davantage cette théorie de la quantification du dommage pour différents types de structures en tenant compte de plusieurs paramètres structuraux notamment les caractéristiques intrinsèques du mouvement du sol qui influencent davantage le comportement sismique d'une structure donnée

L'indice de dommage sera alors évalué en termes de ratio de la charge sismique à la résistance structurale. La force sismique L est définie par l'accélération maximale de pointe, la durée du mouvement fort et la période prédominante du mouvement du sol alors que la résistance structurale R est définie par la capacité de cisaillement ultime à la base, par le rapport de la déformation maximale sous la charge sismique et la déformation ultime de la structure et par l'énergie absorbée cumulée dont l'expression générale est donnée par l'équation suivante :

$$D = \frac{L(PGA, td, T/Tg)}{R(T, Uu)} \quad (126)$$

Ou :

PGA : Accélération maximale de pointe (σ_a)

td : Durée du mouvement fort

T : Période prédominante de la structure

T_g : Période prédominante du mouvement du sol

U_u : Déplacement ultime

L'indice de dommage donné par l'équation (126) varie en fonction de plusieurs paramètres relatifs à la charge L et à la résistance R . Une représentation graphique de la variation de D en fonction de ces différents paramètres est donnée dans les figures (48), (49), (50) et (51) du chapitre V. Au vu des évolutions traduites par ces figures, les observations suivantes ont été faites :

- a/. L'indice de dommage D augmente lorsque l'accélération maximale de pointe augmente. En augmentant la période de vibration T de la structure, D augmente davantage.
- b/. Lorsque le déplacement ultime de la structure U_u augmente, on remarque une régression de l'indice de dommage D .
- c/. L'indice de dommage D augmente lorsque la période de vibration T de la structure augmente. En augmentant l'accélération maximale de pointe, D augmente davantage.

Cette étude paramétrique nous a permis de voir l'influence de chaque paramètre sur l'endommagement d'une structure en cas de séisme de niveau prescrit.

Ce modèle a permis la quantification de la vulnérabilité sismique de plusieurs types de bâtiments en tenant compte des conditions locales du sol.

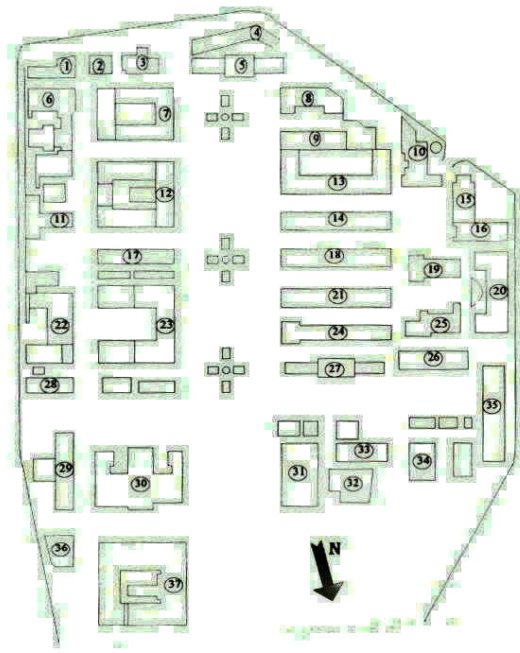
VI-5- Développement des fonctions de vulnérabilité

L'estimation des pertes d'origine sismique, exige que pour chaque classe de bâtiments la relation entre l'intensité du mouvement sismique et le degré de dommage soit connue ou développée. L'endommagement sismique potentiel des structures et des biens publics a été l'objectif de plusieurs études. Différentes approches ont été utilisées afin de prédire et d'estimer les pertes spécifiques reliées directement au nombre de victimes et de bâtiments.

Ces différentes approches méthodologiques utilisent différentes étapes pour la quantification de la vulnérabilité des bâtiments existants qui se basent sur ce qui suit :

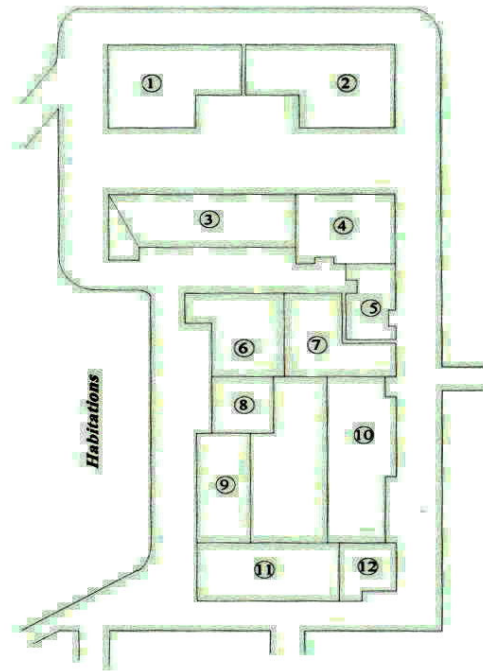
- Les données des différents bâtiments endommagés durant les récents séismes
- L'état d'endommagement est exprimé sur une échelle standard
- Les bâtiments sont classés suivant leur type structural et le type de matériau de construction
- Les fonctions de vulnérabilité reliant le degré de dommage à l'intensité du mouvement sismique sont développées pour chaque type de bâtiments

L'approche méthodologique utilisée dans cette étude pour le développement des fonctions de vulnérabilité, se base essentiellement sur la quantification du dommage sismique d'un bâtiment par le biais de ce qu'on appelle " Indice de dommage " pour différents types de bâtiments constituant d'une manière dominante le tissu urbain Algérois (Fig. 66). Cet indice de dommage a été formulé sur la base d'un modèle analytique non linéaire.



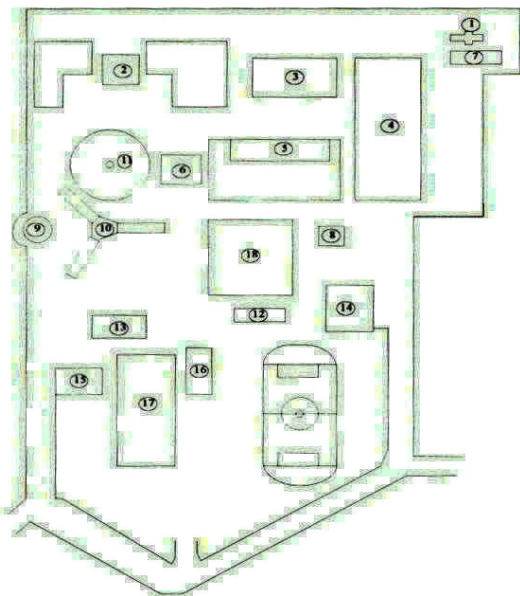
**Plan de masse de l'hôpital
Mustapha Alger**

Bloc I



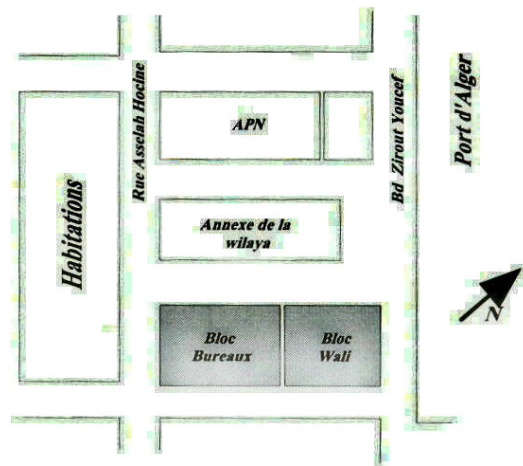
**Plan de masse du complexe central
téléphonique Alger**

Bloc II



**Plan de masse du CNPC
Dar el Béida Alger**

Bloc IV



**Plan de masse du siège de la
wilaya d'Alger**

Bloc III

Fig. N° 66 : Différents plans utilisés dans l'analyse
du risque sismique

Les données en termes de type structural, de niveaux, de surface totale de planchers ainsi que le nombre de bâtiments permettant de mener a bien cette étude sont représentées aux tableaux N° 07 et 08. Ces différentes données ont permis de faire une classification typologique des différents bâtiments représentés dans les blocs, en se basant sur certains paramètres caractéristiques qui influencent le comportement sismique.

Bloc I				
Type structural	Niveaux	Nbre de bâtiments	Nbre d'étages	Surface totale de planchers (m²)
A	< 4	4	2	4762
A	≥ 4	/	/	/
B	<4	3	3	4570.36
B	≥4	2	5	10593
C	<4	1	3	1186.5
C	≥4	2	4	7297
D	<4	/	/	/
D	≥4	/	/	/

Tableau No 07 : Bloc représentant les différents bâtiments de l'hôpital Mustapha Alger

Bloc II				
Type structural	Niveaux	Nbre de bâtiments	Nbre d'étages	Surface totale de planchers (m²)
A	< 4	/	/	/
A	≥ 4	/	/	/
B	<4	3	2	3204.85
B	≥4	6	6	16724
C	<4	/	/	/
C	≥4	/	/	/
D	<4	/	/	/
D	≥4	2	9	3972

Tableau No 08 : Bloc représentant les différents bâtiments de la centrale téléphonique Alger

Bloc III				
Type structural	Niveaux	Nbre de bâtiments	Nbre d'étages	Surface totale de planchers (m ²)
A	< 4	/	/	/
A	≥ 4	2	5	14900
B	<4	/	/	/
B	≥4	2	12	5750
C	<4	/	/	/
C	≥4	/	/	/
D	<4	/	/	/
D	≥4	/	/	/

Tableau No 09 : Bloc représentant les différents bâtiments du siège de la wilaya d'Alger

Bloc IV				
Type structural	Niveaux	Nbre de bâtiments	Nbre d'étages	Surface totale de planchers (m ²)
A	< 4	/	/	/
A	≥ 4	/	/	/
B	<4	4	2	2175.5
B	≥4	1	4	6042
C	<4	/	/	/
C	≥4	/	/	/
D	<4	/	/	/
D	≥4	/	/	/

Tableau No 10 : Bloc représentant les différents bâtiments du Centre Nationale de la Protection Civile Alger

Les fonctions de vulnérabilité analytiques ont été développées en se basant sur plus de 60 analyses dynamiques non linéaire faites pour les différents types structuraux suivants:

- **Bâtiments en maçonnerie** : En considérant les bâtiments en murs porteurs en maçonnerie non renforcée de plus de 3 niveaux de classe A (type BM) existants d'une façon dominante dans la région Algéroise.

- **Bâtiments en portiques B.A** : En considérant les bâtiments dont la superstructure est composée de poteaux-poutres auto-stables de plus de 3 niveaux de classe B (type BP).

- **Bâtiments mixtes** : En considérant les bâtiments constitués de deux types d'éléments porteurs, éléments structuraux en B.A et éléments porteurs en mur de maçonnerie non chaînée de classe C (type BX).

- **Bâtiments en voiles** : En considérant les bâtiments composés de voiles de contreventement de plus de 3 niveaux de classe D (type BV).

- **BM** : Bâtiments en maçonnerie non chaînée
- **BP** : Bâtiments en portiques
- **BX** : Bâtiments mixtes
- **BV** : Bâtiments en voiles

Sur la base des différentes données et études faites, des analyses de régression pour l'ensemble de bâtiments en fonction de leur type structural ont été réalisées, en donnant les différentes formules reliant le degré de dommage D à l'intensité du mouvement sismique représentée par le paramètre accélération maximale de pointe PGA et qui sont les suivantes :

- Bâtiments de type BM : $D = 0.350 \text{ Log (PGA) } + 0.862$
- Bâtiments de type BP : $D = 0.172 \text{ Log (PGA) } + 0.420$
- Bâtiments de type BX : $D = 0.412 \text{ Log (PGA) } + 1.006$
- Bâtiments de type BV : $D = 0.106 \text{ Log (PGA) } + 0.262$

Quoique les caractéristiques du sol et le nombre d'étages ont une certaine influence sur la vulnérabilité sismique, il a été montré que le type de construction joue un rôle important dans la quantification de la vulnérabilité. La vulnérabilité la plus importante est attribuée aux bâtiments en maçonnerie de type BM qui présentent un état très dégradé (voir figure N° 67), et diminue pour les autres types de bâtiments. Cet endommagement potentiel très important peut être expliqué en terme de la dépendance du dommage en fonction de l'accélération maximale de pointe PGA. Pour les structures les plus vulnérables de type BM, il a été constaté que pour une PGA de 15% g, 23% des bâtiments seront endommagés, en augmentant la valeur du PGA à 30% g, 52% des bâtiments BM seront endommagés en donnant une différence de 29% pour une augmentation importante de 15% g du PGA (voir figure N° 67).

Par ailleurs, ce modèle qui a permis le développement des fonctions de vulnérabilité ne tient pas compte de certains paramètres critiques en relation avec la structure tel que l'âge du bâtiment, les dimensions en plan et les détails de construction. En tenant compte de ces différents facteurs dans l'analyse, la vulnérabilité des différents types de structures diminue et le modèle de calcul sera plus fiable.

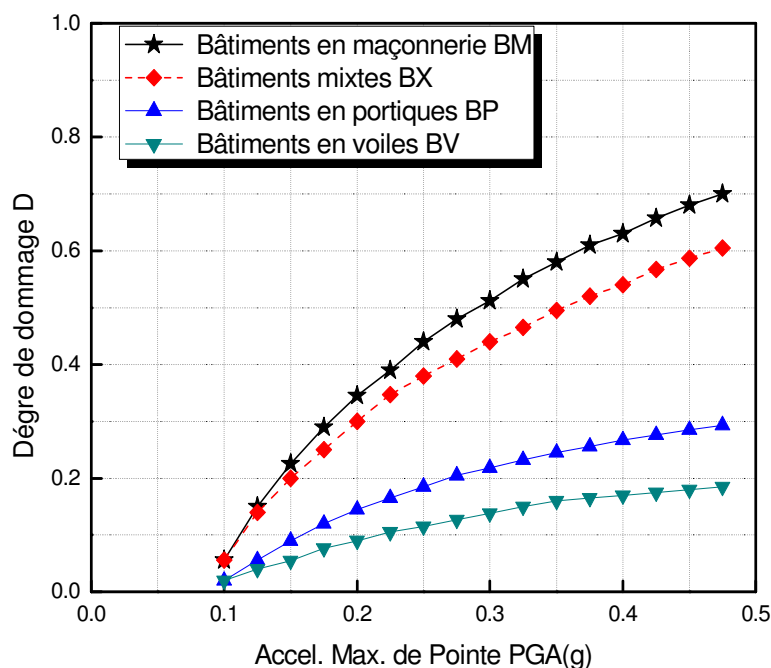


Fig. 67 : Fonctions de vulnérabilité analytique pour différents types de bâtiments constituant le noyau urbain de la capitale

VI-6- Conclusion Générale

Le modèle d'endommagement sismique des structures en maçonnerie qui a fait l'objet de notre travail, a été choisi dans le but de montrer que la maçonnerie a une très grande aptitude à dissiper de l'énergie sous un chargement cyclique, ce qui nous conduit à choisir un modèle de comportement non linéaire basé essentiellement sur ce qu'on a appelé par la suite « Indice de Dommage », qui est exprimé en fonction du déplacement maximum et l'énergie dissipée. La plupart des modèles présent dans la quantification de l'endommagement des structures en maçonnerie, considèrent seulement l'effet du déplacement ultime aux niveaux des étages. Ce modèle est utilisé dans la méthode proposée permettant de quantifier en quelque sorte la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie à partir d'une comparaison de cet indice avec l'indice de dommage limite D_L , obtenu à partir de plusieurs analyses faites sur des bâtiments en maçonnerie. L'inconvénient de ce modèle réside dans la manière du choix de la valeur limite D_L , qui reste à mon avis, pris avec beaucoup d'incertitudes, puisqu'il ne tient pas compte de certains paramètres tel que l'âge du bâtiment qui reste très important. Par ailleurs, l'exemple du bâtiment existant en maçonnerie (siège de la wilaya d'Alger) a montré l'hypothèse de la concentration du dommage aux étages inférieurs nuisant ainsi à la stabilité du bâtiment. Pour les bâtiments existants qui datent de la période coloniale, la plupart des planchers sont en bois qui rendent difficile le problème de modélisation type brochette, puisque celui-ci, tient compte de l'hypothèse de diaphragme rigide qui permet à tous les éléments de se déplacer de la même manière au niveau d'un étage.

Par ailleurs, comme le mouvement sismique et la capacité structurelle sont variables, il y aurait toujours une probabilité que le bâtiment va subir des endommagements sévères, ($D \geq 1.0$). En plus, puisqu'il y a des incertitudes dans la définition du mouvement sismique et la capacité structurelle, il y aurait toujours des incertitudes dans les paramètres du modèle tels que la masse, la rigidité et l'effort ultime. Ces incertitudes peuvent être attribuées aux variabilités propres des paramètres aux erreurs commises lors de leur modélisation

Malgré ces différentes incertitudes dans la modélisation des différents paramètres, la méthode d'estimation de l'indice de dommage a montré quand même une certaine efficacité dans son application aux structures existantes. Elle nous renseigne sur le degré de vulnérabilité de la structure analysée vis à vis d'un séisme de niveau prescrit. Ceci nous conduit de faire un premier jugement sur son renforcement ou déclassement s'il y a lieu.

L'évaluation quantitative du risque sismique au niveau d'une zone constitue indiscutablement la condition nécessaire à une perception objective des risques. Dans cette étude, une évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants a été faite à partir de l'analyse de l'endommagement des différentes structures constituent le patrimoine Algérien, basée essentiellement sur le modèle de dommage proposé. Des courbes de vulnérabilité ont été développées pour différents types de structures dans le but d'instaurer des plans de réduction du risque sismique. Il est à noter que ces courbes ont été limitées pour des régions bien spécifiques ou une analyse dynamique non linéaire bien détaillée de chaque structure a été faite. Les courbes obtenues montrent que le taux de vulnérabilité des structures en maçonnerie qui présentent un état très dégradé est très élevé et diminue pour les autres types de structures. Cet endommagement potentiel très important peut être expliqué en terme de la dépendance plus grande du dommage en fonction de l'accélération maximale de pointe PGA. Une quantification du niveau de risque sismique attendu lors d'un séisme de niveau prescrit a été faite en utilisant deux niveaux de séismes ; un séisme modéré dont l'accélération de pointe est de 0.15g au substratum rocheux pour une période de retour de 100 ans et un séisme majeure dont l'accélération de pointe est de 0.25g au substratum rocheux pour une période de retour de 500 ans. Aussi, il a été constaté que la majorité des pertes évaluées pour la quantification du risque ont été attribuées aux bâtiments très rigides. Ceci est dû essentiellement au type structural dominant dont la conception était loin des règles parasismiques. L'approche développée dans ce contexte est un outil de base pour l'évaluation quantitative des risques quoiqu'elle n'ait qu'une valeur relative ou indicative.

Bien que cette étude ne prenne pas en compte certains paramètres de base dans la quantification de la vulnérabilité, elle nous permet néanmoins de prendre certaines mesures préventives dans les régions à forte sismicité afin d'atténuer les conséquences possible d'un séisme.

Références bibliographiques

- [1] 1979. Building construction under seismic conditions in the Balkan region, "Design And construction of stone and brick masonry buildings", UNDP/ UNIDO Project REP/ 79/ 015. Volume 3.
- [2] 1979. Building construction under seismic conditions in the Balkan region, "Repair And strengthening of reinforced concrete, stone and brick masonry buildings," UNDP/ UNIDO project, REP/ 79/ 015. Volume 5.
- [3] 1982. M. Madelaigue, " Renforcement du bâti existant en zone sismique", Thèse de Doctorat Volumes 1-2-3, Annexes a-b-c.
- [4] 1992. J.Petrovski, D.Ristic & N.Nocevski, " Evaluation of vulnerability and potential seismic risk level of buildings", Proc. of the 10th world conference on earthquake engineering. July 19-24 Madrid Spain volume 1.
- [5] 1985. D.Benedetti & G.M.Benzoni, " Seismic vulnerability index versus damage for unreinforced masonry buildings". Proc. of the international conference on reconstruction, restoration and urban planning of towns and regions in seismic prone areas. Nov-5-9 Skopje Macedonia pp. 333-348.
- [6] 1985. N.Nocevski, J.Petrovski & Z.Milutinovic, " Vulnerability of traditional buildings". Proc. of the international conference on reconstruction, Restoration and urban planning of towns and regions in seismic prone areas. Nov-5-9 Skopje Macedonia pp. 349-364.
- [7] 1992. S.W.Cochrane & W.H.Shaad, " Assessment of earthquake vulnerability of buildings. Proc. of the 10th world conference on earthquake engineering. July 19-24 Madrid Spain volume 1.
- [8] 1985. V.Mihailov, " Definition of seismic hazard". Proc. of the international Conference on reconstruction, restoration and urban planning of towns and regions in seismic prone areas. Nov-5-9 Skopje Macedonia pp. 51-66.
- [9] 1987. Y.H.Kwok & A.H.S.Ang. " Seismic damage analysis and design of unreinforced masonry buildings". Technical report of research supported by the national science foundation. University of Illinois.
- [10] 1994. J.Petrovski, " Planning for seismic risk reduction", Institute of earthquake engineering and engineering seismology Skopje Macedonia.
- [11] 1994. J.Petrovski, " Vulnerability functions for seismic risk analysis of the R.Macedonia", Institute of earthquake engineering and engineering seismology Skopje Macedonia.
- [12] 1994. Ang & Tang, " Probability concepts in engineering planning design", Volume 1.
- [13] 1996. C.Y. Yang, " Random vibration of structures". A. Willey Int. Science Pub. John Wiley & Sons.

- [14] 1990. S.F.Borg, " Earthquake engineering".
- [15] 1996. IZIIS, "Vulnerability study of strategic buildings in the city of Algiers", Institute of earthquake engineering and engineering seismology. University Skopje, Rep. Macedonia.
- [16] 1999. V.Laudazi & P.Cioni," Structural vulnerability of masonry buildings".
- [17] 1990. A.E.Aktan & I.Kang Ho," Seismic vulnerability evaluation of existing buildings", Earthquake spectra EERI, Vol. 6 N° 03.
- [18] 1996.T.J.Paulson & D.P.Abrams," Correlation between static and dynamic response of model masonry structures".
- [19] 2001. M.J.N.Priestly," Seismic design methodology for masonry buildings in New Zealand".
- [20] 1998. J.Cassis, M.O.Moroni & M.Migone," Inelastic seismic analysis of reinforced masonry buildings".
- [21] 1995. D.Benedetti "Repairing and strengthening stone masonry buildings".
- [22] 2001. G.R.Birss , " Methodology for the assessment of the damage cost resulting from a large earthquake in the vicinity of Wellington".
- [23] 1985. J.Petrovski & Z.Milutinovic," Development of vulnerability functions based on empirical data from September 19, 1985 Mexico earthquake".
- [24] 1991. M.E. DURKIN & Jr.C.C. THIEL: Estimating casualties in earthquakes, An assessment. Proceedings of the fourth international conference on seismic zonation, Volume III, Stanford, California .
- [25] 1991. A.M.Chandler, J.W. Pappin & A.W. Coburn: "Vulnerability and seismic risk assesement of buildings following the 1989 Newcastle Australia earthquake". Bulletin of the new Zealand national society for earthquake engineering, Volume 24, N° 02.
- [26] 2000. M. Tomazevic," Earthquake-Resistant design of masonry buildings", Innovation in Structures and Construction Vol.1 Imperial College Press.
- [27] 2008. S. Brzev," Earthquake-Resistant Confined masonry construction", NICEE, Kanpur India.
- [28] 1996. M. Remki & M. Belazougui," Analyse de l'endommagement sismique des bâtiments en maçonnerie", VIeme Séminaire Maghrébin de Génie Parasismique Tunis, Tunisie.
- [29] 1995. M. Remki & M. Belazougui, " Etude de Vulnérabilité au séisme du bâtiment de la Wilaya d'Alger- Bloc Bureaux " Rapport final, CGS, MHU.

- [30] 1975. V. Davidovic, “ Génie Parasismique “, Presse de l’école nationale des ponts et chaussées Paris.
- [31] 1975.R.W. Clough & Penzien, “Dynamics of structures “, Mc. Graw-Hill International editions june 75
- [32] 1989. F. Naeim, “Seismic Design Handbook “Structural Engineering series V.N. Nostand Roland Library NY.
- [33] 1991. H. Afra,” Identification du comportement sismique des bâtiments à partir de leurs réponses accélérométriques “, Thèse de Doctorat de l’ENPC de Paris.
- [34] 1985. M. Bruneau, “A state of the art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings“, Journal of Struct. Engin. Vol. 120 pp. 230-251.
- [35] 1994. J. Petrovski,” Vulnerability functions for seismic risk analysis of the republic of Macedonia. Institute of earthquake engineering and engineering seismology, Skopje, Macedonia.
- [36] 1994.C. Thibault, ” Réflexions sur l’évaluation quantitative du risque sismique. Bulletin de liaison du laboratoire des ponts et chaussées. N° 194.

LISTE DES FIGURES

Figure N°		Pages
01	La carte des différentes communes de la wilaya d'Alger	12
02	Comportement de la maçonnerie non renforcée sous charges axiales et latérales	14
03	La maçonnerie Confinée	14
04	La maçonnerie Renforcée	15
05	Les fonctions de vulnérabilité empiriques	31
06	Système à un seul DDL	34
07	Réponse transitoire et permanente d'un système à 1 DDL	36
08	Variation du coefficient d'amplification en fonction de l'amortissement	36
09	Chargement par impulsion	37
10	Différentes caractéristiques d'un séisme	38
11	Mouvement du sol	39
12	Phénomène de propagation des ondes sismiques	39
13	Différents accélérogrammes utilisés dans l'analyse	41
14	Spectre d'amplitudes de Fourier de la composante N-S de Cherchell 1989	42
15	Spectre d'amplitudes de Fourier de la composante N-S d'El Centro 1940	43
16	Spectre d'amplitudes de Fourier de la composante N-S d'Ulcinj 1979	43
17	Système à un seul ddl	46
18	Excitation par déplacement d'appui	46
19	Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme de Cherchell pour un amortissement de $\xi = 5 \%$	49
20	Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Elcentro pour un amortissement de $\xi = 5 \%$	50
21	Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Ulcinj pour un amortissement de $\xi = 5 \%$	51
22	Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme de Cherchell pour un amortissement de $\xi = 10 \%$	52
23	Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Elcentro pour un amortissement de $\xi = 10 \%$	53
24	Réponse d'un oscillateur simple à la composante N-S du séisme d'Ulcinj pour un amortissement de $\xi = 10 \%$	54
25	Réponse dynamique en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Elcentro	56
26	Réponse dynamique en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme de Cherchell	56
27	Réponse dynamique en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Ulcinj	57
28	Réponse dynamique en terme de déplacement d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Elcentro	57
29	Réponse dynamique en terme de déplacement d'un système à 1ddl à l'accélérogramme de Cherchell	58
30	Réponse dynamique en terme de déplacement d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Ulcinj	58
31	Modèle bilinéaire	61
32	Modèle de Takeda	61
33	Comportement élasto-plastique	64

LISTE DES FIGURES

Figure N°		Pages
34	Réponse dynamique non linéaire en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme de Cherchel	66
35	Réponse dynamique non linéaire en terme d'accélération d'un système à 1ddl à l'accélérogramme d'Elcentro	66
36	Réponse dynamique non linéaire en terme d'accélération d'un système à 1 ddl à l'accélérogramme d'Ulcinj	67
37	Modèle mathématique	70
38	Modes de rupture	74
39	Résistance d'attache en fonction de la résistance du mortier	74
40	Contrainte de traction critique en fonction de la résistance du mortier	75
41	Distribution de l'indice de dommage ultime	76
42	Courbe monotone charge-déplacement pour la maçonnerie	78
43	Composante non hystérétique de la force restituée	79
44	Définition de λ et λ_c	80
45	Variation de k_{eu} avec σ_u	82
46	La loi de comportement adoptée	85
47	Variation de f_{tg}	89
48	Variation de l'indice de dommage en fonction de l'accélération carrée moyenne	90
49	Variation de l'indice de dommage en fonction de la durée du mouvement sismique	91
50	Variation de l'indice de dommage en fonction du déplacement ultime	91
51	Variation de l'indice de dommage en fonction de la période de vibration	92
52	Méthodologie d'étude de l'endommagement et de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie	96
53	Le siège de la wilaya d'Alger	97
53'	Le siège de la wilaya d'Alger (photo)	98
54	Vue en plan et en élévation du bâtiment	98
55	Vue en plan d'un plancher type montrant les files de murs dans la direction X-X	99
56	Vue en plan d'un plancher type montrant les files de murs dans la direction Y-Y	99
57	Déplacement inter-étages à 0.15g Sens XX et YY	107
58	Déplacement inter-étages à 0.25g Sens XX et YY	107
59	Indice de dommage des murs A et B	108
60	Indice de dommage des murs C et E	108
61	Indice de dommage des murs F et G	109
62	Indice de dommage des murs H et I	109
63	Indice de dommage du mur K	110
64	Indice de dommage dans chaque étage pour l'ensemble des murs Direction X-X	110
65	Indice de dommage dans chaque étage pour l'ensemble des murs Direction Y-Y	111
66	Différents plans utilisés dans l'analyse du risque sismique	121
67	Fonctions de vulnérabilité analytique pour différents types de bâtiments constituant le noyau urbain de la capitale	125

LISTE DES TABLEAUX

.TABLEAU N°		Pages
01	Classification selon le système structurel	17
02	Classification des bâtiments en fonction du degré de dommage	27
03	La valeur du coefficient $n_{\phi i}$	87
04	Forces sismiques	104
05	Capacité de Résistance	106
06	Capacité et demande en effort tranchant	106
07	Bloc représentant les différents bâtiments de l'hôpital Mustapha Alger	122
08	Bloc représentant les différents bâtiments de la centrale téléphonique Alger	122
09	Bloc représentant les différents bâtiments du siège de la wilaya d'Alger	123
10	Bloc représentant les différents bâtiments du Centre Nationale de la Protection Civile Alger	123