

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

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département De Génie Civil



Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Thème

***Modélisation Nonlinéaire et Evaluation de
la capacité sismique des voiles***

Présenté par :

M^{elle} Boubegtiten Lydia

Mr Bouziane Abderrezak

Encadré par :

Mme Seghir

Mr Seghir

Promotion 2014/2015



Remerciements



*Nous remercions Celui qui nous a protégé, accordé courage et patience, jusqu'à pouvoir mener la « graine au fruit » nous inclinons pour dire « Dieu Merci »
Gloire à son nom pour toujours.*

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus chaleureux et notre reconnaissance, s'adressent à nos encadreurs M^{me} Seghir et Mr Seghir pour leur aide, leur orientation, leurs informations, leur disponibilité et leur compréhension.

Nous remercions les membres de jury Mr A. Becheur et R. Attal qui ont accepté de juger ce travail.

Nos remerciements vont également au chef de département M^r Ramdani pour tous les moyens disponibles qu'ils ont mis à notre disposition.





Dedications

I dedicate this modest work to....

The memory of my father

The one that lit my long way, which I shall not thank her enough for the sacrifices she has granted to me ... to my dear mother

My dear brother and my dear aunts, uncles and cousins

All the teachers who formed me from the first day of my schooling

All those who have lent me a hand for the achievement of this work

My binomial Abderrezak, who shared with me this work in good and bad times.

All my friends that I love without exception and all those whose aim is their

Success, and as a tool, seriousness and willingness.



Lydia



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à....

*Mes parents qui m'ont toujours soutenu durant toute les périodes de ma vie, que
dieu le tout puissant les protèges*

Mes chers frères Rafik et Merouane et ma chère sœur Asma.

Mes tantes, oncles et cousins

Tous les enseignants qui m'ont formé depuis le premier jour de ma scolarité

Ma collègue Boubegtiten Lydia et toute sa famille

Tous ceux qui m'ont prêté main forte pour la réalisation de ce travail

Tous mes amis que j'aime sans exception.



Abderrezak

Résumé

Un des objectifs actuels dans le domaine de la recherche est l'amélioration des prévisions sur le comportement non linéaire des voiles lors d'un séisme majeur. Vu leur rôle primordial dans la sécurité des structures en béton armé, leur analyse exige des approches de modélisation fiables et robustes. Dans ce projet, deux techniques de modélisations ont été testées ; Une technique simplifiée qui consiste en un modèle multicouches de cinématiques Mindlin-Riesner et une autre basée sur le modèle fibres de cinématique Timoshenko. Afin d'évaluer la capacité des voiles et de comparer les résultats donnés par ces deux modèles, deux analyses ont été testées, dont la première consiste en une analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover », et une seconde analyse dynamique temporelle plus générale basée sur une méthode de résolution pas-a-pas.

Mots clés : voiles, modélisations, fibres, multicouches, non linéaires, Pushover, analyse dynamique temporelle.

ملخص

من الأهداف الحالية في مجال البحث العلمي تحسين التنبؤات حول السلوك الغير الخطي للجدران الخرسانية المقاومة للزلازل أثناء زلازل قوي. ونظرا لدورها الأساسي في أمن منشآت الخرسانة المسلحة يتطلب دراستها نماذج موثوقة. في هذا البحث تم استعمال تقنيتين مبسطين. الأولى تتمثل في تقنية تعدد الطبقات المعتمدة على حركية ماندلين رسنر، والثانية تتمثل في تقنية تعدد الألياف المعتمدة على حركية تيموشينكو. لتقييم قدرة الجدران الخرسانية المسلحة ومقارنة النتائج المتحصل عليها بواسطة النموذجين، قمنا بدراستين، الأولى تتمثل في الدفع التدريجي الغير الخطي نظرا لبساطته وفعالته، والثانية تتمثل في التحليل الديناميكي الذي يعطي نتائج أدق والمعتمد على طريقة الحل خطوة بخطوة.

المفاتيح: جدران الخرسانة المسلحة، النمذجة، الألياف، الطبقات، غير خطي، الدفع التدريجي الغير خطي، الحل الديناميكي الزماني.

Abstract

One of the current objectives in the field of research is improving for prediction of the nonlinear behaviour of the shear walls during a major earthquake. Given their primary role in the security of reinforced concrete structures, their analysis requires reliable and robust modeling approaches. In this project, two modeling techniques have been used; on the one hand, a simplified technique, consisting multi-layer model with Mindlin-Riesner's kinematic; in the other hand, a technique based on the fiber model with Timoshenko's kinematic. To assess the capacity of concrete shear walls and compare the results given by these two models, two analysis were presented, of which the first is a nonlinear static analysis "pushover" and the second, a dynamic analysis, based on step-by-step resolution method.

Keywords: shear walls, modelling, fiber, multilayer, non-linear, Pushover, temporal dynamic analysis.

Table des matières

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Comportement non linéaire des structures

I.1. Introduction..... 4

I.2. Comportement non linéaire 5

I.3. Modèles de comportement non linéaire 5

 I.3.1. Modèle Elasto-Plastique Bilinéaire..... 5

 I.3.2. Modèle «Q» 6

 I.3.3. Modèle de TAKEDA 7

I.4. Ductilité 8

 I.4.1. Ductilité de déformation 9

 I.4.2. Ductilité de courbure 9

 I.4.3. Ductilité de rotation 9

 I.4.4. Ductilité de déplacement 10

I.5. Lois de comportement du béton et de l'acier 10

 I.5.1. Modèles de béton 10

 I.5.1.1. Modèle constitutif de Kent et Park (1971) 11

 I.5.1.2. Modèles de Chang et Mander (1994) 12

 I.5.1.3. Comportement du béton sous chargement cyclique 14

 I.5.2. Modèles de l'acier..... 15

 I.5.2.1. Modèle elasto-plastique simplifié 16

 I.5.2.2. Loi uni axiale monotone..... 16

 I.5.2.3. Loi uni axiale cyclique de l'acier 17

I.6. Lois de comportement du béton et de l'acier dans SAP2000 18

I.7. Conclusion 19

Chapitre II : Techniques de modélisation des voiles

II.1. Introduction	20
II.2. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles	21
II.3. Modes de fonctionnement des voiles	21
II.3.1. Voiles élancés	21
II.3.2. Voiles courts	22
II.4. Modèles de discrétisation non linéaires	23
II.4.1. Modèles globaux	23
II.4.2. Modèles locaux.....	24
II.4.3. Modèles semi-globaux	24
II.5. Technique de Modélisation des voiles	25
II.5.1. Modèle poutre multifibres	25
II.5.2. Eléments de la théorie des poutres.....	26
II.5.3. Modèle multicouches	28
II.5.4. Modélisation par macro-élément des voiles	30
II.6. Conclusion	31

Chapitre III : Méthodes d'analyses non linéaires

III.1. Introduction	32
III.2. Analyse statique non linéaire	33
III.2.1. Définition de l'analyse Pushover	33
III.2.2. But de l'analyse Pushover	34
III.2.3. Procédure d'analyse par la méthode Pushover	34
III.2.4. Distribution des forces latérales	35
III.3. Analyse dynamique non linéaire	36
III.3.1. Excitation sismique par accélérogrammes	36
III.3.2. Nature des accélérogrammes	37
III.3.3. Analyse dynamique temporelle.....	37
III.3.3.1. Méthodes d'intégration pas à pas	38
III.3.3.2. Théorie de calcul pas à pas avec la correction de Newmark	40
III.3.3.3. Théorie de calcul pas à pas avec la correction de HHT. α	43

III.4. Analyse par spectre de réponse	44
III.5. Conclusion	45

Chapitre IV : Modélisation et analyse du comportement des voiles par différentes méthodes

IV.1. Introduction	46
IV.2. Présentation des voiles étudiés	47
IV.3. Lois de comportement des matériaux béton et acier	48
IV.3.1. Loi de comportement du béton	48
IV.3.2. Loi de comportement de l'acier	49
IV.4. Discrétisation des voiles	50
IV.4.1. Modèle multicouches.....	50
IV.4.2. Modèle fibres	50
IV.5. Analyse statique non linéaire Pushover	51
IV.5.1. Modes de chargements latéraux	51
IV.5.2. Effet du maillage sur le modèle multicouches	52
IV.5.3. Effet du modèle sur la période propre	54
IV.5.4. Comparaison des deux modèles (fibres et multicouches)	54
IV.6. Analyse dynamique temporelle non linéaire	57
IV.6.1. Comparaison des deux modèles (fibres et multicouches)	59
IV.6.2. Effet de l'amortissement.....	66
IV.7. Conclusion	71
Conclusions et perspectives	73

Liste des figures

Figure I.1 : Modèle élasto-plastique : (a) parfait, (b) écrouissable.....	6
Figure I.2 : Modèle Q.....	7
Figure I.3 : Courbe primaire du modèle de Takeda.....	8
Figure I.4 : Quatre niveaux de définition de la ductilité.....	9
Figure I.5 : Modèle modifié du béton en compression de Kent et Park.....	12
Figure I.6 : Modèle Chang et Mander en compression.....	13
Figure I.7 : Modèle Chang et Mander en traction.....	14
Figure I.8 : Comportement cyclique du béton en compression simple.....	14
Figure I.9 : Comportement de l'acier en traction simple.....	15
Figure I.10 : Modèle elasto-plastique simplifié.....	16
Figure I.11 : Comportement monotone de l'acier.....	17
Figure I.12 : Comportement cyclique de l'acier.....	18
Figure I.13 : Loi de comportement du béton dans SAP2000.....	18
Figure I.14 : Loi de comportement de l'acier dans SAP2000.....	19
Figure II.1 : Mode de rupture des voiles élancés.....	22
Figure II.2 : Mode de rupture des voiles courts.....	23
Figure II.3 : Modèles de discrétisation.....	24
Figure II.4 : Description d'une modélisation de type poutre multifibres.....	25
Figure II.5 : Poutre 3D à deux nœuds.....	26
Figure II.6 : Description du modèle multicouches.....	28
Figure II.7 : Cinématique de Love-Kirchhoff.....	29
Figure II.8 : Cinématique de Reissner-Mindlin.....	30
Figure II.9 : Modélisation par macro-élément du voile.....	31
Figure III.1 : Signification physique de la courbe pushover.....	33
Figure III.2 : Accélérogramme de Dar-El-Beida.....	36

Figure III.3 : Mouvement d'un système a accélération linéaire lors d'un incrément du temps.	39
Figure III.4 : Spectre de réponse en pseudo accélération de Dar_El_Beida.	45
Figure IV.1 : Schéma de ferrailage du voile de 4.2m de largeur	47
Figure IV.2 : Schéma de ferrailage du voile de 2.5m de largeur	48
Figure IV.3 : Loi de comportement du béton : Mander_SAP2000.....	49
Figure IV.4 : Loi de comportement de l'acier : Park_SAP2000.....	50
Figure IV.5 : Discrétisation du voile en couches	50
Figure IV.6 : Discrétisation du voile en fibres.....	51
Figure IV.7 : Distributions des charges latérales :(a) distribution triangulaire, (b) distribution uniforme	51
Figure IV.8 : Différents types de maillages	52
Figure IV.9 : Effet du maillage pour un chargement uniforme sur le voile N°1	52
Figure IV.10 : Effet du maillage pour un chargement triangulaire sur le voile N°1	53
Figure IV.11 : Effet du maillage pour un chargement uniforme sur le voile N°2	53
Figure IV.12 : Effet du maillage pour un chargement triangulaire sur le voile N°2	53
Figure IV.13 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement uniforme sur le voile N°1	55
Figure IV.14 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement triangulaire sur le voile N°1.....	55
Figure IV.15 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement uniforme sur le voile N°2	56
Figure IV.16 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement triangulaire sur le voile N°2.....	56
Figure IV.17 : Accélérogrammes de Dar_El_Beida (séisme de Boumerdes), Imperial_Valey (ELCENTRO) et OAK (Loma Prieta).	58
Figure IV.18 : Spectres de réponse des accélérogrammes : Dar_El_Beida, OAK et Imperial_Valey.....	59

Figure IV.19 : Réponses en déplacements du voile N°1 pour les accélérogrammes (a) DEB, (b) Imperial_Valey, (c) OAK	60
Figure IV.20 : Réponse en effort tranchant du voile N°1 pour les accélérogrammes (a) Dar_El_Beida (b) Imperial_Valey (c) OAK	61
Figure IV.21 : Boucles d'hystérésis pour le voile N°1 : (a) modèle fibre, (b) modèle multicouches.....	62
Figure IV.22 : Réponse en déplacement du voile N°2 pour les accélérogrammes : (a) Dar_El_Beida (b) Imperial_Valey (c) OAK	63
Figure IV.23 : Réponse en effort tranchant du voile N°2 pour les accélérogrammes : (a) Dar_El_Beida, (b) Imperial_Valey, (c) OAK	64
Figure IV.24 : Boucles d'hystérésis du voile N°2 : (a) fibres (b) multicouches.....	65
Figure IV.25 : Réponse en déplacement pour un amortissement de 5%	67
Figure IV.26 : Réponse en déplacement pour un amortissement de 10%.	67
Figure IV.27 : Réponse en effort tranchant pour un amortissement de 5%.....	67
Figure IV.28 : Réponse en effort tranchant pour un amortissement de 10%	68

Introduction générale

Introduction générale

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction de villes entières, la cause de la mort de millions de personnes et ont souvent des conséquences économiques désastreuses. En Algérie le séisme de Boumerdes (2003) en témoigne.

Il a été constaté, lors de tremblements de terres sévère, que les structures subissent de fortes intensités des forces sismiques, elles sont par conséquent sollicitées au-delà du domaine élastique et se comporte d'une manière fortement non linéaire, entraînant une modification de la rigidité globale durant l'excitation. En outre, des structures porteuses constituées de voiles en béton armé ont bien résistées sans endommagement exagéré, compte tenu de leur comportement considéré satisfaisant vis-à-vis des charges latérales, leur grande résistance et rigidité en plan, conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

Les calculs non linéaires sont donc les seuls capables à reproduire le comportement réel des voiles lors d'un séisme majeur. Avant d'effectuer un calcul non linéaire des voiles, il est nécessaire de faire un choix d'un niveau de modélisation adéquat ou d'une échelle de discrétisation capable de reproduire le comportement réel du voile. Il existe principalement trois approches de modélisation ; l'approche globale, qui cherche simplement à caractériser le comportement en fonction des variables globales sans tenir compte du comportement des matériaux, l'approche microscopique dite locale, dans laquelle l'élément est discrétisé afin que sa réponse soit évaluée au moyen d'un calcul par élément finis le plus fin possible. Elle est donc riche, mais elle est également lourde à mettre en œuvre. L'approche intermédiaire permet une description de la géométrie, de la cinématique des éléments au niveau global en conservant une description du comportement local des matériaux. Les calculs simplifiés de type poutre multicouches de cinématique Reissner-Mindlin et de Love Kirchhoff, ou poutre multifibres de cinématique Timoshenko ou d'Euler-Bernoulli permettent ce type d'approche.

Parallèlement au choix d'une échelle de discrétisation et le modèle élément finis pour l'évaluation du comportement non linéaire, le calcul non linéaire nécessite également un choix du modèle de comportement adéquat prenant en compte les déformations inélastiques globales, ainsi que les lois de comportement des matériaux (acier, béton), car le comportement du système structurel dépend essentiellement de ces matériaux constitutifs.

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement ainsi que dans l'évaluation de la capacité des voiles en béton armé, pour leur simplicité et la qualité des résultats qu'elles fournissent, ces méthodes présentent toutefois des limitations importantes lorsque les structures présentent de fortes non linéarités. Le recours à des méthodes d'analyse non linéaires devient alors nécessaire dans ces cas. L'analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover » représente une alternative très intéressante. Certaines règles, comme celles de l'ATC 40 [1] et FEMA [2] recommandent l'utilisation de cette méthode, toutefois, si on dispose d'un outil performant les mêmes règles reconnaissent les avantages d'une analyse dynamique temporelle non linéaire. Pour un calcul dynamique, l'efficacité des calculs non linéaires repose sur un bon choix d'une méthode de résolution capable de reproduire pas à pas les variations dans le temps des caractéristiques des éléments, telle que la rigidité.

Objectifs du projet

- Tester deux approches de modélisation non linéaire des voiles basées sur des éléments multicouches et des éléments fibres, et comparer entre les deux modèles.
- Evaluation de la capacité sismique des voiles à travers une analyse statique non linéaire « pushover ».
- Evaluation de la réponse dynamique temporelle non linéaire des voiles.

Le présent travail est donc organisé en quatre chapitres :

Le chapitre un présente les principaux modèles de comportement des structures soumises à une excitation sismique, ainsi que les modèles de comportement des matériaux (béton et acier).

Le chapitre deux, présente les caractéristiques essentielles du comportement des voiles, et les différentes échelles de discrétisations non linéaires, ensuite quelques techniques de modélisations des voiles tout en se basant sur les modèles multicouches et fibres qui seront l'objet du dernier chapitre pour l'évaluation du comportement des voiles.

Vue l'intérêt de l'évaluation de la capacité sismique des voiles, le chapitre trois présente deux méthodes d'analyse non linéaires, en premier lieu, une analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover » a été définie, les procédures d'analyse par cette méthode ont été également évoquées, ainsi que les modes de chargements latérales. Par la suite, l'analyse dynamique temporelle a été exposée, commençons par une excitation sismique par

accélérogrammes et les types d'accélérogrammes existants. Ensuite les méthodes de résolutions dynamiques pas à pas. Enfin, une brève représentation d'un spectre de réponse vue son utilité au niveau pratique.

Le chapitre quatre concerne l'application des concepts de modélisation (en élément multicouches et en fibres) au cas des voiles en béton armé. Afin de décrire leur comportement et de montrer la comparaison entre les deux modèle, le logiciel SAP2000 a été utilisé pour reproduire le comportement des voiles étudiés.

La première étape donc consiste à déterminer et reproduire le comportement global des voiles à travers l'analyse en poussée progressive «Pushover» en utilisant deux types de chargements latéraux, et puis la comparaison des résultats donnés par les deux modèles (multicouches et fibres).

La deuxième étape consiste à effectuer une analyse dynamique temporelle, qui permet de représenter le comportement réel lors de l'excitation sismique à la base de la structure, et la comparaison des réponses des deux modèles (multicouches et fibres).

Chapitre I

Comportement non linéaire des structures

I.1. Introduction

Le comportement d'une structure soumise à des charges latérales tel que séisme, dépend de la sévérité de celles-ci et bien évidemment des caractéristiques mécaniques et géométriques de la structure. Pour des séismes de faible intensité la structure est sollicitée dans le domaine élastique, mais pour des séismes violents la structure se comporte de manière non linéaire. Il existe plusieurs modèles hystériques de comportement dynamique non linéaire, variant de modèles relativement simples à des modèles plus compliqués qui ont été proposés pour prédire la réponse des structures ou des éléments structuraux soumis à un chargement cyclique.

L'analyse du comportement non-linéaire global des ouvrages en béton armé soumis aux forces latérales reste actuellement le centre d'intérêt d'une recherche intense surtout quand il s'agit d'élément de structure soumis à des sollicitations de type séisme [3] [4] . De nombreuses études expérimentales, simulant les conditions de chargement cyclique que peut engendrer une sollicitation sismique ont été réalisées au cours de ces dernières années sur des éléments structuraux, des assemblages d'éléments, des modèles réduits de structures et des prototypes de structures relativement simples à échelle réelle. Les résultats ont indiqués que les courbes effort-déplacement présentent des boucles d'hystérésis en raison du comportement inélastique. L'allure de ces boucles dépend de la forme du système structurel et de ses matériaux constitutifs. De ce fait il est nécessaire de connaître ainsi les lois de comportement du béton et de l'acier.

De nombreux modèles de comportement du béton et de l'acier existent dans la littérature, permettant de mettre en évidence les phénomènes physiques et les caractéristiques principales intervenant lors de la dégradation des matériaux [5] [3] [6].

Le présent chapitre sera consacré pour la présentation du comportement dynamique non linéaire des structures, ainsi que les modèles de comportement des matériaux (béton, acier) les plus utilisés.

I.2. Comportement non linéaire

Des non linéarités peuvent intervenir lorsqu'une structure est soumise à un séisme majeur. On peut rencontrer principalement deux types de non linéarité :

Géométrie : les non-linéarités géométriques sont rencontrées lorsque la géométrie du système subit des modifications importantes au cours du chargement. Leur prise en compte consiste à écrire systématiquement les équations d'équilibre dans la configuration déformée du système.

Matériau : les non-linéarités matérielles les plus communément rencontrées induisent des relations non linéaires entre contraintes et déformations au sein des matériaux. Leur prise en compte recourt à des modèles de matériaux aptes à représenter les plastifications des structures en acier ou les écrasements et les fissurations des structures en béton armé [7].

I.3. Modèles de comportement non linéaire

La grande diversité des matériaux se traduit par l'existence d'une multitude de lois de comportement et en particulier d'une grande variété de critères et de lois d'évolution. Il est illusoire de vouloir établir une liste exhaustive des modèles, d'autant que les chercheurs continuent encore à proposer de nouvelles versions.

Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques modèles non linéaires idéalisés. Ces modèles sont caractérisés par une loi de comportement formée par des segments de droites.

I.3.1. Modèle Elasto-Plastique Bilinéaire

Comme son nom l'indique, ce modèle est constitué de deux segments de droites, l'une décrit la phase élastique et l'autre décrit la phase plastique, selon que cette dernière présente une pente ou pas, on définit deux types de modèles Elasto-Plastique Bilinéaires : modèle elasto-plastique parfait et modèle elasto-plastique écrouissable.

Comme montré sur la figure (I.1a), sous un chargement cyclique, la courbe effort-déplacement est approchée par un diagramme bilinéaire dit Elasto-Plastique parfait, il comporte une pente initiale jusqu'à un déplacement u_y correspondant à une force f_y dite limite d'élasticité, puis un plateau à effort constant au-delà de u_y (écoulement plastique libre). La décharge qui intervient pour la valeur de u_{max} du déplacement, s'effectue suivant un trajet parallèle à celui du chargement initial ; la décharge se poursuit jusqu'à l'atteinte d'une force égale à $-f_y$, valeur pour laquelle un plateau apparaît dans la courbe. Le chargement à partir de ce plateau suit de nouveau un trajet parallèle à celui du chargement initial, et ainsi de suite.

Par la suite une amélioration de ce modèle a conduit à l'apparition du modèle elasto-plastique écouvissable comme montré sur la figure (I.1b). Il est constitué de deux segments de droites, l'un décrit la phase élastique où la pente de la droite représente la rigidité initiale de la structure, et l'autre décrit la phase plastique, mais contrairement au modèle précédent, ce segment de droite n'est plus un plateau mais présente une pente K_p couramment appelée rigidité plastique.

Il est à noter que ces modèles Elasto-Plastique bilinéaire, sont des modèles non dégradables ; la rigidité ne change pas durant les cycles de chargement, ils présentent des boucles d'hystérésis stables. Ce type de modèles est souvent utilisé pour représenter le comportement des éléments métalliques ayant une grande capacité de déformation.

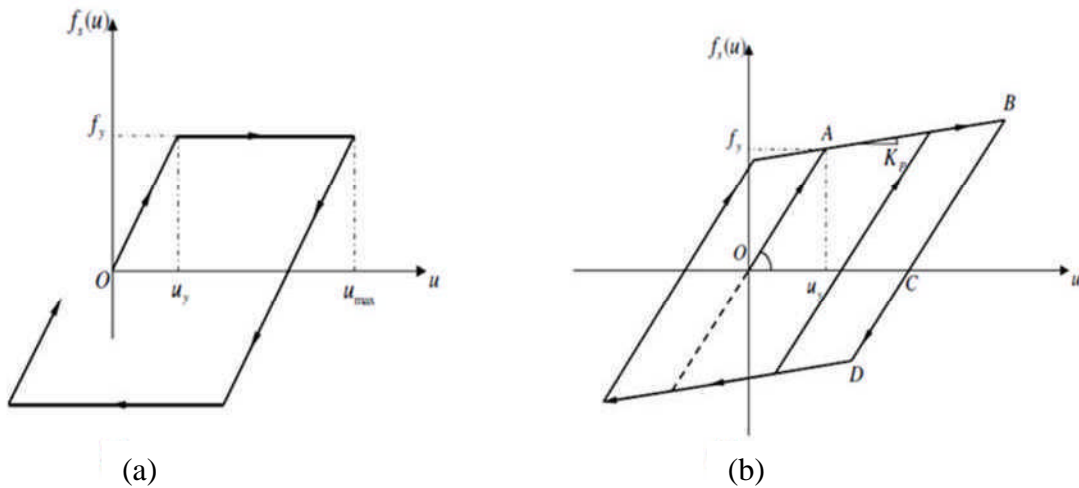


Figure I.1 : Modèle élasto-plastique :(a) parfait, (b) écouvissable.

I.3.2. Modèle «Q»

Le Q model représenté sur la figure (I.2), peut être aperçu comme un modèle bilinéaire modifié, qui fait apparaître une dégradation de la rigidité [8] , [9] .

Après une première phase élastique de rigidité initiale K (segment 0), la structure entre en phase inélastique (segment 1) avec une rigidité $K_p = p.K$. Une fois le déplacement maximal atteint, le déchargement (segment 2) se fait avec une rigidité K_r différente de la rigidité initiale donnée comme suit :

$$K_r = K \left(\frac{u_y}{u_{max}} \right)^a \quad (1.1)$$

Où : a est le paramètre de dégradation de la rigidité lors du déchargement.

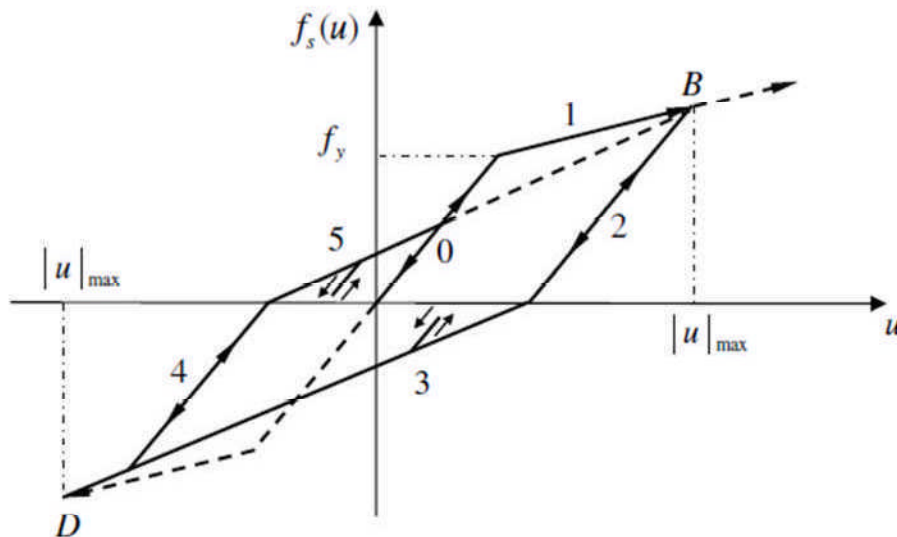


Figure I.2 : Modèle Q

Ce modèle présente des dégradations de la rigidité et de la limite élastique de cycle en cycle. Il est considéré assez fiable pour caractériser la flexion dans les éléments en béton armé [10].

I.3.3. Modèle de TAKEDA

L'analyse de la réponse des structures en béton armé soumises à de forts mouvements du sol requiert un modèle conceptuel réaliste qui reconnaît la variation continue de la rigidité et des caractéristiques d'absorption d'énergie de la structure. Takeda, a proposé un modèle dont l'applicabilité au béton armé est testée expérimentalement en utilisant des prototypes soumis à un mouvement dynamique à la base des structures. [9]

Dans ce modèle, il y a deux points de changement de rigidité : un point de fissuration caractérisé par une force de rappel élastique f_{cr} et un point de limite élastique qui correspond à la force de rappel f_y . La réponse obtenue à partir des tests statiques, a permis d'avoir la courbe primaire représentée sur la figure (I.3). Cette courbe fait apparaître les deux points de changement de rigidité [11].

Le modèle de Takeda est le modèle qui se rapproche le plus du comportement réel des structures ou des éléments structuraux en béton armé, en raison du développement des fissurations, de la microfissuration et de la dégradation de l'adhérence acier-béton. Cependant, vu la complexité du modèle de Takeda, plusieurs chercheurs ont fait des modifications simplificatrices pour mieux l'adapter à des cas plus généraux. Parmi ces chercheurs, Lestuzzi qui a proposé le modèle Takeda modifié [11], [12]

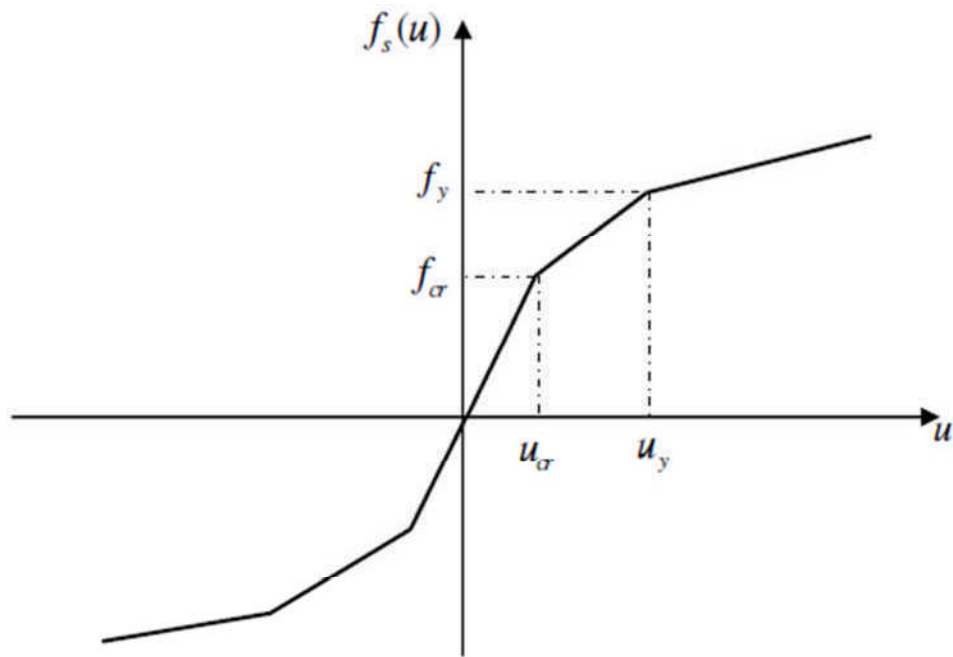


Figure I.3 : Courbe primaire du modèle de Takeda

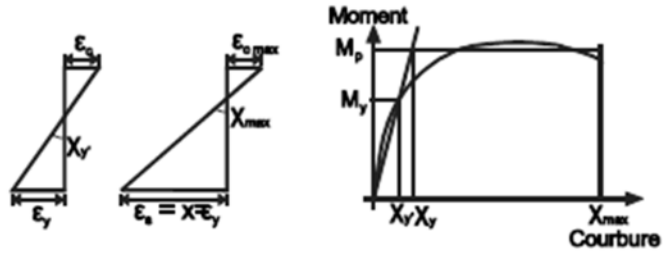
I.4. Ductilité

La ductilité est une caractéristique essentielle des structures devant résister aux séismes par la formation d'un mécanisme plastique global. Le terme « *ductilité* » définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Elle est souvent chiffrée à l'aide d'un facteur de ductilité, qui indique la relation entre la déformation à l'état limite ultime et la déformation à la fin de la phase élastique [7]. On distingue quatre manières de quantifier la ductilité dans une structure, elles sont illustrées sur la figure I.4.

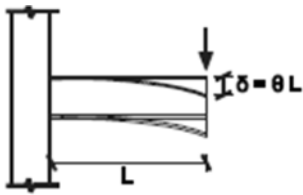
Déformation $\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y}$



Courbure $\mu_\chi = \frac{\chi_{max}}{\chi_y}$



Rotation $\mu_\theta = \frac{\theta_{max}}{\theta_y}$



Déplacement $\mu_\delta = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$

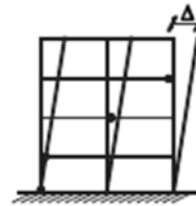


Figure I.4 : Quatre niveaux de définition de la ductilité.

I.4.1. Ductilité de déformation

La ductilité de déformation est liée à la capacité de déformation locale des matériaux. Elle est définie par le rapport de la déformation maximale imposée ε_{max} à la déformation élastique limite ε_y :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} \quad (1.2)$$

I.4.2. Ductilité de courbure

La ductilité de courbure est la capacité de rotation des rotules plastiques développées dans la structure. Elle est définie comme étant le rapport entre la courbure maximale χ_{max} et la courbure à la limite élastique χ_y :

$$\mu_\chi = \frac{\chi_{max}}{\chi_y} \quad (1.3)$$

I.4.3. Ductilité de rotation

La ductilité de rotation ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. Elle est définie par le rapport entre la rotation maximale de la rotule plastique θ_{max} et la rotation à la limite d'élasticité θ_y :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (1.4)$$

I.4.4. Ductilité de déplacement

On l'appelle aussi ductilité globale qui est reliée au comportement global de la structure, elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral maximal ($\Delta_{\max} = \Delta_p + \Delta_y$) au déplacement latéral élastique limite Δ_y :

$$\mu_{\delta} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (1.5)$$

I.5. Lois de comportement du béton et de l'acier

La prédiction de la réponse d'une structure sous chargement monotone ou cyclique requiert des modèles de comportement adaptés aux matériaux constitutifs (acier, béton). A cet effet plusieurs approches de modélisation simplifiées existent, permettant de mettre en évidence les phénomènes physiques et les caractéristiques principales intervenant lors de la dégradation des matériaux [3].

I.5.1. Modèles de béton

Le béton a un comportement complexe difficile à représenter par une seule loi macroscopique homogène. Cette difficulté est liée notamment à la forte hétérogénéité du béton qui est un matériau composite constitué de granulats de différentes tailles, d'une matrice cimentaire et de cavités. A cela s'ajoutent des microfissures distribuées de manière aléatoire et présentes même à l'état vierge, c'est-à-dire avant toute sollicitation externe [13]. Selon la nature et l'intensité de la sollicitation, le béton se déforme de manière complexe en faisant intervenir une ou plusieurs combinaisons de mécanismes élémentaires : élasticité, endommagement, glissement, frottement, fissuration, ...etc. Des recherches ont été lancées depuis le début du XXe siècle sur le comportement mécanique du béton dans l'espoir de mieux comprendre les mécanismes de dégradation de ce matériau. Plusieurs théories appliquées à des matériaux tels que le béton ont été développées. On peut citer l'approche locale de fissuration, la mécanique de la rupture, la théorie de la plasticité, la théorie de l'endommagement, l'approche par homogénéisation, ...etc. Ceci a conduit à l'élaboration de plusieurs modèles spécifiques aux bétons. Nous pouvons citer les modèles d'endommagement isotropes de Mazars [4], de La Borderie [14] et le modèle de Bazant. Tous ces modèles, intégrés dans les codes de calcul, permettent de modéliser le comportement du béton par l'approche des éléments finis, et sont utilisés actuellement. Cependant, la modélisation du comportement mécanique du béton n'est pas complètement résolue et reste encore une question ouverte. Ceci est confirmé entre autre par la multiplicité des modèles proposés. En effet, la difficulté majeure réside dans l'élaboration

d'un modèle suffisamment fiable pour bien représenter le comportement complexe du béton et relativement simple pour qu'il soit exploité dans des modélisations du matériau et de structure en béton armé.

Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à définir des lois de comportements pour le béton. Nous présentons ci-dessous un nombre restreint de propositions de ces lois [3].

I.5.1.1. Modèle constitutif de Kent et Park (1971)

Dans le modèle modifié de Kent et Park (figure I.5), la relation contrainte-déformation du béton en compression est décrite par trois branches [3]. En admettant par convention de signe que la compression est positive, les trois branches de la courbe sont :

$$\text{Branche OA : } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad \sigma_c = K f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1.6)$$

$$\text{Branche AB : } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = K f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (1.7)$$

$$\text{Branche BC : } \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = 0.2 K f'_c \quad (1.8)$$

Le module tangent correspondant E_t est donné par les expressions suivantes :

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad E_t = \left[\left(\frac{2Kf'_c}{\varepsilon_0} \right) \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) \right] \quad (1.9)$$

$$\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad E_t = -Z K f'_c \quad (1.10)$$

$$\varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad E_t = 0 \quad (1.11)$$

Où

$$\varepsilon_0 = 0.002K \quad (1.12)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_y h}{f'_c} \quad (1.13)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h'}{sh}} - 0.002K} \quad (1.14)$$

Avec

ε_0 : représente la déformation due à la contrainte de compression maximale

ε_{20} : représente la déformation du béton rapportée à 20% de la contrainte de compression maximale.

K : facteur qui tient compte de l'augmentation de la résistance due au confinement.

Z : pente dans le domaine adoucissant de la déformation.

f'_c : La résistance à la compression du béton de la section non-confinée.

f_{yh} : la résistance à la limite élastique des armatures transversales.

ρ_s : le pourcentage géométrique d'armature transversales.

h' : la largeur du noyau de béton mesurée en dehors des étriers ou des attaches.

s_h : l'espacement des étriers.

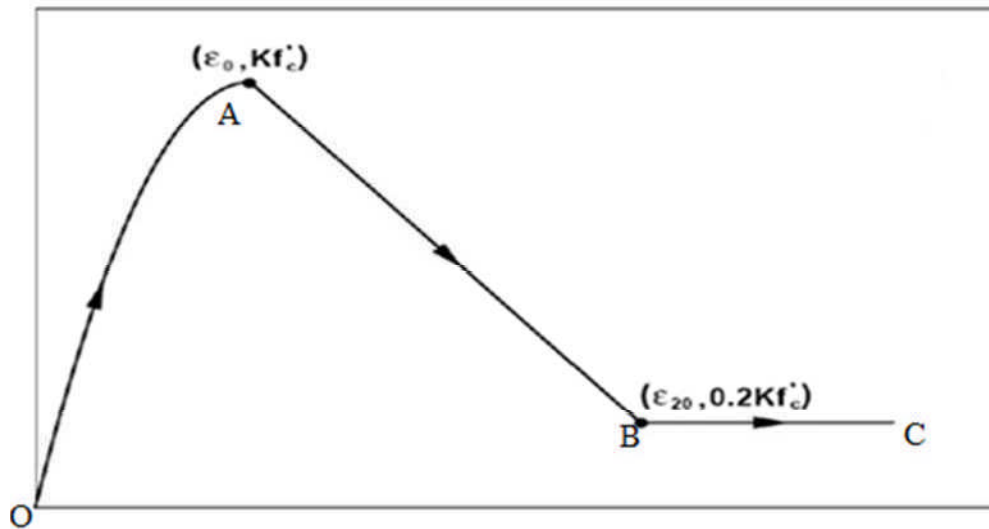


Figure I.5 : Modèle modifié du béton en compression de Kent et Park.

I.5.1.2. Modèles de Chang et Mander (1994)

Le modèle constitutif développé par Chang et Mander permet de simuler efficacement le comportement du béton confiné et non confiné, ordinaire ou à haute résistance à la compression comme à la traction [3].

a) Comportement en compression

La courbe présente deux phases distinctes : le comportement avant le pic peut être considéré comme un comportement élastique linéaire avec une légère non linéarité à l'approche du pic correspondant à la décohésion de quelques liaisons à l'interface pâte-granulats et à la progression de quelques microfissures dans la pâte de ciment. Le comportement adoucissant post-pic suivi d'une chute importante de la raideur due essentiellement au processus de décohésion du béton.

Les paramètres E_c, ϵ_c , et r sont donnés comme suit :

$$E_c = 8200(f'_c)^{3/8} \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (1.15)$$

$$\varepsilon_c = \frac{(f'_c)^{1/4}}{800} \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (1.16)$$

$$r = \frac{f'_c}{5.2} - 1.9 \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (1.17)$$

Où : f'_c est la résistance du béton confiné (en MPa).

E_c est le module tangent initial.

ε_c est la déformation au pic.

r est le paramètre de Tsai qui définit la forme enveloppe de compression.

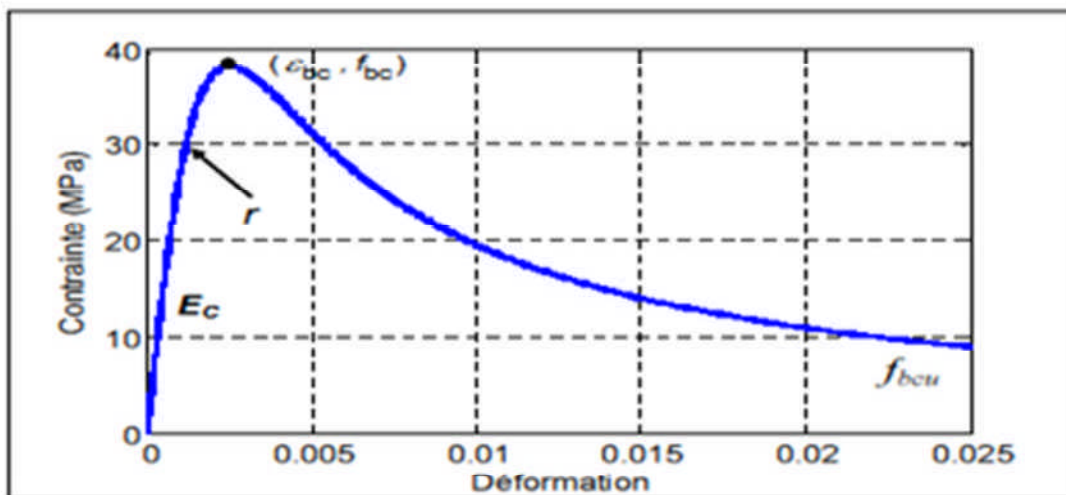


Figure I.6 : Modèle Chang et Mander en compression.

b) Comportement en traction

Il est bien connu que le béton est nettement moins résistant en traction qu'en compression. Le modèle suivant représente le comportement du béton en traction.

Avec f_{bt} et ε_{bt} sont respectivement la contrainte et la déformation en traction du béton au pic, la contrainte et la déformation à la rupture en traction du béton est ε_{ut} .

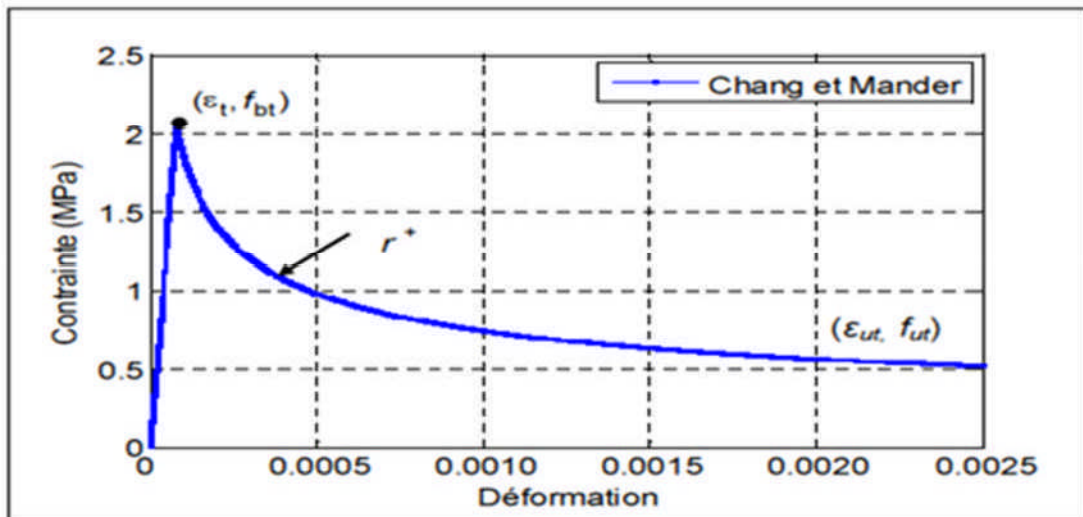


Figure I.7 : Modèle Chang et Mander en traction.

I.5.1.3. Comportement du béton sous chargement cyclique

Le comportement cyclique du béton en compression montré sur la figure I.8 indique l'apparition des boucles hystérésis lors des cycles charge-décharge. L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Des essais expérimentaux [6] montrent que l'apparition des microfissures provoque des dégradations des caractéristiques élastiques du matériau, Cela est dû à la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres de ces microfissures [3].

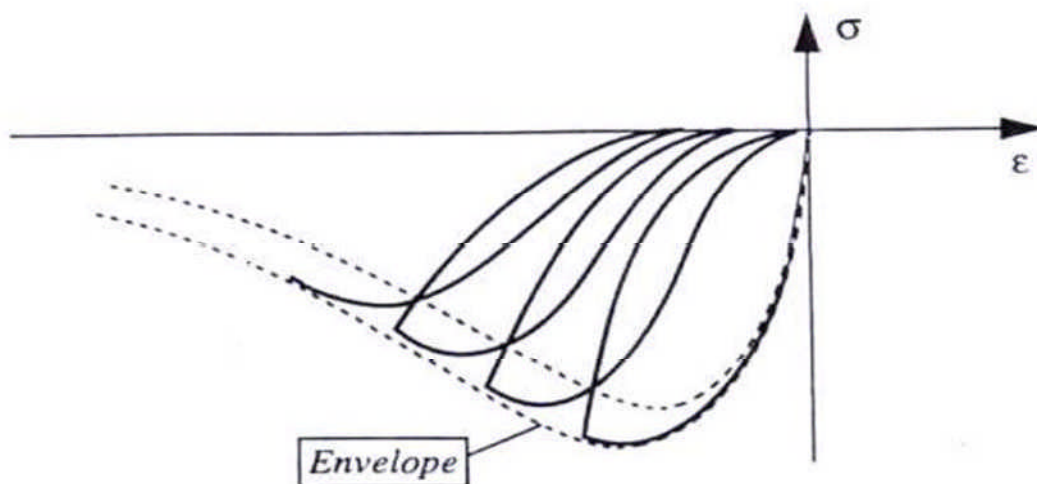


Figure I.8 : Comportement cyclique du béton en compression simple.

I.5.2. Modèles de l'acier

Après avoir présenté quelques modèles de comportement du béton, nous passons aux modèles de l'acier. Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la figure I.9 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements [3], un comportement élastique, lorsqu'on se situe au-dessous du point de la limite élastique, c'est-à-dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge (quand le chargement redevient nul, l'éprouvette retrouve sa forme initiale). Lorsque le point de la limite élastique est dépassé même si le chargement est supprimé, des déformations permanentes apparaissent. Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même que le module d'élasticité initial [15].

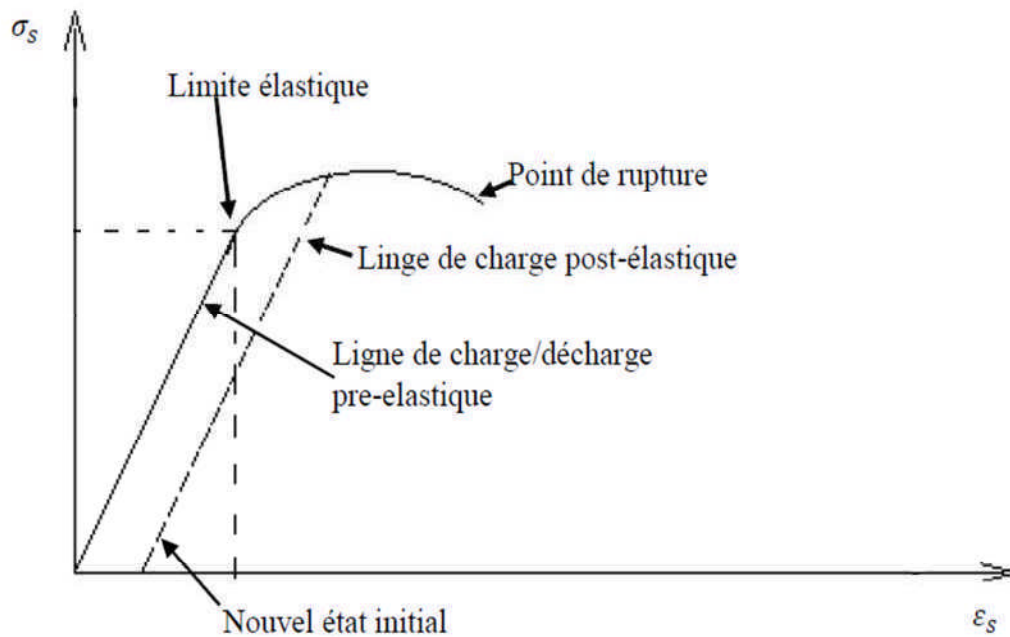


Figure I.9 : Comportement de l'acier en traction simple.

I.5.2.1. Modèle elasto-plastique simplifié

Un premier modèle simple qui peut être utilisé pour la simulation du comportement de l'acier est le modèle uni axial elasto-plastique avec écrouissage cinématique linéaire. La courbe utilisée dans ce modèle est représentée par la figure ci-dessous (σ_y est la limite d'élasticité, E est le module d'Young et E_T la pente de la courbe en cours d'écrouissage).

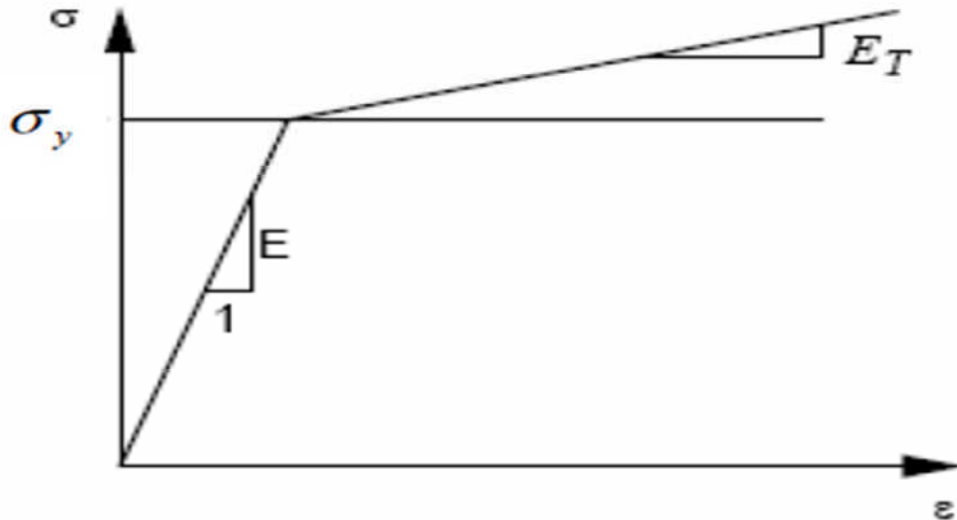


Figure I.10 : Modèle elasto-plastique simplifié.

I.5.2.2. Loi uni axiale monotone

Le modèle de Menegotto et Pinto [5] permet de représenter le comportement uni-axial des armatures du béton armé sous chargement monotone. Il traduit en plus la non-linéarité en tenant compte des effets de l'écrouissage cinématique linéaire des barres. La courbe de chargement en traction monotone est décrite par trois zones successives : élasticité linéaire, courbe de raccordement et écrouissage (figure I.11). La limite élastique de l'acier est définie par f_{sty} , avec un module tangent initial E_{0s} . La courbe de la figure I.7 montre l'allure du comportement de l'acier. La relation contrainte-déformation est présentée sous forme de deux asymptotes de pente initiale E_{0s} (module d'élasticité initial) et de pente $E_h = \alpha E_{0s}$, respectivement (α est le paramètre d'écrouissage isotrope). La forme de la courbure de la courbe de raccordement entre les deux asymptotes (branche de transition de la figure I.11), est régie par le paramètre R (constante sans dimension) dépendant des propriétés mécaniques de l'acier. Sa valeur est obtenue expérimentalement.

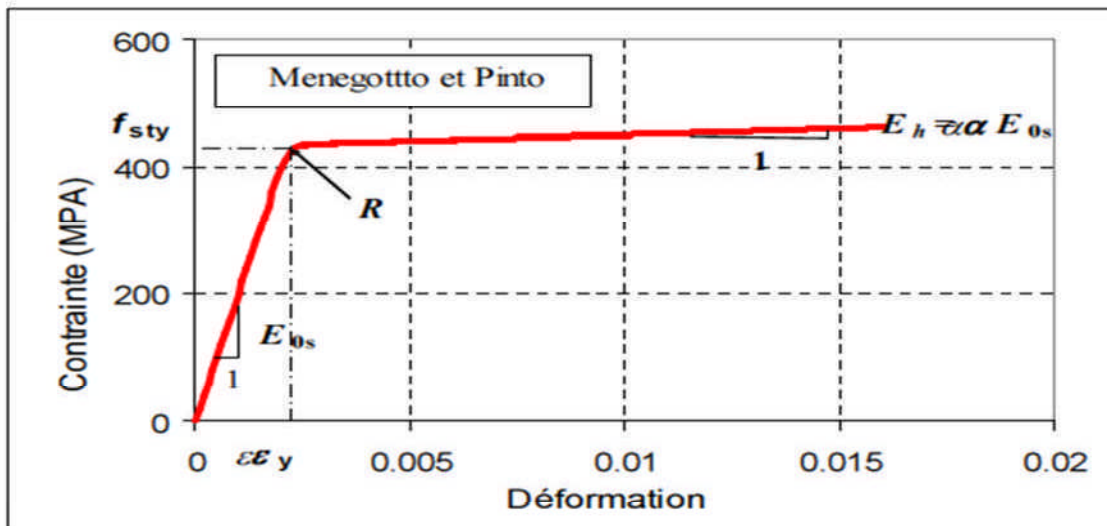


Figure I.11 : Comportement monotone de l'acier

I.5.2.3. Loi uni axiale cyclique de l'acier

Le modèle de Menegotto et Pinto est généralement utilisé pour simuler le comportement des barres d'acier sous chargement cyclique [3]. La courbe de traction cyclique de l'acier est typiquement décrite par une équation unique en termes de relation contraintes-déformations comme suit [5]:

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (1.18)$$

Où
$$\varepsilon^* = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_r)}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_r)} \quad (1.19)$$

$$\sigma^* = \frac{(\sigma - \sigma_r)}{(\sigma_0 - \sigma_r)} \quad (1.20)$$

Et
$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (1.21)$$

Le point $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ correspond aux coordonnées du premier point où l'on a changé le sens de chargement. Le facteur b est défini comme le rapport E_h/E_0 et R est un paramètre définissant la forme de transition de la branche de transition de la courbe (figure I.12). Ce paramètre permet une bonne représentation de l'effet « Bauschinger » et dépend de l'histoire des déformations. Les paramètres a_1 , a_2 et R_0 sont des paramètres qui doivent être obtenus expérimentalement.

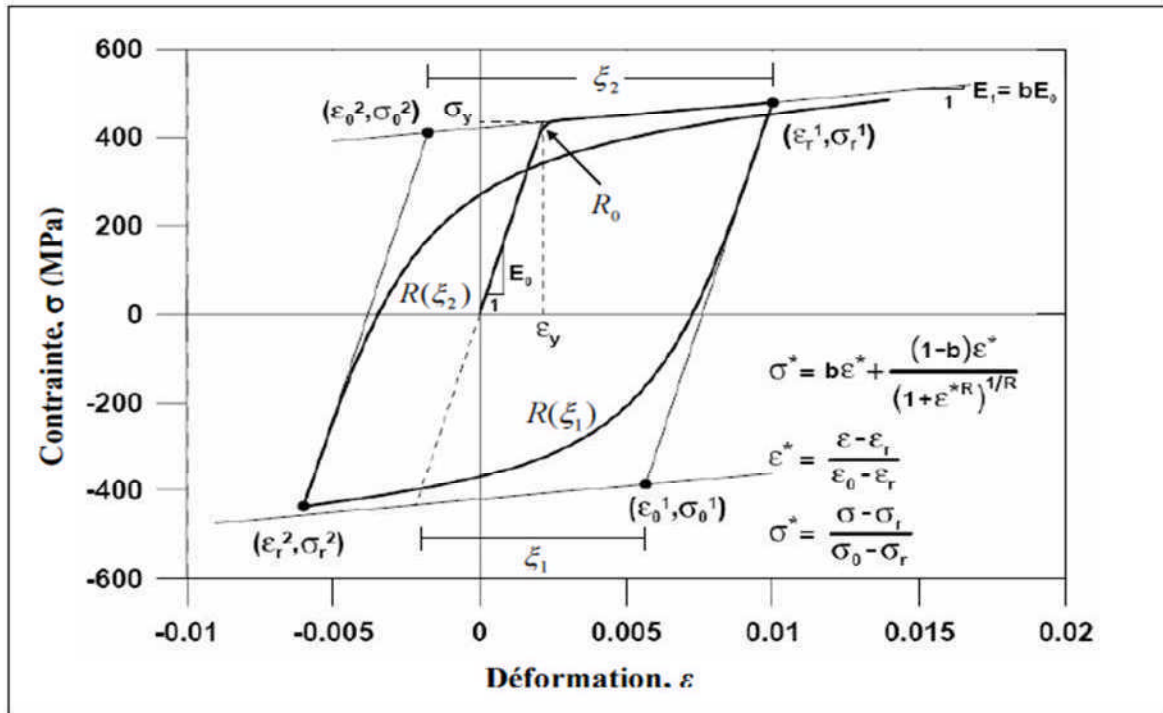


Figure I.12 : Comportement cyclique de l'acier.

I.6. Lois de comportement du béton et de l'acier dans SAP2000

Les lois de comportement du béton et de l'acier à utiliser dans le dernier chapitre sont celles qui existent dans le logiciel SAP2000 [16], qui sont proposées respectivement par Mander et Park.

La figure I.13 montre la comparaison entre la loi de comportement du béton proposée par Mander et la loi parabole-rectangle donnée par le BAEL [17].

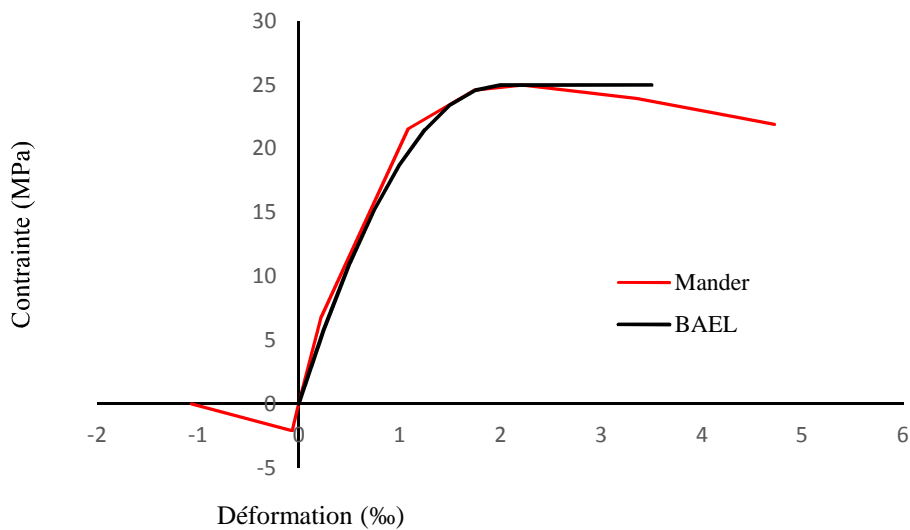


Figure I.13 : loi de comportement du béton dans SAP2000.

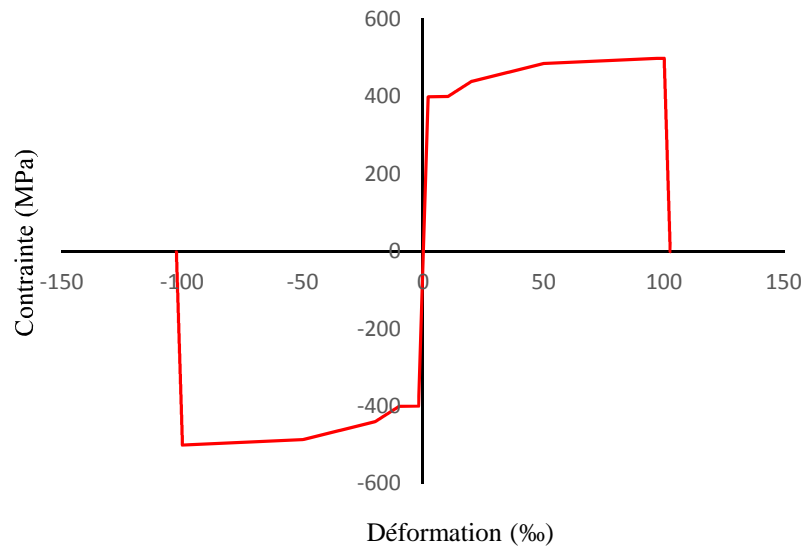


Figure I.14 : loi de comportement de l'acier dans SAP2000.

I.7. Conclusion

Ce présent chapitre décrit les modèles de comportement non linéaire des structures en béton armé par hystérésis, soumises à des charges cycliques. En particulier, la diminution de la rigidité et la perte de résistance.

Nous avons présenté aussi quelques modèles de comportement du béton et de l'acier qui sont utilisés pour reproduire le comportement non linéaire des structures en béton armé. Le choix du modèle à utiliser est une étape importante puisque la réponse non linéaire d'une structure est liée directement au comportement de ses matériaux constitutifs [18] [3].

Dans la suite de ce travail les modèles de comportement donnés par le SAP2000 vont être utilisés pour la simulation numérique du comportement non-linéaire des voiles en béton armé soumis à des charges latérales.

Chapitre II

Techniques de modélisations

non linéaires des voiles

II.1. Introduction

L'utilisation des voiles en béton armé dans les structures devient de plus en plus fréquente, la raison est que les voiles sont pratiquement efficaces pour assurer la résistance vis-à-vis des charges latérales. Le comportement sismique des voiles a fait l'objet de plusieurs recherches tant dans le domaine théorique et numérique qu'expérimental [19] [20].

Des recherches relatent la proposition de deux grandes familles de modélisation pour la simulation du comportement non linéaire des voiles, une modélisation raffinée basée sur une interprétation détaillée du comportement local (moulin et *al*) [21], et une modélisation simplifiée soit par des modèles macroscopiques [3], [22] traduisant le comportement non linéaire global (réponse en variable globale d'un macroélément), soit en faisant appel à des modèles intermédiaires notamment les modèles à fibres [23] ou multicouches [24].

La modélisation des voiles en élément poutre multifibres de cinématique Bernoulli ou Timoshenko, ou en poutre multicouches de cinématique Mindlin Rissner et Love Kirchhoff s'avère particulièrement utiles en raison de leur robustesse et de leur capacité à présenter les principaux phénomènes non linéaires tels que la fissuration, la plastification des aciers, la rupture par compression du béton, et d'obtenir ainsi leur capacité résistante aux forces latérales,... etc [25] [6].

La modélisation par macroélément peut décrire les mécanismes de dégradation et des phénomènes dynamiques non linéaires des voiles au niveau global, et d'obtenir leur capacité résistante aux forces latérales.

Dans ce présent chapitre nous présenterons les caractéristiques essentielles du comportement des voiles, et les différentes échelles de discrétisations non linéaires, ensuite quelques techniques de modélisations des voiles tout en se basant sur les modèles multicouches et fibres qui seront l'objet du dernier chapitre pour l'évaluation du comportement des voiles.

II.2. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles

Les voiles, en anglais "shearwalls", sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé, compte tenu de leur comportement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures. [3] L'utilisation des voiles, entre autre,

- ✓ Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- ✓ Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- ✓ Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- ✓ Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.
- ✓ L'utilisation des voiles diminue aussi l'influence des éléments non-porteurs sur le comportement de la structure.

II.3. Modes de fonctionnement des voiles

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont :

- ✓ l'élancement (rapport hauteur H sur la largeur L du voile).
- ✓ les armatures (pourcentages et dispositions).
- ✓ l'intensité de l'effort normale.

Il y a lieu de distinguer les voiles élancés (élancement H / L supérieur à 3 environ) et les voiles courts (élancement H / L inférieur à 1).

II.3.1. Voiles élancés

Les principaux modes de rupture des voiles élancés sont représentés sur la (figureII.1) :

- ✓ La rupture en flexion par plastification en traction des armatures verticales (a1) est le mode de rupture «normal» lorsque la flexion est prépondérante et que l'effort normal est faible.
- ✓ La rupture en flexion par écrasement du béton (a2) apparaît pour des voiles assez fortement sollicités et armés en flexion.

- ✓ Le mode de ruine (a3) concerne des voiles faiblement armés en flexion, surtout si les armatures verticales sont essentiellement réparties et non pas concentrées aux bords.
- ✓ Les deux derniers modes de rupture (b1) rupture en flexion/effort tranchant par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales, (b2) rupture par écrasement dans le béton de l'âme, il apparaît quand le cisaillement devient prépondérant.

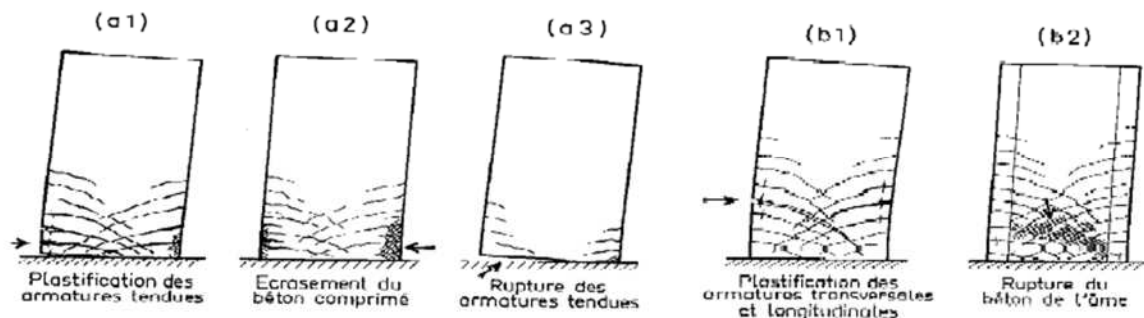


Figure II.1 : Mode de rupture des voiles élancés.

II.3.2. Voiles courts

Dans le cas des voiles courts, l'effort tranchant est généralement prépondérant par rapport à la flexion. Les principaux mécanismes de rupture sont ceux de la figure II.2.

- ✓ La rupture par glissement à l'encastrement «sliding shear» (c1). Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales, sous l'action de la flexion et du cisaillement ; est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsqu'il y a insuffisance des armatures verticales réparties.
- ✓ La rupture par effort tranchant avec plastification (éventuellement rupture) des armatures le long de fissures diagonales – «tension failure» - (c2) est un cas aussi fréquemment rencontré.
- ✓ la rupture par effort tranchant dans le béton de l'âme (c3) est produite par une destruction du béton à la base des bielles qui transmettent les efforts de compression - «compression failure».

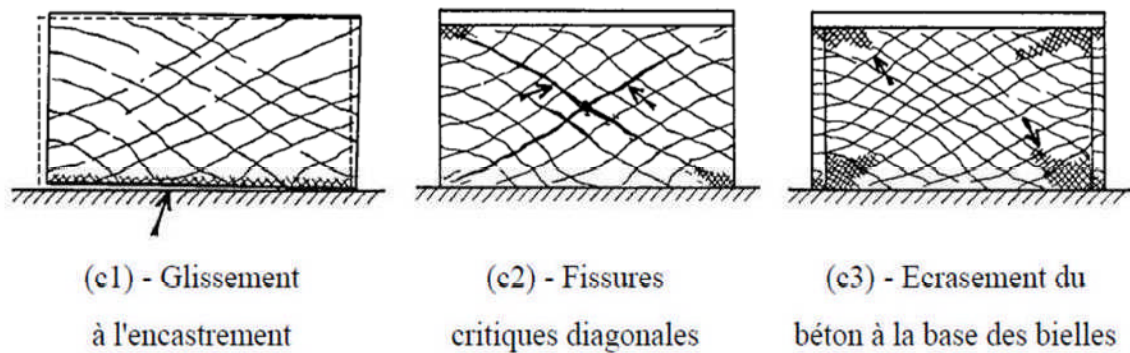


Figure II.2 : Mode de rupture des voiles courts.

II.4. Modèles de discrétisation non linéaires

Pour une structure donnée (matériaux et géométrie) et pour un chargement donné, les champs de déplacement, contraintes et variables internes sont déterminés en résolvant un ensemble d'équations aux dérivées partielles non linéaires formées à partir des équations d'équilibre et des lois de comportement. On peut distinguer trois modèles de discrétisation par éléments finis des structures : les modèles globaux, locaux et enfin semi-globaux (figure II.3). Le choix du modèle est fixé selon la nature et la précision des résultats recherchés [26].

II.4.1. Modèles globaux

Ces modèles visent à traiter une structure dans son ensemble. C'est le cas courant de l'étude d'un bâtiment ou des réseaux de poutres où des éléments finis coques sont utilisés pour le maillage. De tels modèles dont le comportement de l'ouvrage est décrit en variables généralisées donnent une indication sur la répartition des efforts d'ensemble dans les principaux éléments porteurs. Le comportement inélastique de la section courante, prise dans son ensemble, est défini à partir des lois de chaque matériau. Celles-ci sont formulées directement en fonction des contraintes généralisées agissant sur une section (effort normal, moment fléchissant) donnent des relations de types (moments-courbures ou efforts normaux-allongements).

Ces modèles conduisent en général à des temps de calculs réduits, mais ils ne permettent pas de définir précisément les comportements locaux (comme par exemple les fissurations). Ils se limitent également aux cas des structures de type poutre, car leur généralisation aux plaques et aux coques reste très délicate [27].

II.4.2. Modèles locaux

En opposé au premier modèle qui calcule d'une manière relativement simple, les modèles locaux rentrent dans l'étude d'une partie détaillée d'une structure. Ces derniers consistent à représenter explicitement les différents matériaux, leurs interactions (adhérence acier-béton) et de même le comportement du béton entre les fissures. L'analyse est alors lourde et la prise en compte des non-linéarités matérielles et géométriques nécessite, non seulement, des temps de calculs importants mais aussi le stockage d'un grand nombre de résultats partiels. Ces modèles ont toutefois l'avantage d'être proches de la réalité physique et permettent d'obtenir des informations locales concernant l'état de plastification, de détérioration et d'endommagement de la structure [27].

II.4.3. Modèles semi-globaux

Ces modèles constituent une phase intermédiaire entre les deux modèles précédents dans l'étude d'un élément de structure. Ils sont fondés sur l'utilisation des éléments poutres de type multicouches [24] ou multifibres [28].

Ces modèles permettent ainsi de traiter tant les non-linéarités en matériau à une échelle locale que les non-linéarités géométriques (grands déplacements-grandes rotations) à une échelle globale (figure II.3). Cette modélisation réunit les avantages des deux approches précédentes, à savoir : temps de calculs restreints et lois de comportement locales appropriées

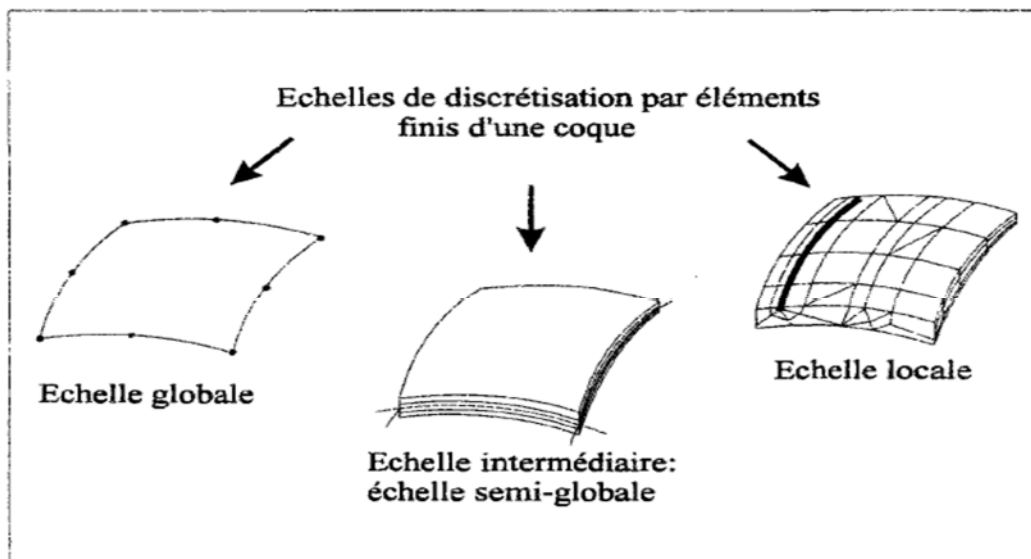


Figure II.3 : Modèles de discrétisation.

II.5. Techniques de Modélisation des voiles

La simulation du fonctionnement des voiles sous un chargement sismique conduit généralement à des problèmes de grande taille. L'échelle locale permet d'aborder des problèmes complexes tels que le comportement des matériaux au niveau microscopique, néanmoins cette approche est très délicate à mettre en œuvre et demande beaucoup d'expériences. C'est la raison pour laquelle nous nous orientons vers une discrétisation semi-globale de types élément poutre multifibres de cinématique Timoshenko ou Bernoulli, et multicouche de cinématique Mindlin-Riessner ou de Love-kirchhof. Des approches simplifiées permettent de donner de bonnes indications sur la distribution de l'endommagement et de la plasticité, à prédire la position des zones critiques ainsi que la rupture [25]. Une autre approche consiste à la discrétisation en modèle macro au niveau global qui permet aussi bien simuler la réponse des voiles dans le domaine non linéaire.

II.5.1. Modèle poutre multifibres

Une poutre multifibres est un élément fini basé sur la théorie des poutres dont chaque section est divisée en fibres parallèles à l'axe de la poutre. A chaque fibre nous pouvons associer une loi de comportement locale en contraintes –déformations, et donc une représentation des différents matériaux dans une même section (figure II.4). Ce type de description possède les avantages d'hypothèses simplificatrices associées à une cinématique de type poutre Euler – Bernoulli [14] ou Timoshenko, [29] tout en offrant une solution robuste et rapide pour une analyse non linéaire des structures composites (par exemple en béton armé) [25].

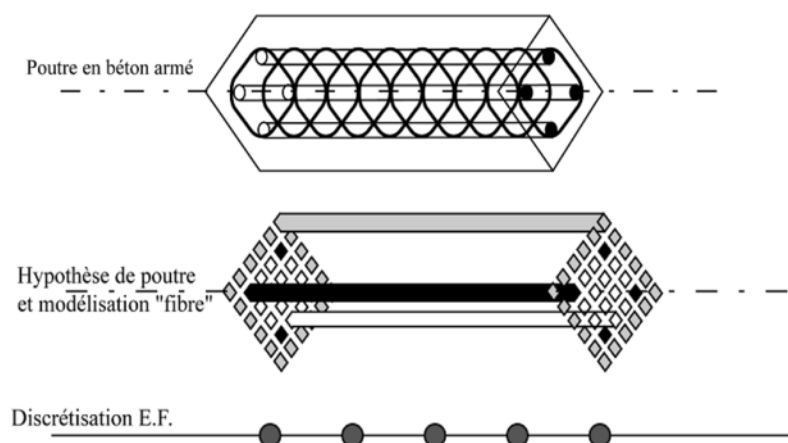


Figure II.4 : Description d'une modélisation de type poutre multifibres.

Dans ce modèle le voile est assimilé à un poteau dont la section est divisée en plusieurs fibres de différentes sections et différentes propriétés de matériaux (acier, béton), permettant ainsi la description des mécanismes de dégradation dans chaque fibre.

II.5.2. Eléments de la théorie des poutres

Soit une poutre droite en 3D de longueur L ; et d'une surface S dont le centre d'inertie géométrique G décrit une courbe C appelée la fibre moyenne ou fibre neutre orientée selon la direction x et soumise à des efforts distribués q_y, q_z [6].

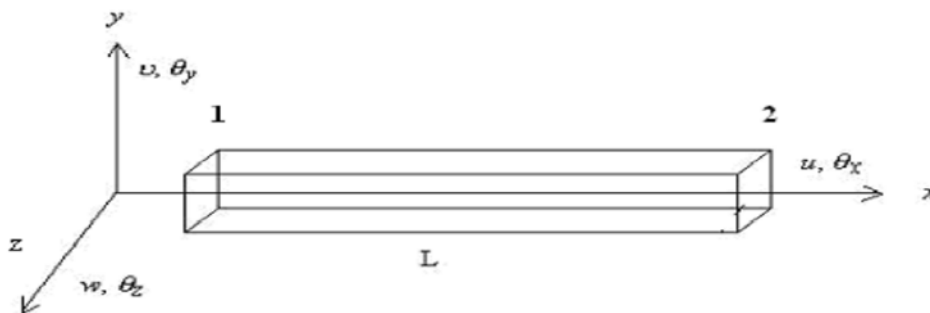


Figure II.5 : Poutre 3D à deux nœuds.

Théorie de Timoschenko

L'idée consiste, à postuler une description simplifiée pour un élément élancé, elle permet d'exprimer les déplacements $u(x, y, z), v(x, y, z), w(x, y, z)$ d'un point quelconque de la poutre en fonction des déplacements u_s, v_s, w_s d'un point situé sur l'axe de référence x et des déplacements dues aux rotations $\theta_{sx}, \theta_{sy}, \theta_{sz}$ et le long d'une section droite, tout en se basant sur les hypothèses suivantes:

- La section droite de la poutre est indéformable.
- Le déplacement transversal est uniforme sur la section droite.

Théorie d'Euler_Bernoulli

Contrairement à la poutre de Timoshenko, la poutre Euler_Bernoulli néglige les déformations dues au cisaillement d'où leur utilisation n'est adéquate que pour des poutres élancées.

Le tableau II.1 regroupe les champs des déplacements, des déformations et les équations d'équilibres pour les deux formulations (on se place dans le cadre de petits déplacements,

petites déformations). Ces équations, bien connues, permettent de trouver les solutions (déformées, déplacements) pour plusieurs cas de sollicitations.

Poutre Bernoulli	Poutre Timoshenko
Hypothèses	
Section planes et perpendiculaire à l'axe	Section plane
Champs des déplacements	
$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{xy}(x)$	$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x)$
$v(x, y, z) = v_s(x)$	$v(x, y, z) = v_s(x) - z\theta_{sx}(x)$
$w(x, y, z) = w_s(x)$	$w(x, y, z) = w_s(x) + y\theta_{sx}(x)$
Champs des déformations	
$\varepsilon_{xx} = \dot{u}_s(x) - y\dot{\theta}_{sz} + z\dot{\theta}_{sy}(x)$	$\varepsilon_{xx} = \dot{u}_s(x) - y\dot{\theta}_{sz}(x) + z\dot{\theta}_{sy}(x)$
$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{xz} = 0$	$2\varepsilon_{xy} = \dot{v}_s(x) - \theta_{sz}(x) - z\dot{\theta}_{sx}$
.....	$2\varepsilon_{xz} = \dot{w}_s(x) + \theta_{sy}(x) + y\dot{\theta}_{sx}(x)$
Equations d'équilibre	
$N = \int_s z \sigma_{xx} ds$	$N = \int_s \sigma_{xx} ds$
$T_y = \dots \text{et } T_z = \dots$	$T_y = \int_s \sigma_{xy} ds \text{ et } T_z = \int_s \sigma_{xz} ds$
$M_y = \int_s z \sigma_{xx} ds ; M_z = - \int_s y \sigma_{xx} ds$	$M_y = \int_s z \sigma_{xx} ds \text{ et } M_z = - \int_s y \sigma_{xx} ds$
$M_x = \dots$	$M_x = \int_s (-z\sigma_{xy} + y\sigma_{xz}) ds$
Equation d'élasticité	
$\sigma_{xx} = E\varepsilon_{xx}; \sigma_{xy} = 2G\varepsilon_{xy}; \sigma_{xz} = 2G\varepsilon_{xz}; \sigma_{yy} = \varepsilon_{zz} = 0$	

Tableau II.1 : Comparaison entre les hypothèses de Bernoulli et Timoshenko.

II.5.3. Modèle multicouches

Dans ce modèle la section du voile est divisée en plusieurs couches de différentes épaisseurs et différentes propriétés des matériaux (acier, béton), cela signifie que les armatures sont modélisées comme des couches dans l'élément en béton tel que montré sur la figure II.6 [30]. Lors du calcul par éléments finis, on peut calculer les contraintes dans chaque couche à travers les relations constitutives du matériau affecté à la couche. D'après les principes cités ci-dessus, on voit que la performance structurelle du voile peut être liée directement à la loi du matériau.

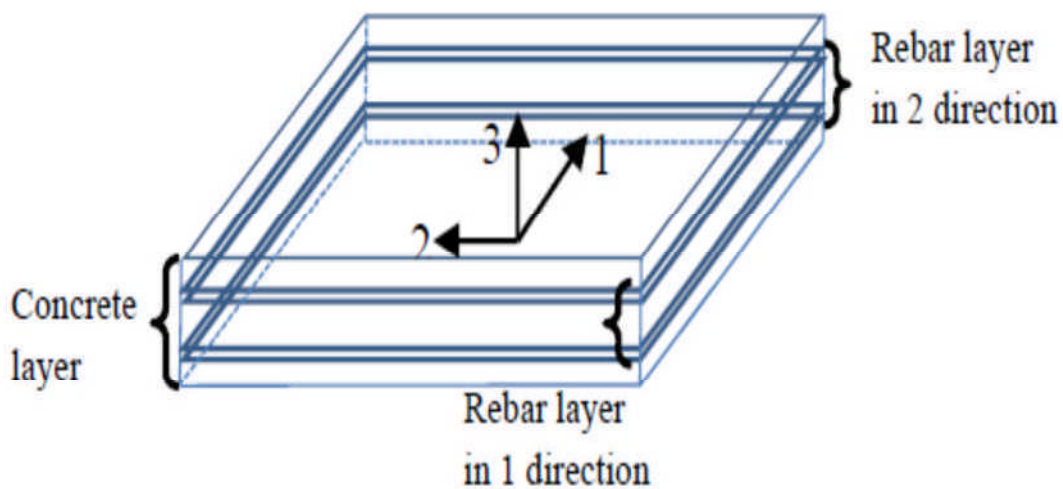


Figure II.6 : Description du modèle multicouches.

Ce type de description se base sur les hypothèses simplificatrices associées à la théorie des plaques de Love-Kirchhoff et Mindlin Reissner.

Théorie de Love-Kirchhoff

Cette hypothèse est analogue à celle de Navier_Bernoulli dans le cas des poutres. Elle suppose que les contraintes planes et les déformations dues aux cisaillements transverses sont négligées. Une droite normale à la surface moyenne reste droite et perpendiculaire à la surface moyenne après déformation et gardera la même longueur (figure II.7).

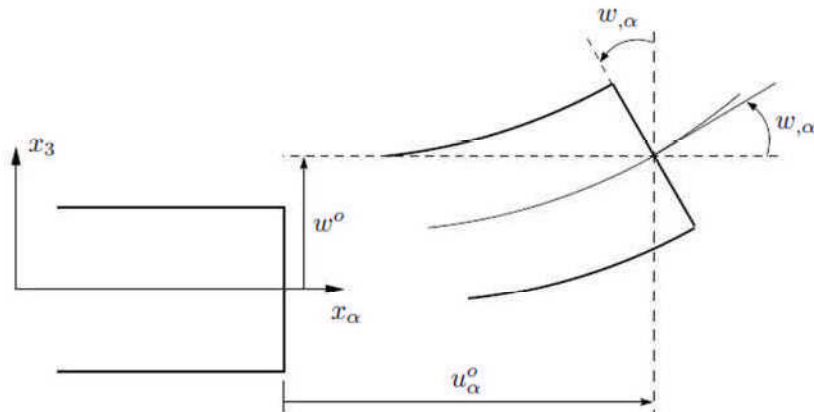


Figure II.7 : Cinématique de Love-Kirchhoff

Le champ de déplacements de Love-Kirchhoff s'écrit alors :

$$u_{\alpha}(x_1, x_2, x_3 = z) = u_{\alpha}^0(x_1, x_2) - zw_{,\alpha}(x_1, x_2) \quad , \alpha = 1,2$$

$$u_3(x_1, x_2, x_3 = z) = w(x_1, x_2)$$

Avec :

u_{α}^0 : Le déplacement de membrane dans la direction α .

w : La flèche de la plaque.

$w_{,\alpha}$: La rotation due à la flexion (sans cisaillement).

Théorie de Mindlin-Reissner

Pour une plaque épaisse, l'introduction de l'effet du cisaillement, se fait par l'intermédiaire de l'hypothèse cinématique suivante : "la normale reste droite mais non perpendiculaire à la surface moyenne (à cause de l'effet du cisaillement transverse) dans la configuration déformée"(figure II.8).

Le champs de déplacement de Mindlin-Reissner s'écrit :

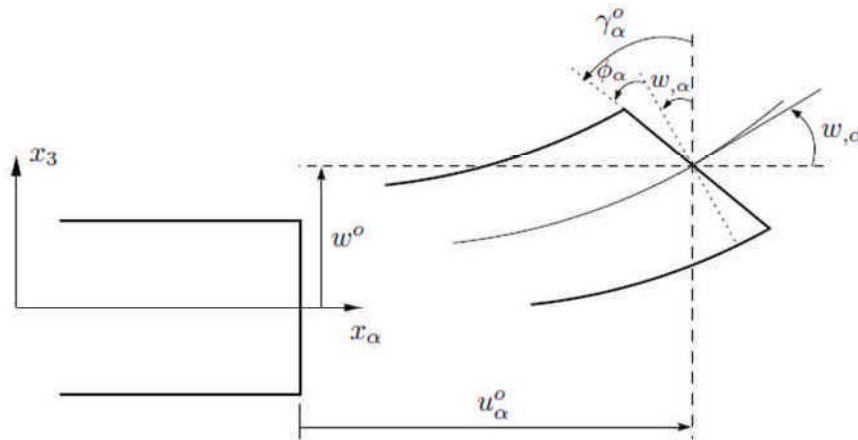
$$u_{\alpha}(x_1, x_2, x_3 = z) = u_{\alpha}^0(x_1, x_2) + z \Phi_{\alpha}(x_1, x_2)$$

$$u_3(x_1, x_2, x_3 = z) = w(x_1, x_2)$$

Avec:

Φ_{α} : la rotation de la normale au plan moyen autour des axes X_i .

$\gamma_{\alpha}^0 = (w_{,i} + \Phi_{,\alpha})$: la déformation en cisaillement transverse mesurée sur le plan moyen.



FigureII.8 : Cinématique de Reissner-Mindlin.

II.5.4. Modélisation par macro-élément des voiles

La modélisation par macro-élément est l'une des modélisations du niveau global qui tient compte des principales caractéristiques matérielles relatives aux comportements non linéaire de flexion et de cisaillement, pour une prédiction fiable de la réponse des ouvrages à voiles porteurs en béton armé.

Le macroélément proposé par Vulcano [22] est un modèle simple, capable de capturer convenablement la réponse prévue du mur voile. Il offre la possibilité d'insérer dans l'analyse, différents modèles constitutifs de matériaux béton et acier permettant ainsi de tenir compte des caractéristiques importantes. Ce modèle est composé de plusieurs sous-éléments, afin d'obtenir une description plus raffinée du comportement en flexion du voile en modifiant la géométrie du modèle pour tenir compte de la plastification progressive de l'acier et en utilisant des lois contraintes-déformations basées sur le comportement réel des matériaux béton et acier. Dans ce modèle (FigureII.9), les deux éléments de bord possèdent une rigidité axiale ($K1$ et $K2$), alors que les sous-éléments internes, possèdent une rigidité Ki ($i = 3, \dots, n$), représentant ainsi le comportement en flexion de la partie centrale du macro-élément. Un ressort horizontal, de rigidité K_H et de comportement elasto-plastique écrouissable a été considéré, tel que la rotation relative du macro-élément se produise autour d'un point défini sur l'axe central à une hauteur $c.h$. Le choix du paramètre c (variant de 0 à 1), résulte de la distribution spécifique de la courbure sur la hauteur h du macro-élément [24].

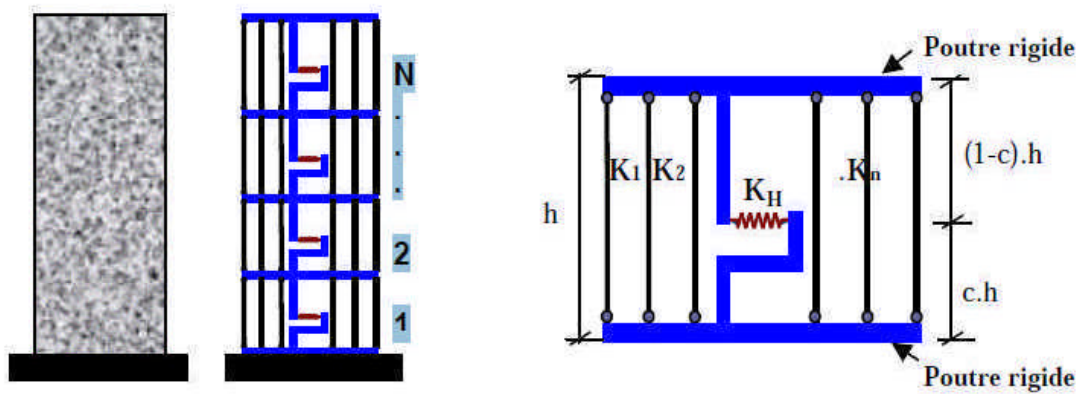


Figure II.9 : Modélisation par macro-élément du voile

II.6. Conclusion

L'évaluation du comportement non linéaire d'une structure se base sur un bon choix d'une échelle de discrétisation, suivant la nature et la précision des résultats souhaités.

Nous avons présenté dans ce chapitre les différents modèles de discrétisations. Les modèles raffinés peuvent donner une description plus détaillée mais avec un temps de calcul important, par contre l'utilisation des modèles simplifiés (élément poutre multifibres, élément multicouches et macroéléments), permettent de réduire significativement les temps de calculs, et peuvent donner qualitativement de bonnes indications sur la distribution de l'endommagement dans les voiles.

Chapitre III

Méthodes d'analyse non

linéaires des voiles

III.1. Introduction

L'analyse du comportement des structures sous un chargement sismique peut s'effectuer par diverse méthodes d'analyses numériques. Les méthodes de calcul élastique simplifiées sont largement utilisées dans le dimensionnement des structures à voiles en béton armé. Facile à mettre en œuvre et bien assimilées par l'ingénieur, il est sûr qu'elles seront encore utilisées dans l'avenir, puisque dans la plupart des cas elles ont bien servi la profession. Cependant, lors d'un séisme majeur l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel, certaines règles, comme celles de l'ATC40 [1], FEMA273 [2] et l'Eurocode 8 [31], conscientes de ces limites recommandent l'utilisation des méthodes non linéaires. Une analyse temporelle non-linéaire peut représenter le comportement réel d'une structure surtout dans le cas des structures qui présentent des irrégularités en élévation et en plan [31], c'est la démarche la plus appropriée pour obtenir une réponse suffisamment fine. Cependant, la non disponibilité des accélérogrammes représentatifs pour la nature d'un site donné pose des difficultés majeures dans le choix du type d'excitation.

Vue la complexité associée à l'analyse non linéaire temporelle, des méthodes statiques ont été développées pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode d'analyse statique en poussée progressive « pushover » qui est une alternative simple et efficace à l'analyse dynamique temporelle.

L'objet de ce chapitre consiste à présenter les méthodes d'analyse non linéaires, en premier lieu l'analyse statique en poussée progressive « pushover », puis la méthode d'analyse dynamique temporelle. Ces deux méthodes serviront par la suite pour l'analyse de la capacité des voiles en béton armée sous un chargement sismique.

III.2. Analyse statique non linéaire

L'analyse du comportement non linéaire des voiles soumis à des charges latérales nécessite l'utilisation d'une méthode d'analyse permettant d'évaluer la réponse non linéaire en terme de déplacement, ductilité, distribution de dommage, mode de ruine,... etc. Certaines règles telles que l'ATC40 [1] et le FEMA273 [2] recommandent l'utilisation des méthodes statiques non linéaires. Une analyse statique non linéaire en poussée progressive "pushover" pourrait donner de bonnes indications sur le comportement sismique des voiles.

III.2.1. Définition de l'analyse PUSHOVER

L'analyse ' PUSHOVER ' est une procédure statique non-linéaire, dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à l'atteinte d'un état d'endommagement plastique considéré comme représentant la limite de ce qui est acceptable pour la sécurité. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (figure III.1) reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure. Cette courbe caractérise donc le comportement de la structure face à n'importe quelle sollicitation horizontale, indépendamment de son intensité [1].

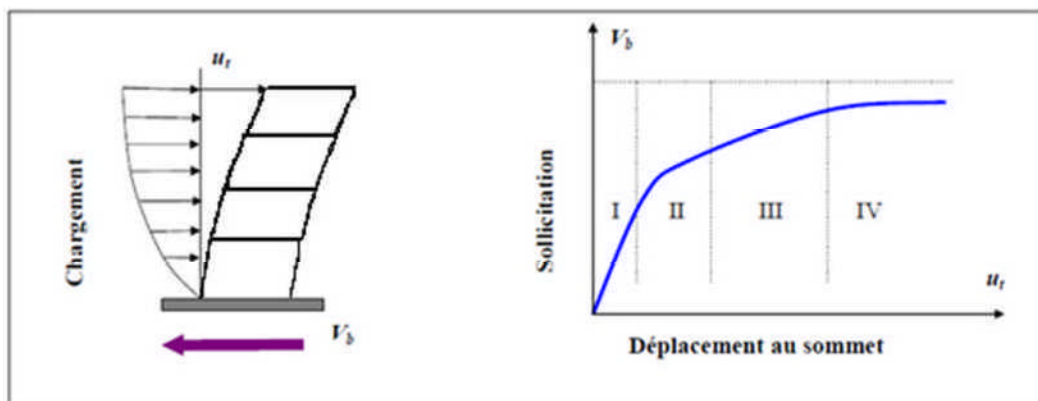


Figure III.1 : Signification physique de la courbe pushover.

Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force jusqu'au moment où elle perd complètement sa capacité de résistance. Ainsi plusieurs niveaux d'endommagement (I, II, III, IV) peuvent être distingués à travers cette représentation graphique (figure III.1).

Niveau I : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel.

Niveau II : correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Niveau III : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Niveau IV : la structure, fortement dégradée, est susceptible d'atteindre la ruine.

III.2.2. But de l'analyse Pushover

L'objectif de l'analyse "pushover" est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme; elle tend également à fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse, qui ne peuvent être obtenue par une simple analyse élastique, ou dynamique linéaire, telles que:

- ✓ Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie.
- ✓ Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
- ✓ Conséquence de la détérioration de la résistance des éléments.
- ✓ Identification des zones critiques siège de grandes déformations.

III.2.3. Procédure d'analyse par la méthode Pushover

- ✓ **Définition du nœud de contrôle** : le nœud de contrôle est le nœud qui permet de suivre le déplacement de la structure. Son déplacement par rapport à l'effort tranchant à la base permet d'obtenir la courbe de capacité (Pushover) de la structure.
- ✓ **Développement de la courbe Pushover** : qui inclut l'évaluation des distributions des forces. Pour avoir un déplacement semblable au déplacement réel dû au séisme, il est important d'utiliser une distribution des forces équivalente à la distribution attendue des forces d'inertie.
- ✓ **Estimation de la demande du déplacement** : ceci est une étape clé dans une analyse Pushover. Le nœud de contrôle est poussé pour atteindre le déplacement de la demande qui représente le déplacement maximal attendu résultant de l'intensité du séisme considéré.
- ✓ **Evaluation du niveau de performance** : l'évaluation de la performance est l'objectif principal d'une conception des structures. Une composante ou une action est considérée satisfaite si elle satisfait à un certain niveau de performance prescrit. Pour les actions avec contrôle en déformation, les demandes en déformation sont comparées aux capacités maximales admissibles. Pour les actions avec contrôle en chargement, la capacité de

résistance est comparée avec la demande en force. Si les valeurs admissibles sont dépassées, alors l'élément est supposé violer le critère de performance.

III.2.4. Distribution des forces latérales

L'un des aspects les plus critiques de la méthode statique non linéaire Pushover est la sélection du mode de chargement incrémental, car ce mode est censé représenter la distribution des forces d'inertie dans le calcul sismique. Ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme, mais dans cette analyse l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales doit être invariante, et que les déformations obtenues doivent être comparables à celles données par un calcul dynamique.

Ces hypothèses peuvent être raisonnables si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par la contribution des modes supérieurs. Ceci dit, si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisant. Cependant, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales des déplacements requis ni prévoir tout mécanisme de défaillance locales.

Il est recommandé [32] [1] d'utiliser au moins deux distributions des forces uniforme et modale :

- ✓ **Distribution uniforme** : c'est-à-dire que la force à chaque niveau (F_i) est proportionnelle à la masse de ce niveau telle qu'elle est donnée par la réglementation.

$$F_i = \left[\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right] V \quad (3.1)$$

Avec : W_i : le poids du niveau i .

h_i : la hauteur du niveau i par rapport à la base.

V : la force latérale totale.

- ✓ **Distribution modale** : qui est proportionnelle au produit des masses des niveaux par le mode fondamental déterminé lors de l'analyse élastique c'est-à-dire :

$$F_i = \left[\frac{W_i \phi_i}{\sum W_i \phi_i} \right] V \quad (3.2)$$

Avec ϕ_i : composante du vecteur modale au niveau i .

III.3. Analyse dynamique non linéaire

Le développement des études liées à la construction parasismique et l'apparition d'ordinateurs de plus en plus puissants ont donné une impulsion remarquable aux calculs dynamiques. Le calcul dynamique temporel ou l'analyse chronologique linéaire ou non linéaire en anglais «Time history analysis » est la forme la plus complète en termes d'analyse des structures en béton armé. Dans sa version non linéaire, on cherche à reproduire le comportement dynamique d'une structure dont le matériau, en l'occurrence le béton armé, subit des incursions dans le domaine post-élastique.

Un ensemble de méthodes de calcul sont maintenant disponibles pour effectuer l'analyse sismique des structures présentant des non linéarités. La méthode de calcul avancée est une analyse pas-à-pas de la réponse dynamique du système vis-à-vis d'un chargement sismique qui varie dans le temps. Elle se réalise à partir d'accélérogrammes réels ou artificiels.

III.3.1. Excitation sismique par accélérogrammes

L'analyse dynamique requiert l'utilisation des accélérations du sol qui définissent le mouvement sismique en fonction du temps. Il est défini par des courbes qui fluctuent de manière irrégulière autour de la valeur nulle et dont la durée est très variable, de l'ordre de quelques secondes à quelques dizaines de secondes, par exemple l'accélérogramme de Dar_El_Beida (figure III.2). Si on ne possède pas d'enregistrement de mouvement du sol d'un site donné, des enregistrements modifiés ou des accélérogrammes artificiels vont être générés pour représenter le scénario sismique à la base des structures.

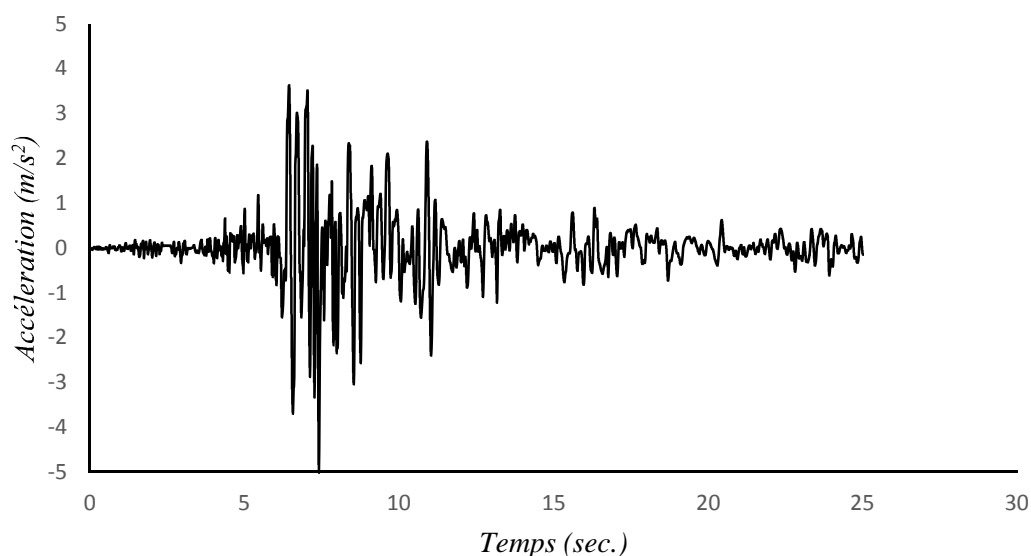


Figure III.2 : Accélérogramme de Dar-El-Beida.

III.3.2. Nature des accélérogrammes

On distingue trois types d'accélérogrammes :

- Des accélérogrammes naturels issus de banques de données de séismes réels. Ils sont obtenus par des enregistrements directs sur site à l'aide de captures spécifiques.
- Des accélérogrammes synthétiques obtenus par transformations des enregistrements (augmentation de l'amplitude, étirement de la durée du séisme,...etc).
- Des accélérogrammes artificiels obtenus par des méthodes mathématiques (décomposition en une somme de sinusoides, calculs statistiques,...etc).

III.3.3. Analyse dynamique temporelle

L'analyse dynamique non linéaire temporelle est considérée dans l'EC8 [31] comme une méthode générale pour le calcul des réponses sous les charges sismiques. En tenant compte des caractéristiques inélastiques des éléments structuraux et des caractéristiques du séisme, elle permet d'obtenir la réponse dynamique à chaque incrément de temps et fournit les demandes de ductilité et les déformations maximales développées par la structure. Les calculs se font ainsi pas à pas jusqu'à ce qu'un déplacement maximal est atteint ou jusqu'à ce que l'instabilité totale de la structure est atteinte. Le pas de temps est utilisé pour pouvoir contrôler l'incrément de l'accélération du sol, qui contrôle à son tour l'incrément des forces appliquées.

De manière générale, le calcul dynamique temporel est basé sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique incrémentale dans laquelle les forces élastique et d'amortissement sont des fonctions non linéaires du déplacement et de la vitesse.

Si on considère un système caractérisé par : m , k , c et $p(t)$ tel que m représente la masse, k la rigidité, c représente l'amortissement du système et $p(t)$ un chargement quelconque. A tout instant t , l'équilibre des forces agissant sur la masse s'écrit comme suit :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (3.3)$$

Et après un court instant Δt , l'équation devient :

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (3.4)$$

La différence entre les deux équations (3.3) et (3.4) nous donne la forme incrémentale de l'équation du mouvement pour l'intervalle de temps Δt :

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \quad (3.5)$$

Les forces incrémentales de cette équation peuvent s'exprimer comme suit :

$$\Delta f_I(t) = f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta\ddot{v}(t) \quad (3.6)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{v}(t) \quad (3.7)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t)\Delta v(t) \quad (3.8)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t) \quad (3.9)$$

La masse est supposée constante ; les termes $c(t)$ et $k(t)$ représentent les caractéristiques d'amortissement et de rigidité correspondant à la vitesse et au déplacement relatifs à cet intervalle, on utilise les pentes tangentes définies au début de chaque intervalle de temps :

$$c(t) = \frac{df_D}{dv} \quad \text{et} \quad k(t) = \frac{df_S}{dv} \quad (3.10)$$

La substitution des expressions des forces mène à la forme finale de l'équation incrémentale de l'équilibre à l'instant t :

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (3.11)$$

Les propriétés des matériaux peuvent dans ce type d'analyse présenter n'importe quelle forme de non-linéarité. Ainsi, la force de rappel f_S ne doit pas dépendre que du déplacement, car un matériau élastique non linéaire a un comportement hystérétique non linéaire qui pourrait être choisi avec une force qui dépend de l'histoire passée de la déformation aussi bien que la valeur actuelle du déplacement ; la seule condition est que les caractéristiques de rigidité soient complètement définies par l'histoire passée et par l'état actuel de la déformation [33].

III.3.3.1. Méthodes d'intégration pas à pas

De nombreuses méthodes s'offre à nous pour l'intégration numérique de l'équation incrémentale d'équilibre (3.11), la technique utilisée ici est simple dans son principe, mais s'est avérée donner d'excellents résultats pour relativement peu de calculs. L'hypothèse de base du procédé est que l'accélération varie linéairement au sein de chaque incrément de temps, et que les caractéristiques du système restent constantes sur tout cet intervalle. Le mouvement de la masse ainsi que les équations relatives à la variation linéaire supposée de l'accélération, et les variations quadratique et cubique correspondantes de la vitesse et du déplacement sont représentés sur la figure (III.3), les calculs de ces dernières expressions à la fin de l'intervalle ($\tau \equiv \Delta t$) mène aux équations suivantes pour les incréments de vitesse et de déplacement :

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta \ddot{v} \frac{\Delta t}{2} \quad (3.12)$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \ddot{v} \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{6} \quad (3.13)$$

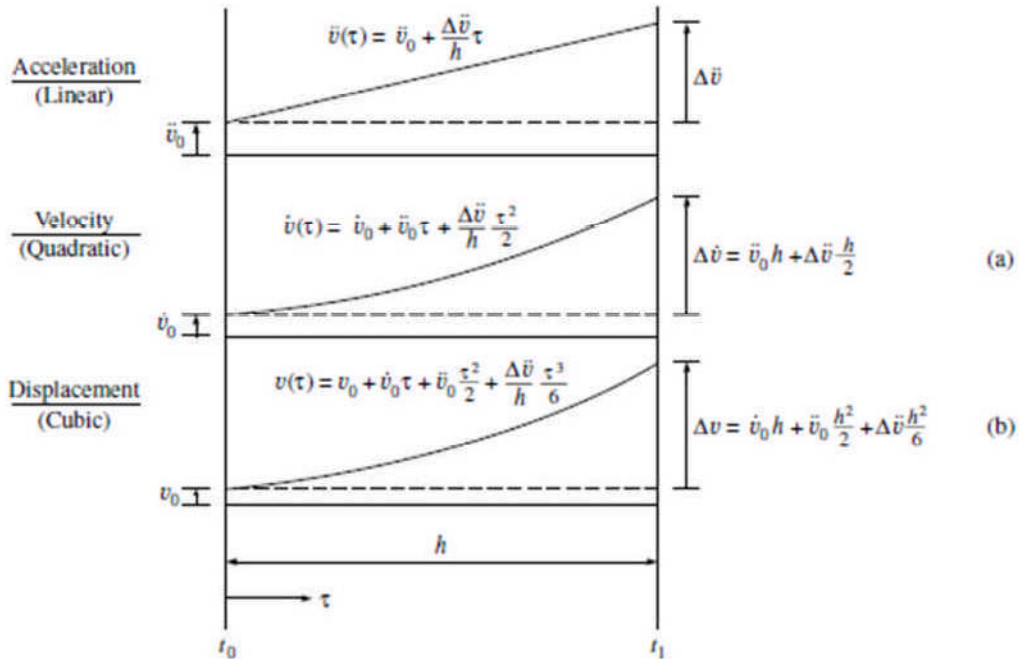


Figure III.3 : Mouvement d'un système a accélération linéaire lors d'un incrément du temps.

Il sera dès lors commode d'utiliser le déplacement incrémental comme variable de base de l'analyse ; nous tirons donc l'accélération incrémentale de l'une des équations, et substituons cette expression dans l'autre pour obtenir :

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad (3.14)$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (3.15)$$

En remplaçant les équations (3.14), (3.15) dans l'équation incrémentale (3.11) du mouvement on aura :

$$m \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (3.16)$$

Enfin, en transférant dans le second membre tous les termes associés aux conditions initiales connues, ce qui aboutit à :

$$\bar{k}(t)\Delta v(t) = \Delta\bar{p}(t) \quad (3.17)$$

$$\bar{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2}m + \frac{3}{\Delta t}c(t) \quad (3.18)$$

$$\Delta\bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad (3.19)$$

L'équation (3.17) est équivalente à l'expression d'un équilibre incrémental statique, on peut en tirer le déplacement incrémental en divisant la charge incrémentale par la rigidité. Le comportement dynamique est pris en compte en faisant intervenir les effets d'inertie et d'amortissement dans les termes de charge effective et de rigidité. Après avoir obtenu l'incrément du déplacement, on pourra avoir la vitesse incrémentale.

La vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément sont données par :

$$\dot{v}(t + \Delta t) = \dot{v}(t) + \Delta\dot{v}(t) \quad (3.20)$$

$$v(t + \Delta t) = v(t) + \Delta v(t) \quad (3.21)$$

Ainsi, quand les calculs pour cet incrément sont terminés le processus peut être repris pour l'intervalle suivant [33].

III.3.3.2. Théorie de calcul pas à pas avec la correction de Newmark

III.3.3.2.1. Schéma d'intégration de Newmark

On rappelle que l'analyse temporelle permet d'obtenir la réponse de la structure à une excitation imposée dans un intervalle de temps déterminé. L'analyse consiste donc à résoudre l'équation réécrite sous la forme suivante :

$$M\ddot{v}(t) + C\dot{v}(t) + Kv(t) = -M\ddot{Z}(t) = P(t) \quad (3.22)$$

Dans laquelle \ddot{v}, \dot{v}, v représentent respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement et \ddot{Z} l'accélération du sol. La méthode de Newmark consiste à calculer le déplacement induit de la masse potentiellement instable supposée rigide lorsque l'accélération dépasse une valeur critique correspondant à l'équilibre limite. Pour déterminer les valeurs de déplacement et de vitesse pour un pas d'intégration, on utilise le développement en séries de Taylor avec reste intégral. On a:

$$f(t_n + \Delta t) = f(t_n) + \Delta t \dot{f}(t_n) + \frac{\Delta t^2}{2} f''(t_n) + \dots + \frac{\Delta t^s}{s!} f^{(s)}(t_n) + R_s(t) \quad (3.23)$$

Où $R_s(t)$ est le reste du développement d'ordre s .

$$R_s(t) = \frac{1}{s!} \int_{t_n}^{t_n + \Delta t} (t_n + \Delta t - \tau)^s f^{(s+1)}(\tau) d\tau \quad (3.24)$$

Le déplacement et la vitesse au temps t_{n+1} s'exprime :

$$\dot{v}_{n+1} = \dot{v}_n + \int_{t_n}^{t_{n+1}} \ddot{v}(\tau) d\tau \quad (3.25)$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t \dot{v}_n + \int_{t_n}^{t_{n+1}} (t_{n+1} - \tau) \ddot{v}(\tau) d\tau \quad (3.26)$$

Où les intégrales représentent respectivement les restes à l'ordre zéro et à l'ordre un du développement en série de Taylor et τ est la variable d'intégration. D'après la formule de Taylor, l'expression de $\ddot{v}(\tau)$ dans l'intervalle $[t_n, t_{n+1}]$ en fonction de v_n et v_{n+1} :

$$\ddot{v}(t_n) = \ddot{v}(\tau) + (t_n - \tau) v^{(3)}(\tau) + \frac{(t_n - \tau)^2}{2!} v^{(4)}(\tau) + \dots \quad (3.27)$$

$$\ddot{v}(t_{n+1}) = \ddot{v}(\tau) + (t_{n+1} - \tau) v^{(3)}(\tau) + \frac{(t_{n+1} - \tau)^2}{2!} v^{(4)}(\tau) + \dots \quad (3.28)$$

Multipliant par $(1 - \gamma)$ et par γ et additionnons membre à membre ces équations, nous obtenons :

$$\ddot{v}(\tau) = (1 - \gamma) \ddot{v} + \gamma \ddot{v}_{n+1} + (\tau - t_n - \gamma \Delta T) v^{(3)}(\tau) + \dots \quad (3.29)$$

Multipliant de même par $(1 - 2\beta)$ et par 2β et additionnons membre à membre les équations (3.27) et (3.28), nous obtenons :

$$\ddot{v}(\tau) = (1 - 2\beta) \ddot{v} + 2\beta \ddot{v}_{n+1} + (\tau - t_n - 2\beta \Delta T) v(\tau) + \dots \quad (3.30)$$

Après intégration par partie multiple du troisième terme, suivi, à chaque fois d'un développement limité de la dérivé troisième du déplacement, nous trouvons les formules de quadrature numérique suivantes :

$$\int_{t_n}^{t_{n+1}} \ddot{v}(\tau) d\tau = (1 - \gamma) \Delta t \dot{v}_n + \gamma \Delta t \dot{v}_{n+1} + \left(\frac{1}{2} - \gamma\right) \Delta t^2 v^{(3)}(t_n) + O\left(\Delta t^3 v^{(4)}(\tilde{\tau})\right), t_n \leq \tilde{\tau} \leq t_{n+1} \quad (3.31)$$

$$\int_{t_n}^{t_{n+1}} (t_{n+1} - \tau) \ddot{v}(\tau) d\tau = \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \dot{v}_n + \beta \Delta t^2 \dot{v}_{n+1} + \left(\frac{1}{6} - \beta\right) \Delta t^3 v^{(3)}(t_n) + O\left(\Delta t^4 v^{(4)}(\tilde{\tau})\right), \quad (3.32)$$

$$t_n \leq \tilde{\tau} \leq t_{n+1}$$

L'expression de la vitesse au temps t_{n+1} :

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t \dot{v}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{v}_n + \beta \Delta t^2 \ddot{v}_{n+1} + \left(\frac{1}{6} - \beta\right) \Delta t^3 v^{(3)}(\tilde{\tau}), t_n < \tilde{\tau} < t_{n+1} \quad (3.33)$$

En tenant compte du fait que Δt est très petit, on peut négliger les termes qui contiennent Δt élevé à une puissance supérieure à deux pour le déplacement et à une puissance supérieure à un pour la vitesse, ce qui conduit aux expressions suivantes pour la vitesse et le déplacement à la fin du pas d'intégration :

$$\dot{v}_{n+1} = \dot{v}_n + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{v}_n + \gamma \Delta t \ddot{v}_{n+1} \quad (3.34)$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t \dot{v}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{v}_n + \beta \Delta t^2 \ddot{v}_{n+1} \quad (3.35)$$

Où les constantes γ et β sont les paramètres de la formule de quadrature. Le paramètre γ est un facteur de pondération variant linéairement entre l'influence de l'accélération à t_n et de l'accélération à t_{n+1} sur l'incrément de vitesse. Le facteur β est aussi une pondération de l'influence de l'accélération à t_n et de l'accélération à t_{n+1} sur l'incrément de déplacement. γ peut prendre toutes les valeurs dans l'intervalle $[0,1]$ et β dans l'intervalle $[0, \frac{1}{2}]$ et définissent la variation de l'accélération durant le pas de temps Δt .

III.3.3.2. Méthode de Newmark

On écrit l'équation (3.34) sous la forme incrémentale suivante :

$$\Delta \dot{v} = \Delta t \ddot{v}_n + \gamma \Delta t \Delta \ddot{v} \quad (3.36)$$

$$\Delta \dot{v} = \dot{v}_{n+1} - \dot{v}_n \quad (3.37)$$

$$\text{Ou } \Delta \ddot{v} = \ddot{v}_{n+1} - \ddot{v}_n \quad (3.38)$$

Et l'équation (3.35) comme suit :

$$\Delta v = \Delta t \dot{v}_n + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{v}_n + \beta \Delta t^2 \Delta \ddot{v}, \quad (3.39)$$

$$\Delta v = v_{n+1} - v_n \quad (3.40)$$

$$\text{Où } \Delta \ddot{v} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta v - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{v}_n - \frac{1}{2\beta} \ddot{v}_n \quad (3.41)$$

Après substitution de (3.41) dans (3.39), nous obtenons :

$$\Delta \dot{v} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta v - \frac{\gamma}{\beta} \dot{v}_n - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) \Delta t \ddot{v}_n \quad (3.42)$$

Substituons finalement (3.41) et (3.42) pour obtenir :

$$\hat{k}_n \Delta v = \Delta \hat{p} \quad (3.43)$$

$$\text{Où : } \hat{k}_n = k_n + \frac{m}{\beta \Delta t^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (3.44)$$

$$\text{Et : } \Delta \hat{p} = \Delta p + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{v}_n + \frac{1}{2\beta} \ddot{v}_n \right) m + \left[\frac{\gamma}{\beta} \dot{v}_n + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{v}_n \right] c \quad (3.45)$$

Après avoir calculer Δv de l'équation (3.43), on calcul $\Delta \dot{v}$ à partir de l'équation (3.42), et v_{n+1} et \dot{v}_{n+1} sont obtenus en additionnant Δv et $\Delta \dot{v}$ à v_n et \dot{v}_n respectivement. L'incrément d'accélération $\Delta \ddot{v}$ peut être calculé de l'équation (3.41) et l'accélération au temps t_{n+1} est obtenue en additionnant cet incrément à l'accélération au début du pas de temps \ddot{v}_n [34].

En général, la méthode de Newmark est conseillée dans le cas d'instant courts comme les enregistrements sismiques. La précision de la résolution obtenue dépend de la précision d'intégration numérique qui est définie par la valeur de l'intervalle de temps Δt . D'après les équations précédentes, on remarque bien qu'il s'agit d'une démarche calculatoire qui donne les paramètres du mouvement (déplacement, vitesse, accélération) à l'instant t_{n+1} à partir des valeurs à l'instant t_n .

III.3.3.3. Théorie de calcul pas à pas avec la correction de HHT. α

Afin d'éliminer les erreurs $\Delta t(t) = (\Delta t)^m$ dues aux vibrations parasites, où m est le taux de convergence. Pour la méthode de Newmark, pour $\gamma = 1/2$ on a $m=2$ on dit qu'on a une précision du second ordre et pour $m=1$ la précision est du premier ordre pour toute autre valeur de γ .

La méthode de Newmark ne présente pas d'amortissement pour $\gamma = 1/2$ ce qui diminue la précision de la méthode. Cela a été éliminé par Hilber, Hughes et Taylor à travers la proposition d'un schéma alternatif HHT. α . La principale innovation de cette méthode est l'ajout d'un nouveau coefficient de dissipation α dans l'équation différentielle du mouvement. Elle garde les équations aux différences de Newmark (3.34) et (3.35) et modifie les équations d'équilibre dynamique comme suit :

$$M\ddot{v}_{n+1} + (1 + \alpha)C\dot{v}_{n+1} - \alpha C\dot{v}_n + (1 + \alpha)Kv_{n+1} - \alpha Kv_n = (1 + \alpha)p_{n+1} - \alpha p_n \quad (3.47)$$

La mise en œuvre de ce schéma d'intégration se fait de façon similaire aux schémas de Newmark. Substituons (3.41) et (3.42) dans l'équation (3.47) pour obtenir :

$$\hat{k}v_{n+1} = \hat{p}_{n+1} \quad (3.48)$$

Dans laquelle

$$\hat{k} = (1 + \alpha)K + (1 + \alpha) \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + \frac{1}{\beta \Delta t^2} M \quad (3.49)$$

$$\begin{aligned} \hat{p}_{n+1} = & (1 - \alpha)P_{n+1} - \alpha P_n + M \left[\frac{1}{\beta \Delta t^2} v_n + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{v}_n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{v}_n \right] + C \left[(1 - \alpha) \frac{\gamma}{\beta \Delta t} v_n + \right. \\ & \left. (1 + \alpha) \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{v}_n + (1 + \alpha) \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{v}_n \right] + C\alpha \dot{v}_n + K\alpha v_n \end{aligned} \quad (3.50)$$

Où l'on constate que, pour $\alpha \in \left[-\frac{1}{3}, 0 \right]$, $\gamma = \frac{1-2\alpha}{2}$ et $\beta = \frac{(1-\alpha)^2}{4}$, on obtient un schéma d'intégration inconditionnellement stable du second ordre. Une diminution de α , qui est un terme négatif, entraîne une augmentation de la dissipation numérique d'énergie.

III.4. Analyse par spectre de réponse

La réponse dynamique des structures soumises à des excitations sismiques doit être déterminée et présentée de sorte que l'ingénieur concepteur puisse l'exploiter de façon pratique. Pour cela l'analyse est généralement représentée à travers un spectre de réponse. Dans le cas d'une structure soumise à des mouvements sévères du sol une extension vers le concept d'analyse inélastique est imposée. La réponse du système qui présente des non linéarités est alors caractérisée par un spectre de déplacement, vitesses ou d'accélération inélastiques [35].

le spectre de réponse est un diagramme donnant la réponse maximale d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique en terme de déplacement, de vitesse ou d'accélération, exprimée en fonction de sa période propre, de sa pulsation propre ou bien de sa fréquence propre. C'est une mesure de contenu fréquentiel de l'excitation (figure III.4).

En dynamique des structures, la réponse représentée en spectre est d'un intérêt très pratique pour l'ingénieur. La réponse maximale, donc l'effort sismique maximal auquel est soumis l'oscillateur peut être évalué à partir d'une simple lecture sur le diagramme du spectre de réponse. En général, le spectre de réponse dépend de l'excitation des structures étudiées [35].

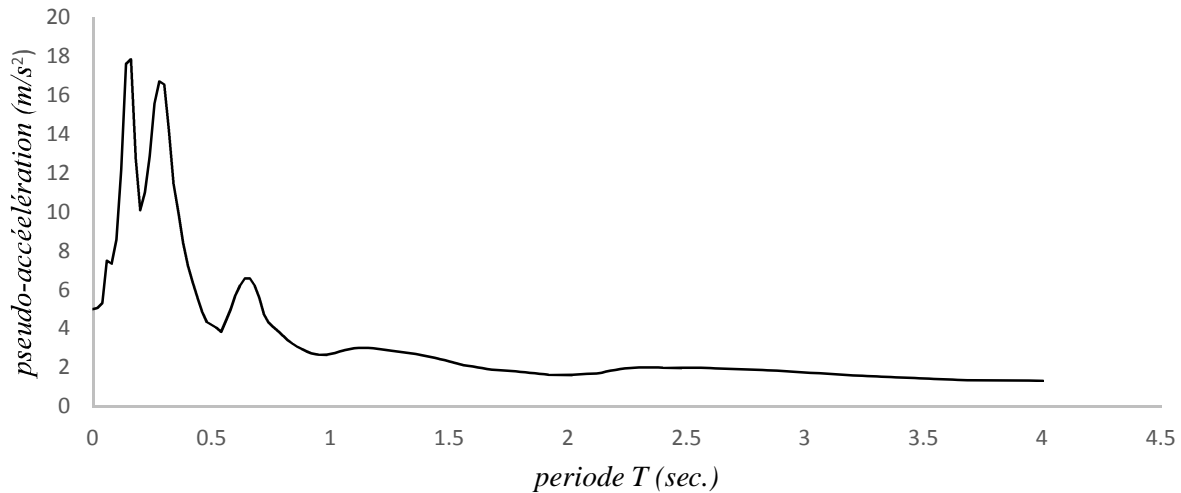


Figure III.4 : Spectre de réponse en pseudo accélération de Dar_El_Beida.

III.5. Conclusion

Dans le but d'évaluer la capacité d'une structure sous excitations latérales, on a définie deux méthodes d'analyse non linéaire. Vue sa performance pour l'évaluation des mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages lors d'une excitation sismique d'une manière simple et efficace, l'analyse statique simplifiée en poussée progressive 'Pushover' est recommandée par les guides de génie parasismiques FEMA [2], ATC [1] et L'Eurocode8 [31]

Une autre méthode plus générale, basée sur une analyse dynamique temporelle plus complexe, permet de représenter le comportement réel des structures lors d'une excitation sismique. Le choix du type d'excitation, présenté sous forme d'accélérogrammes, est délicat vue le manque des enregistrements réels dans une région donnée. L'Eurocode 8 [31] recommande d'utiliser plusieurs accélérogrammes, le minimum requis étant de trois accélérogrammes. Bien que l'analyse temporelle ait un grand intérêt dans l'analyse des structures, l'aspect pratique que peut fournir le spectre de réponse favorise son utilisation dans la conception parasismique.

Chapitre IV

Modélisation et analyse du
comportement des voiles par
différentes méthodes

comportement des voiles par

IV.1. Introduction

L'analyse du comportement non linéaire des voiles en béton armé sous un séisme majeur fait l'objet de plusieurs recherches, en vue de l'amélioration de nos connaissances sur leur comportement qui exige une approche de modélisation fiable et robuste, tenant compte de plusieurs paramètres importants de matériau et de géométrie. Dans ce chapitre, une approche de modélisation dite semi globale simplifiée est proposée pour étudier le comportement des voiles. La modélisation consiste à utiliser en premier lieu un modèle coques multicouches, fréquemment employé pour la représentation du comportement des voiles [36] [18] puis une représentation par un modèle fibres.

Afin de comparer entre ces deux modèles, un calcul consiste en première étape à effectuer une analyse statique en poussée progressive (pushover) en évaluant deux cas de distribution de la charge latérale : triangulaire et uniforme, pour détecter la capacité des voiles. Une deuxième étape consiste à effectuer une analyse dynamique temporelle plus rigoureuse et plus complète, qui permet de reproduire plus fidèlement le comportement des voiles et de connaître ses états de capacité à différent instant du séisme, cette analyse sera effectuée en utilisant trois accélérogrammes (OAK, IMPERIAL_VALEY, DAR_EL_BEIDA) qui permet d'obtenir l'évolution des déplacements ainsi que l'effort tranchant à travers le temps.

Le but de ce chapitre est de présenter les résultats de l'analyse du comportement des voiles à travers deux approches de modélisations (fibres et multicouches) et en s'appuyant sur deux méthodes d'analyses : analyse statique non linéaire «Pushover», et l'analyse dynamique non linéaire «ADNL».

IV.2. Présentation des voiles étudiés

Notre étude a porté sur deux types de voiles de contreventement, le premier appartient à un bâtiment (R+10+sous-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portiques) [37]. Le deuxième appartient à un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (voile-portique) [38]. Le tableau suivant montre les caractéristiques des deux voiles. Les figures (IV.1) et (IV.2) montrent le détail de ferrailage des deux voiles :

	Hauteur (m)	Section (m ²)	Section d'armature verticale (cm ²)	Section d'armature horizontale (cm ²)	Chargement vertical par étage (KN)
Voile 1	33.66	0.2*4.2	138.24	5.65	143.3712
Voile 2	27.54	0.15*2.5	15.83	2.26	39.926875

Tableau IV.1 : Caractéristiques des voiles étudiés.

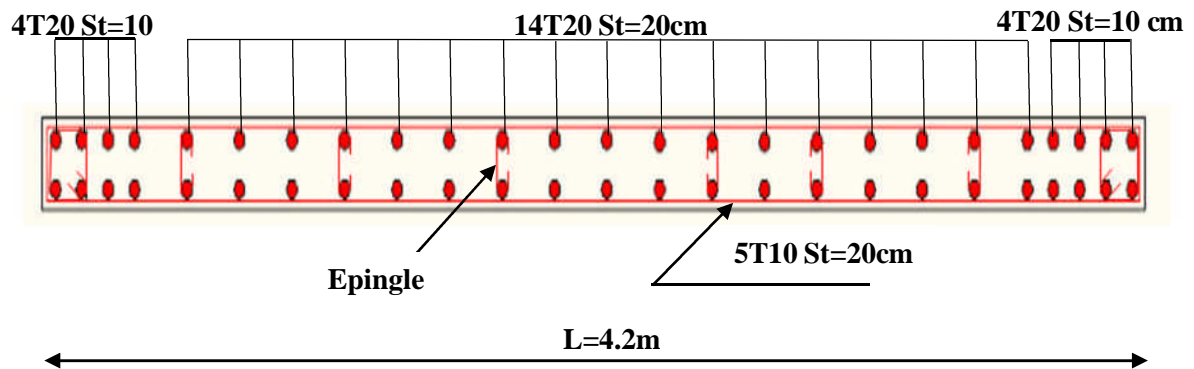


Figure IV.1 : schéma de ferrailage du voile de 4.2m de largeur.

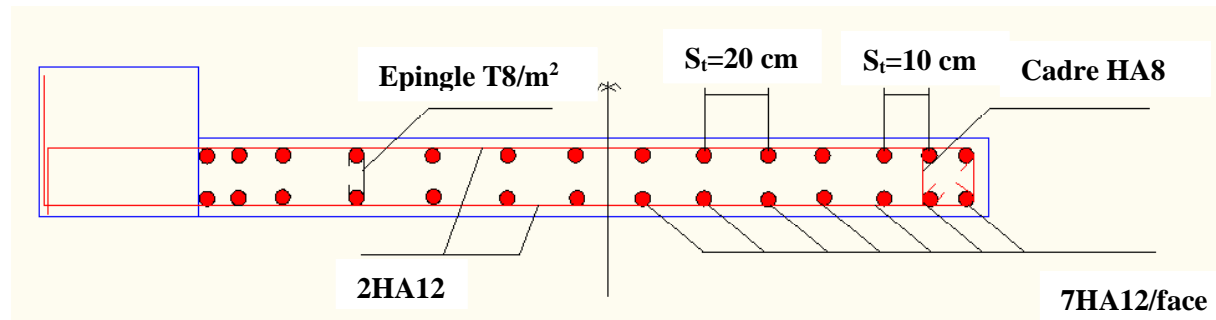


Figure IV.2 : schéma de ferrailage du voile de 2.5m de largeur.

IV.3. Lois de comportement des matériaux béton et acier

IV.3.1. Loi de comportement du béton

La relation contrainte-déformation choisie pour simuler le comportement du béton est basée sur le modèle développé par Mander. La courbe utilisée dans ce modèle est celle qui existe dans le logiciel SAP2000 montrée sur la figure IV.3. Les paramètres liés à la courbe-enveloppe de compression et de traction du béton sont : la contrainte de résistance à la compression f_{bc} , la déformation due à la contrainte de compression maximale ε_{bc} , le module de Young initiale E_c , et la contrainte de rupture du béton f_{bcu} , la contrainte et la déformation en traction sont respectivement f_{bt} et ε_{bt} .

Béton	Paramètres	
Compression	f_{bc} (MPa)	25
	ε_{bc}	0.002
	E_c (MPa)	32164.195
	f_{bcu} (MPa)	22.34
Traction	f_{bt} (MPa)	2.1
	ε_{bt}	6.52903E-05

Tableau IV.2 : Paramètres définissant le comportement du béton.

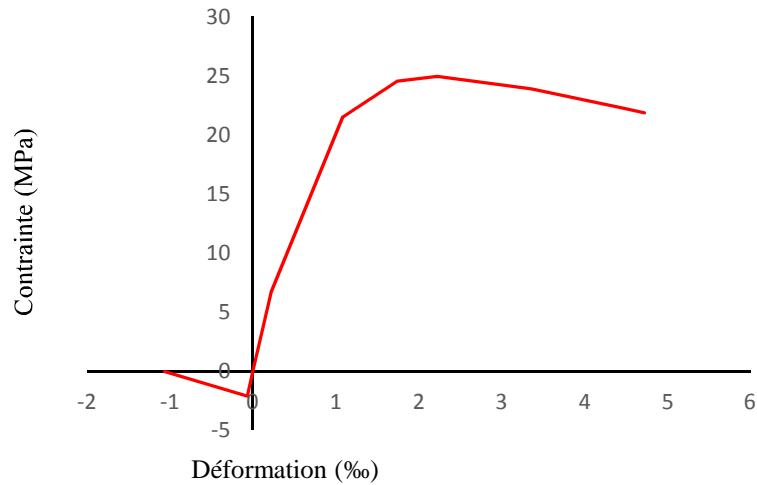


Figure IV.3 : Loi de comportement du béton : Mander_SAP2000.

IV.3.2. Loi de comportement de l'acier

Le comportement de l'acier utilisé dans cette étude est celui de Park qui existe dans le logiciel SAP2000 montré par la figure IV.4. Le modèle permet de représenter le comportement uniaxial des armatures du béton armé sous chargement monotone. Les caractéristiques liées au comportement de l'acier sont : la limite élastique f_y , la déformation due à la limite élastique ε_y , la limite de rupture f_u et la déformation correspondante ε_u avec le module tangent E_s .

Acier	Paramètres	
	E_s (MPa)	200000
	f_y (Mpa)	400
	f_u (Mpa)	500
	ε_y	0.002
	ε_u	0.1

Tableau IV.3 : paramètres définissant le comportement de l'acier.

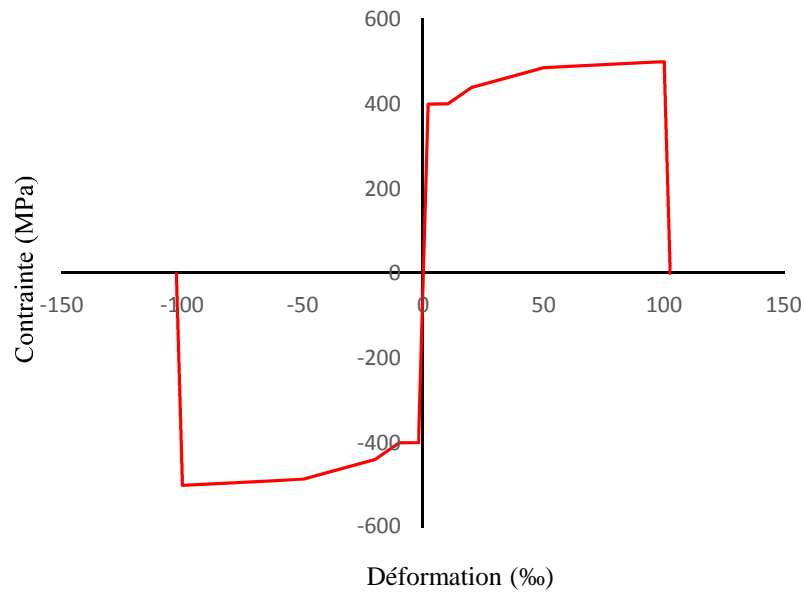


Figure IV.4 : Loi de comportement de l'acier : Park_SAP2000.

IV.4. Discrétisation des voiles

IV.4.1. Modèle multicouches

Le voile étudié est divisé en trois (3) couches : une couche de béton d'épaisseur équivalente à l'épaisseur du voile, et deux (2) couches d'acier de section équivalentes à chaque nappe d'armatures, à chaque couche est affectée une loi de comportement (Mander pour le béton et Park pour l'acier).

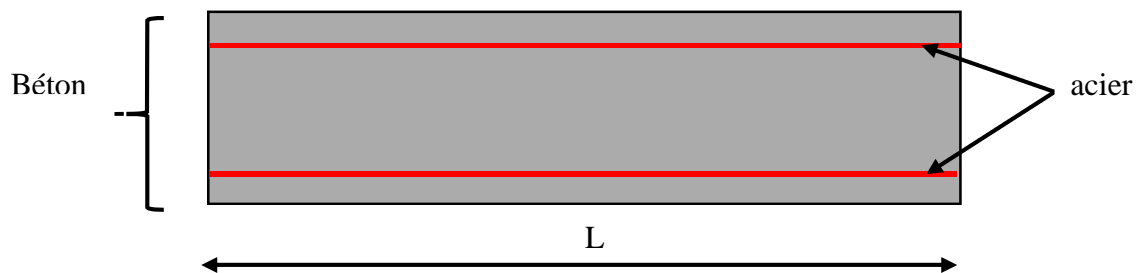


Figure IV.5 : Discrétisation du voile en couches

IV.4.2. Modèle fibres

La modélisation du voile en fibres est basée sur la résolution d'un problème de poutre dont la section hétérogène est divisée en plusieurs fibres. Chaque fibre est dotée d'un comportement uniaxial correspondant au matériau la constituant.

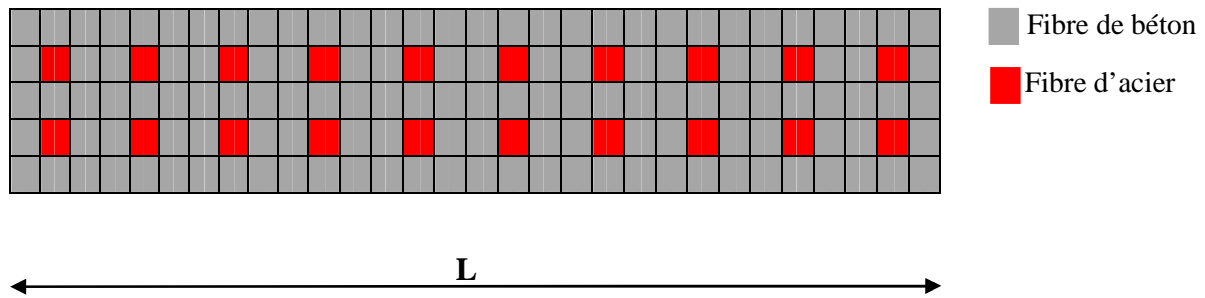


Figure IV.6 : Discretisation du voile en fibres.

IV.5. Analyse statique non linéaire Pushover

L'analyse pushover consiste à établir une courbe effort-déplacement unique pour caractériser le comportement du voile. L'analyse est effectuée en utilisant deux modes de chargements latéraux afin de comparer entre les approches de modélisations (fibres et multicouches) pour chaque mode.

IV.5.1. Modes de chargements latéraux

L'objectif de l'analyse pushover est d'évaluer la performance des voiles à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. Il y a plusieurs critères qui affectent la précision de l'analyse, dont le choix de la forme du chargement latéral. Dans cette étude nous utiliserons deux distributions du chargement latérales tel que préconisé par l'EC8 [31], afin d'établir les courbes de capacité pour chaque cas. Les deux cas de chargements latéraux sont montrés sur la figure (IV.7).

Le chargement triangulaire suit l'allure du mode1 donné par l'analyse modale.

Le chargement uniforme est un chargement unitaire appliqué à chaque niveau.

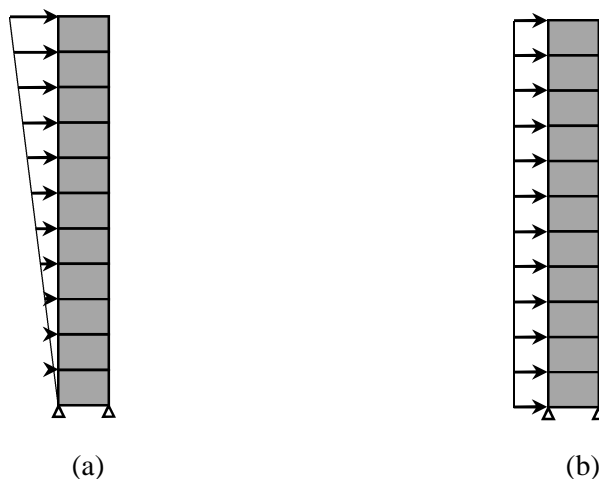


Figure IV.7 : Distributions des charges latérales :(a) distribution triangulaire, (b) distribution uniforme.

IV.5.2. Effet du maillage sur le modèle multicouches

Afin de fixer le maillage à utiliser pour la comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres, et de voir l'effet du maillage sur les résultats donnés par l'analyse pushover pour le modèle multicouches, on a effectué une étude paramétrique en variant le maillage et en traçant la courbe pushover dans chaque cas. Les maillages utilisés sont montrés sur la figure suivante (figure IV.8).

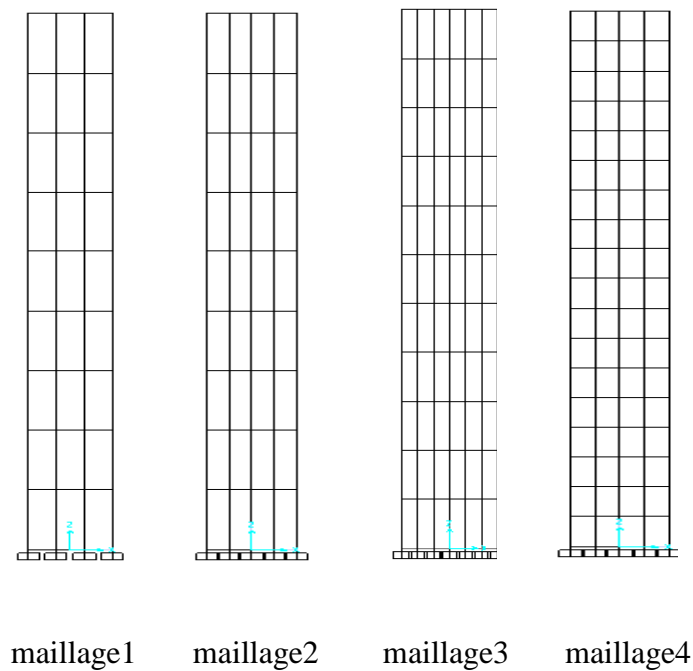


Figure IV.8 : Différents types de maillages.

Résultats d'analyse pour l'effet du maillage

a) Voile N°1 (voile de 4.2m)

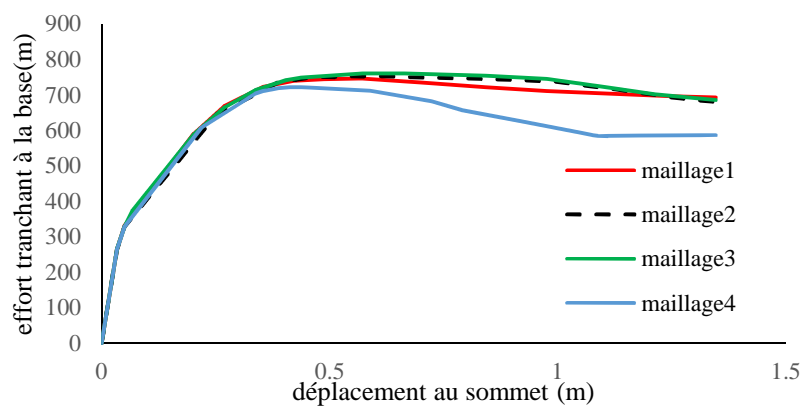


Figure IV.9 : Effet du maillage pour un chargement uniforme sur le voile N°1.

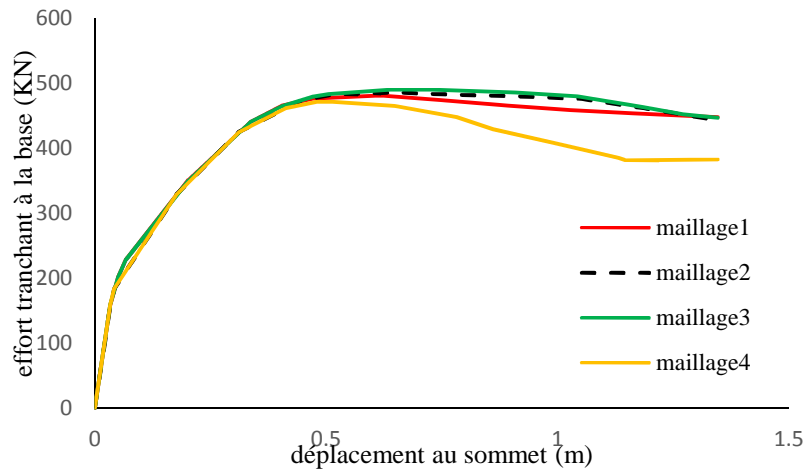


Figure IV.10 : Effet du maillage pour un chargement triangulaire sur le voile N°1.

Voile N°2 (voile de 2.5m)

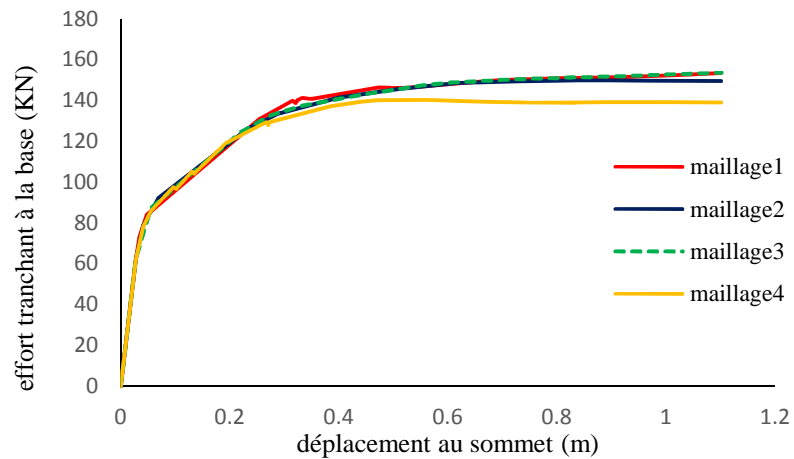


Figure IV.11 : Effet du maillage pour un chargement uniforme sur le voile N°2.

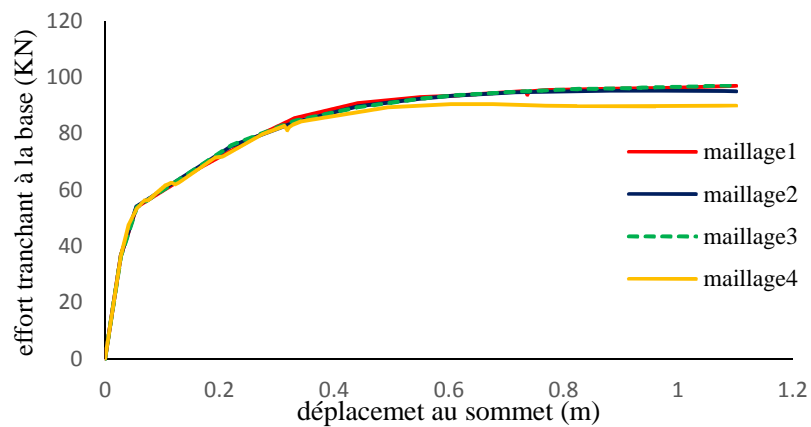


Figure IV.12 : Effet du maillage pour un chargement triangulaire sur le voile N°2.

D'après les figures ci-dessus (IV.9, IV.10, IV.11, IV.12), on constate que le maillage vertical n'a pas d'influence importante sur les résultats, tandis le raffinement du maillage horizontal sous-estime légèrement la courbe de capacité à partir d'un déplacement de 50cm.

Dans le but de réduire les temps d'exécutions on a choisi le maillage2 pour la comparaison entre les deux modèles.

IV.5.3. Effet du modèle sur la période propre

a) Voile N°1

Modèle	Multicouches	Fibres
Période linéaire (s)	0.90	0.92
Période non linéaire (s)	0.89	1.01

IV.4 : Effet du modèle sur la période fondamentale du voile N°1.

a) Voile N°2

Modèle	Multicouches	Fibres
Période linéaire (s)	0.91	0.93
Période non linéaire (s)	0.92	1.06

IV.5 : Effet du modèle sur la période fondamentale du voile N°2.

D'après les tableaux IV.4 et IV.5, on remarque que le modèle multicouches est insensible à la non linéarité. Tandis que la non linéarité induit une augmentation de la période dans le modèle fibres de l'ordre de 14%.

IV.5.4. Comparaison des deux modèles (fibres et multicouches)

a) Voile N°1 (voile de 4.2m)

La comparaison entre les deux modèles dans les deux cas de chargements latéraux est montrée sur les figures suivantes :

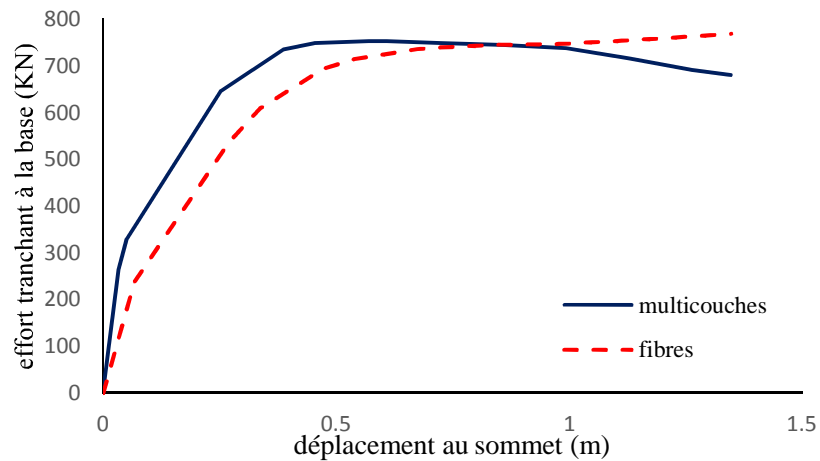


Figure IV.13 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement uniforme sur le voile N°1 (voile de 4.2m).

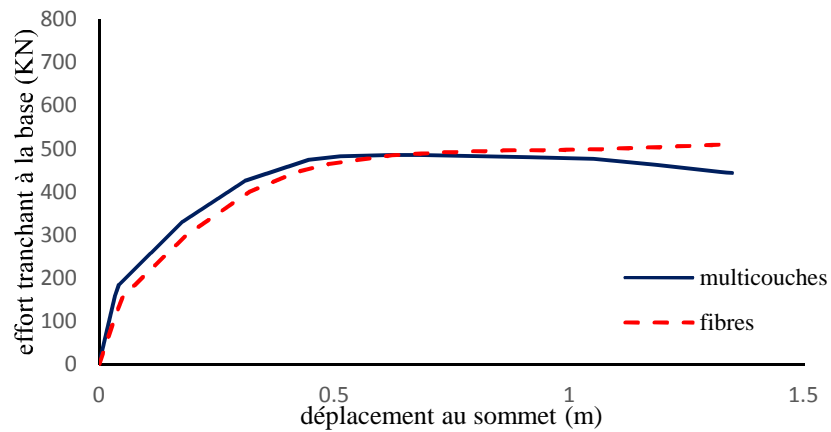


Figure IV.14 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement triangulaire sur le voile N°1.

a) Voile N°2 (voile de 2.5m)

On effectue la même procédure que celle du voile N°1, les résultats sont montrés par les figures suivantes :

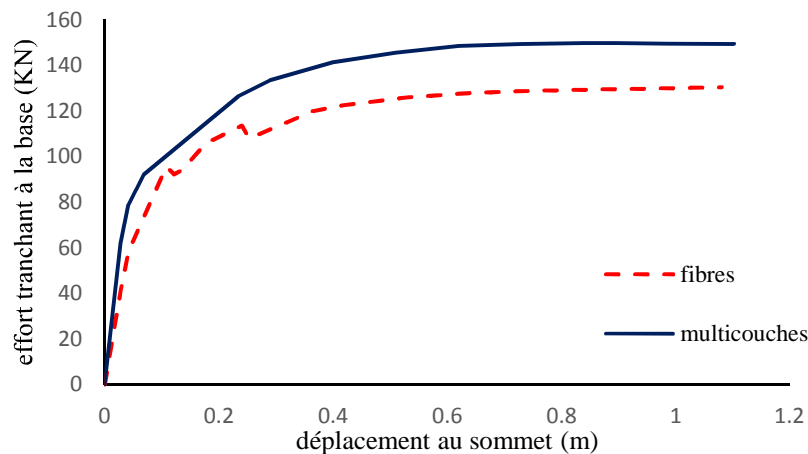


Figure IV.15 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement uniforme sur le voile N°2.

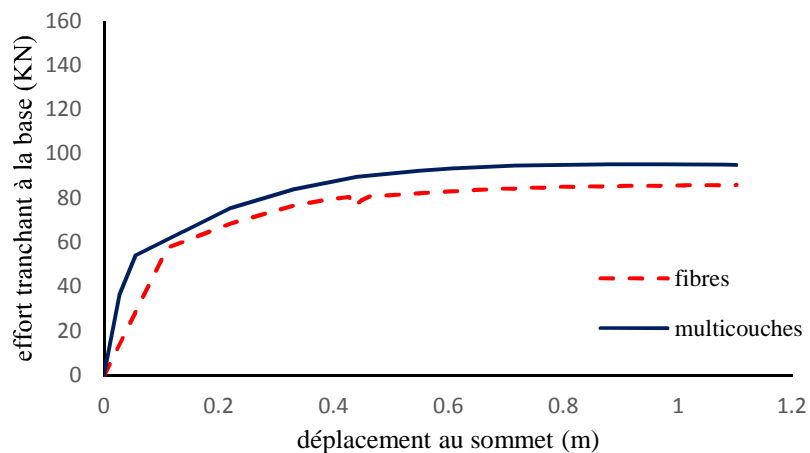


Figure IV.16 : Comparaison entre le modèle multicouches et le modèle fibres pour un chargement triangulaire sur le voile N°2.

Les figures IV.13, IV.14, IV.15 et IV.16 représentent l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement en tête traduisant ainsi le comportement global des voiles étudiés pour les deux modèles. On remarque que le type de chargement latéral (uniforme et triangulaire) affecte considérablement la capacité de résistance des voiles. Le chargement uniforme conduit à la mobilisation d'une grande capacité de résistance.

Suite à la comparaison des courbes de capacité des deux modèles pour les deux voiles et les deux cas de chargements, on constate que le modèle fibres présente une rigidité initiale inférieure à celle du modèle multicouches, ceci confirme le constat dégagé suite à l'étude de l'effet du modèle sur la période fondamentale. Par ailleurs, il est bien établi que l'introduction

des rotules plastiques « Fibre Hinge » dans les modèles « frames » induit un allongement de la période fondamentale comme souligné par exemple par (Aviram et *al.*) [39]. L'écart entre les deux modèles (fibres et multicouches) dans le cas du voile N°2 est plus importants que dans celui du voile N°1, il reste cependant faible pour l'analyse de la capacité sismique.

L'analyse comparative du comportement des voiles avec les deux modèles (fibres et multicouches) nous amène à conclure que les deux approches de modélisation donnent des résultats assez proches.

IV.6. Analyse dynamique temporelle non linéaire

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour l'analyse de la réponse temporelle afin d'éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme référence d'action sismique d'une région donnée. L'Eurocode 8 [31] prescrit l'usage d'un minimum de 3 accélérogrammes.

Dans cette étude, trois accélérogrammes ont été employés pour obtenir la réponse en déplacement ainsi que celle de l'effort tranchant à la base. Les différentes excitations sismiques considérées sont les suivantes :

- ✓ La composante nord sud d'El Centro du séisme d'Imperial Valley (1979) de PGA de 0.307g.
- ✓ La composante à 35° d'Oakland Outer Harbor Wharf du séisme de Loma Prieta (1989) de PGA de 0.281g.
- ✓ La composante nord sud de Dar El Beida du séisme de Boumerdes (2003) de PGA de 0.5g.

Les accélérogrammes de ces excitations sont montrés sur la figure IV.17.

La sélection de ces accélérogrammes est faite de sorte que les voiles étudiés subissent des excitations dont le contenu fréquentiel couvre largement le spectre règlementaire de dimensionnement tel que montrer sur la figure IV.18.

Dans le but de comparer entre le modèle fibres et le modèle multicouches, l'analyse dynamique a été d'abord réalisée en écartant l'effet de l'amortissement. Par la suite une étude paramétrique qui tient compte de la variation du pourcentage d'amortissement sous une excitation sismique a été conduite pour observer l'effet de ce dernier sur la réponse des deux modèles.

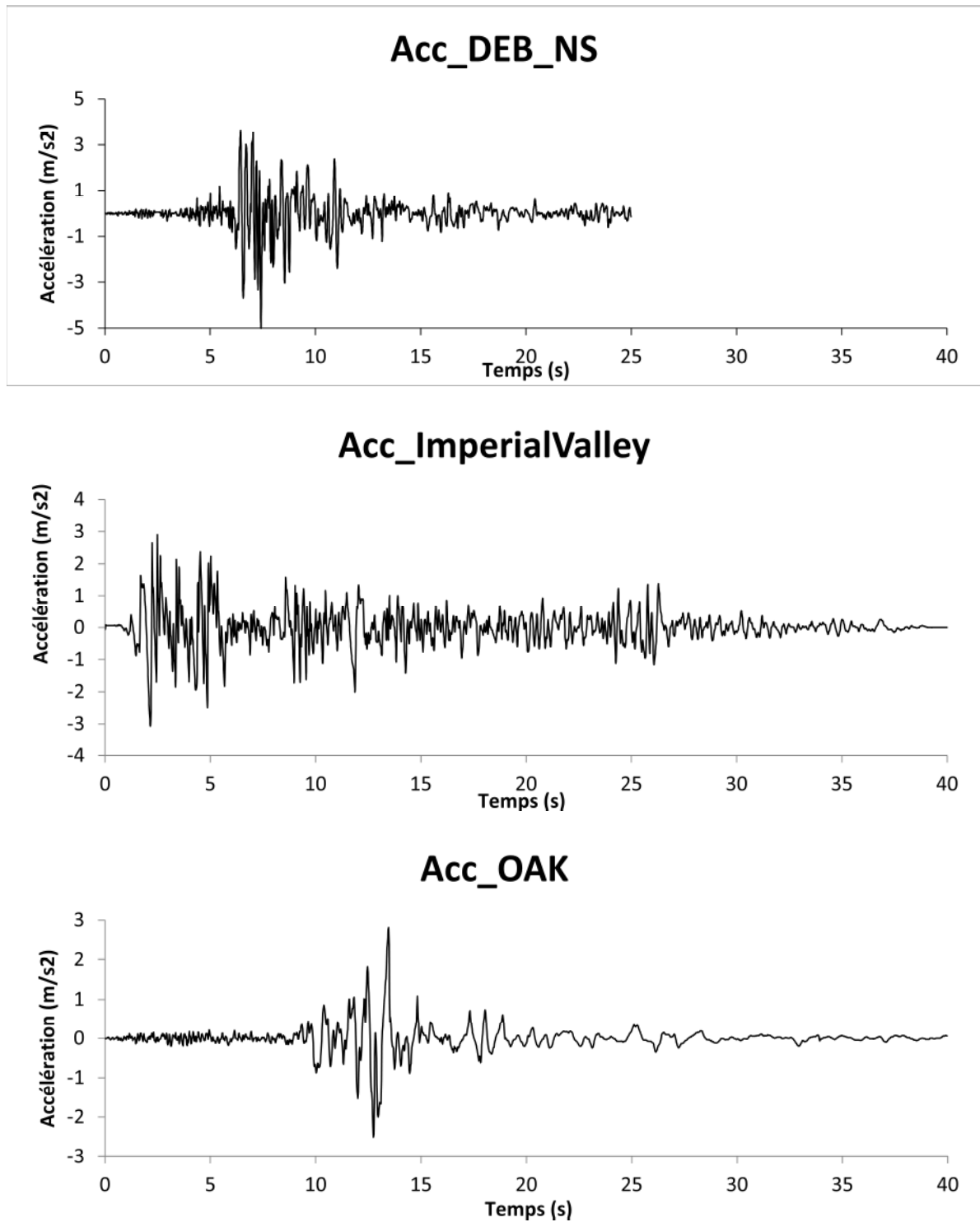


Figure IV.17 : Accélérogrammes de Dar_El_Beida (séisme de Boumerdes), Imperial_Valey (ELCENTRO) et OAK (Loma prieta).

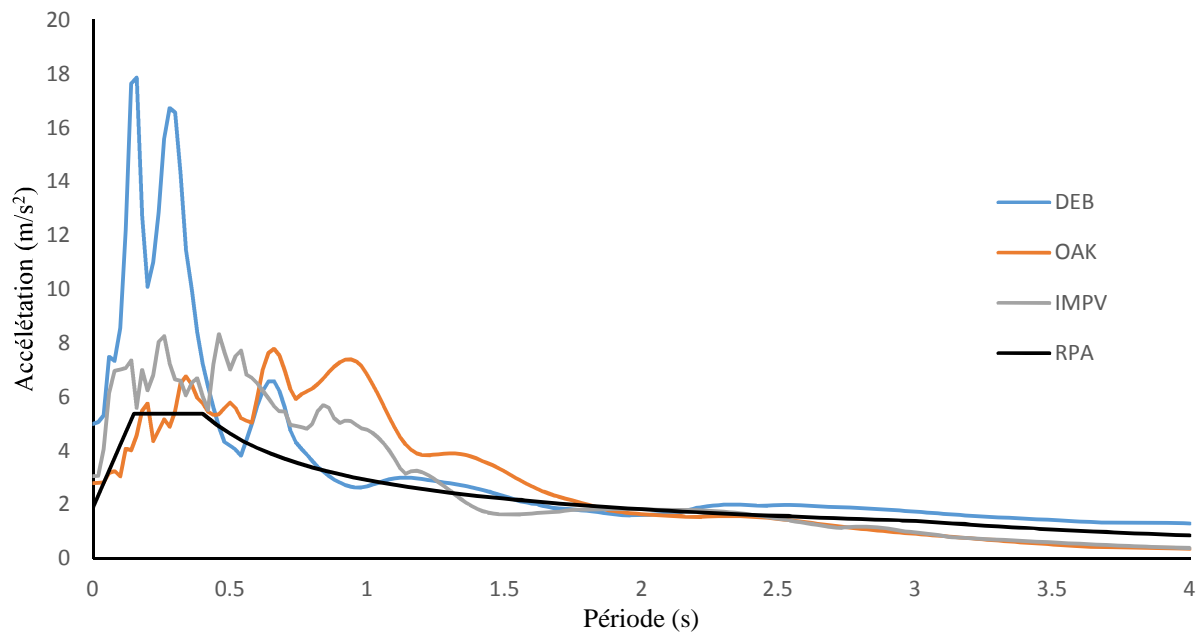


Figure IV.18 : Spectres de réponse des accélérogrammes : Dar_El_Beida, OAK, Imperial Valley et RPA.

IV.6.1. Comparaison des deux modèles (fibres et multicouches)

Les réponses en terme de déplacement au sommet des voiles N°1 et N°2 sont présentées respectivement sur les figures IV.19 et IV.22.

Les réponses en terme d'effort tranchant à la base des voiles N°1 et N°2 sont présentées respectivement sur les figures IV.20 et IV.23.

Les courbes d'hystérésis représentant les variations du moment en fonction de la rotation à la base des voiles N°1 et N°2 sont montrées respectivement sur les figures IV.21 et IV.24.

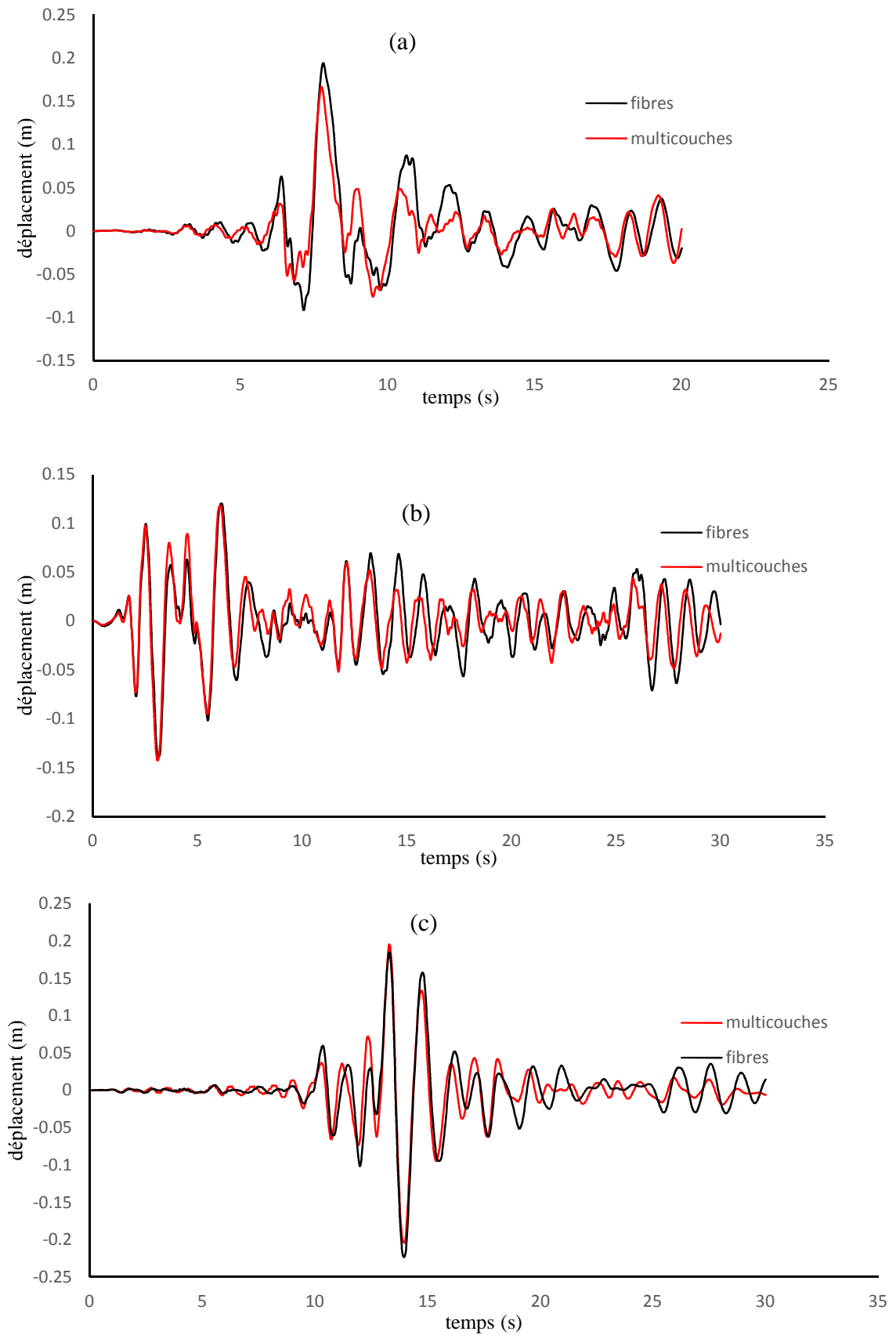


Figure IV.19 : Réponses en déplacements du voile de N°1 pour les accélérogrammes (a) DEB, (b) Imperial_Valey, (c) OAK

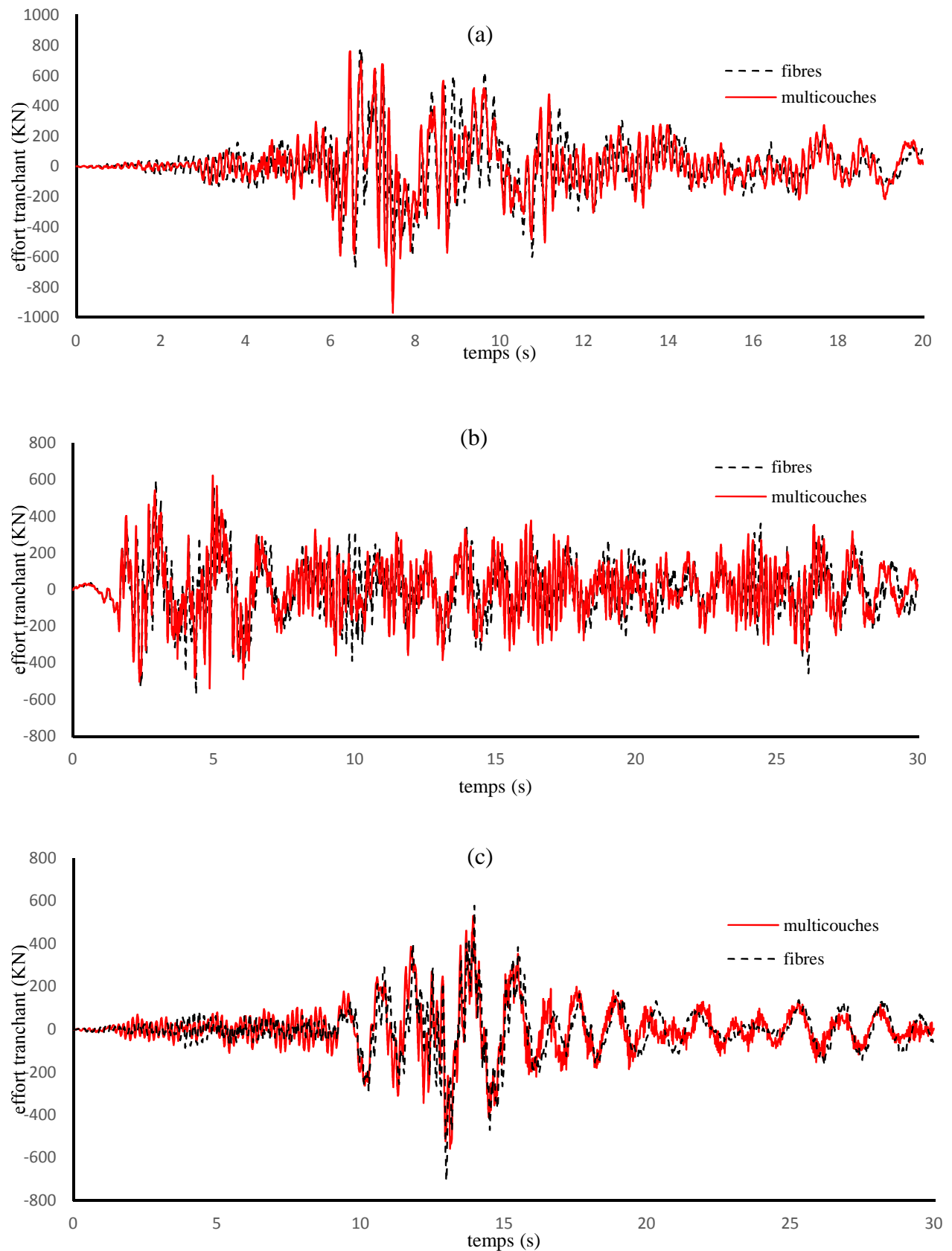


Figure IV.20 : Réponse en effort tranchant du voile N°1 pour les accélérogrammes (a) Dar_El_Beida (b) Imperial_Valey (c) OAK

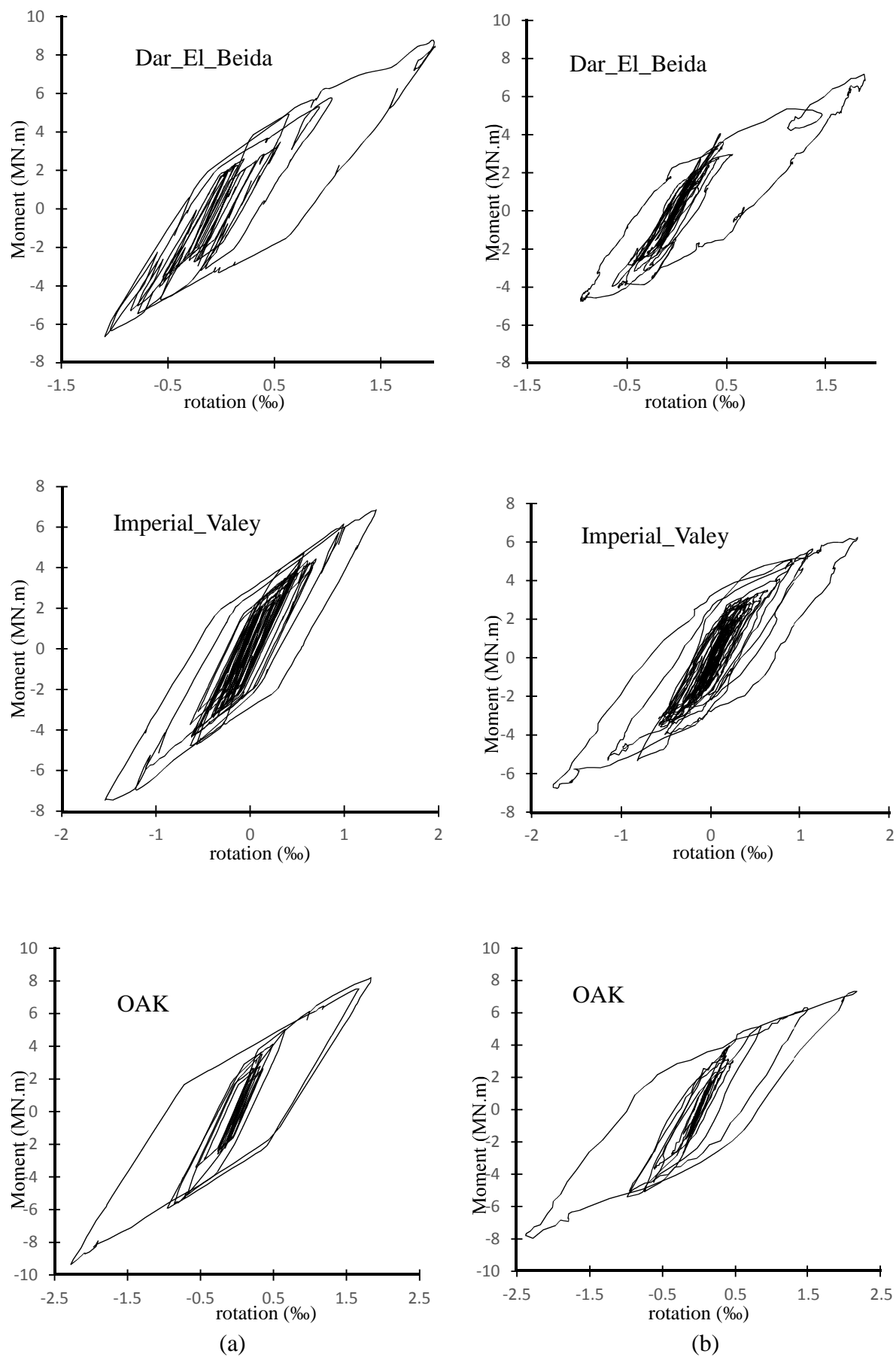


Figure IV.21 : Boucles d'hystérésis du voile N°1 : (a) fibres (b) multicouches

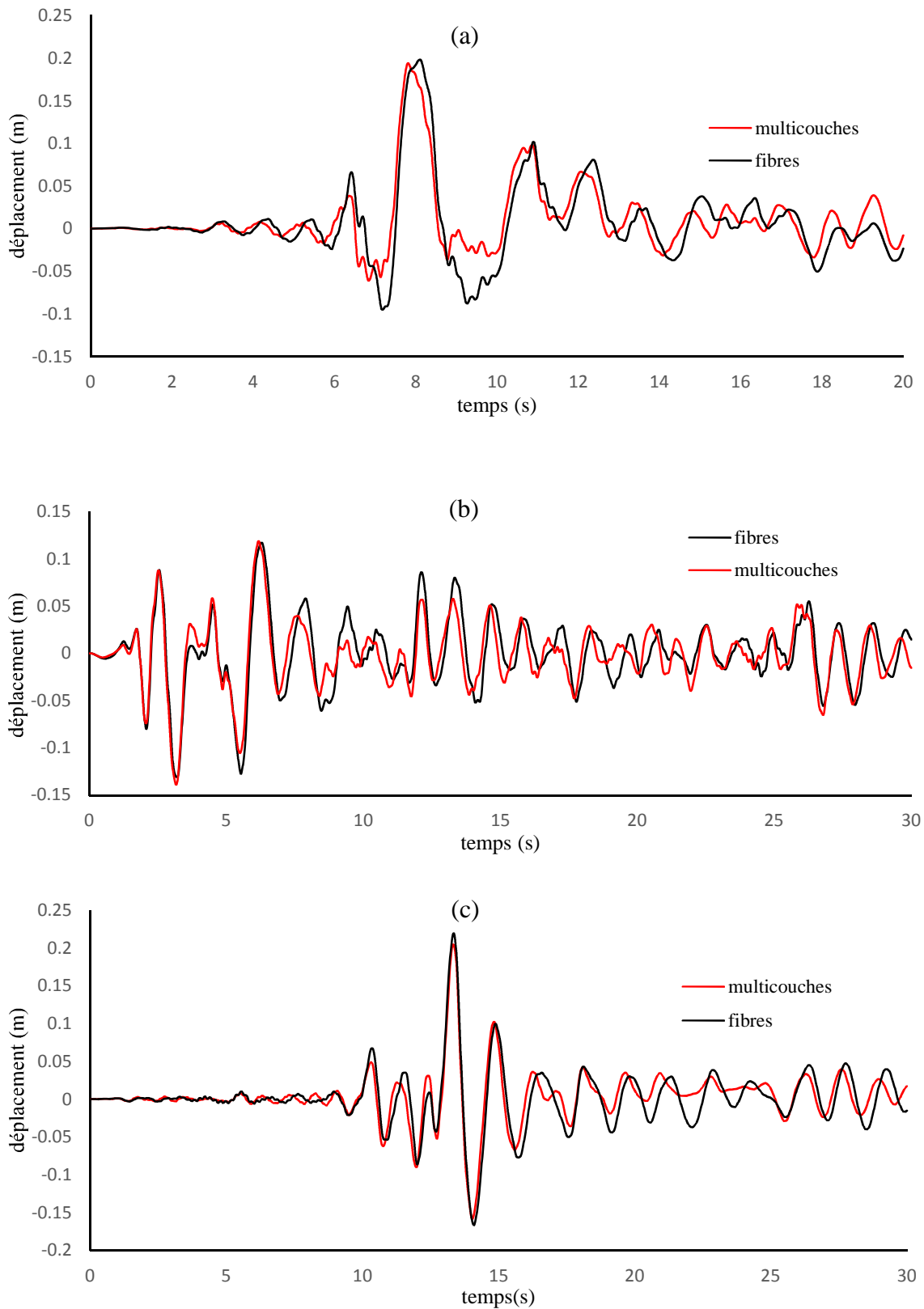


Figure IV.22 : Réponse en déplacement du voile N°2 pour les accélérogrammes : (a) Dar_El_Beida (b) Imperial_Valey (c) OAK

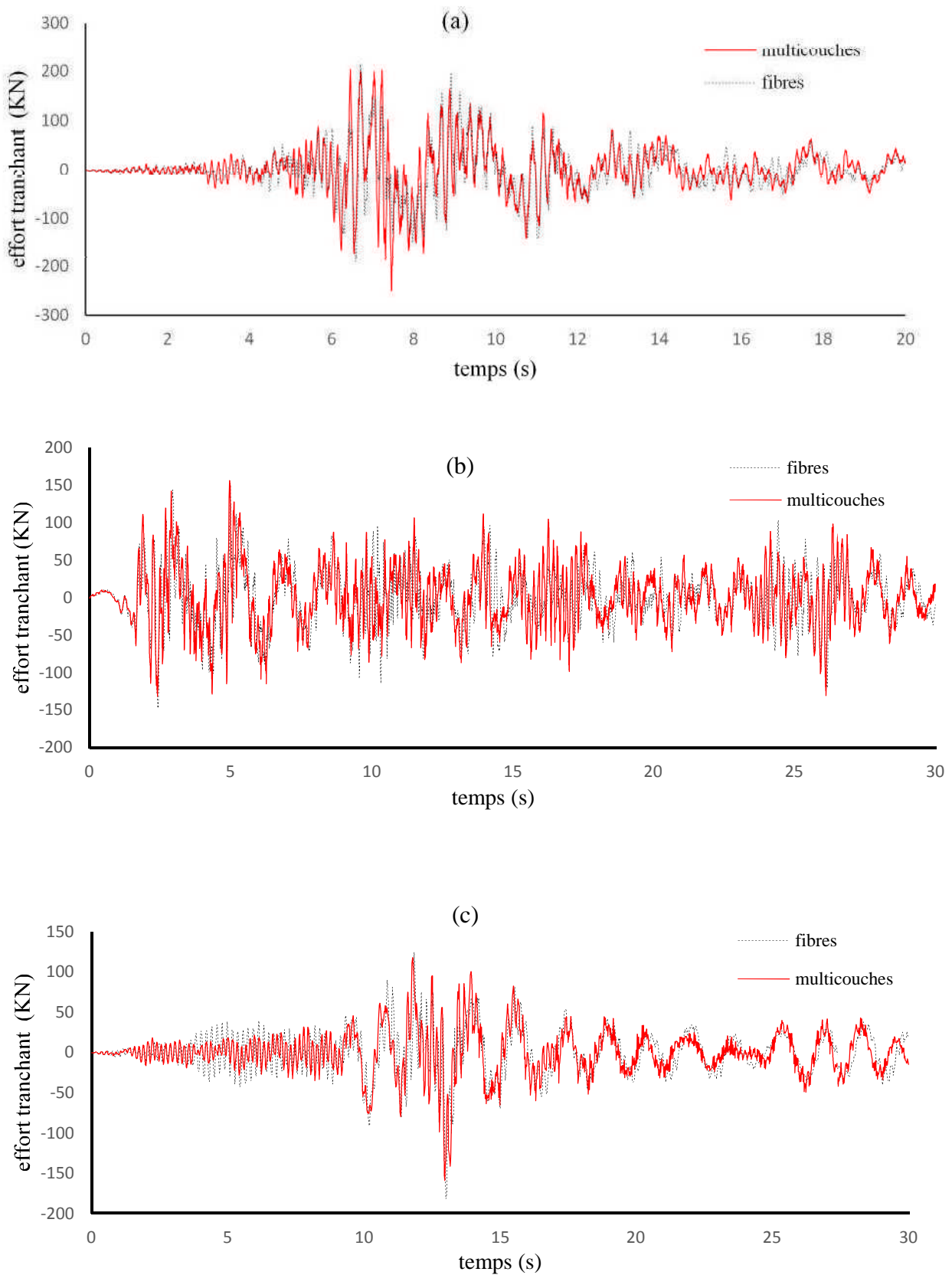


Figure IV.23 : Réponse en effort tranchant du voile N°2 pour les accélérogrammes : (a) Dar_El_Beida, (b) Imperial_Valey, (c) OAK

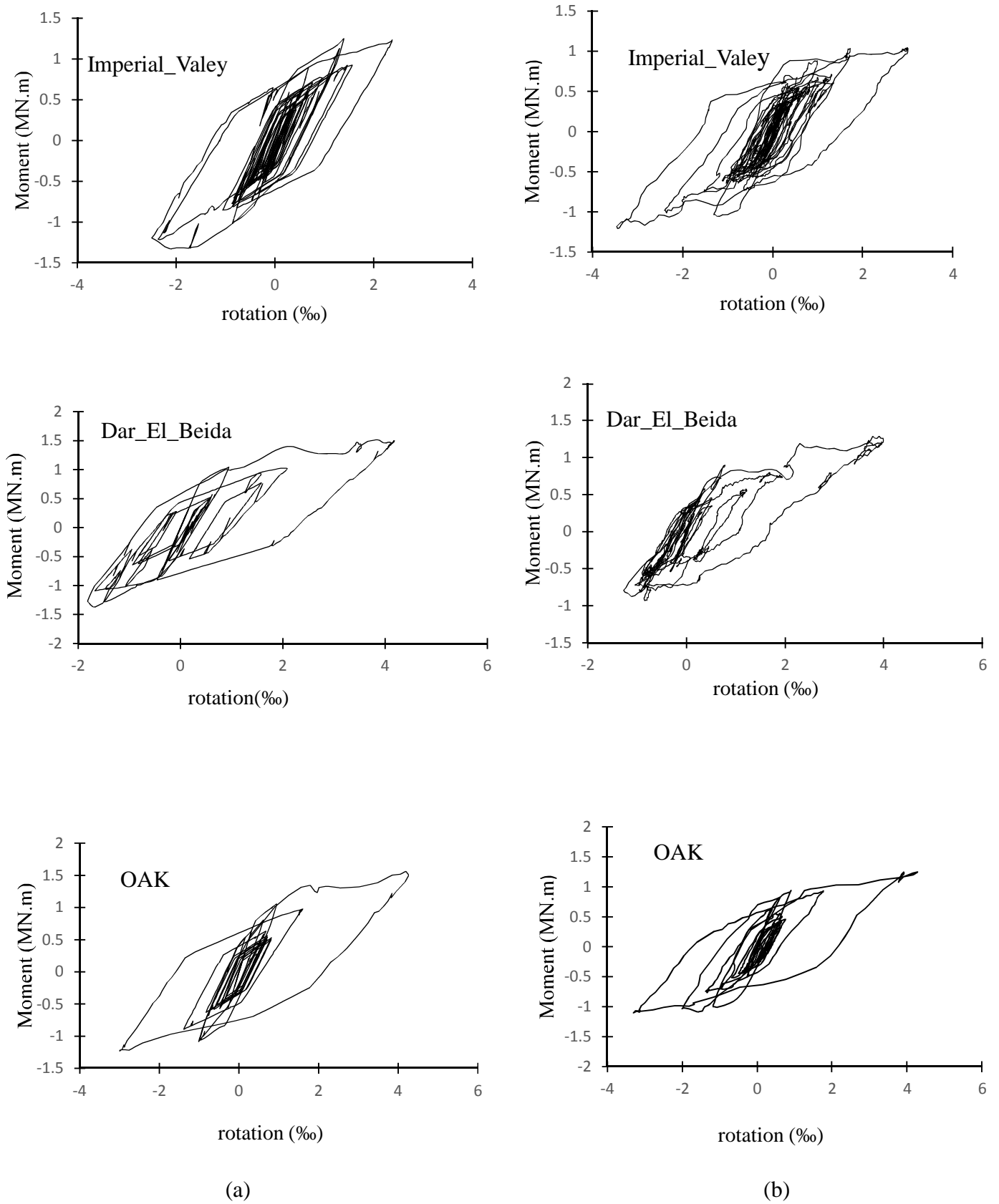


Figure IV.24 : Boucles d'hystérésis du voile N°2 :(a) fibres (b) multicouches

D'après les figures IV.19, IV.22, on voit que les déplacements obtenues avec les deux modèles (fibres et multicouches) sont sensiblement les mêmes pour les trois cas d'accélérogrammes utilisés.

Les variations de l'effort tranchant à la base présentent les mêmes allures tel que montré sur les figures IV.20, IV.23, mais donnent des pics légèrement différents dans les cas des accélérogrammes d'OAK et Imperial_Valey. Cette différence est amplifiée dans le cas de l'accélérogramme de Dar_El_Beida.

A l'encontre de ce à quoi on aurait pu s'attendre en élastique, on voit que la réponse en effort tranchant à la base sous l'excitation de Dar_El_Beida donne les valeurs les plus grandes malgré qu'au voisinage de 1sec (période fondamentale) son spectre de réponse est le plus faible. Il semble que la contribution des modes supérieurs à la réponse est très importante, en effet au voisinage de 15sec (période du 2^{ème} mode), le spectre de Dar_El_Beida est le plus élevé. La redistribution de la rigidité peut favoriser dans certains cas la participation de quelques modes par rapport aux autres.

Les figures IV.21 et IV.24 regroupent l'ensemble des courbes d'hystérésis décrivant la capacité d'absorption d'énergie des voiles étudiés, sous les trois excitations définies précédemment. On observe, d'après ces courbes ; la concentration des boucles ainsi que les pentes des segments indiquent que les deux modèles dissipent globalement l'énergie de la même manière.

IV.6.1. Effet de l'amortissement

Afin d'identifier l'influence de l'amortissement sur la réponse des deux modèles, comme il est mentionné précédemment. Une étude paramétrique sur l'effet de l'amortissement a été menée sur les deux voiles.

Les taux d'amortissement considérés pour cette étude varient de 0%, 5% et 10%. Un exemple illustratif des résultats obtenus pour le voile N°1 sous l'excitation de Dar_El_Beida sont montrés sur les figures (IV.25, IV.26, IV.27, IV.28, IV.29, IV.30).

Les tableaux IV.4 et IV.5 montrent les valeurs maximales de l'effort tranchant et de déplacement des deux voiles étudiés.

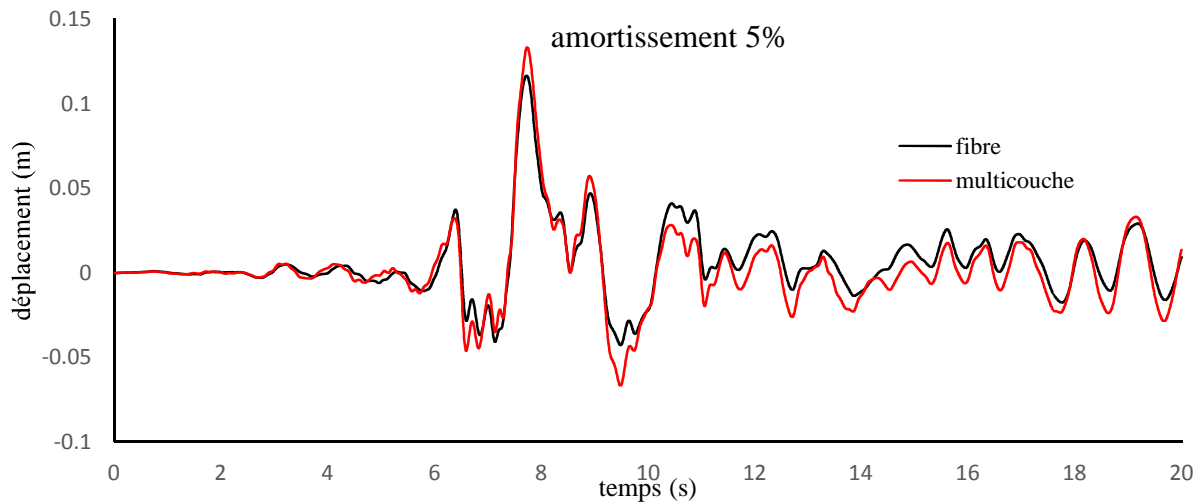


Figure IV.25 : Réponse en déplacement pour un amortissement de 5%

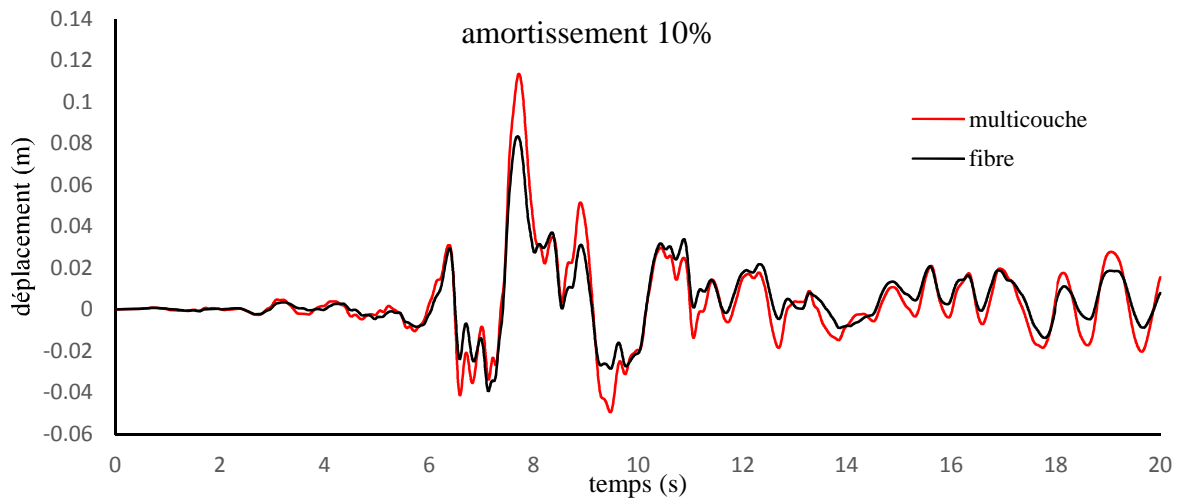


Figure IV.26 : Réponse en déplacement pour un amortissement de 10%.

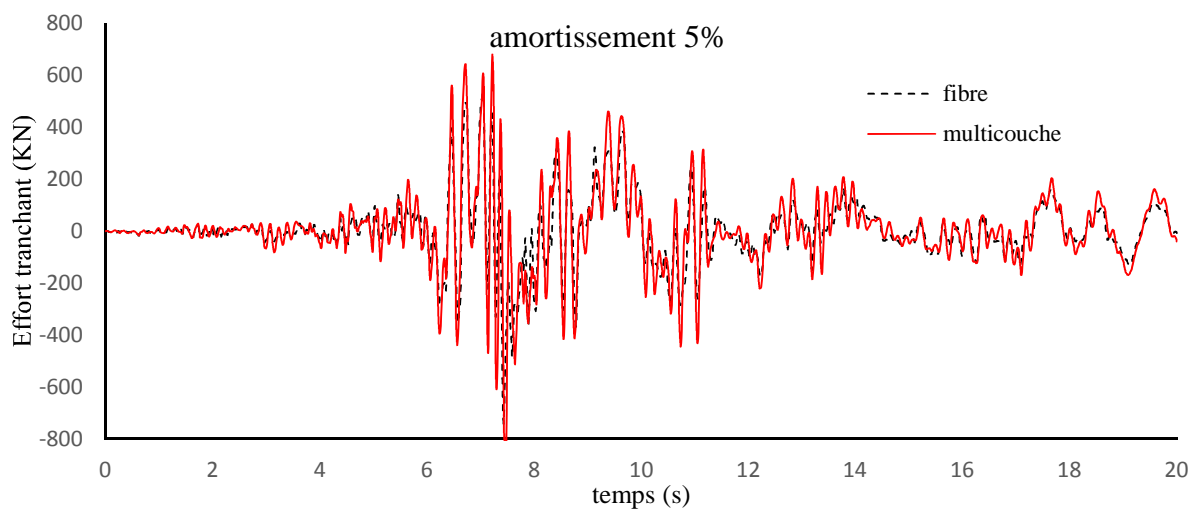


Figure IV.27 : Réponse en l'effort tranchant pour un amortissement de 5%.

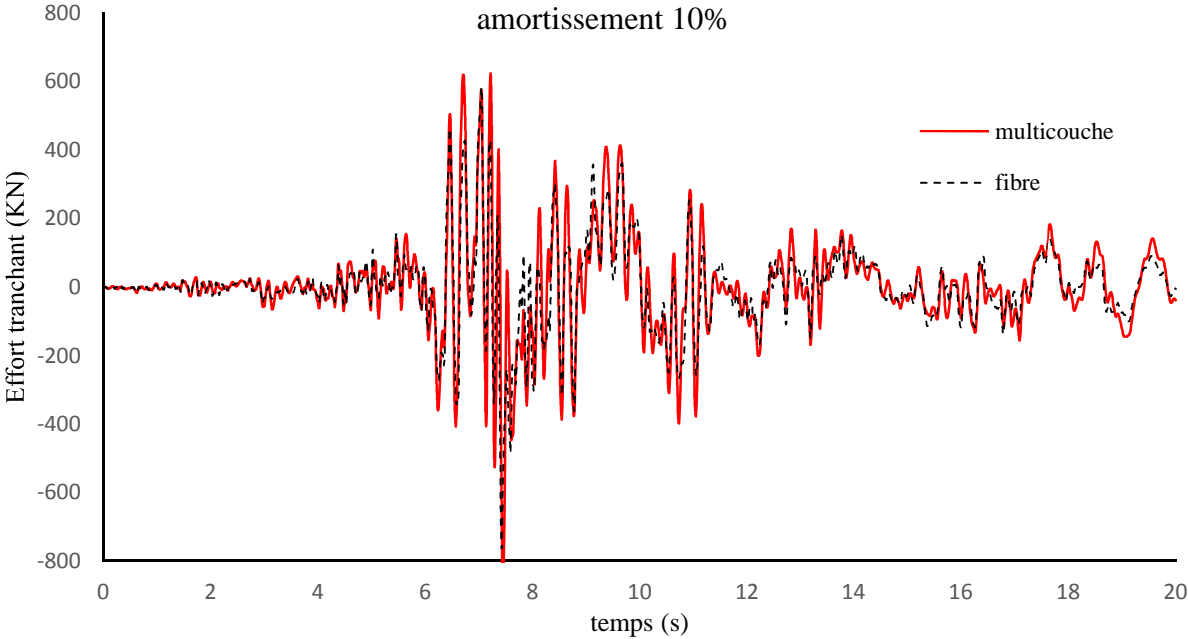


Figure IV.28 : Réponse en effort tranchant pour un amortissement de 10%

accélérogrammes	Taux d'amortissement (%)	multicouches		fibres	
		U _{max} (cm)	V _{max} (KN)	U _{max} (cm)	V _{max} (KN)
Dar_El_Beida	0	16.7	969	19.45	770
	5	13.36	911	11.68	739
	10	11.36	846	8.35	761
Imperial_Valey	0	11.84	624	12.03	597
	5	11.62	473	9.21	445
	10	9.69	486	6.52	490
OAK	0	19.6	557	18.5	705
	5	17.57	521	14.54	524
	10	15.38	525	10.9	556

Tableau IV.6 : Effet de l'amortissement sur le voile N°1.

accélérogrammes	Taux d'amortissement (%)	multicouches		fibres	
		U _{max} (cm)	V _{max} (KN)	U _{max} (cm)	V _{max} (KN)
Dar_El_Beida	0	19.41	249	19.84	214
	5	14.86	238	12.26	196
	10	12.21	233	8.64	206
Imperial_Valey	0	13.89	156	13.09	151
	5	11.22	124	9.12	119
	10	9.38	125	6.55	120
OAK	0	20.46	159	21.94	181
	5	18.17	147	14.9	142
	10	15.78	143	11.2	151

Tableau IV.7 : Effet de l'amortissement pour le voile N°2.

Les figures IV.25, IV.26, IV.27, IV.28 montrent que l'augmentation du taux d'amortissement engendre une diminution de l'ampleur des réponses des deux modèles.

En faisant une lecture des résultats mentionnés dans les tableaux IV.6, IV.7, on constate que l'augmentation du taux d'amortissement engendre une diminution des déplacements pour les deux modèles. Néanmoins la différence des résultats entre le modèle fibres et le modèle multicouches est faiblement affectée par la présence de l'amortissement.

IV.7. Conclusion

Le présent chapitre est consacré à la comparaison entre deux approches de modélisations (fibres, multicouches) à travers une analyse statique non linéaire ensuite une analyse dynamique temporelle.

Comme nous l'avons montré dans ce chapitre, la modélisation basée sur l'utilisation des éléments multicouches et fibres qui tiennent compte des lois de comportement des matériaux (acier et béton), est capable de reproduire la réponse globale des voiles.

Suite à l'étude de l'effet du maillage pour le modèle multicouches, nous avons constaté que le maillage n'affecte pas significativement les résultats de l'analyse.

L'étude de l'effet du modèle sur la période fondamentale nous amène à constater que le modèle multicouches est insensible à la non linéarité. Tandis que la non linéarité induit une augmentation de la période dans le modèle fibres.

Le type de chargement latéral (uniforme et triangulaire) affecte considérablement la capacité de résistance des voiles. Le chargement uniforme conduit à la mobilisation d'une grande capacité de résistance

L'écart entre les deux modèles (fibres et multicouches) dans le cas du voile N°2 est plus importants que dans celui du voile N°1, il reste cependant faible pour l'analyse de la capacité sismique.

Suite à l'étude dynamique temporelle, on constate que :

- les déplacements obtenues avec les deux modèles (fibres et multicouches) sont sensiblement les mêmes pour les trois cas d'accélérogrammes utilisés.
- Les variations de l'effort tranchant à la base présentent les mêmes allures, mais donnent des pics légèrement différents dans les cas des accélérogrammes d'OAK et Imperial_Valey. Cette différence est amplifiée dans le cas de l'accélérogramme de Dar_El_Beida.
- La contribution des modes supérieurs à la réponse est très importante dans le cas de l'accélérogramme de Dar_El_Beida.
- La concentration des boucles d'hystérésis ainsi que les pentes des segments indiquent que les deux modèles dissipent globalement l'énergie de la même manière.

- L'augmentation du taux d'amortissement engendre une diminution des déplacements pour les deux modèles. Néanmoins la différence des résultats entre le modèle fibres et le modèle multicouches est faiblement affectée par la présence de l'amortissement

Il a été constaté d'après les résultats obtenus que les deux modèles fournissent globalement des résultats assez proches dans les deux cas étudiés.

Conclusions et perspectives

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Conclusions et perspectives

Ce projet s'inscrit dans le cadre d'une recherche ayant deux objectifs principaux : d'une part, l'amélioration de nos connaissances sur le comportement non linéaire des voiles en béton armé sous action sismique et d'autre part, tester deux approches de modélisation qui permettent d'évaluer leur capacité sismique en se basant sur deux méthodes d'analyses ; analyse statique Pushover et analyse dynamique temporelle.

L'étude bibliographique nous a permis de sélectionner parmi plusieurs natures de modélisations possibles, deux modèles basés sur le concept d'éléments multicouches et éléments fibres sur lesquels nous avons porté notre effort. La discrétisation choisie pour chaque modèle a la possibilité d'associer dans chaque élément les caractéristiques importantes du comportement non linéaire du béton et de l'acier.

Après un rappel théorique des principes de base sur la modélisation en éléments multicouches et éléments fibres, une mise en application des deux approches a été abordée en employant le logiciel SAP2000.

A la suite de cette étude, il nous a été possible de tirer quelques conclusions importantes :

- L'analyse des courbes de capacités en termes de réaction à la base-déplacement au sommet montre clairement l'impact significatif du type de chargement latéral qui affecte considérablement la courbe de capacité de résistance des voiles.
- L'analyse comparative du comportement des voiles avec les deux modèles (fibres et multicouches) nous amène à affirmer que les deux approches de modélisation donnent des résultats assez proches. Il est à souligner que l'analyse avec le modèle fibres nécessite moins de calcul.
- la modélisation basée sur l'utilisation des éléments multicouches et fibre qui tiennent compte des lois de comportement des matériaux (acier et béton), est capable de reproduire la réponse globale des voiles. Ces approches de modélisation pourront servir pour donner de bonnes indications sur la distribution des dommages dans les voiles.
- La méthode statique non linéaire « Pushover » est une méthode simple qui permet de traduire le comportement global d'une structure et d'évaluer sa capacité.
- La méthode dynamique temporelle non linéaire peut représenter le comportement réel des structures pas à pas dans le temps lors d'une excitation sismique mais, elle s'avère très couteuse en terme de temps de calculs.

Finalement, cette étude pourrait être utile pour conduire des thèmes de recherches tels que :

- Etude de la performance sismique des voiles à travers les deux approches de modélisations (fibres et multicouches).
- Etendre les modèles dans le cas des voiles avec ouvertures, aux cas des voiles courts et aux voiles présentant des formes géométriques en U et en T.
- Etudes comparatives aux résultats expérimentaux.
- Prise en compte de l'interaction voiles-portiques.

Bibliographie

- [1] Applied Technology Council ATC.40, *seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, 1996.
- [2] Federal Emergency Management Agency FEMA 356, *prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, 2000.
- [3] M. Hemsas, *modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous actions sismique*, thèse de doctorat, université bordeaux science technologie, 2010.
- [4] J. Mazars, *application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la repture du béton*, thèse de doctorat, universités paris 6, 1984.
- [5] M. Menegotto et Pinto P E, «method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending,» chez *IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads*, lisbon, 1973.
- [6] X. H. Nguyen, *vulnérabilité des structures en béton armé à voile porteurs : expérimentation et modélisation*, thèse de doctorat, institut national polytechnique de Grenoble, 2006.
- [7] C. L. Laborderie, *stratégie et modèle de calculs pour les structures en béton armé*, adour: habilitation à diriger des recherches, université de pau, 2003.
- [8] N. Belhamdi, *étude de la réponse sismique non linéaire, évaluation du coefficient de comportement global d'une structure. application a un portique métallique*, éditions universitaires européennes, 2011.
- [9] P. Schwab et P. Lestuzzi, «assessment of the seismic non-linéaire behavior of ductile structures due to synthetic earthquakes,» EPFL ENACISIMAC.
- [10] P. Fajfar, T. Vidic et M. Fishinger, «seismic demand in medium-and long-period structures,» *earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 18, pp. 1133-1144, 1989.
- [11] P. Lestuzzi, Y. Belmouden et M. Trueb, «non linéaire seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity,» *bull earthquake eng*, pp. 5:549-569, 2007.
- [12] T. Takeda, M. A. Sozen et N. N. Nielsen, «reinforced concrete response to simulated earthquakes,» *ASCE, journal of the structural division*, 1970.
- [13] S. Ramtani, *contribution à la modélisation du comportement uni-axial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*, thèse de doctorat, universités paris 6, 1990.

- [14] Laborderie, C L, *modélisation et application à l'analyse des structures en béton*, thèse de doctorat, unéversité de paris6, 1991.
- [15] J. Lemaitre et J. L. Chaboche, «mécanique des matériaux solides,» 2e édition, Dunod, 1986.
- [16] SAP2000, *static and dynamic finite element analysis of structures 14.2.2 computers and structures*, California: Berkely, 2010.
- [17] BAEL91, Règles techniques de conception des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, 1992.
- [18] Y. Fahjan, B. Doran, B. Akbas et J. Kubin , «pushover analysis for performance based seismic design of 31-storey frame-wall building earthquake engineering and structural dynamics,» 15WCEE, LISBOA, 2012.
- [19] M. Fintel et S. K. Ghosh, *application of inelastic response history analysis in the seismic design of 31-storey frame-wall building earthquake engineering and structural dynamics*, 1974.
- [20] W. C. Schnobrich, *behavior of RC structures predicted by finite element method computers and structures*, 1977.
- [21] S. Moulin, L. Davenne et F. Gatuingt, «élément de poutre multifibre (droite),» Fascicule R3.08-Document Code Aster, 2003.
- [22] A. Vulcano , V. Bertro et V. Colotti , «analytical modeling of RCstructural Walls procceding.,» chez *9th world conference on earthquake engineering vol6*, Tokyo-Kyouto, 1988.
- [23] C. L. Laborderie, *strategie et modèle de calculs pour les structures en béton armé*, adour, thèse de doctorat, université de pau, 2003.
- [24] M. Hemsas, S. M. Elachachi et D. Breysse, «modélisation par macroéléments du comportement non linéaire des murs voiles en béton armé,» *euopean journalof envirenmental and civil enengineering. EJECE n°13*, pp. 615-640, 2009.
- [25] K. Panagiotis, *cisaillement dynamique de murs en béton armé modèles simplifiés 2D et 3D*, thèse de doctorat, université paris 6, 2000.
- [26] A. Aoumeur-Mesbah, *analyse non linéaire matérielle et géométrique des structures coques en béton armé sous chargement statique et dynamique*, thèse de doctorat, univérsité l'ecole nationale des ponts et chaussées, 1998.
- [27] A. Milard, «comportement cyclique et dynamique des structures en béton armé,» *GREGO géomatériaux Reynouard J M*, pp. 413-452, 1991.

- [28] D. Combescure , «application du modèle à fibre a l'étude numérique de la 1er structure à murs porteurs CAMUS.Calculs dynamiques non linéaires préliminaires aux essais,» CEA Saclay, 1997.
- [29] J. Mazars, P. kotronis, F. Rague Neau et G. Casaux, «using multifiber beams to account for shear and torsion. Application to concrete structural elements,» *computerméthods in applied mechanics and engineering* , pp. 7264-7281, 2006.
- [30] Y. M. Fahjan, J. Kubin et M. T. Tan, «non lineaire analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls,» 14 ECEE 14 august-03 september, ohrid macedonis, 2010.
- [31] Eurocode8, *calcul des structures pour leur resistance au séisme*, diffusé par l'association française de normalisation: AFNOR, 2003.
- [32] P. Fajfar et M. Eeri, «a non lineare analysis method for performance based seismic design,» *earthquake spectra20*, vol. 1, pp. 225-254, 2000.
- [33] R. W. Clough et J. Penzien, *dynamics of structures*, computer and structures,inc 1995 university ave Berkeley,CA94704 USA, 1976.
- [34] P. Paultre, *dynamique des structures, application aux ouvrages de génie civil*, Lavoisier, Paris: Hermes Science , 2005.
- [35] O. Kada, *réponse sismique des structures à comportement non linéaire sur sol rocheux*, Alger, thèse de magistères, Ecole nationale polytechnique, 2002.
- [36] Code_Aster, *Réalisation d'une étude de génie civil sous chargement sismique*, 2015.
- [37] N. Aliouane et R. Haroune, *Etude d'un batiment R+10+sous sol à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile+portique)*, PFE, Université Abderrahmane MIRA- Béjaia, 2014.
- [38] S. Youcef khodja et W. Madani, *Etude d'un batiment (R+8+sous sol) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (voile-portique)*, PFE, Université Abderrahmane MIRA-Bejaia, 2012.
- [39] A. Aviram, K. R. Mackie et B. Stojadinovic, «Guidelines for nonlinear analysis of bridge structure in california,» Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, California Berkeley, August 2008.