



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université EL-Hadj Lakhdar - Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat en Sciences en : Génie Civil

Option : Structure

**CONTRIBUTION A L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE
DES PORTIQUES EN BETON ARME.**

Par Yahiaoui Djarir

Directeur de thèse : Pr. Kadid Abdelkrim

Présentée et soutenue publiquement le

Devant un jury composé de :

Dr. Abbeche Khelifa	Professeur	Univ. Batna	Président
Dr. Kadid Abdelkrim	Professeur	Univ. Batna	Rapporteur
Dr. Lahbari Noureddine	Maître de conférences A	Univ. Batna	Examineur
Dr. Chebili Rachid	Professeur	Univ. Biskra	Examineur
Dr. Mellas Mekki	Professeur	Univ. Biskra	Examineur

Remerciements

Sommaire

Chapitre 1 Introduction Générale et Synthèse Bibliographique

1.1 Introduction	1
1.2 Synthèse Bibliographique.....	3
1.3 Objectifs de la thèse	14

Chapitre 2 Modélisation Matérielle

2.1 Généralités.....	16
2.2 Béton.....	17
2.1 Comportement de béton.....	17
2.2 Modèles du béton	18
2.3. Comportement mécanique du béton.....	20
2.3.1 Comportement uni axial.....	20
2.3.2 Comportement en cisaillement.....	24
2.4. Les propriétés du béton définies à partir d'essais expérimentaux	25
2.4.1 Réponse monotone	25
2.4.1.1 Acier.....	25
2.4.1.1.1 Modèle multilinéaire	26
2.4.1.1.2 Modèle du Parc et Paulay.....	27
2.4.1.1.3 Modèle de Mander	27
2.4.1.2 Béton.....	28
2.4.1.2.1 Modèle Richart	29
2.4.1.2.2 Modèle de Fafitis et Shah	29
2.4.1.2.3 Modèle Sheikh et Uzumeri	31
2.4.1.2.4 Modèle Mander, Priestley, and Park	33
2.4.1.2.5 Modèle Li et Park	35
2.4.1.2.6 Modèle Saatcioglu et Razvi	36
2.4.2 Réponse par hystérésis	38

2.4.2.1 Acier	38
2.4.2.1.1 Modèle par hystérésis bilinéaire simple	38
2.4.2.1.2 Modèle de Ramberg-Osgood.....	38
2.4.2.2 Béton	39
2.4.2.2.1 Parc, Kent, et modèle de Sampson	39
2.4.2.2.2 Modèle de Kuramoto et de Kabeyasawa.....	40
2.4.2.2. Modèle de Mander et al.....	40

Chapitre 3 Modèles Non Linéaires Des Eléments En Béton Arme

3.1 Introduction.....	43
3.2 Modèles non linéaires des éléments barres	44
3.2.1 Rotule plastique et la plasticité distribuée.....	44
3.2.2 Description générale de la méthode de rotules plastiques concentrées	47
3.2-3 Empirical Expressions for Plastic Hinge Length.....	49
3.2.3.1 Baker.....	50
3.2.3.2 Corley.....	50
3.2.3.3 Priestley et Park.....	51
3.3 Modèles distribués.....	52
3.3.1 Poutre Euler-Bernoulli.....	54
3.3.2 Poutre de Timoshenko	54
3.3.3 Éléments de poutre d'Euler-Bernoulli.....	55
3.3.3.1 Formulations basées sur les déplacements.....	56
3.3.3.2 Formulation basée sur les forces	57
3.3.4 Éléments de poutre de Timoshenko.....	59
3.3.4.1 Formulation en Déplacement	60
3.3.4.2 Formulation en Force.....	61
3.3.5 Analyse avec la méthode de fibre.....	62

Chapitre 4 Méthodes d'analyse dynamique non linéaire

4.1 Introduction.....	64
-----------------------	----

4.2 Équilibre dynamique.....	65
4.2.1 Matrice de masse.....	65
4.2.2 Matrice d'amortissement.....	65
4.2.3 Matrice de rigidité.....	68
4.3 Schémas d'intégration temporelle.....	68
4.3.1 Introduction	68
4.3.2 Méthodes d'intégration pas à pas	70
4.3.3 Schémas explicites.	71
4.3.3.1 Méthode de la différence centrale	71
4.3.3.2 Schémas implicites.....	73
4.3.3.2.1 Méthode de Houbolt.....	73
4.3.3.2.2 Méthode de Wilson.....	77
4.3.3.2.3 Méthode de Newmark.....	80
4.3.3.2.4 Hilber, méthode Hughes et Taylor « α ».....	82
4.3.3.2.5 Méthode de Bossak-Newmark.....	84
4.3.3.2.6 Méthode du Bazzi-Anderheggen « ρ »	85
4.3.3.2.7 Schémas de Zienkiewicz.....	86
4.3.3.2.8 Méthode du Hoff et Pahl.....	89
4.3.3.2.9 La méthode généralisée- α	91
4.4 Algorithmes de Conservation d'énergie	94

Chapitre 5 Interaction sol structure

5.1 Introduction.....	96
5.2 Les différentes méthodes pour prendre en compte L'ISS.....	98
5.2.1 Méthodes directes.....	98
5.2.2 Méthodes de sous-structures.....	99
5.2.3 Méthodes hybrides.....	100
5.3 Modélisation la base avec des ressorts de Winkler.....	101
5.4 Modèle linéaire élastique-parfaitement-plastique.....	102
5.5 Le modèle Qz.....	103
5.6 Modèle Py.....	106
5.7 La Rigidité Elastique.....	107

5.8 Choix des propriétés de modèle de WINKLER	108
5.8.1 Rigidité Verticale	108

Chapitre 6 Simulation numérique

6.1 Généralités.....	110
6.2 Influence du type d'élément.....	110
6.2.1 Description De La Structure.....	110
6.2.2 Dimensions et ferrailage des poteaux et poutres	112
6.2.3 Propriétés matérielles	113
6.2.4 Modèle en éléments finis de la structure.....	114
6.2.5 Résultats et discussions.....	115
6.3 Influence du contenu fréquentiel.....	118
6.4 Influence du séisme vertical.....	125
6.5 Influence de l'interaction sol structure.....	130
6.5.1Description de la structure	130
6.5.2 Caractéristiques des matériaux.....	130
6.5.3 Fondation et condition du sol.....	132
6.5.4 Effet de type de ressort	132
6.5.5 Effet type de site.....	134
6.5.6 Effet séisme horizontal et vertical	135
6.5.6.1 Force axiale	135
6.5.6.2 Déplacement latérale.....	137
Conclusion générale.....	139
Recommandation.....	140
Références	141

Liste Des Figures

Chapitre 1

Figure 1.1 Idéalisations système de fondation par Chopra et Yim (1985) : (a) fondation rigide, (b) système de deux éléments (ressort et amortissement) et (c) système de Winkler (ressort et amortissement).

Figure 1.2 Enveloppe de moment –rotation pour assumer **différentes idéalisations** du système de fondation (après Chopra et Yim 1985).

Figure 1.3 Système de fondation avec l'approche de Winkler au-dessous (Après Nakaki et Hart 1987)

Chapitre 2

Figure 2.1 la réponse typique de charge –déplacement d'un élément en béton armé.

Figure 2.2 Enveloppe de la résistance à la rupture du béton.

Figure 2.3 Comportement du béton sous charge de compression monotone et cyclique (Après Bahn et Hsu 1998).

Figure 2.4 Courbe contrainte-déformation typique pour le fer en fonte et l'acier doux.

Figure 2.5 Courbe contrainte-déformation multilinéaire typiquement **utilisée** pour un modèle de contrainte-déformation de l'acier.

Figure 2.6 La courbe contrainte-déformation de l'acier **proposé** par Mander et al (1984) et Park.

Figure 2.7 Modèle du Sheikh and Uzumeri (1980).

Figure 2.8 Modèle pour une réponse monotone pour un béton confiné et non confiné **d'**après Mander et al.

Figure 2.9 Modèle hystérique bilinéaire pour l'acier.

Figure 2.10 La réponse **hystérisée** du l'acier, d'après l'équation Ramberg-Osgood.

Figure 2.11 comportement hystérique du béton d'après Park, Kent, et Sampson.

Figure 2.12 Comportement hystérique du béton d'après modèle Kuramoto et Kabeyasawa.

Figure 2.13 courbe contrainte-déformation pour la branche déchargement détermination la déformation plastique d'après Modèle du Mander.

Figure 2.14 courbe contrainte déformation la branche rechargement d'après le modèle du mander et al (1988).

Chapitre 3

Figure 3.1 La méthode des rotules **plastiques** d'après Priestley et Park.

Figure 3.2 Présentation du principe des rotules **plastiques** d'après Park et Paulay (1975).

Figure 3.3 La théories de la poutre d'après **les hypothèses** de Euler-Bernoulli et Timoshenko
prévention

Figure 3.4 les forces dans une petite longueur de la poutre.

Figure 3.5 La contrainte de cisaillement dans une section rectangulaire.

Figure 3.6 Deux nœuds d'élément 2D.

Figure 3.7 Deux nœuds d'élément 2D sans mode corps rigide.

Figure 3.9 Fonction d'interpolation du déplacement pour trois **nœuds** d'élément de la poutre de Timoshenko dans les coordonnées Natural.

Figure 3.10 Analyse par fibre d'une section en béton armé.

Chapitre 4

Figure 4.1 La masse et la rigidité est proportionnelle à l'amortissement.

Figure 4.2 Algorithme du Houbolt (a) période élongation (b) caractéristique du rayon spectral (Barbat et Canet, 1994).

Figure 4.3 Algorithme de Wilson (a) période élongation (b) caractéristique du rayon spectral (Barbat et Canet, 1994).

Figure 4.4 Algorithme de Newmark caractéristique du rayon spectral (Barbat et Canet, 1994)

Figure 4.5 Période pour **différentes** valeurs du paramètre ρ (bazzi et Anderheggen, 1982).

Figure 4.6 rayon spectral pour **différents algorithmes dissipatifs** (Chung et Hulbert, 1993)

Figure 4.7 Algorithme d'amortissement pour **différents schémas dissipatifs** (Chung et Hulbert, 1993)

Figure 4.8 L'erreur dans la période pour **différents algorithmes dissipatifs** (Chung et Hulbert, 1993).

Chapitre 5

Figure 5.1 Schématisation du problème de l'interaction sol- structure (Gazetas et Mylonakis, 1998).

Figure 5.2 Principe de superposition de Kausel.

Figure 5.3 concept de fondation superficielle avec le modèle du Winkler (après Broms 2003).

Figure 5.4 Exemple en série du ressort Winkler.

Figure 5.5 Comparaison entre le modèle Simple-QZ et Le modèle hystérique **placé** en parallèle.

Chapitre 6

Figure 6.1 Vue en 3D la Structure ICONS dans le laboratoire de Ispra

Figure 6.2- Vues en plan et en élévation

Figure 6.3 Plans de la position des armatures dans les poutres et poteaux.

Figure 6.4- Modèle en éléments finis de la structure IVONS

Figure -6.5- Accélérogramme d'un séisme artificiel pour une période de retour 475 année. (acc475)

Figure 6.7 Déplacement horizontal au sommet formulation en déplacement avec un seul élément et nombre de fibres **variables**

Figure 6.8 **Déplacement** horizontal au sommet, formulation en **déplacement** avec subdivision des éléments et nombre de fibres **constantes**

Figure 6.9 **Déplacement** horizontal au sommet, formulation en **déplacement** avec subdivision des éléments et nombre de fibres **variables**.

Figure 6.10 Effort tranchant-**déplacement** horizontal au sommet, formulation en **déplacement**, avec subdivision des éléments et nombre de fibres **constantes**

Figure 6.11 **Déplacement** horizontal au sommet, formulation en forces, avec subdivision des éléments et nombre de fibres **variables**

Figure 6.12 Déplacement horizontal au sommet, formulation en forces avec rotules plastiques et nombre de fibres **variables** et longueur de la rotule constante

Figure 6.13 Déplacements horizontal au sommet, formulation en forces avec rotules plastiques, nombre de fibres **constantes** et longueur de la rotule variable .

Figure 6.14 Accélérogramme du séisme LEXINGT.

Figure 6.15 Accélérogramme du séisme LUCERNE.

Figure 6.16 Accélérogramme du séisme NEWHALL.

Figure -17 Accélérogramme du séisme PETROLIA.

Figure 18 Accélérogramme du séisme SYLMARFF.

Figure 6.19 Accélérogramme du séisme YERMO.

Figure 6.20 Spectres de réponse des accélérogrammes **enregistrées** avec normalisation par rapport à la PGA

Figure 6.21 Spectres de réponse des accélérogrammes **enregistrées** après normalisation par rapport à la PGA

Figure 22 Accélérogramme du séisme LEXINGT Après normalisation

Figure 23 Accélérogramme du séisme LUCERNE **après** normalisation

Figure 24 Accélérogramme du séisme NEWHALL **après** normalisation

Figure 25 Accélérogramme du séisme PETROLIA **après** normalisation

Figure 26 Accélérogramme du séisme SYLMARFF Après normalisation

Figure 27 Accélérogramme du séisme YERMO Après normalisation

Figure 28 Déplacement horizontal du dernier étage avec **différents séismes**.

Figure -29 Effort tranchant à la base en fonction **du déplacement** horizontal du dernier étage pour séisme SYLMARFF.

Figure 30 Effort tranchant à la base en fonction **du déplacement** horizontal du dernier étage pour séisme PETROLIA.

Figure 31 Effort tranchant à la base en fonction **du déplacement** horizontal du dernier étage pour séisme LEXINGT.

Figure 32 Effort tranchant à la base en fonction **du déplacement** horizontal du dernier étage pour séisme LUCERNE.

Figure 33 Effort tranchant à la base en fonction **du déplacement** horizontal du dernier étage pour séisme NEWHALL .

Figure 34 Effort tranchant à la base en fonction **du déplacement** horizontal du dernier étage pour séisme YERMO.

Figure 35 Accélération verticale et horizontale du séisme NEWHALL

Figure -36 Accélération verticale et horizontale du séisme ARRAY06

Figure 37 Spectre de réponse verticale et horizontale du séisme NEWHALL

Figure 38 Spectre de réponse verticale et horizontale Du séisme ARRAY06

Figure 39 **Déplacement** horizontal **en** fonction **du** temps du séisme ARRAY06 pour R+4.

Figure 41 Déplacement horizontal **en** fonction **du** temps du séisme NEWHALL pour R+4.

Figure 40 Effort tranchant à la base en fonction **du** temps du séisme ARRAY06 pour R+4.

Figure 42 Effort tranchant à la base en fonction **du** temps du séisme NEWHALL pour R+4.

Figure 43 Moment à la base en fonction **du** temps du séisme ARRAY06 pour R+4.

Figure 44 Moment à la base en fonction **du** temps du séisme NEWHALL pour R+4.

Figure 45 Force Axial à la base du poteau Milieu du séisme ARRAY06 pour R+4.

Figure 46 Force Axial à la base du poteau Milieu du séisme NEWHALL pour R+4.

Figure 47 Force Axial à la base du poteau Rive du séisme ARRAY06 pour R+4.

Figure 48 Force Axial à la base du poteau Rive du séisme NEWHALL pour R+4.

Figure 49 Déplacement horizontal du dernier étage en fonction **du** temps du séisme ARRAY06 pour R+1

Figure 50 Déplacements horizontal du dernier étage en fonction **du** temps du séisme NEWHALL pour R+1.

Figure 51 Moment à la base en fonction **du** temps du séisme ARRAY06 pour R+1.

Figure 52 Moment à la base en fonction **du** temps du séisme NEWHALL pour R+1.

Figure 53 Effort tranchant à la base en fonction **du** temps du séisme ARRAY06 pour R+1.

Figure 54 Effort tranchant à la base en fonction **du** temps du séisme NEWHALL pour R+1.

Figure 55 Force Axial à la base du poteau Milieu du séisme ARRAY06 pour R+1.

Figure 56 Force Axial à la base du poteau Milieu du séisme NEWHALL pour R+1.

Figure 57 Force Axial à la base du poteau Rive du séisme ARRAY06 pour R+1.

Figure 58 Force Axial à la base du poteau Rive du séisme NEWHALL pour R+1.

Figure 59 Vue en 2D une structure R+4 avec modélisation l'interaction sol structure

Figure 60 loi de comportement d'acier d'après Mandel .

Figure 61 loi de comportement d'acier d'après Mandel .

Figure 62 **Déplacement** horizontal du dernier étage en fonction du temps pour le séisme EL CENTRO,ARRAY06

Figure 63 force vertical dans link en fonction du temps du séisme EL CENTRO,ARRAY06.

Figure 63 force vertical dans link en fonction du temps du séisme EL CENTRO,ARRAY06.

Figure 64 Accélération en fonction du temps pour séisme EL CENTRO,ARRAY06

Figure 65 Déplacements horizontal du dernier étage en fonction temps.

Figure 66 Effort tranchant à la base en fonction temps.

Figure 67 Force axiale à la base en fonction temps du poteau central dans le site 2.

Figure 68 Force axiale à la base en fonction temps du poteau rive dans le site 2.

Figure 69 Force axiale à la base en fonction temps du poteau central dans le site 3.

Figure 70 Force axiale à la base en fonction temps du poteau rive dans le site 3.

Figure 71 Force axiale à la base en fonction temps du poteau central dans le site 4.

Figure 72 Force axiale à la base en fonction temps du poteau rive dans le site 4.

Figure 73 Force axiale à la base en fonction temps du poteau central encastré.

Figure 74 Force axiale à la base en fonction temps du poteau rive encastré.

Figure 75 déplacement horizontal en fonction temps avec encastrement à la base.

Figure 76 Déplacement horizontal en fonction temps dans site 2

Figure 77 Déplacement horizontal en fonction temps dans site 3

Figure 78 Déplacement horizontal en fonction temps dans site 4

Résumé

Dans le cadre de l'analyse dynamique non linéaire, l'évaluation de la performance des portiques en béton armé sous l'action d'accélération horizontales ou de combinaisons d'accélération horizontales et verticales et en tenant compte de l'interaction sol-structure est requise et nécessite l'intégration temporelle des équations de mouvements non linéaires résultant de la discrétisation par éléments finis des structures. Depuis les premières recherches consacrées à cette problématique dans les années 70, les techniques de modélisation du comportement des éléments en béton armé et les lois constitutives du béton et de l'acier ont connu un essor prodigieux passant des modèles à non linéarités concentrées aux modèles à non linéarités matérielles réparties et finalement aux modèles fibres. Dans cette thèse, différents modèles non linéaires aussi bien pour les éléments en béton que pour les éléments de sol considérés. De plus, différents inputs sismiques ayant des caractéristiques différentes sont étudiés afin de quantifier leurs effets éventuels sur la réponse sismique des portiques en béton armé. Les résultats trouvés permettront de mieux comprendre le comportement si complexe des portiques en béton armé soumis à des charges sismiques et d'aider les ingénieurs à mieux appréhender ce comportement lors de la conception de futures structures.

Mots clés : Béton armé, Portiques, Analyse dynamique non linéaire, Eléments non linéaires, Lois constitutives, Accélération horizontales et verticales, Contenu fréquentiel, Interaction sol-structure

Abstract :

Within the framework of nonlinear dynamic analysis, the assessment of the seismic performance of reinforced concrete frames under the action of horizontal acceleration or combinations of horizontal and vertical accelerations and taking into the soil-structure effects is required and necessitates the integration in the time domain of the structural equation of motion resulting from the discretisation of the structures by

the finite element method. Since the first research works devoted to this subject in the 70's, the techniques of modeling the behavior reinforced concrete elements and the constitutive laws of concrete and steel have witnessed a tremendous progress ranging from concentrated nonlinear models to models with distributed nonlinearity and ending up with fiber models. In this thesis, different nonlinear models for reinforced concrete elements and for soil are considered. In addition, several seismic inputs with different characteristics are studied in order to quantify their possible effects on the seismic response of reinforced concrete frames. The results obtained will allow a better understanding of the so complex behavior of reinforced concrete frames subjected to seismic loading and help engineers to better understand this behavior when designing future structures.

Key words : Reinforced concrete, Frames, Nonlinear dynamic analysis, Nonlinear elements, Constitutive laws, Horizontal and vertical accelerations, Frequency content , Soli-Structure interaction.

Chapitre 1

Introduction Générale et Synthèse Bibliographique

1.1- Introduction

Après les récents grands tremblements de terre (Northridge, 1994, Kobe 1995, Izmir 1999, Boumerdes 2003 et Sichuan 2008), la nécessité pour l'utilisation de méthodes de plus en plus précises pour l'évaluation de la demande sismique dans les structures, est devenue évidente. Au cours des dernières années, l'augmentation continue des capacités de calcul a permis l'utilisation de modèles mathématiques qui représentent explicitement les non linéarités géométriques et matérielles. Ceci a permis d'entamer le début du processus de l'éloignement de l'utilisation de l'approche des forces élastiques équivalentes dans des anciens codes de conception, qui s'est avérée inefficace dans la prévention des conséquences destructrices des tremblements de terre.

Deux principaux outils d'analyse sont actuellement proposés pour l'évaluation des structures, avec différents niveaux de complexité et de l'effort de calcul requis : l'analyse statique non linéaire (plus connue sous le nom d'analyse pushover) et l'analyse dynamique non linéaire (évolution temporelle). Cette dernière constitue l'outil le plus puissant et le plus précis pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Dans la dernière génération des codes sismiques (Eurocode 8, 2004 ; AS / NZS 1170.4, 2004 ; ASCE/SEI 7-05, 2005 ; Parmi d'autres), l'analyse dynamique non linéaire des modèles structuraux bi ou tri dimensionnels est en effet recommandée pour l'évaluation des structures d'importance vitale dans les zones à risque sismique élevé ou pour la conception des nouvelles structures ou le confortement des structures existantes.

La plupart des codes de calculs des structures comprennent déjà un module pour l'analyse dynamique non linéaire des structures. Cependant, l'utilisation de ces méthodes en milieu professionnel n'est pas très répandue, en raison de la difficulté théorique pour les ingénieurs et/ou

de la complexité des modèles matériels impliqués. Par conséquent, la proposition de nouveaux modèles simplifiés et la réduction de l'effort de calcul de l'ensemble du processus de l'analyse temporelle sont d'une grande importance. L'utilisation intensive de ces méthodes nécessite tout d'abord une démonstration claire de leur précision et de leur fiabilité.

Pendant longtemps, la considération des accélérations verticales dans la conception parasismique des structures a été négligée pour les deux raisons suivantes : - a) il était supposé que la composante verticale était plus faible que la composante horizontale et que les structures étaient très rigides dans la direction verticale par rapport à la direction horizontale, - b) les analyses parasismiques des bâtiments ont été considérées assez satisfaisantes même si uniquement la composante horizontale est prise en considération. Cependant, la tendance est de donner une plus grande attention aux accélérations verticales car : c) l'observation des enregistrements des secousses sismiques et les rapports sur les tremblements destructeurs ont montré que l'effet des accélérations verticales ne peut plus être ignoré , - d) des problèmes surgissent lors de la conception des structures qui ne peuvent pas être résolus en considérant uniquement la composante horizontale seule, - et e) des investigations sur les enregistrements antérieurs de tremblements de terre, ont montré que même si les accélérations horizontales maximales peuvent ne pas se produire exactement en même temps que les accélérations verticales maximales, elles se produisent dans le même temps en général. Ainsi, pour certaines structures importantes spéciales telles que les centrales nucléaires, comme hypothèse conservatrice, on peut supposer que les accélérations horizontales et verticales agissent simultanément.

La construction parasismique consiste à trouver des techniques de génie civil permettant aux habitations de résister au mieux aux tremblements de terre. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures sous sollicitations sismiques est très importante. Les structures étant fondées sur les sols par lesquels sont transmises des sollicitations sismiques, il s'avère en conséquence essentiel de connaître le fonctionnement de l'ensemble du système sol-structure en cas de séisme. En effet, non seulement la nature des sols a une influence sur le comportement des structures, mais les structures mises en mouvement induisent aussi des chargements supplémentaires dans les sols qui modifieront à leur tour les composantes des sollicitations. Le terme générique décrivant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'Interaction Sol-Structure (ISS).

En interaction sol-structure, la faible rigidité du sol conduit à une réponse moins sévère dans la structure que si celle-ci était encastrée dans le rocher. Les non linéarités générées à l'interface sol-structure et dans le sol jouent un rôle non négligeable en termes de dissipation d'énergie. En effet, une sorte d'isolation vis-à-vis du mouvement incident se produit entre la structure et le sol de fondation grâce aux non linéarités. En se plastifiant, le sol avec en plus un décollement éventuel à l'interface, les efforts engendrés dans la structure sont réduits. En revanche, d'importants déplacements au niveau de la fondation peuvent survenir et demeurer irréversibles. Cela risque, dans certains cas, de mettre l'ouvrage hors service par la rupture totale du sol, ceci d'autant plus que la résistance au cisaillement du sol de fondation est faible. Dans ce cas, le dimensionnement approprié de la fondation doit permettre d'éviter les dommages ainsi produits. Plusieurs méthodes existent pour prendre en compte l'ISS. La plus utilisée est la méthode des éléments finis traitant les problèmes au niveau local (lois constitutives en contraintes-déformations). Elles semblent appropriées puisqu'elles permettent de définir précisément le comportement de tous les éléments composant le problème (sol, fondation, structure etc...). Néanmoins, à l'échelle d'un bâtiment l'intégration de phénomènes locaux peut s'avérer très coûteuse augmentant ainsi considérablement les temps de calculs et la difficulté du post- traitement des résultats.

1.2. Synthèse Bibliographique

Beaucoup d'efforts ont été consacrés ces dernières décennies au développement de modèles inélastiques des éléments en béton armé soumis à de larges déformations cycliques irréversibles. De nombreux modèles incorporant des informations provenant d'études expérimentales et d'observations in-situ concernant le comportement hystérétique des éléments structuraux en béton armé ont été proposés. Ceux-ci vont du simple modèle à deux composantes avec une loi hystérétique bilinéaire aux modèles en fibres ou multicouches plus raffinés et qui sont basés sur des descriptions sophistiquées du comportement sous charges cycliques du béton et des armatures en acier.

Le tout premier modèle de poutre anélastique a été proposé par Clough et al. (1965). Dans ce modèle, connu sous le nom de modèle à deux composantes, une relation moment-courbure bilinéaire élastique avec écrouissage est adoptée le long de la poutre. Le modèle de la poutre consiste en deux composantes agissant en parallèle : l'une élastique linéaire et l'autre

élastique-parfaitement plastique avec les déformations plastiques concentrées dans des rotules plastiques situées aux extrémités de l'élément. Le module d'élasticité de la première composante est égal au module d'écrouissage $p.EI$ de la relation du moment-courbure, où EI est la rigidité de la section avant plastification. Le module élastique de la composante d'élasto-plastique est égal à $q.EI$ où $q = 1-p$. L'un des inconvénients majeurs de ce modèle est la difficulté de la prise en compte de la dégradation de la rigidité des éléments en béton armé au cours de l'inversion de la charge cyclique.

Pour surmonter le problème du non prise en compte de la dégradation de la rigidité, Giberson(1974) a proposé un autre modèle. Ce modèle est connu sous le nom du modèle à une seule composante. Il se compose de deux ressorts rotationnels non linéaires qui sont attachés aux extrémités d'un élément parfaitement élastique représentant la poutre. Toutes les déformations non linéaires de l'élément poutre sont concentrées dans les deux ressorts rotationnels. Il s'agit d'une simplification d'une évidence expérimentale qui montre que les déformations inélastiques sont réparties sur une région finie aux extrémités de la poutre. Le modèle de Giberson présente l'avantage de pouvoir affecter n'importe quelle loi hystérétique aux ressorts non linéaires. Ceci en plus, de la simplicité du modèle, explique son utilisation répandue dans les études analytiques à ce jour.

Pour décrire le comportement hystérétique des ressorts non linéaires aux extrémités du modèle à une seule composante, une loi hystérétique est nécessaire. La première loi a été proposée par Clough (1965). Un modèle hystérétique plus raffiné a été proposé par Takeda et al. (1970). Dans ce modèle le comportement monotone est décrit par une courbe tri linéaire qui considère la fissuration du béton et la plastification des armatures. Le comportement hystérétique est décrit par un certain nombre de règles pour le déchargement et le rechargement et repose sur des données obtenues à partir d'essais sur table vibrante. Bien que le modèle hystérétique de Takeda ait été initialement proposé pour simuler la relation charge-déplacement des sous-assemblages en béton armé, il a été par la suite été largement utilisé pour la description de la relation moment-courbure ou moment-rotation hystérétique des éléments en béton armé.

Une approche différente au problème de la modélisation du comportement sismique des poutres en béton armé a été proposée par Otani (1974). Dans cette approche, chaque élément poutre ou poteau est divisé en deux éléments linéaires, l'un linéairement élastique et l'autre

inélastique, qui agissent en parallèle. Un ressort rotationnel inélastique est attaché à chaque extrémité de l'élément. Ce ressort représente la rotation à l'extrémité à l'interface poteau-poutre en raison du glissement des armatures dans le nœud. Dans le modèle d'Otani, l'élément élastique linéaire décrit la totalité de la rigidité élastique de la poutre ; la matrice de flexibilité de l'élément inélastique est déterminée en fonction de l'emplacement du point d'inflexion. Cette approche se traduit par une matrice de flexibilité non symétrique, sauf si l'une des hypothèses suivantes est émise: les déformations inélastiques sont concentrées à l'extrémité de la poutre, ou (b) le point de d'inflexion est supposé fixée au milieu de l'élément. L'étude d'Otani reconnaît pour la première fois l'importance de la rotation aux extrémités.

Mahin et Bertero (1976) ont passé en revue les diverses définitions des facteurs de ductilité utilisés en conception parasismique. Une des questions les plus importantes dans ce contexte est l'évaluation précise de la demande en termes de ductilité rotationnelle dans les éléments structuraux. L'étude montre comment les facteurs de ductilité d'une poutre représentée par un modèle à deux composantes doivent être modifiés pour correspondre à ceux d'une poutre dans laquelle les déformations inélastiques sont réparties dans l'élément. Étant donné que le modèle à deux composantes sous-estime considérablement la rigidité post-plastification d'un élément, la réponse sismique de la structure ne sera pas être prédite avec une bonne précision. Cela est particulièrement vrai dans le cas de quantités de réponse locales telles que les rotations inélastiques des poutres et des nœuds. Il ne semble pas par conséquent, raisonnable d'estimer les ductilités requises des éléments en béton armé sur la base des résultats du modèle à deux composantes.

Anderson et Townsend (1977) ont étudié l'effet de modèles hystérétiques différents sur la réponse dynamique des structures en béton armé. Quatre modèles ont été utilisés pour décrire le comportement hystérétique des zones critiques des éléments en béton armé: (a) un modèle bilinéaire élastique avec écrouissage, (b) un modèle bilinéaire avec dégradation ayant des rigidités de déchargement et de rechargement égales, (c) un modèle tri-linéaire avec dégradation ayant des rigidités différentes pour le déchargement et le rechargement et (d) un modèle tri linéaire avec dégradation pour les connections poutre-poteau. Ils ont étudié l'effet du glissement des armatures dans le nœud en insérant un petit élément rotule de longueur prédéfinie entre la zone rigide de l'élément et l'élément poutre flexible. L'étude montre que la réduction de la rigidité des éléments en béton armé en raison de déformations inélastiques peut avoir un effet

significatif sur la réponse dynamique des structures en portiques. Parmi les différents modèles par hystérésis utilisés dans l'étude, le modèle tri linéaire avec dégradation pour les connections semble être le plus précis. L'étude montre également que l'utilisation d'un modèle avec dégradation de la rigidité résulte en une augmentation des déplacements entre les niveaux. Ceci peut avoir un effet significatif sur la capacité portante de la structure en raison de l'effet $P-\Delta$ résultant de forces axiales élevées.

Le premier modèle qui tient compte de la répartition des déformations inélastiques le long d'une poutre a été introduit par Soleimani et al. (1979 a). Dans ce modèle une zone de déformation anélastique se propage progressivement de l'interface poutre-poteau vers l'élément en fonction de l'histoire de chargement, le reste de la poutre reste élastique. Les rotations fixes aux extrémités à l'interface poutre-poteau sont modélisées par l'intermédiaire de rotules ponctuelles qui sont placées à l'extrémité de l'élément. Celles-ci sont reliées à la courbure de la section correspondante par l'intermédiaire d'un facteur de « longueur effective » qui reste constant au cours de l'historique de la réponse totale.

L'applicabilité des modèles à rotules ponctuelles pour l'étude de la réponse sismique des structures a été étudiée en détail par Anagnostopoulos (1981). Son étude était limitée aux éléments en flexion, soumis à des moments aux extrémités et à des charges de gravité uniformément réparties. La relation moment-courbure est supposée être élastique bilinéaire avec écrouissage. L'étude souligne qu'un modèle de rotules ponctuelles est incapable de reproduire le changement graduel de la rigidité d'un élément dans le domaine post-plastique. L'étude s'est ensuite attelée à l'étude du problème de la définition du rapport de l'écrouissage de la relation moment-rotation des modèles à rotules ponctuelles. Anagnostopoulos a montré qu'il est incorrect de prendre ce rapport égal au rapport de l'écrouissage de la relation moment-courbure, du fait que ceci sous-estime la déformation post-plastique. L'étude propose une solution itérative pour la détermination du rapport d'écrouissage de la relation moment-rotation des modèles à rotules ponctuelles.

Plusieurs tentatives pour élaborer un modèle du comportement hystérétique en cisaillement ont été faites à ce jour. Un modèle qualitatif de la relation hystérésis force cisaillement-déformation a été proposé par Celebi et Penzien (1973). Le plus récent de ces modèles a été introduit par Ozcebe et Saatcioglu (1989). Ce modèle décrit la dégradation de la

rigidité observée expérimentalement et le « pincement » associé des boucles hystérésis. Des expressions empiriques sont proposées et qui tiennent compte de l'effet de la charge axiale sur le comportement hystérétique.

Un modèle complet pour l'analyse de la réponse sismique des structures en béton armé a été proposé par Banon et al. (1981). Le modèle à une composante dans sa forme originale décrit le comportement non linéaire de la poutre. La relation moment-rotation hystérétique est basée sur un modèle modifié de Takeda. Afin de reproduire l'effet "pincement" à cause du cisaillement et la perte d'adhérence, un ressort non linéaire rotationnel est inséré à chaque extrémité de l'élément. Le modèle hystérétique des ressorts non linéaires est basé sur une courbe bilinéaire avec une force décroissante sous larges déformations et inclut l'effet de « pincement » au cours du rechargement. Les auteurs ont également proposé un ensemble d'indicateurs de dommages dans le but de quantifier les performances d'une structure pendant un séisme. Ces indicateurs décrivent l'état de dégâts de chaque élément à cause des larges déformations irréversibles et des faibles cycles de fatigue. Les indicateurs de dommages sont utilisés pour l'élaboration d'un modèle probabiliste de la résistance de l'élément. L'étude conclut que le modèle à une seule composante est suffisamment précise pour modéliser la réponse anélastique d'un élément en béton armé soumis à des déformations irréversibles. Elle montre aussi qu'il est possible de prédire avec précision l'état des dommages dans les éléments en béton armé à l'aide de paramètres basés sur la ductilité de la déformation et de la dissipation de l'énergie cumulée en raison de faibles cycles de fatigue.

L'effet des différents modèles d'hystérésis sur la réponse dynamique non linéaire d'une simple éprouvette de béton a été étudié par Saiidi (1982). Il a analysé quatre modèles : un modèle élastique-parfaitement plastique, un modèle élasto-plastique avec écrouissage, le modèle de Clough et un nouveau modèle appelé Q-hystérésis. Les deux premiers sont très simples, mais tout à fait irréalistes pour le béton armé ; les deux autres sont plus précis et se distinguent principalement par la représentation de la dégradation de la rigidité pendant le déchargement et le rechargement. La performance des différents modèles hystérétiques a été évaluée en comparant les résultats avec ceux obtenus en utilisant le modèle de Takeda, qui est considéré comme étant le plus fiable. Une mauvaise concordance avec le modèle de Takeda est illustrée pour les deux modèles élasto-plastiques ; le modèle de Clough montre un relatif bon accord tandis que le modèle Q-hystérésis montre un excellent accord. L'étude conclut que les effets de

dégradation de rigidité pendant le déchargement et le rechargement sont très importants pour la détermination de la réponse globale des structures en béton armé, parce qu'ils affectent la quantité d'énergie dissipée par la structure.

En 1983, Meyer et al. (1983) ont proposé un autre modèle de plasticité distribuée. Les coefficients de la flexibilité du nouveau modèle sont identiques à ceux du modèle de Soleimani. Les auteurs ont proposé une méthode légèrement différente du calcul de la rigidité de la zone plastique au cours de rechargement et à utiliser le modèle de Takeda pour décrire la relation moment-courbure hystérétique. Le même modèle a été utilisé pour décrire le comportement inélastique des poutres et des poteaux, sans prise en compte de l'effet des forces axiales sur la rigidité en flexion. Les rotations fixes aux extrémités ne sont pas prises en compte dans l'étude. Les résultats des analyses sont comparés avec une série de données expérimentales et montrent un excellent accord.

Michael H. Scott et al. (2006) ont développé une nouvelle méthode d'intégration des rotules plastique pour contourner les problèmes associés avec la réponse non objective due au comportement en déformation avec adoucissement dans les poutres et les poteaux formulés par éléments finis basés sur une formulation en force. La méthode d'intégration utilise un concept basé sur la longueur de la rotule plastique de manière numériquement cohérente. La méthode, dérivée de la règle de quadrature de Gauss-Radau, intègre les déformations le long des longueurs des rotules plastiques placées aux extrémités de l'élément poutre-poteau, et possède la propriété désirable qu'elle se réduit à la solution exacte pour les problèmes linéaires. Les exemples numériques montrent l'effet de l'intégration de la rotule plastique sur la réponse des éléments poutrespoteaux basés sur une formulation en force pour des lois de comportement de la section avec raidissement et adoucissement dans les régions des rotules plastiques. L'incorporation d'une longueur en rotule plastique dans la méthode d'intégration de l'élément assure la réponse objective des éléments et de la section, ce qui est important pour le comportement avec adoucissement dans les structures en béton armé.

Xuân-Huy Nguyen et al.(2007) ont entrepris un nouveau programme de recherche consistant en une expérimentation sur table sismique au LNEC à Lisbonne. La maquette (éch. 1/3) est représentative d'une cellule de bâtiment à murs en béton faiblement armé. Deux types de modélisation par éléments finis en dynamique non linéaire (raffinée et simplifiée) ont été utilisés.

Pour la modélisation raffinée, les voiles sont modélisés avec des éléments coques 3D DKT avec une intégration à 3 points de Gauss pour l'intégration dans le plan et à 9 points d'intégration suivant l'épaisseur (CASTEM 2000). Pour le modèle simplifié, des éléments de type poutre multifibres sont utilisés. Les différents calculs et la comparaison avec les résultats expérimentaux démontrent le savoir-faire dans ce domaine qui permet d'accéder à une bonne simulation des phénomènes et à une analyse fine du comportement local et global de la structure.

J. Mazars et al. (2006) ont proposé un élément de poutre basé sur une méthode multifibres, pour tenir compte de l'effet du cisaillement et de la torsion. Ils ont utilisé des fonctions d'interpolations d'ordre élevé pour éviter n'importe quel phénomène de verrouillage en cisaillement et la cinématique du gauchissement de la section est étendue au comportement non linéaire avec des lois constitutives avancées. L'efficacité des stratégies de modélisation proposée est comparée avec les résultats expérimentaux des éléments structuraux en béton armé soumis à des charges extrêmes. Le modèle donne de bons résultats aussi bien pour les sections rectangulaires que pour les sections en T en accord avec les résultats expérimentaux.

Seyed SahkerHashemi et all (2012) ont entrepris une analyse non linéaire de portiques en béton armé, avec prise en compte de l'effet du glissement entre le béton et l'armature sur toute la longueur des éléments poutre, poteau et nœuds dans les équations numériques. La théorie adoptée est similaire à celle du modèle en fibres mais l'hypothèse de la parfaite adhérence entre le béton et l'acier est négligée. La précision de la méthode proposée pour simuler le comportement réel non linéaire des armatures de béton armé a été comparée avec d'autres méthodes proposées pour prendre en compte l'effet du glissement entre l'armature et béton dans l'analyse avec les modèles en fibres. Parmi les avantages de cette méthode, sa possibilité de modéliser les armatures incluses dans les nœuds et la modélisation non linéaire du glissement entre l'armature et béton. Les résultats des analyses analytiques ont été comparés aux résultats expérimentaux réalisés sur deux portiques sous chargement cyclique. La comparaison a démontré que la méthode proposée peut modéliser le comportement non linéaire des portiques en béton armé avec une bonne précision.

A. Medjahed et al (2012) ont développé une stratégie de modélisation simplifiée utilisant des poutres multifibres 3D afin d'estimer la fissuration dans les structures en béton. Pour le béton, le modèle avec endommagement développé par Matallah et al. (2009) est implémenté

dans le code Cast3M comme élément fibre. Des poutres sous chargements cycliques sont considérées pour la validation. Cette approche présente beaucoup d'avantages (un coût réduit de calcul, une description suffisante des lois de comportement constitutives non linéaires). Cependant, l'évaluation de la fissuration est toujours une tâche ardue. Les résultats numériques présentent une bonne concordance comparativement aux résultats expérimentaux.

Relativement, les publications concernant l'effet des accélérations verticales sont moins nombreuses que celles dédiées à l'effet des accélérations horizontales. Iyengar et Shinozuka (1972) ont étudié l'effet du poids propre et des accélérations verticales sur le comportement de structures élevés. Les structures ont été idéalisées comme des consoles (modèle brochette) et les mouvements de terrain comme un processus aléatoire. Leurs conclusions principales sont ; la considération du poids et des accélérations verticales peut augmenter ou diminuer les réponses maximales. Cependant, la différence dans les deux cas semble être considérable dans la plupart des cas. L'effet des accélérations verticales pourrait être plus prononcé dans la réponse de la poutre, si une structure en portiques est considérée.

Iyengar et Sahia (1977) ont étudié l'effet du mouvement de sol vertical sur la réponse des structures en console en utilisant la méthode de superposition modale; leur conclusion principale est que la considération de la composante verticale est essentielle pour l'analyse des tours. La non-inclusion de la composante verticale résulte en une conception peu sûre en quelques sections. Anderson et Bertero (1977) ont utilisé des méthodes numériques pour suivre la réponse inélastique d'une structure à 10 étages sous l'action de la composante horizontale seule et sous l'action d'une combinaison d'une composante verticale et d'une composante horizontale, ils ont déduit les points suivants ; l'inclusion du mouvement de sol vertical, d'une part n'augmente pas les déplacements mais d'une part augmente la demande en ductilité des poutre de 50% et induit des déformations plastiques dans les poteaux.

Mostghel et Ahmadi (1997, 1978,1980) ont étudié l'effet du mouvement de sol vertical sur les poteaux et les tours qui ont été idéalisés comme des consoles. Leur conclusion principale est : dans le domaine élastique, pour un poteau initialement droit, si la charge sismique totale est inférieure à la charge limite de flambement d'Euler, alors le poteau sera toujours stable indépendamment de l'histoire temporelle du tremblement de terre auquel il est soumis. Mais ceci peut ne pas être le cas pour les poteaux en béton armé en raison de l'écrasement du béton en

compression et de la plastification des aciers verticaux. Javed et al. (1997) ont étudié la performance sismique inélastique d'un bâtiment en béton armé à 12 étages sous une combinaison d'accélération horizontales et verticales. Cette analyse a montré une légère augmentation de la déformation maximale quand le mouvement de sol vertical est inclus. L'inclusion de l'accélération verticale a induit un modèle de formation de rotules plastiques légèrement différent. Antoniou (1997) a étudié l'effet des accélérations verticales sur des bâtiments en béton armé en analysant un bâtiment à 8 étages conçu pour une classe de ductilité élevée suivant l'EC8 et une accélération de conception de l'ordre de 0.3 G. Cette analyse a prouvé que le mouvement vertical du sol n'a presque aucun effet sur les déplacements du dernier étage et les déplacements relatifs, mais peut augmenter les forces de compression de 100 % ou même plus et résulter en le développement de forces de traction dans les poteaux. Ces fluctuations dans les forces axiales peuvent avoir comme conséquence une rupture par cisaillement dans les poteaux. Ghobarah et Elnashai (2001) ont analysé un bâtiment non ductile de 3 étages et un bâtiment de 8 étages en béton armé calculés suivant l'EC8. Les résultats obtenus indiquent que l'excitation verticale n'a pas affecté considérablement les déplacements du dernier étage et les déplacements relatifs, alors qu'elle résulte en des dommages accumulés de l'ordre de 10 % à 20 %.

Collier et Elnashai (2003) ont proposé des procédures simplifiées pour combiner des mouvements verticaux et horizontaux du sol, et ont analysé une structure à 4 niveaux en béton armé, construction typique Européenne des années 60. Leur accent a été mis sur l'effet la période verticale de la vibration structurale en considérant divers rapports de V/H et intervalles de temps entre les accélérations maximales horizontale et verticale. Ils ont conclu que la période verticale de la vibration peut être sensiblement affectée par l'amplitude des accélérations verticales et horizontale. Il a été aussi trouvé que l'effet d'interaction du mouvement horizontal en fonction de l'intervalle de temps est significatif quand l'intervalle de temps entre les pics est inférieur à 2 secondes. Shakib et al (2003) ont conduit une étude pour évaluer les effets de la composante verticale du sol sur la réponse d'un bâtiment asymétrique ayant une base d'isolation à un seul niveau et reposant sur des appuis glissants. Les résultats de cette analyse ont prouvé que la composante verticale du sol influence fortement sur la réponse latérale du bâtiment, et la réponse en torsion de la structure qui pour des valeurs d'excentricités modérées augmentent considérablement sous l'action des mouvements horizontaux et verticaux du sol. Mwafy et Elnashai (2006) ont entrepris des analyses sur trois groupes différents de structures en béton armé comprenant une structure à 8 étages irrégulière, une structure à 12 étages régulière, et une

structure à 8 étages avec des voiles. Ils ont conclu que l'effet du mouvement vertical du sol augmente quand la contribution de l'action latérale du séisme est relativement petite, comme dans le cas des bâtiments à faible hauteur et les poteaux intérieurs des structures à grandes hauteur dans les niveaux supérieurs. Ils ont aussi indiqué que les paramètres globaux de la réponse peuvent augmenter de plus de 20% pour l'accélération de conception et le déplacement relatif pour l'état limite de rupture été fréquemment atteint pour un séisme ayant une faible intensité quand l'effet du mouvement vertical du sol était inclus. Ils ont également observé que les forces axiales de compression dans les poteaux augmentent de 45% et des forces de traction ont été détectées seulement quand le mouvement vertical du sol était inclus. Ils ont aussi noté que le mouvement vertical du sol a augmenté la demande de ductilité en courbure de presque 60%.

Bozorgnia et Campbell (2004) ont étudié les caractéristiques des spectres de réponse des mouvements verticaux enregistrés lors du tremblement de terre de Northridge(1994) et ont trouvé que le rapport du spectre de réponse de la composante verticale à la composante horizontal (V/H) dépend fortement de la période et de la distance de l'emplacement à la source. Ils ont également conclu que le rapport V/H généralement supposé égal à 2/3 est dépassé pour les périodes courtes mais peut être conservatif pour les longues périodes.

Veletzos et al. (2006) ont entrepris une investigation combinée expérimentale et analytique concernant la réponse sismique des superstructures préfabriquées de ponts. Ils ont également examiné les effets des mouvements verticaux du sol. Leurs analyses numériques ont indiqué que les tendons de précontrainte au-dessus des piliers d'une des structures de pont se sont plastifiés sous l'action d'un moment fléchissant positif. Les rotations médianes positives peuvent augmenter de 400% à cause des mouvements verticaux du sol.

Plusieurs publications dans la littérature décrivent diverses approches basées sur le modèle de Winkler, et utilisées pour la modélisation du phénomène de renversement des fondations superficielles reposant soit sur un sol élastique ou inélastique, et qui considèrent les actions inélastiques à travers l'effet de soulèvement de la fondation. Cependant, lors du soulèvement de la fondation, les équations du mouvement décrivant la réponse du système deviennent fortement non linéaires. Par conséquent, divers chercheurs ont également considéré des modèles simples consistant en deux ressorts symétriques permettant la linéarisation du

système d'équations. Une telle approche est généralement plus applicable pour les systèmes structuraux rigides. Une description de certains travaux de recherches antérieure est présentée dans cette section.

Weissing (1979) a utilisé des ressorts élasto-plastiques couplés avec des éléments de Coulomb et subdivisé la fondation en éléments finis. Ce travail a considéré deux dimensions de chargement (moment et charge verticale avec le déplacement horizontal bloqué). Des ressorts élasto-plastiques sont supposés avoir uniquement une capacité en compression, tandis que les éléments de Coulomb capturent le soulèvement de la fondation. Les résultats de cette étude numérique fournissent une bonne comparaison avec des études expérimentales pour l'ensemble des fondations du sol considéré. Quatre des cinq essais ont considéré la direction forte du chargement, avec des coefficients de sécurité verticaux, FSV, allant de deux à dix.

Avant le travail de Weissing, Bartlett (1976) a effectué des tests similaires sur un sol argileux, avec les mêmes dimensions des fondations et les mêmes coefficients de sécurité. Une analyse numérique a été faite en utilisant un modèle de Winkler avec des ressorts élastiques parfaitement plastiques susceptibles au soulèvement. Trois essais ont examiné le sens faible de chargement, et les coefficients de sécurité verticaux, FSV, varient de 1,5 à 8. De bonnes comparaisons qualitatives ont été faites entre les résultats analytiques et expérimentaux, avec les observations clés suivantes: (1) la dégradation générale du module du sol se produit avec l'augmentation de l'amplitude de la charge, (2) la majorité de la déformation permanente se produit durant le premier grand cycle d'une série de cycles d'amplitude similaire, et (3) une augmentation de la dissipation d'énergie se produit avec une augmentation de la rotation.

Psycharis (1981) a considéré deux types de modélisation du sol à l'aide de ressorts de base: (1) le modèle à deux ressorts et (2) le système de Winkler à ressorts distribués. La non-linéarité de l'interface de la fondation a été examinée à travers trois mécanismes: (1) amortisseurs (2) ressorts non linéaires élastiques parfaitement plastiques et (3) un mécanisme d'impact permettant la dissipation de l'énergie. Comparaison des solutions des équations théoriques développées sur la base du système à deux ressorts et des ressorts distribués ont été fournies à l'aide des résultats de la réponse du bâtiment de la bibliothèque de Milliken et l'enregistrement d'un mouvement du sol du séisme de San Fernando en 1971. La principale conclusion de cette étude numérique est que le modèle à deux ressorts est beaucoup plus simple et fournit des

résultats raisonnables de la réponse pouvant être exploités lors de la conception. Dans une publication ultérieure, Psycharis (1983) a utilisé un système à deux ressorts simplifié pour étudier la réponse d'un bâtiment à plusieurs étages.

Deux études séparées mais similaires faites par Chopra and Yim (1985) ont évalué le basculement d'un système à un seul degré de liberté et d'un système à plusieurs degrés de liberté. Dans le travail suivant (Yim et Chopra, 1985), le modèle a été étendu à un système à plusieurs degrés de liberté supporté par un système ayant deux ressorts et deux amortisseurs. Le système des supports de base choisi est indiqué dans la Figure 1.1. Dans chacune de ces études, les ressorts individuels étaient supposés linéaires élastiques. L'enveloppe de la réponse moment-rotation obtenue pour différentes idéalizations de la base est présentée dans la Figure 1.2. Une conclusion principale de ce travail est que la souplesse de la fondation et le soulèvement ont un effet négligeable sur les modes supérieurs de vibration et que pour une structure à plusieurs étages, ces effets peuvent être pris en compte uniquement par leur inclusion dans le mode fondamental de la réponse. Dans l'étude d'un système à un seul degré de liberté, les auteurs ont développé des expressions simplifiées pour la détermination de la résistance au cisaillement à la base de structures flexibles sujettes au soulèvement.

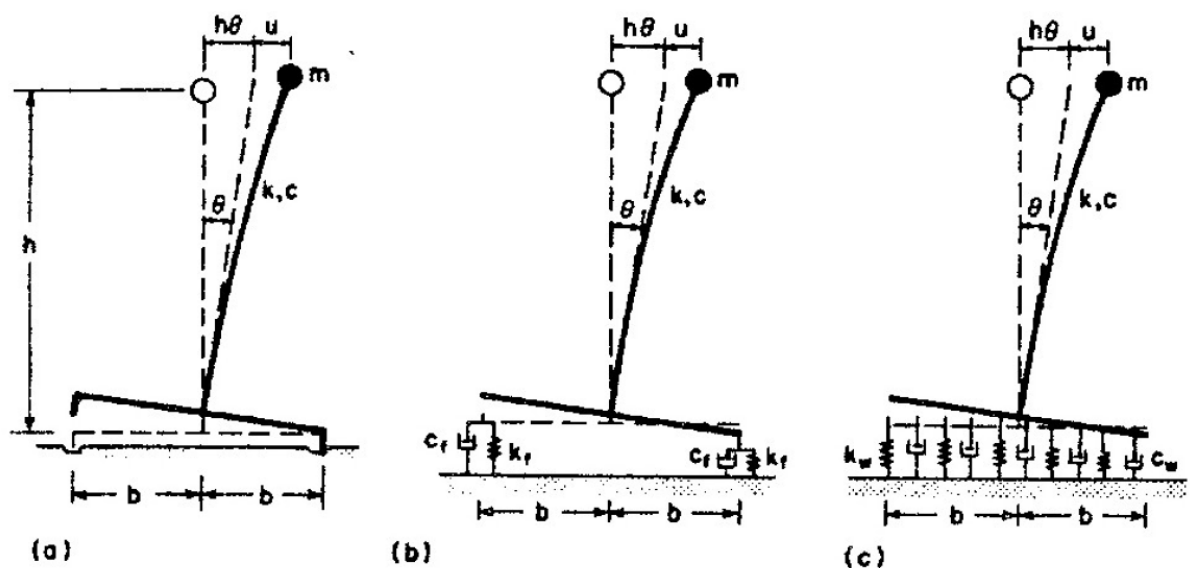


Figure 1.1 Idéalisation système de fondation par Chopra and Yim (1985) : (a) fondation rigide, (b) système de deux éléments (ressort et amortissement) et (c) système de Winkler (ressort et amortissement.)

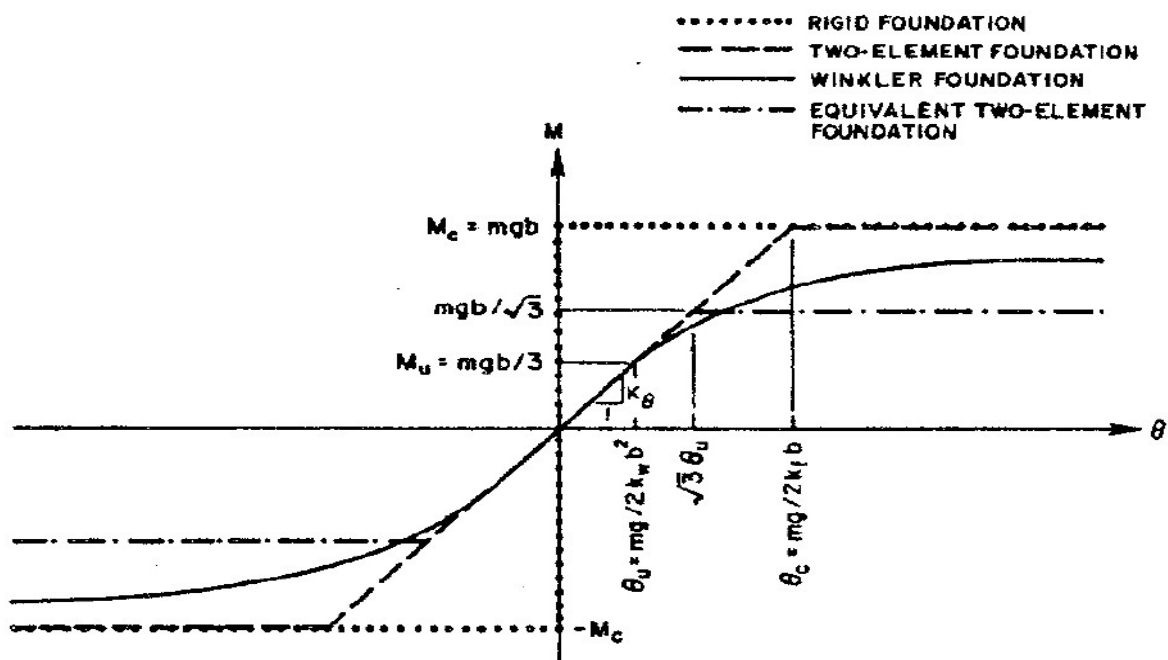


Figure 1.2 Enveloppe de moment-rotation pour différents idéalisations du système de fondation (après Chopra and Yim 1985).

Nakaki et Hart (1987) ont utilisé des ressorts élastiques verticaux avec des amortisseurs visqueux à la base d'une structure en voile pour illustrer les avantages du soulèvement de la fondation durant un séisme. Les ressorts de Winkler ont une capacité en traction égale à zéro et fournissent uniquement une résistance élastique à la compression. Le voile a été modélisé à l'aide d'un modèle non linéaire hystérique avec dégradation de la rigidité. La figure 1.3 montre le schéma de la configuration des ressorts à la base et le modèle structural considéré. Des analyses non linéaires dynamiques ont été faites sur ce système en considérant deux mouvements de sol différents : (1) un mouvement de longue durée enregistré lors du séisme El Centro 1940 et (2) un mouvement impulsif de courte durée mesuré au niveau du barrage de Pacoima. Les principales conclusions de cette étude sont : Le soulèvement de la fondation se traduit par une réduction significative des demandes en ductilité de la structure comme indiqué sur la figure 1.4. Ceci est dû essentiellement au fait que le système en basculement a une période plus longue que celle du système à base fixe. Il a été aussi observé que le contenu fréquentiel des mouvements du sol a un effet significatif sur la demande en ductilité du système. Dans certains cas, le soulèvement de la fondation résulte en une plus grande demande en ductilité pour la structure.

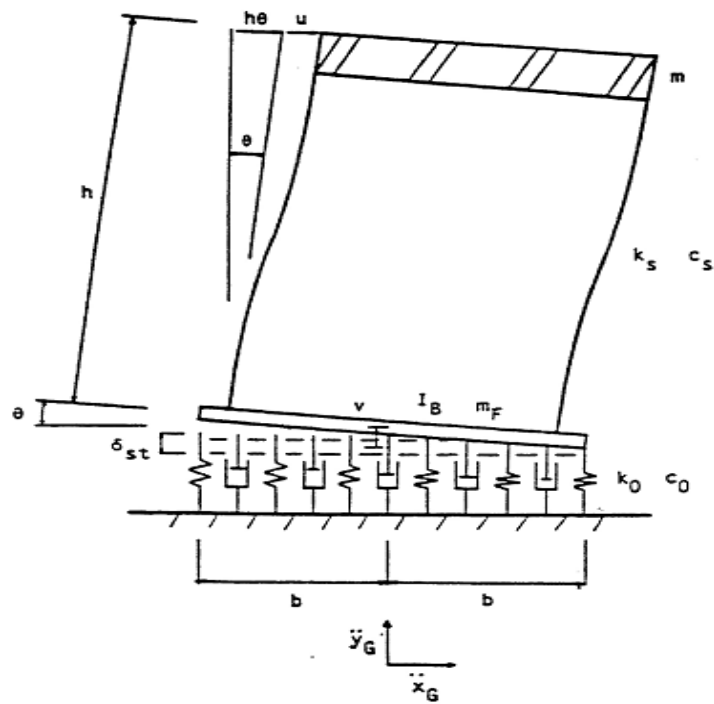


Figure 1.3 Système de fondation avec l'approche de Winkler au-dessous (Après Nakaki et Hart 1987).

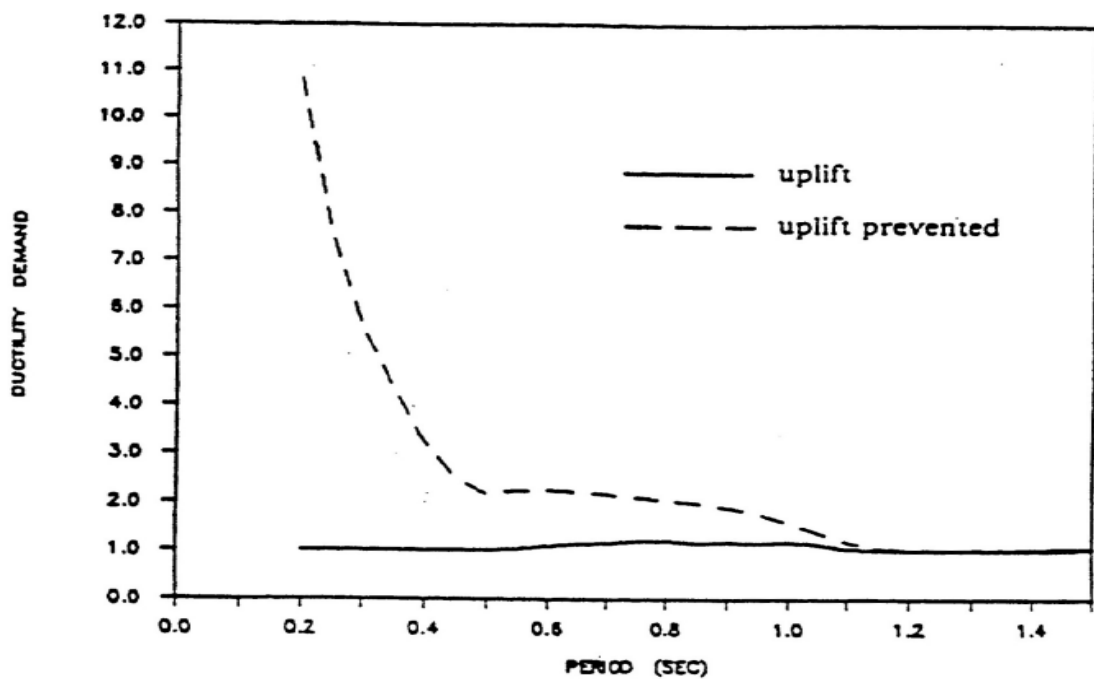


Figure 1.4 La relation entre la demande de la ductilité et période de la structure avec et sa considération soulèvement.

Fenves (1998) a modélisé le soulèvement des pieux en utilisant un élément composé de plusieurs éléments plastiques parfaitement élastiques (bilinéaires) dans le code de calcul DRAIN-3DX. Les côtés de la compression et traction de la courbe charge / déplacement sont asymétriques pour modéliser la capacité réduite sous le soulèvement, et des éléments Gap sont utilisés et qui ont la capacité de considérer le tassement permanent. Il a été trouvé que le coefficient de sécurité vertical a une influence significative sur la capacité du moment et le tassement vertical. En conséquence, le coefficient de sécurité vertical influe la quantité d'énergie rotation-moment qui peut être dissipée, car un plus grand facteur de sécurité aura une capacité de moment qui ne peut être atteinte et exhibe un pincement hystérétique.

Nova and Montrasio (1991), Houlsby and Cassidy (2002) and Cremer et al. (2001) ont entrepris un travail théorique et des simulations numériques pour capture l'interaction sol structure d'une fondation superficielle en utilisant des macro-éléments à partir d'une surface d'écoulement, d'une règle d'écrouissage et de modèles de potentiel plastique empiriques. Le macroélément envisagé sera implémenté dans un modèle à travers un élément simple à la base du système structural. Pour plus d'information voir le travail de Kutter et al. (2003).

1.3. Objectifs de la thèse

Le but principal de ce travail de recherche est d'apporter une modeste contribution pour une meilleure compréhension du comportement des portiques en béton armé soumise à des charges sismiques en étudiant plusieurs paramètres numériques et de l'input sismique afin de pouvoir quantifier leur éventuelle influence sur l'analyse non linéaire dynamique. Parmi ces paramètres on peut citer :

- Élément avec plasticité concentrée et répartie.
- Formulation des éléments avec la formulation en force ou en déplacement.
- Lois constitutives du béton et l'acier.
- Influence des différents éléments sur la réponse sismique.
- Influence du séisme vertical sur la réponse globale de la structure.

- Influence du contenu fréquentiel des accélérogramme sur la réponse sismique.
- Comportement mécanique des portiques en béton armé avec prise en compte de l'interaction sol structure.
- Influence des différents éléments de modélisation du sol
- Influence l'interaction sol structure sur le comportement sismique de la structure.

La thèse est structurée en six chapitres. Le premier chapitre commence par une introduction générale concernant le thème de recherche ainsi qu'une synthèse bibliographique des plus importants travaux antérieurs consacrés à ce sujet. Dans le second chapitre sont décrits le comportement du béton sous différents états de contraintes (compression, traction, cisaillement et uni axiale), et les lois constitutives du béton. Le chapitre trois est consacré à une présentation détaillée des éléments discrets avec son formulation (basé sur les forces ou sur les déplacements) et des différents sources de non linéarité matérielle (plasticité concentre et réparti). L'analyse dynamique non linéaire et les schémas d'intégration numérique sont explicités dans le chapitre quatre. Dans le chapitre cinq une présentation le phénomène d'interaction sol structure et les différents éléments de modélisation l'interaction sol structure. Une simulation numérique intensive de plusieurs portique en tenant compte des divers paramètres déjà cités a été entreprise au chapitre six ainsi qu'une interprétation et une discussion des résultats obtenus. Dans le chapitre Sept sont présentées les principales conclusions pouvant être tirées de cette étude ainsi que des recommandations pour des travaux ultérieurs dans ce domaine.

Chapitre 2

Modélisation Matérielle

2.1 Généralités

Les structures en béton armé se composent de deux matériaux ayant des caractéristiques différentes à savoir, le béton et l'acier. Si l'acier peut être considéré comme étant un matériau homogène et ses propriétés matérielles généralement bien définies. Le béton est, par contre, un matériau hétérogène composé de ciment, de mortier et d'agrégats. Ses propriétés mécaniques dispersent plus largement et ne peuvent pas être définies facilement. Cependant, pour simplifier l'analyse et la conception, le béton est souvent considéré comme un matériau homogène au sens macroscopique.

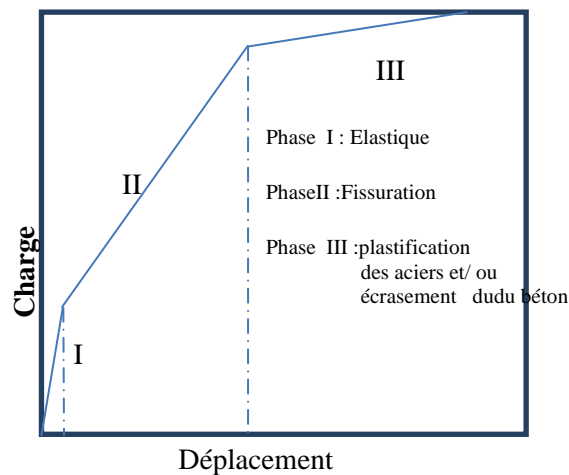


Figure 2.1 Réponse typique charge –déplacement d'un élément en béton armé.

Les étapes du comportement charge-déformation d'une poutre en béton simplement appuyée sont illustrées sur la figure 2.1. Des relations semblables sont obtenues pour d'autres types d'éléments structuraux en béton armé. Cette réponse fortement non linéaire peut être divisée en trois phases de comportement, la phase élastique sans fissuration, la seconde phase

caractérisée par l'initiation et la propagation des fissures et finalement la dernière phase caractérisée par la plastification des aciers et/ou l'écrasement du béton.

La réponse non linéaire est provoquée par deux effets principaux, à savoir, la fissuration du béton en traction, et la plastification des armatures ou l'écrasement du béton en compression. Les non-linéarités résultent également de l'interaction des constituants du béton armé, comme le glissement entre l'armature et le béton d'entourage. Les effets dépendant du temps comme le fluage, le retrait ou les effets de la température qui contribuent également à ce comportement non linéaire. En outre, la relation déformation-contrainte du béton est non seulement non linéaire, mais est différente suivant que le béton est tendu ou comprimé.

En raison de ces différences dans le comportement à court et à long terme des matériaux constitutifs, un modèle d'usage universel de la réponse des éléments et des structures en béton armé devrait être basé sur des modèles matériels séparés pour l'acier et le béton, qui sont alors combinés avec des modèles de l'interaction entre les deux constituants pour décrire le comportement du matériau composite, le béton armé.

2.2 Béton

2.1 Comportement de béton

Le béton présente un grand nombre de microfissures, en particulier, à l'interface entre les agrégats et le mortier, avant même l'application des charges. La présence de ces microfissures a un grand effet sur le comportement mécanique du béton, puisque leur propagation pendant le chargement contribue au comportement non linéaire sous de faibles charges et provoque la dilatation de volume avant la rupture. Plusieurs de ces microfissures sont causées par la ségrégation, le rétrécissement ou la dilatation thermique du mortier. Quelques microfissures peuvent se développer pendant le chargement en raison de la différence dans la rigidité entre les agrégats et le mortier. Puisque l'interface agrégat-mortier a une résistance à la traction sensiblement inférieure à celle du mortier, elle constitue le lien le plus faible dans le système composite. C'est la raison primaire de la faible résistance à la traction du béton.

La réponse d'une structure sous l'action des charges dépend en grande partie de la relation déformation-contrainte des matériaux constitutifs et de la magnitude des contraintes. Puisque le béton est utilisé la plupart du temps en compression, la relation déformation-contrainte en compression est d'intérêt primaire.

2.2 Modèles du béton

De nombreux modèles mathématiques du comportement mécanique du béton sont utilisés pour l'analyse des structures en béton armé. Ceux-ci peuvent être divisés en quatre groupes principaux : modèles orthotropes, modèles non linéaires élastiques, modèles plastiques et modèles endochronique (Chen 1976, ASCE 1982, Meyer et Okamura 1985).

Le modèle orthotrope est le plus simple. Il peut reproduire correctement les données expérimentales sous chargement bi axial proportionnel et prédit le comportement du béton sous chargement bi axial général de manière adéquate. Le modèle a été également reconnu capable de représenter le comportement hystérétique du béton sous chargement cyclique d'après Darwin et Pecknold (1977). Il est particulièrement approprié pour l'analyse des poutres en béton armé, des panneaux et des coques, puisque l'état de contrainte de ces structures est principalement bi axial, et le modèle peut être calibré par rapport aux bases de données expérimentales. Le modèle uniaxial équivalent en déformation a été étendu au comportement monotone tri axial (Chen 1976 ; ASCE 1982).

Le modèle non linéaire élastique est basé sur le concept des modules variables et est en accord avec plusieurs résultats expérimentaux disponibles. Dans la phase pré-rupture relations approchées uniques déformations deviatoriques. De ces rapports, des expressions pour le module de masse (bulk) et le module de cisaillement peuvent être dérivées. Ainsi, la réponse non linéaire du béton est simulée par un modèle élastique linéaire par morceaux avec des modules variables. Le modèle est, donc, du point de vue des calculs simples et est particulièrement bien adapté pour les calculs par éléments finis. Quand le déchargement a lieu, le comportement peut être approché par des modules différents de ceux considérés dans le cas du chargement. Cependant, le modèle pose problèmes pour les objets exposés de modèle, cependant, des problèmes pour les chemins des contraintes au voisinage de l'axe neutre. En conséquence, le modèle à modules variables s'avère incapable de décrire exactement le comportement du béton

sous des contraintes élevées, près de la résistance à la compression et dans la phase d'adoucissement.

Le modèle plastique, particulièrement, le modèle de plasticité avec écrouissage peut être considéré comme une généralisation des modèles précédents. La formulation des relations constitutives dans le modèle de plasticité avec écrouissage est fondée sur trois hypothèses fondamentales : (1) la forme de la surface initiale d'écoulement ; (2) l'évolution de la surface de chargement, c.-à-d. la règle d'écrouissage; et (3) la formulation d'une règle appropriée d'écoulement. Bien que ce modèle représente avec succès le comportement dans la région d'écrouissage, le comportement adoucissant en déformation du béton au-delà de la contrainte maximale ne peut pas être décrit adéquatement par la théorie classique de la plasticité avec écrouissage qui est basée sur le postulat de Drucker de la stabilité matérielle. Il est, donc, inapproprié d'employer ce modèle pour l'analyse des structures en béton armé avec un comportement adoucissant. Le modèle est néanmoins intensivement utilisé pour l'étude du comportement de béton, du fait que l'introduction d'hypothèses supplémentaires le rend capable de simuler le comportement du béton avec une précision suffisante, d'après Chen (1976) et Arnesen et al.(1980).

La théorie endochronic de plasticité est basée sur le concept du temps intrinsèque ou endochronic. Le temps intrinsèque est utilisé comme un moyen pour mesurer l'étendue des dommages dans la structure interne du béton sous des histoires générales de déformation. De nombreuses caractéristiques du comportement du béton peuvent être représentées par cette théorie sans nécessité d'imposer des conditions sur le chargement. L'introduction des critères de chargement devient, cependant, nécessaire pour une représentation matérielle exacte du comportement du matériau. Le moyen le plus adéquat pour faire cela consiste en l'introduction de surfaces de chargement et de règles d'écrouissage plastique. Des applications pratiques ont clairement démontré la puissance de l'approche endochronic (ASCE 1982). Bazant et Ozbolt (1989) ont proposé un modèle très prometteur.

Le modèle appelé micro plane semble être capable de représenter de manière correcte plusieurs caractéristiques du comportement sous chargement monotone et tri axial du béton. Il est, cependant, très prohibitif en termes de calculs et son utilisation dans l'analyse des structures de grande échelle ne semble pas faisable.

2.3. Comportement mécanique du béton

Les paramètres du béton tel que la résistance à la compression, le module d'élasticité, la résistance à la traction et l'énergie de fissuration peuvent être définies à partir d'essais standards. Les données expérimentales disponibles décrivent la réponse du béton soumis aussi bien à des charges de compression et de traction uni axiales qu'à des charges multiaxiales. Les essais expérimentaux des éléments en béton armés ou non armés peuvent servir à caractériser la réponse du béton non armé soumis à une charge en cisaillement.

2.3.1 Comportement uni axial

Dans la compression uni axiale directe, cinq différentes zones de déformations ont été mises en évidence par Mehta et Monteiro (1993) comme indiqué sur figure 2.2. Le comportement uni axial en compression du béton sous déformation croissante est essentiellement linéaire élastique, avec une microfissuration dans la zone de transition (la zone à proximité immédiate des agrégats grossiers, connus pour être le maillon faible de ce matériau composite avec des fissures qui se produisent généralement dans cette zone) demeurant presque inchangées, jusqu'à ce que la charge atteigne environ 30 % de la résistance maximale à la compression f_c (Zone A).

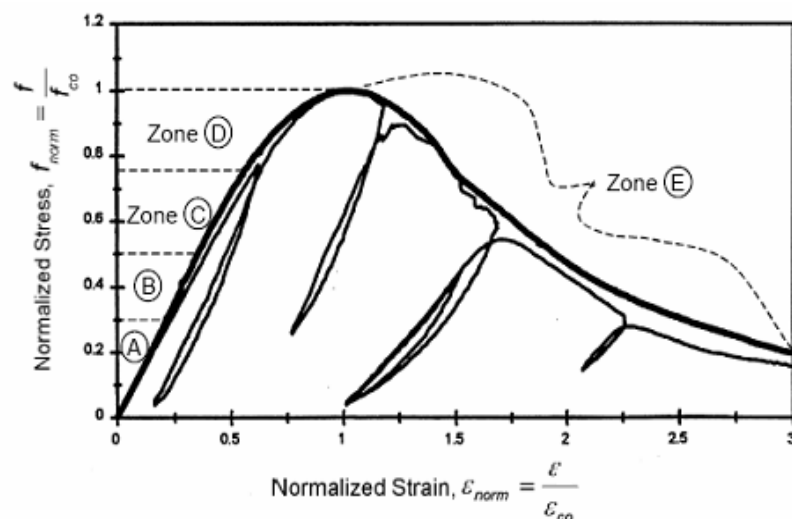


Figure 2.2 Comportement du béton sous charge de compression monotone et cyclique (Après Bahn et Hsu 1998).

Dans la deuxième zone, le chargement qui produit des contraintes de compression comprises entre $0.3f_c$ et $0.5f_c$, résulte en une rigidité matérielle réduite (Zone B) en raison d'une augmentation significative de l'initiation et de la propagation des fissures dans la zone de transition. La troisième zone qui se situe entre $0.5f_c$ et $0,7 f_c$, entraîne une réduction supplémentaire de la rigidité matérielle (Zone C). Dans ce cas, la diminution de la rigidité est le résultat de l'initiation et de la propagation de la fissuration dans la pâte de ciment et le développement d'une propagation instable de la fissuration qui continue à s'accroître. Au-delà de cette valeur de la contrainte, entre $0,7 f_c$ et le f_c , se trouve la quatrième zone (Zone D) où la contrainte de compression augmente sous charge constante.

Ceci résulte de l'accroissement spontané de la fissuration aussi bien dans la pâte de ciment et la zone de transition que de la consolidation des microfissures en systèmes de fissures continues. Un chargement supplémentaire résulte en une réduction de la résistance à la compression (Zone E) et peut causer la localisation (sous déformation croissante, la contrainte développée exhibe une relation contrainte-déformation avec adoucissement). Cette réponse est le résultat du développement de multiples fissures continues, normalement parallèles à la direction de la charge appliquée. La figure 2.2 montre également le comportement du béton sous charge de compression uni axiale cyclique. La rigidité des cycles de déchargement et de rechargement est approximativement égale à la rigidité élastique pour des niveaux petits ou modérés de la déformation, mais elle diminue lorsque les déformations compressives sont élevées.

Cependant, sous une traction uni axiale directe, le comportement du béton observé à partir des essais expérimentaux est différent de celui observé en compression. Les figures 2.3, 2.4 et 2.5 montrent la réponse typique contrainte-déformation du béton soumis à une déformation en traction uni axiale sous chargement uni axial monotone et chargement uni axial cyclique. Sous chargement uni axial monotone (Figure 2.3), le comportement en traction est essentiellement linéaire élastique jusqu'à ce que la résistance à la traction est atteinte, et cette réponse correspond à l'initiation d'un petit nombre de microfissures restant pratiquement inchangé dans la zone de transition.

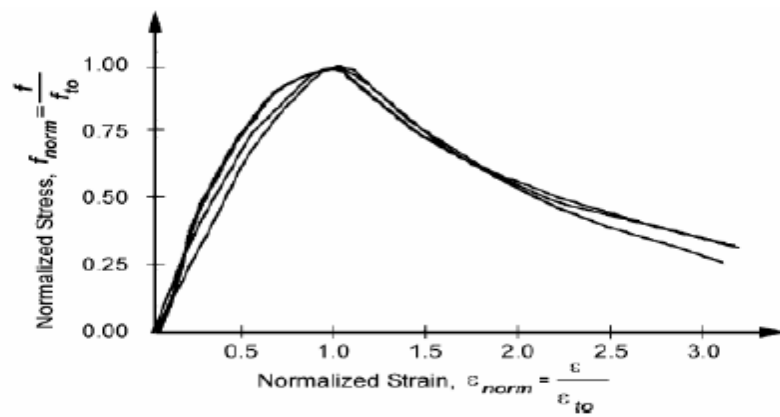


Figure 2.3 Comportement du béton sous charge monotone en traction (Yankelvski et Reinhardt 1987)

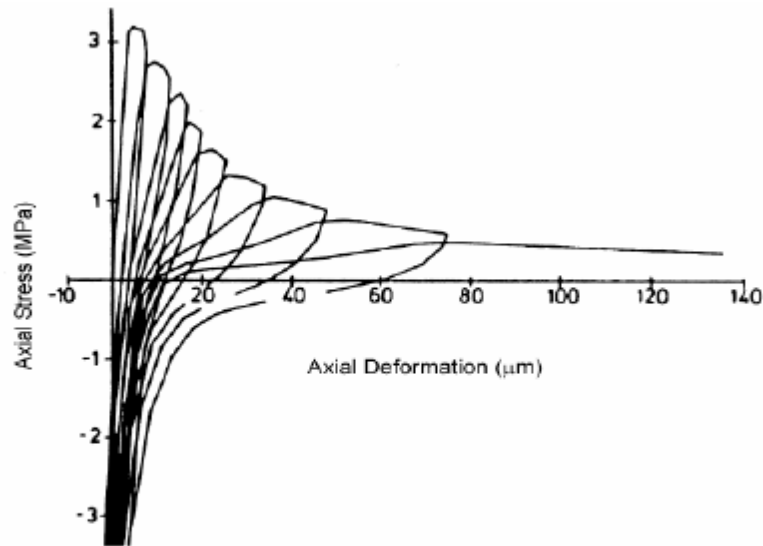


Figure 2.4 Courbe contrainte-déformation du béton sous charge cyclique de traction (Reinhardt et al. 1986)

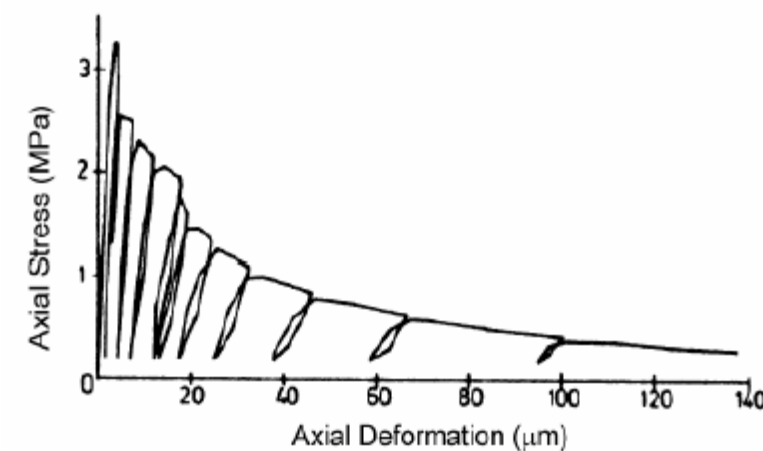


Figure 2.5 Courbe contrainte-déformation du béton sous charge cyclique de traction (Reinhardt et al. 1986)

Avec l'accroissement du chargement sur le béton, le niveau des contraintes atteint la résistance à la traction maximale, f_t , du béton et entraîne une rigidité réduite et un développement important de la propagation de la fissuration dans la zone de transition et partiel dans la pâte de ciment. Du fait que les microfissures existantes restent pratiquement inchangées sous une contrainte inférieure à une valeur comprise entre $0,6 f_t$ et $0,8 f_t$, ce niveau de contrainte peut être considéré comme la limite d'élasticité sous traction. Un chargement au-delà du niveau de la contrainte entraîne une perte de la capacité portante. Cette réponse correspond au développement de systèmes de fissures continues dans la zone de transition et la pâte de ciment. Sous chargement uni axial cyclique, les cycles de déchargement et de rechargement qui débutent pour des déformations de traction supérieures à celle correspondant à la résistance à la traction maximale se produisent pour une rigidité matérielle qui est significativement inférieure au module original du matériau.

Cette réduction de la rigidité matérielle dans la phase post pic est le résultat de fissures qui restent ouvertes tant que le béton supporte la contrainte de traction. Contrairement à un essai de compression, où les fissures de fendage sont généralement parallèles à la direction de la contrainte de compression d'après Sfer et al.,(2002) et Jansen et Shah (1997) ou sous la forme d'une bande en zigzag selon la hauteur de l'échantillon (VanMier 1986), la direction de la propagation des fissures dans un essai de traction est transversale à la direction de contrainte. Ceci se traduit par une réduction de la zone de la capacité portante et donc après niveau maximal de la contrainte, une propagation instable de la fissuration en traction débute très rapidement, résultant en la nature fragile du béton.

Reinhardt et al.,(1986), Sinha et al., (1964) et Bahn et Hsu (1998) utilisé des données expérimentales disponibles pour les essais de chargement cyclique sont généralement obtenues à partir d'essais qui ont résulté soit en rupture par traction soit en une rupture par compression. Alternativement, la Figure 2.6 montre le comportement uni axial du béton sous charges cycliques de traction et de compression. Il peut être observé que la rigidité de déchargement et la rigidité de rechargement sont approximativement égales à la rigidité élastique pour des niveaux faible ou modéré de déformation, mais sont très anélastiques sous grandes déformations. Il y a une certaine dégradation de la rigidité en compression à la fin du chargement, mais qui n'est pas trop importante, donc le comportement est encore semblable à celui élastique linéaire.

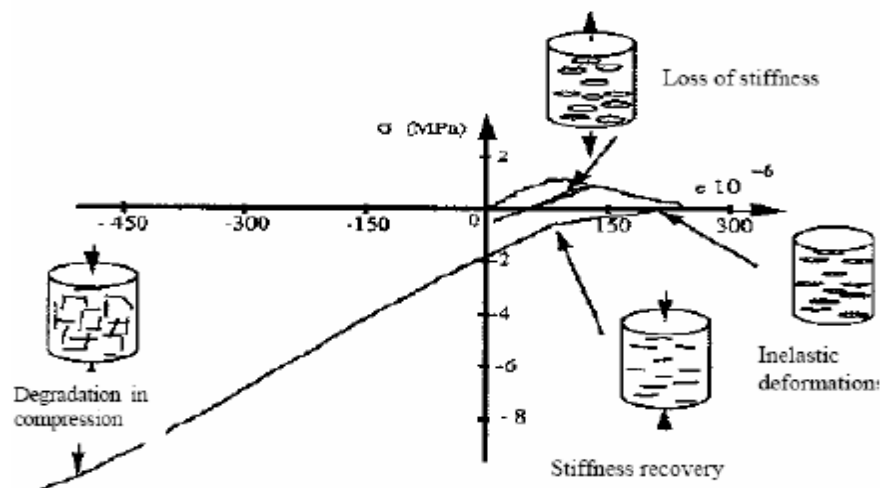


Figure 2.6. Comportement uni axial du béton sous charge cyclique (Ramtani 1990 ; présenter par Nechnech 2000).

Comme observé lors des essais expérimentaux, quand le béton atteint sa limite de compression il y a une dégradation générale dans toutes les directions, alors que dans le cas de la traction la dégradation de la résistance est limitée à une seule direction, la direction normale à la fissure résultante. Néanmoins, la rupture sous compression, par exemple écrasement ou microfissuration dans le béton, semble avoir des effets importants sur le comportement à la traction du béton à travers la dégradation de la rigidité induite par la compression en traction. Cependant, la dégradation de la rigidité ne se produit pas lors de l'inversion de la charge en traction-compression. Ceci est dû au fait que les microfissures, qui s'ouvrent sous la charge de traction, se ferment lors de l'inversion de la charge, ce qui entraîne une récupération de la rigidité lors du passage de la traction à la compression (Figures 2.4 et 2.6).

Il est aussi observé expérimentalement dans le béton soumis à des charges que les déformations anélastiques sont permanentes en compression et en tension avec de petites valeurs (Figures 2.2, 2.4 et 2.5). Par conséquent, le comportement en déchargement est sensiblement élastique et le comportement est ainsi en accord avec les hypothèses de la théorie de la plasticité, au moins au niveau macroscopique d'après Jirasek et Bazant (2002).

Les données expérimentales démontrent que le béton présente un comportement adoucissant significatif au-delà de la contrainte maximale, aussi bien en compression que traction uni axiales. Le comportement adoucissant contrainte-déformation a été suggéré par

plusieurs chercheurs pour modéliser la microfissuration et sa propagation (Petersson (1981), Hillerborg et al. (1976), Bazant et Oh, (1983)). En outre, ces modèles ont été utilisés pour l'évaluation des propriétés de rupture, c'est-à-dire l'énergie de rupture. Cependant, il n'y a pas un comportement post-pic contrainte-déformation unique d'après Gopalaratnam et Sah, (1985), Ansari (1987).

2.3.2 Comportement en cisaillement

Le béton subit des déformations de cisaillement lors de la réponse et des changements de volume lorsqu'il est en état de cisaillement. Dans le béton non armé, un transfert de forces de cisaillement à travers le plan de la fissure est obtenu principalement par l'intermédiaire de l'égrènement, et du développement de forces portantes dans les agrégats. Ce mécanisme de transfert de la force de cisaillement implique que la capacité du béton en cisaillement est déterminée par la largeur d'ouverture de la fissure. Considérant le transfert de cisaillement dans des échantillons de béton avec pré fissuration, non armés, et des zones de largeur de fissures constantes, il est observé expérimentalement que la relation entre le déplacement dû au cisaillement et la contrainte de cisaillement dépend essentiellement de la largeur de la fissure (Figure 2.7).

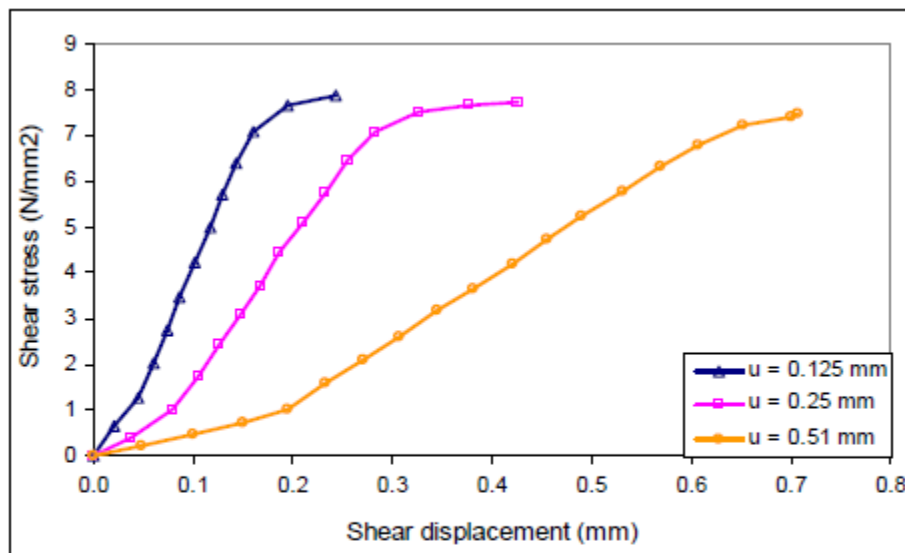


Figure 2.7 Résultats des tests de cisaillement du béton par Paulay et Loeber (1974)
(u est l'ouverture de la fissure au déplacement).

La relation du déplacement dû au cisaillement est essentiellement dépendante de la largeur de la fissure (Figure 2.7). Elle, montre également que, pour de petites largeurs de

fissures, la relation entre la contrainte de cisaillement et le glissement est linéaire jusqu'à une résistance de l'ordre de $0,2 f_c$. Pour des largeurs de fissures plus grandes, la contrainte de cisaillement par rapport au glissement montre une certaine perte de rigidité pour des niveaux de charge faibles, mais maintient une capacité pic d'environ $0,2 f_c$. Une capacité de transfert de cisaillement moindre a lieu pour des valeurs de f_c comprises entre 0,6 à 0,9 pour des largeurs des fissures plus grandes, c'est-à-dire supérieures à 0,8 mm d'après Laible et al., (1977). En béton armé, il a été observé expérimentalement que la résistance au cisaillement et la rigidité augmentent avec l'augmentation de volume des armatures traversant le plan de la fissure pour une résistance pic du système limitée à $0,3 f_c$ (Figure 2.8).

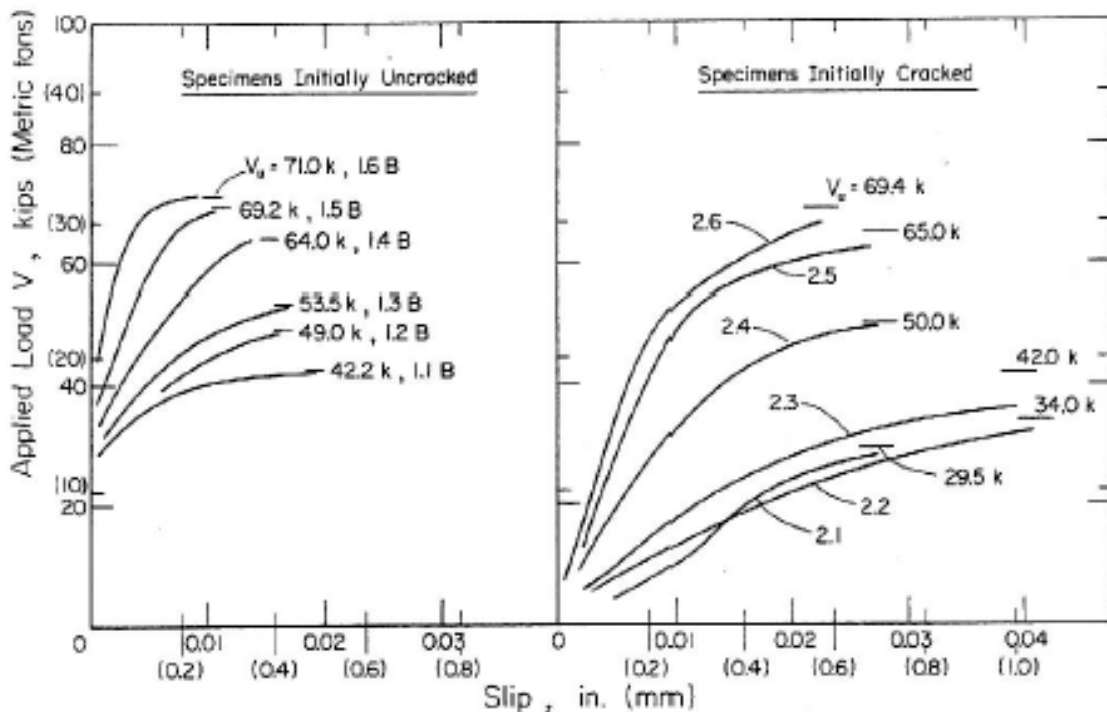


Figure 2.8 Résultats des tests de cisaillement du béton par Hofbeck et al.(1969).

Les études expérimentales montrent également que pour les systèmes dans lesquels la largeur des fissures est contrôlée par la réponse en traction de l'acier d'armature traversant le plan de la fissure, la contrainte de cisaillement par rapport au glissement exhibe une détérioration de la rigidité jusqu'à la charge pic et ensuite un comportement adoucissant. Ceci s'explique par le fait que le glissement est toujours suivi par un accroissement de l'ouverture de la fissure et si l'ouverture est bloquée (par les armatures) alors une contrainte de compression large est induite sur la surface de la fissure. De plus, la contrainte de compression doit être équilibrée par les

forces de traction dans les armatures, qui sont en plus de celles requises pour équilibrer les efforts de traction appliqués. Il est important de noter que pour ces systèmes dans lesquels les armatures traversent le plan de fissuration, la contribution directe des armatures à la capacité de cisaillement et à la rigidité est minimale pour des niveaux de glissement minimaux. Des résultats similaires pour les systèmes où des armatures en acier traversent le plan de fissuration sont présentés par Walraven et Reinhardt (1981). Dans ce cas, la résistance au cisaillement pic, obtenue avec des volumes élevés d'armatures traversant le plan fissuration, varie entre $0,26 f_c$ et $f_c 0,32$.

2.4. Propriétés du béton définies à partir d'essais expérimentaux

2.4.1 Réponse monotone

Les courbes contrainte-déformation typiques sous charges monotones pour l'acier et le béton sont obtenues à partir d'armatures en acier chargées monotone en traction, ou des échantillons de béton chargés monotone en compression.

2.4.1.1 Acier

L'acier peut être classé en deux groupes en fonction de sa ductilité. La figure 2.9 montre une courbe contrainte-déformation typique pour le fer en fonte qui a une nature fragile, et une courbe contrainte-déformation typique pour l'acier doux. Du fait que l'acier utilisé pour les structures et éléments en béton armé est généralement du dernier type, tous les modèles discutés ici correspondent à cette catégorie.

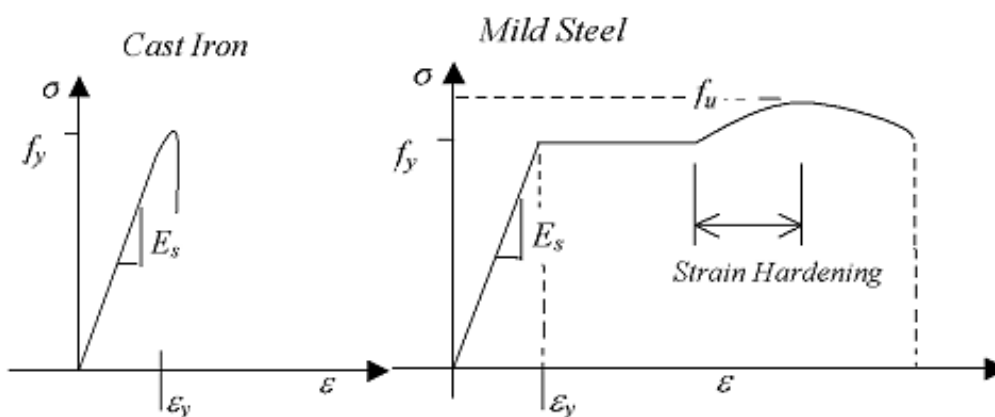


Figure 2.9 Courbe contrainte-déformation typique pour le fer en fonte et l'acier doux.

Plusieurs essais ont montré que la courbe contrainte-déformation monotone pour les armatures en acier peut être décrite par trois branches bien définies. C'est généralement le cas pour approximativement tous les types d'armatures utilisées dans les éléments en béton armé. Différents modèles sont proposés pour la réponse monotone contrainte-déformation de l'acier. Certains de ces modèles sont brièvement discutés.

2.4.1.1.1 Modèle multilinéaire

Le modèle multilinéaire a été appliqué largement par des chercheurs dans des études analytiques. Dans ce modèle, plusieurs lignes droites approximent la courbe contrainte-déformation. La pente du premier segment est égale au module d'élasticité de l'acier, et les pentes des segments suivants sont définies soit comme un rapport de la pente initiale ou zéro, selon la courbe contrainte-déformation réelle observée et pour laquelle l'approximation est appliquée. Dans la plupart des cas, deux lignes approximent la courbe, le premier segment ayant le module d'élasticité de l'acier comme pente, alors que la seconde a une pente plus petite ou une pente égale à zéro. La figure 2.10 montre deux cas d'une modélisation (a) bilinéaire et (b) d'une modélisation tri linéaire du comportement contrainte-déformation de l'acier. Dans la plupart des cas de l'engineering, c'est le premier modèle qui a été le plus employé avec des résultats assez précis pour des applications pratiques.

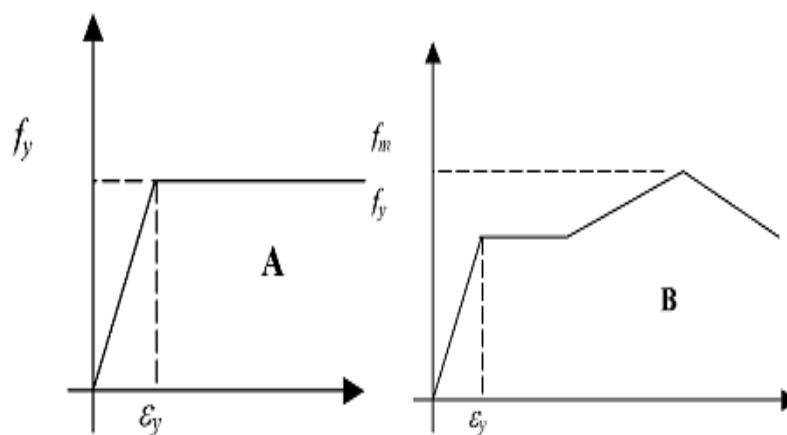


Figure 2.10 Courbe contrainte-déformation multilinéaire typiquement utilisé pour un modèle de contrainte-déformation de l'acier.

2.4.1.1.2 Modèle du Parc et Paulay

La courbe actuelle contrainte-déformation de l'acier, dans sa forme générale, a été modélisée par Park et Paulay (1975). Les équations sont :

région AB $f_s = \varepsilon_s E_s$ (2.1)

région BC $f_s = f_y$ (2.2)

région CD $f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r - 1)^2} \right]$ (2.3)

Avec $m = \frac{\left(\frac{f_{sh}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$ (2.4)

$r = (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})$ (2.5)

2.4.1.1.3 Modèle de Mander

Pour être en agrément avec le comportement réel de l'acier doux, dans certains cas, la partie déformation- écrouissage de la courbe peut être approximée par une courbe. Le modèle suivant est un échantillon qui donne des résultats proches du comportement réel quand des paramètres adéquats sont utilisés. Mander et al (1984) ont constaté que la région déformation- écrouissage ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$) dans la courbe contrainte-déformation peut être prédite avec une bonne précision par :

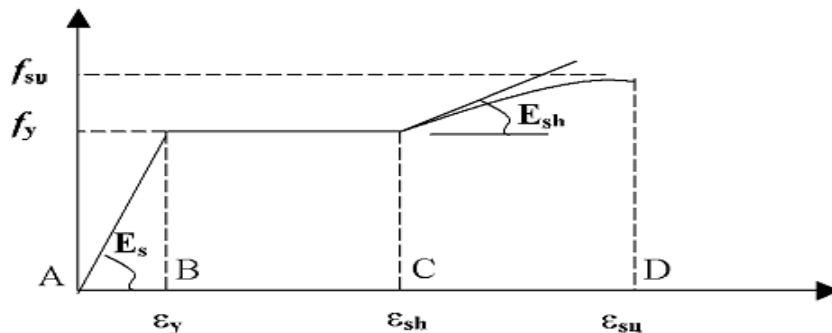


Figure 2.11 Courbe contrainte-déformation de l'acier proposée par Mander et al (1984).

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (2.6)$$

où ε_s est la déformation de l'acier ; ε_{sh} est la déformation de l'acier au début de la déformation d'écroutissage ; ε_{su} est la déformation de l'acier pour f_{su} ; f_s est la contrainte de l'acier ; f_{su} est la résistance ultime en traction de l'acier ; f_y est la limite d'élasticité de l'acier ; E_{sh} est le module d'écroutissage de l'acier ; et :

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (2.7)$$

2.4.1.2 Béton

L'utilisation prolifique du béton dans l'industrie du bâtiment a abouti au développement d'une série de procédures d'essais normalisées pour déterminer les propriétés mécanique et physique du béton. Une loi de comportement de béton peut être calibrée sur la base des paramètres matériels déterminés par des essais mécaniques. La réponse d'un élément structural de béton armé est déterminée en partie par la résistance d'un échantillon de béton à la compression. En conséquence, la technique normalisée aux Etats-Unis (ACI, 1992) recommande de caractériser la réponse du béton sur la base de la résistance à la compression d'un cylindre ayant un diamètre de 150 mm et une hauteur de 300 mm. Pour les mélanges de béton typiques, le cylindre standard est suffisamment grand pour que le matériau soit essentiellement homogène au-dessus de la zone critique.

2.4.1.2.1 Modèle de Richart

Le travail pionnier sur l'effet des armatures transversales sur le comportement du béton en compression a été entrepris par Richart et al. (1928). En se basant sur les résultats d'essais sur des cylindres en béton de 100 × 200 mm soumis à différents types de pression transversale, il a été trouvé que la résistance et la déformation correspondantes du béton sont proportionnelles à l'augmentation de la pression transversale, un phénomène qui semble évident de nos jours. En se

basant sur ces anciennes études, la résistance de compression du béton a été exprimée comme suit:

$$f'_{cc} = f'_{co} + kf_r \quad (2.8)$$

où f'_{cc} est la résistance à la compression du béton avec pression transversale ; f'_{co} est la résistance sans pression; f_r est la pression transversale ; et k un coefficient expérimental, qui a été proposé égal à 4.1 par Richart et al (1928). La déformation maximale, ε_{cc} , pour la résistance à la compression du béton confiné a été exprimée par :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.9)$$

où ε_{co} est la déformation maximale pour la résistance de l'échantillon cylindrique en béton non armé. Cette équation, représente essentiellement la forme la plus simple du critère à deux paramètres de Mohr-Coulomb, qui définit la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale (Chen, 1982).

2.4.1.2.2 Modèle de Fafitis et Shah

Fafitis et Shah et al. (1985) ont proposé un modèle de confinement basé sur les résultats d'essais expérimentaux. Le modèle a été développé initialement pour des poteaux circulaires confinés avec des armatures transversales circulaires. Ils ont suggéré que les poteaux avec des sections carrées peuvent être traités comme des poteaux circulaires avec le diamètre du noyau égal au côté du noyau carré. L'index de confinement pour estimer la contrainte effective du confinement a été défini par :

$$f_r = \frac{A_{sh} f_{yh}}{d_c s} \quad (2.10)$$

Où A_{sh} est la section totale des armatures transversales dans la section verticale dans l'espacement s ; d_c est le diamètre équivalent pour une section de poteau carrée supposé égal au côté du noyau carré du béton confiné; f_{yh} est la limite d'élasticité de l'acier de confinement. La

courbe complète contrainte-déformation se compose de deux parties, branches ascendante et descendante. Les deux branches se rencontrent en un point maximal ayant une pente égale à zéro, évitant ainsi toute discontinuité. La branche croissante est en fait une fonction parabolique avec son point extrême coïncidant avec le pic de la courbe contrainte-déformation. Les paramètres principaux utilisés dans les parties croissantes sont le module d'élasticité E_c pour le béton non confiné, la résistance du béton confiné f'_{cc} , et la déformation à la résistance de confinement ε_{cc} . Les coordonnées pics f'_{cc} et ε_{cc} sont calculées sur la base de la résistance f'_c de cylindres de béton non confiné et de l'index de confinement f_r . La branche descendante est une courbe exponentielle s'approchant asymptotiquement de zéro lorsque la déformation tend vers l'infini. Les paramètres utilisés pour calculer la branche descendante sont les mêmes que ceux de la branche ascendante, plus le module d'élasticité du béton non confiné. Les expressions mathématiques complètes décrivant le modèle de Fafitis et Shah (1985) sont :

$$f_c = f'_{cc} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^A \right] \text{ pour } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cc} \quad (2.11)$$

$$f_c = f'_{cc} \exp[-k(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{1.15}] \text{ pour } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cc} \quad (2.12)$$

$$A = E_c \frac{\varepsilon_{cc}}{f'_{cc}} \quad (2.13)$$

$$k = 24.65 f'_c \exp(-0.01 \frac{f_r}{\lambda_1}) \quad (2.14)$$

$$E_c = 33 \omega^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ psi} \quad (2.15)$$

$$\lambda_1 = 1 - 25 \left(\frac{f_r}{f'_c} \right) (1 - \exp(-3.24 f'_c)^9) \quad (2.16)$$

Le coefficient λ_1 dépend de la résistance du béton et du degré de confinement. Ce modèle peut être facilement utilisé pour un béton non confiné en prenant $f_r = 0$. La valeur du paramètre $k=0$ correspond à un comportement complètement fragile, tandis qu'un k infiniment grand correspond à un comportement parfaitement plastique du béton confiné.

2.4.1.2.3 Modèle de Sheikh et Uzumeri :

Le modèle de Sheikh et Uzumeri et al. (1982) est l'un des premiers modèles développés pour la prédiction de la courbe contrainte –déformation du béton confiné dans un poteau. Le modèle est basé sur les résultats expérimentaux de 24 essais réalisés par les chercheurs eux-mêmes et d'essais antérieurs réalisés par d'autres chercheurs. La courbe contrainte-déformation consiste en trois grandes sections. La première section représente une courbe parabolique ayant un centre de coordonnées (f_{cc}, ϵ_{s1}) , la 2^{ème} partie est une ligne horizontale jusqu'à la déformation ϵ_{s2} et la 3^{ème} partie est une branche inclinée avec une pente Z , Elle continue jusqu'au point où la contrainte devient égale à $0.3 f_{cc}$, et en suite redevient horizontale. f_{cc} est la résistance du béton confiné, et ϵ_{s1} , ϵ_{s2} sont les déformations minimales, maximales respectivement, correspondant à la contrainte maximale du béton confiné

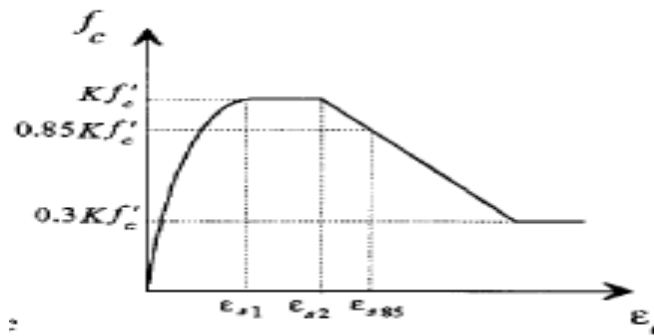


Figure 2.13 Modèle de Sheikh et Uzumeri (1980).

Les expressions de ce modèle sont :

$$f_{cc} = K f'_{cc} \tag{2.17}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.55 K_s f'_{co} .10 \tag{2.18}$$

f'_{cc} est la résistance du cylindre

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{co} \left[1 + \frac{0.81}{c} \left(1 - 5.0 \left(\frac{s}{B} \right)^2 \right) \frac{\rho_s f_s}{\sqrt{f'_{co}}} \right] \tag{2.19}$$

Ici, les contrainte est en *psi* et *C* en inches. ϵ_{00} est la déformation correspondent à la contrainte maximale de l'échantillon du béton non armé. Le paramètre K_s est appelé coefficient de gain de la rigidité, et a été déterminé à partir des analyses par régression basées sur des essais de poteaux en béton confiné.

$$K_s = 1.0 + \frac{2.73 B^2}{P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2B} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f_s} \quad (2.20)$$

Ou f_s est en *ksi* et P_{occ} en *kips*. La pente *Z* de la 3^{ème} partie de la courbe du contrainte-déformation est donnée par :

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{B}{s}}} \quad (2.21)$$

Les nombreux paramètres utilisés dans ces équations dépendent principalement de la géométrie de l'échantillon, de la quantité des armatures, etc. Ainsi, *s* est l'espacement des armatures transversales; ρ_s est le volume des armatures transversales ; *C* est la distance entre les centres des armatures longitudinales ; et *n* est le nombre de courbures entre les armatures longitudinales. Ceci tient compte du fait qu'une partie du béton sur la surface du noyau reste non confinée. Pour les poteaux carrés *n* coïncide avec le nombre de barres longitudinales. f_s est la contrainte dans l'armature latérale, qu'il est recommandé de prendre comme la limite d'élasticité de l'armature latéral. P_{occ} est décrite par l'équation suivante :

$$P_{occ} = f'_{co} (A_{co} - A_s) \quad (2.22)$$

Avec

$$A_{co} = BXH \quad (2.23)$$

A_s est la section totale des armatures longitudinales; A_{co} est la section du noyau du béton confiné; *B* et *H* sont la distance du périmètre des cadres du noyau rectangulaire du béton. Selon Sheikh et al, l'erreur maximale dans la prédiction de la valeur de K_s est inférieure à 4% du côté défavorable et l'erreur maximale conservatrice est d'environ 7%. Ils ont également proposé un

paramètre ε_{s85} pour la déformation du béton confiné correspondant à 85% de la contrainte maximum du béton sur la branche de déchargement de la courbe contrainte-déformation :

$$\varepsilon_{s85} = 0.225 \rho_s \sqrt{\frac{B}{S}} + \varepsilon_{s2} \quad (2.24)$$

est supposée la déformation ultime du béton confiné.

2.4.1.2.4 Modèle de Mander, Priestley, et Park

Mander, Priestley, et Park (1988) ont développé un modèle général pour le béton confiné par différentes types d'armatures transversales. Le modèle de Mander a été couramment utilisé pour l'analyse de poteaux avec des sections transversales circulaires et rectangulaires d'après Xiao (1994), Priestley et Seible,; (1996). L'application de charge peut être statique ou dynamique, monotone ou cyclique. Les armatures transversales peuvent être aussi de types différents : cadres circulaires ou en spirale, cadres rectangulaires avec ou sans étriers. Dans ce qui suit-on s'intéressera uniquement à la relation contrainte-déformation pour les poteaux rectangulaires confinés avec des cadres rectangulaires sous charge monotone. Pour développer le modèle, Mander a effectué des essais sur des poteaux en béton armé confinés à échelle réelle avec une résistance à la compression du béton égale à 30 MPA et une limite conventionnelle d'élasticité de l'acier de 300 MPA. L'équation principale décrivant la relation contrainte-déformation monotone pour le béton confiné est :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r-1+xr} \quad (2.25)$$

Ou x est le rapport de la déformation ε_c sur la déformation correspondant à la contrainte maximale ε_{cc} , f'_{cc} est la contrainte maximale du béton confiné, r est le rapport entre le module initial du béton et la différence entre les modules d'élasticité initial et sécant, Ces paramètres se calculent comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_{cc} = \left[R \left(\frac{f'_{cc}}{f_c} - 1 \right) + 1 \right] \varepsilon_{co} \quad (2.27)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.28)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \quad (2.29)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.30)$$

Dans toutes les équations précédentes f'_{co} et ε_{co} sont la résistance du cylindre de béton et sa déformation correspondante respectivement, le paramètre R est une valeur empirique, sa valeur est égale à 3 pour un béton à haute résistance et à 6 pour un béton normal. La contrainte maximale du béton confiné est donnée par :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_1}{f'_{co}}} - \frac{2 f'_1}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (2.31)$$

avec f'_l contrainte effective latérale du béton confiné, définie comme suit :

$$f'_l = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} \quad (2.32)$$

Le paramètre le plus important dans le modèle de Mander est le coefficient du confinement effectif K_e . Il tient compte de l'efficacité des différents types d'armatures transversales. Mander a proposé plusieurs équations pour K_e , particulièrement pour une section circulaire avec des armatures transversales en forme de spirale.

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.33)$$

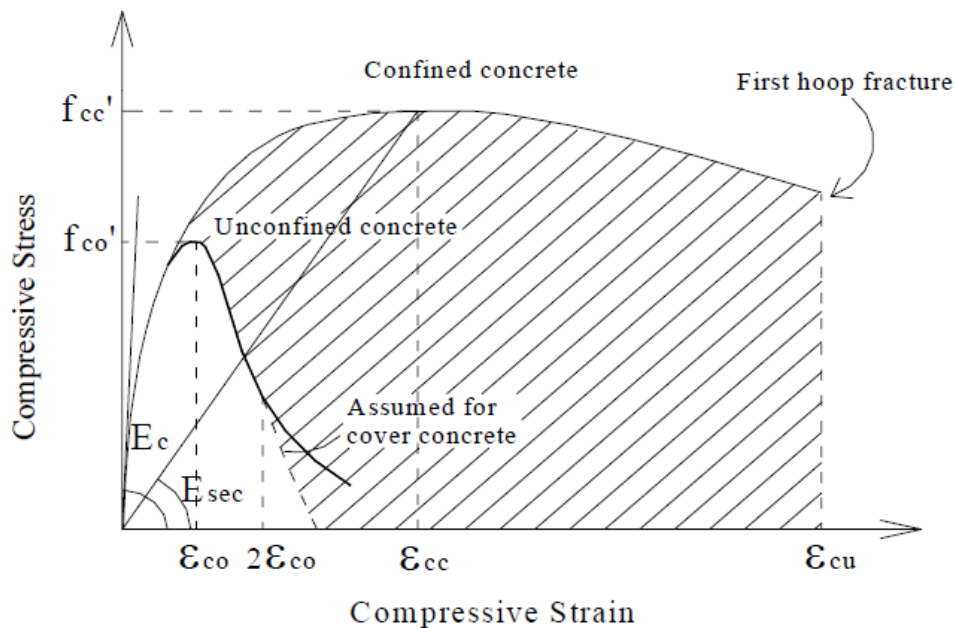


Figure 2.13 Modèle pour une réponse monotone pour un béton confiné et non confiné d'après Mander et al.

ρ_{cc} est le rapport entre la section des aciers longitudinaux et la section du béton, ρ_s est le rapport du volume des aciers transversaux de confinement sur le volume du béton confiné. F_{yh} limite d'élasticité des aciers transversaux.

2.4.1.2.5 Modèle de Li et Park

Li et Park et al. (2001) ont entrepris de nombreux essais sur des poteaux en béton armé circulaires et rectangulaires. En se basant sur les résultats expérimentaux, ils ont modifié le modèle de Mander pour prédire la performance de poteaux en béton à haute résistance avec plusieurs types de configurations des armatures transversales. Le modèle du Li et Park peut être utilisé aussi bien pour un béton confiné que pour un béton non confiné.

2.4.1.2.6 Modèle de Saatcioglu et Razvi

Saatcioglu et Razvi (1992) ont proposé un modèle analytique pour construire la relation contrainte-déformation du béton confiné. Le modèle est composé de deux parties : une branche ascendante parabolique, suivie par une branche descendante linéaire. Des aciers transversaux, sous forme de pression latérale uniforme équivalente dans les poteaux circulaires et

rectangulaires, ont été utilisés pour développer les caractéristiques pour la résistance et la ductilité du béton confiné.

La résistance d'un béton confiné des poteaux carrés est donnée par :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_1 \quad (2.34)$$

Où f'_{cc} et f'_{co} sont la résistance du béton confiné et non confiné respectivement, le coefficient k_1 varie en fonction des différentes valeurs de la contrainte latérale f_l (la contrainte du confinement avec distribution uniforme en MPa) .En se basant sur les résultats expérimentaux, la relation entre ces deux paramètre est :

$$k_1 = 6.7(f_1)^{-0.17} \quad (2.35)$$

Où f_1 est la pression de confinement uniforme en MPA.

La contrainte de compression du béton non confiné f'_{co} est obtenue à partir d'un essai de compression concentrique sur un échantillon de béton non armé. Bien que la contrainte de confinement latérale puisse être facilement obtenue à partir d'essais sur des poteaux circulaires, il n'en est pas de même pour les poteaux rectangulaires et carrés. C'est pourquoi le terme contrainte latérale effective f_{le} a été proposé.

$$f_{le} = k_2 f_1 \quad (2.36)$$

$$f_l = \frac{\sum A_s f_{yt} \sin \alpha}{s b_c} \quad (2.37)$$

Avec k_2 égal à 1.0 pour les poteaux circulaires et carrés, α l'angle entre les aciers transversaux et b_s , qui est égal à 90 s'ils sont perpendiculaires. Dans le cas général, K_2 se calcule à partir de la formule suivante :

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_l}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \quad (2.38)$$

Où la pression est en MPa. La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton confiné f'_{cc} est notée ε_1 et a été trouvée similaire à celle trouvée par Balmer (1949); Mander et al. (1988):

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5K) \quad (2.39)$$

Avec

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \quad (2.40)$$

ε_{01} est la déformation correspondant à la contrainte maximale du béton confiné. En l'absence de résultats expérimentaux, la valeur de la déformation est prise égale à 0.002. La partie descendante de la courbe est linéaire et connecte les points (f_{cc}, ε_1) et $(0.85 f'_{cc}, \varepsilon_{85})$ sur le plan de la courbe contrainte-déformation.

La valeur de la déformation correspondant à 85% de la résistance du béton confiné se calcule comme suit :

$$\varepsilon_{85} = 260\rho\varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (2.41)$$

est ρ le rapport volumétrique des aciers transversaux, et qui est déterminé comme suit :

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx} + b_{cy})} \quad (2.42)$$

En se basant sur les paramètres précédents, une relation contrainte-déformation pour le béton confiné a été proposée :

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2k}} \leq f'_{cc} \quad (2.43)$$

2.4.2 Réponse hystérésis

2.4.2.1 Acier :

2.4.2.1.1 Modèle hystérétique bilinéaire simple

La figure 2.14 présente un modèle simple cyclique pour l'acier. L'enveloppe de ce modèle est la relation bi-linéaire, qui décrit la courbe contrainte-déformation et qui est montrée dans la figure 2.14. L'utilisation de ce modèle pour des analyses cycliques donne des résultats qui ne sont pas réalistes. Dans ce modèle la dégradation de la résistance ou de la rigidité n'est pas prise en compte et la dégradation de la déformation est négligée.

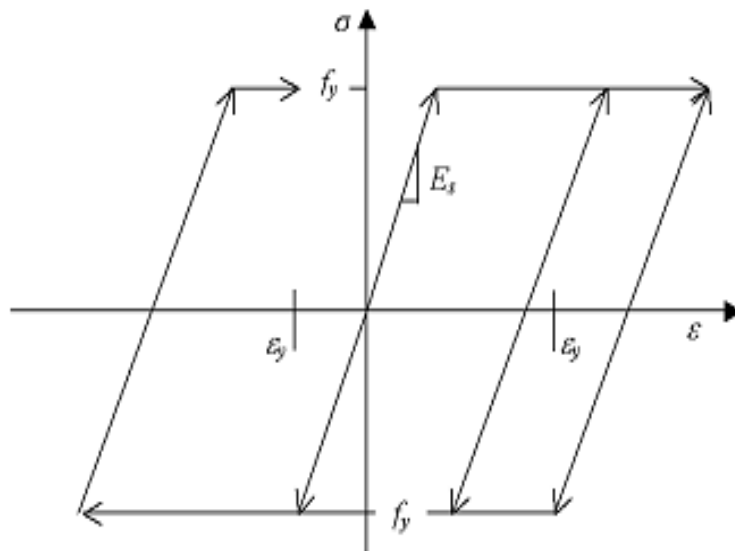


Figure 2.14 Modèle hystérétique bilinéaire pour l'acier.

2.4.2.1.2 Modèle de Ramberg-Osgood

Les équations de Ramberg-Osgood (1943) peuvent être utilisées pour obtenir une bonne estimation concernant le comportement hystérésis des armatures du béton armé. La figure 2.15 montre ce modèle comparé aux données expérimentales sur un échantillon ayant les mêmes caractéristiques en termes de plastification, de résistance ultime, et de module d'élasticité. En

effet, f_{ch} et r dans l'équation suivante ont été empiriquement choisis. L'équation de Ramberg-Osgood est comme suit :

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{si} = \frac{f_s}{E_s} \left(1 + \left| \frac{f_s}{f_{ch}} \right|^{r-1} \right) \tag{2.44}$$

où ε_s est la déformation de l'acier, ε_{si} est la déformation de l'acier pour une contrainte égale à zéro au début de l'essai de chargement, f_s est la contrainte de l'acier, E_s est le module d'élasticité de l'acier, f_{ch} est la contrainte dépendant de la contrainte limite élastique et la déformation plastique dans l'acier produite au cours de chargement précédent, r est un paramètre dépendant du numéro du chargement.

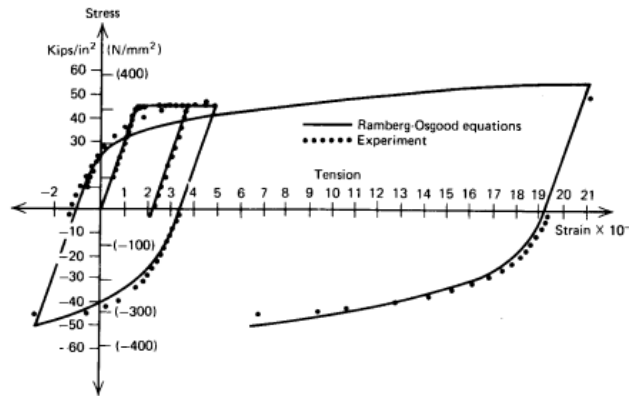


Figure 2.15 Réponse hystérétique de l'acier, d'après l'équation Ramberg-Osgood

2.4.2.2 Béton

2.4.2.2.1 Modèle de Park, Kent, et Sampson

Une courbe typique pour le modèle proposé par Park, Kent, et Sampson (1972) est montrée sur la figure 2.16. La courbe enveloppe pour la contrainte de compression est représentée par la relation déterminée par Kent et Park (1969-1990) pour le béton confiné par des cadres sous un chargement monotone. Une courbe linéaire contrainte-déformation pour le béton en traction peut être supposée ayant la même pente que la courbe en compression pour une contrainte égale à zéro. La réponse réelle du béton dans ce modèle, à l'inversion de la déformation et de la contrainte, est approximée par une courbe bilinéaire comme montré dans la figure 2.16.

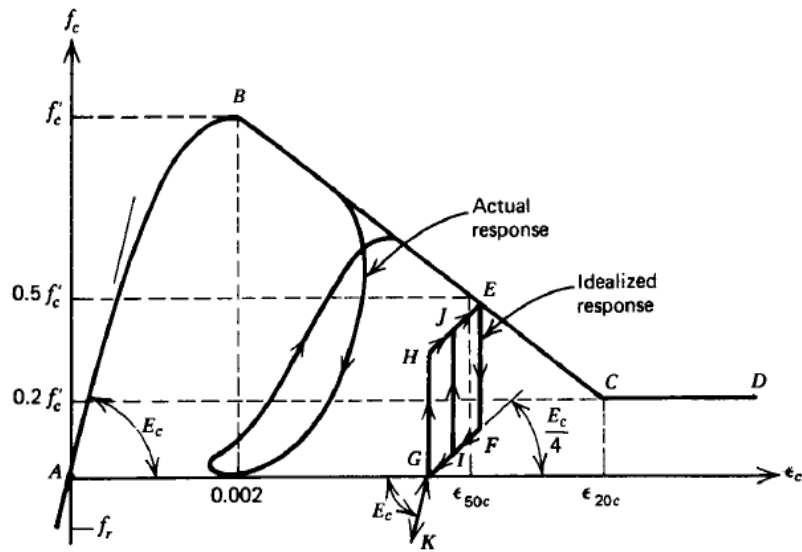


Figure 2.16 comportement hystérique du béton d'après Park, Kent, et Sampson.

2.4.2.2.2 Modèle de Kuramoto et Kabeyasawa

La figure 2.17 présente le modèle par hystérésis pour le béton confiné et l'enrobage utilisé par Kuramoto et Kabeyasawa (1995). Leur modèle par hystérésis est un modèle linéaire divisé. Suivant les indications de la figure, σ_B est la résistance du béton non confiné, K est le coefficient de confinement, et E_{c1} est la rigidité initiale de l'enrobage qui est prise égale à celle du béton confiné. Tous les autres paramètres sont évidents et leurs valeurs peuvent être fixées comme requis, comme cela a été fait par Kuramoto et Kabeyasawa.

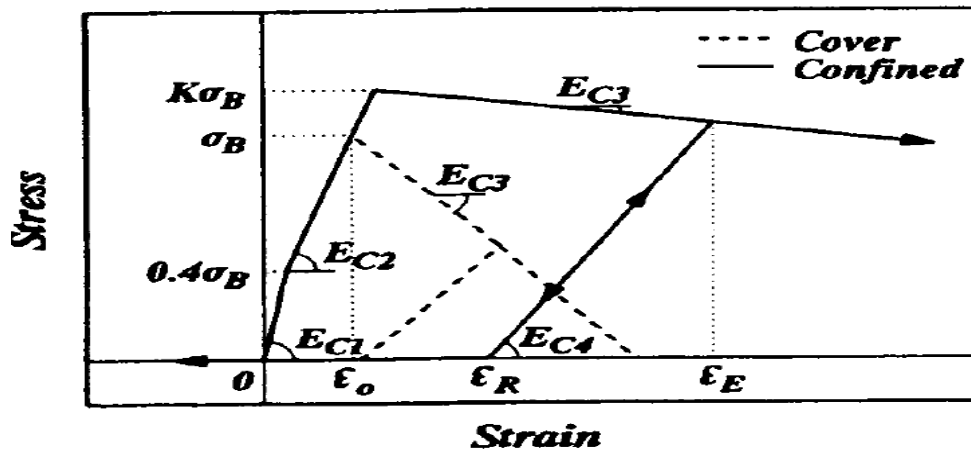


Figure 2.17 Comportement hystérique du béton d'après modèle Kuramoto et Kabeyasawa.

2.4.2.2.3 Modèle de Mander et al

Le procédé adopté par Mander et autres pour simuler le comportement par hystérésis du béton armé est semblable à l'approche employée par Takiguchi et al (1976) mais modifiée pour un béton confiné et non confiné. La figure 2.18 montre le modèle pour la branche de déchargement et la détermination de la déformation plastique. Dans la figure, ε_{un} et f_{un} sont la déformation et la contrainte de déchargement, respectivement ; ε_{pl} est la déformation plastique. Mander et al ont proposé un procédé relativement compliqué pour définir la courbe hystérésis.

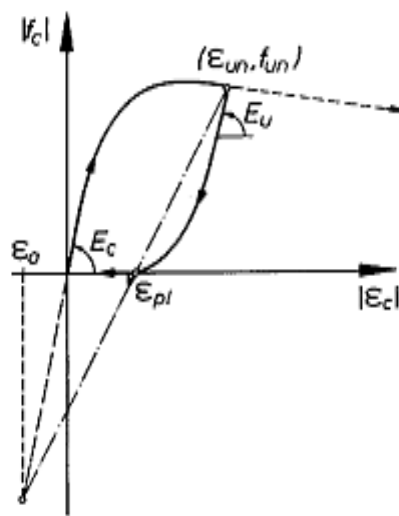


Figure 2.18 Courbe contrainte-déformation pour la branche déchargement détermination la déformation plastique d'après Modèle du Mander

La figure 2.18 démontre la détérioration dans la résistance à la traction du béton due au pré-chargement en compression. Dans cette figure, ε_t est la déformation en traction, f_t est la résistance initiale en traction et f'_{cc} est la résistance à la compression du béton.

La figure 2.19 montre une courbe simple contrainte-déformation hystérésis proposée par Mander et al (1988) pour les courbes de rechargement en particulier.

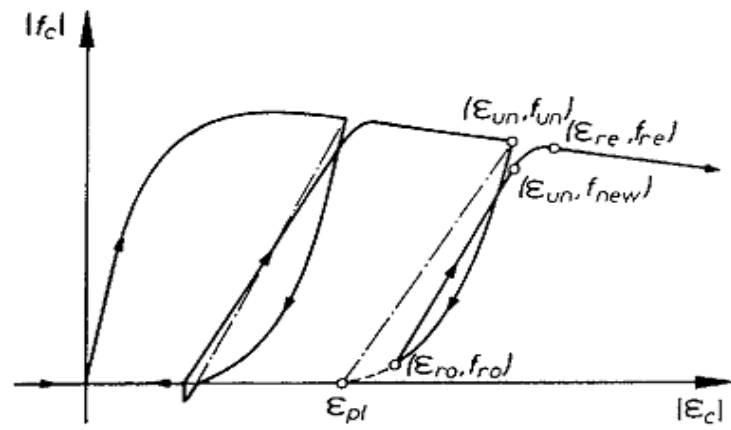


Figure 2.19 courbe contrainte déformation la branche rechargement d'après le modèle du mander et al (1988).

Chapitre 3**Les Modelés Non Linéaires Des Eléments En Béton Arme****3.1 Introduction**

Dans ce chapitre les modèles non linéaires adoptés pour les éléments finis unidimensionnels pour l'analyse des structures en béton armé sont présentés dans le but :

- D'entreprendre l'évaluation (conventionnelle et sismique) des bâtiments existants,
- D'évaluer de possibles schémas de réhabilitations pour des constructions inadéquates,
- D'identifier les causes potentielles de dommages ou d'effondrement dans les bâtiments.

Ces modèles peuvent être utilisés afin de déterminer la réserve de résistance et la capacité de déformation de bâtiments sagement conçus ou endommagés. Une fois que les capacités existantes sont connues en parallèle avec une anticipation des demandes de résistance et de ductilité, une réparation ou une mise à niveau structurale qui sont consistantes avec les insuffisances existantes des structures en béton et des conditions de charge prévues peuvent être proposées.

La détermination du comportement structural d'une structure en béton armé doit être basée sur une modélisation correcte des matériaux constitutifs, c.-à-d., le béton, l'acier et l'interaction entre eux.

En entreprenant une analyse non linéaire précise jusqu'à l'état limite ultime, il est fondamental de compter sur des modèles détaillés qui peuvent capturer le comportement non linéaire des armatures et du béton. Comme exemple, les modèles de flambement des armatures peuvent être employés en même temps que des modèles de confinement du béton pour quantifier la résistance et la ductilité disponibles d'un élément en béton armé sous charges cycliques. Dans ces cas, le comportement des armatures en flambement et la réponse du béton confiné doivent

être modélisés exactement, de sorte que la capacité de rotation restante d'une rotule plastique et la résistance des poteaux endommagés durant un séisme puissent être correctement évaluées.

3.2- Modèles non linéaires des éléments unidimensionnels

3.2.1 Notions de rotules plastiques et de plasticité distribuée

Du fait que le comportement anélastique du béton armé se concentre dans certaines sections (typiquement les extrémités des poutres et des poteaux pour les charges sismiques et au milieu pour les charges uniformément réparties et statiques), une option possible pour modéliser le comportement non linéaire des éléments en béton armé est d'utiliser un modèle à plasticité concentrée, où des ressorts non linéaires ayant une longueur égale à zéro sont placés aux points critiques, reliés par les éléments élastiques linéaires. Selon la formulation, ces modèles peuvent se composer de plusieurs ressorts qui peuvent être en série ou en parallèle.

Le premier élément à composants parallèles et ayant une relation moment-rotation bilinéaire a été proposé par Clough et Johnston (1966). L'élément se compose de deux éléments parallèles, l'un élasto-plastique pour représenter la plastification et l'autre parfaitement élastique pour représenter l'écroutissement. La matrice de rigidité de l'élément est la somme des rigidités des deux composantes. Takizawa (1976) a généralisé ce modèle au comportement monotone multilinéaire en tenant compte de l'effet de la fissuration dans les éléments en béton armé.

Filippou et Issa (1988) subdivisent l'élément en différents sous-éléments parallèles. Chaque sous-élément décrit un seul effet, tel que le comportement non élastique dû à la flexion, le comportement de cisaillement à l'interface ou la perte d'adhérence au nœud poteau-poutre. L'interaction entre ces effets est alors réalisée par la combinaison de sous-éléments. Cette approche permet à la loi hystérétique de chaque sous-élément d'être plus simple, alors que l'élément montre toujours un comportement hystérétique complexe à travers l'interaction des différents sous-éléments.

Le modèle en série a été pour la première fois proposé par Giberson (1967), bien qu'il ait été reporté avoir été utilisé antérieurement. Sa forme originale se compose d'un élément élastique linéaire combiné avec un ressort équivalent non linéaire en rotation placé à chaque extrémité.

Les déformations anélastiques de l'élément sont concentrées aux extrémités des ressorts. Ce modèle est plus général que le modèle original de Clough, puisqu'il peut décrire un comportement hystérétique plus complexe par le choix de relations moment-rotation appropriées pour les ressorts aux extrémités. Ceci rend le modèle attrayant pour la représentation phénoménologique du comportement hystérétique des éléments en béton armé.

Plusieurs autres modèles à plasticité concentrée ont été proposés. De tels modèles incluent la dégradation cyclique de la rigidité en flexion et en cisaillement (Clough e Benuska, 1966, Takeda et al. 1970, Brancaloni et al. 1983), la fissuration due au cisaillement et au glissement des armatures pinching effet (Banon et al. 1981, Brancaloni et al. 1983) et les rotations aux extrémités fixes à l'interface du nœud poteau-poutre dues au glissement des armatures (Otani, 1974, Filippou et Issa, 1988). Typiquement, le couplage entre la force axiale et le moment de flexion est négligé.

La dépendance de la résistance à la flexion de la charge axiale sous flexions uni axiale et bi axiale a été explicitement incluse dans la modélisation des poteaux de la structure. Dans la plupart des modèles à plasticité concentrée, l'interaction entre la force axiale et le moment de flexion est décrite par une surface plastification pour les contraintes résultantes et une loi d'écoulement associée selon les principes de la théorie de la plasticité classique d'après Prager et Hodge, (1951). On suppose que la réponse est linéaire pour l'état des contraintes qui se trouve à l'intérieur de la surface de plastification, dans ce cas les rigidités axiales et flexionnelles de l'élément sont découplées et indépendantes des charges aux extrémités. Avec l'introduction de surfaces d'écoulement et de surface de chargement multiples et des règles d'écrouissage correspondantes, des représentations constitutives multilinéaires qui incluent la fissuration et la dégradation cyclique de rigidité sont possible aux ressorts, comme originalement proposé par Takayanagi et Schnobrich (1979).

Un modèle à plasticité concentrée est une simplification du comportement réel qui implique la propagation progressive des déformations non élastiques dans l'élément en fonction de l'histoire du chargement. Cette insuffisance de modélisation a été identifiée dans plusieurs études de corrélation par Charney et Bertero, (1982), Bertero et al, (1984), en particulier celles liées à la résistance des éléments larges des structures voiles-portiques.

L'avantage de base du modèle à plasticité concentrée réside dans sa simplicité parce qu'il réduit les demandes de stockage, le coût en termes d'opérations informatiques et améliore la stabilité numérique des calculs. Cependant, La plupart des modèles à plasticité concentrée, simplifient certains aspects importants du comportement hystérétique du béton armé et sont donc limités dans leur applicabilité. Une telle limitation provient à priori des hypothèses restrictives pour la détermination des paramètres du ressort. Les études paramétriques et théoriques des poutres sous chargement monotone faites par Anagnostopoulos (1981) montrent une grande dépendance entre les paramètres du modèle, le type de chargement et le niveau de la déformation anélastique. Aucun facteur n'est susceptible de rester constant pendant la réponse dynamique. Le problème est encore accentué par la fluctuation de la force axiale dans les poteaux. En raison de cette dépendance temporelle, les prédictions des dommages aux niveaux local et global peuvent être excessivement imprécises. Une telle information peut seulement être obtenue avec des modèles plus raffinés capable de décrire le comportement hystérétique de la section en fonction de la charge axiale. Une autre limitation de la plupart des modèles à plasticité concentrée, proposés jusqu'ici, est leur incapacité de de décrire le comportement adoucissant des éléments en béton armé. Un tel adoucissement peut être considéré comme une réduction de la résistance latérale d'une console axialement sous l'action d'un déplacement latéral augmentant de manière monotone. Des modèles plus sophistiqués sont nécessaires dans ce cas.

La généralisation des concepts de la théorie de plasticité rigide par Prager et Hodge (1951) aux variables des contraintes et des déformations résultantes telles que les moments fléchissant et les rotations et les forces axiales et les élongations des poteaux en béton armé, limite l'application de ces modèles aux éléments bien détaillés ayant une capacité de déformation anélastique large dans les zones critiques. Pour une section de poteau en béton armé, la surface de plastification des contraintes résultantes est actuellement une fonction d'une déformation de référence qui couple les composantes correspondantes des déplacements. Ceci contredit la théorie de plasticité classique qui ne tient pas compte de la déformation adoucissante et suppose que la déformabilité de la section est illimitée.

Un modèle plus raffiné a été proposé par EL-Tawil et Deierlein (2001) qui ont développé un modèle de surface de plasticité limitée implémenté dans l'espace résultant des contraintes. Le modèle s'applique généralement aux éléments en acier, en béton armé et composites. Deux variantes du modèle plastique sont considérées : une surface finie et une version de surface

dégénérée. Le premier considère explicitement une région entièrement élastique de réponse au sein de la surface intérieure et s'applique, ainsi, aux éléments en acier qui ont typiquement un tel comportement. Le modèle à surface dégénérée rétrécit la région élastique à un point et le comportement de section devient anélastique dans n'importe quelle direction de chargement. Cette version convient aux sections qui ont peu ou pas de région élastique de réponse telle que le béton armé et les sections composites. La dégradation de rigidité est prise en compte en fonction de l'énergie de déformation plastique absorbée par l'élément composite.

Pour passer outre certaines des limitations de la théorie de plasticité classique dans la description de l'interaction entre la force axiale et les moments de flexion, Lai et al.(1984) ont proposé un modèle de plasticité à rotules en fibres qui se compose d'un élément élastique linéaire se prolongeant sur toute la longueur de l'élément en béton armé et d'un élément anélastique à chaque extrémité. Chaque élément anélastique se compose d'un ressort non élastique à chaque coin de section, représentant l'acier longitudinal pour le béton armé, et un ressort central en béton central qui est effectif en compression uniquement. La discrétisation à cinq ressorts des sections d'extrémité est capable de simuler l'interaction $P-M_2-M_3$ des éléments en béton armé de manière plus rationnelle que la théorie de plasticité classique. Dans le modèle de Lai, la relation force-déformation des ressorts en acier effectifs suit celle de Takeda et al. (1970) mais les paramètres qui définissent l'enveloppe sont établis d'après des considérations d'équilibre. Une description plus précise du comportement non élastique des éléments de béton armé est possible avec les modèles à non linéarité distribuée qui seront décrits dans la section suivante.

3.2.2 Description générale de la méthode des rotules plastique concentrés :

La solution consiste en la division de l'élément en régions élastiques et en plastiques. La région plastique ne sera pas constante sur la longueur et a une longueur variable en fonction de nombreux facteurs, tels que, l'intensité de la charge axiale, et la force latérale et du moment correspondant en différentes sections.

Dans cette méthode, la déformation se compose de deux parties : une plastique et l'autre élastique, comme décrit dans ce qui suit :

La figure 3.1 présente le concept de la méthode des rotules plastiques ou de la plasticité concentrée, Priestley et Park (1987). Dans la méthode, la courbure en flexion est divisée en deux parties :

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_p \tag{3.1}$$

Où Δ_e est la déformation élastique ou la contribution de la déformation de l'élément sans la partie plastique. La déformation est calculée à partir soit exactement à partir de la relation moment-courbure soit en se basant sur l'hypothèse que la distribution de la courbure au sein de la courbure plastique est linéaire. Δ_p est la courbure résultant des rotules plastique et est calculée comme suit :

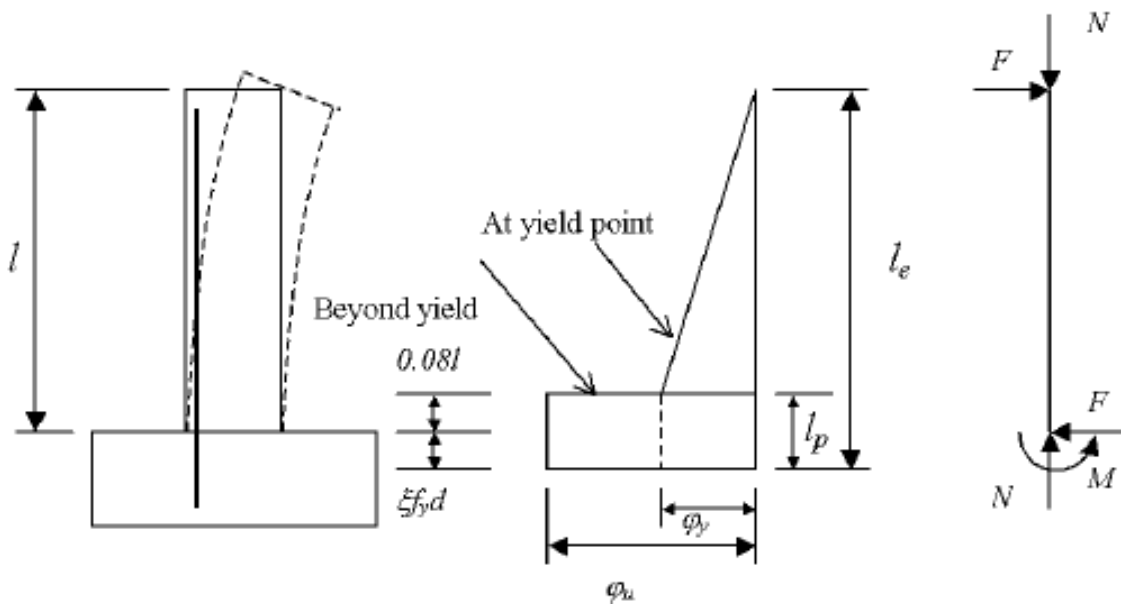


Figure 3.1 La méthode des rotules plastique d'après Priestley et Park

$$\Delta_p = \phi_p l_p \left(l_t - \frac{l_p}{2} \right) \tag{3.2}$$

Où l_p est la longueur de la rotule plastique, et l_t est la longueur totale de l'élément. Si la distribution de la courbure dans la partie élastique est supposée linéaire, on peut calculer Δ_e avec la formule suivante:

$$\Delta_e = \frac{1}{3} \phi_y (l_t - l_p)^2 \tag{3.3}$$

Plusieurs versions de la méthode de plasticité concentrée ont été proposées pour représenter le comportement non-linéaire des éléments en béton armé. Dans les plus anciennes versions de cette méthode, on suppose que le moment critique de la section est toujours à l'interface de l'élément, et quand il y a une certaine déformation plastique, la courbure supplémentaire est appliquée le long de la longueur de la rotule plastique. La figure 3.2 montre la manière dont le concept a été utilisé pour obtenir toute la déformation par Park et Paulay (1975). Comme montré, la longueur utilisée pour évaluer la flèche élastique est prise égale à la longueur totale pour n'importe quelle longueur de la rotule plastique, tandis que dans la méthode précédemment mentionnée, cette longueur est la longueur totale (longueur utile totale comme décrit) moins la longueur de la rotule plastique.

Il est évident que méthode précédente s'adapte mieux aux situations réelles plus que les versions plus anciennes, particulièrement quand relativement un niveau élevé de la courbure est imposé à la section critique.

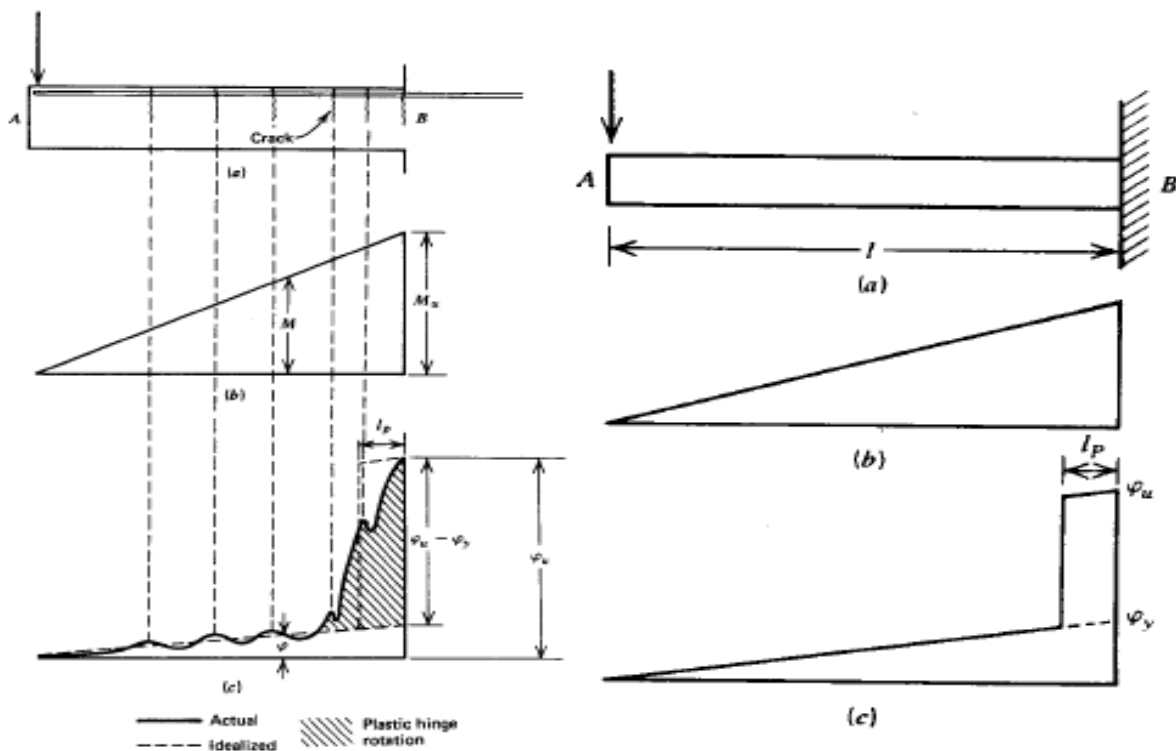


Figure 3.2 Présentation du principe des rotules plasti que d'après Park et Paulay (1975).

3.2-3 Expressions Empiriques pour la longueur de la rotule plastique

Plusieurs expressions expérimentales ont été proposées par des chercheurs pour déterminer la longueur de la rotule plastique l_p et la déformation maximale ϵ_c pour la courbure ultime. Dans toutes ces méthodes anciennes, la longueur totale est utilisée pour déterminer la partie élastique de la courbure, Ces méthodes ne peuvent pas être appliquées quand une courbure relativement élevée est présente dans la section critique. Comme décrit, la déformation du béton doit être limitée à une certaine valeur, alors que pour un niveau élevé de la courbure, les déformations vont bien au-delà des valeurs habituellement proposées dans ces méthodes. Dans ce qui suit est présentée une revue de ces méthodes. :

3.2.3.1 Baker

Baker (1956) a proposé les équations suivantes pour déterminer la longueur de la rotule plastique basées sur des travaux expérimentaux.

Pour des éléments avec du béton non confiné :

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)^{\frac{1}{4}} d \quad (3.3)$$

$K_1=0.7$ pour l'acier doux

$$k_2 = 1 + 0.5 \frac{P_u}{P_0} \quad (3.4)$$

Avec P_u = la force de compression dans l'élément, et P_0 = la résistance à la compression de l'élément sans moment.

$K_3=0.6$ quand $f'_c = 35.2 \text{ N/mm}^2$ ou 0.9 quand $f'_c = 11.7 \text{ N/mm}^2$.

z = la distance du section critique au point d'inflexion

d = hauteur effective du l'élément

Pour des éléments avec du béton confiné :

$$l_p = k_1 \cdot 0.8 \cdot k_3 \left(\frac{z}{d} \right) \cdot c \quad (3.5)$$

où c est la profondeur de l'axe neutre pour le moment ultime et les autres symboles ont la signification précédente.

3.2.3.2 Corley

Corley (1966) en se basant sur les résultats de poutres simplement appuyées a proposé la formule suivante pour la longueur de la rotule plastique :

$$l_p = 0.5d + 0.2 \cdot \sqrt{d} \left(\frac{z}{d} \right) \quad (3.6)$$

Il a également proposé la limite inférieure pour la déformation maximum du béton :

$$\varepsilon_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + \left(\frac{\rho_s f_y}{20} \right)^2 \quad (3.7)$$

où z = est la distance de la section critique au point d'inflexion, b = largeur de poutre, d est la hauteur effective de la poutre, ρ_s le rapport de volume d'acier (y compris l'acier de compression) au volume du noyau du béton, et f_y est la limite d'élasticité de l'acier. D'autres chercheurs ont simplifié les équations de Corley comme suit :

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + 0.2\rho_s \quad (3.9)$$

Cette modification de l'équation pour ε_c est plus conservatrice pour des valeurs élevées d' ρ_s .

3.2.3.3 Priestley et Park

Priestley et Park (1987) ont proposé une formule pour calculer la longueur de la rotule plastique qui dépend de la longueur du poteau et du diamètre des aciers. La longueur de la rotule plastique proposée est :

$$l_p = 0.08 \cdot l + \xi \cdot f_y \cdot d \quad (3.10)$$

dans laquelle l est la longueur du poteau, ξ est un coefficient égal à 0.022 mm, f_y est la limite d'élasticité de l'acier, et d est le diamètre des aciers principaux.

Si la distribution de la courbure dans le domaine élastique est supposée linéaire, Δ_e peut être calculée avec la formule suivante :

$$\Delta_e = \frac{1}{3} \phi_y (l_t - l_p)^2 \quad (3.11)$$

Où

$$l_t = l + \xi \cdot f_y \cdot d \quad (3.12)$$

Si la courbure est dans le domaine plastique:

$$\Delta_p = \phi_y l_p \left(l_t - \frac{l_p}{2} \right) \quad (3.13)$$

La courbure totale est :

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_p \quad (3.14)$$

3.3 Modèles distribués

Dans les modèles distribués, la non-linéarité matérielle peut se produire en n'importe quelle section de l'élément et le comportement de l'élément est déterminé par une intégration pondérée de la réponse de section. Dans la pratique, du fait que les intégrales de l'élément sont évaluées numériquement, seul le comportement des sections choisies aux points d'intégration est suivi. Les déformations des éléments où les forces des éléments sont les inconnues primaires du modèle et celles-ci sont obtenues à partir de fonctions d'interpolation appropriées des déplacements et des forces globaux des éléments, respectivement.

Les fissures discrètes dans les modèles distribués sont représentées comme réparties « smeared » sur une longueur finie plutôt que traitées explicitement. Le comportement constitutif de la section transversale est formulé selon la théorie de la plasticité classique en termes de contraintes et de déformations résultantes, ou est explicitement dérivé par la discrétisation de la section transversale en fibres, comme dans le cas des modèles fibres à plasticité distribuée. Les modèles des portiques sont généralement basés soit :

i) sur la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli dans laquelle les sections planes avant déformation restent planes et normales à l'axe longitudinal de la poutre après déformation; c'est-à-dire, il n'y a aucune déformation de cisaillement (voir la figure 3.3 a) ;

ii) soit sur la théorie de poutre de Timoshenko où les sections planes restent planes mais pas normales à l'axe longitudinal avec une déformation de cisaillement égale à la différence entre la rotation de la normale et de la section plane (voir la figure 3.3 b).

Le moment bi axial est une extension simple du cas du moment uni axial, représenté sur la figure 3.3.

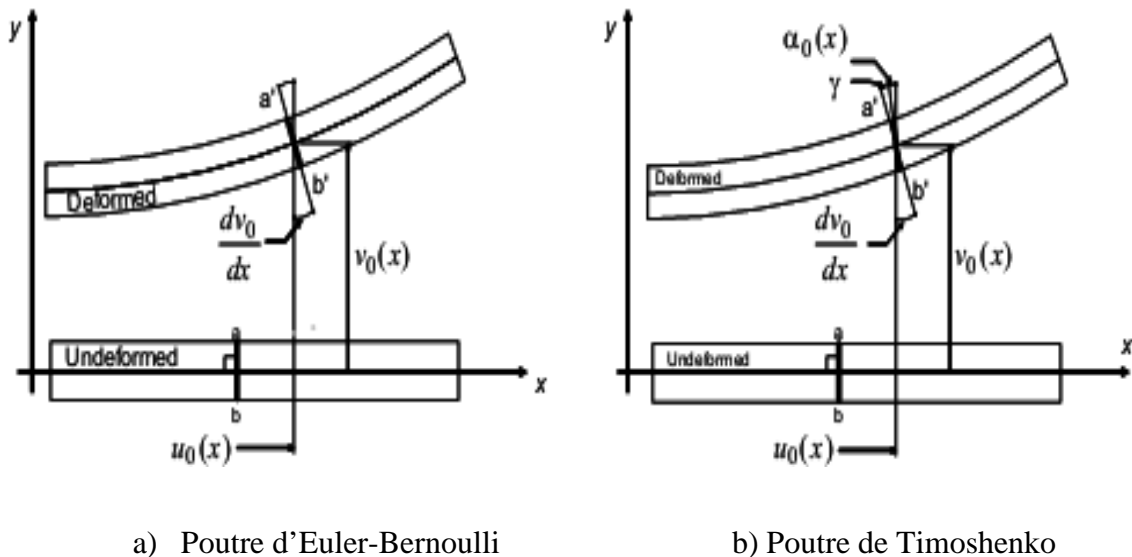


Figure 3.3 Hypothèses des théories des poutres d'Euler-Bernoulli et de Timoshenko.

Dans le développement de la théorie qui suit, la notation suivante est employée avec un élément de longueur dx (figure 3.4) :

u_0, v_0 sont les déplacements longitudinal et transversal de la section respectivement.

$\frac{dv_0}{dx}$ est la rotation totale de la section. α_0, γ sont les déformations de la section due à la flexion et au cisaillement, respectivement

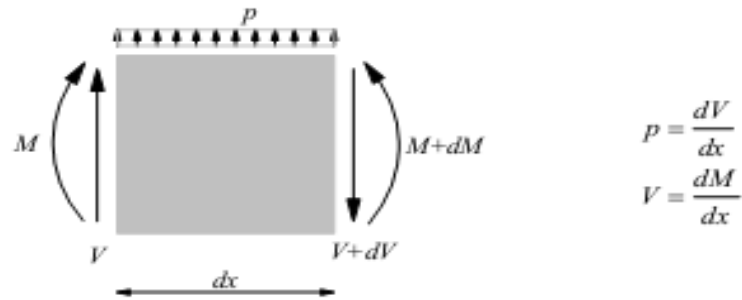


Figure 3.4 Forces agissant une longueur infinitésimale de la poutre.

En se basant sur les forces agissant sur un segment de longueur infinitésimale (la figure 3.4), les équations suivantes sont dérivées :

3.3.1 Poutre Euler-Bernoulli

$$\text{Equilibre : } \frac{d^2M}{dx^2} = p \tag{3.15}$$

$$\text{Loi constitutive de la section : } M = EI k \tag{3.16}$$

$$\text{Compatibilité de la section : } k = \frac{d^2v_0}{dx^2} \tag{3.17}$$

$$\text{Equation différentielle : } \frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2v_0}{dx^2} \right) = p \tag{3.18}$$

$$\text{La déformation en chaque point de la section } \varepsilon_x = \frac{du}{dx} = \frac{du_0}{dx} - y \frac{d^2v_0}{dx^2} \tag{3.19}$$

3.3.2 Poutre de Timoshenko :

$$\text{Équilibre : } \frac{dV}{dx} = -p \tag{3.20}$$

$$\text{Loi constitutive de la section : } V = GA_1 \gamma \tag{3.21}$$

$$\text{Compatibilité de la section : } k = \frac{d\alpha_0}{dx} \quad (3.22)$$

$$\gamma = \frac{dv_0}{dx} - \alpha_0 \quad (3.23)$$

$$\text{Équation différentielle : } GA_i \left(\frac{d^2 v_0}{dx^2} - \frac{d\alpha_0}{dx} \right) = -p \quad (3.24)$$

$$GA_i \left(\frac{d^2 v_0}{dx^2} - \frac{d\alpha_0}{dx} \right) - EI \frac{d^2 \alpha_0}{dx^2} = 0 \quad (3.25)$$

Dans les équations 3.21, 3.24 et 3.25 A_s est l'aire de cisaillement. Pour trouver une expression pour A_s dans l'expression de la contrainte de cisaillement selon la théorie de poutre de Timoshenko, supposons que l'énergie de déformation :

$$U_\varepsilon = \frac{1}{2} \int_A \tau_{xy} \cdot \gamma_{xy} \cdot dA = \frac{1}{2} G \int_A \tau^2_{xy} \cdot dA \quad (3.26)$$

est le même que celle trouvée en utilisant les contraintes et les déformations de la solution exacte pour une section élastique. Pour une section transversale rectangulaire il peut être montré que $A_s = 1.2 \cdot b \cdot h = 1.2 \cdot A$. la figure 3.5 compare les contraintes de cisaillement de la théorie de poutre de Timoshenko pour une section rectangulaire, linéairement élastique, avec la solution « exacte ».

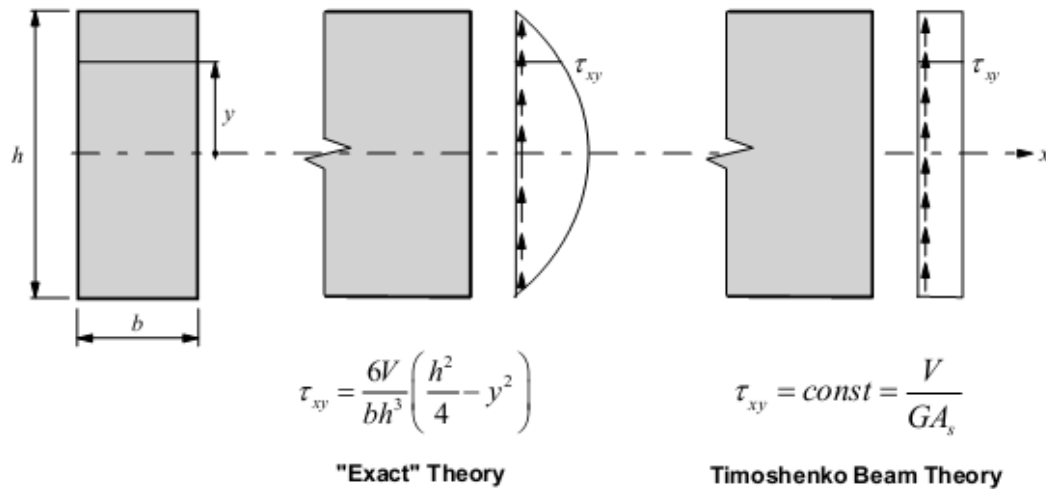


Figure 3.5 Contraintes de cisaillement dans une section rectangulaire

3.3.3 Éléments de poutre d'Euler-Bernoulli

Deux formulations sont présentées pour les éléments portiques, l'une est basée sur une approche en déplacement classique, et l'autre basée sur l'approche en force.

3.3.3.1 Formulations basée sur les déplacements

La formulation en déplacement des poutres emploie l'approche classique des éléments finis pour dériver la matrice de rigidité de l'élément et le vecteur des forces agissant sur l'élément. L'étape centrale est la supposition de champs de déplacements le long de l'élément définis en termes des déplacements nodaux.

Si U est le vecteur du déplacement nodal défini dans la figure 3.6, les déplacements de la section

$u(x) = \{u_0(x)v_0(x)\}^T$ Sont définis par :

$$U(x) = N_u(x) U \tag{3.27}$$

où $N_u(x)$ est la fonction de forme définissant un déplacement axial linéaire $u_0(x)$ et un déplacement transversal cubique $v_0(x)$:

$$N_u(x) = \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} & 0 & 0 & \frac{x}{L} & 0 & 0 \\ \frac{x}{L} & 1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 & x\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 & \frac{x}{L} & 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^3 & -x\left(\frac{x}{L}\right) + x\left(\frac{x}{L}\right)^2 \end{bmatrix}$$

(3.28)

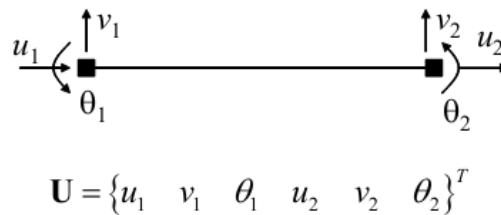


Figure 3.6 Elément 2D à deux nœuds

En utilisant le principe de l'énergie potentielle minimale, ou d'autres principes vibrationnels équivalents, les expressions suivantes sont obtenues pour la matrice de rigidité \mathbf{K} de l'élément et pour les forces résistantes \mathbf{P} de l'élément :

$$K = \int_L B^T(x).K(x).B(x).dx \tag{3.29}$$

$$P = \int_L B^T(x).s(x).dx \tag{3.30}$$

où $B(x)$ est une matrice contenant les dérivés des fonctions de forme $N_U(x)$ (en particulier la première ligne de B est la dérivée première de la première ligne de N_u , et la

deuxième ligne de B est la dérivé seconde de la deuxième ligne de NU (x) et k (x) est la matrice de rigidité de la section. La matrice k (x) dépend du modèle de la section choisi pour les analyses et s (x) est le vecteur force de la section, soit :

$$s(x) = (N(x) \quad M(x))^T \tag{3.31}$$

L'implémentation des éléments portiques en déplacement dans le cadre général de la méthode des éléments est directe, et c'est la raison principale pour laquelle ils sont largement utilisés. D'une part, l'élément portique est exact si et seulement si la section transversale de l'élément est constante et le comportement matériel est linéaire-élastique. Dans le cas des portiques en béton armé, où les non-linéarités matérielles deviennent importantes, l'élément est approximatif et ceci conduit l'utilisation de maillages de plus en plus raffinées permettant une bonne description de la réponse des portiques.

3.3.3.2 Formulation basée sur les forces

La formulation en termes de forces des poutres assume des champs de forces plutôt que des champs de déplacements le long de l'élément. L'élément est développé ici sans considération des modes rigides (la figure 3.7).

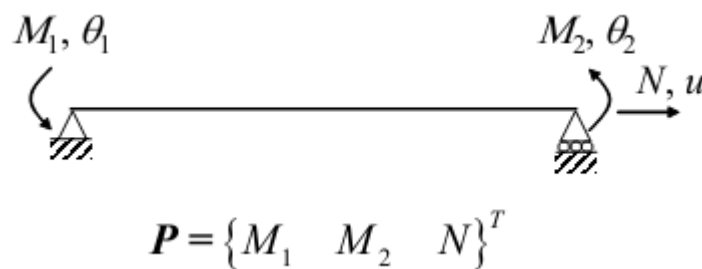


Figure 3.7 Elément à deux nœuds sans mode de corps rigide.

Si P est le vecteur nodal des forces définies sur la figure 3.7, les distributions des forces le long de l'élément sont écrites comme :

$$S(x) = N_p(x).P \tag{3.32}$$

où P est le vecteur précédemment défini contenant les forces et le $N_p(x)$ est la matrice des fonctions d'interpolation des forces données par :

$$N_p(x) = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ \left(\frac{x}{L} - 1\right) & \left(\frac{x}{L}\right) & 0 \end{bmatrix} \tag{3.33}$$

En utilisant le principe de l'énergie potentielle complémentaire minimale, ou d'autres principes vibrationnels équivalents, les expressions suivantes sont obtenues pour la matrice de flexibilité de l'élément F sans modes de corps rigides et pour les déformations nodales correspondantes U :

$$F = \int_L N_p^T(x) f(x) N_p(x) dx \tag{3.34}$$

$$U = \int_L N_p^T(x) e(x) dx \tag{3.35}$$

où f (x) est la matrice de flexibilité de la section et (x) est un vecteur contenant les déformations de la section. C'est-à-dire:

$$e(x) = \{\varepsilon_0(x) \quad k(x)\}^T \tag{3.36}$$

La motivation et l'intérêt pour les éléments basés sur les forces proviennent du fait que la relation d'équilibre (Eq. 3.32) est « exacte » dans les limites des hypothèses de la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli. En d'autres termes, la charge axiale et le moment de flexion demeurent constants et linéaires, respectivement, indépendamment de la variation de la section de la poutre et du comportement matériel. Les charges des éléments sont incluses dans la formulation basée sur les forces en modifiant les distributions de forces des éléments dans l'équation 3.32.

Un problème rencontre avec les éléments basés sur l'approche de force est leur implémentation dans un programme en élément finis. La détermination de l'état d'élément, celle

est le calcul de la matrice de rigidité K d'élément et la résistance P , deviennent complexe. Quand la matrice de rigidité est facilement calculée avec inversant la matrice de flexibilité :

$$K = F^{-1} \quad (3.37)$$

Et en ajoutant les modes de corps rigides à K pour obtenir la matrice de rigidité K . calculant les forces de résistance d'élément est un problème beaucoup plus complexe. La complexité provient du fait qu'il n'y a aucune manière de rapporter directement les forces de résistance de section et les forces de résistance d'élément, comme c'est le cas avec les éléments basés sur le déplacement. Spacone et al (1996) proposent une méthode itérative pour le calcul exact des forces et des déformations d'éléments. La procédure est fondamentalement basée sur la boucle d'itération de Newton-Raphson sous des déplacements nodales imposés qui ajustent les forces de l'élément et les déformations de section jusqu'à ce qu'il y ait compatibilité entre les déformations de section et les déformations nodales imposées, comme exprimé par à l'état faible de l'équation 3.35. Le calcul de l'élément est plus compliqué et coûteux que l'élément basé sur l'approche de déplacement par deux-nœuds correspondant mais sa précision mène à l'utilisation d'un seul élément par chaque élément de la structure, de ce fait menant à la grande économie dans le nombre global de degrés de liberté pour être résolu.

3.3.4 Éléments de poutre de Timoshenko

De même sur l'élément pour la poutre d'Euler-Bernoulli, deux formulations sont présentées pour l'élément poutre de Timoshenko, l'une basée sur l'approche des déplacements et l'autre basée sur l'approche en forces.

3.3.4.1 Formulation en Déplacement :

La formulation en déplacement est semblable à celle de la poutre d'Euler-Bernoulli mais il y a trois champs indépendants : déplacement horizontal, u_0 , déplacement vertical, v_0 , et rotation α_0 de l'axe. Un choix typique pour ces éléments est d'assumer les champs paraboliques de déplacement pour les trois déplacements. L'élément en résultant à trois-nœuds est montré sur la figure 3.8.

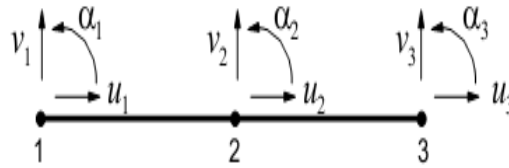


Figure 3.8 Elément poutre a Trois nouds d’après Timshenko

$$U = \{u_1 \ v_1 \ \alpha_1 \ u_2 \ v_2 \ \alpha_2 \ u_3 \ v_3 \ \alpha_3\}^T \tag{3.38}$$

$$u(x) = \{u_0(x) v_0(x) \alpha_0(x)\}^T \tag{3.39}$$

L’équation. 3.27 est toujours vraie avec le vecteur d’interpolation de déplacement $N_U(x)$ défini par :

$$N_U(x) = \begin{bmatrix} N_1(x) & 0 & 0 & N_2(x) & 0 & 0 & N_3(x) & 0 & 0 \\ 0 & N_1(x) & 0 & 0 & N_2(x) & 0 & 0 & N_3(x) & 0 \\ 0 & 0 & N_1(x) & 0 & 0 & N_2(x) & 0 & 0 & N_3(x) \end{bmatrix} \tag{3.40}$$

Les expressions explicites des fonctions de forme sont données dans des coordonnées normales sur la figure 3.9.

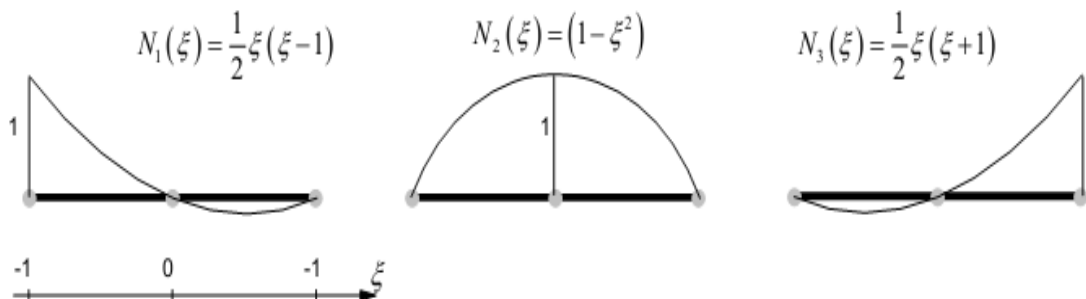


Figure 3.9 Fonction d’interpolation du déplacement de l’élément poutre de Timoshenko à trois en coordonnées naturelles.

Le reste de la formulation d'élément est formellement identique à celle de la poutre d'Euler-Bernoulli. Le vecteur de force de section devient maintenant :

$$s(x) = \{N(x) \quad M(x) \quad V(x)\}^T \tag{3.41}$$

Le vecteur de déformation de la section correspondant est :

$$e(x) = \{\varepsilon_0(x) \quad k(x) \quad \gamma(x)\}^T \tag{3.42}$$

et le vecteur B(x) change en conséquence. L'élément résultant est approximatif même dans le cas élastique linéaire et plusieurs éléments doivent être employés pour obtenir une approximation satisfaisante de la solution. En outre, ces éléments peuvent verrouiller du fait que trop d'énergie va dans le mode de déformation de cisaillement, menant à un élément rigide.

3.3.4.2 Formulation en Forces

La formulation en force pour la poutre de Timoshenko est identique à celle de la poutre d'Euler-Bernoulli sauf que les expressions des forces des sections s (x) et les déformations des sections e (x) changent selon les définitions données dans les formulations en déplacement. Les fonctions d'interpolation de force deviennent :

$$N_p(x) = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ \left(\frac{x}{L} - 1\right) & \left(\frac{x}{L}\right) & 0 \\ \frac{1}{L} & \frac{1}{L} & 0 \end{bmatrix} \tag{3.43}$$

La matrice de flexibilité F est une nouvelle fois « exacte » dans les limites de la théorie de poutre de Timoshenko, indépendamment de la variation de la section de la poutre ou du comportement matériel.

3.4 Modélisation avec l'approche en Fibres

Dans la modélisation avec des fibres, l'état contrainte-déformation de la section des éléments est obtenu par l'intégration de la réponse uni axiale non linéaire contrainte-déformation des différentes fibres dans lesquelles la section est subdivisée, distinguant l'acier, le béton confiné et non confiné, comme illustré sur la figure 3.10.

La formulation de la rigidité de l'élément basée sur une formulation cubique permet alors aussi bien la représentation de la plasticité distribuée le long de l'élément que l'incorporation implicite de l'interaction entre la force axiale et la déformation transversale de l'élément. L'utilisation d'un nombre suffisant d'éléments par élément permet la reproduction de la rotule plastique (dans leur longueur totale), typique des éléments soumis à des niveaux élevés de l'inélasticité matérielle. La propagation de l'inélasticité à travers la section et sur la longueur de l'élément est ainsi réalisée sans exiger le calibrage de n'importe quel élément à plasticité concentrée.

La discrétisation par fibres rend possible la modélisation réaliste des différents matériaux et leur distribution constituant la section transversale. Les modèles des matériaux utilisés peuvent représenter différents niveaux de précision/complexité dans leur définition.

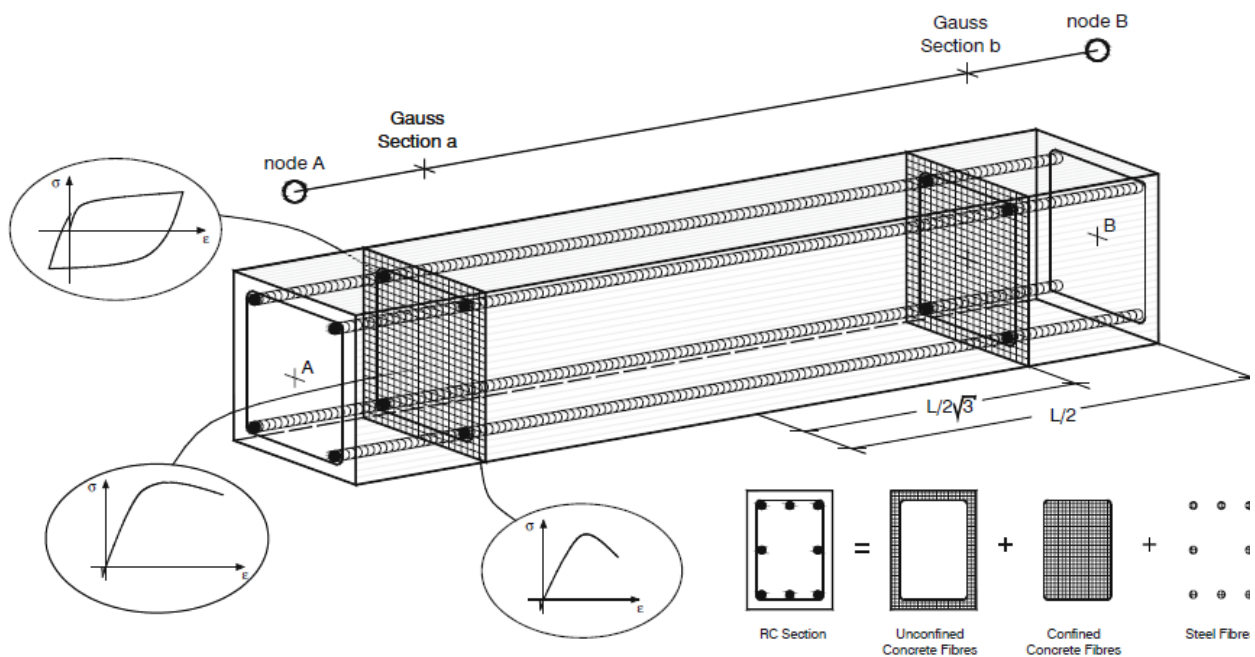


Figure 3.10 Discrétisation d'une section de béton armé typique en fibres

Chapitre 4

Méthodes D'analyse En Dynamique Non Linéaire

4.1 Introduction

Ce chapitre est consacré aux aspects liés aux méthodes d'analyse en dynamique non linéaire. Les détails des méthodes d'analyse dynamique et les aspects de modélisation de la masse et de l'amortissement de la structure sont discutés. La méthode d'analyse non linéaire utilisée s'applique à l'analyse non linéaire dynamique des structures et sera décrite dans le contexte de son application aux portiques.

La stratégie numérique d'intégration pour l'analyse dynamique non linéaire est discutée. Des questions concernant la précision et la stabilité du schéma d'intégration numérique sont juste abordées. Golafshani (1982), Allahabadi (1987), faite à des discussions plus détaillées des schémas d'intégration relatifs disponibles dans la littérature.

Dans la discussion qui suit, une attention spéciale sera accordée aux non-linéarités qui peuvent avoir lieu durant un pas de temps. C'est particulièrement important quand la contribution de la déformation des différents éléments à la réponse locale et globale de la structure doit être déterminée.

Puisque chaque sous-élément a un comportement hystérétique, les changements de la rigidité des différents sous-éléments n'interviennent pas au même instant. Si le changement soudain de la rigidité d'un sous-élément durant un pas de temps n'est pas pris en compte, des inexactitudes dans la contribution relative des différents sous-éléments à la réponse locale et globale de la structure en résulteront. D'ailleurs, la distribution relative des forces et des déformations entre les poutres et les poteaux de la structure ne peut pas être déterminée avec confiance, si une rigidité constante est assumée durant un pas de temps. En outre, les problèmes numériques d'instabilité irrémédiables pourraient apparaître dans les pas de temps ultérieurs.

Un aspect important d'analyse dynamique non linéaire est le choix de la taille du pas de temps Δt . La taille du pas de temps a une grande influence sur l'exactitude, la stabilité, et la vitesse de convergence de l'algorithme de résolution. Les critères pour choisir la taille du pas de temps pour l'algorithme de résolution seront discutés dans ce chapitre.

4.2 Équilibre dynamique

Les équations du mouvement pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté sont données par

$$[M].\ddot{d} + [C].\dot{d} + [K].d = P \quad (4.1)$$

Où \ddot{d} est l'accélération relative, \dot{d} est la vitesse relative, d est le déplacement relatif, et P le vecteur du chargement extérieur, $P = -[M].\ddot{d}_g = -[M].\ddot{a}_g$ dans le cas d'un chargement sismique, avec a_g accélération du sol. $[M]$, $[C]$, $[K]$ sont les matrices de masse, d'amortissement, et de rigidité respectivement. Ces matrices seront décrites en détail dans la section suivante.

4.2.1 Matrice de masse

La masse d'une structure peut être modélisée comme une masse concentrée ou comme une masse uniformément répartie d'après Clough et Penzien (1975). Dans cette étude, les portiques seront soumis aussi bien à l'effet des accélérations horizontales que verticales. Donc, la masse est assignée aux degrés de liberté horizontaux et verticaux de translation seulement et le moment d'inertie massique en rotation n'est pas inclus dans le modèle. Toutes les charges permanentes et 20% des surcharges (RPA 2003) sont concentrés aux nœuds. Du fait que la masse est concentrée au niveau des planchers, $[M]$ est une matrice diagonale. Les valeurs des coefficients de la matrice masse sont supposées constantes durant la réponse dynamique des portiques

4.2.2 Matrice d'amortissement

La dissipation d'énergie est généralement idéalisée dans l'analyse dynamique élastique linéaire sous forme d'amortissement visqueux proportionnel à la vitesse pour la commodité de la solution. En réalité, les forces d'amortissement peuvent être proportionnelles à la vitesse ou à

une certaine puissance de la vitesse. Alternativement ces forces peuvent être de nature de frictionnelle, et dans certains cas elles peuvent même être proportionnelles aux déplacements absolus ou aux déplacements relatifs d'après Newmark (1959). Une fois qu'une plastification significative se soit produite, l'amortissement par hystérésis devient la source principale de dissipation d'énergie. L'amortissement par hystérésis est pris en considération de manière adéquate directement par la relation charge-déformation hystérétique.

Les moyens les plus effectifs pour déterminer une matrice d'amortissement est d'assumer des valeurs appropriées des constantes d'amortissement modales pour tous les modes de vibration significatifs de la structure et puis de calculer une matrice d'amortissement basée sur ces constantes d'amortissement. Dans cette étude l'amortissement de Rayleigh proportionnel à la masse et à la rigidité est utilisé :

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (4.2)$$

Où α et β sont des constantes à déterminer en fixant des constantes d'amortissement appropriées pour deux modes de vibration. En utilisant une transformation de coordonnées normales de l'équation du mouvement, la constante d'amortissement du nième mode est donnée par :

$$\lambda_n = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_n} + \beta \frac{\omega_n}{2} \quad (4.3)$$

Où ω_n est la fréquence naturelle circulaire du nième mode. Pour un amortissement dépendant de la masse, λ_n est inversement proportionnelle à la fréquence de telle sorte que les modes supérieurs ont un amortissement faible. Réciproquement, l'amortissement proportionnel à la rigidité est proportionnel à la fréquence de la structure et résulte-en des amortissements plus importants pour les modes supérieurs, diminuant ainsi la contribution des modes supérieurs à la réponse globale de la structure (figure 4.1.).

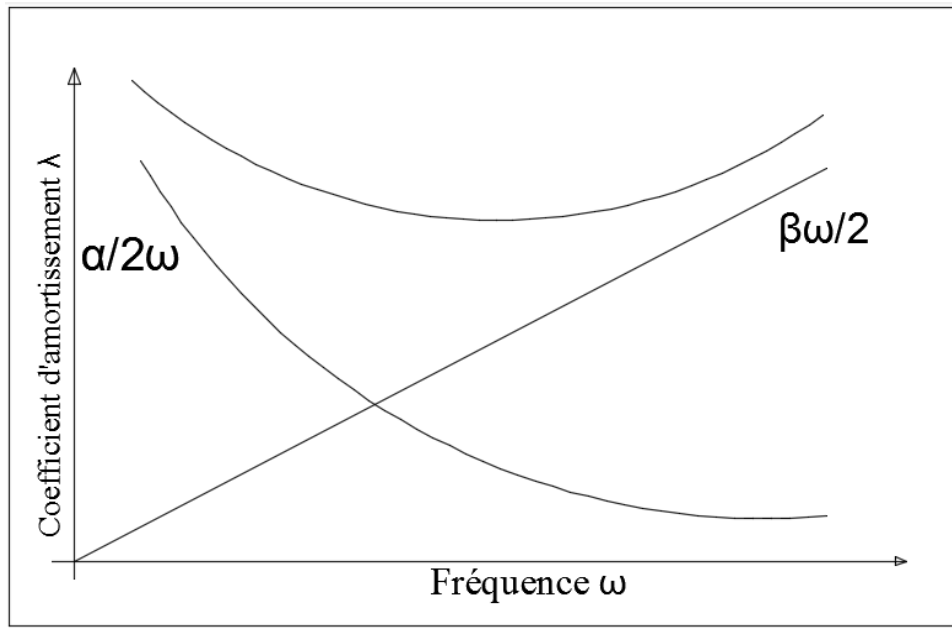


Figure 4.1 amortissement proportionnel à la masse et à la rigidité.

En analyse dynamique non linéaire la matrice d'amortissement peut être exprimée proportionnellement à la rigidité initiale ou tangente actuelle de la structure selon :

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta[K_0] \quad (4.4)$$

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta[K_T] \quad (4.5)$$

Où $[K_0]$ est la matrice rigidité initiale et $[K_T]$ est la matrice de rigidité tangente. Dans cette étude la première option est employée, puisque la deuxième option peut conduire à des problèmes numériques et n'a aucun avantage par rapport à la première option. D'ailleurs, l'effet de l'amortissement visqueux est très petit comparé à l'amortissement par hystérésis dans l'analyse dynamique non linéaire des structures qui sont soumises à de grands déformations après plastification.

Après le choix des constantes d'amortissements pour deux modes de vibration, les constantes peuvent être obtenues comme suit :

$$\begin{bmatrix} \lambda_m \\ \lambda_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

4.2.3 Matrice de rigidité

L'idée fondamentale derrière l'idéalisation proposée pour la rigidité de l'élément est de fournir un modèle qui soit assez complexe pour se rapprocher du comportement réel de la structure, tout en étant assez simple pour être pratique pour l'analyse dynamique non linéaire des structures. Le modèle de l'élément utilisé dans cette étude est une idéalisation bidimensionnelle du système structural composé de poteaux et de poutres. Une analyse tridimensionnelle complète des bâtiments en béton armé représente un défi formidable. Habituellement, des modèles 2D avec des éléments barre dans deux directions orthogonales sont utilisés pour simuler le comportement d'une structure durant un séisme. Le modèle des éléments barres est utilisé pour prévoir le comportement non linéaire par hystérésis des portiques en béton armé sous charges sismiques.

4.3 Schémas d'intégration temporelle

4.3.1 Introduction

Les expressions mathématiques régissant la réponse dynamique des systèmes structuraux sont connues comme étant les équations de mouvement de la structure. Ces équations peuvent être formulées par l'application des principes de base de la mécanique classique, comme par exemple le principe de d'Alembert de l'équilibre dynamique. Ce principe stipule qu'un système structural est en équilibre lorsque les forces qui agissent sur lui, y compris les forces d'inertie, satisfont les équations d'équilibre statique à chaque instant. Les forces d'inerties obtenues à partir de la deuxième loi de Newton peuvent être exprimées comme suit, voir Clough et Penzien, (1995) :

$$(f_i)_j(t) = -m_j \cdot \ddot{d}_j(t) \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (4.7)$$

Où m_j , $j = 1, 2, \dots, n$ sont les masses du système et \ddot{d}_j sont les accélérations absolues. En considérant également les forces élastiques, les forces d'amortissement visqueux et les forces dynamiques agissant sur la structure, le système d'équations d'équilibre dynamique est :

$$M\ddot{d}(t) + C\dot{d}(t) + Kd(t) = F(t) \quad (4.8)$$

La réponse dynamique d'un système structurel est obtenue en résolvant l'équation différentielle du mouvement qui régit le comportement. Les procédures habituelles pour résoudre les équations du mouvement sont l'analyse de superposition modale, l'analyse dans le domaine temporel, l'analyse dans le domaine fréquentiel et l'intégration directe de l'équation du mouvement au moyen de techniques d'intégration pas à pas. Du fait que le principe de superposition est appliqué pour obtenir la réponse de la structure dans les trois premières techniques, aucune de ces méthodes n'est adaptée pour l'analyse de la réponse non linéaire. Bien qu'il existe des tentatives pour étendre l'analyse modale à l'analyse non linéaire en actualisant les caractéristiques modales dans chaque pas de temps d'après Mohraz et al. (1991) ; Leger et Dussolt, (1992), les procédures pas à pas sont les seules à être bien adaptées pour l'analyse de la réponse non linéaire parce qu'elles évitent toute utilisation du principe de superposition. Il existe une grande variété de procédures d'intégration pas à pas, mais elles toutes en commun le fait que le chargement et la réponse temporelle sont divisés en une séquence d'intervalles de temps ou « pas de temps ».

La réponse au cours de chaque pas de temps est calculée à partir des conditions initiales (déplacement et vitesse) au début du pas de temps et de l'histoire de chargement pendant le pas de temps. Par conséquent, la réponse en chaque pas est un problème d'analyse indépendant et il n'y a aucune nécessité pour combiner la contribution de la réponse durant un pas. Le comportement non linéaire peut être considéré facilement avec cette approche en supposant que les propriétés structurelles restent constantes durant chaque pas de temps.

N'importe quel degré de raffinement dans le comportement non linéaire souhaité peut être atteint en prenant en considérant des pas de temps assez courts. Il peut également être appliqué à tous les types de non linéarité, y compris celles produites par des changements dans les propriétés de la masse, les propriétés de l'amortissement et les non-linéarités plus fréquentes en raison des changements de la rigidité. La littérature sur ce sujet est très vaste, c'est pourquoi uniquement les principaux aspects des méthodes pas à pas les plus importantes seront décrits dans les paragraphes suivants.

4.3.2 Méthodes d'intégration pas à pas :

Les procédures pas à pas tentent de déterminer la réponse dynamique temporelle, aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires. Cette réponse est obtenue par l'équation 4.8, pour un ensemble discret d'intervalles de temps t_i au lieu d'une fonction continue dans le temps. En général, ces méthodes consistent en l'expression des accélérations et des vitesses pour un pas de temps en fonction des accélérations, des vitesses et des déplacements actuels connus pour le pas de temps.

Les méthodes peuvent être classées en techniques explicites ou implicites. Dans les méthodes explicites les nouvelles valeurs de la réponse calculées dans chaque pas dépendent seulement des quantités obtenues durant le pas précédent, si bien que l'analyse procède directement d'un pas à un autre. En revanche, dans une méthode implicite, les expressions qui fournissent les nouvelles valeurs d'un pas donné comprennent une ou plusieurs valeurs se rapportant à ce même pas de temps. À ce stade, le problème de la stabilité de la solution, conçue de manière à ce que la solution progresse dans certaines limites pour l'intervalle de temps sélectionné Δt , devient important. Alors que pour les algorithmes implicites, la solution n'est pas artificiellement amplifiée quelle que soit la valeur du pas de temps choisi (algorithmes inconditionnellement stables), pour les méthodes explicites, il y a un pas de temps critique au-delà duquel la solution est artificiellement amplifiée (schémas conditionnellement stables). Un résultat fondamental obtenu par Dahlquist (1963) stipule que la stabilité inconditionnelle n'est pas possible pour les schémas explicites. Par conséquent, l'application d'algorithmes explicites est limitée aux cas où de petits pas de temps sont requis, comme dans le cas de charges impulsives.

Pour les problèmes linéaires, il est possible de présenter, pour chaque pas de temps, une équation sous la forme :

$$Y_{i+1} = AY_i + Z_{i+\alpha} \quad (4.9)$$

Où Y_i représente la réponse dynamique de la structure, A est la matrice caractéristique du système d'intégration ou « matrice d'amplification » et $Z_{i+\alpha}$ fait référence aux forces externes incluses dans l'analyse pour obtenir la réponse à l'instant $t_{i+\alpha}$, agissant dans cet intervalle de

temps. En se basant sur l'équation 4.9, il est possible d'analyser la stabilité d'un schéma d'intégration temporelle d'après Barbat et Canet, (1994). La stabilité de la procédure pas à pas appliquée aux systèmes linéaires est déterminée par le critère suivant :

$$\rho(A) = \max |\lambda_i| \leq 1 \quad (4.10)$$

Où $\rho(A)$ est le rayon spectral de la matrice de l'amplification, définie comme étant la valeur absolue maximale de toutes les valeurs propres. Le rayon spectral permet d'obtenir une indication claire du comportement de la solution numérique et de la quantité d'amortissement induite en fonction de l'ensemble des paramètres qui caractérisent le schéma d'intégration temporelle. Ce critère est valable pour les problèmes dynamiques linéaires lors de la vérification de la stabilité inconditionnelle des procédures temporelles. Ceci n'est pas le cas pour la dynamique non linéaire où un critère supplémentaire pour la stabilité des algorithmes d'intégration temporelle, comme la conservation de l'énergie, doit être appliqué.

La précision de l'algorithme est définie comme étant l'ordre de la magnitude de l'erreur en fonction de l'intervalle de temps considéré. La stabilité et la précision sont les propriétés les plus discutées dans les procédures pas à pas. Dans le cas de systèmes dynamiques linéaires, le sujet principal est l'ordre de la précision de la solution, car le critère de stabilité inconditionnelle est facilement satisfait par la plupart des algorithmes. En revanche, dans le cas des systèmes dynamiques non linéaires, l'intérêt se concentre sur la stabilité numérique de la solution. Les algorithmes qui sont inconditionnellement stables dans le régime linéaire souvent perdent cette stabilité dans le cas non linéaire d'après Kuhl et Chrisfield, (1999).

4.3.3 Schémas explicites.

4.3.3.1 Méthode de la différence centrale

La méthode de la différence centrale est la méthode explicite la plus utilisée pour la solution des problèmes dynamiques. Comme déjà indiqué plus haut, dans ce type de méthodes, l'équation d'équilibre est écrite dans le temps t_i afin d'obtenir la réponse de la structure à l'instant t_{i+1} . La solution est simple, mais présente en revanche le problème de la stabilité conditionnelle.

Cela signifie que, pour des intervalles de temps supérieurs à un critique de pas de temps (Δt_{cr}), la solution devient instable et la convergence n'est pas possible.

Les équations qui définissent cette méthode sont :

$$\ddot{d}_i = \frac{1}{\Delta t^2} (d_{i+1} - 2d_i + d_{i-1}) \quad (4.11)$$

$$\dot{d}_i = \frac{1}{2\Delta t} (d_{i+1} - d_{i-1}) \quad (4.12)$$

qui avec l'équation différentielle du mouvement pour l'instant t_i

$$M\ddot{d}(t) + C\dot{d}(t) + Kd(t) = p(t) \quad (4.13)$$

Permettent d'obtenir d_{i+1} comme :

$$\hat{K}d_{i+1} = P_i \quad (4.14)$$

Avec

$$\hat{K} = \left(\frac{1}{\Delta t^2} \cdot M + \frac{1}{2\Delta t} \cdot C \right) \quad (4.15)$$

$$\hat{P}_i = p(t_i) + \left(\frac{2}{\Delta t^2} M - K \right) d_i + \left(\frac{1}{2\Delta t} \cdot C - \frac{1}{\Delta t^2} M \right) d_{i-1} \quad (4.16)$$

Si l'on considère le problème d'un système à un seul degré de liberté non amorti sans forces appliquées, l'équation du mouvement s'écrit

$$\ddot{x} + \omega^2 x = f \quad (4.16)$$

La méthode de différence centrale pourrait être écrite comme

$$\begin{bmatrix} x_{i+1} \\ x_i \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} x_i \\ x_{i-1} \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

Avec la matrice d'amplification donnée par :

$$A = \begin{bmatrix} 2 - \omega^2 \Delta t^2 & -1 \\ 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

De l'analyse des valeurs propres, il peut être conclu qu'une solution est possible si et seulement si $\Delta t < \frac{2}{\omega_{max}}$, où ω_{max} est la plus grande fréquence du système. Ce cas simple montre l'un des inconvénients de cette méthode : la nécessité d'utiliser de petits pas de temps. Ceci n'est pas un problème lorsqu'elle est appliquée aux problèmes d'impact où les pas de temps sont petits.

Gutierrez et López Cela (1998) décrivent une technique pour assurer la stabilité inconditionnelle de la méthode de la différence centrale, en tronquant les modes propres de vibration supérieurs résultants de la discrétisation de la structure.

4.3.4 Schémas implicites

Dans les paragraphes suivants, les procédures implicites les plus importantes seront présentées ainsi que leur évolution historique. En général, les paramètres utilisés pour la comparaison sont basés sur leur comportement lorsqu'elles sont appliquées à des problèmes linéaires, principalement l'erreur relative de la période, la décroissance de l'amplitude et le rayon spectral (stabilité inconditionnelle).

4.3.4.1 Méthode de Houbolt

Houbolt (1950) fut l'un des premiers à proposer une méthode spécifique pour résoudre les équations du mouvement au moyen d'une intégration directe. Cette méthode consiste en une approximation du champ de déplacement par une parabole cubique dans le temps, entre quatre pas de temps consécutifs (Fig. 4.2), d'après l'ensemble des équations suivantes :

$$d(\tau) = a\tau^3 + b\tau^2 + c\tau + d \quad (4.19)$$

$$a = \frac{1}{6\Delta t^3} [-d_{i-2} + 3d_{i-1} - 3d_i + d_{i+1}] \quad (4.20)$$

$$b = \frac{1}{2\Delta t^2} [d_{i-1} - 2d_i + d_{i+1}] \quad (4.21)$$

$$c = \frac{1}{6\Delta t} [d_{i-2} - 6d_{i-1} + 3d_i + 2d_{i+1}] \quad (4.22)$$

Où $\tau = t - t_i$. En prenant les dérivés premières et secondes de l'équation 4.19 et pour le cas particulier de $\tau = \Delta t$ on obtient :

$$\dot{d}_{i+1} = 3a\Delta t^2 + 2b\Delta t + c \quad (4.23)$$

$$\ddot{d}_{i+1} = 6a\Delta t + 2b \quad (4.24)$$

En substituant les valeurs de a, b, c et d, on obtient les équations suivantes :

$$\dot{d}_{i+1} = \frac{1}{6\Delta t} [11d_{i+1} - 18d_i + 9d_{i-1} - 2d_{i-2}] \quad (4.25)$$

$$\ddot{d}_{i+1} = \frac{1}{\Delta t^2} [2d_{i+1} - 5d_i + 4d_{i-1} - d_{i-2}] \quad (4.26)$$

Ces expressions, ainsi que l'équation du mouvement pour l'instant t_{i+1} permettent d'obtenir les déplacements, les vitesses et les accélérations pour un pas de temps $i+1$.

$$M \ddot{d}_{i+1} + C \dot{d}_{i+1} + K d_{i+1} = F(t_{i+1}) \quad (4.27)$$

Il est important de remarquer que dans la méthode Houbolt, il n'y a aucun paramètre additionnel à part le pas de temps pour contrôler les caractéristiques d'amortissement et de précision de la méthode. En outre, les deuxièmes membres des équations 4.25 et 4.26 ne considèrent que les valeurs des déplacements correspondant aux pas de temps actuel et antérieur. Cela est problématique au début de l'analyse, car les valeurs initiales pour les trois premières étapes doivent être connues. Une version modifiée de la méthode Houbolt a été présentée par Chung and Hulbert (1994), avec une forme plus commode d'un seul pas qui évite ce problème.

En analysant le comportement de l'algorithme pour le cas des vibrations libres d'un système à un seul degré de liberté non amorti, l'équation suivante peut être écrite :

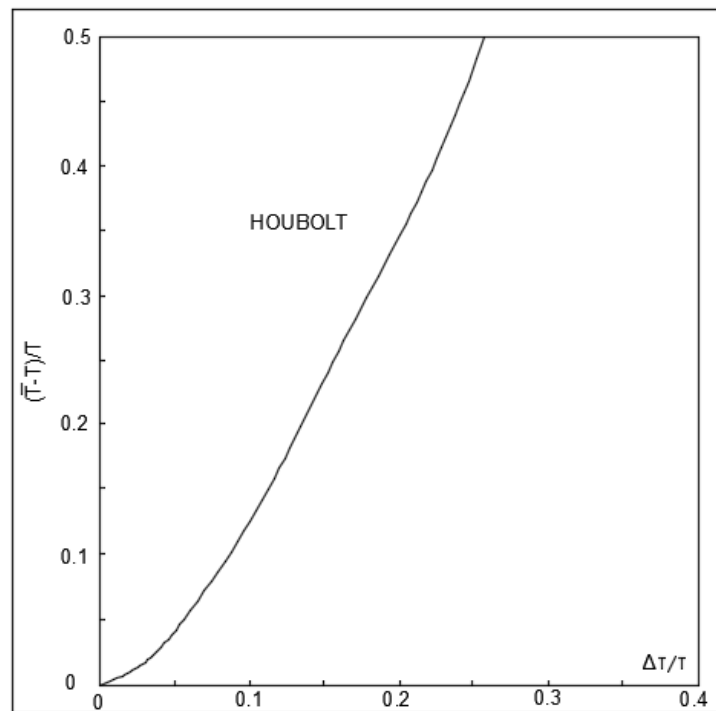
$$\begin{bmatrix} x_{i+1} \\ x_i \\ x_{i-1} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} x_i \\ x_{i-1} \\ x_{i-2} \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

Où la matrice de l'amplification est

$$A = \begin{bmatrix} 5\mu & -4\mu & \mu \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad \mu = \frac{1}{2 + \omega^2 \Delta t^2} \quad (4.29)$$

Le schéma de Houbolt est inconditionnellement stable indépendamment du pas de temps pris en considération pour l'intégration numérique.

La Fig. 4.2 montre la variation du rayon spectral avec le pas de temps considéré. On observe que la valeur du rayon spectral diminue considérablement en dessous de l'unité, ce qui signifie qu'un amortissement artificiel est introduit. Cette propriété de la méthode Houbolt a été reconnue dès le début comme une caractéristique essentielle permettant de contrôler l'influence des modes supérieurs sur la réponse finale. La méthode a une précision d'ordre deux et le pas de temps est le seul paramètre utilisé pour contrôler la dissipation numérique de la méthode.



(a)

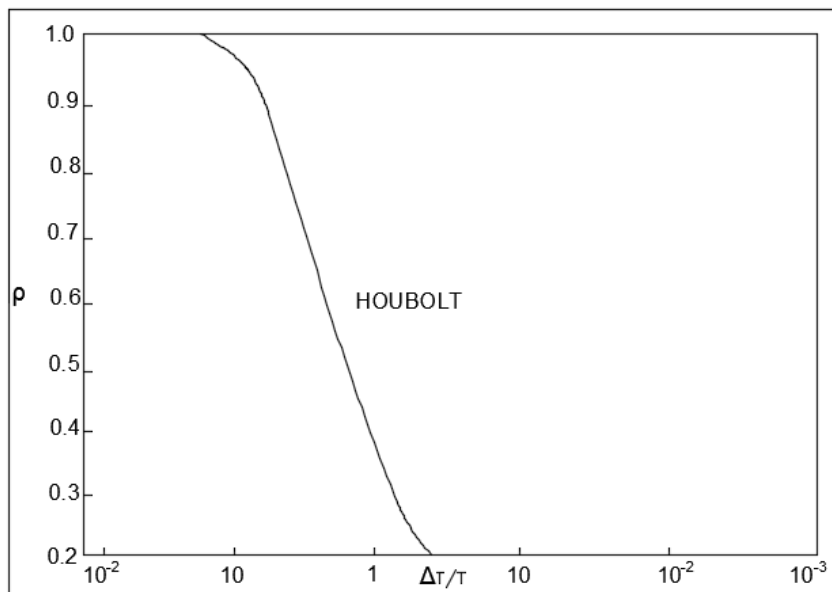


Figure 4.2 Algorithme du Houbolt (a) période élongation (b) caractéristique du rayon spectral (Barbat et Canet, 1994)

4.3.4.2 Méthode de Wilson

La méthode développée par Wilson (1968), introduit un nouveau paramètre θ avec l'hypothèse d'une variation linéaire de l'accélération entre le temps t_i et le temps $t_{i+\Delta t}$:

$$\ddot{d}(\tau) = \ddot{d}_i + \frac{\tau}{\theta\Delta t}(\ddot{d}_{i+\theta} + \ddot{d}_i) \quad (4.30)$$

Où $\tau = t - t_i$. En intégrant, les expressions suivantes pour les vitesses et les déplacements sont obtenues :

$$\dot{d}(\tau) = \dot{d}_i + \frac{\tau^2}{2\theta\Delta t}\ddot{d}_{i+\theta} + \left(\tau - \frac{\tau^2}{2\theta\Delta t}\right)\ddot{d}_i \quad (4.31)$$

$$d(\tau) = d_i + \tau\dot{d}_i + \frac{\tau^3}{6\theta\Delta t}\ddot{d}_{i+\theta} + \left(\frac{\tau^2}{2} - \frac{\tau^3}{6\theta\Delta t}\right)\ddot{d}_i \quad (4.32)$$

Le cas particulier $\tau = \Delta\theta t$ conduit à

$$\dot{d}_{i+\theta} = \dot{d}_i + \frac{\theta\Delta t}{2}(\ddot{d}_{i+\theta} + \ddot{d}_i) \quad (4.33)$$

$$d_{i+\theta} = d_i + \theta\Delta t\dot{d}_i + \frac{\theta^2\Delta t^2}{6}\ddot{d}_{i+\theta} + \frac{\theta^2\Delta t^2}{3}\ddot{d}_i \quad (4.34)$$

$$\ddot{d}_{i+\theta} = \frac{6}{\theta^2\Delta t^2}(d_{i+\theta} + d_i) - \frac{6}{\theta\Delta t}\dot{d}_i - 2\ddot{d}_i \quad (4.35)$$

$$\dot{d}_{i+\theta} = \frac{3}{\theta\Delta t}(d_{i+\theta} - d_i) - 2\dot{d}_i - \frac{\theta\Delta t}{2}\ddot{d}_i \quad (4.36)$$

A partir des dernières équations et en imposant la condition d'équilibre dynamique à l'instant $T = t_i + \theta\Delta t$ on obtient :

$$M\ddot{d}_{i+\theta} + C\dot{d}_{i+\theta} + Kd_{i+\theta} = F(t_{i+\theta}) \quad (4.37)$$

qui permet d'obtenir des $d_{1+\theta}$ et ensuite $\dot{d}_{1+\theta}$, $\ddot{d}_{1+\theta}$ en considérant $\tau = \Delta t$

En analysant le comportement de l'algorithme pour les vibrations libres non amorties d'un système à un seul degré de liberté, l'équation suivante peut être écrite :

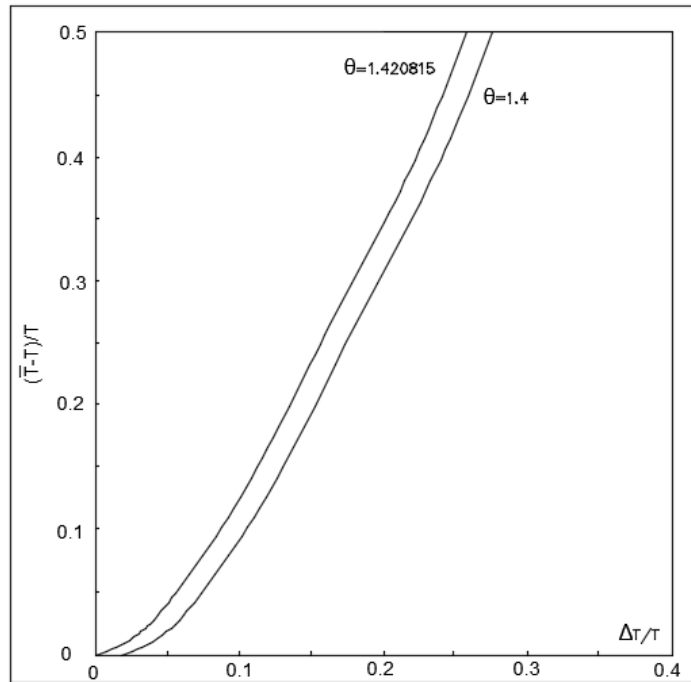
$$\begin{bmatrix} \ddot{x}_{n+1} \\ \dot{x}_{n+1} \\ x_{n+1} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} \ddot{x}_i \\ \dot{x}_i \\ x_i \end{bmatrix} \quad (4.38)$$

Avec la matrice de l'amplification

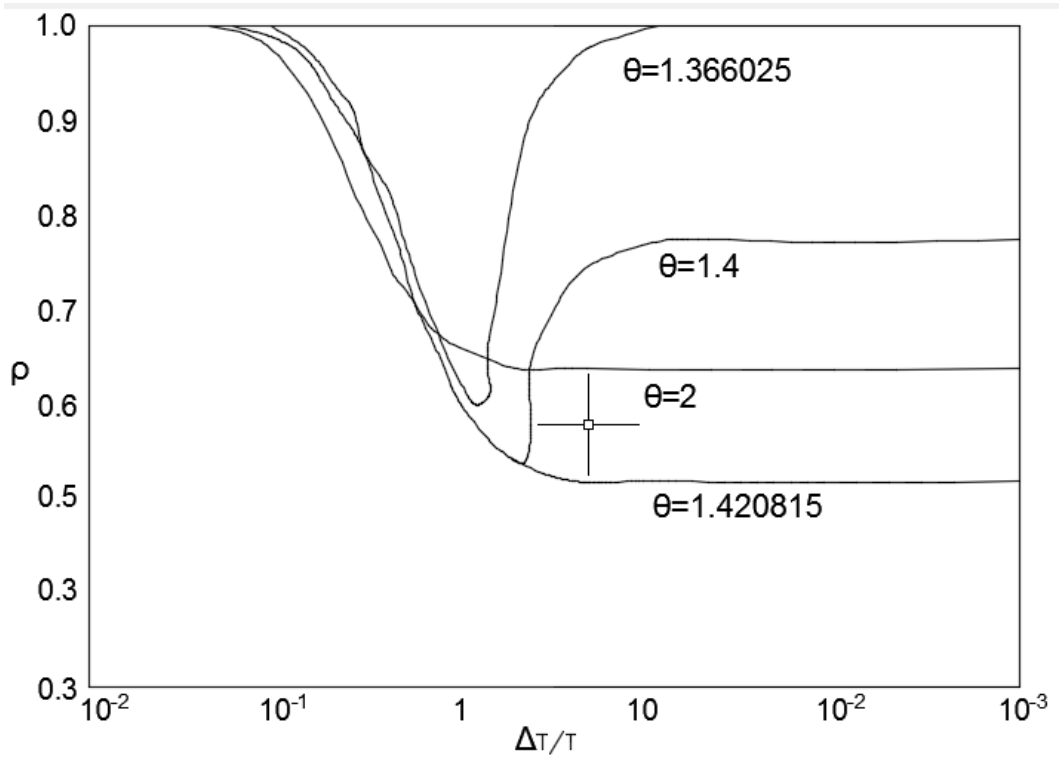
$$A = \begin{bmatrix} 1 - \frac{\theta^2 \mu}{3} - \frac{1}{\theta} & -\frac{\theta \mu}{\Delta t} & -\frac{\mu}{\Delta t^2} \\ \left(1 - \frac{1}{2\theta} - \frac{\theta^2 \mu}{6}\right) \Delta t & 1 - \frac{\theta \mu}{2} & -\frac{\mu}{2\Delta t} \\ \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6\theta} - \frac{\theta^2 \mu}{18}\right) \Delta t^2 & \left(1 - \frac{\theta \mu}{6}\right) \Delta t & 1 - \frac{\mu}{6} \end{bmatrix} \quad \mu = \frac{1}{2 + \omega^2 \Delta t^2} \quad (4.39)$$

L'algorithme a une précision d'ordre deux et il est inconditionnellement stable pour des valeurs de θ supérieures à 1,37. La valeur recommandée par Bathe et Wilson (1973) est $\theta = 1,4$. Il a été observé que pour des valeurs de $\theta < 1$, la méthode présente un niveau excessif d'amortissement pour les modes de vibration inférieurs. Par conséquent, afin de se conformer à la condition de stabilité inconditionnelle et pour obtenir un amortissement plus faible pour les premiers modes de vibration, il est nécessaire d'imposer l'équation du mouvement en dehors de l'intervalle de temps considéré ($\theta > 1$).

Un avantage de cette méthode par rapport au schéma de Houbolt, réside dans le fait qu'il est seulement nécessaire de connaître les conditions initiales pour un instant donné, alors que dans la méthode Houbolt, les conditions correspondant aux trois premiers pas sont requises pour démarrer le processus. La figure 4.3 montre les caractéristiques de l'amortissement de la méthode de Wilson (variation de rayon spectral avec le pas de temps).



(a)



(b)

Figure 4.3 Algorithme de Wilson (a) période élongation (b) caractéristique du rayon spectral (Barbat et Canet, 1994)

4.3.4.3 Méthode de Newmark

La méthode proposée par Newmark (1959), qui est l'une des méthodes les plus largement utilisées en pratique, est basée sur l'idée principale de la dissipation de l'énergie numérique dans les modes supérieurs. En supposant une variation de l'accélération entre les instants t_i et $t_{i+1}=t_i+\Delta t$ et en définissant $\tau = t-t_i$, le vecteur d'accélération à l'instant t peut être exprimé comme :

$$\ddot{d}(\tau) = \ddot{d}_i + f(\tau)(\ddot{d}_{i+1} - \ddot{d}_i) \quad (4.40)$$

Avec

$$f(\tau) = 0 \quad \tau = 0 \quad (4.41)$$

$$f(\tau) = 1 \quad \tau = \Delta t \quad (4.42)$$

En intégrant l'équation précédente, et en imposant $\tau = \Delta t$ les équations suivantes pour les vitesses et les déplacements sont obtenues par Barbat and Canet, (1994)

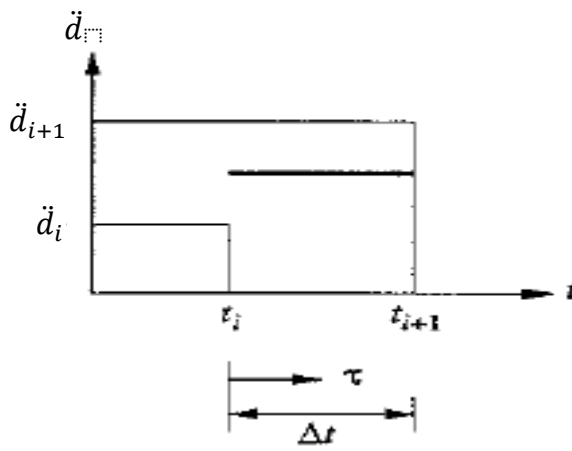
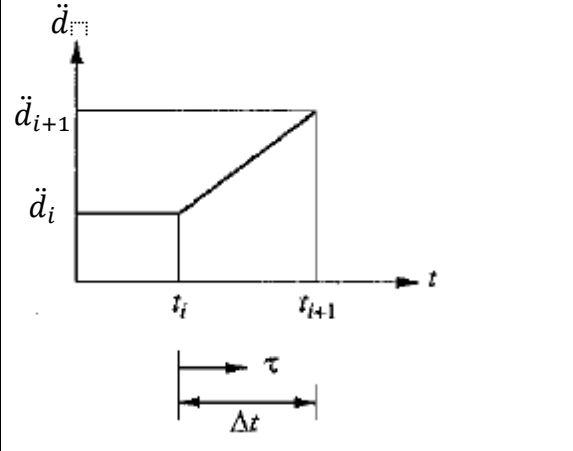
$$\dot{d}_{i+1} = \dot{d}_i + (1 - \gamma)\Delta t\ddot{d}_i + \gamma\Delta t\ddot{d}_{i+1} \quad (4.43)$$

$$d_{i+1} = d_i + \dot{d}_i\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{d}_i + \beta\ddot{d}_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad (4.44)$$

Les relations précédentes représentent les équations de différence de Newmark qui, combinées avec l'équation du mouvement pour l'instant t_{i+1} permettent d'obtenir la réponse de la structure pour cet instant. Il est évident de l'équation 4.43 que le paramètre γ fournit une variation linéairement pondérée entre l'influence des accélérations initiales et finales sur le changement de la vitesse ; le facteur β fournit la pondération des contributions de ces mêmes accélérations initiales et finales à la variation du déplacement. Les propriétés de stabilité inconditionnelle, de l'amortissement artificiel et de l'ordre de précision deviennent déterminées par les valeurs adoptées pour ces paramètres.

Le tableau 4.1 résumé le développement des relations entre la réponse d_{i+1} , \dot{d}_{i+1} et \ddot{d}_{i+1} dans un pas de temps $i+1$ aux quantités correspondant au temps i , l'équation 4.45.1 explique la prétention que la variation de l'accélération au-dessus d'un pas de temps est constante.

Tableau 4.1 Méthode d'accélération moyenne et accélération linéaire.

accélération moyenne	accélération Linéaire
	
$\ddot{d}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{d}_{i+1} + \ddot{d}_i)$	$\ddot{d}(\tau) = \ddot{d}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{d}_{i+1} + \ddot{d}_i) \quad 4.45.1$
$\dot{d}(\tau) = \dot{d}_i + \frac{\tau}{2}(\dot{d}_{i+1} + \dot{d}_i)$	$\dot{d}(\tau) = \dot{d}_i + \ddot{d}_i \tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t}(\ddot{d}_{i+1} - \ddot{d}_i) \quad 4.45.2$
$\dot{d}_{i+1} = \dot{d}_i + \frac{\Delta t}{2}(\dot{d}_{i+1} + \dot{d}_i)$	$\dot{d}_{i+1} = \dot{d}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{d}_{i+1} + \ddot{d}_i) \quad 4.45.3$
$d(\tau) = d_i + \dot{d}_i \tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{d}_{i+1} + \ddot{d}_i)$	$d(\tau) = d_i + \dot{d}_i \tau + \ddot{d}_i \frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t}(\ddot{d}_{i+1} + \ddot{d}_i) \quad 4.45.4$
$d_{i+1} = d_i + \dot{d}_i \Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{d}_{i+1} + \ddot{d}_i)$	$d_{i+1} = d_i + \dot{d}_i \Delta t + (\Delta t)^2 \left(\frac{1}{6} \ddot{d}_{i+1} + \frac{1}{3} \ddot{d}_i \right) \quad 4.45.5$

En analysant le comportement de l'algorithme pour les vibrations libres non amorties pour un système à un degré de liberté, l'équation suivante peut être écrite :

$$\begin{bmatrix} \ddot{x}_{i+1} \\ \dot{x}_{i+1} \\ x_{i+1} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} \ddot{x}_i \\ \dot{x}_i \\ x_i \end{bmatrix} \quad (4.45)$$

$$A = \frac{1}{1+\beta\omega^2\Delta t^2} \begin{bmatrix} 1 & \Delta t & \left(\frac{1}{2}-\beta\right)\Delta t \\ -\gamma\omega^2\Delta t & 1-(\gamma-\beta)\omega^2\Delta t^2 & \left[1-\gamma-\left(\frac{1}{2}\gamma-\beta\right)\omega^2\Delta t^2\right]\Delta t \\ -\omega^2 & -\omega^2\Delta t & -\left(\frac{1}{2}-\beta\right)\omega^2\Delta t^2 \end{bmatrix} \quad (4.46)$$

Bathe et Wilson (1973) ont prouvé que l'algorithme est inconditionnellement stable pour les valeurs :

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad \beta \geq \frac{1}{4}\left(\frac{1}{2} + \gamma\right)^2 \quad (4.47)$$

Le facteur γ contrôle la quantité d'amortissement artificiel introduite par la procédure temporelle et il est plus élevé si le paramètre augmente. Il n'y a aucun amortissement artificiel pour le cas particulier $\gamma = 1/2$ et $\beta = 1/4$, qui est largement connu comme étant la méthode de l'accélération moyenne constante.

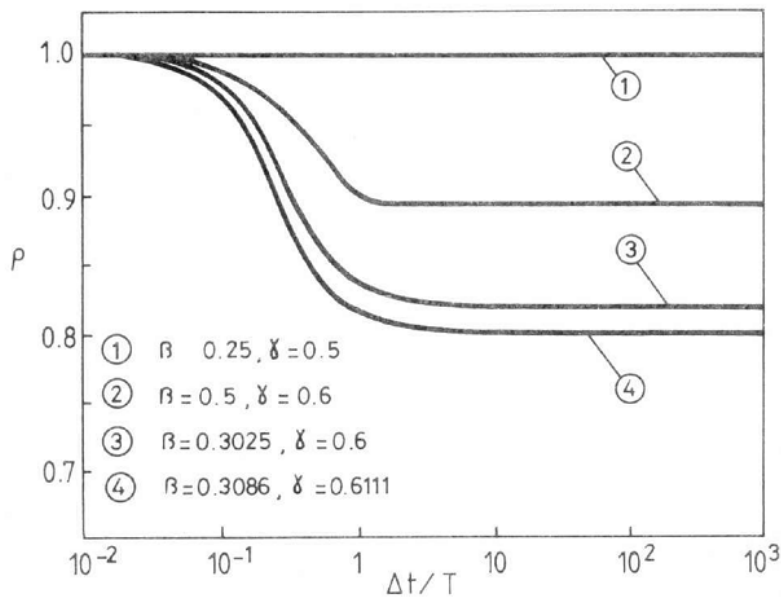


Figure 4.4 Algorithme de Newmark caractéristique du rayon spectral (Barbat et Canet, 1994)

La principale limitation de la méthode de Newmark provient de la perte de la précision d'ordre deux pour des valeurs des paramètres différentes de celles adoptées pour la méthode de l'accélération moyenne constante. D'après Bathe et Wilson (1973), les propriétés dissipatives de cette famille d'algorithmes sont considérées comme inférieures en comparaison avec les méthodes de Houbolt et de Wilson, du fait que les modes de vibration inférieurs sont sévèrement

affectés. En revanche, la méthode montre des propriétés amortissement artificielles adéquates pour les modes supérieurs.

4.3.4.5 méthode de Hilber, Hughes et Taylor « α »

La diminution de la précision de second ordre de la méthode de Newmark, a été éliminée pour la première fois par Hilber et al. (1977) à travers la proposition d'un schéma alternatif (HHT). La principale innovation de cette méthode est l'ajout d'un nouveau coefficient de dissipation α dans l'équation différentielle du mouvement. Les équations en différences finies, considérées pour un système non amorti à plusieurs degrés de liberté sont écrites comme suit:

$$M\ddot{d}_{i+1} + (1 + \alpha)Kd_{i+1} - \alpha Kd_i = F_{i+1} \quad (4.48)$$

Avec

$$\ddot{d}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}(d_{i+1} - d_i) - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{d}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{d}_i \quad (4.49)$$

$$\dot{d}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(d_{i+1} - d_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{d}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{d}_i \quad (4.50)$$

Ces expressions permettent d'obtenir les valeurs des déplacements, vitesses et accélérations pour l'instant instant t_{1+i} . Evidemment, pour le cas $\alpha = 0$, cette famille d'algorithmes est identique au schéma de Newmark. Des études ont montré que cet algorithme est vraiment effectif pour des valeurs négatives du paramètre α .

La matrice d'amplification de cette méthode est écrite comme :

$$A = \frac{1}{D} \begin{bmatrix} 1 & \Delta t & \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t \\ -\gamma\omega^2\Delta t & 1 - \mu(\gamma - \beta)\omega^2\Delta t^2 & \left[1 - \gamma - \mu\left(\frac{1}{2}\gamma - \beta\right)\omega^2\Delta t^2\right]\Delta t \\ -\omega^2 & -\mu\omega^2\Delta t & -\mu\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\omega^2\Delta t^2 \end{bmatrix} \quad (4.51)$$

$$D = 1 + (1 + \alpha)\beta\omega^2$$

$$\mu = 1 + \alpha$$

Hilber et al (1977) proposent les valeurs pour $\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha)^2$, $\gamma = \frac{1}{2} - \alpha$ et $-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$ pour lesquelles l'algorithme est inconditionnellement stable.

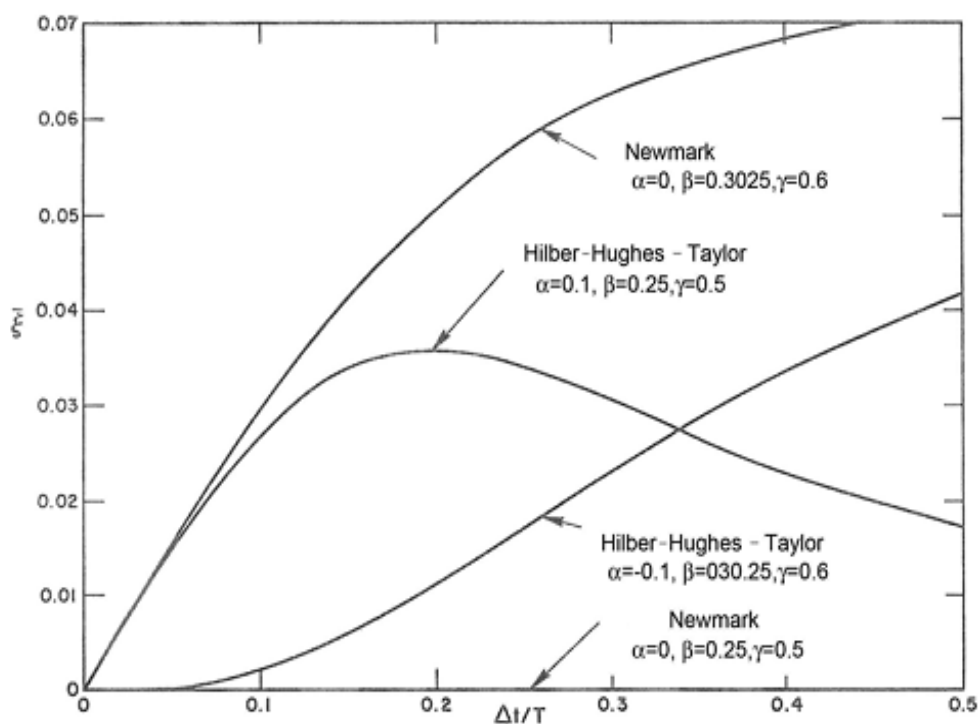


Figure 4.5 Algorithme d'amortissement présenté par Hilber et al 1977.

La figure 4.5 montre l'amortissement par rapport à $\Delta t/T$, permettant la comparaison entre la méthode de Newmark et le schéma Hilber-Hughes-Taylor. Il est à noter que le schéma de Hilber-Hughes-Taylor avec des valeurs négatives du paramètre, présente une pente égale à zéro à l'origine et qui augmente progressivement. Il s'agit d'une propriété souhaitable qui assure une dissipation adéquate dans les modes plus élevés, sans affecter les modes inférieurs. Ce n'est pas le cas du schéma de Newmark ou de Hilber-Hughes-Taylor avec les valeurs positives du paramètre, qui présentent une pente positive à l'origine. Il est à noter également que le schéma Hilber-Hughes-Taylor avec les valeurs positives du paramètre, présente le problème

supplémentaire du changement dans la courbure, qui met l'accent sur l'inefficacité de la méthode pour cet intervalle de valeurs (Hilber et al. 1977).

4.3.4.6 Méthode de Bossak-Newmark

Wood et al. (1981) ont proposé une autre variante de la méthode de Newmark (la méthode dite de Bossak-Newmark), qui comprend, comme dans la méthode de Hilber, Hughes et Taylor, un nouveau paramètre α_B afin de contrôler l'amortissement artificiel. L'équation du mouvement pour l'instant t_{i+j} elle est proposé par les auteurs est :

$$(1 - \alpha_B)M\ddot{d}_{i+1} + \alpha_B K d_{i+1} - \alpha K d_i = F_{i+1} \quad (4.52)$$

où les équations de différences finies pour les accélérations et les vitesses sont celles indiquées précédemment pour la méthode Hilber, Hughes et Taylor. La stabilité inconditionnelle de la méthode est garantie si les paramètres suivants sont utilisés :

$$\begin{aligned} \beta &\geq \frac{\gamma}{2} \geq \frac{1}{4}, \\ \alpha_B &\leq \frac{1}{2}, \\ \alpha_B + \gamma &\geq \frac{1}{2} \end{aligned} \quad (4.53)$$

4.3.4.6 Méthode du Bazzi-Anderheggen « ρ »

Bazzi et Anderheggen (1982) ont présenté une nouvelle famille d'algorithmes en deux versions : une version explicite et une version implicite. La version implicite de l'algorithme n'inclut qu'un seul paramètre ρ afin de contrôler l'amortissement algorithmique induit. A partir des valeurs connues de d_i , \dot{d}_i , et \ddot{d}_i , les valeurs pour l'étape suivante sont écrites comme suit:

$$d_{i+1} = d_i + \Delta d \quad (4.54)$$

$$\dot{d}_{i+1} = \frac{2}{\Delta t} \Delta d - \dot{d}_i + \frac{1-\rho}{1+\rho} \Delta t \ddot{d}_i \quad (4.55)$$

$$\ddot{d}_{i+1} = \frac{(1+\rho)(1+\rho^2)}{\Delta t} (\Delta d - \Delta t \dot{d}_i) + (1 - \rho - \rho^3) \ddot{d}_i \quad (4.56)$$

L'accroissement dans les déplacements Δd est obtenu après la substitution dans l'équation du mouvement

$$\left(M + \frac{\Delta t}{2}C + \frac{\Delta t^2}{2(\rho+1)}K\right) \Delta d = \Delta t M \dot{d}_i + \frac{\rho-1}{2(\rho+1)} \Delta t^2 M \ddot{d}_i + \frac{\Delta t^2}{2} (f_i^* - q_i - b^* q'_{i+1}) \quad (4.57)$$

Avec

$$f_i^* = \frac{1}{\Delta t} \int_{t_i}^{t_{i+1}} f(t) dt \quad (4.58)$$

$$b^* = \frac{1}{\Delta t} \int_{t_i}^{t_{i+1}} b(t) dt \quad (4.59)$$

Où $f(t)$ est le vecteur des forces extérieures, $q(t)$ est le vecteur des forces internes et $b(t)$ est une fonction adimensionnelle du temps.

A partir l'analyse des propriétés spectrales de l'algorithme pour un système linéaire à un seul degré de liberté, il peut être obtenu que l'algorithme est inconditionnellement stable si $\rho \leq 1$. La méthode a une précision de second ordre et ne montre pas des problèmes de dépassement durant les premiers pas de l'analyse. Pour le cas particulier $\rho = 1$, la méthode est identique à la règle trapézoïdale.

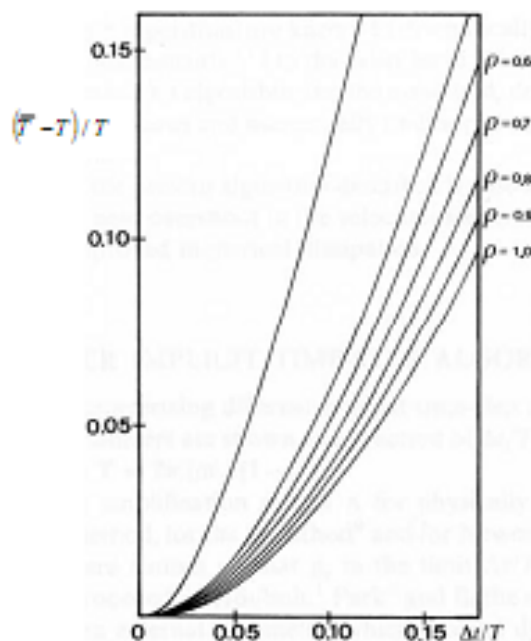


Figure 4.5 Période pour différentes valeurs du paramètre ρ (bazzi et Anderheggen, 1982).

4.3.4.7 Schéma de Zienkiewicz

Zienkiewicz et al. (1984) ont présenté une procédure générale pour résoudre les problèmes dynamiques ou les problèmes de diffusion. La procédure proposée repose sur l'approximation des résidus pondérés permettant l'obtention d'une famille d'algorithmes généraux d'obtenir au moyen de polynômes d'ordre p , et qui inclut les méthodes de Wilson et de Newmark. Pour la solution des problèmes dynamiques, il est nécessaire d'examiner au moins les polynômes d'ordre 2. Considérant des polynômes d'ordre plus élevé semble être un problème avec les conditions initiales, et il est nécessaire de savoir plus que les conditions initiales « naturelles » en vitesses et en déplacements.

Soit un pas de temps Δt où la fonction x est approximée par un polynôme dans le temps par :

$$x = x_n + \dot{x}_n t + \ddot{x}_n \frac{1}{2} t^2 + \dots + \alpha^{(p)} t^p \frac{1}{p!} \tag{4.60}$$

où sous forme condensée :

$$x = \sum_{q=0}^{p-1} x_n^q \frac{t^q}{q!} + \alpha_n^{(p)} t^p \frac{1}{p!} \tag{4.61}$$

avec

$$x_n^q = \left(\frac{d^q}{dt^q} x_n \right) \quad 0 < t < \Delta t \tag{4.62}$$

En supposant que x_n, \dot{x}_n , etc. sont connus au début de l'intervalle et $\alpha_n^{(p)}$ est un vecteur inconnu où x_{n+1}, \dot{x}_{n+1} , etc. peuvent être déterminées comme suit:

$$x_{n+1} = \sum_{q=0}^{p-1} x_n^q \frac{\Delta t^q}{q!} + \alpha_n^{(p)} \frac{\Delta t^p}{p!} = \hat{x}_{n+1} + \alpha_n^{(p)} \frac{\Delta t^p}{p!} \tag{4.63}$$

$$\dot{x}_{n+1} = \sum_{q=1}^{p-1} x_n^q \frac{\Delta t^{q-1}}{(q-1)!} + \alpha_n^{(p)} \frac{\Delta t^{p-1}}{(p-1)!} = \hat{\dot{x}}_{n+1} + \alpha_n^{(p)} \frac{\Delta t^{p-1}}{(p-1)!} \tag{4.64}$$

Le vecteur $\alpha_n^{(p)}$ peut être obtenu au moyen de

$$\alpha_n^{(p)} = \left(\frac{\Delta t^2}{(p-2)!} \theta_{p-2} M + \frac{\Delta t^{p+1}}{(p-1)} \theta_{p+1} C + \frac{\Delta t^p}{p!} \theta_p K \right)^{-1} (\bar{f} - M \ddot{\tilde{x}}_{n+1} - C \dot{\tilde{x}}_{n+1} - K \tilde{x}_{n+1}) \quad (4.65)$$

Où les valeurs de \tilde{x}_{n+1} , $\dot{\tilde{x}}_{n+1}$, $\ddot{\tilde{x}}_{n+1}$ sont :

$$\tilde{x}_{n+1} = \sum_{q=0}^{p-1} x_n^q \frac{\Delta t^p}{p!} \theta_p \quad (4.66)$$

$$\dot{\tilde{x}}_{n+1} = \sum_{q=1}^{p-1} x_n^q \frac{\Delta t^{p-1}}{(p-1)!} \theta_{p-1} \quad (4.67)$$

$$\ddot{\tilde{x}}_{n+1} = \sum_{q=2}^{p-1} x_n^q \frac{\Delta t^{p-2}}{(p-2)!} \theta_{p-2} \quad (4.68)$$

La précision et la stabilité de la méthode sont déterminées par le choix approprié des paramètres θ_q avec $p = 1 \dots p$ et le l'intervalle de temps Δt . Si un polynôme quadratique est considéré, l'algorithme résultant comprend le schéma de Newmark ($\gamma = \theta_1 =$ et $\beta = \theta_2/2$) et les exigences de stabilité inconditionnelle sont :

$$\begin{aligned} \theta_1 &\geq \frac{1}{2} \\ \theta_2 &\geq \theta_1 \end{aligned} \quad (4.69)$$

Bien que l'algorithme soit très semblable au schéma de Newmark, il montre certains avantages, tant du point de vue physique que du point de vue calculs. En premier lieu, seules les valeurs des déplacements et des vitesses sont nécessaires pour démarrer le processus. Deuxièmement, le terme $\alpha_n^{(2)}$ représente l'accélération moyenne dans l'intervalle de temps Δt , et l'équation d'équilibre est satisfaite sur la moyenne de l'intervalle de temps.

Si un algorithme cubique est considéré, il est nécessaire d'inclure les trois paramètres θ_1 , θ_2 et θ_3 fournissant ainsi les conditions initiales pour x_n , \dot{x}_n , et \ddot{x}_n . Dans ce cas, les algorithmes de second ordre de Houbolt, Wilson, HHT et Bossak-Newmark sont également inclus. Le

tableau 2.1 résume les relations entre les paramètres des méthodes mentionnées et les valeurs de θ .

Algorithm	Theta values
Houbolt	$\theta_1=2$ unconditionally stable $\theta_2=1\ 1/3$ $\theta_3=3$
Wilson	$\theta_1=\theta_W$ unconditionally stable for $\theta_W=1.366$ $\theta_1=\theta_W^2$ $\theta_1=\theta_W^3$
Bossak-Newmark (no physical damping) $\gamma_B=1/2-\alpha_B$	$\theta_1=1-\alpha_B$ $\theta_2=2/3-\alpha_B+2\beta_B$ $\theta_3=6\beta_B$
Bossak-Newmark (with physical damping) $\gamma_B=1/2-\alpha_B$ $\beta_B=1/6-\alpha_B/2$	$\theta_1=1-\alpha_B$ $\theta_2=1-2\alpha_B$ $\theta_3=1-3\alpha_B$
Hilber-Hughes-Taylor (no physical damping) $\gamma_H=1/2-\alpha_H$	$\theta_1=1$ $\theta_2=2/3+2\beta_H-2\alpha_H^2$ $\theta_3=6\beta_H(1+\alpha_H)$

Tableau 4.1 Correspondance avec des paramètres d'autres méthodes (Zienkiewicz et al. 1984).

4.3.4.8 Méthode du Hoff et Pahl

Hoff et Pahl (1988 a) ont présenté une méthode similaire à celle présentée par Zienkiewicz et al., (1984) et pouvant être considérée comme une extension de cette dernière. A partir de la même base de la méthode des résidus pondérés, peut être obtenu un nouvel algorithme avec dissipation numérique contrôlable et précision de second ordre, à partir du choix de six paramètres. Au début, le choix de ces paramètres doit être arbitraire, mais dans une communication ultérieure, la méthode a été réduite à un paramètre indépendant. Cette dernière méthode est connue sous le nom de la méthode θ_1 et les équations de base sont :

$$Md(t) + C\dot{d}(t) + Kd(t) = p(t) \tag{4.70}$$

$$d(0) = d_0 \quad (4.71)$$

$$\dot{d}(0) = \dot{d}_0 \quad (4.72)$$

$$\begin{aligned} \left[M + \left(\frac{3}{2} - \theta_1 \right) \Delta t C + \frac{1}{4\theta_1^2} \Delta t^2 K \right] \Delta \ddot{d} = P_n + \theta_0 (P_{n+1} - P_n) + M \ddot{d}_n - C (\dot{d}_n - C (\dot{d}_n + \\ \theta_1 \Delta t \ddot{d}_n) - K (d_n + \theta_1 \Delta t \dot{d}_n + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{d}_n) \end{aligned} \quad (4.73)$$

$$\ddot{d}_{n+1} = \ddot{d}_n + \Delta \ddot{d} \quad (4.74)$$

$$\dot{d}_{n+1} = \dot{d}_n + \Delta t \dot{\ddot{d}}_n + \left(\frac{3}{2} - \theta_1 \right) \Delta t \Delta \ddot{d} \quad (4.75)$$

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t \dot{d}_n + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{d}_n + \frac{1}{4\theta_1^2} \Delta t^2 \Delta \ddot{d} \quad (4.76)$$

$$0.95 \leq \theta_1 \leq 1 \quad (4.77)$$

La méthode a une précision d'ordre deux pour n'importe quel amortissement physique arbitraire, présente de bonnes caractéristiques de dissipation numérique, ne présente aucun dépassement de la solution et elle est inconditionnellement stable dans l'intervalle indiqué. Pour le cas $\theta_1=1$ la méthode devient la règle trapézoïdale de Newmark. Les auteurs ont également présenté une formulation intéressante pour un schéma dans le cas non linéaire.

4.3.4.9 La méthode généralisée- α

Chung et Hulbert (1993) ont présenté une méthode appelée l' α généralisé, pour résoudre l'équation du mouvement par l'intégration numérique, avec des propriétés de dissipation numérique au moyen de paramètres supplémentaires suivant l'idée de base des méthodes de Hilber-Hughes-Taylor et de Bozzak-Newmark. La forme de base de cette famille d'algorithmes est définie par les expressions suivantes :

$$M\ddot{d}_{i+1-\alpha_m} + C\dot{d}_{i+1-\alpha_f} + Kd_{i+1-\alpha_f} = F(t_{i+1-\alpha_f}) \quad (4.78)$$

$$d_{i+1} = d_i + \Delta t \dot{d}_i + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{d}_i + \beta \ddot{d}_{i+1} \right] \quad (4.79)$$

$$\dot{d}_{i+1} = \dot{d}_i + \Delta t \left[(1 - \gamma) \ddot{d}_i + \gamma \ddot{d}_{i+1} \right] \quad (4.80)$$

$$d_{i+1-\alpha_f} = (1 - \alpha_f) d_{i+1} + \alpha_f d_i \quad (4.81)$$

$$\dot{d}_{i+1-\alpha_f} = (1 - \alpha_f) \dot{d}_{i+1} + \alpha_f \dot{d}_i \quad (4.82)$$

$$\ddot{d}_{i+1-\alpha_m} = (1 - \alpha_m) \ddot{d}_{i+1} + \alpha_f \ddot{d}_i \quad (4.83)$$

$$t_{i+1-\alpha_f} = (1 - \alpha_m) t_{i+1} + \alpha_f t_i \quad (4.84)$$

L'équation du mouvement est une combinaison des équations de HHT et de Bossak-Newmark et pour le cas particulier $\alpha_m = 0$, l'algorithme se réduit à la méthode de HHT, en considérant que $\alpha_f = 0$, l'algorithme se réduit au schéma de Bossak-Newmark. Si $\alpha_m = \alpha_f = 0$ l'algorithme qui en résulte est le schéma de Newmark.

$$\begin{aligned} \alpha_m &\leq \alpha_f \leq \frac{1}{2} \\ \beta &\geq \frac{1}{4} + \frac{1}{2}(\alpha_f - \alpha_m) \end{aligned} \quad (4.85)$$

La méthode a une précision d'ordre deux si :

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha_m + \alpha_f \quad (4.86)$$

La méthode présentée, permet de varier la dissipation numérique pour les modes supérieurs allant du cas de dissipation nulle ($\rho(A) = 1$) au cas d'annihilation asymptotique de la solution ($\rho(A) = 0$), permettant ainsi d'éliminer complètement la réponse des modes supérieurs

après le premier pas de temps. Les auteurs ont également constaté que la méthode ne montre pas de dépassement de la solution lors des premiers pas signalé par Hilber et Hughes (1978). Des figures 4.6, 4.7 et 4.8, on peut conclure que la méthode montre de meilleures propriétés de dissipation numérique mieux et moins d'erreurs sur la période comparativement aux autres schémas de dissipation numérique, sans augmentation excessive de la complexité de l'algorithme.

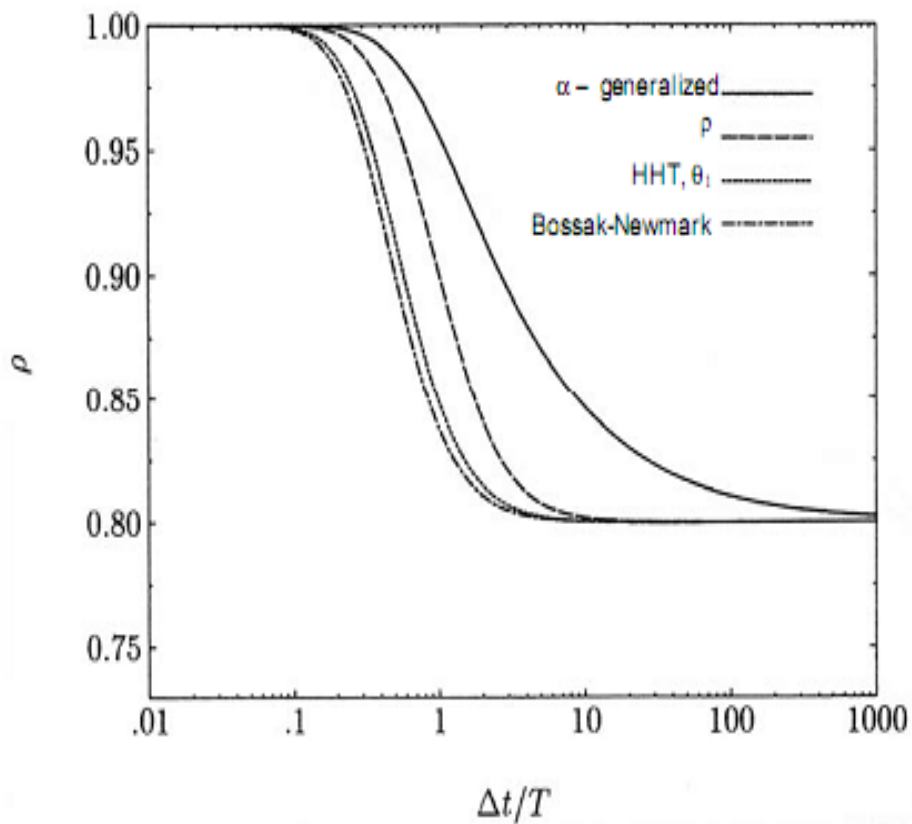


Figure 4.6 Rayon spectral pour différents algorithmes dissipatifs (Chung et Hulbert, 1993).

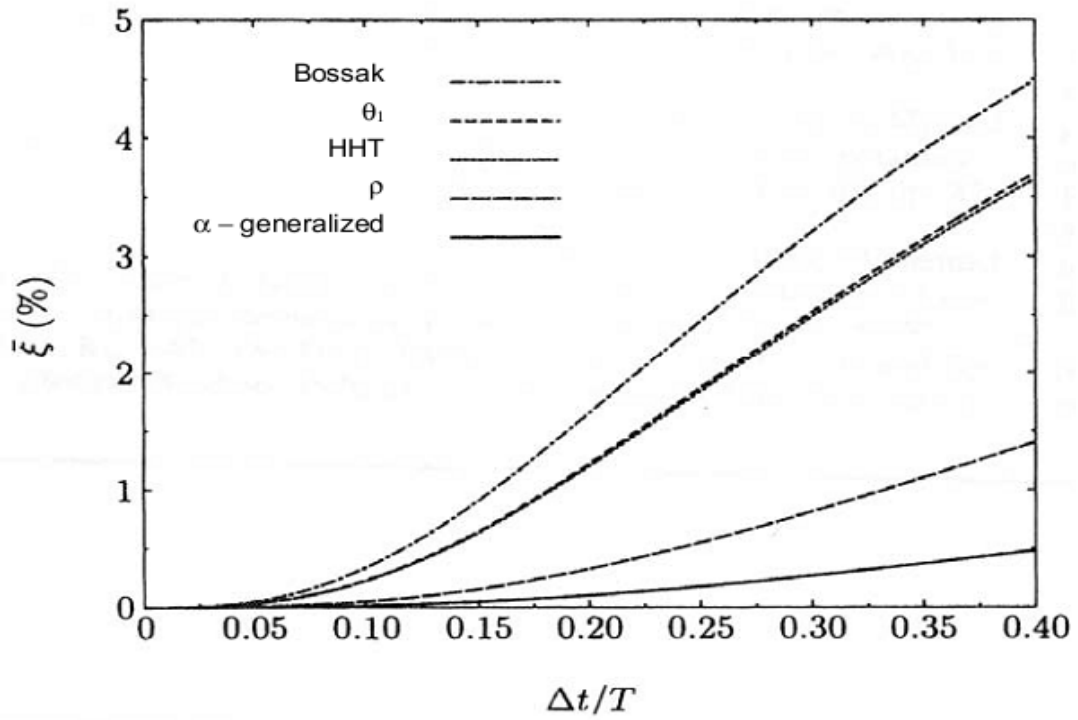


Figure 4.7 Algorithme de l'amortissement pour différents schémas dissipatifs (Chung et Hulbert, 1993).

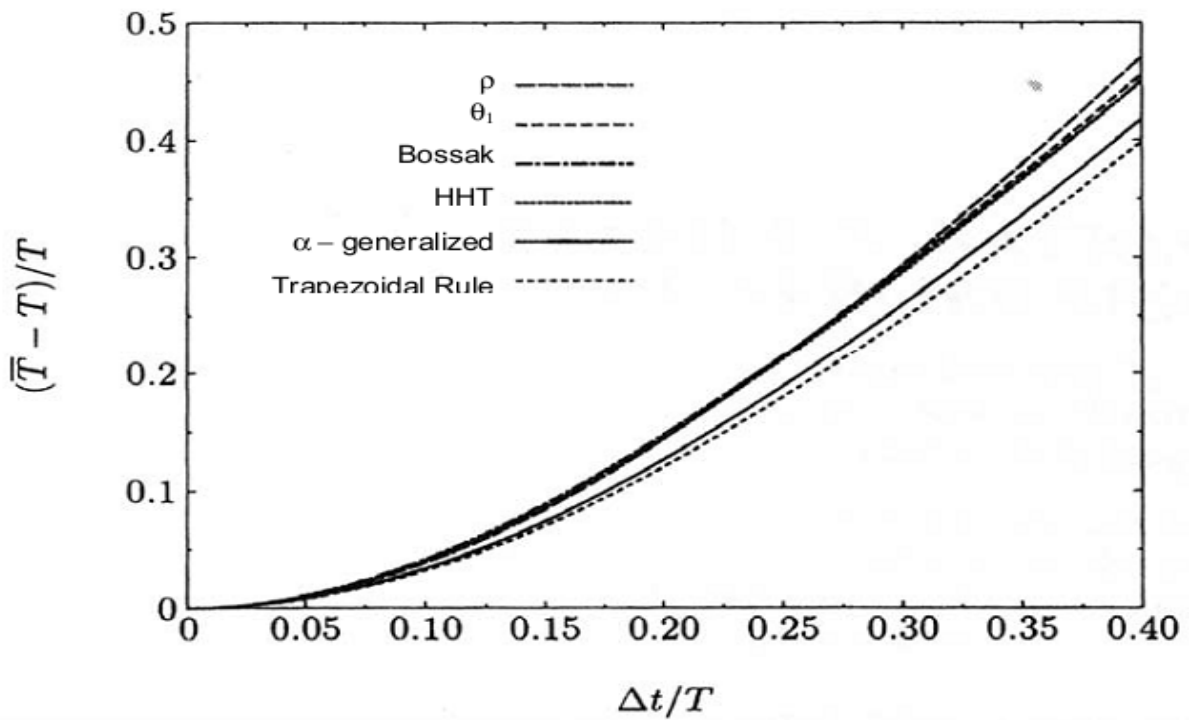


Figure 4.8 Erreur sur la période pour différents algorithmes dissipatifs (Chung et Hulbert, 1993)

Toutes les méthodes d'intégration directe présentées sont aussi applicables pour l'analyse non linéaire moyennant des modifications. La méthode de la différence centrale peut être facilement adaptée pour la résolution de l'équation du mouvement non linéaire 4.13 au temps i . La substitution des équations 4.11 et 4.12, l'approximation de la différence centrale pour la vitesse et l'accélération, donne l'équation 4.14 avec ku_i remplacée par $(f_s)_i$, qui peut être réécrite pour obtenir l'expression suivante pour la réponse au temps $i+1$:

$$\hat{k}d_{i+1} = \hat{p}_i \quad (4.87)$$

Ou

$$\hat{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (4.88)$$

Et

$$\hat{p}_i = p_i - \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right] d_{i+1} - (f_s)_i + \frac{2m}{(\Delta t)^2} d_i \quad (4.89)$$

La comparaison de ces équations avec celles des systèmes linéaires, montre que la seule différence réside dans la définition de \hat{p}_i . La force résistante $(f_s)_i$ apparaît de manière explicite du fait qu'elle dépend uniquement de la réponse au temps i . Par conséquent, elle est facilement calculable, ce qui fait de la méthode de la différence centrale la méthode la plus simple pour l'analyse non linéaire. Bien que contrairement à la méthode de la différence centrale, l'extension de la méthode de Newmark n'est pas aussi simple, elle demeure néanmoins la méthode la plus populaire pour l'analyse de la réponse sismique à cause de sa précision élevée.

La différence entre les équations 4.90 et 4.91 donne une équation d'équilibre incrémentale :

$$m\ddot{d}_i + c\dot{d}_i + (f_s)_i = p_i \quad (4.90)$$

$$m\ddot{d}_{i+1} + c\dot{d}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p_{i+1} \quad (4.91)$$

$$m \Delta \ddot{d}_i + c \Delta \dot{d}_i + (\Delta f_s)_i = \Delta p_i \quad (4.92)$$

La force de résistance incrémentale est donnée par :

$$(\Delta f_s)_i = (k_i)_{sec} \Delta d_i \quad (4.93)$$

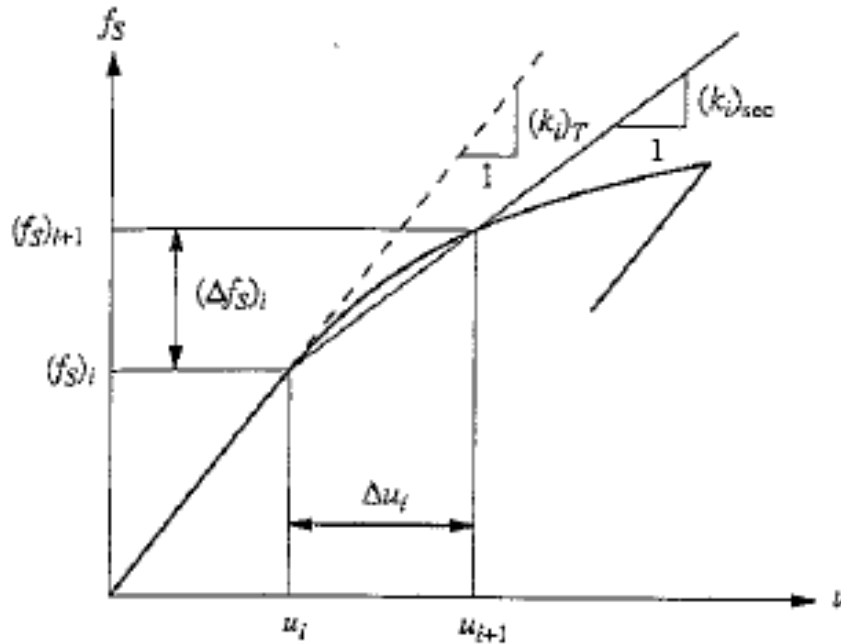


Figure 4.9 Rigidités sécante et tangente

Où la rigidité sécante montrée sur la figure 4.9 ne peut être déterminée car u_{i+1} n'est pas connu. Si nous supposons que durant un petit pas de temps Δt , la rigidité sécante $(k_i)_{sec}$ peut être remplacée par la rigidité tangente $(k_i)_T$ montrée sur la figure 4.9, alors l'équation 4.93 peut être approximée par ;

$$(\Delta f_s)_i \simeq (k_i)_T \Delta d_i \quad (4.94)$$

En supprimant l'indice T de $(k_i)_T$ dans l'équation 4.94 et en la substituant dans l'équation 4.92 on obtient :

$$m \Delta \ddot{d}_i + c \Delta \dot{d}_i + k_i \Delta d_i = \Delta p_i \quad (4.95)$$

L'équation clé qui doit être résolue pour chaque pas de temps dans la méthode de Newmark est l'équation $\hat{k} \Delta d_i = \Delta \hat{p}_i$ qui modifiée pour les systèmes non linéaires devient :

$$\hat{k}_i \Delta d_i = \Delta \hat{p}_i \quad (4.96)$$

Où

$$\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \right) \dot{u}_i + \left(\frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right) \ddot{u}_i \quad (4.97)$$

et

$$\hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta - \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m \quad (4.98)$$

Pour convenance de notation, nous enlevons l'indice i dans k_i et nous le remplaçons par T pour indiquer que c'est une matrice tangente.

Les équations 4.96 et 4.98 deviennent :

$$\hat{k}_T \Delta d = \Delta \hat{p} \quad (4.99)$$

et

$$\hat{k}_T = k_T + \frac{\gamma}{\beta - \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m \quad (4.100)$$

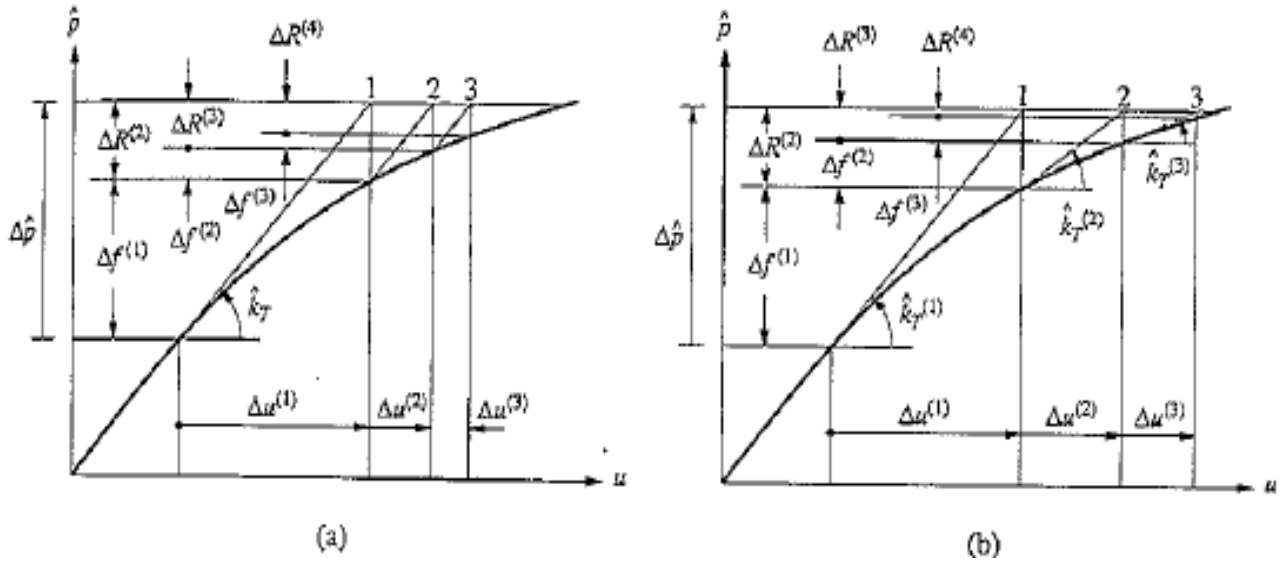


Figure 4.10 Itération dans un pas de temps pour un système non-linéaire

- (a) Itération avec la méthode Newton-Raphson modifiée
- (b) Itération avec la méthode Newton-Raphson

La figure 4.10a montre un graphique de l'équation 4.99. La relation est non linéaire car la matrice de rigidité tangente k_T dépend du déplacement d et donc la pente de \hat{k}_T n'est pas constante. Dans l'analyse statique non linéaire, $\hat{k}_T = k_T$ et la non linéarité dans \hat{k}_T est la même que celle dans k_T . Dans une analyse dynamique la présence de la masse et de l'amortissement dans \hat{k}_T diminue la non linéarité car le terme constant $\frac{m}{\beta(\Delta t)^2}$ pour des valeurs typiques de Δt est généralement largement supérieur à k_T .

La procédure itérative est décrite en référence à la figure 4.10.a. Le premier pas itératif est l'application de l'équation 4.99 dans la procédure décrite précédemment

$$\hat{k}_T \Delta d^{(1)} = \Delta \hat{p} \tag{4.101}$$

Pour déterminer $\Delta d^{(1)}$, la première approximation à Δd final. Est associé à $\Delta d^{(1)}$ la véritable force $\Delta f^{(1)}$, qui est inférieure à $\Delta \hat{p}$, et une force résiduelle est définie : $\Delta R^{(2)} = \Delta \hat{p} - \Delta f^{(1)}$. Le déplacement additionnel $\Delta d^{(2)}$ du à cette force résiduelle est déterminé à partir de :

$$\hat{k}_T \Delta d^{(2)} = \Delta R^{(2)} = \Delta \hat{p} - \Delta f^{(1)} \quad (4.102)$$

Ce déplacement additionnel est utilisé pour trouver une nouvelle valeur de la force résiduelle et le processus se poursuit jusqu'à la convergence. Le processus itératif pour le pas de temps i à $i+1$, schématisé ci-dessous est connu sous le nom de la méthode de Newton-Raphson modifiée.

Algorithme d'itération de la méthode Newton-Raphson :

1- Données initiales : $\Delta d_{i+1}^{(2)} = \Delta d$ $f_s^{(0)} = (f_s)_i$ $\Delta R^{(1)} = \Delta \hat{p}_i$ $\hat{k}_T = k_i$

2 Calcul pour chaque itération, $j=1,2,3,\dots$

2.1 résoudre: $\hat{k}_T \Delta d^{(j)} = \Delta R^{(j)} \Rightarrow \Delta d^{(j)}$.

2.2 $\Delta d_{i+1}^{(j)} = \Delta d_{i+1}^{(j-1)} + \Delta d^{(j)}$.

2.3 $\Delta f^{(j)} = f_s^{(j)} - f_s^{(j-1)} + (\hat{k}_T - k_T) \Delta d^{(j)}$.

2.4 $\Delta R^{(j+1)} = \Delta R^{(j)} - \Delta f^{(j)}$.

3 refaire les mêmes calculs pour la prochaine itération. Remplacer j par $j+1$ et répéter les calculs de l'étape 2.1 jusqu'à l'étape 2.4.

Algorithme de la méthode de Newmark :

- Méthode d'accélération linéaire ($\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$)

1- Calculs initiaux

1.1 $\ddot{d}_0 = \frac{p_0 - c\dot{d}_0 - (f_s)_0}{m}$

1.2 Choisir Δt .

$$1.3 \quad a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c ; \text{ avec } b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c .$$

2- Calculs pour chaque pas de temps, i

$$2.1 \quad \Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a \dot{d}_i + b \ddot{d}_i.$$

2.2 Déterminer la rigidité tangentielle k_i .

$$2.3 \quad \hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m.$$

2.4 résoudre pour Δd_i de \hat{k}_i et \hat{p}_i , par utilisation de la procédure de Newton-Raphson modifiée.

$$2.5 \quad \Delta \dot{d}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta d_i - \frac{\gamma}{\beta} \Delta \dot{d}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{d}_i.$$

$$2.6 \quad \Delta \ddot{d}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta d_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \Delta \dot{d}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{d}_i.$$

$$2.7 \quad d_{i+1} = d_i + \Delta d_i ; \dot{d}_{i+1} = \dot{d}_i + \Delta \dot{d}_i ; \ddot{d}_{i+1} = \ddot{d}_i + \Delta \ddot{d}_i ;$$

3- Répétition pour le prochain pas de temps, remplacer i par i+1 et répéter les calculs pour les étapes 2.1 jusqu'à 2.7.

Chapitre 5

Interaction Sol Structure

5.1 Introduction

Dans le domaine du génie civil, l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol-structure, dont les différents éléments à prendre en compte sont illustrés dans la figure 5.1, est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. Nous considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre reposant sur un massif de sol plus souple. Nous pouvons imaginer que les deux structures se comportent de manière complètement différente sous chargement sismique. Dans le cas de la structure reposant sur un massif de sol souple, dont la rigidité et les fréquences propres s'avèrent moins importantes que celle encastrée dans un rocher, il se peut que des déplacements plus amplifiés apparaissent. Ceci indique que les propriétés du sol ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure. Réciproquement, le comportement du sol peut être modifié par la présence de la structure. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. L'influence de la structure sur le comportement du sol dépend fortement du contraste de leurs rigidités. Prenons l'exemple montré ci-après, la structure encastrée dans le rocher n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre. Etant donné que la rigidité du rocher est infiniment grande, l'insertion de la structure dans le rocher ne modifie pratiquement pas la rigidité de l'ensemble sol-structure. De même, les efforts inertiels générés par la masse de la structure n'ont aucun effet sur le rocher très rigide.

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle. L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle

ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

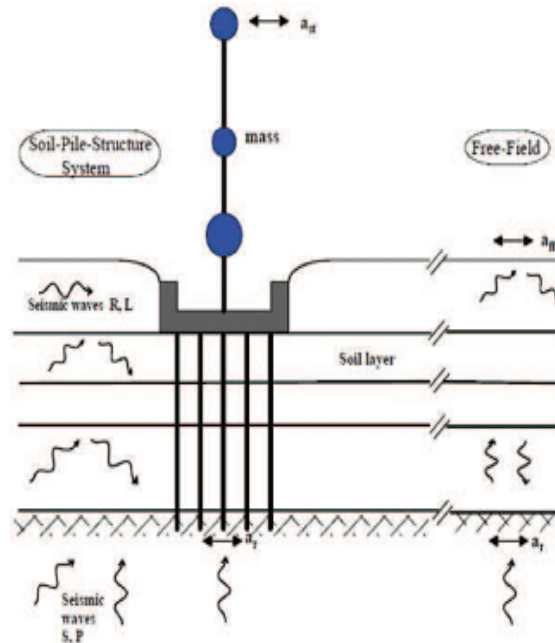


Figure 5.1 Schématisation du problème de l'interaction sol- structure (Gazetas et Mylonakis, 1998).

L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation. En plus de l'interaction cinématique, elle modifiera aussi le champ de déplacement.

Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante. Plus généralement, l'interaction sol-structure résulte de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. En effet, l'étude de la réponse dynamique du système sol-fondation sous l'effet de l'interaction inertielle nécessite une analyse cinématique préalable en vue d'obtenir le mouvement à la base de la structure pour déduire les efforts d'inertie induits par la superstructure.

L'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consistant à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles.

5.2 Les différentes méthodes pour prendre en compte L'ISS

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides. Les méthodes sont décrites et détaillées dans de nombreux ouvrages par exemple Pecker, (1984), Wolf,(1988) et aussi dans différentes thèses Cremer, (2001), Chatzigogos, (2007), et Grange, (2008). Nous présentons succinctement, par la suite, chacun de ces trois types de méthodes.

5.2.1 Méthodes directes

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M.\ddot{u} + C.\dot{u} + K.u = F \quad (5.1)$$

Où M , C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, u représente le vecteur de déplacement du système, \dot{u} sa dérivée par rapport au temps dynamique, et F est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système. La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement incontournable.

L'un des avantages principaux des méthodes directes est leur capacité d'intégrer dans le modèle numérique les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, et les lois de comportement bien adaptées pour la prise en compte des non linéarités dans le sol ou à l'interface sol-fondation du système. Ces méthodes requièrent une discrétisation plus étendue du massif de sol supportant la fondation afin de minimiser la réflexion numérique sur la frontière qui sollicite une nouvelle fois la structure. A ce propos, des frontières absorbantes peuvent être introduites aux limites du massif de sol pour modéliser

l'amortissement radiatif qui, hormis le frottement interne des matériaux, dissipe une partie d'énergie de la structure et du sol, lors de la propagation d'ondes vers l'infini dans la réalité. De plus, la taille maximale des éléments est limitée de manière à modéliser correctement la propagation d'ondes de hautes fréquences. En conséquence, la mise en œuvre de ces méthodes reste une opération généralement coûteuse du point de vue numérique, surtout pour les problèmes tridimensionnels.

5.2.2 Méthodes de sous-structures

Les méthodes de sous-structures, contrairement aux méthodes directes, se basent sur la décomposition du problème global en plusieurs sous-problèmes plus simples à traiter avant de faire appel au principe de superposition afin d'obtenir les résultats globaux. Il est à noter que ces méthodes, comme tout problème de superposition, ne sont applicables que pour des problèmes entièrement linéaires.

L'approche utilisant le principe de superposition de Kausel et al., (1978) est illustré dans la figure 5.2 pour le cas des fondations rigides, et consiste en trois étapes successives.

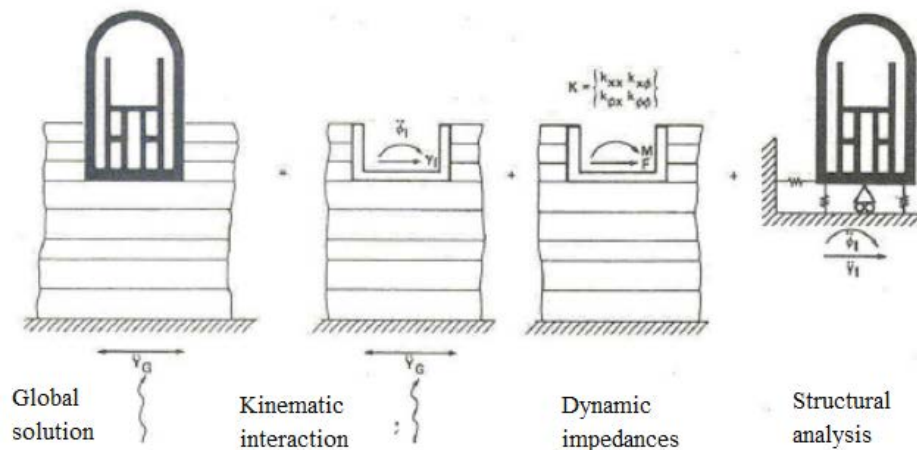


Figure 5.2 Principe de superposition de Kausel.

Premièrement, nous effectuons une analyse de l'interaction cinématique. Nous considérons la sous-structure comportant le massif de sol et la fondation rigide sans masse. A partir du mouvement sismique à la base du massif de sol, nous déduisons l'accélération au niveau de l'interface sol-fondation. De nombreuses études ont été effectuées dans la littérature proposant

des méthodes analytiques et numériques notamment celle des équations intégrales afin de résoudre ce premier problème d'après Aubry, (1986).

Deuxièmement, nous réalisons une analyse de l'interaction inertielle de façon à déterminer l'impédance dynamique de la fondation. Cette impédance caractérise les efforts dynamiques imposés à la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à une sollicitation harmonique d'amplitude unitaire. Les fonctions d'impédances complexes qui dépendent de la fréquence de la sollicitation appliquée sont calculées pour chacune des six degrés de liberté (trois translations et trois rotations) de la fondation. La partie réelle correspond à la raideur du système sol-fondation, alors que la partie imaginaire représente l'amortissement radiatif. Des méthodes et des résultats pour la détermination des impédances dynamiques pour tout type de fondations sont recueillis dans Pecker, (1984), Gazetas, (1991) ou encore SieffertandCeavaer, (1992).

Troisièmement, nous déterminons la réponse dynamique de la structure reliée au massif de sol par l'intermédiaire des ressorts d'impédances calculés dans la deuxième étape et soumise à la sollicitation sismique déduite de la première étape. La résolution de ce problème reste classique et utilise souvent la méthode des éléments finis. Bien que les méthodes de sous-structures soient limitées aux problèmes linéaires, de nombreux travaux montrent qu'elles donnent de très bons résultats d'après Pitilakis et al., (2008).

5.2.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche. Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.

Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis. Hormis la méthode classique des

éléments finis, une nouvelle méthode basée sur le concept de macro-élément a été développée depuis trois décennies de manière à reproduire les non-linéarités dans le champ proche. Le concept de macro-élément a été développé pour la première fois par Nova et Montrasio, (1991) dans le domaine géo-mécanique. Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol dans un domaine fini (champ proche) en un élément. Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale. Les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. A partir des déplacements appliqués au système, nous calculons les efforts associés en prenant en compte les non-linéarités. Ainsi le concept de macro-élément permet une conception de structures basée sur les déplacements.

5.3 Modélisation de la base avec des ressorts de Winkler

Peut-être la méthode la plus populaire utilisée dans la pratique pour la modélisation l'interaction sol structure, est l'approche BNWF (Beam Nonlinear Winkler Foundation). Cette approche est utilisée pour représenter un milieu physique du sol, ce qui suppose un système discret de ressorts linéaires élastiques indépendants et rapprochés, comme montré dans la figure 5.3, cette approche suppose qu'une réaction dans le sol q par unité de longueur à une distance donnée le long de la fondation est liée uniquement au déplacement de la fondation δ à cette distance. Sur la base de cette hypothèse, les déplacements de la fondation sont confinés aux seules régions chargées de la semelle.

Heyenti (1946) proposa une extension importante à ceci en considérant la déformation de l'élément poutre en tenant compte de sa flexibilité. Cette approche générale est devenue populaire dans l'analyse des systèmes de pieux et groupe de pieux, où des éléments de ressort individuels sont simplement placés horizontalement (plutôt que verticalement) et utilisés pour représenter la résistance latérale du sol et les forces d'interaction sol-pieux. Dans chaque cas (la fondation superficielle ou profonde), les ressorts discrètement placés résultent en une absence de couplage entre des éléments élastiques placés individuellement, mais l'effet de continuité fourni

par le sol peut être implicitement inclus si les courbes de résistance sont calculées rétrospectivement à partir d'essais de chargement monotones ou cycliques.

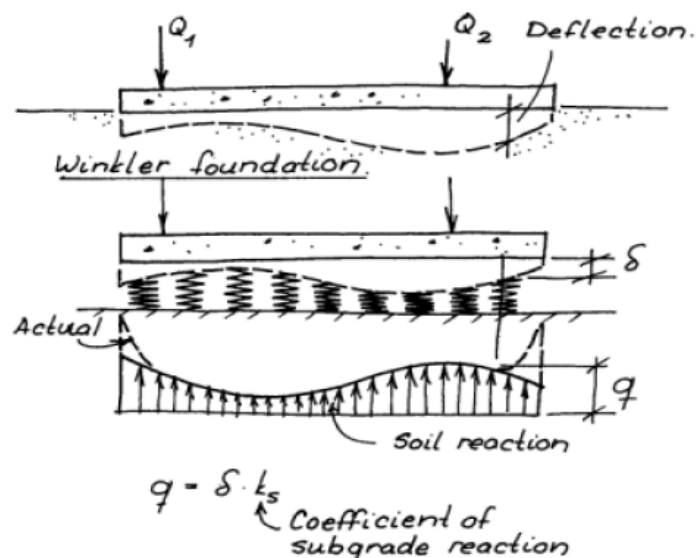


Figure 5.3 Concept de fondation superficielle avec le modèle du Winkler (après Broms 2003)

5.4 Modèle linéaire élastique-parfaitement-plastique

Le modèle linéaire élastique-parfaitement-plastique (PPE) suit une tangente élastique définie par le module de Young E . Pour une déformation élastique limite le matériau passe à l'état plastique, où des déformations supplémentaires sont supportées sans augmentation de la contrainte. La rigidité de déchargement est identique à la rigidité de chargement initial. Différentes déformations élastiques limite peuvent être supposées en traction et en compression. Cependant, le matériau ne conserve pas des déformations permanentes, et il n'est pas capable donc de capturer les tassements accrus sous la fondation. Le modèle élastique-plastique parfait avec GAP (vide) a le même comportement que le modèle élastique-plastique parfait, à l'exception d'un Gap (vide) placé parallèlement à la réponse élasto-plastique parfaite. Le GAP décale le point de départ du début du comportement matériel avec une certaine quantité de déformation matérielle ; ainsi ceci peut être adéquat pour capturer le soulèvement lors du renversement de la charge du côté de la fondation.

5.5 Modèle Qz

La loi de comportement Qz a été récemment implémentée dans le code OpenSees basée sur la formulation décrite par Boulanger et al., (1999). Bien que ce modèle ait été développé pour la modélisation du comportement d'un pieu sous chargement cyclique, les mécanismes de la réponse locale au-dessous de fondation superficielle sont proches de ceux d'un pieu.

Le modèle Q-z est particulièrement applicable au problème des fondations superficielles, car il a un comportement non symétrique défini par une charge de rupture du côté de la compression et une réduction de la force de traction dans le sol quand celui se sépare de la fondation (en traction). Le soulèvement (non-linéarités géométriques) peut être considéré par l'addition d'un élément GAP supplémentaire en série avec les composantes élastique et plastique.

En outre, sous un chargement cyclique, le modèle n'atteint pas la rigidité complète jusqu'à ce que la déformation atteigne la déformation du cycle de déchargement précédent. En ce sens, le modèle a un élément Gap (vide) qui croît à chaque cycle, un tel tassement est cumulatif. L'élément utilise des éléments élastiques, plastiques et vides (Gap) placés en série, comme illustré sur la figure 5.4. L'amortissement peut-être modélisé par un amortisseur ajouté en parallèle à la composante élastique du matériau. Wang et al. (1998) ont montré qu'un amortisseur placé en parallèle avec des éléments plastiques (hystérétiques) résulte en une surestimation des forces d'amortissement ; Il est donc préférable de placer l'amortisseur en parallèle avec les composantes élastiques. Le comportement modélisé, suit soit la relation de Reese et de l'o ' Neill (1987) pour les puits forés dans l'argile ou la relation de Vijayvergiya(1977) pour les pieux dans le sable. Le matériel est utilisé avec les éléments à longueur nulle. Les paramètres de cette loi sont le type du matériau, argile (1) ou sable (2), la capacité ultime q_{ult} , le déplacement à z_{50} , au cours duquel 50 % de la charge ultime est mobilisée, la capacité en traction et l'amortissement visqueux, c .

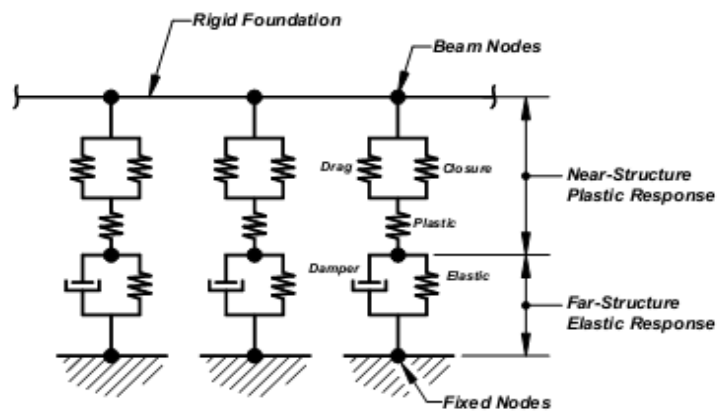


Figure 5.4 Exemple en série du ressort Winkler

La charge q est linéairement liée au déplacement z dans la partie élastique par la rigidité initiale, c.-à-d.,

$$q = k_{in}z \tag{5.2}$$

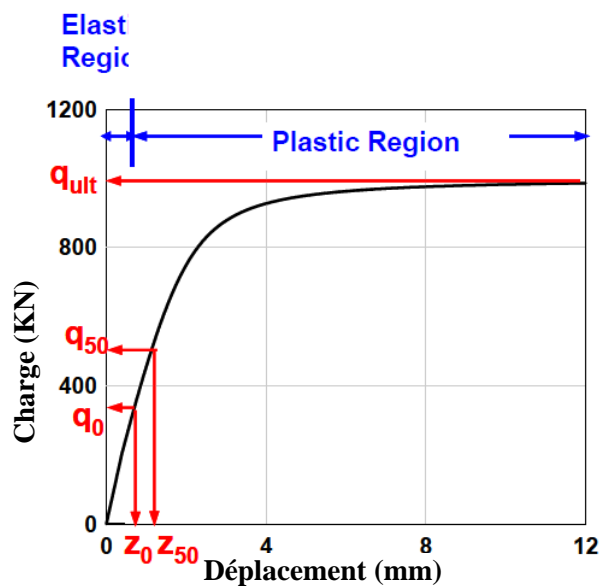


Figure 5.5 l'enveloppe non linéaire de la courbe du modèle Q-z

L'implémentation dans OpenSees du modèle Q-z est décrite par Boulanger (2000 b) est basée sur les travaux de Boulanger et al, (1999). Pour le matériau Q-z, la composante plastique est initialement très rigide dans l'intervalle $- C_r \cdot q_{ult} < q < C_r \cdot q_{ult}$, où C_r est le rapport entre q_{ult}/q .

Après cet intervalle initial rigide, qui croît avec la plastification, la réponse plastique est décrite par la formule suivante:

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) \left[\frac{cz_{50}}{cz_{50} + |z^p - z_0^p|} \right]^n \quad (5.2)$$

avec

q = La charge sur la composant plastique.

q_{ult} = la résistance ultime du matériau q - z en compression.

q_0 = q au début du chargement cyclique plastique actuel

z_{50} = le déplacement pour lequel 50% de q_{ult} est mobilisée sous chargement monotone.

z_0^p = le déplacement de début du cycle actuel.

c, n = Constantes contrôlant la forme de la courbe q - z

Les constantes c, n et Cr sont recommandées dans Boulanger (2000 b). Pour un matériau argileux, $c = 0.35, n = 1,2$ et $r C = 0,2$ pour être en accord la relation de Reese et de l'o ' Neill (1987) pour les puits forés dans l'argile. Pour un matériau sableux, $c = 12,3, n = 5,5$ et $Cr = 0,3$ d'après la recommandation du Vijayvergiya(1977) pour les pieux dans le sable. Dans l'actuelle mise en œuvre de la loi de Q - z (nommé "QzSimple1") dans OpenSees, l'utilisateur spécifie uniquement le type de matériau argile ou sable. L'utilisateur spécifie aussi les valeurs de q_{ult}, z_{50} et C . La valeur recommandée de z_{50} pour les pieux dans le sable est prise égale à $0.125z_{crit}$ comme recommandé par Vijayvergiya (1977), où z_{crit} est le déplacement pour lequel q_{ult} est totalement mobilisée.

La partie initialement rigide du modèle Simple Qz peut être attribuée à n'importe quelle K_{el} en entrant la valeur du z_{50} comme :

$$z_{50} = \frac{1.39 q_{ult}}{K_{el}} \quad \text{Pour le Sable} \quad (5.3)$$

$$z_{50} = \frac{0.525 q_{ult}}{K_{el}} \quad \text{Pour l'argile} \quad (5.4)$$

La réponse du modèle Q - z est montrée dans la figure 5.6.

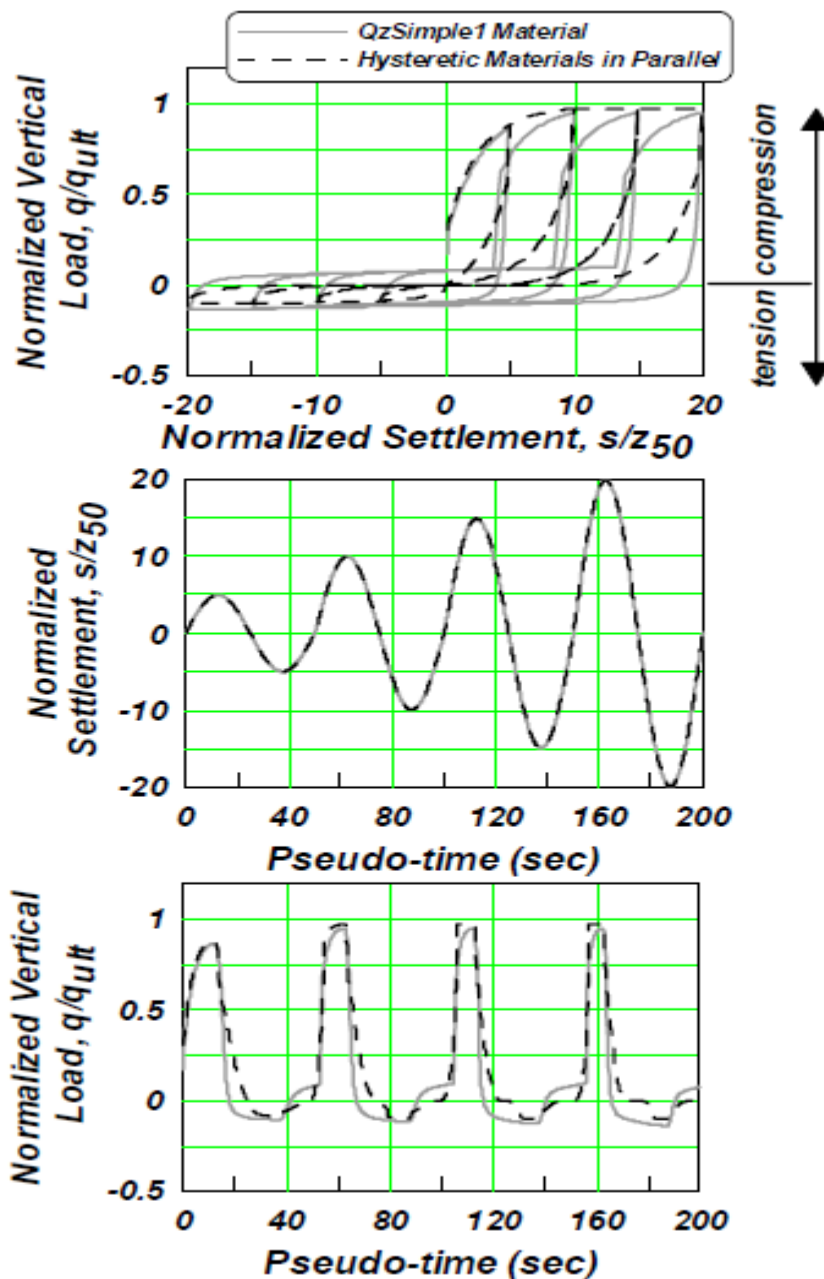


Figure 5.6 Comparaison entre le modèle Qz et le modèle hystérique placer en paille.

5.6 Modèle Py

Semblable au modèle Q-z, le modèle Simple Py a été à l'origine prévu pour modéliser la résistance horizontale de sol à l'interface du pieu. Ce modèle peut également être utile pour capturer la pression horizontale passive des terres et la rigidité qui se développe lorsque la

fondation glisse, se densifie et crée des vides. Pour le modèle P-y., la composante initiale plastique est très rigide dans l'intervalle $Cr \cdot p_{ult} < q < Cr \cdot p_{ult}$, où Cr est le rapport p/p_{ult} . Après cet intervalle initial rigide qui croît avec la plastification, la réponse plastique est décrite par Boulanger et al. (1999) :

$$p = p_{ult} - (p_{ult} - p_0) \left[\frac{cy_{50}}{cy_{50} + |y^p - y_0^p|} \right]^n \quad (5.5)$$

Avec

p = La charge sur la composante plastique.

p_{ult} = la résistance ultime pour le modèle q-z en compression.

p_0 = la charge plastique au début du cycle de chargement plastique actuel.

y_{50} = le déplacement pour lequel 50% de q_{ult} est mobilisée sous chargement monotone.

y_0^p = le déplacement de début du cycle actuel.

c, n = Constantes contrôlant la forme de la courbe p-y

Les constantes c, n et Cr recommandées par Boulanger (2000 a) sont $c = 10, n = 5$ et $Cr = 0,35$ sur la base des recommandations de Matlock (1970) pour une argile molle, et $c = 0,5, n = 2$ et $Cr = 0,2$ pour approcher la courbe de l'API(1993) pour un sable drainé. Les ressorts de P-y sont généralement placés en plusieurs endroits le long de la longueur d'un pieu pour tenir compte des différentes propriétés du sol avec la profondeur. Toutefois, pour la modélisation des fondations superficielles, on suppose que les propriétés du sol ne changent pas du haut de la semelle à la base ; ainsi, toutes les propriétés sont regroupées en une seule source. En outre, on suppose que la forme de la semelle (rectangulaire) n'affecte pas à la réponse charge-déplacement du sol. Dans l'implémentation actuelle dans OpenSees du matériau P-y (nommé "PySimple1"), les constantes c, n et $r C$ sont préprogrammées de telle sorte que l'utilisateur spécifie seulement le type de matériau, sable ou argile. L'utilisateur spécifie également les valeurs de p_{ult}, y_{50} et Cd . La réponse du modèle P-y est montrée dans la figure 5.6.

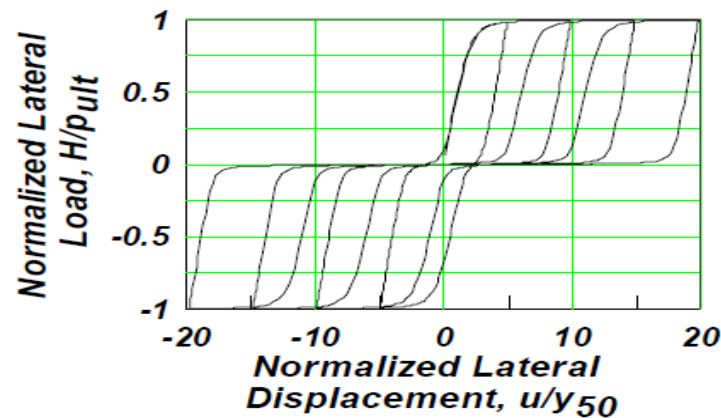


Figure 5.7 le comportement charge-déplacement du modèle P-y

La partie de la rigidité initiale du modèle P-y peut être définie pour toute rigidité élastique K_{el} par la valeur y_{50} :

$$y_{50} = \frac{0.542 p_{ult}}{K_{el}} \quad \text{Pour un sable} \quad (5.6)$$

$$y_{50} = \frac{8 p_{ult}}{K_{el}} \quad \text{Pour une argile} \quad (5.7)$$

Où les coefficients 0,542 et 8.0 ont été trouvés à partir d'analyse faite avec le code OpenSees.

5.7 La Rigidité Élastique

Les recommandations de Gazetas (1991) concernant la rigidité élastique sont largement adoptées dans plusieurs documents de conception récents (ATC-40 (1996) et FEMA 356 (2000)). Ces équations seront utilisées pour l'estimation préliminaire des raideurs et comparées aux valeurs observées expérimentalement des rigidités verticales, de cisaillement et de rotation.

Pour une fondation superficielle ayant les dimensions montrées sur la figure 5.8, Gazetas (1991) présente la rigidité globale K_i d'une fondation sous la forme:

$$K_i = K'_i e_i \quad (3.15)$$

K'_i est la rigidité découplée totale de la surface pour une plaque rigide sur un demi-espace élastique homogène semi-infini.

e_i = est le facteur de rigidité d'encastrement pour une plaque rigide sur un demi-espace élastique homogène semi-infini.

G = module de cisaillement.

ν = coefficient de poisson.

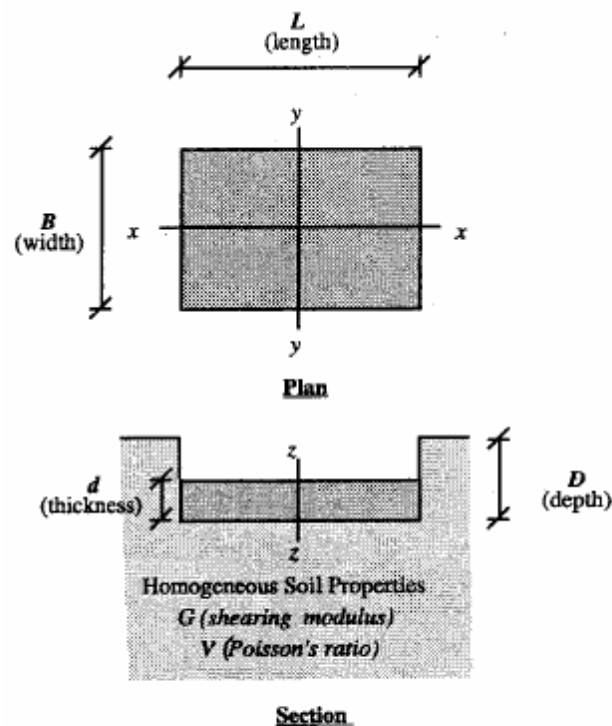


Figure 5.8 dimensions d'une fondation à utiliser les équations de la rigidité élastique, comme présentées dans ATC-40 (1996).

Tableau 3.1 les équations générales pour le calcul des rigidités de translation horizontale et verticale et de rotation d'une fondation superficielle.

Paramètre de la rigidité	équation
Translation verticale	$K'_z = \frac{GL}{1 - \nu} \left[0.73 + 1.57 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation horizontale suivant y	$K'_y = \frac{GL}{2 - \nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$

Translation horizontale suivant x	$K'_x = \frac{GL}{2 - \nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] + \frac{GL}{0.75 - \nu} \left[0.1 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \right]$
Rotation par rapport à l'axe x	$K'_{\theta_x} = \frac{G}{1 - \nu} I_x^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right) \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$
Rotation par rapport à l'axe y	$K'_{\theta_y} = \frac{G}{1 - \nu} I_y^{0.75} \left(3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right)$
Coefficient d'encastrement dû à la translation verticale	$e_z = \left[1 + 0.095 \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{2L + 2B}{LB} d \right)^{0.67} \right]$
Coefficient d'encastrement dû à la translation horizontale	$e_y = \left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Coefficient d'encastrement dû à la translation horizontale	$e_x = \left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Coefficient d'encastrement dû à la rotation par rapport à l'axe x	$e_{\theta_x} = 1 + 2.52 \frac{d}{B} \left(1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.5} \right)$
Coefficient d'encastrement dû à la rotation par rapport à l'axe y	$e_{\theta_y} = 1 + 0.92 \left(\frac{2d}{B} \right)^{0.6} \left(1.5 + \left(\frac{2d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right)$

Les différents types de ressort disponibles dans la bibliothèque du logiciel SAP2000 v15 :

Pour représenter la non linéarité du comportement du sol, et l'interaction sol structure dans le domaine de l'analyse sismique, en a besoin d'éléments spéciaux. Dans le logiciel SAP2000, on peut modéliser l'interaction sol structure avec différents éléments, et chaque

élément peut représenter le comportement du sol soit dans le domaine élastique soit dans le domaine plastique avec ou sans écrouissage. Ces éléments sont : l'élément Gap, l'élément de Wen avec des propriétés plastiques, et l'élément multi linéaire avec une plasticité cinématique.

Au cours de l'analyse non linéaire, les relations non linéaires force-déformation sont utilisées pour tous les degrés de liberté pour lesquels des propriétés non linéaires ont été spécifiées. Pour tous les autres degrés de liberté, la rigidité effective linéaire est utilisée au cours d'une analyse non linéaire.

Propriétés de l'élément GAP

Pour chaque degré de liberté déformable, on peut spécifier des propriétés indépendantes (uniquement en compression) pour l'élément GAP, voir Figure 5.9. Toutes les déformations internes sont indépendantes. L'ouverture ou la fermeture de l'élément GAP pour une déformation donnée n'affecte pas le comportement des autres déformations. Si les propriétés non linéaires ne sont pas spécifiées pour un degré de liberté, ce degré de liberté sera considéré linéaire avec une rigidité effective, qui peut être égale à zéro. La relation force-déformation non linéaire est donnée par :

$$f = \begin{cases} k(d + ouverture) & \text{si } (d + ouverture) \leq 0 \\ 0 & \text{si } (d + ouverture) > 0 \end{cases}$$

Où k est la constante de raideur est l'ouverture initiale du Gap qui doit être nulle ou positive.

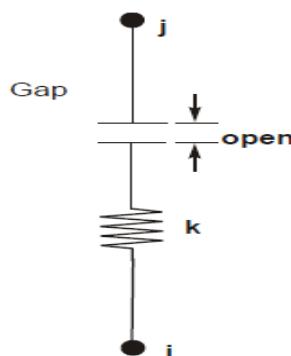


Figure 5.9 les propriétés de l'élément de GAP pour une déformation uniaxiale.

Propriétés de l'élément de Wen

Pour chaque degré de liberté déformable, on peut spécifier des propriétés plastiques uni axiales indépendantes. Le modèle de plasticité de Wen est basé sur le comportement hystérétique proposé par Wen (1976). Voir Figure 5.10.

Toutes les déformations internes sont indépendantes. La limite élastique pour un degré de liberté n'affecte pas le comportement des autres déformations. Si des propriétés non linéaires ne sont pas spécifiées pour un degré de liberté, ce degré de liberté sera considéré linéaire élastique avec une rigidité effective, qui peut être égale à zéro. La relation force-déformation non linéaire est donnée par :

$$f = \text{ratio} \cdot k \cdot d + (1 - \text{ratio}) \text{yield} z$$

Où k est la constante de ressort élastique, **yield** est la limite d'élasticité, **ratio** est le rapport spécifié entre la rigidité après la limite élastique et la rigidité élastique (k), et z est une variable interne hystérétique. Cette variable est dans l'intervalle $|z| \leq 1$, avec la surface de plastification représentée par $|z| = 1$. La valeur initiale de z est égale à zéro, et elle évolue selon l'équation différentielle :

$$\dot{z} \frac{k}{\text{yield}} \begin{cases} d(1 - |z|^{\text{exp}}) & \text{si } \dot{d} z > 0 \\ \dot{d} z & \text{si } \dot{d} z \leq 0 \end{cases}$$

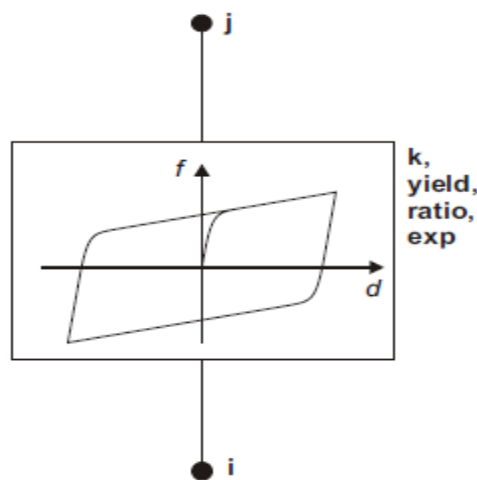


Figure 5.10 Propriétés de plasticité du modèle de Wen pour une déformation uni axiale.

Où **exp** est un exposant supérieur ou égal à l'unité. Une plus grande valeur de cet **exposant** augmente la forme de plastification telle qu'illustré dans la figure 5.11. La limite pratique pour **exp** est d'environ 20. L'équation de \dot{z} est équivalente au modèle de Wen avec $A=1$ et $\beta=0.5$.

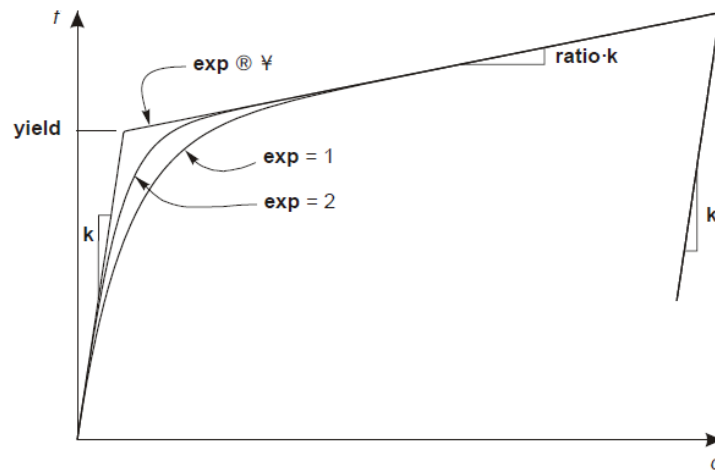


Figure 5.11 Définition des paramètres de l'élément de WEN

Les propriétés de l'élément Multilinéaire avec cinématique plastique

Ce modèle se base sur le comportement d'écrouissage cinématique qui est fréquemment observé dans les aciers. Pour chaque déformation de degré de liberté, doivent être spécifiées par des propriétés plastiques cinématiques multilinéaires, figure 5.12.

La relation non linéaire force-déformation est donnée par une courbe multi-linéaire qui doit être définie par un ensemble de points. La courbe peut prendre presque n'importe quelle forme, avec les restrictions suivantes :

- Un point doit être l'origine, (0,0)
- Au moins un point ayant une déformation positive, et un point ayant une déformation négative, doivent être définis
- les déformations des points spécifiés doivent augmenter de façon monotone, en n'ayant pas deux valeurs égales.
- les forces (moments) en un point doivent avoir le même signe que la déformation (ils peuvent être nuls)
- la pente finale à chaque extrémité de la courbe ne doit pas être négative

La pente donnée par les deux derniers points spécifiés sur l'axe positif de déformation est extrapolée à la déformation positive infinie. De même, la pente donnée par les deux derniers points spécifiés sur l'axe négatif de déformation est extrapolée à la déformation négative infinie.

La courbe donnée définit le rapport force-déformation sous chargement monotone. La première pente de chaque côté de l'origine est élastique ; les segments restants définissent la déformation plastique. Si la formation s'inverse, elle suit les deux segments élastiques avant le début de la déformation plastique dans la direction inversée.

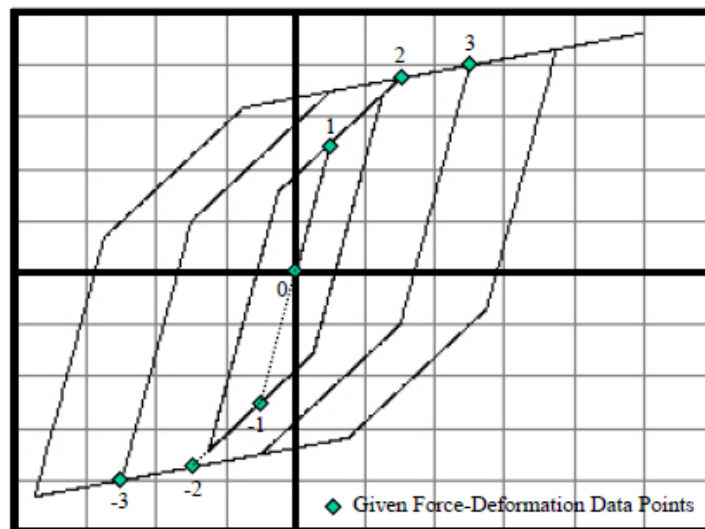


Figure 60
Multi-linear Kinematic Plasticity Property Type for Uniaxial Deformation
Shown is the behavior under cyclic loading of increasing magnitude

Figure 5.12 Comportement de l'élément Multi linéaire avec cinématique plastique sous charge cyclique.

Selon les règles de l'écroissage cinématique, les déformations plastiques dans une direction tire la courbe pour l'autre direction. Les paires des points correspondants sont reliées. Pour définir chaque segment en basant sur les relations du modèle Q-z et P-y

Chapitre 6

Simulation Numérique

6.1 Généralités

Vu que le nombre de paramètres (matériels, géométriques, ceux inhérents au comportement non linéaire des structures en béton armé et à la méthode des éléments finis elle-même) pouvant être considéré dans la simulation numérique est très conséquent, il nous fallait choisir uniquement un nombre limité car l'étude de tous les paramètres aurait nécessité un effort numérique considérable. Les paramètres que nous avons jugés dignes d'intérêt sont :

- Influence du type d'élément.
- Influence du contenu fréquentiel d'un séisme.
- Influence des accélérations verticales.
- Interaction sol structure.

6.2 Influence du type d'élément.

Un effort considérable a été fourni pour modéliser et analyser la réponse des portiques en béton armé dans le domaine non linéaire. Il existe deux théories principales pour modéliser la plasticité dans les éléments barre, la plasticité concentrée et la plasticité distribuée. Dans ce qui suit, on utilisera le code de calculs Seismostruct qui possède une très riche bibliothèque d'éléments pour faire une comparaison entre les différents éléments qui sont formulés soit en utilisant une formulation en déplacements soit une formulation en forces.

6.2.1 Description De La Structure

Cet exemple (Pintoetal. (1999), Carvalhoetal. (1999), Pinho et Elnashai (2000) and Varum (2003)) décrit la modélisation 2D avec des éléments barres d'une structure à échelle réelle, ayant quatre étages. Cette structure a été essentiellement conçue pour les charges de gravité et une charge latérale nominale égale à 8 % de son poids. La structure a été testée au laboratoire ELSA Italie, sous un chargement Pseudo-dynamique acc-475.



Figure 6.1 Vue en 3D la Structure ICONS dans laboratoire d'Ispra

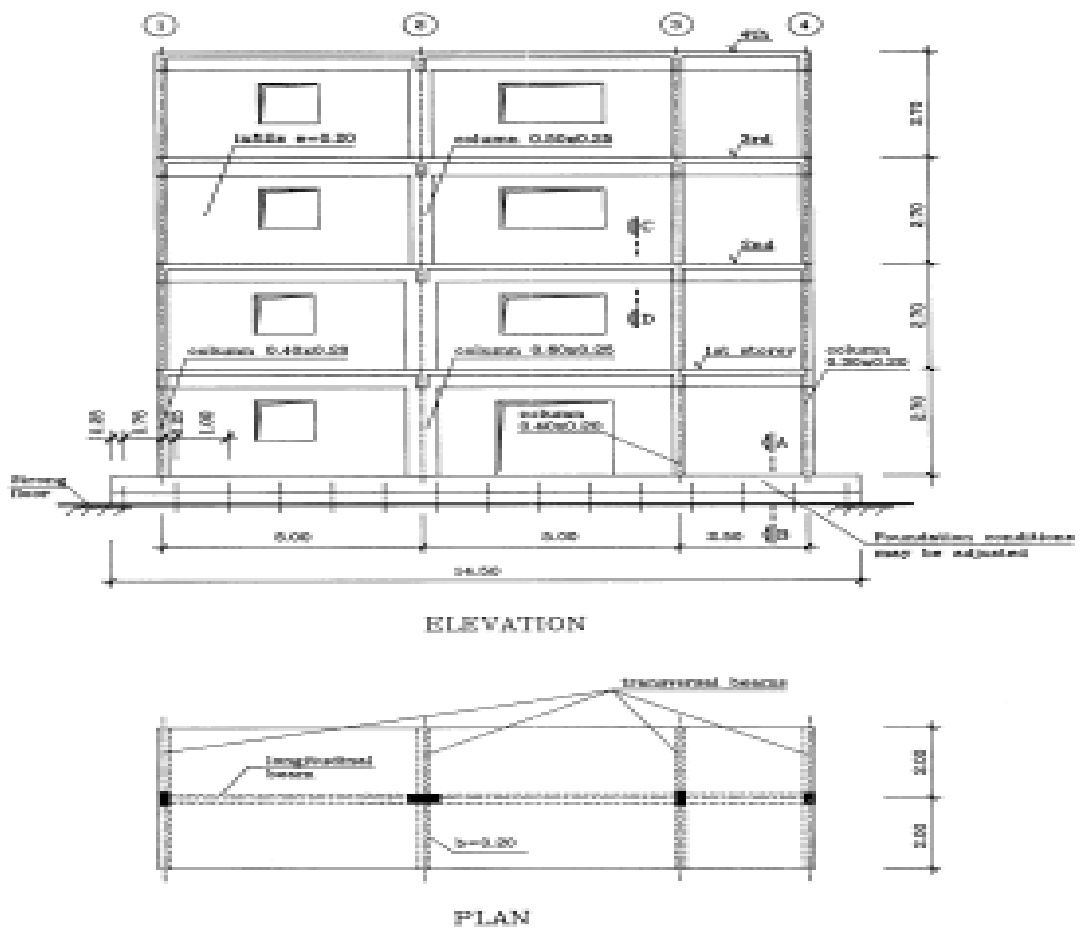


Figure 6.2- Vues en plan et en élévation

6.2.2 Dimensions et ferrailage des poteaux et poutres

- Les dimensions et le ferrailage des poteaux et des poutres sont présentés dans les tableaux 6.1 et 6.2. et schématisés dans la figure 6.3

Tableau -6.1 Dimensions des poteaux

Etage	Poteau1	Poteau2	Poteau3	Poteau4
3-4	0.4X0.2 (6φ12)	0.25X0.5 (4φ16+2 φ12)	0.4X0.2 (6φ12)	0.3X0.2 (6φ12)
1-2	0.4X0.2 (6φ12)	0.25X0.6 (8φ16+2 φ12)	0.4X0.2 (6φ12)	0.3X0.2 (6φ12)

Tableau 6.2- dimensions des poutres

Etage	Poutre (1 ^{er} et 2 ^{eme} travée)	Poutre (3 ^{eme} travée)
R	0.5x0.25x1.05x0.15	0.5x0.25x0.65x0.15
4		
3		
2		

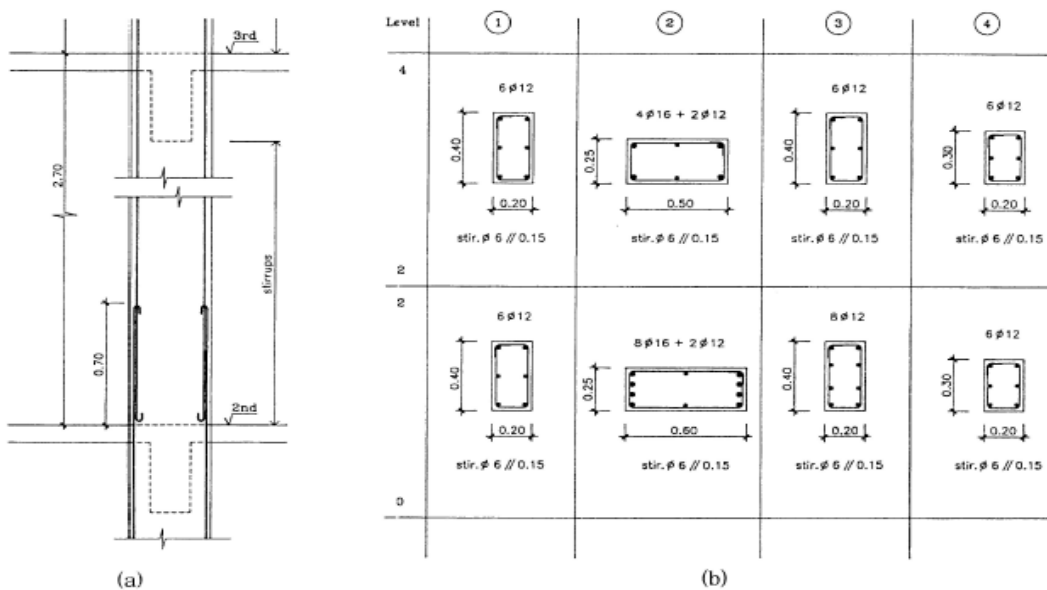


Figure 6-3 Disposition des armatures dans les poteaux.

6.2.3 Propriétés matérielles

Le Modèle de Mander est utilisé pour définir les propriétés du béton. Les caractéristiques adoptées sont les suivantes:

- ◆ Béton confiné : $f_c=16300$ KPa, $f_t=1900$ KPa, $\epsilon_c= 0.002$ m/m ; $k_c=1.01$.

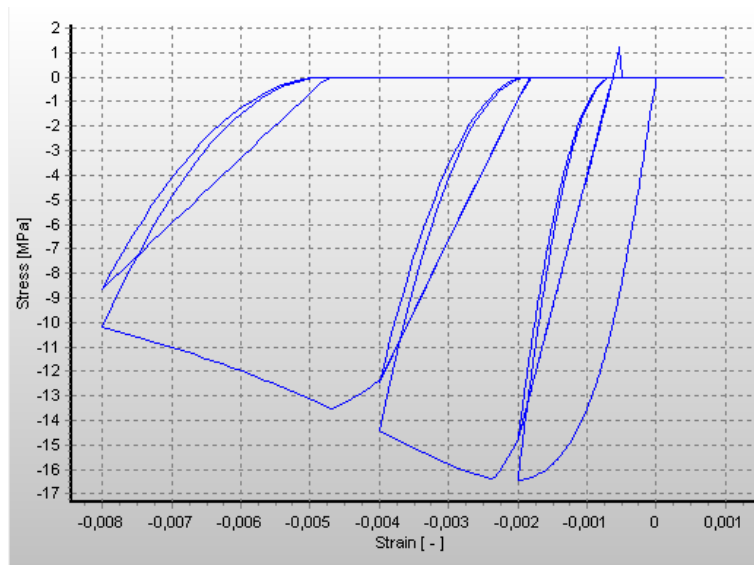


Figure 6.4 Loi de comportement de Mander pour le béton confiné.

- ◆ Béton non confiné : $f_c= 16300$ kpa, $f_t= 1900$ kpa, $\epsilon_c= 0.002$ m/m ; $k_c=1$.

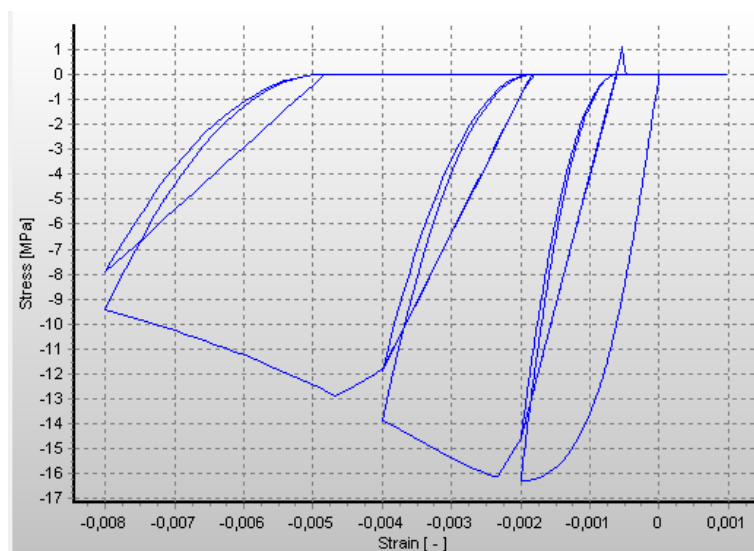


Figure 6.5 Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné.

Le modèle du Menegotto-Pinto pour l'acier est utilisé pour définir les propriétés des armatures :

- ◆ $E_s=2.00E8$ kpa, $f_y=343000$ kpa ; $\mu=0.0025$

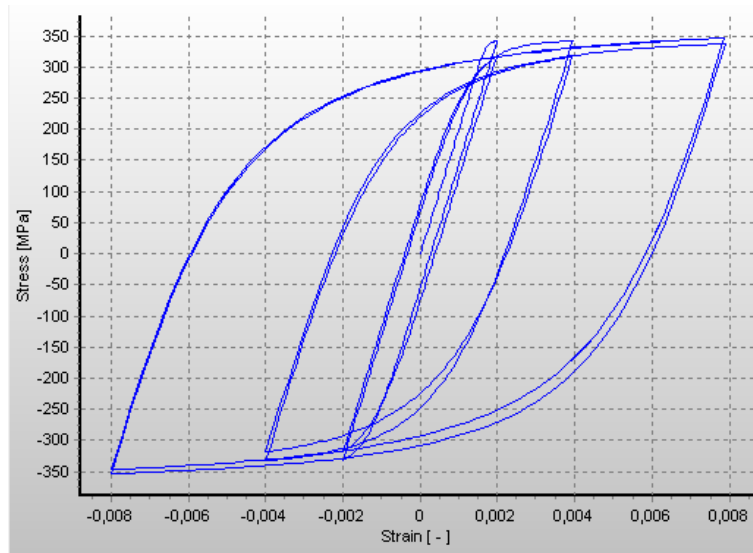


Figure 6.6 Loi de comportement de Menegotto-Pinto pour l'acier

- ◆ **Modélisation la masse**

Les masses concentrées et distribuées des différents éléments sont présentées dans le tableau 6.3

Tableau 6.3 : Masses concentrée et distribuée appliquées sur les éléments (ton et ton/m):

Etage	Poteau1	Poteau2	Poteau3	Poteau4	Masse distribuée
Terrasse	4.5	7.8	6.1	2.9	1.295
2-3-4	5.7	9	7.4	4.1	1.539

6.2.4 Modèle en éléments finis de la structure

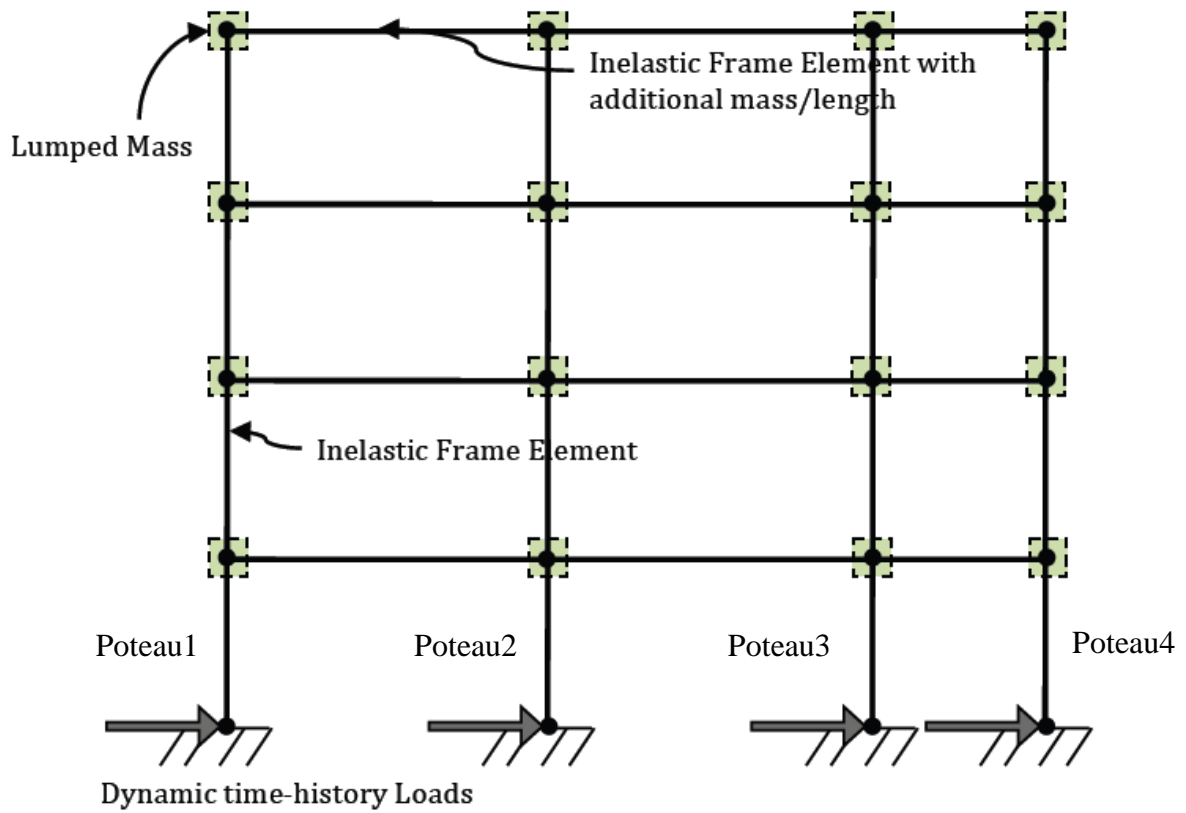


Figure 6.7- Modèle en éléments finis de la structure IVONS

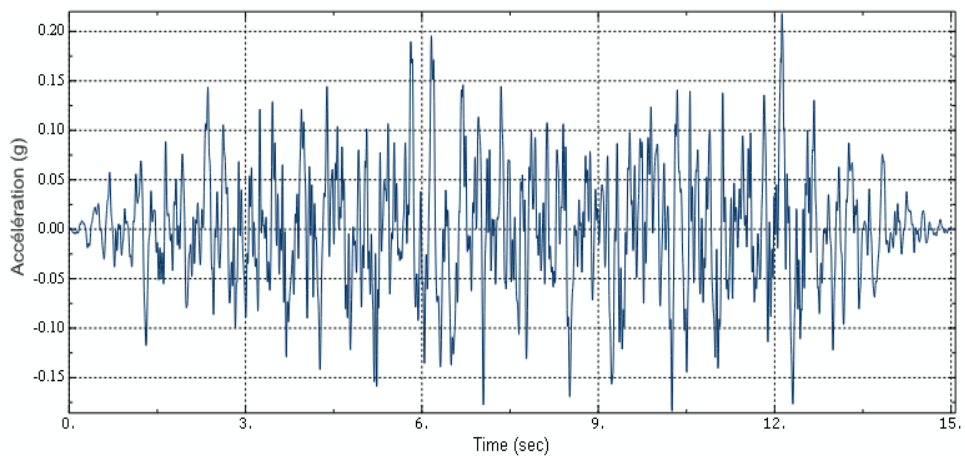


Figure -6.8- Accélogramme d'un séisme artificiel pour une période de retour de 475 années. (acc475).

6.2.5 Résultats et discussions

Les figures 6.9, 6.10 et 6.11 présentent les valeurs du déplacement au sommet obtenues en utilisant des éléments portiques anélastiques en déplacements (EPAD) et des éléments portiques anélastiques en forces (EPAF) avec plasticité distribuée en tenant compte de la variation du nombre de fibres et de la subdivision des éléments EPAD. Les résultats trouvés montrent que le nombre de fibres n'affecte nullement sur les valeurs du déplacement latéral et indiquent que la formulation en forces donne des résultats comparables à ceux obtenus expérimentalement par rapport à la formulation en déplacements. Ceci montre clairement la supériorité des éléments formulés en termes de forces pour une même discrétisation. Lorsque les éléments EPAD sont discrétisés en plusieurs éléments, les résultats donnés par la formulation en déplacements se rapprochent de ceux prédits par la formulation en forces. Ceci indique qu'un maillage plus raffiné est requis lors de l'utilisation d'éléments EPAD.

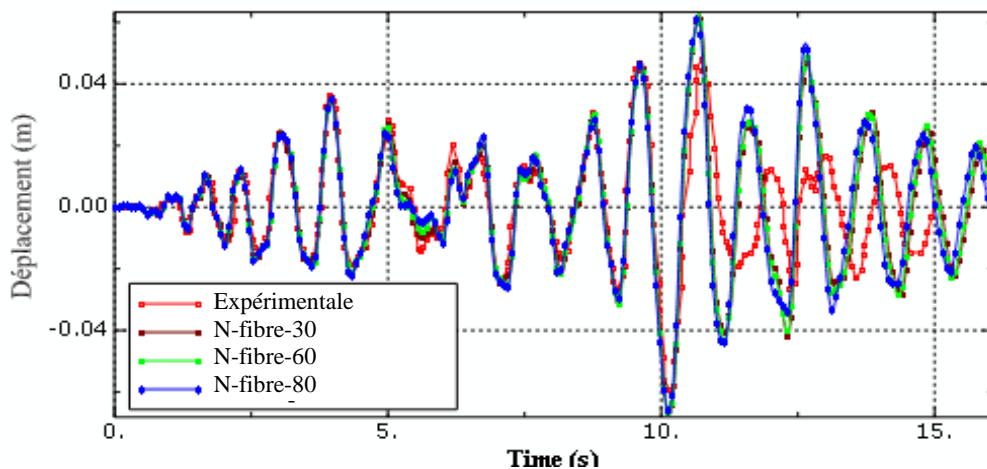


Figure 6.9 Déplacement horizontal au sommet formulation en déplacements avec un seul élément et nombre de fibres variable.

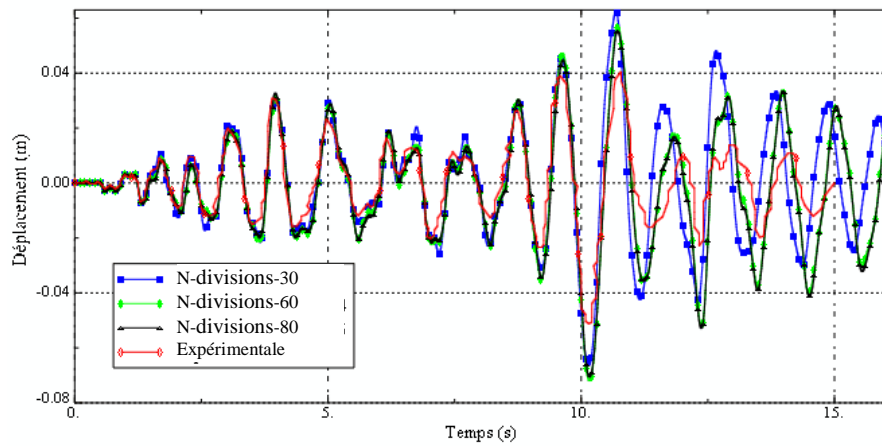


Figure 6.10 Déplacements horizontal au sommet, formulation en déplacements (E-P-A-D) avec subdivision des éléments et nombre de fibres constant égale à 30.

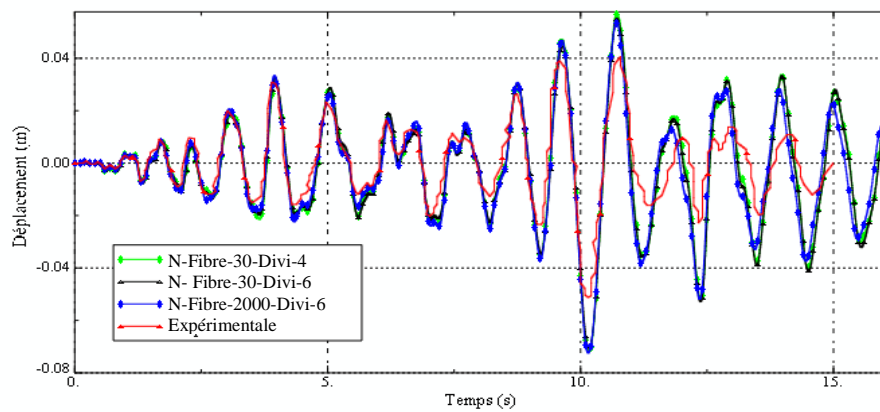


Figure 6.11 Déplacements horizontal au sommet, formulation en déplacements (E-P-A-D) avec subdivision des éléments et nombre de fibres variable.

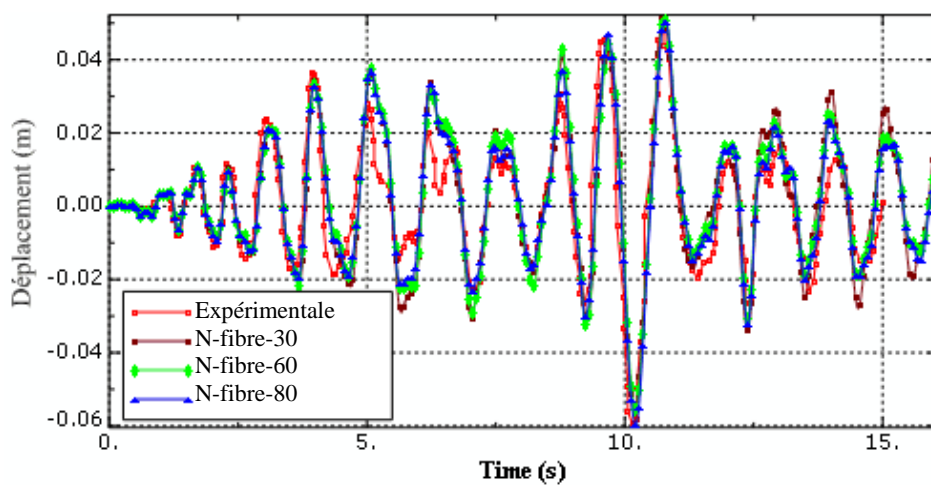


Figure 6.12 Déplacements horizontal au sommet, formulation en forces (E-P-A-F), avec subdivision des éléments et nombre de fibres variable

La figure 6.13 montre la boucle hystérésis obtenue avec une formulation en déplacements avec différentes subdivisions des éléments EPAD. De la figure, il ressort que plus le nombre de subdivisions augmente, plus l'allure de la boucle n'est stable et l'utilisation d'un seul élément n'est pas recommandée pour ce type de formulation.

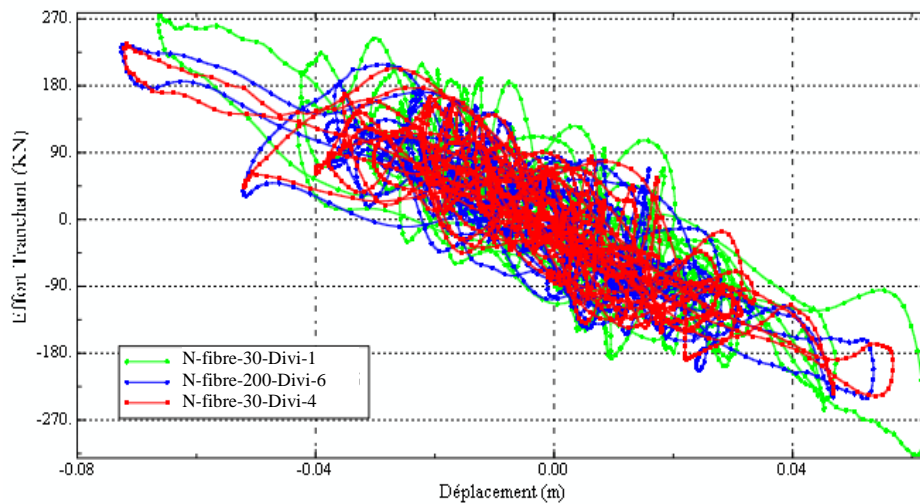


Figure 6.13 Effort tranchant-déplacements horizontal au sommet, formulation en déplacements, avec subdivision des éléments et nombre de fibres constant.

Les figures 6.14 et 6.15 présentent une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques obtenus avec des éléments portiques avec rotules anélastiques plastiques formulés en termes de forces (EPRAPF) en tenant compte du nombre de fibres et de la longueur des rotules plastiques au niveau des extrémités des éléments. Les résultats obtenus indiquent en premier lieu que la performance de ces éléments est inférieure à celles des éléments précédents. Une longueur des rotules de l'ordre de 15% donne des résultats proches des résultats expérimentaux par rapport aux longueurs de 10% et 20 %, ce qui suggère que la valeur recommandée est de 15%. L'influence du nombre de fibres est négligeable car les sections des poteaux et poutres sont simples.

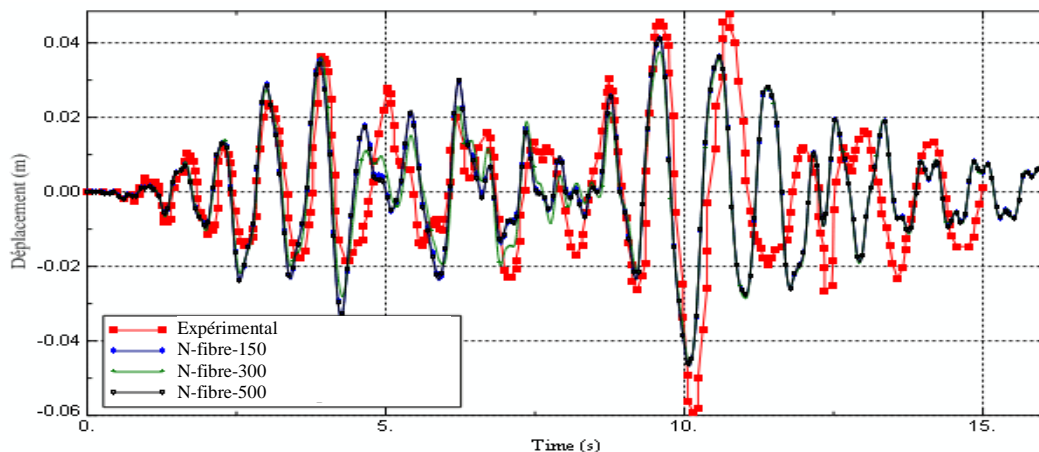
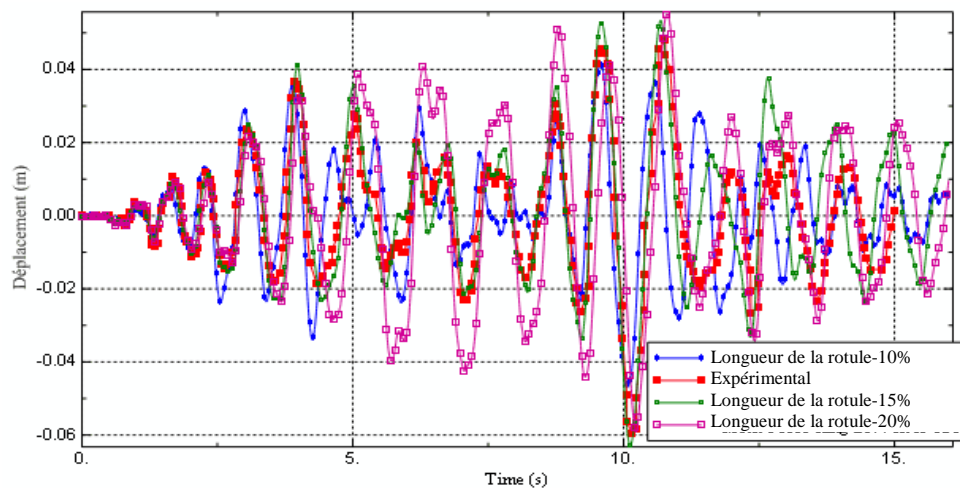


Figure 6.14 Déplacements horizontal au sommet, formulation en forces avec rotules plastiques et nombre de fibres variable et longueur de la rotule constante (10%)



6.15 Déplacements horizontal au sommet, formulation en forces avec rotules plastiques, nombre de fibres constant (150) et longueur de la rotule variable.

6.3 Influence du contenu fréquentiel

L'analyse dynamique non linéaire est reconnue comme étant l'outil le plus précis pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Une question clé pour ce type d'analyse concerne le choix approprié de l'input sismique qui doit permettre une estimation correcte et précise de la performance sismique sur la base de l'aléa du site où doit être implantée la structure. Pour cela, on va considérer plusieurs accélérogrammes (LEXINGT, LEXINGT, NEWHALL PETROLIA, SYLMARFF et YERMO), ayant des contenus fréquentiels différents

pour pouvoir quantifier l'influence éventuelle du contenu fréquentiel sur la réponse sismique. Les figures 6.16, 6.17, 6.18, 6.19, 6.20, 6.21 présentent les accélérogrammes utilisés dans cette étude avant normalisation.

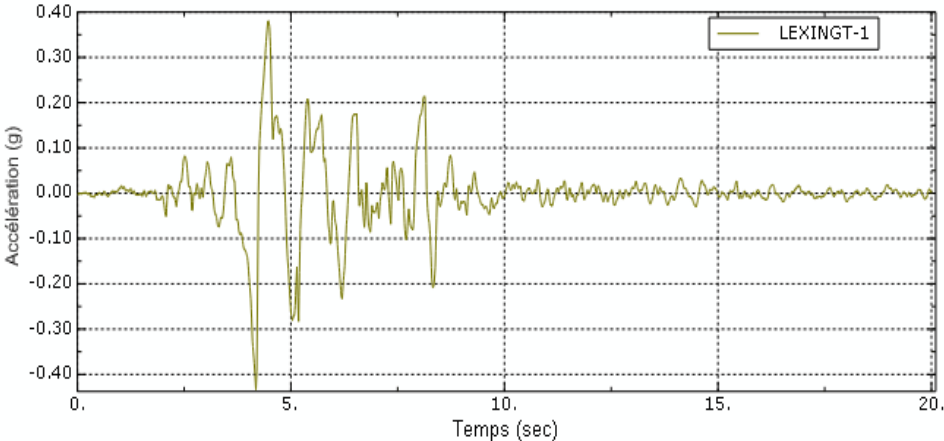


Figure 6.16 Accélérogramme de LEXINGT.

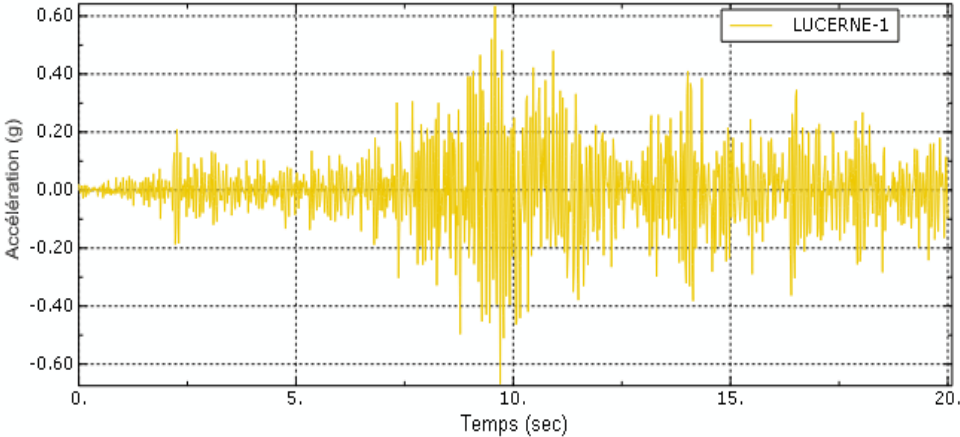


Figure 6.17 Accélérogramme de LUCERNE.

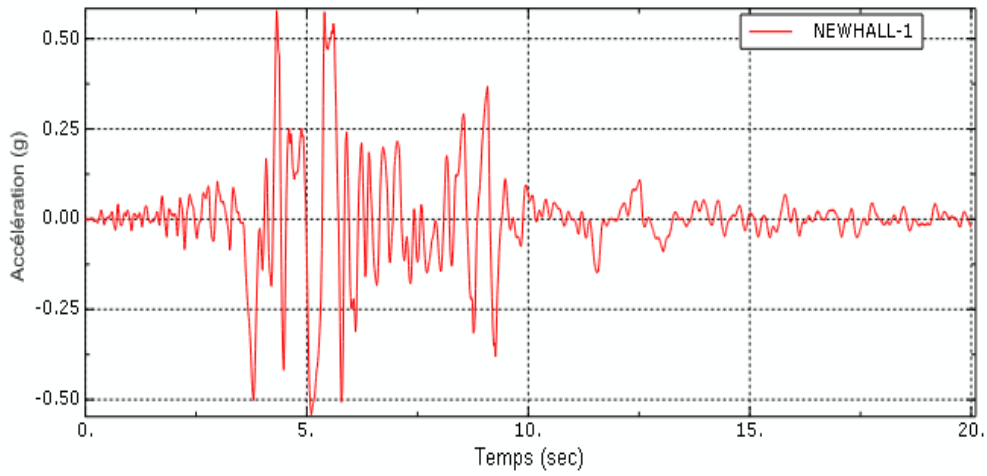


Figure 6.18 Accélérogramme de NEWHALL.

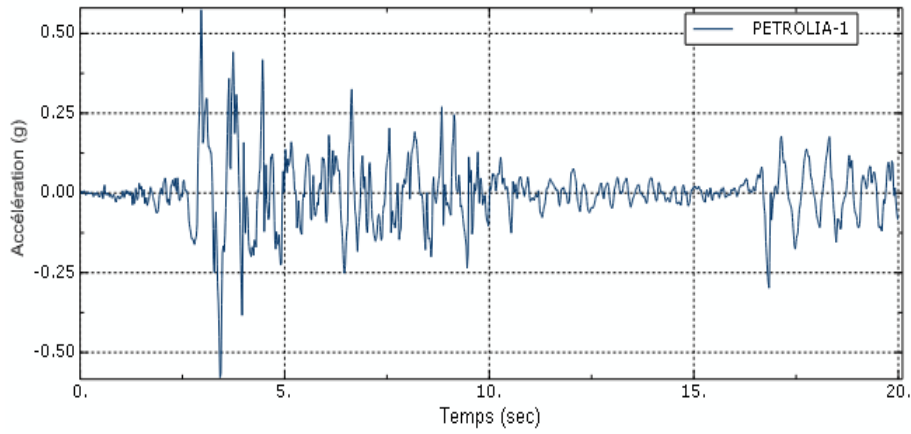


Figure6.19Accélérogramme de PETROLIA.

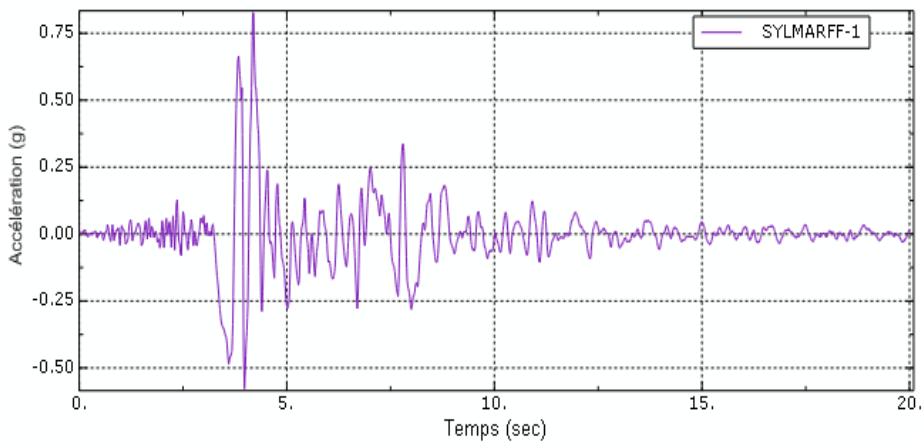


Figure 6.20 Accélérogramme de SYLMARFF.

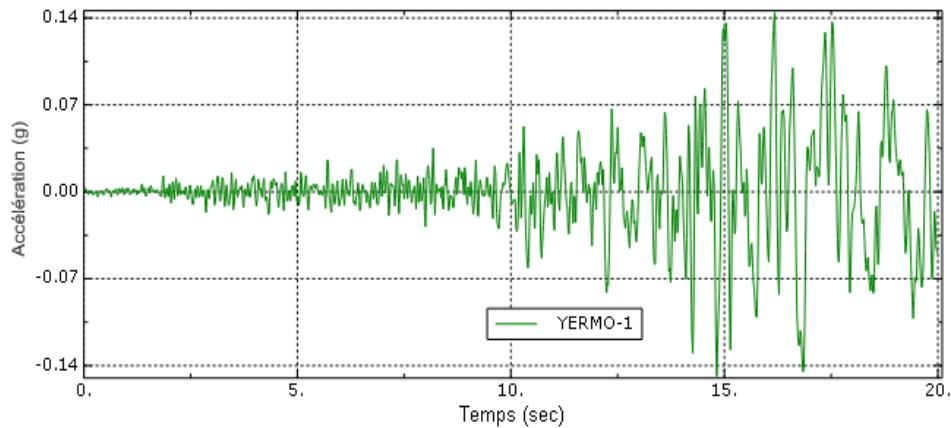


Figure 6.21 Accélérogramme de YERMO.

Les figures 6.22 et 6.23 montrent les spectres de réponse de chaque accélérogramme avant et après normalisation respectivement. On constate que pour le séisme de Lucerne, l'accélération pic a lieu pour une valeur de la période très petite, pour les séismes de Sylmarff, et Yermo, l'accélération pic se produit pour une période inférieure à 0.5 s et finalement pour Newahall, Lexingt et Pertolia, l'accélération pic se produit pour une période comprise entre 0.5 s et 1.0 s.

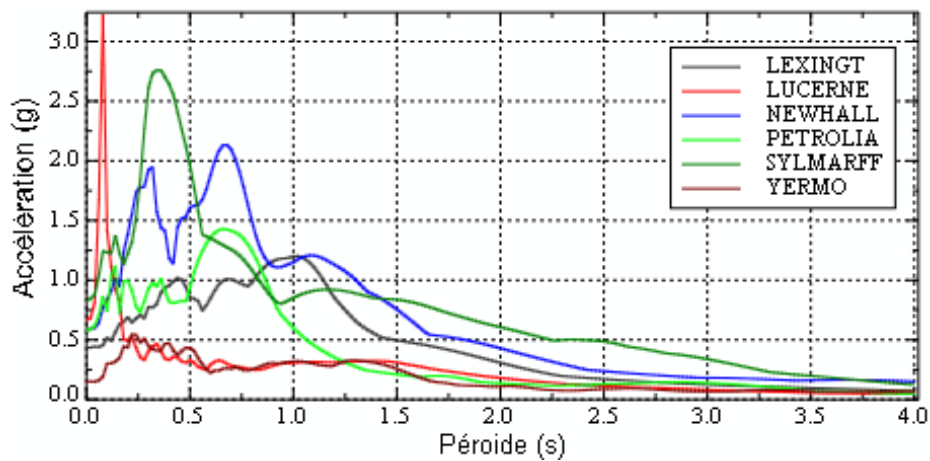


Figure 6.22 Spectres de réponse des accélérogrammes enregistrés avant normalisation par rapport à la PGA

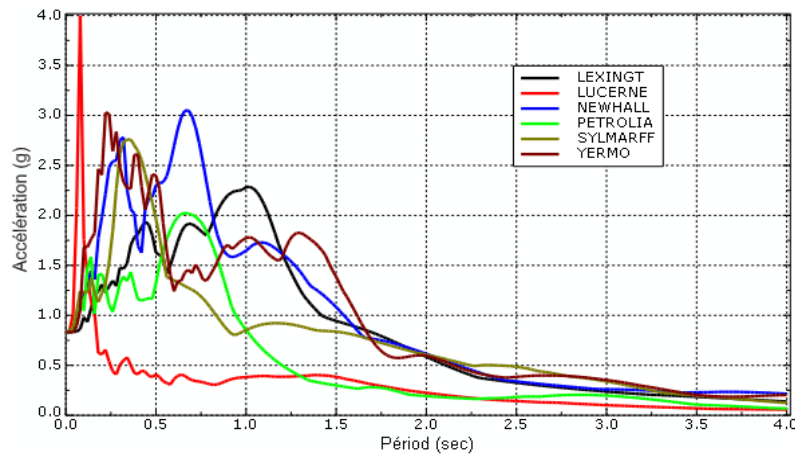


Figure 6.23 Spectres de réponse des accélérogrammes enregistrés après normalisation par rapport à la PGA

Les périodes de la structure d’après l’analyse modale sont présentées dans le tableau 6.4. Ces périodes donnent des informations supplémentaires sur le comportement dynamique espéré de la structure lors de l’analyse temporelle. La période du mode fondamental de la structure est égale à 0.668 s.

Tableau 6.4 Les périodes et fréquences pour l’analyse Modale

Mode	Période (sec)	Fréquence (Hertz)
1	0.6681321	1.49671
2	0.22436727	4.45697812
3	0.13421904	7.45050788
4	0.09557753	10.4627097
5	0.07268911	13.7572191
6	0.06755198	14.8034148
7	0.06428245	15.5563456
8	0.05391936	18.5462149
9	0.02747197	36.4007416
10	0.02450866	40.8019033

Les figures 6.24, 6.25, 6.26, 6.27, 6.28, 6.29 présentent les différentes accélérations horizontales après normalisation par rapport à l'accélération maximale (PGA) qui est égale à 0.75g.

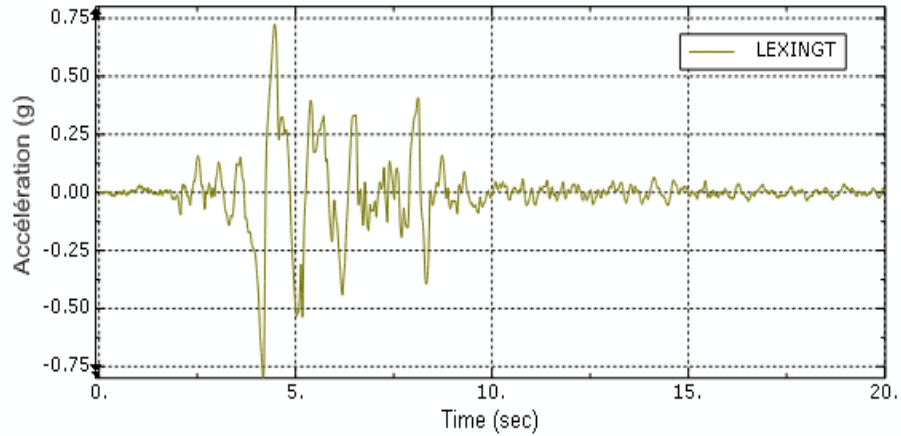


Figure 6.24 Accélérogramme de LEXINGT après normalisation

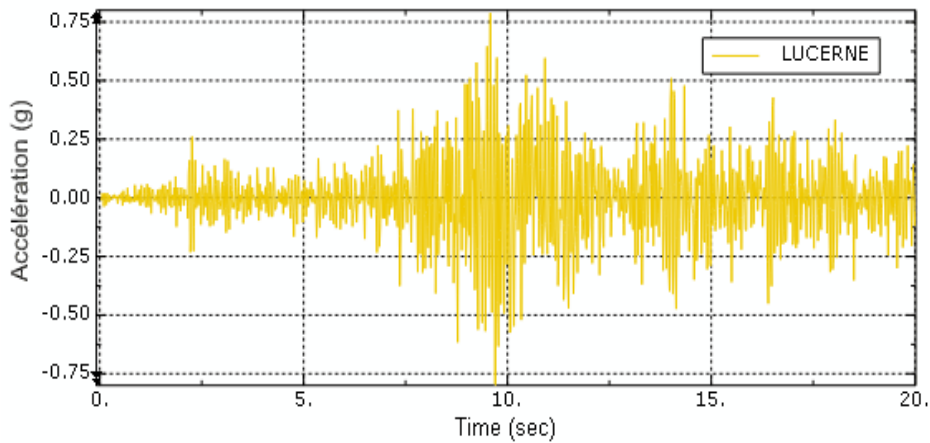


Figure 6.25 Accélérogramme de LUCERNE après normalisation.

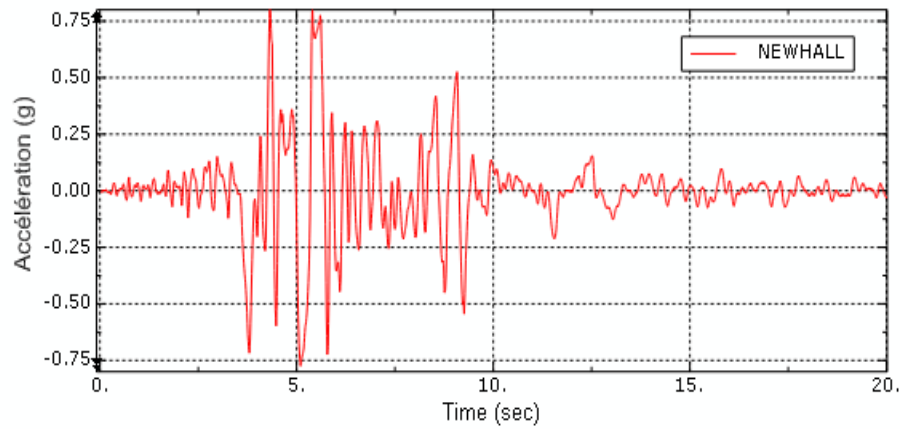


Figure 6.26 Accélérogramme de NEWHALL après normalisation

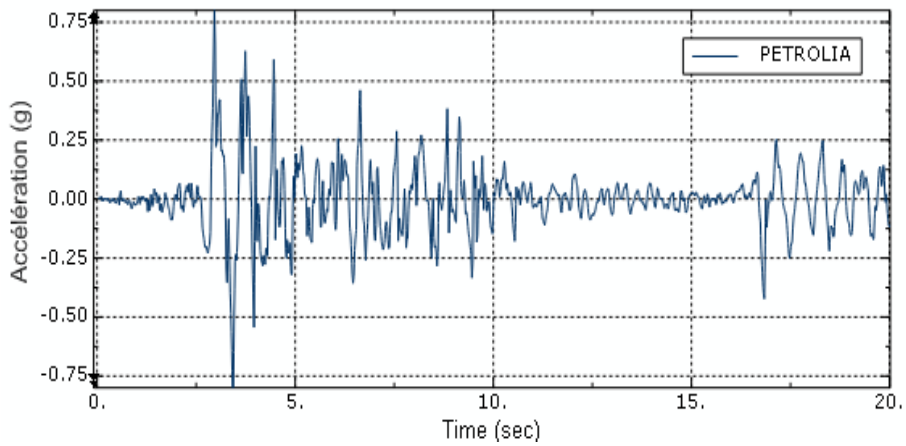


Figure 6.27 Accélérogramme de PETROLIA après normalisation

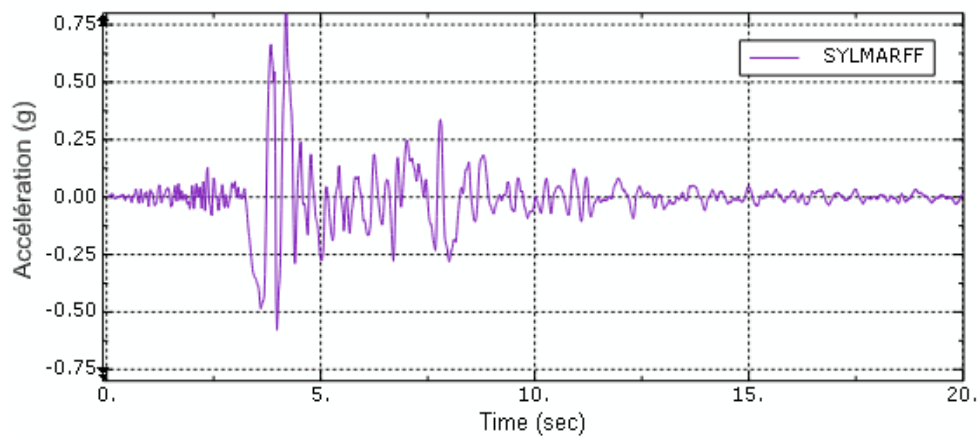


Figure 28 Accélérogramme de SYLMARFF après normalisation

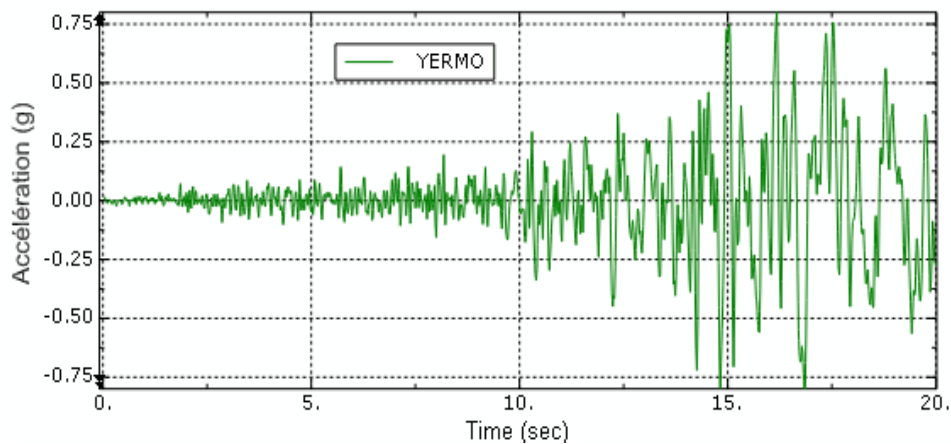


Figure 29 Accélérogramme de YERMO après normalisation

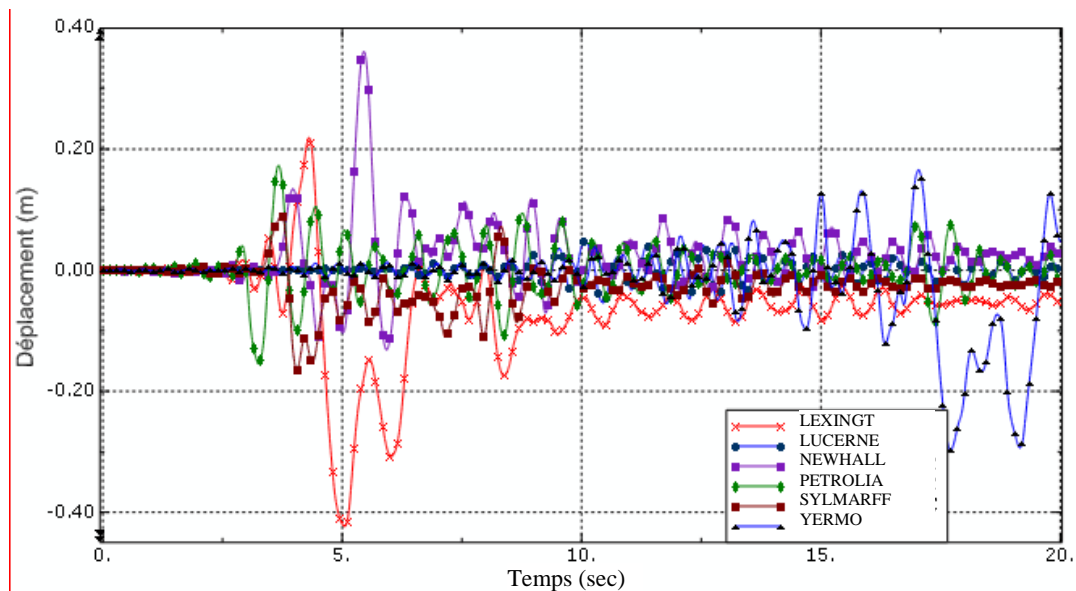


Figure 6.30 Déplacement horizontal au dernier niveau sous les différents accélérogrammes.

La figure 6.30 présente la réponse temporelle du déplacement latéral sous l'action d'accélérogrammes ayant des contenus fréquentiels différents mais normalisés par rapport à la même valeur de la PGA . On remarque les valeurs du déplacement latéral sous l'action des séismes de LEXINGT et NEWHALL sont supérieures de 55% à celles obtenues avec les autres accélérogrammes, ce qui montre clairement l'influence du contenu fréquentiel car la période fondamentale est égale à 0.66 s et d'après la figure 6.23, l'effet de ces accélérogrammes est plus prononcé pour des périodes proches de 0.6 s . Cet effet est aussi visible au niveau des courbes hystérésis dont l'allure est différente d'un accélérogramme à un autre.

D'après l'analyse avec ces acclérogramme normalisés, les séismes NEWHALL, LEXINIGT, SYLMARFF, YERMO et PETROLIA ont donné un effort tranchant maximal égal à 900 KN avec des déplacements de 0.35m, 0.3m, 0.1m, 0.3m, 0.15 m respectivement et LUCERNE a donné un effort tranchant de 750 KN avec un déplacement de 0.06 m. Les séismes NEWHALL, LEXINIGT, YERMO ont résulté en des ductilités de l'ordre 3.5, 3.0, 3.0 et pour les autres séismes la ductilité est très faible.

D'après ces résultats on peut dire que le contenu fréquentiel influe sur la valeur maximale de l'effort tranchant, la forme de la courbe hystérique et le déplacement maximal.

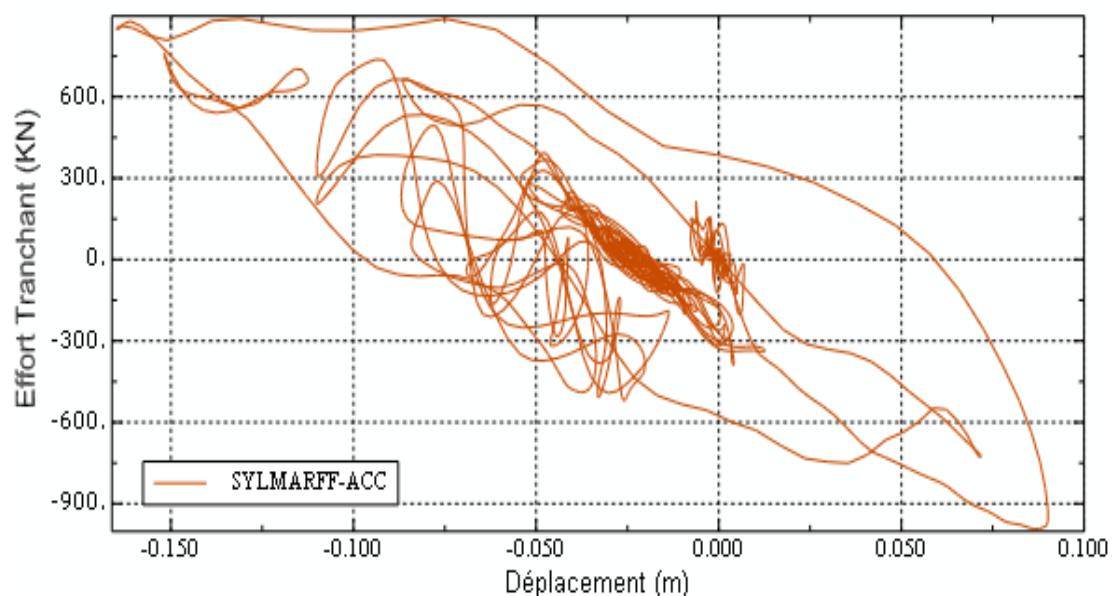


Figure 6.31 Effort tranchant à la base en fonction des déplacements horizontaux du dernier niveau pour le séisme de SYLMARFF.

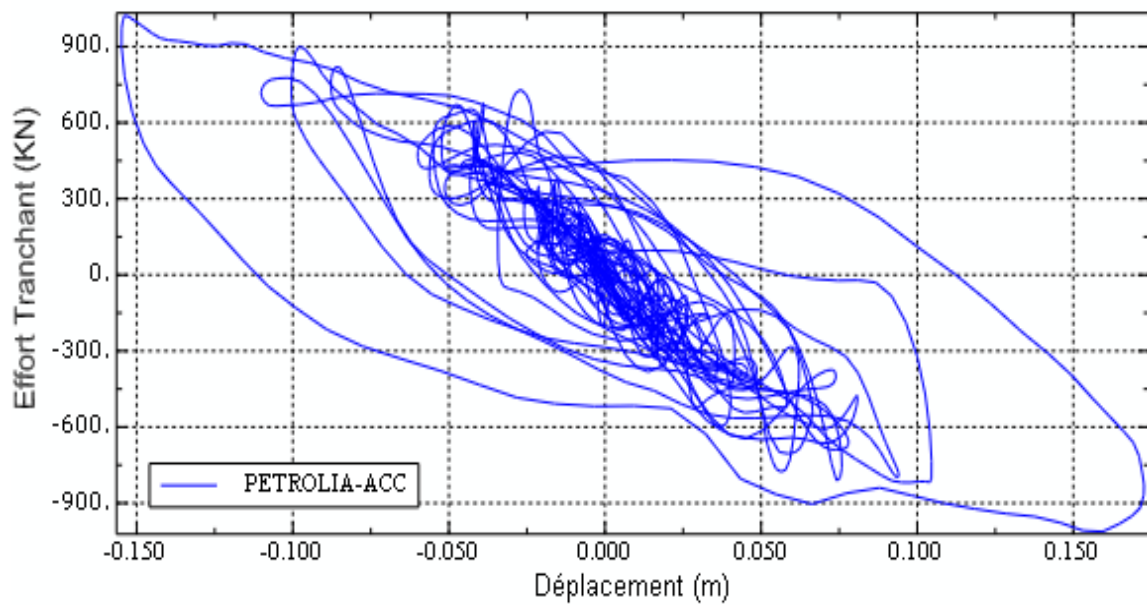


Figure 6.32 Effort tranchant à la base en fonction déplacements horizontal du dernier niveau pour l'accélérogramme de PETROLIA.

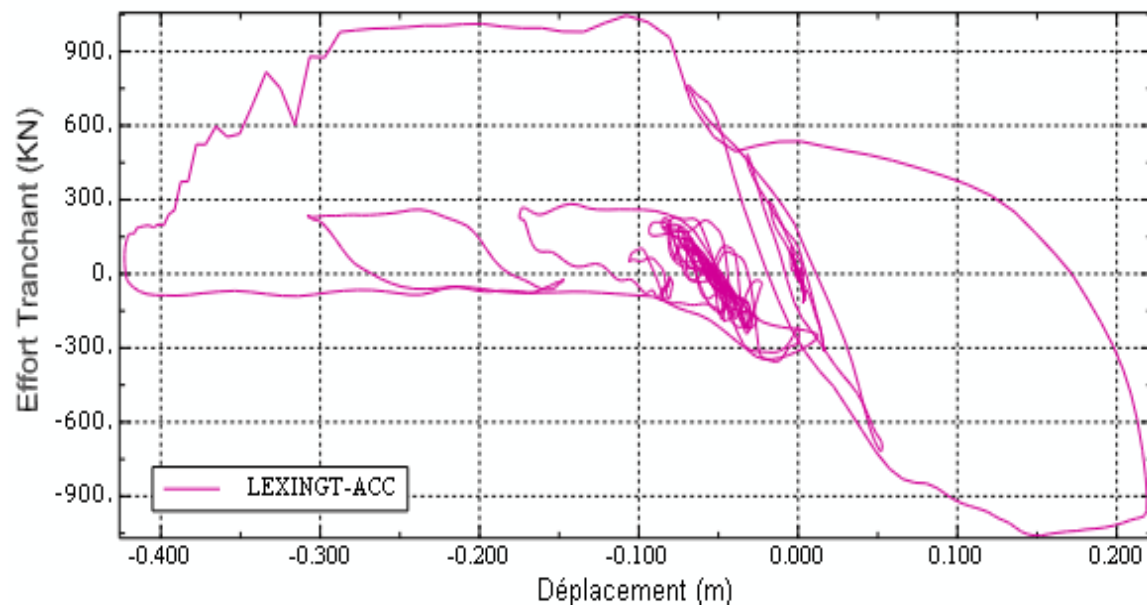


Figure 6.33 Effort tranchant à la base en fonction déplacements horizontal du dernier niveau pour l'accélérogramme de LEXINGT.

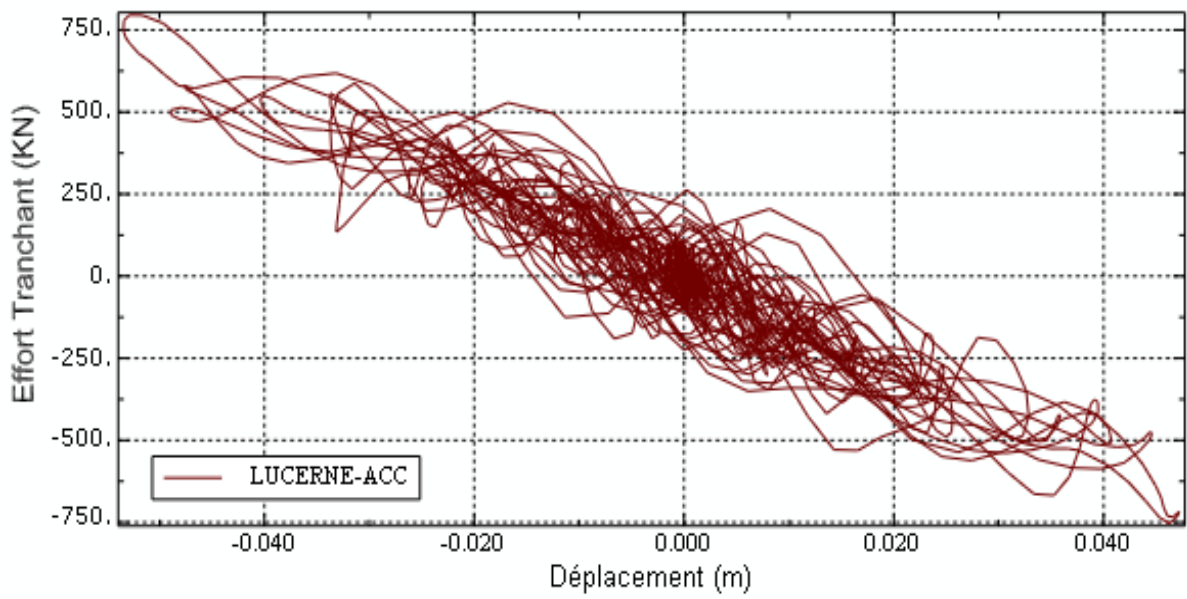


Figure 6.34 Effort tranchant à la base en fonction déplacements horizontal du dernier niveau pour l'accélérogramme de LUCERNE.

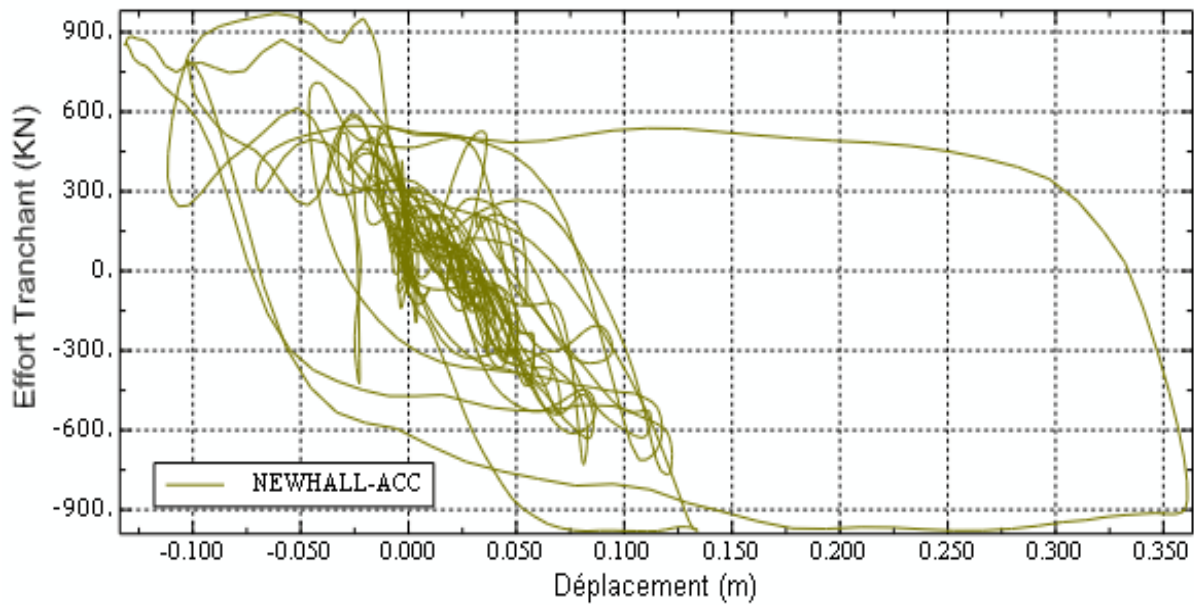


Figure 6.35 Effort tranchant à la base en fonction déplacements horizontal du dernier niveau pour l'accélérogramme de NEWHALL.

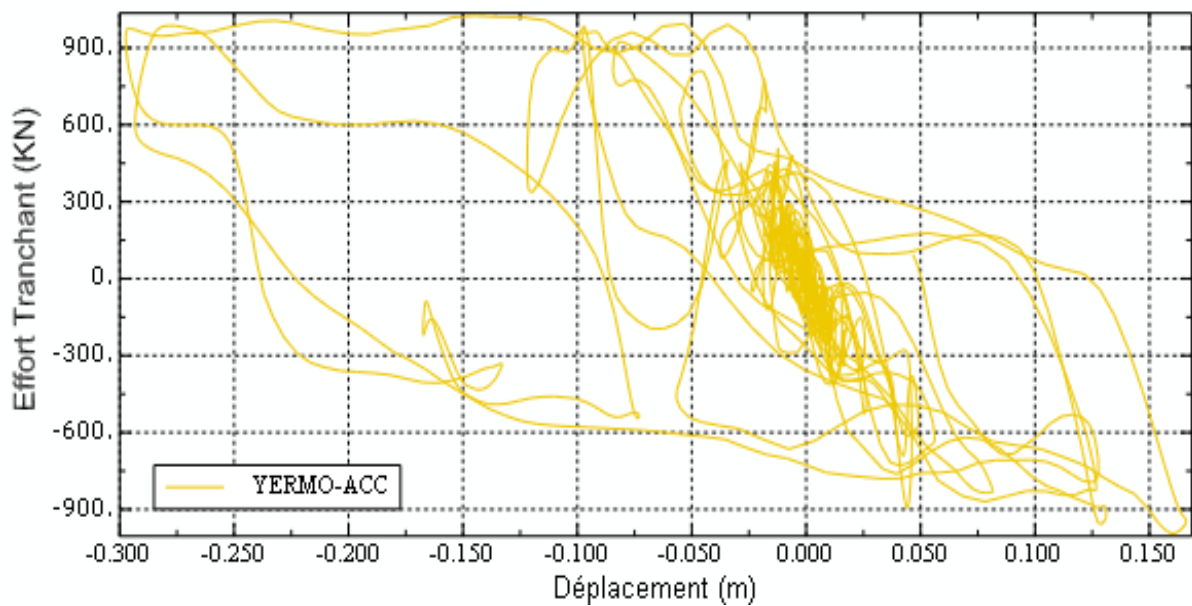


Figure 6.36 Effort tranchant à la base en fonction déplacements horizontaux du dernier niveau pour l'accélérogramme de YERMO.

6.4 Influence du séisme vertical

Cette partie présente une étude concernant l'effet des mouvements verticaux du sol sur les portiques en béton armé. La composante verticale d'un séisme est associée à l'arrivée d'ondes P se propageant verticalement tandis que la composante horizontale est plutôt associée aux ondes S. La longueur des ondes P est plus courte que celle des ondes S, ce qui signifie que la composante verticale du mouvement du sol a une fréquence plus élevée que la composante horizontale. Les figures 6.37 et 6.38 montrent les composantes horizontales et verticales des séismes de NEWHALL et d'ARRAY06. Les figures 6.39 et 6.40 montrent les spectres d'amplitude de Fourier, les spectres de réponse et l'intensité Arias, qui représente le contenu énergétique des mouvements du sol. Ces figures confirment qu'un contenu fréquentiel élevé est habituellement observé dans les composantes verticales des mouvements du sol, par rapport à un mouvement horizontal.

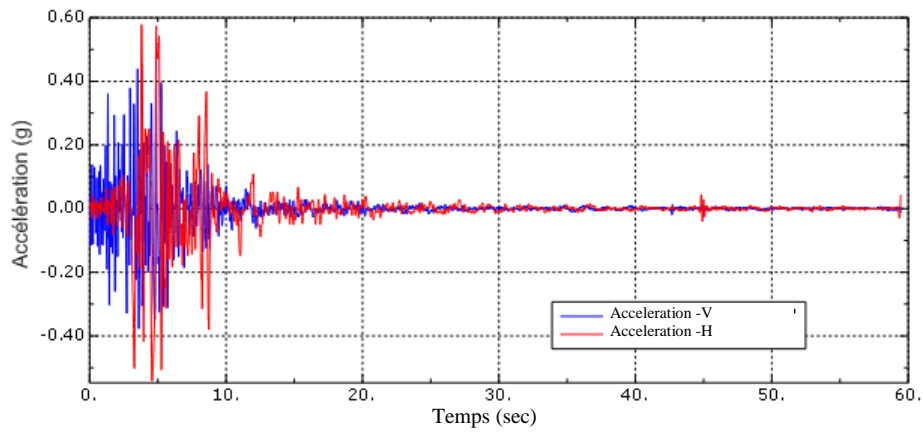


Figure 6.37 Accélération verticale et horizontale de l'accélérographe de NEWHALL.

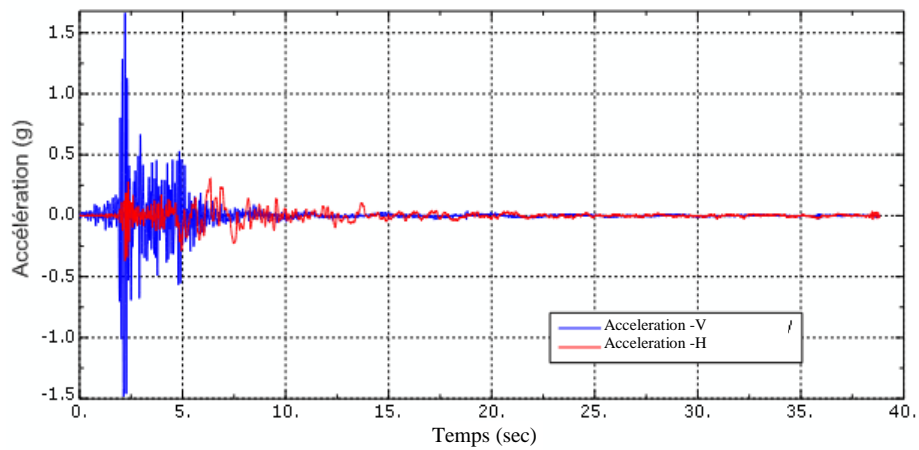


Figure 6.38 Accélération verticale et horizontale de l'accélérographe d'ARRAY06.

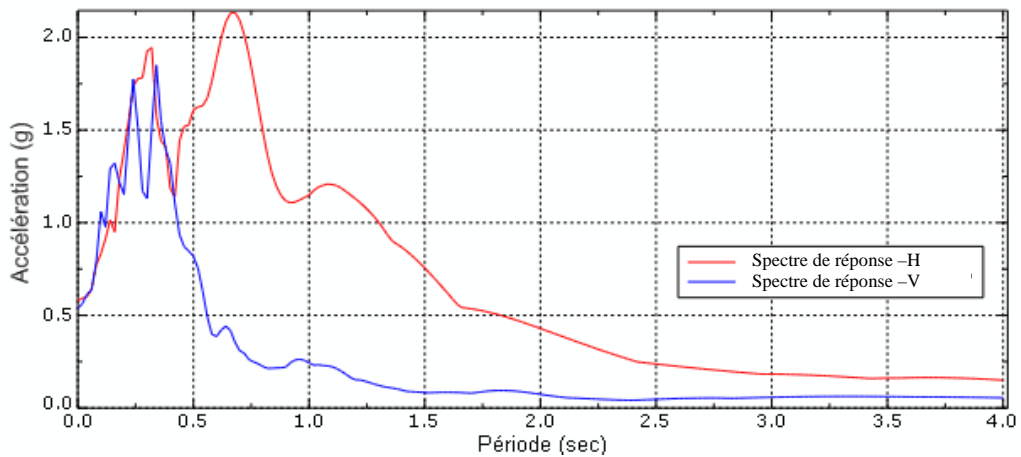


Figure 6.39 Spectre de réponse verticale et horizontale de l'accélérographe de NEWHALL.

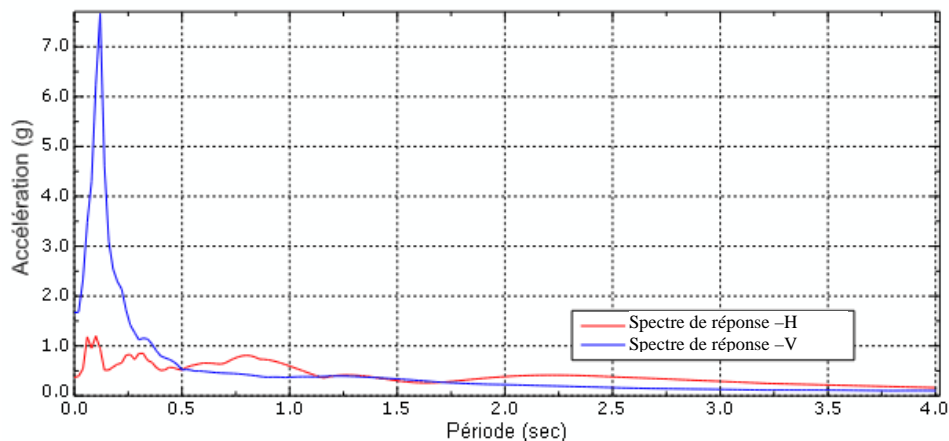


Figure 6.40 Spectre de réponse verticale et horizontale de l'accélérogramme d'ARRAY06.

Pour essayer de quantifier l'effet éventuel d'un séisme vertical, on va étudier deux structures, l'une R+1 et l'autre R+4, ayant des caractéristiques dynamiques différentes, sous l'action de deux séismes (ARRAY06-NEWHALL) dans les deux directions horizontales et verticales.

Déplacement latéral

Les figures 6.41, 6.42 présentent les déplacements latéraux sous l'action de l'accélération horizontale seule et sous l'action combinée d'accélération horizontale et verticale pour la structure en R+4. Pour le séisme de NEWHALL, l'inclusion de la composante verticale du sol résulte en une augmentation de plus de 200 % du déplacement latéral par rapport au cas de la composante horizontale seule, alors que pour le séisme ARRAY06 aucun changement ne s'est produit.

L'effet de l'inclusion de l'accélération verticale sur les déplacements horizontaux pour la structures en R+1 est négligeable, voir figures 6.43 et 6.44, ceci suggère une influence importante aussi bien des caractéristiques dynamiques des structures que du contenu fréquentiel des séismes.

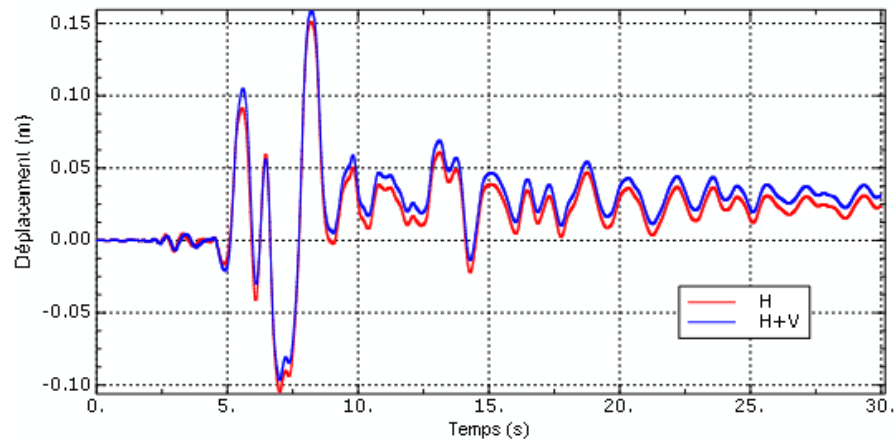


Figure 6.41 Déplacements horizontal de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+4.

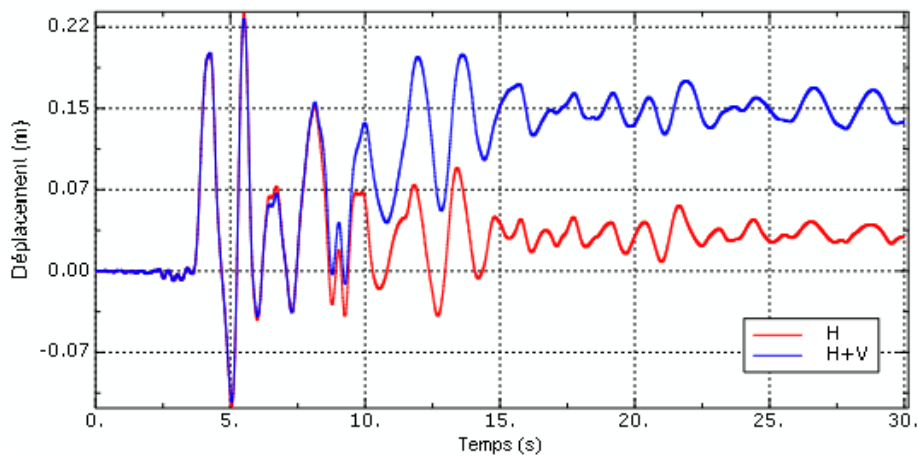


Figure 6.42 Déplacements horizontal de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+4.

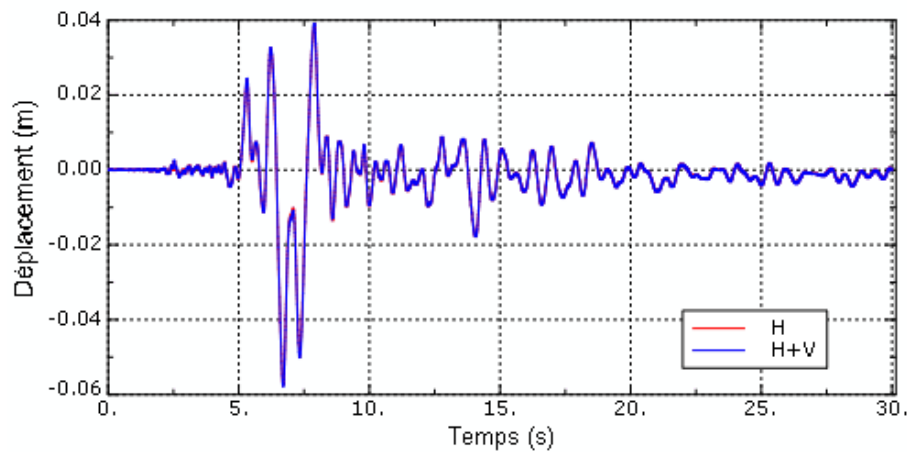


Figure 6.43 Déplacements horizontal de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+1.

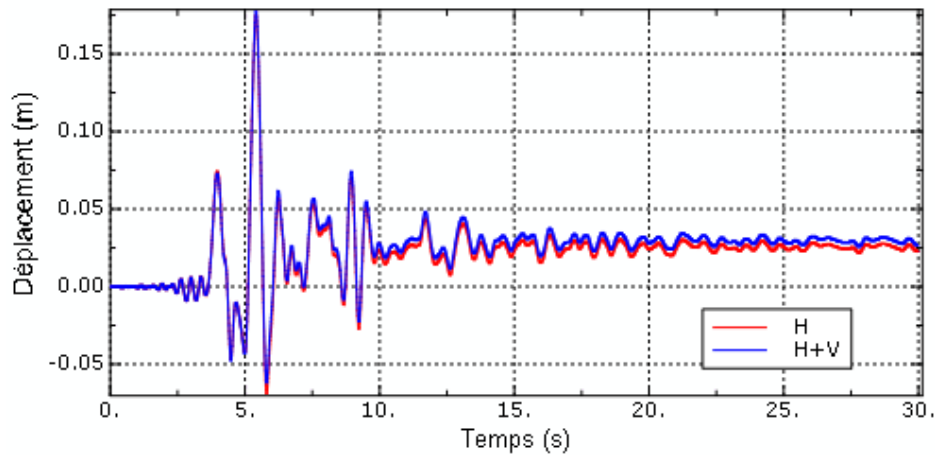


Figure 6.44 Déplacements horizontal de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+1.

Effort tranchant :

D'après les résultats montrés sur les figures 6.45, 6.46, 6.47, 6.48, l'effort tranchant n'est pas influencé par l'inclusion de l'accélération verticale aussi bien pour la structure en R+4 que la structure en R+1.

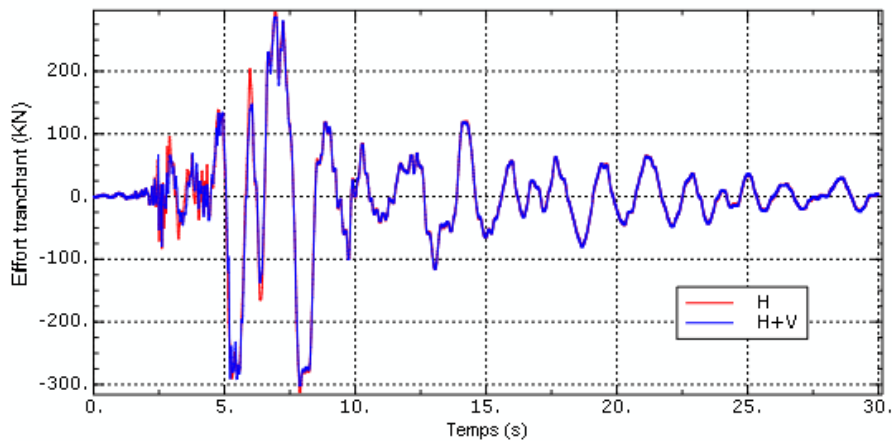


Figure 6.45 Effort tranchant à la base de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+4.

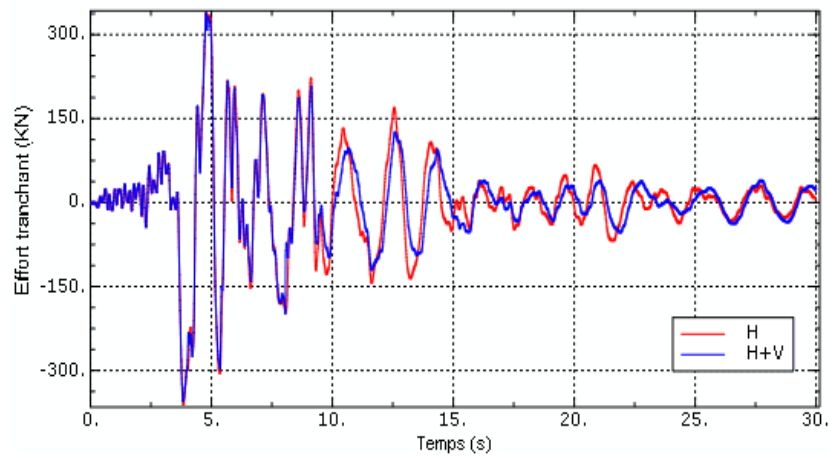


Figure 6.46 Effort tranchant à la base de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+4.

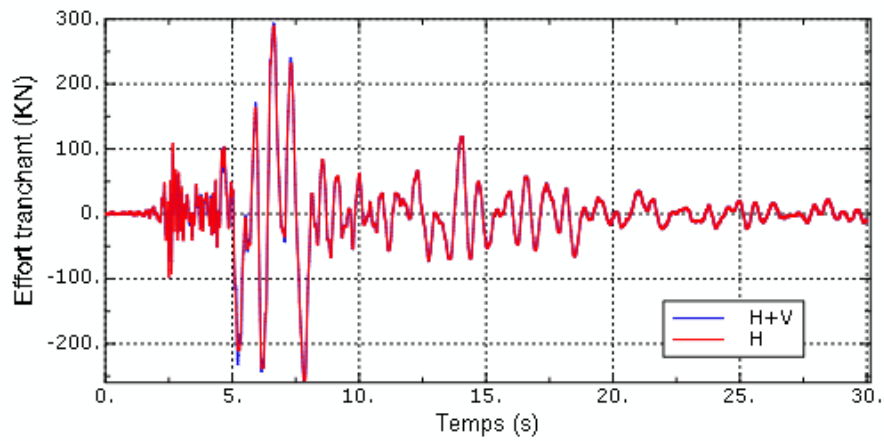


Figure 6.47 Effort tranchant à la base de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+1.

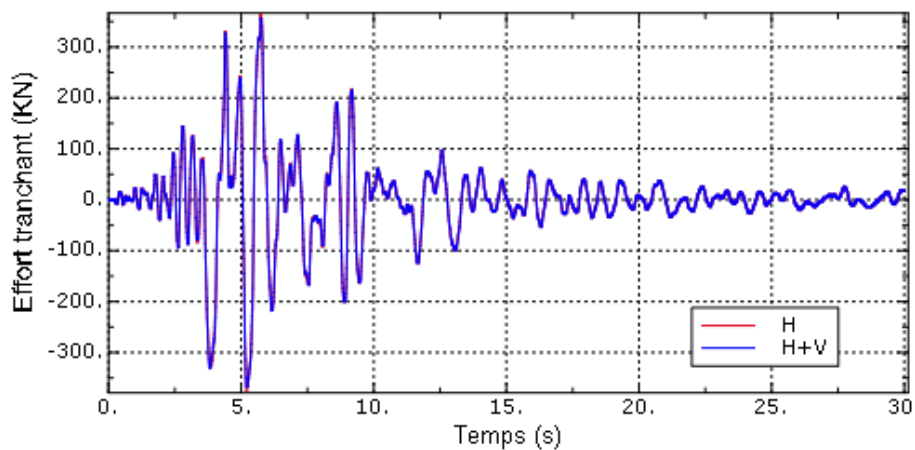


Figure 6.48 Effort tranchant à la base de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+1.

Moment fléchissant

L'influence de l'accélération verticale sur les moments est apparente pour le séisme de NEWHALL alors qu'elle est négligeable pour le séisme d'ARRAY06 pour la structure en R+4. Pour la structure en R+1 l'effet des accélérations verticales est négligeable pour les deux structures, voir figures 6.49, 6.50, 6.51, 6.52.

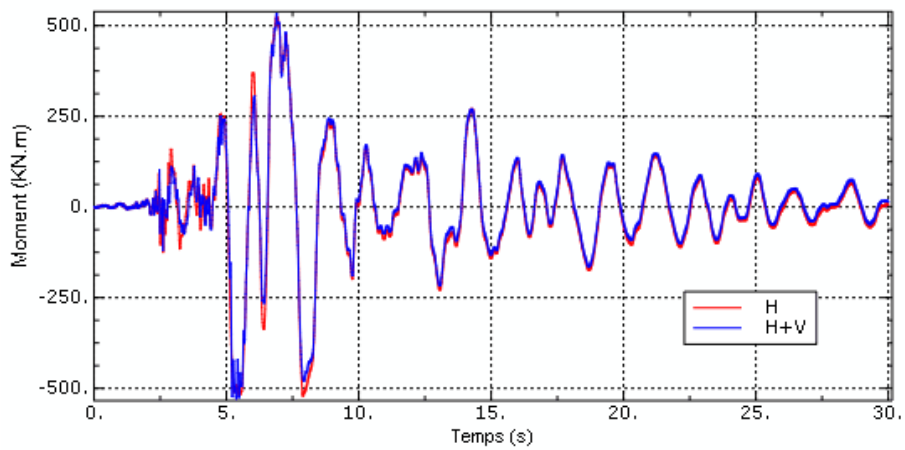


Figure 6.49 Moment à la base de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+4.

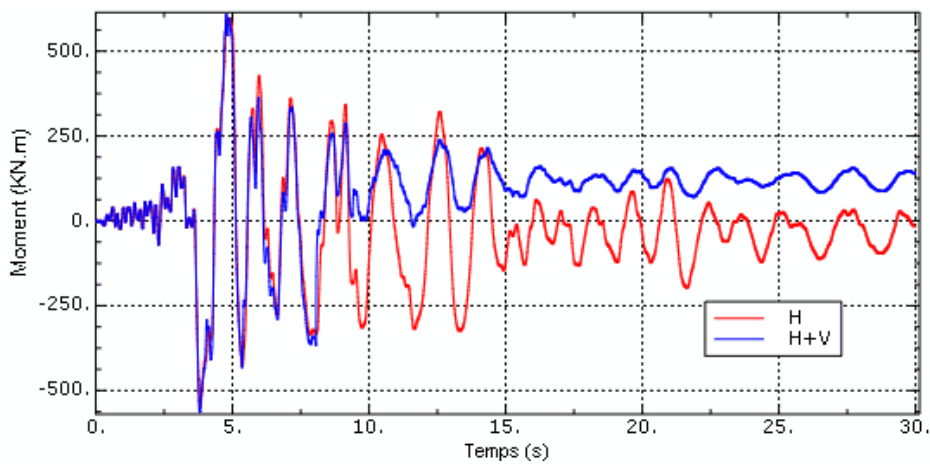


Figure 6.50 Moment à la base de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+4.

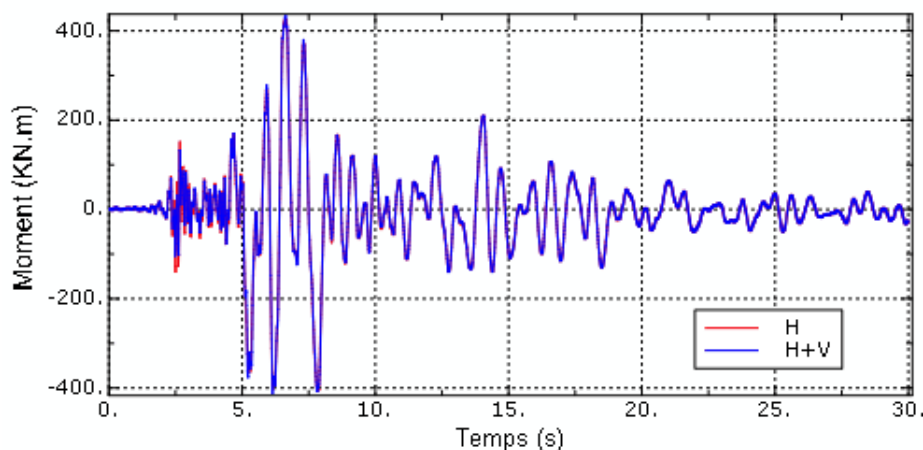


Figure 6.51 Moment à la base de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+1.

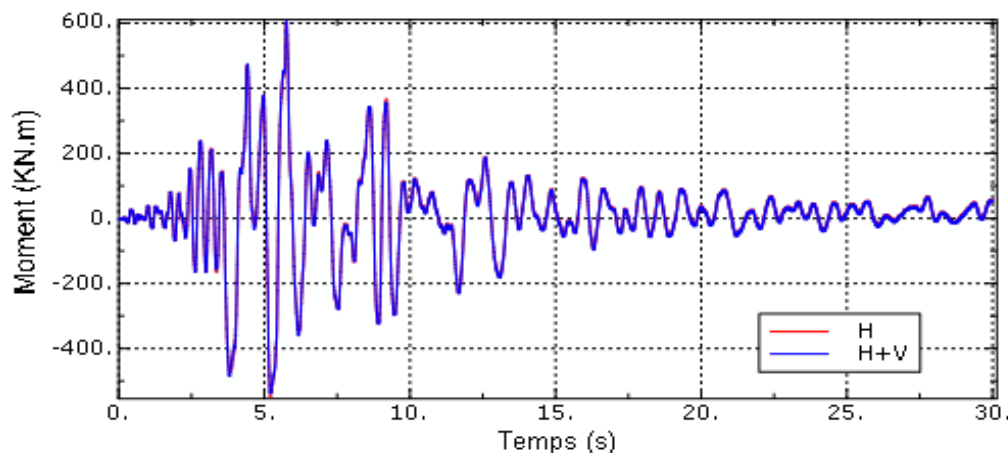


Figure 6.52 Moment à la base de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+1.

Forces axiales

Les figures 6.53, 6.54, 6.57 et 6.58 présentent l'effet du séisme vertical sur la force axiale dans un poteau central pour les structures R+4 et R+1. L'analyse avec l'accélération horizontale seule ne donne aucun effort de traction pour les deux séismes. Pour le séisme d'ARRAY06, l'inclusion des accélérations verticales résulte en une augmentation de l'effort de compression de 3000 KN pour la structure R+4 et de 1200 KN pour la structure R+1, et un accroissement de l'effort de traction de 375 KN pour la structure R+4, et de 200KN pour la structure R+1. L'analyse sous le séisme de NEWHALL résulte en une augmentation de 1000KN pour l'effort de compression et de 400KN pour l'effort de traction dans la structure R+4, mais n'a aucune influence sur les résultats du poteau central de la structure R+1.

Pour le poteau de rive, figures 6.55, 6.56 et 6.59, et 6.60, sous le séisme de l'ARRAY06, l'inclusion des accélérations verticales résulte en une augmentation de l'effort de compression de 1600 KN et 300 KN pour les structures R+4 et R+1 respectivement, et une augmentation de 300 KN et 100 KN pour l'effort de traction dans les structures en R+4 et R+1 respectivement. L'analyse avec le séisme de NEWHALL en considérant les accélérations verticales ne donne aucune valeur de traction et résulte en un petit changement dans l'effort de compression pour la structure en R+4. Ces résultats montrent clairement que l'effet le plus prononcé des accélérations verticales se situe au niveau de la valeur des forces axiales surtout pour les poteaux centraux.

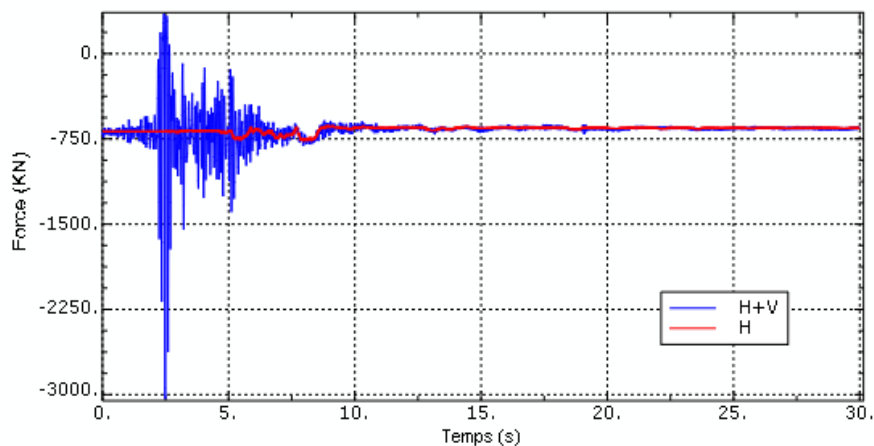


Figure 6.53 Force Axial à la base du poteau Milieu de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+4.

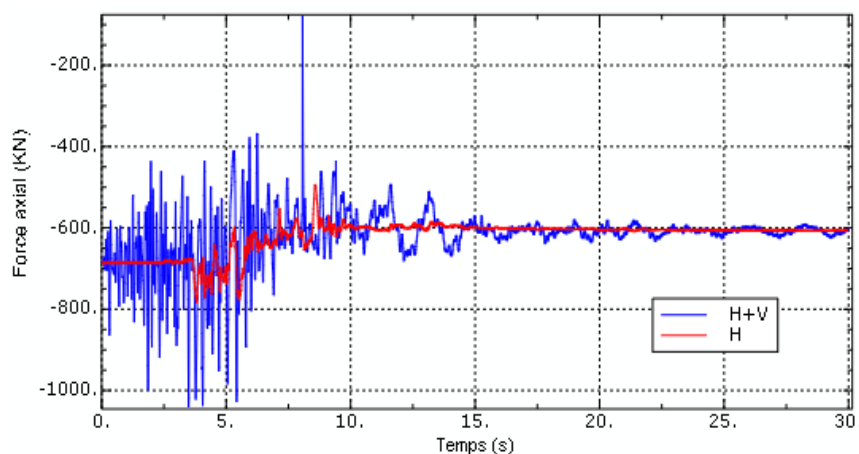


Figure 6.54 Force Axial à la base du poteau Milieu de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+4.

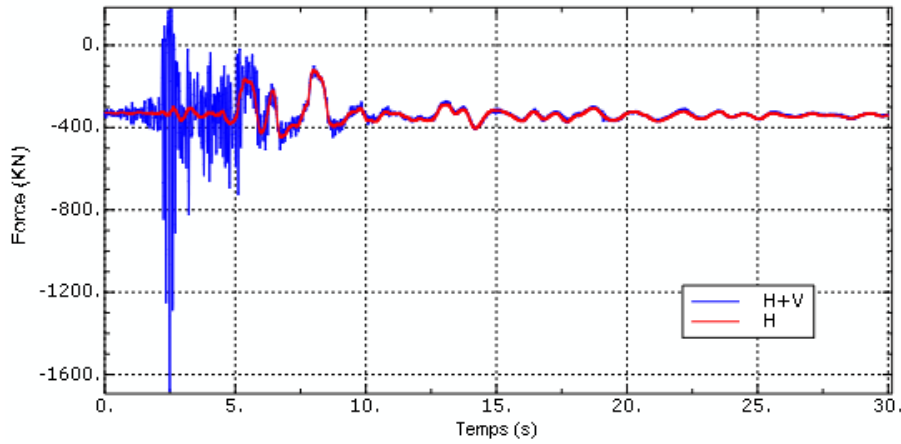


Figure 6.55 Force Axial à la base du poteau Rive de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+4.

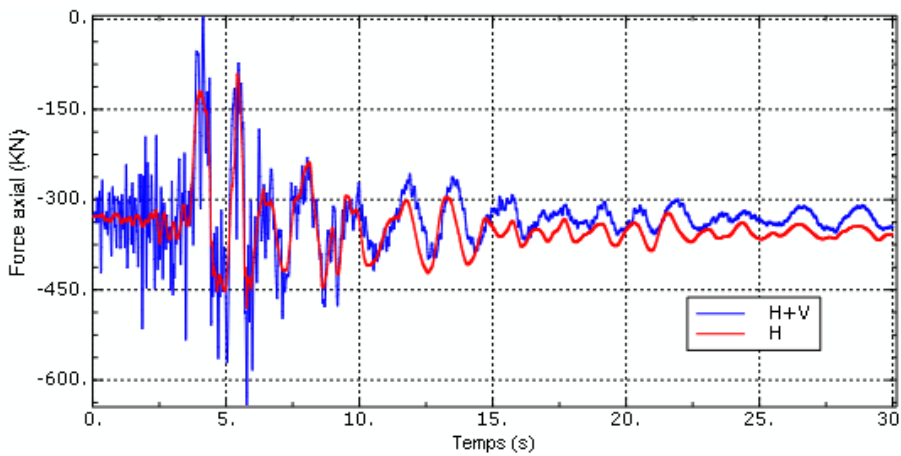


Figure 6.56 Force Axial à la base du poteau Rive de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+4.

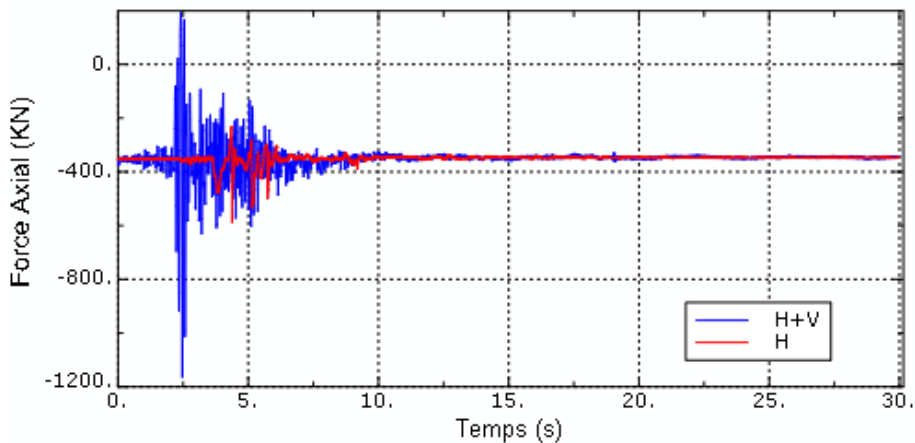


Figure 6.57 Force Axial à la base du poteau Milieu du séisme ARRAY06 pour R+1.

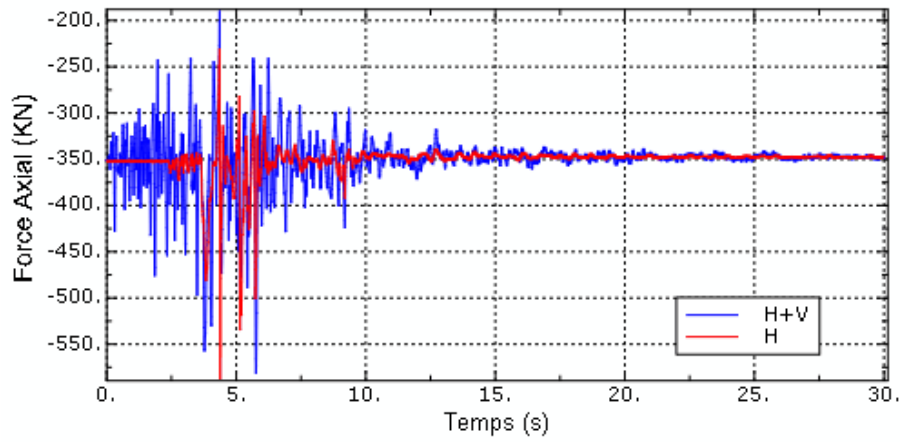


Figure 6.58 Force Axial à la base du poteau Milieu de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+1

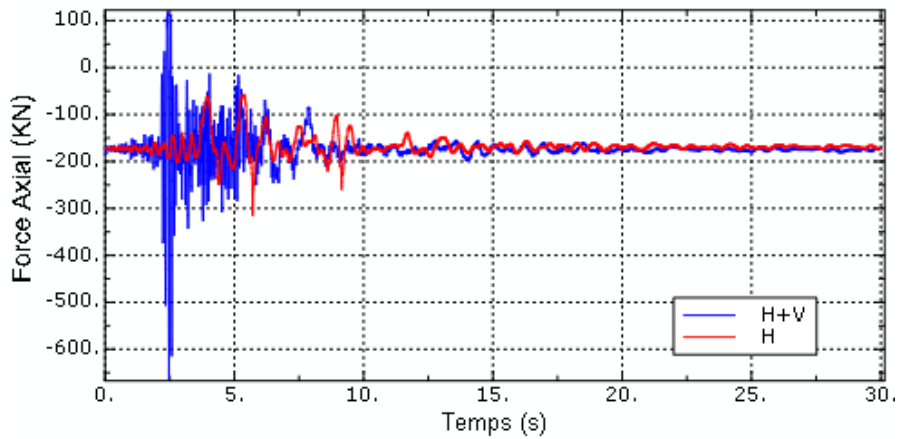


Figure 6.59 Force Axial à la base du poteau Rive de l'accélérogramme de l'ARRAY06 pour R+1.

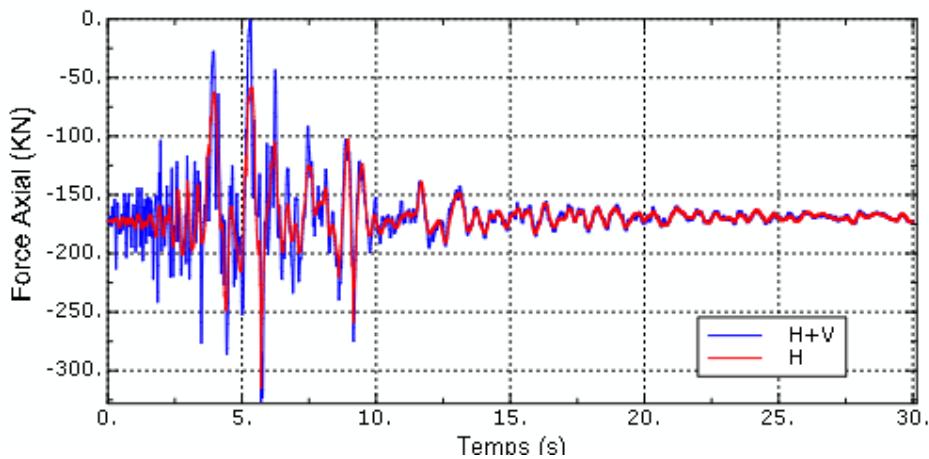


Figure 6.60 Force Axial à la base du poteau rive de l'accélérogramme de NEWHALL pour R+1.

6.5 Influence de l'interaction sol structure.

Cette partie consiste en l'analyse d'une structure avec prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure pour différents types de sols (capacité portante faible – capacité portante moyenne et capacité portante forte), et des accélérations verticales. L'objectif est d'évaluer l'influence des non linéarités du sol sur la réponse de la structure. Pour cela, nous avons considéré cinq modélisations de l'appui du sol, a) base rigide, b) interaction non linéaire sol – structure avec vide (GAP) c) interaction non linéaire au moyen du modèle de WEN, d) modèle multi linéaire plastique, et e) WEN plus GAP. Ces modèles seront testés afin de déterminer le modèle le plus fiable.

6.5.1 Description de la structure

La structure a été modélisée avec le logiciel SAP2000 v15, parce qu'il offre des possibilités intéressantes de modéliser les éléments de la structure (poteau et poutre) par des éléments multifibres qui tiennent compte des non linéarités matérielle (loi de comportement de Mander et Takeda) et géométrique (effet P-delta) et aussi l'interaction sol structure.

La structure est R+3 avec 4 travées de 4 m de longueur, et son hauteur est 3m, cette structure est calculée par le règlement parasismique RPA, les dimensions des poteaux sont 35cm x35cm avec un ferrailage de 8T14, la section pour les poutres 30cm x35cm et son ferrailage est 6T16.

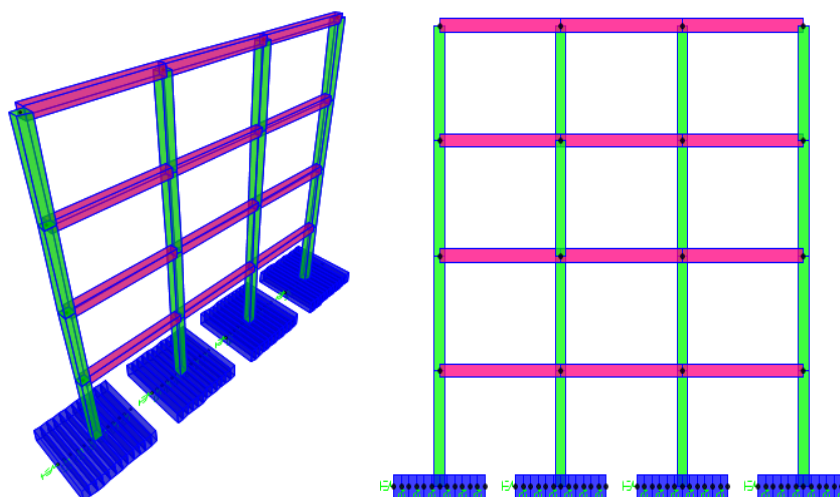


Figure 6.61 Vue en 2D une structure R+4 avec modélisation l'interaction sol structure

6.5.2 Caractéristiques des matériaux

Nous avons défini trois matériaux : les armatures, le béton confiné et le béton non confiné. Les armatures sont en acier à haute adhérence de classe B (EC2) avec une loi de comportement d'après le modèle du Park.

Module d'élasticité : $E_s = 200000\text{MPa}$

Résistance de calcul : $f_{yd} = f_y / f_s = 500\text{MPa}$

$f_s = 1.0$, coefficient réducteur de la capacité résistante de l'acier en situation sismique ;

$f_y = 600\text{ Mpa}$, résistance caractéristique à la traction.

Allongement pour la limite élastique : $f_{yd} / E_s = 0.25\%$

Allongement ultime : $f_u = 4.5\%$

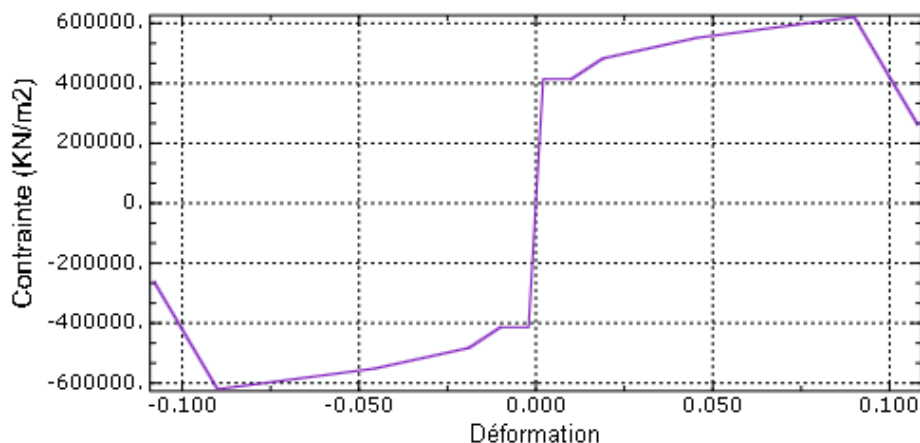


Figure 6.62 Loi de comportement de l'acier d'après Park.

Dans les éléments en béton armé, la présence d'armatures transversales, tels que les cadres ou les étriers, a une incidence sur la « sur – résistance » de béton confiné à l'intérieur. Cette « sur – résistance » est introduite dans la définition du matériau au moyen d'un coefficient de confinement, que l'on prend égal à 1.0 pour le béton non-confiné et égal à 1.1 pour le béton confiné (EC8-1).

- Module d'élasticité : $E_c = 32000\text{MPa}$
- Résistance de calcul à la compression : $f_{cd} = f_{c28}/\gamma_b = 26\text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.15$, coefficient réducteur de la capacité résistante du béton en situation accidentelle

- $f_{c28} = 30$ MPa, résistance caractéristique à la compression ;
- Résistance à la traction : $f_t = 3.21$ MPa
- Déformation à la limite élastique : $\epsilon_{cel} = 0.225\%$,
- Déformation ultime : $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

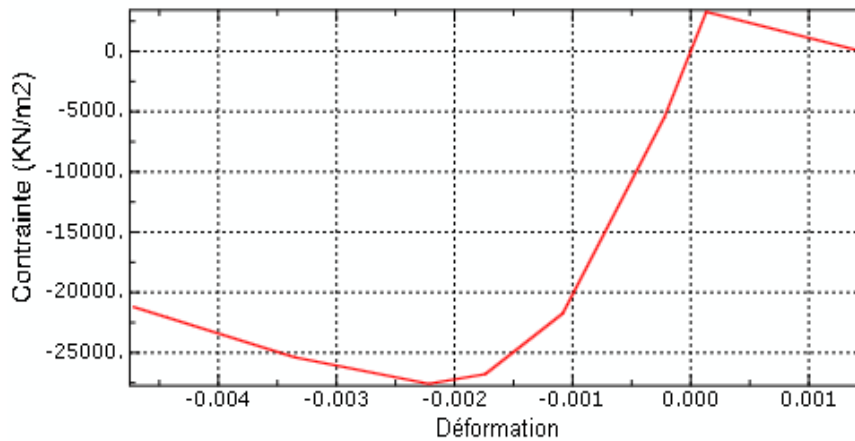


Figure 6.63 Loi de comportement du béton non confiné de Mander.

6.5.3 Fondation et condition du sol

Les dimensions des fondations utilisées dans cette étude sont présentées dans le tableau 6.5.

On a adopté un élément barre pour la modélisation les fondations ayant des caractéristiques matérielles identiques à celles utilisées pour les éléments de la superstructure.

Tableau 6.5

	Dimensions Des fondations	Module de cisaillement G_0 vitesse V_s	Cohésion c et angle de frottement ϕ Poids volumique γ	Rigidité et amortissement [Gazetas, 1991] MN/m	Contrainte ultime de compression $q_{max}(KN/m^2)$	Contrainte ultime latérale q_{lat} (KN)
Sol-1	Rocheux					

Sol-2	1.2m X1.2m	V _s =600 G ₀ =11.53	C=4 φ=25 γ=16	K _{end} =22.49 K _{min} =2.40 K _h =106.94	Q _{max} =600	Q _{lat} =75.72
Sol-3	2m X 2m	V _s =250 G ₀ =3.84	C=6 φ=10 γ=16	K _{end} =12.48 K _{min} =1.334 K _h =45.22	Q _{max} =250	Q _{lat} =97.02
Sol-4	3m X 3m	V _s =160 G ₀ =1.53	C=1.5 φ=5 γ=16	K _{end} =7.455 K _{min} =0.7965 K _h =20.71	Q _{max} =80	Q _{lat} =189.3

6.5.4 Influence du type de ressort :

Pour mieux appréhender l’effet de l’interaction sol structure sur la réponse sismique, plusieurs chercheurs ont proposé des éléments pour représenter l’interaction sol structure. Le code de calculs SAP2000 possède une bibliothèque d’éléments pour représenter l’interaction sol structure. Ces élément sont : un ressort élastique combiné avec un élément Gap, l’élément de Wen, l’élément de Wen combiné avec l’élément Gap et enfin un ressort multilinéaire plastique.

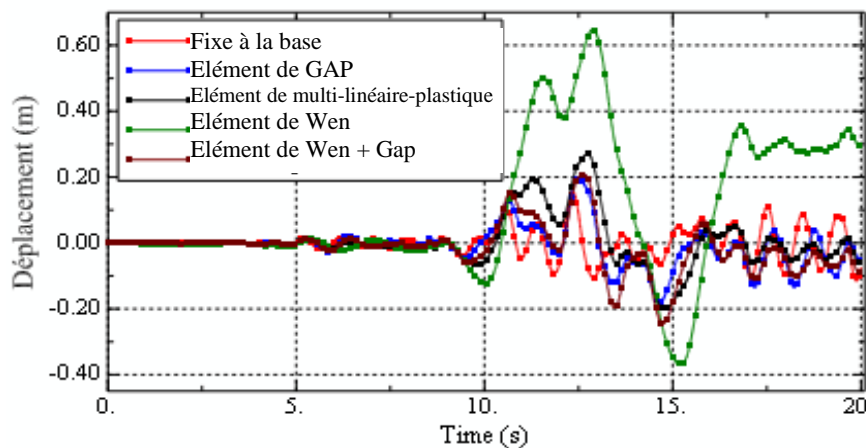


Figure 6.64 Déplacements horizontal du dernier niveau dans le site 4 pour l’accélérographe d’EL CENTRO (ARRAY06).

La figure 6.64 montre le déplacement horizontal du portique sous le séisme d’EL CENTRO (ARRAY06). Le modèle de WEN donne un déplacement maximal égal à 0.6 m qui est supérieur de 60 % par rapport à celui des autres modèles. La combinaison des éléments GAP et

de WEN réduit ce déplacement à 0.2 m, ceci s'explique par la réduction des efforts de traction au niveau des fondations. Les déplacements latéraux du modèle multilinéaire-plastique et du modèle Wen+Gap sont presque identiques. Dans le cas où la fondation est encastree, le déplacement horizontal est plus petit par rapport aux autres cas.

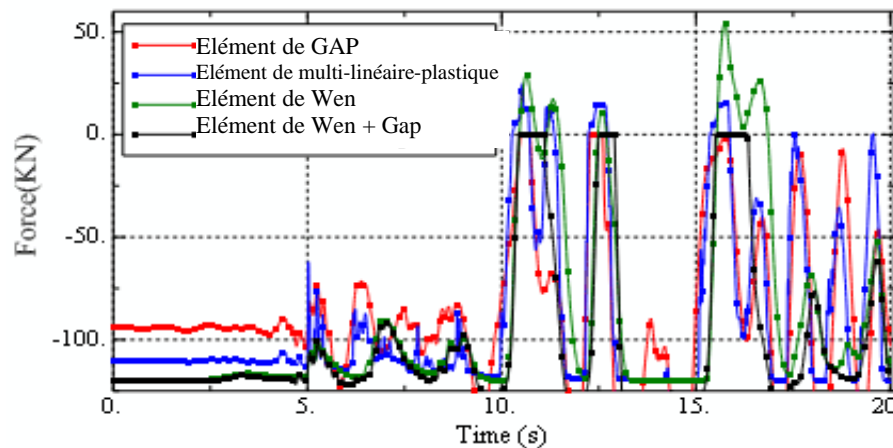


Figure 6.65 force verticale dans les ressorts pour l'accélérogrammes d'EL CENTRO (ARRAY06).

La force (réaction) dans chaque ressort de la fondation sous le séisme d'EL CENTRO, ARRAY06 est indiquée sur la figure 6.65. L'analyse avec le modèle de WEN donne un effort de traction de 50 KN qui est supérieur à la force de traction du sol (10% de la capacité verticale et qui est égale à 20 KN). Pour réduire cette force, on ajoute un élément GAP à l'élément de WEN, car l'élément GAP ne supporte pas des efforts de traction, ceci est clairement indiqué dans la figure 6.65. L'analyse avec le modèle de l'élément GAP résulte en une force de traction nulle et la force de compression est inférieure à la capacité verticale puisque l'élément sous compression est à l'état élastique. Le modèle multilinéaire -plastique donne de bons résultats, car il capture les efforts de traction et dans le cas où cette force de traction est dépassée, l'élément entre dans le domaine plastique et un comportement identique a lieu sous une compression.

6.5.5 Effet type de site

Pour étudier l'effet du site, on a entrepris une analyse temporelle pour chaque configuration d'appui du sol : base encastree, interaction non linéaire pour différents sites. Le sol

est modélisé par un élément de multi-linéaire-plastique. Les résultats de chaque calcul nous fournissent le détail de la réponse de l'ouvrage. Dans la figure ci-dessous est présenté l'accélérogramme du séisme d'EL CENTRO ARRAY06, ayant une PGA de 3.68 m/s².

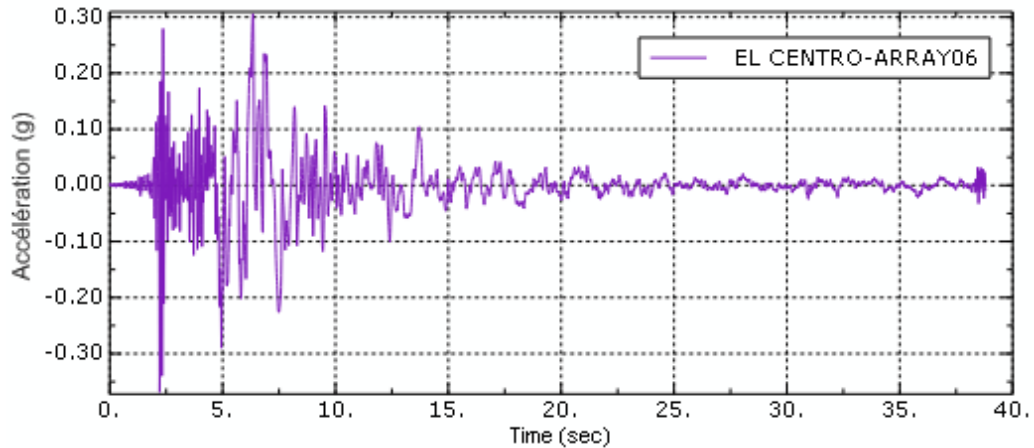


Figure 6.66 Accélération en fonction du temps pour l'accélérogramme de EL CENTRO, ARRAY06

La figure 6.67 présente les résultats des déplacements horizontaux pour les différents sites (encastre, site2, site3, site4). Le site 4 donne un déplacement maximal égal à 0.25 m qui est supérieur de 40 % par rapport au cas de la base encastree. L'influence des sites 2 et 3 n'est pas aussi importante que celle du site 4.

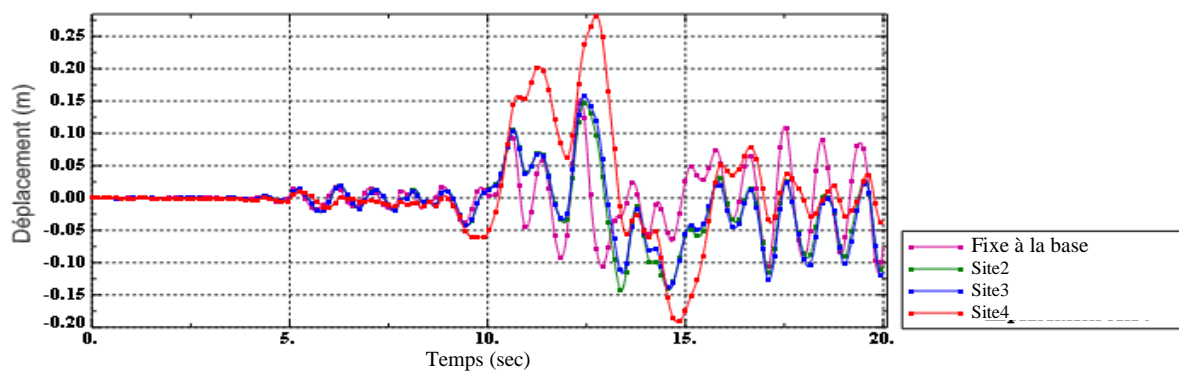


Figure6.67 Déplacement horizontal du dernier niveau.

En ce qui concerne l'effort tranchant, la structure encastree résulte en effort supérieur de 60% par rapport aux sites 2,3 et 4, voir figure 6.68.

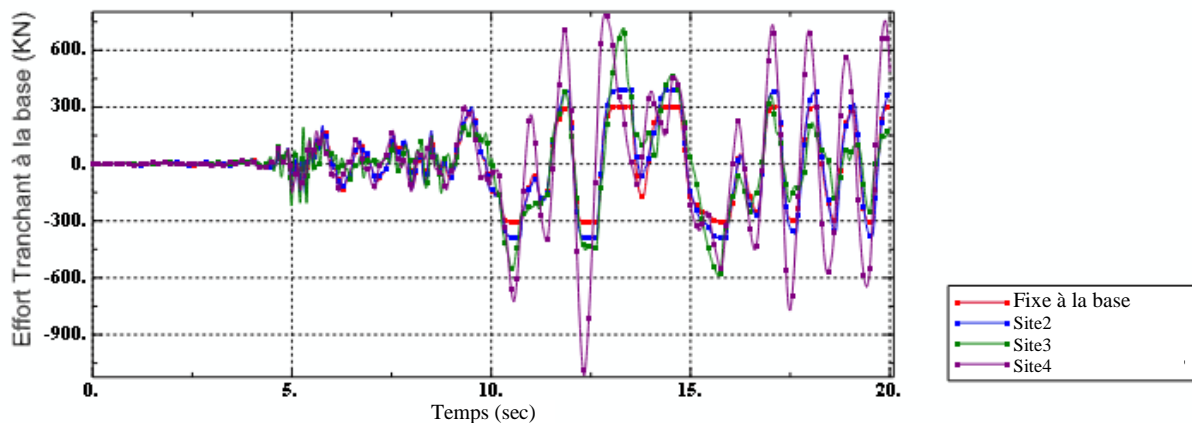


Figure6.68 Effort tranchant à la base en fonction temps.

6.5.6 Effet du séisme vertical sur différents sites

6.5.6.1 Forces axiales

Les figures 6.69, 6.70, 6.71, 6.72, 6.73, 6.74, 6.75, et 6.76 présentent les résultats des forces axiales obtenues pour un poteau central et poteau de rive sous l'action d'accélération horizontales seules et sous une combinaison d'accélération horizontales et verticales pour différents sites. Pour le poteau central, l'effort normal de compression augmente de 400 KN pour le site2 et de 200 KN pour le site3, et diminue de 450 KN pour le site 4 lorsque les accélérations verticales sont incluses. Pour le poteau de rive, l'effet du site est négligeable.

L'augmentation des efforts de compression en peut empêcher par le béton, puisque la résistance du béton à la compression est très élevée et cette augmentation réduit la section d'acier demande dans les poteaux para pour a la section existant, puisque la relation de calcul d'une section d'acier dans le cas d'une flexion composé est $A_{FC} = A_{FS} - \frac{N}{\sigma_s}$, mais dans le cas du site 4, la diminution de l'effort de compression en peut augmenter la section d'acier demande dans les poteaux.

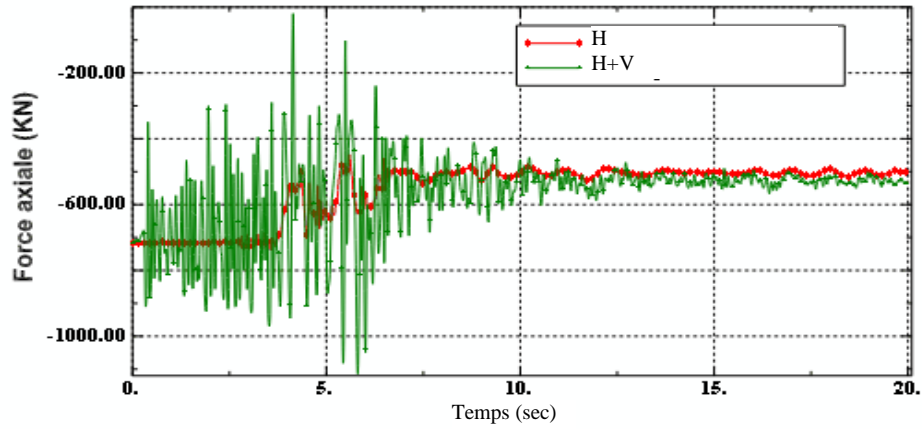


Figure 6.69 Force axiale à la base du poteau central dans le site 2.

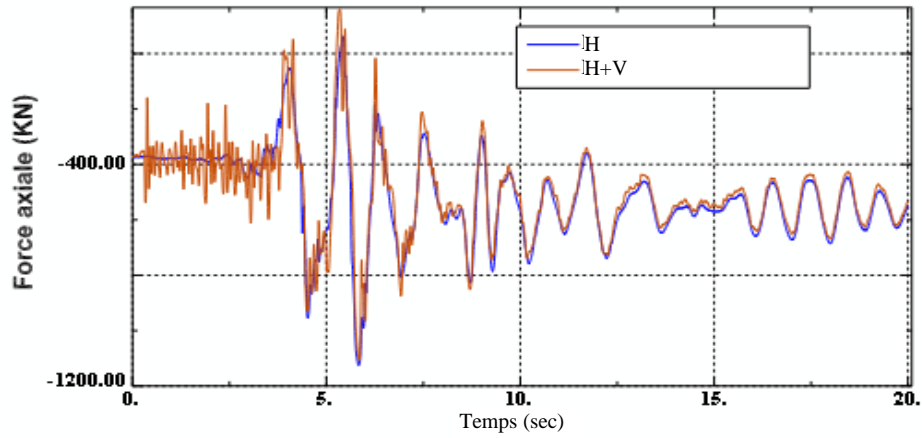


Figure 6.70 Force axiale à la base du poteau rive dans le site 2.

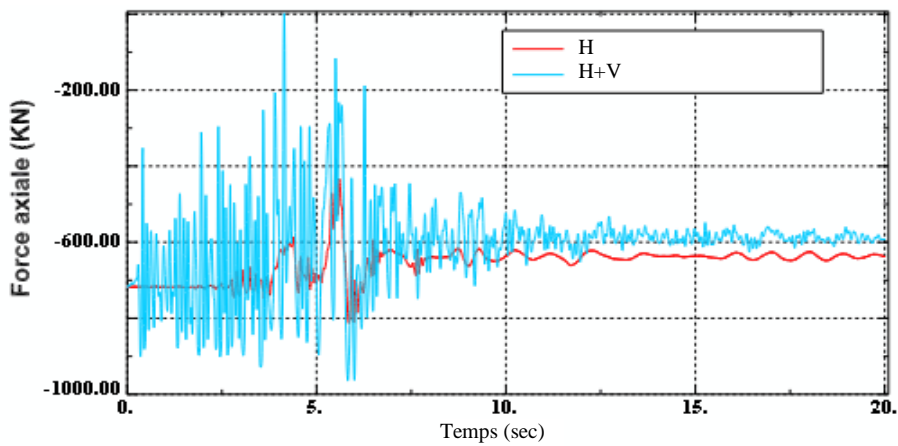


Figure 6.71 Force axiale à la base du poteau central dans le site 3.

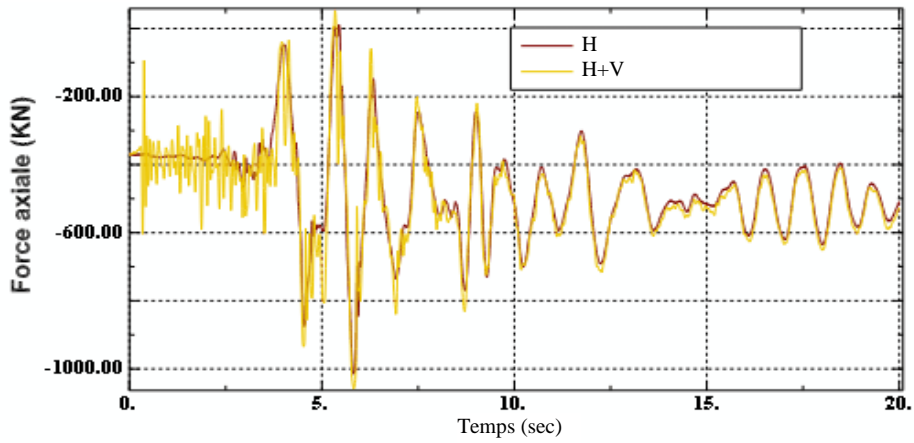


Figure 6.72 Force axiale à la base du poteau rive dans le site 3.

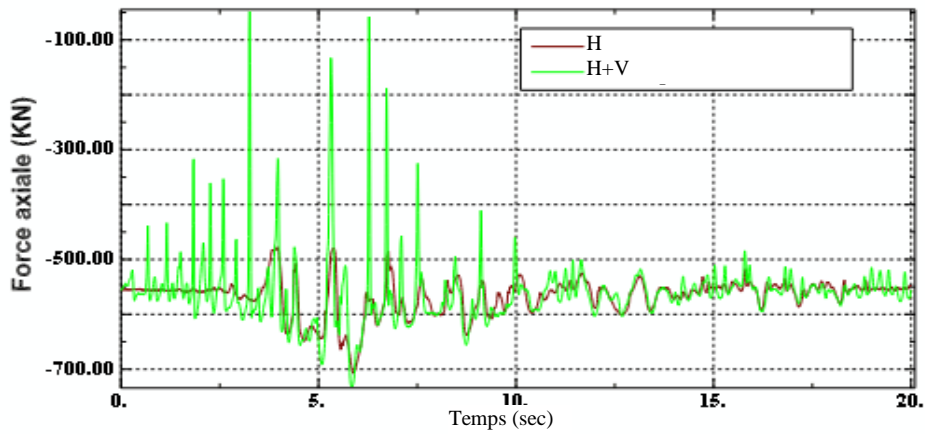


Figure 6.73 Force axiale à la base du poteau central dans le site 4.

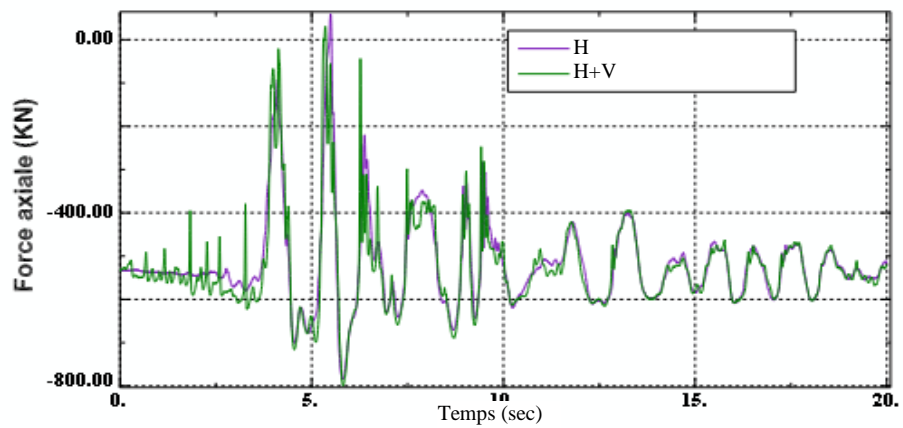


Figure 6.74 Force axiale à la base du poteau rive dans le site 4.

6.5.6.2 Déplacement latéral

Les résultats obtenus à partir les figures 6.77, 6.78, 6.79, 6.80, indiquent que l'effet des accélérations verticales avec en considération l'ISS est plus prononcé pour le site 4 avec une diminution du déplacement latéral allant jusqu' à 21%. Par contre les sites (site2, site3) l'influence est négligeable.

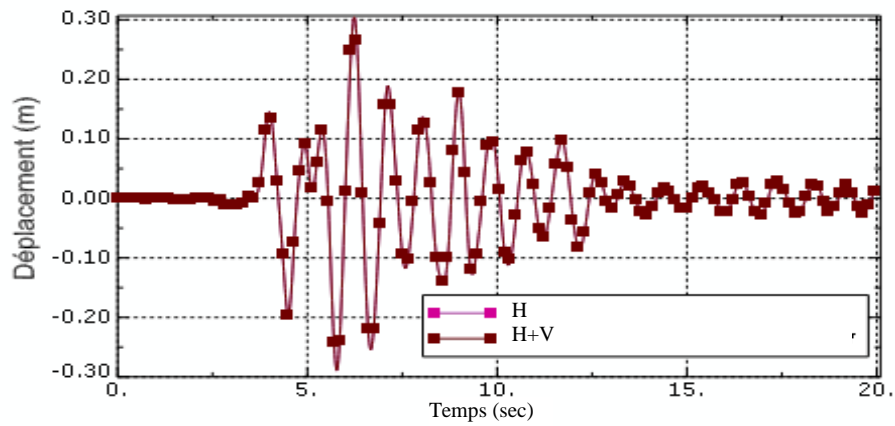


Figure 6.77 Déplacement horizontal avec encastrement à la base.

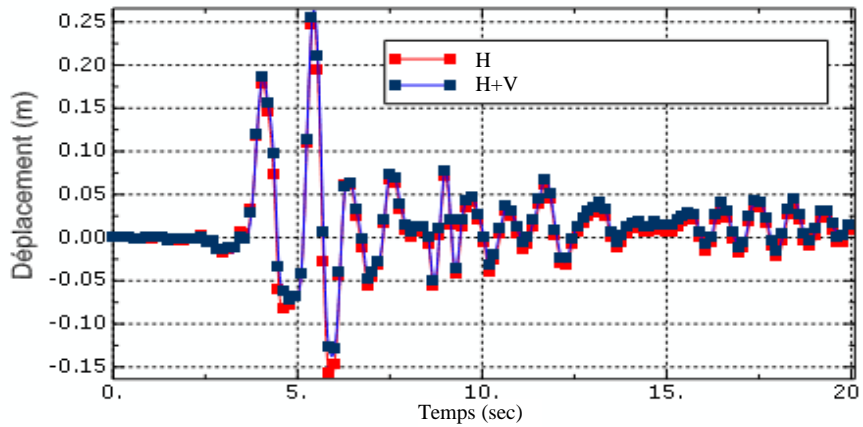


Figure 6.78 Déplacement horizontal du site 2.

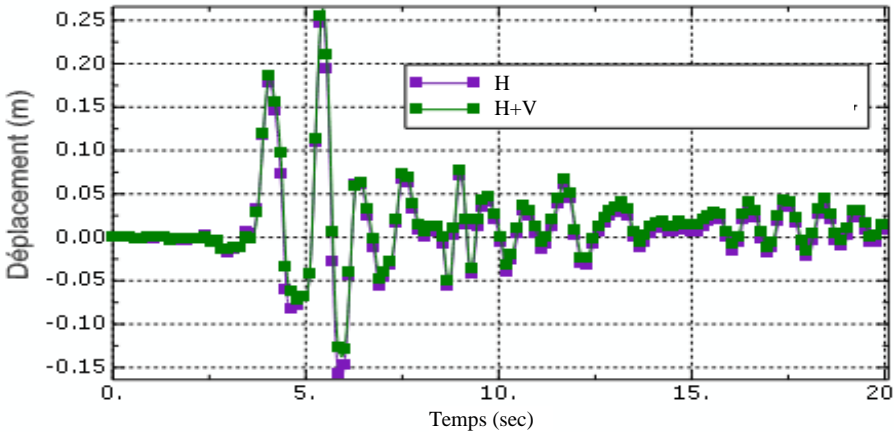


Figure 6.79 Déplacement horizontal du site 3.

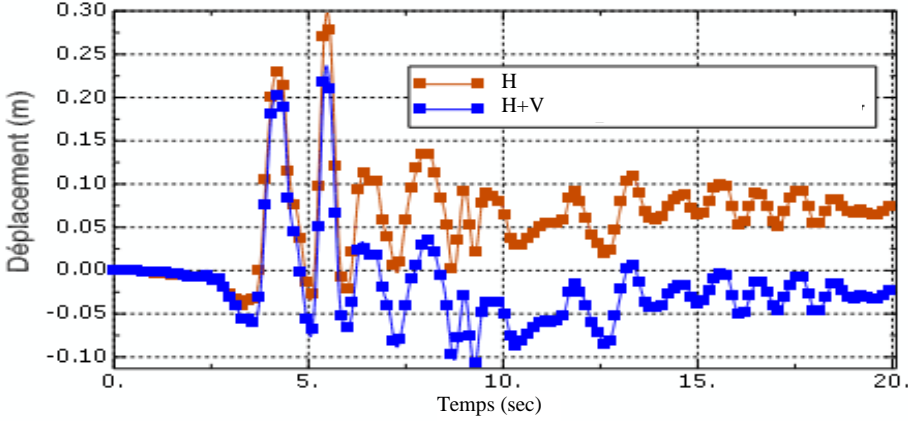


Figure 6.80 Déplacement horizontal du site 4.

Conclusions générales

Le but principal de cette thèse est d'approfondir les connaissances concernant le comportement des structures en portiques en béton armé soumises à des charges sismiques dans le domaine non linéaire. Un autre objectif est la description de la manière dont peut être utilisée la méthode des éléments finis dans le domaine non linéaire sous chargement extrême. Les analyses par éléments finis sous charge sismique sont très complexes et requiert souvent une grande expertise.

Les principaux résultats obtenus sont résumés dans ce qui suit :

Concernent la première partie, les conclusions suivantes ont été tirées :

- Les deux principaux types d'éléments avec anélasticité distribuée basés sur la méthode des déplacements (DB) et la méthode des forces (FB), s'appuient sur des hypothèses complètement différentes pour la dérivation des éléments finis et par conséquent résultent en des résultats proches dans la partie élastique mais très différents dans la partie non linéaire.
- L'influence du nombre des fibres sur les réponses locale et globale des structures est négligeable dans les analyses non linéaires avec les deux approches de modélisation de la plasticité, concentrée ou distribuée.
- Pour des analyses dans le domaine élastique, il n'est pas nécessaire de faire une discrétisation raffinée des éléments EPAD, mais dans le domaine anélastique et cyclique la discrétisation est obligatoire pour que les résultats convergent vers la solution exacte.
- Pour les analyses sismiques non linéaires, la longueur des rotules plastiques des éléments EPRAPF doit être égale à environ 15% de la longueur de l'élément pour avoir des résultats réalistes.

- Les modèles à plasticité concentrée ont l'inconvénient de la séparation de l'interaction force-moment et de l'interaction de la rigidité axiale du comportement de l'élément et de la nécessité d'entreprendre une analyse moment-courbure pour déterminer les rigidités élastique et post-élastique et l'enveloppe non linéaire de l'interaction force axiale-moment.
- Les modèles à plasticité distribuée présentent les avantages suivants :
 - Aucune analyse moment courbure n'est requise.
 - Aucune nécessité de définir la réponse hystérétique (elle est définie par les modèles matériels).
 - L'influence de la force axiale est directement prise en compte.

Dans la deuxième partie de la simulation numérique, l'effet des accélérations verticales et du contenu fréquentiel sur la réponse dynamique non linéaire des portiques en béton armé ont été étudiés et il peut être conclu que :

- Le comportement dynamique non linéaire des structures à hauteur élevée est peu affecté par les accélérations verticales par rapport aux structures à faible hauteur.
- L'influence des accélérations verticales sur l'effort tranchant est négligeable.
- Les forces axiales dans les poteaux sont sensiblement affectées par la présence des accélérations verticales, particulièrement au niveau des poteaux intérieurs.
- Les accélérations verticales peuvent induire des forces de traction dans les poteaux qui peuvent augmenter le moment de renversement.
- Les caractéristiques dynamiques des portiques peuvent affecter considérablement la réponse sismique des portiques en béton armé sous

l'action du mouvement vertical, cet effet est plus prononcé dans les portiques à hauteur élevée que ceux à faible hauteur.

- Les structures en béton armé soumises à des accélérations horizontales et verticales combinées sont plus vulnérables que celles soumises à des accélérations horizontales uniquement. Par conséquent, la non considération de la composante verticale dans la conception des structures en béton armé peut résulter en une sous-estimation de la demande d'une structure, et une surestimation de sa capacité, ceci peut compromettre la sécurité structurale globale. Par conséquent, à proximité de failles actives l'évaluation de la capacité et la demande des structures doit tenir compte du mouvement vertical du sol.
- Le contenu fréquentiel des mouvements sismiques est un paramètre important dans les analyses sismique car il conditionne le choix des accélérogrammes à considérer lors de n'importe quelle analyse dynamique non linéaire.

Finalemment dans la troisième partie de la simulation numérique, on a considéré l'interaction sol-structure et les résultats suivants ont été obtenus :

- La modélisation de l'interaction sol structure avec l'élément de Wen résulte en une sur-estimation du comportement du sol pendant l'analyse dynamique non linéaire. Pour corriger le comportement de l'élément de Wen, on ajoute l'élément GAP, car ce dernier est capable de négliger les efforts de traction de sol. L'élément multi-linéaire-plastique peut décrire le comportement réel du sol et est capable de détecter aussi bien les efforts de compression que de traction dans le sol dans le même élément.

- L'ISS résulte en une augmentation de l'effort tranchant à la base et des moments dans les portiques fondés sur un sol à faible capacité portante. Ceci contredit l'opinion largement répandue qui stipule que l'effet de l'ISS sur les forces sismiques est toujours favorable, postulée par presque tous les codes de conception. Il a été clairement établi que la demande de cisaillement à la base et des moments dans des

portiques ayant une période courte (rigides) peut augmenter jusqu'à 25% par rapport aux valeurs des portiques avec encastrement à la base.

- Les déformations des éléments structuraux des portiques ont été également affectées par l'ISS. Les déformations des portiques avec une base flexible présentent une augmentation de l'ordre de 23% comparativement au cas avec une base encastree. Ceci a pour effet d'augmenter les déplacements latéraux des portiques.

- L'effet des accélérations verticales diminuent avec la prise en compte de l'ISS, particulièrement pour les sites à faible capacité portante du sol.

- Les études paramétriques ont aussi mis en évidence l'importance primordiale de la prise en compte de l'ISS. Dans la plupart des cas, l'ISS permet d'isoler la structure d'un point de vue des efforts internes et lui permet même d'être beaucoup moins endommagée que dans le cas d'une structure encastree. Cependant l'ISS génère souvent en contrepartie des déplacements plus grands qui peuvent être déterminants pour des sols souples.

Recommandations

- Utilisation de modèles tri dimensionnels complexes aussi bien du point de vue structure que sol.

- Utilisation d'accélérogrammes artificiels pour mieux cerner l'influence du contenu fréquentiel.

- Utilisation de lois constitutives basées sur la mécanique des milieux continus pour pouvoir mieux suivre l'initiation et la propagation de la fissuration et/ou de l'endommagement.

Références

Ahmadi G, Mostaghel N (1978). On the Stability of Columns Subjected to Non-Stationary Random or Deterministic Support Motion, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3(1978) 321-26.

Ahmadi G, Mostaghel N (1980). Stability and Upper Bound to the Response of Tall Structures to Earthquake Support Motion., Journal of Earthquake Engineering of Structural Mechanics, 8(1980) 151-59.

Allahabadi, R. (1987). "DRAIN-2DX, Seismic Response and Damage Assessment for 2D Structures", Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.

Allotey, N. and Naggar, H. (2003). "Analytical moment-rotation curves for rigid foundations based on a Winkler model." Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 23, pp. 367-381.

Anagnostopoulos, S.A. (1981). "Inelastic Beams for Seismic Analyses of Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST7.

Anderson JC, Bertero VV (1977). Effect of Gravity Loads and Vertical Ground Accelerations on the Seismic Response of Multi-story Frames, Proc. World Conf. on Earthquake Engineering, 5th Pap, Rome, Italy, 1977, pp. 2914-2919.

Anderson, J.C. and Townsend, W.H. (1977). "Models for RC Frames with Degrading Stiffness", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST12.

Ansari, F., (1987). Stress-strain response of microcracked concrete in direct tension. ACI Materials Journal, Vol. 84, No. 6, 481-490.

Antoniou S (1997). Shear Assessment of R/C Structures under Combined Earthquake Loading., MSc Dissertation, ESEE, Imperial College, London, UK, 1997.

Apostolos Fafitis and Surendra P. Shah,(1985). “ Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large Deformations ”, ACI Structural Journal Proceedings, Volume 82, Issue 4, JL82-35, pp. 423-433 , July 1, 1985.

AS/NZS 1170.4 (2004). Standard structure design. Action-Part 4 Earthquake actions. Post Public Comment Draft 8, Standards New Zealand.

ASCE/SEI 7-05 (2005). Minimum Design Load for Building and Other Structure. American Society of Civil Engineering, USA.

Aubry, D. (1986). Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure, journées communes fondations, propriété des sols et impératifs sismiques, cfms-afps.Revue française de Géotechnique, pages 81–100.

Bahn, B. Y., and Hsu, C. -T., T., (1998). Stress-strain behavior of concrete under cyclic loading. ACI Materials Journal, Vol. 95, No. 2, 178-193.

Baker, A. L. L. and Amarakone, A. M. N.(1964). “ Inelastic Hyperstatic Frames Analysis ”, Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, pp. 85-142, November 1964.

Banon, H., Biggs, J.M. and Irvine, M.H. (1981). "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST9.

Barbat A.H., Canet, J. M. (1994) Estructura sometidas a Acciones sismicas. Centro Internacionnal de métodos Numéricos en Ingenieria, Barcelona.

Barbat A.H., Canet, T. M. (1994) Estructuras sometidas a Acciones sismicas. Centro Internacional de métodos Numéricos en ingenieriaia, Barcelona.

Bartlett, P. E. (1976), “Foundation Rocking on a Clay Soil,” M. E. Thesis, University of Auckland, New Zealand.

Bathe K.J., Wilson E.L. (1973) Stability and accuracy analysis of direct integration methods. Earthquake.

Bazant, Z. P., (1983). Comment of orthotropic models for concrete and geomaterials. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 109, No. 3, 849-865.

Bazzi G., Anderheggen E. (1982) .The ρ -family of algorithms for time-step integration with improved numerical dissipation. Earthquake engineering and structural dynamics 10,537-550.

Boulanger, Ross W. (2000a). “The PySimple1 Material,” Document for the OpenSees platform.

Boulanger, Ross W. (2000b). “The QzSimple1 Material,” Document for the OpenSees platform.

Boulanger, Ross W., Curras, Christina J., Kutter, Bruce L., Wilson, Daniel W., and Abghari, Abbas (1999). “Seismic Soil-Pile Structure Interaction Experiments and Analyses,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 125, No. 9.

Broms, B.B. (2003). Foundation Engineering. Geo- Forum, Geo Texts and Publications site: <http://www.geoforum.com/knowledge/texts/broms/index.asp>.

Celebi, M. and Penzien, J. (1973). "Experimental Investigation into the Seismic Behavior of the Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment and Shear", Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 73-4, University of California, Berkeley.

Chatzigogos, C. (2007). Comportement sismique des fondations superficielles: Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique, France.

Chen, W.F. and Saleeb, A.F (1982). “Constitutive equations for engineering materials”, Vol. 1 -elasticity and modeling," Book published by Wiley Interscience, New York, pp. 580, 1982.

Chung J., Hulbert G.M. (1993) A time integration algorithm for structural dynamics with improved numerical dissipation: The generalized- α method. ASME journal Applied Mechanics, 650, 371-375.

Clough, R.W. and Penzien, J. (1975). "Dynamics of Structures" , McGraw Hill Book Co., New York.

Clough, R.W., Benuska, K.L. and Wilson, E.L. (1965). "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings", Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. 11, New Zealand National Committee on Earthquake Engineering.

Collier CJ, Elnashai AS (2001). A Procedure for Combining Vertical and Horizontal Seismic Action Effects, Journal of Earthquake Engineering, No. 4, 5(2001) 521-39.

Corley W. G. (1966), "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams ", Journal of Structural Division , ASCE, Vol. 92, ST5, October 1966, pp. 121-146.

Cremer, C. (2001). Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme. Thèse de doctorat, LMT Cachan - ENS, France.

Dahlquist, G. (1963) A special stability problem for linear multi-step methods. BIT,3,27-43.

European Committee for standarization CEN EN 19981-1. (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Par1: General rules, seismic action and rules for building.

Gajan, S., Phalen, J.D. and Kutter, B.L. (2003a). "Soil-Foundation Structure Interaction: Shallow Foundations. Centrifuge Data Report for the SSG02 Test Series," Center for Geotechnical Modeling Data Report UCD/CGMDR-03/01.

Gazetas, G. et Mylonakis, G. (1998). Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues. In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pages 1119–1174. Geo-Institute ASCE Conference, Seattle, USA, August 3-6.

Ghobarah A, Elnashai AS (1998). Contribution of the Vertical Ground Motion to the Damage of RC Buildings., 11 th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 1998.

Giberson, M.F. (1974). "Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST7.

Golafshani, A. (1982). "A Program for Inelastic Seismic Response of Structures", Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.

Gopalaratnam, V. S., and Shah, S. P., (1985). Softening response of plain concrete in direct tension. *ACI Materials Journal*, Vol. 82, No. 3, 310-323.

Grange, S. (2008). Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, France.

Gutiérrez E., Lopez Cela J.J (1998) Improving explicit time integration by modal truncation techniques. *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, 27, 1541-1557.

Hilber H.M., Hughes T.J.R., Taylor R.L. (1977) Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 5, 283-292.

Hillerborg, A., Modeer, M., and Petersson, P. E., (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite element. *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, 773-782.

Hiroshi Kuramoto, Toshimi Kabeyasawa, Fan-Hao Shen,(1995). "Influence of Axial Deformation on Ductility of High-Strength Reinforced Concrete Columns under Varying Triaxial Force" , *ACI Structural Journal*, Title No. 92-S59, September-October 1995, pp 610-618.

Hoff C., Pahl P.J. (1988a) Development of an implicit method with numerical dissipation from a generalized single-step algorithm for structural dynamics. *Computation methods applied mechanical Engineering*, 67,367-385.

Iyengar RN, Sahia TK.(1977) Effect of Vertical Ground Motion on the Response of Cantilever Structures, *Proc. Sixth World Conf. on Earthquake Engineering*, New Delhi India, 1977, pp. 1166-1177.

Iyengar RN, Shinozuka M (1972). Effect of Self-Weight and Vertical Accelerations on the Seismic Behaviour of Tall Structures during Earthquakes, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1(1972) 69-78.

Jansen, D. C., and Shah, S. P., (1997). Effects of length on compressive strain softening of concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 123, No. 1, 25-35.

Javeed A, Munshi. and Satyendra K. Ghosh. (1997), Analyses of seismic performance a code designed reinforced concrete building., Journal of Engineering Structures, 20(1997) 606-618.

Jirasek, M., and Bazant, Z. P., (2002). Inelastic analysis of structures. John Wiley & Son, New York.

Kausel, E., Whitman, A., Murray, J. et al., (1978). The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and Design, 48.

Kent, D. and Park, R (1990). “ Flexural members with confined concrete”, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. ST7, July 1971, pp. 1969-1990.

Kuhl D., Crisfield M.A. (1999) Energy-conserving and decaying algorithms in non-linear structure dynamics. International journal for numerical methods in engineering, 45, 569-599.

Kutter, B., Martin, G., Hutchinson, T., Harden, C., Sivapalan, G., Phalen, J. (2003). "Status Report on Study of Modeling of Nonlinear Cyclic Load-Deformation Behavior of Shallow Foundations" PEER Workshop March 5, 2003 Documentation.

Laible, J. P., White, R. N., and Gergely, P., (1977). Experimental investigation of seismic shear transfer across cracks in concrete nuclear containment vessels. ACI Special Publication, Vol. 53, No. 9, 203-226.

Li Bing, R. Park, and H. Tanaka;(2001). “Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcements”; ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 3, pp. 395-406, May 1, 2001.

Mahin, S.A. and Bertero, V.V. (1976). "Problems in Establishing and Predicting Ductility in Seismic Design", International Symposium on Earthquake Structural Engineering, St. Louis, Missouri, USA.

Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.(1984), “Seismic Design of Bridge Piers”, Res. Rep. 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christ church, New Zealand, 1984.

Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.(1988), “Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete ”, ASCE Journal of Structural Journal, Vol. 114, No. 8, Aug. 1988, pp 1804-1825.

Martirosyan, A. and Xiao, Y.; “Seismic Performance of High Strength Concrete Columns”;

Mazzoni, Silvia, McKenna, Frank, Scott, Michael H., Fenves (2003)., Gregory L., and Jeremic, Boris. (2003). “OpenSees Users Manual, version 2.0”

Mehta, P. K., and Monteiro, P. J. M., (1993). Concrete: structure, properties, and methods. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, Inc., New York.

Meyer, C., Roufaiel, M.S. and Arzoumanidis, S.G. (1983). "Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 207-228.

Mohraz B., Elghadamsi F.E., Chang C.J. (1991) An incremental mode superposition for non linear dynamic analysis. Earthquake Engineering and structural Dynamics, 20, 471-481.

Montrasio, L. and Nova, R. (1997) “Settlements of Shallow Foundations on Sand: Geometrical Effects,” Géotechnique 47, No. 1, 49-60.

Mostaghel N. (1979) Stability of Columns Subjected Earthquake Support Motion. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3(1979) 347-53.

Mwafy AM, Elnashai AS (2006). Vulnerability of Code-Compliant RC Buildings under Multi Axial Earthquake Loading. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper No. 115, 2006.

Nakaki, D.K. and Hart, G.C. (1987). “Uplifting response of structures subjected to earthquake motions. U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research. Report No. 2.1-3. Ewing, Kariotis, Englekirk and Hart.

Negro, P., Verzeletti, G., Molina, J., Pedretti, S., Lo Presti, D., and Pedroni, S. (1998), “Large-Scale Geotechnical Experiments On Soil-F oundation Interaction: (TRISEE Task 3),” European Commission, Joint Research Ce nter, Special Publication No. I.98.73.

Newmark N.M. (1959) A method of computation for structural dynamics. Journal Engineering Mechanics Div, Proc ASCE, 8,67-94.

Newmark, N.M. (1959). "A Method of Computation for Structural Dynamics", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85, No. EM3.

Nova, R. et Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. Géotechnique, 41(2):243–256.

Otani, S. (1974). "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, No. ST7.

Ozcebe, G. and Saatcioglu, M. (1989). "Hysteretic Shear Model for Reinforced Concrete Members", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 1, Jan. 1989.

Park R., Paulay T.(1975), "Reinforced Concrete Structures ", John Wiley & Sons, USA, 1975.

Park, R., Kent, D. C., and Sampson, R. A.(1972); “ Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading”, Journal of Structural Division, ASCE, Volume 98, ST7, pp. 1341-1360, July 1972.

Pecker, A. (1984). Dynamique des sols. Presse, ENPC, Paris, France.

Petersson, P. E., (1981). Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials. Report TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.

Pitilakis, D., Dietz, M., Wood, D., Clouteau, D. et Modaressi, A. (2008). Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28:453–467.

Priestley, M. J. N. and Park, R.(1987), “ Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading ”, ACI Structural Journal, Title No. 84-S8, pp. 61-76, Jan.-Feb. 1987.

Psycharis, I. (1983) “Dynamics of Flexible Systems with Partial Lift-Off,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. II, 501-521.

Psycharis, Ioannis N. (1981). “Dynamic Behavior of Rocking Structures allowed to Uplift,” PhD Thesis, California Institute of Technology.

Ramberg, W. and Osgood, W. R.(1943), “Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters”, Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, July 1943.

Reese, L.C., and O'Neill, M. W. (1988) "Field Load Tests of Drilled Shafts," Proceedings, Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ed. W. F. Van Impe, Balkema, Rotterdam, 1988, pp.145-192.

Reinhardt, H., Cornelissen, H. A. W., and Hord jil, D. A., (1986). Tensile tests and failure analysis of concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 11, 2462-2477.

Richart, F.E., Brandtzaeg, A., and Brown, R.L.(1928), "A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses," Univ. of Illinois Eng. Exp. Station, Bulletin No. 185, Vol. 26, No. 12, pp. 1-105 , November, 1928.

Saatcioglu, M. and Razvi. S.(1992); "Strength and Ductility of Confined Concrete," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No.6, pp. 590-1607, 1992.

Saiidi, M. (1982). "Hysteresis Models for Reinforced Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No. ST5.

Selna, L.G. (1977). "Modeling of Reinforced Concrete Buildings", Proceedings of a Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, Vol. II, pp.887-937, July 1977.

Sfer, D., Carol, I., Gettu, R., and Este, G., (2002). Study of the behaviour of concrete under triaxial compression. Journal of Engineer ing Mechanics, ASCE, Vol 128, No. 2, 156-163.

Shakib H, Fuladgar (2003) , A. Effect of vertical component of earthquake on the response of pure-friction base-isolated asymmetric buildings, Journal of Engineering Structures, 25(2003) 1841–50.

Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.(1982), “ Analytical model for concrete confinement in tied columns ,” J. Struct., Div., ASCE, Vol. 108, No. ST12, pp. 2703-2722, 1982

Sieffert, J. et Ceavaer, F. (1992). Manuel des Fonctions d'Impédance - Fondations Superficielles. Ouest ed. Presses Académiques.

Simo J.C., Tarnow N., Wong K.K. (1992). Exact energy-momentum conserving algorithms and symplectic schemes for nonlinear dynamics. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 100, 63-116.

Simo J.C., Wong K.K. (1991), Unconditionally stable algorithms for rigid body dynamics that exactly preserve energy and momentum. *International journal for numerical methods in engineering*, 31,19-52.

Sinha, B. P., Gerstle, K. H., and Tulin, L. G., (1964). Stress-strain relations for concrete under cyclic loading. *ACI Journal*, Vol. 61, No. 2, 195-210.

Soleimani, D. (1979a). "Reinforced Concrete Ductile Frames Under Earthquake Loading with Stiffness Degradation", Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.

Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N. (1970). "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 96, ST12.

Takiguchi, K., Okada, K. and Sakai, M.(1976); "Ductility capacity of bonded and unbonded reinforced concrete members", *Proc. Architectural Institute of Japan*, 249, 1-11, 1976

USC Structural Engineering Research Program, Report No. USC-SERP-96/4, September 1996.

Van Mier, J. G. M., (1986). Fracture of concrete under complex stress. *Heron* Vol. 31, No. 3, Delft University of Technology, The Netherlands.

Vijayvergiya, V. N. (1977). "Load-Movement Characteristics of Piles," *Proceedings, Ports 77 Conference*, American Society of Civil Engineers, Long Beach, California, March.

Walraven, J. C., and Reinhardt, H. W., (1981). Theory and experiment of the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. *Heron* Vol. 26, No. 1A, 1-68.

Wiessing, P. R. (1979), "Foundation Rocking on Sand," *School of Engineering Report No. 203*, University of Auckland, New Zealand.

Wilson E.L. (1968). A computer program for the dynamics stress analysis of underground Structure. SESM Report n° 68-1, Div of struct Engrg and struct Mech University of California, Berkeley.

Wolf, J. (1988). Soil-Structure Interaction Analysis in time domain. Prentice Hall International Series, Englewood Cliffs, New Jersey.

Wood W.L., Bossak M., Zienkiewicz O.C. (1981). An alpha modification of Newmark's method. International Journal Numerical methods Engineering, 15, 1562-1566.

Xiangwei ZHANG (2011) 'Modélisation physique et numérique des interactions sol - structure sous sollicitations dynamiques transverses'. Thèse pour obtenir le grade de docteur de l'université de grenoble.

Yan Xiao, M. J. Nigel Priestley, and Frieder Seible (1996); " Seismic Assessment and Retrofit of Bridge Column Footings "; ACI Structural Journal, Volume 93, No. 1, pp. 79-94, January 1, 1996.

Yim, S.C. and Chopra, A.K. (1985). "Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift." ASCE Journal of Structural Engineering. 111(12): 2708-2731.

Zienkiewicz O.C., Wood W.L., Hines N.H. (1984) A unified set of single step algorithms. Part 1: General formulation and application. International journal for numerical methods in engineering, 20,1529-1552.

Medjahed, M. Matallah, S. Ghezali, M. Djafour (2012) ." A performance modeling strategy based on multifiber beams to estimate crack openings estimate crack In concrete structures" Proceedings, Conference,

Matallah, M. and La Borderie, C. (2010) A practical method to estimate crack openings in concrete structures. Int. J. Nume. Anal. Meth Geomech., 34:15, 1615-1633.

Veletzos M. J, Restrepo, J. I, Seible F. (2006). "Seismic response of precast segmental bridge superstructures" Report submitted to Caltrans – SSRP-06/18, University of California, San Diego

Bozorgnia, Y. M. and Campbell, K. W. (2004). "The Vertical-to-Horizontal Response Spectral Ratio and Tentative Procedures for Developing Simplified V/H and Vertical Design Spectra," J. Earthquake Engineering, 8, 175-207.

Mazars, J., Kotronis, P., Ragueneau, F. and Casaux, G (2006). "Using Multifiber Beams to Account for Shear and Torsion Applications to Concrete Structural Elements", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195, 7264-7281, 2006.

Hashemi S.SH., Vaghefi M. (2012)., Cyclic analysis of RC frames with respect to employing different methods in the fiber model for consideration of bond-slip effect, Turkish journal of Engineering and Environmental Sciences, Vol 35, pp 1-18 (2012).