

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département :
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم:
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en sciences en : Génie Civil
Spécialité (Option) : Matériaux et structure

**Effets de proximité des sources sismiques
sur la réponse sismique des structures avec système
de contrôle passif**

Présentée par :
ATHAMNIA Brahim

Soutenue publiquement le 06/12/2018

Devant le jury composé de :

Pr. HAMADI Djamel	Professeur	Président	Université de Biskra
Pr. OUNIS Abdelhafid	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Pr. KARECHE Toufik	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. BOUTAGOUGA Djamel	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Tébessa

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui ont partagés le plus ma souffrance et ma joie à un moment ou un autre de ma vie.

A toi cœur d'or et à la fois courageux, bon et généreux toi douce Maman

A toi qui ne m'as jamais refusé un souhait un rêve, une volonté, toi durable Papa

Je remercie toute ma famille pour m'avoir soutenu durant toutes ces années de préparation de cette thèse, ma Femme, mes Frères et mes Sœurs, mon Fils Mohamed Bachir.

Un remerciement particulier et personnel à la Mr. Salah Eddine Mokeddem et l'ensemble de mes Enseignants qui ont contribué à ma formation, à tous mes Amis et Collègues de travail qui ont grandement contribué à faire de mon passage au doctorat une belle expérience.

Un remerciement particulier est réservé pour ceux et celles qui m'ont encouragé à réaliser cette thèse.

A tous ceux qui m'aiment ...

REMERCIEMENTS

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Il me sera très difficile de remercier tout le monde car c'est grâce à l'aide de nombreuses personnes que j'ai pu mener cette thèse à son terme.

Je voudrais tout d'abord remercier grandement mon directeur de thèse, Monsieur **OUNIS Abdelhafid**, Professeur à l'Université de Biskra, pour toute son aide. "

Je suis ravi d'avoir travaillé en sa compagnie car outre son appui scientifique, H a toujours été là pour me soutenir et me conseiller au cours de l'élaboration de cette thèse.

Mes remerciements s'adressent également, au membre du jury pour avoir accepté de juger ce travail et je cite :

- Mr **HAMADI Djamel**, Professeur à l'université de Biskra, qui a accepté de présider le jury et que je tiens à remercier profondément.
- Mr **KARECHE Toufik**, Professeur à l'université de Batna qui a accepté d'examiner cette thèse. Je tiens à le saluer sincèrement.
- Mr **BOUTAGOUGA Djamel**, Maître de Conférences 'A' à l'université de Tébessa qui a accepté volontiers de participer au jury qui va examiner cette thèse. Je le remercie infiniment.

Résumé :

Des recherches récentes révèlent que le système d'isolation à la base est particulièrement vulnérable devant les séismes de sources sismiques proches et lointaines. Par ailleurs, un effort important a été consacré pour améliorer les performances du système d'isolation à la base pour ces deux types de séisme.

L'objectif de ce travail est d'évaluer la réponse et la performance des systèmes d'isolation parasismique dans les structures en présence d'un étage souple en champs proche et lointain. L'analyse sismique est effectuée sur des bâtiments en béton armé avec isolation à la base à l'aide d'une méthode d'analyse non linéaire par accélérogrammes. Dans ces bâtiments le rez-de-chaussée est considéré comme un étage souple de hauteur qui varie de 3.0 à 4.5 m.

Les résultats montrent que la performance d'une structure en béton armé isolée à la base avec étage souple est plus affectée en augmentant la hauteur de l'étage souple sous l'effet du mouvement de sol de source proche (faille proche) plus que dans le mouvement de sol de source lointaine (faille lointaine).

Mots-clés : système de contrôle, séisme, source proche, source lointaine, analyse non linéaire.

الملخص

بينت البحوث الحديثة أن نظام العزل في القاعدة يكون ضعيف الاداء بشكل خاص للزلازل القريبة والبعيدة عن مركز الزلزال. وبالإضافة إلى ذلك، بذلت جهود كبيرة لتحسين أداء نظام العزل في القاعدة لنوعي الزلازل المذكورين سابقاً.

والهدف من هذا العمل هو تقييم مدى استجابة وأداء نظم العزل الزلزالي في الهياكل التي تحتوي على طابق ارضي مرن في المناطق الزلزالية القريبة والبعيدة عن مركز الزلزال. وتم التحليل الزلزالي على المباني الخرسانية المعزولة في القاعدة باستخدام طريقة التحليل اللاخطي بواسطة التسجيل الزمني. يعتبر الطابق الأرضي مرن في هذه المباني ذو ارتفاع متفاوت من 3.0 إلى 4.5 متر.

وأظهرت النتائج أن أداء هيكل الخرسانة المسلحة المعزولة في القاعدة بطابق ارضي مرن أكثر تأثيراً بزيادة ارتفاع الطابق المرن (مصدر قريب) و هذا بالمقارنة بمصدر حركة الأرض البعيد (مصدر بعيد) تحت تأثير حركة التربة القريبة من المصدر

كلمات مفتاحية: أجهزة التحكم، زلزال، مصدر زلزالي قريب، مصدر زلزالي بعيد، تحليل لا خطي، الانهيار

Abstract:

Abstract:

Recent research shows that the base isolation system is particularly vulnerable during near and far earthquakes sources. In addition, a major effort was made to improve the performance of the base isolation system for these two types of earthquakes.

The aim of this work is to evaluate the response and performance of seismic isolation systems in structures with a soft storey in near and far fields earthquake. The seismic analysis is carried out on base isolated concrete buildings using a nonlinear time history analysis method. In these buildings the ground storey is considered a soft storey of height varying from 3.0 to 4.5 m.

The results show that the performance of an base isolated reinforced concrete structure with a soft storey is more affected by increasing the height of the soft storey under the effect of near source ground motion(near-fault) than under far source ground motion (far-fault).

Keywords: control system, seismic, Near-fault, Far-fault, Nonlinear analysis,

SOMMAIRE

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS.....	ii
Résumé :	iii
المخلص.....	iv
Abstract:.....	v
SOMMAIRE.....	xii
LISTE DES FIGURES	xv
LISTE DES TABLEAUX	xvi
LISTE DES SYMBOLES.....	xvii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : IDENTIFICATION DE LA SOURCE SISMIQUE	
1.1. Introduction.....	4
1.2. Paramètres liés à la source sismique.....	4
1.2.1. Moment sismique (Double couple).....	5
1.2.2. Le mécanisme au foyer	6
1.2.3. La chute de contrainte moyenne	7
1.3. Paramètres liés au site d'observation	8
1.3.1. L'angle de vue	8
1.4. Définitions lies à la source sismique	9
1.4.1. Source lointaine et source proche	9
1.4.2. Champ lointain et champ proche	9
1.5. Les distances R_{HYP} et R_{EPI}	10
1.6. Les distances R_{RUP} et R_{JB}	11
1.7. Les différents types de sources sismiques	11

Sommaire

1.8.. Détermination du champ proche et champ lointain	13
1.8.1. Détermination du champ lointain.....	15
1.8.2. Détermination du champ proche	17
1.8.3. Équivalent de tenseur de moment d'une faille.....	18
Conclusion :	19
CHAPITRE 2 : LES EFFETS DE MOUVEMENT DU SOL EN CHAMP PROCHE	
2.1. Introduction.....	21
2.2. Caractéristiques des mouvements du sol de faille proche	22
2.3. Effets de faille proche	22
2.4. Paramètres sismiques du mouvement du sol	23
2. 4.1. Composante sismique verticale.....	24
2.4.2. Effet de bloc supérieur	27
2. 4.3. Effet de déplacement co-sismique (<i>fling step</i>).....	28
2. 4.4. Effet de directivité.....	30
2. 4.4.1. Les effets de directivité "vers l'avant "	31
2. 4.4.2. Directivité vers l'arrière	33
2. 4.4.3. La directivité neutre.....	33
2. 4.5. Impulsion de vitesse.....	34
2.5. Formes d'une onde d'impulsion	35
2. 6. Caractérisation d'impulsion.....	38
2. 6.1. Les paramètres utilisés pour la caractérisation de l'impulsion	38
2. 6.2. Modèles d'impulsion	39
2. 7. Effets de domaine en champ proche dans les codes parasismiques internationaux	43
2. 7.1. Code sismique Européen : (Eurocode 8 – partie 1) ;	44
2. 7.2. Codes sismiques Américains	45
2. 7.3. Code sismique Chinois (GB 50011-2010)	47
2. 7.4. Code sismique de Nouvelle-Zélande (NZS 1170-5).....	47

Sommaire

2. 7.4.1. Le spectre de risque du site pour chargement vertical (NZS, 2004, article 3.2, C3.2)	48
2. 7.5. Code sismique Algérien (RPA99'03)	48
2. 8. Influences des sources sismiques en champ proche sur les structures de bâtiments	49
2. 8.1. Influences sur les bâtiments de base fixe	50
2. 8.2. Influences sur les bâtiments isolés à la base	51
Conclusion	52
CHAPITRE 3: LES SYSTEMES DE CONTROLE DES VIBRATIONS	
3. 1. Introduction	53
3.2. Systèmes à dissipation directe	55
3.2.1. L'amortisseur de Pall	55
3.2.2. L'amortisseur de Sumitomo	56
3. 2.3. Dispositif ADAS	57
3.2.4. Dispositif TADAS	57
3.2.5. Amortisseurs viscoélastiques	58
3.2.6. Amortisseurs visqueux	59
3.3. Systèmes à dissipation indirecte	60
3.3.1. Amortisseurs de masse accordée	60
3.3.2. Amortisseurs de liquide accordé	61
3.4. Les systèmes d'isolation à la base	62
3.4.1 Equations de mouvement régissant le comportement du système:	67
3.4.1.1. Formulation générale	67
3.4.1.2. Isolateur à la base à friction pure	68
3.4.1.3 Système de pendule à frottement (système FPS)	70
3.4.1.4. Isolateur d'appui en caoutchouc fretté (système RB)	71
3.4.1.5 Système d'isolation à la base Résistant par frottement (système R-FBI)	71
3.4.1.6. Isolateur EDF (Electricité de France)	72
3.4.1.7. Isolateur en caoutchouc fretté avec noyau de Plomb (LRB)	73

Sommaire

3.4.1.8. Isolateur de frottement résistant par glissement (système SR-F)	74
3.4.2. Théorie linéaire d'isolation de base	75
Conclusion	77
CHAPITRE 4: EFFET DE PROXIMITE DE LA SOURCE SISMIQUE SUR LES STRUCTURES ISOLEES A LA BASE	
4.1.Introduction.....	78
4.2. Modélisation des bâtiments	78
4.3. Méthodologie de l'analyse non linéaire par accélérogramme	80
4.4 Base de données de mouvement au sol.....	80
4.5. Analyse des résultats.....	85
4.5.1. Déplacement inter-étage.....	85
4.5.2. Déplacement au premier niveau	92
4.5.3. Accélération absolue	94
Conclusion	116
CONCLUSION GENERALE	118
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	121

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : IDENTIFICATION DE LA SOURCE SISMIQUE

Figure 1.1 (a) Représentation d'un plan de faille et la direction de son glissement. (b) Les deux couples de forces sont le 1er couple : forces de friction, et le 2ème couple : forces de compression/traction.....	5
Figure 1.2 Composantes du moment sismique sur une faille inverse, normale et décrochant	6
Figure 1.3 Déformation d'un bloc de roche par effet d'une dislocation D à la surface de faille	6
Figure 1.4 Représentation des 3 angles définissant un mécanisme au foyer, sur un plan de faille	7
Figure 1.5 Géométrie source-sites dans le plan horizontal.....	8
Figure 1.6 Schéma présentant les concepts (a) de source proche et (b) de source lointaine	9
Figure 1.7 Schéma présentant les concepts de champ proche (a) et de champ lointain (b).....	10
Figure 1.8 Illustration des définitions de la distance hypocentrale (R_{HYP}) et de la distance épacentrale (R_{EPI}).....	10
Figure 1.9 Illustration des définitions de la distance de rupture (R_{RUP}) et de la distance Joyner & Boore (R_{JB}).....	11
Figure 1.10 Représentation de trois types de sources sismiques	12
Figure 1.11 Sollicitations inélastiques ou contraintes à l'origine de la notion de tenseur de moment sismique.	18

CHAPITRE 2 : LES EFFETS DE MOUVEMENT DU SOL EN CHAMP PROCHE

Figure 2.1 Le rapport entre la composante spectrale verticale et la composante spectrale horizontale pour le séisme de Northridge, avec les distances de (5, 10, 20 et 40 km) de projection en surface du plan de faille	24
Figure 2.2 Le rapport d'accélération verticale/horizontale est déterminé en fonction de la distance épacentrale pour l'enregistrement des stations (jusqu'à 150 km de la faille)	25
Figure 2.3 Bloc supérieur et bloc inférieur].....	27
Figure 2.4 Directions normale de faille et parallèle de faille en cas des failles de décrochement et d'inclination et de déplacement permanent co-sismique (fling-step) pour les failles de décrochement et d'inclination.....	29
Figure 2.5 idéalisation des pulses sinusoïdaux :	29
Figure 2.6 Les effets de directivité vers l'avant et vers l'arrière.	30
Figure 2.7 Les composants normale à l'azimut (strike normal) et parallèle à l'azimut (strike parallel) de la série d'accélérogrammes enregistrée durant le séisme de San Fernando, Californie, 1971	31

Liste des figures

Figure 2.8 Carte de la région, montrant la rupture au séisme de Landers 1992. Les stations d'enregistrement aux extrémités opposées sont indiquées, l'épicentre, la direction de propagation et les accélérogrammes de vitesse enregistré montrant la directivité vers l'arrière.....	33
Figure 2.9 Accélérogrammes pour les impulsions (a) FSP1 et (b) FDP1.....	37
Figure 2.10 Paramètres couramment employés pour la caractérisation de l'impulsion	38
Figure 2.11 Accélérogrammes pour les impulsions (a) FSP1 et (b) FDP1.....	40
Figure 2.12 Modèles d'impulsions basées sur l'onde	42
Figure 2.13 Spectres de calcul $S_e(T)$ de l'Eurocode 8 pour les tremblements de terre des types 1 et 2 et pour différentes conditions des sols et site	45
Figure 2.14 Carte de zonage sismique du territoire national	49

CHAPITRE 3: LES SYSTEMES DE CONTROLE DES VIBRATIONS

Figure 3.1 Dispositifs de contrôle de structure	54
Figure 3.2 Structure avec les systèmes de contrôle de vibration.....	55
Figure 3.3 Dispositif d'amortissement de friction.....	55
Figure 3.4 Amortisseur à friction de Sumitomo et détail d'installation	56
Figure 3.5 Plaques d'acier en forme de x (ADAS) et détail de l'installation	57
Figure 3.6 Détails de connexion du dispositif-à-contrevent TADAS.....	58
Figure 3.7 Déformation d'amortisseur TADAS pendant le tremblement de terre	58
Figure 3.8 Amortisseurs viscoélastiques et son détail d'installation	59
Figure 3.9 (a) Amortisseur visqueux fluide , (b) Boucle d'hystérésis typique du FVD.....	60
Figure 3.10 (a) Tour de Taipei 101, (b) Modèle mécanique du bâtiment-TMD	60
Figure 3.11 Modèle mécanique de TLCD	61
Figure 3.12 Appui en caoutchouc fretté. (a) dispositif, (b) Modèle dynamique.....	62
Figure 3.13 Appui en caoutchouc fretté avec noyau de plomb, (a) dispositif, (b) Modèle dynamique.....	63
Figure 3.14 Appui de friction, (a) dispositif. (b) modèle dynamique	64
Figure 3.15 Appui de FPS, (a) dispositif. (b) modèle dynamique	64
Figure 3.16 Appui EDF, (a) dispositif. (b) modèle dynamique	65
Figure 3.17 Système résistant par frottement, (a) dispositif. (b) modèle dynamique	66
Figure 3.18 (a) bâtiment isolée à la base, (b) modèle dynamique	67
Figure 3.19 Système isolé de 2-DDL soumis au déplacement au sol... ..	75
Figure 3.20 Les modes propres pour un modèle de système d'isolation de deux degrés de liberté.	76

CHAPITRE 4: EFFET DE PROXIMITE DE LA SOURCE SISMIQUE SUR LES STRUCTURES ISOLEES A LA BASE

Figure 4.1 (a) vue en plan; (b) élévation.....	79
Figure 4.2 Spectre de conception (ASCE7-10) et les spectres de réponse des enregistrements de déplacement co-sismique.....	81

Liste des figures

Figure 4.3 Spectre de conception (ASCE7-10) et les spectres de réponse des enregistrements de directivité vers l'avant	82
Figure 4.4 Spectre de conception (ASCE7-10) et les spectres de réponse des enregistrements de champ lointain.	82
Figure 4.5 Cinq pour cent d'amortissement normalisée de l'accélération (Type A: déplacement co-sismique, Type B: directivité vers l'avant.)	84
Figure 4.6 Cinq pour cent d'amortissement normalisée de vitesse (Type A: déplacement co-sismique, Type B: directivité vers l'avant.)	84
Figure 4.7 Cinq pour cent d'amortissement normalisée de réponse de déplacement (élastique) pour des impulsions sinusoïdales idéalisées. (Type A: déplacement co-sismique, Type B: directivité vers l'avant.).....	85
Figure 4.8 Déplacement inter-étage maximal pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique	87
Figure 4.9 Déplacement inter-étage maximal pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant.....	89
Figure 4.10 Déplacement inter-étage maximal pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine.....	91
Figure 4.11 Variation du déplacement maximal du premier niveau pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique.....	93
Figure 4.12 Variation du déplacement maximal du premier niveau pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant	93
Figure 4.13 Variation du déplacement maximal du premier niveau pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine.	94
Figure 4.14 Accélération absolue maximale pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique	96
Figure 4.15 Accélération absolue maximale pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant	98
Figure 4.16 Accélération absolue maximale pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine	100
Figure 4.17 Force de cisaillement à la base pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique.....	102
Figure 4.18 Force de cisaillement à la base pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant.....	104
Figure 4.19 Force de cisaillement à la base pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine.....	106
Figure 4.20 Réponses hystérétiques pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique.....	108

Liste des figures

Figure 4.21 Réponses hystérétiques pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant	110
Figure 4.22 Réponses hystérétiques pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine	112
Figure 4.23 Emplacements des rotules plastiques pour la structure de 12 étages soumise à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique, (SKR090)	113
Figure 4.24 Emplacements des rotules plastiques pour la structure de 12 étages soumise à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant (KJMA00)	114
Figure 4.25 Emplacements des rotules plastiques pour la structure de 12 étages soumise à des mouvements de source lointaine (CFH090).....	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 . Description et classification des impulsions simples [62].....	37
Tableau 2.2 Facteur de source proche N_a^1 (Tableaux 16-S, UBC 1997).....	46
Tableau 2.3 Facteur de source proche N_{v1} (Tableaux 16-T, UBC 1997).....	46
Tableau 2.4 Type de source sismique ¹ (Tableaux 16-U, UBC 1997)	46
Tableau 4.1 Base de données de mouvement de sol.....	81

LISTE DES SYMBOLES

M_0 : Moment sismique (N.m)

μ : Constante de rigidité (Pa = kg.m⁻¹.s⁻²)

S : Surface de faille (m²)

($D \rightarrow \infty$) : Dislocation finale (m)

τ : La contrainte

ε : La déformation

ϕ : L'azimut (*strike*),

δ : Le pendage (*dip*)

λ : L'angle de glissement (*slip*),

\vec{n} : Vecteur normal au plan de faille

\vec{v} : Vecteur glissement le long du plan de faille, par convention le mouvement du bloc supérieur.

L : La longueur du plan de faille

a : est un facteur de forme proche de 1

$\Delta\sigma$: est la contrainte moyenne

R_{HYP} : Distance hypo-centrale

R_{EPI} : La distance épacentrale

R_{JB} : Les distances de Joyner & Boore

R_{RUP} : Les distances de rupture

d : La distance focale

R : La distance entre la source et le point d'observation

ω : La fréquence circulaire

η : La longueur d'onde P

\mathfrak{R}^P : Le diagramme de rayonnement d'onde P

\mathfrak{R}^S : Le diagramme de rayonnement d'onde S

Liste Des Symboles

e_R : Vecteur de l'unité dans la direction radiale

f : La force ponctuelle

f_R : La composante radiale de la force ponctuelle f

f_T : La composante transversale de la force ponctuelle f

V : Le volume de la source primaire sur lequel agit la source

Δu : Le glissement " à travers le volume de la faille

PGV/PGA : Le rapport de la vitesse du sol au pic d'accélération maximale du sol

PGD/PGA : Le rapport du déplacement du sol au pic d'accélération maximale du sol

T_p : La période d'impulsion (s)

T_s : La période de la structure (s)

A_p : L'amplitude de l'impulsion de vitesse

θ_p : La phase de l'impulsion comprend des informations sur la forme de l'impulsion et ses dommages potentiels

1DDL : Un degré de liberté

f_p : La fréquence de l'impulsion

γ : Représente le nombre d'oscillations

D_r : Le déplacement résiduel

t_0 : Temps de début de l'impulsion,

σ : La largeur de la fonction de l'impulsion selon la formule proposée par Mukhopadhyay & Gupta (2013 a)

α, β, λ : Les paramètres pour la forme de l'impulsion selon la formule proposée par Moustafa & Takewaki (2010)

α et n : Des variables déterminent sa forme de l'impulsion selon la formule proposée par He & Agrawal (2008)

$S_e(T)$: Spectres de calcul

N_a et N_v : Deux facteurs de la proximité de source

Liste Des Symboles

Ca et Cv : Des coefficients sismiques

Z : facteur de zone sismique

CBFs : contreventé par chevron d'acier

FVDs : amortisseurs visqueux fluides

SR : Taux de glissement, (mm/an)

a_N : L'accélération nominale,

INTRODUCTION

Les études des mouvements de sol induits par les séismes destructeurs, comme le séisme de Northridge en 1994, le séisme de Kobe en 1995, le séisme de Chi-Chi en 1999, et le séisme de Boumerdes 2003 dans les régions proches des sources sismiques (zone proche de la faille) ont montré que les mouvements de sol, enregistrés dans les zones proches de la source, diffèrent de ceux observés dans la région éloignée de la source.

La caractéristique la plus importante des événements proches de la source dans le domaine du génie civil est la nature de l'impulsion et la forme d'onde de la vitesse du sol qui affecte la réponse structurelle impliquant de graves conséquences sur les structures souples, en particulier les bâtiments de grande hauteur. Ce comportement impulsif des mouvements au sol est fréquemment causé par des effets de directivité vers l'avant et des effets de déplacement co-sismique.

Le développement et la vérification des méthodes pour faciliter la conception structurelle pour des régions de source proche est donc de valeur significative, à la fois en ce qui concerne les aspects économiques ainsi que les questions de sécurité.

En outre, les structures sont conçues pour résister aux forces dynamiques grâce à une combinaison de résistance, de déformabilité et d'absorption d'énergie. Ces structures peuvent se déformer bien au-delà de la limite élastique lors d'un séisme sévère. Néanmoins, les structures conçues avec ces méthodes sont parfois vulnérables à de forts mouvements sismiques.

Afin d'éviter de tels dommages critiques, les ingénieurs de structure s'accordent le challenge pour trouver différents types de systèmes structurels capables de résister aux séismes sévères. Alternativement, certains types de systèmes de protection structurelle peuvent être mis en œuvre pour atténuer les effets dommageables de ces forces dynamiques. Ces systèmes fonctionnent en absorbant une partie de l'énergie d'entrée qui serait transmise à la structure elle-même. Devant un tel scénario, les techniques de contrôle structurel sont devenues des technologies prometteuses pour la conception parasismique. Le concept de contrôle structurel est d'absorber l'énergie de vibration de la structure en introduisant des dispositifs supplémentaires.

Introduction

Différents types de dispositifs de contrôle structurel ont été récemment développés et introduits dans les structures de génie civil à grande gamme. Parmi ces dispositifs, les systèmes d'isolation à la base. L'implémentation de l'isolation sismique à la base résulte en une solution économique et pratique qui atténue l'amplitude de la force sismique en fournissant à la fois une flexibilité latérale et une dissipation d'énergie à travers le système d'isolation. Les systèmes d'isolation à la base conceptuellement liés aux technologies de contrôle des vibrations passives contribuent à déplacer la période fondamentale (ou naturelle) de la structure loin de l'impulsion élevée de l'accélération spectrale où les structures sont le plus affectées. Les dispositifs d'isolation à la base les plus communs utilisés depuis de nombreuses années par les ingénieurs sont les isolateurs d'appui en caoutchouc avec barre de plomb (*Lead Rubber Bearing*) qui combinent la fonction d'isolation et la dissipation d'énergie dans une seule unité compacte.

L'objectif de ce travail vise principalement à étudier la réponse sismique des bâtiments en portiques équipés de système d'isolation LRB situés en zone de source proche de mouvement de sol afin d'évaluer la performance de ce système face des problèmes liés à la proximité de la source sismique.

Ce travail se compose de quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

L'introduction générale décrit les caractéristiques du mouvement de sol en champ proche, d'où la nécessité de sélectionner le système de contrôle de vibration pour le contrôle de la réponse sismique. On définit les objectifs et la portée de cette recherche.

Le premier chapitre présente les connaissances de base de la sismologie et les différents types d'ondes sismiques. La définition de source sismique ainsi que sa théorie.

Le deuxième chapitre est divisé en trois parties : La première mentionne la définition de mouvement du sol en champ proche; les caractéristiques des mouvements du sol de faille proche et les effets de faille proche ainsi que les paramètres sismiques du mouvement du sol. La deuxième est une présentation des différentes formes d'une onde d'impulsion, les caractérisations d'impulsions et leurs modèles. La troisième est un aperçu sur les effets de domaine en champ proche dans les codes parasismiques internationaux ainsi que l'influence des sources sismiques en champ proche sur les structures civiles

Introduction

Le troisième chapitre fait une description des dispositifs de contrôle de vibration et leurs modèles; une classe très importante des dispositifs de contrôle passif et les dispositifs d'isolation sismique ainsi que les équations de mouvement régissant le comportement du système. On a présenté la théorie linéaire et non linéaire de l'isolation à la base.

Le quatrième chapitre vise à montrer l'efficacité des systèmes d'isolation dans le mouvement de sol en champ proche sous l'effet de directivité et de déplacement co-sismique. On a présenté la réponse dynamique de différents types de structures (rigide, semi rigide, flexible) soumises à des enregistrements sismiques respectivement de source proche et lointaine ainsi que la réponse dynamique sous l'effet des impulsions simples de mouvement du sol en champ proche .

Finalement, une conclusion générale synthétise tous les résultats obtenus et les objectifs atteints lors de cette investigation suivie de certaines recommandations pour les futurs chercheurs imprégnés dans la même thématique.

Chapitre 1

**Identification de la source
sismique**

CHAPITRE I

IDENTIFICATION DE LA SOURCE SISMIQUE

1.1. Introduction

Dans la plupart des cas, l'effondrement des structures est causé par des tremblements de terre. Le degré de dégâts varie en fonction de la gravité de l'impact du tremblement de terre ainsi que la distance de la structure par rapport à la source sismique. Dans le cas d'un tremblement de terre, le mouvement sismique s'étend de la source sismique, et ses caractéristiques à la surface de terrain dépendent de plusieurs facteurs à savoir : le mécanisme de la source, la distance de la source de rayonnement et les effets de site. Dans une zone autour de l'épicentre, le mouvement du sol sismique pourrait être sensiblement différent du mouvement de sol en champ lointain. Selon la dimension de la faille et le mécanisme, une zone située de quelques dizaines de kilomètres de la source sismique peut être soumise à des effets de mouvement de terrains spécifiques [1]. Les études bibliographiques sur les effets de mouvement sismique au sol à proximité de la source sismique montrent que les chercheurs utilisent des noms différents, pour traiter la zone dans laquelle ces effets sont observés, à savoir : proximité de la faille, proche de la source, proche de champ ou de la zone épacentrale. Pour cette raison, nous aborderons dans ce chapitre l'étude de toutes les définitions et toutes les mesures relatives à la source du tremblement de terre notamment le cas d'un tremblement de terre dévastateur.

1.2. Paramètres liés à la source sismique

La source sismique est définie par les trois paramètres principaux à savoir la magnitude, le mécanisme au foyer et la chute de contrainte moyenne. Etant donné l'hypothèse de self-similarité entre les événements sismiques, les lois d'échelle permettent de retrouver les autres paramètres de source tels que le moment sismique, la taille de la faille et le glissement moyen[2].

1.2.1. Moment sismique (Double couple)

Un séisme est un processus transitoire où l'énergie accumulée par la déformation tectonique est relâchée soudainement à travers la rupture d'une faille. Une partie importante de cette énergie se dissipe sous forme de chaleur ou d'endommagement des roches dans la zone de la faille ; et l'autre partie d'énergie rayonne sous forme d'ondes élastiques.

Pour la plupart des séismes, on peut montrer que la déformation élastique associée est équivalente à l'action d'un double-couple de forces de directions opposées et perpendiculaires (figure 1.1). Le moment de chaque couple est appelé moment sismique[3].

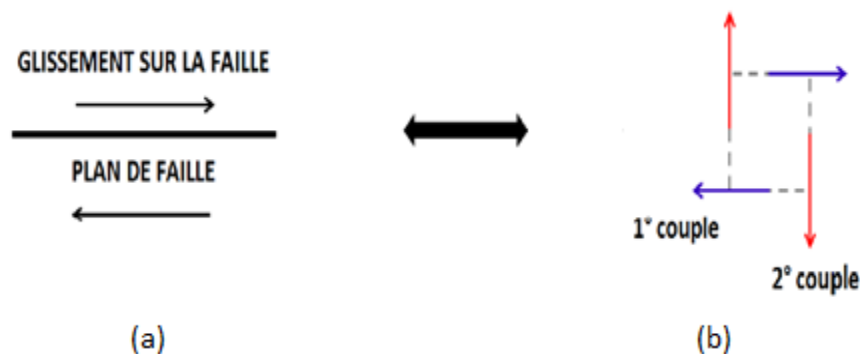


Figure 1.1 (a) Représentation d'un plan de faille et la direction de son glissement. (b) Les deux couples de forces sont le 1er couple : forces de friction, et le 2ème couple : forces de compression/traction[3].

Le moment sismique (scalaire) est défini de la manière suivante :

$$M_0 = \mu SD \quad (1.1)$$

où:

M_0 : Moment sismique (N.m)

μ : Constante de rigidité (Pa = kg.m⁻¹.s⁻²)

S : Surface de faille (m²)

($D \rightarrow \infty$) : Dislocation finale (m)

Graphiquement, on peut visualiser les composantes S et D sur chaque type de faille (figure 1.2):

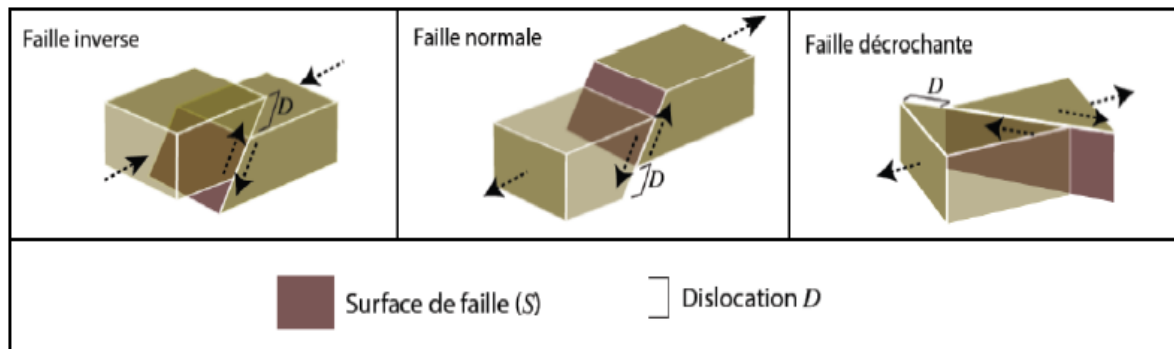


Figure 1.1 Composantes du moment sismique sur une faille inverse, normale et décrochant [3]

Il est important de mentionner que la constante de rigidité (μ) est définie par le rapport entre la contrainte (τ) et la déformation (γ): $\mu = \frac{\tau}{\gamma}$

Cette relation entre la contrainte (τ) et la déformation (ε), ainsi que le moment sismique (M_0), peuvent être exprimés d'une autre manière en modélisant la déformation d'un bloc de roche dont la surface S est la surface de faille (figure 1.3)[3]

$$\mu = \frac{\tau}{\varepsilon} = \frac{F/S}{D/l} = \frac{Fl}{SD} \Rightarrow \mu SD = Fl$$

$$(\text{comme : } M_0 = \mu SD) \Rightarrow M_0 = Fl$$

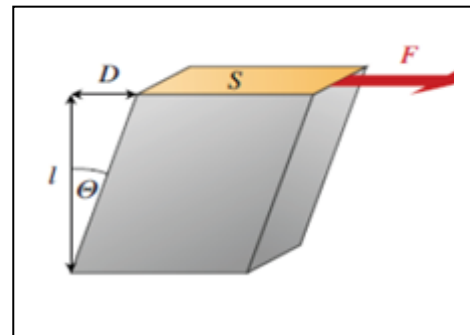


Figure 1.2 Déformation d'un bloc de roche par effet d'une dislocation D à la surface de faille [3]

La mesure directe du moment sismique (M_0) est difficile, car on n'a pas d'accès à la faille.

Donc, Il faut trouver une approche pour mesurer M_0 à partir de l'énergie rayonnée.

1.2.2. Le mécanisme au foyer

Un mécanisme au foyer détermine la nature du séisme et les contraintes résultantes pour les régions voisines. Ce mécanisme est caractérisé par trois angles (figure. 1.4) qui sont définis dans les conventions décrites par Aki & Richards (1980) [2]:

- l'azimut (*strike*) ϕ , est l'angle entre le Nord et la trace de la faille en surface. Il est compté positivement vers l'Est : $0^\circ < \phi < 360^\circ$. Entre les deux directions possibles,

Identification de la source sismique

l'azimut indique l'angle qu'un observateur voit en ayant le pendage de la faille à sa main droite ;

- le pendage (*dip*) δ , est l'angle entre le plan horizontal et le plan de la faille. Il est compté positivement vers la verticale descendante : $0^\circ < \delta < 90^\circ$;
- l'angle de glissement (*slip*) w , est l'angle entre l'horizontale et le vecteur glissement, dans le plan de faille. Il est compté positivement pour un mécanisme inverse : $0^\circ < w < 180^\circ$, et négativement pour un mécanisme normal : $-180^\circ < w < 0^\circ$.

Le mouvement sur le plan de faille est de type cisailant, il est défini par le modèle de dislocation. Dans ce modèle, la faille est considérée comme une surface d'épaisseur infinitésimale et caractérisée par deux vecteurs (Figure 4) [4]:

- \vec{n} : Vecteur normal au plan de faille ;
- \vec{v} : Vecteur glissement le long du plan de faille, par convention le mouvement du bloc supérieur.

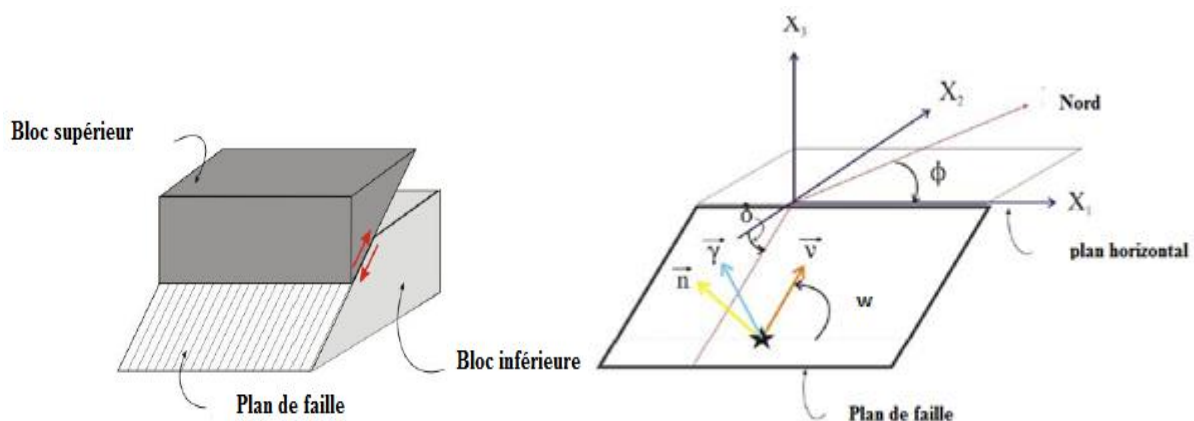


Figure 1.3 Représentation des 3 angles définissant un mécanisme au foyer, sur un plan de faille[4]

1.2.3. La chute de contrainte moyenne

La chute de contrainte détermine la variation de contrainte au long de la faille pendant le séisme. Elle est généralement plus élevée en contexte inter-plaque qu'en contexte intra-plaque[2].

La connaissance du moment sismique et de la chute de contrainte permet de dimensionner le plan de faille. Suite aux observations effectuées sur les surfaces de rupture d'une grande quantité de séismes, on confédère l'hypothèse que la zone de rupture s'inscrit dans une surface rectangulaire dont la largeur W est la moitié de la longueur L .

Identification de la source sismique

La longueur du plan de faille est donnée par l'expression suivante[2] :

$$L = \left(\frac{4aM_0}{(\Delta\sigma)} \right)^{1/3} \quad (1.2)$$

avec :

M_0 : est le moment sismique

a : est un facteur de forme proche de 1

$\Delta\sigma$: est la contrainte moyenne

1.3. Paramètres liés au site d'observation

La position du site d'observation par rapport à la source sismique est définie par deux paramètres à savoir : la distance source-site et l'angle de vue. La distance entre la faille et le site d'observation est une distance centroïdale, qui est définie par rapport au centre de la faille[2].

1.3.1. L'angle de vue

Il s'agit de l'angle que fait la direction de l'azimut de la faille avec la direction source-site. Par convention, il est compté positivement dans le sens horaire à partir de la direction de l'azimut. Quelle que soit l'orientation de la faille, un angle de vue de 0° décrit toujours un site placé dans une configuration directive, 90° et 270° pour une configuration non-directive et 180° pour une configuration anti-directive. La figure 1.5 donne les angles de vue de trois sites situés autour d'une faille NW-SE plongeant vers le SW[2].

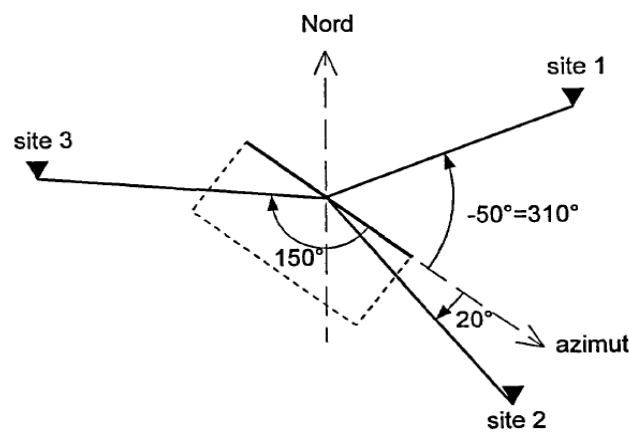


Figure 1.4 Géométrie source-sites dans le plan horizontal[2]

Identification de la source sismique

La faille est représentée par sa trace en surface (trait plein) et son plan (trait pointillé).

1.4. Définitions liées à la source sismique

1.4.1. Source lointaine et source proche

Cette notion lie la dimension de la source avec la distance entre la source et le site d'observation (figure 1.6). La source lointaine représente toutes les positions de site se trouvant à quelques longueurs de faille de la source. La source proche représente toutes les positions de site se trouvant à une petite fraction de longueur de faille de la source[2].

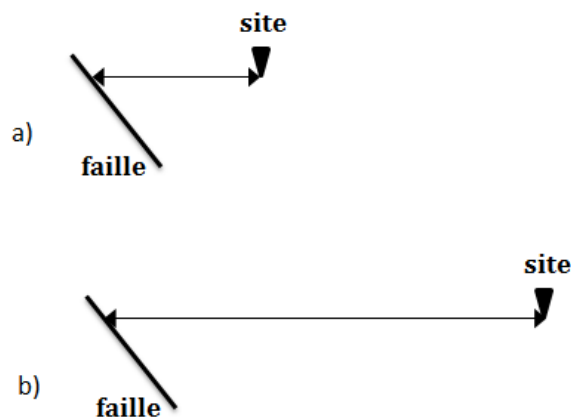


Figure 1.5 Schéma présentant les concepts (a) de source proche et (b) de source lointaine [2].

En source lointaine, on peut considérer la source comme ponctuelle, c.à.d. tous les points de la faille sont ramenés à un seul point, et la notion de rupture n'existe plus. En source proche, on est obligé de considérer la source comme étendue, c.à.d. la faille est représentée par une surface.

1.4.2. Champ lointain et champ proche

Cette notion lie le contenu fréquentiel observé, avec la distance entre la source et le site d'observation (figure 1.7). Le champ lointain représente toutes les positions de site se trouvant à quelques longueurs d'onde de la source. Le champ proche représente toutes les positions de site se trouvant à une petite fraction de longueur d'onde de la source[2].

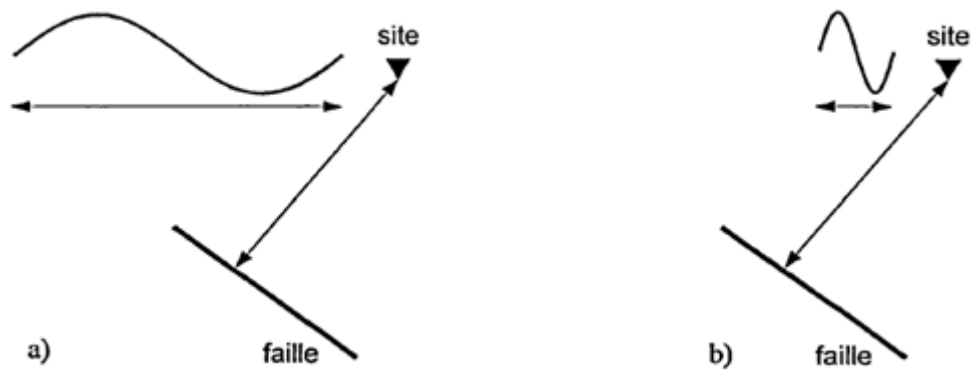


Figure 1.6 Schéma présentant les concepts de champ proche (a) et de champ lointain (b) [2].

1.5. Les distances R_{HYP} et R_{EPI}

La plus utilisée est la distance hypocentrale (R_{HYP}). Celle-ci représente la distance entre le point de nucléation de la rupture et la station considérée (figure 1.8). La distance épacentrale (R_{EPI}), représente la distance horizontale entre la projection de l'hypocentre en surface (i.e. l'épicentre) et la station. Cette définition nécessite toutefois de connaître la profondeur de l'hypocentre[5].

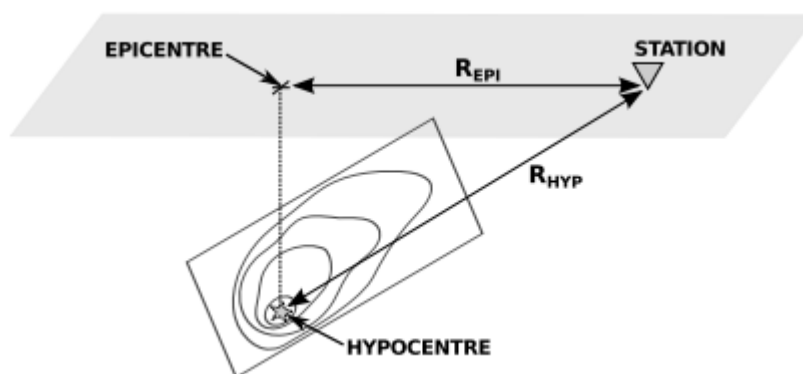


Figure 1.7 Illustration des définitions de la distance hypocentrale (R_{HYP}) et de la distance épacentrale (R_{EPI})[5].

Etant donné que le paramètre hypocentrale est assez difficile à déterminer, Akkar and Bommer (2010) ont préféré d'utiliser la distance épacentrale (R_{EPI}) pour développer un modèle de prédiction Européen. Celle-ci représente la distance horizontale entre la projection en surface de l'hypocentre et la station considérée (Figure 1.8)[5].

Identification de la source sismique

1.6. Les distances R_{RUP} et R_{JB}

Les distances de Joyner & Boore (R_{JB}) et de rupture (R_{RUP}) sont moins utilisées car elles nécessitent une définition au préalable des plans de faille. Cependant, elles sont utilisées pour des GMPEs (*Ground Motion Prediction Equations*) calculées sur de grandes bases de données. La GMPE Boore et al. (2014), développée sur la base de données des NGA-WEST2 (Ancheta et al. 2014), utilise la distance Joyner & Boore (R_{JB})[5].

La distance de rupture (R_{RUP}) représente la distance la plus courte entre le plan de faille et la station. La distance Joyner & Boore représente la distance horizontale la plus courte entre la projection du plan de faille en surface et la station (Figure 1.9)[5].

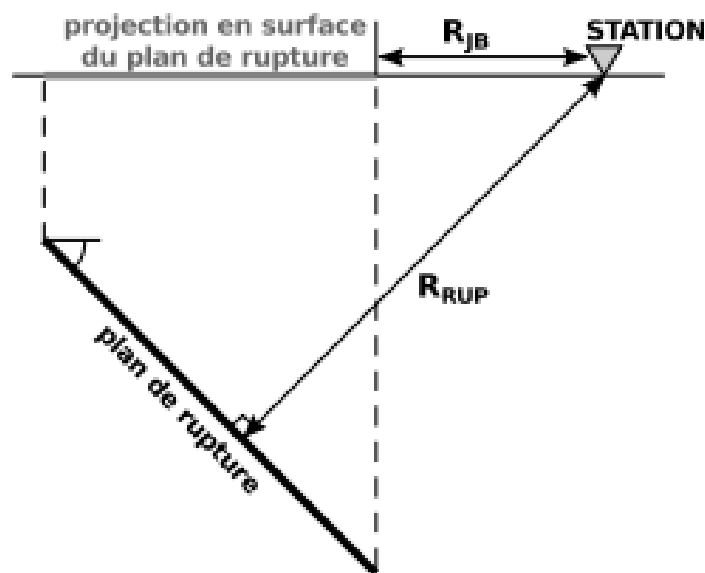


Figure 1. 8 Illustration des définitions de la distance de rupture (R_{RUP}) et de la distance Joyner & Boore (R_{JB})[5].

1.7. Les différents types de sources sismiques

Le concept de sources sismiques, pour représenter la sismicité par l'approche probabiliste, a été introduit par Cornell[6]. Trois types de sources ont été différenciées à savoir des points-sources, des lignes-sources ou (failles-sources) et des zones-sources (figure 1.10)[7].

Identification de la source sismique

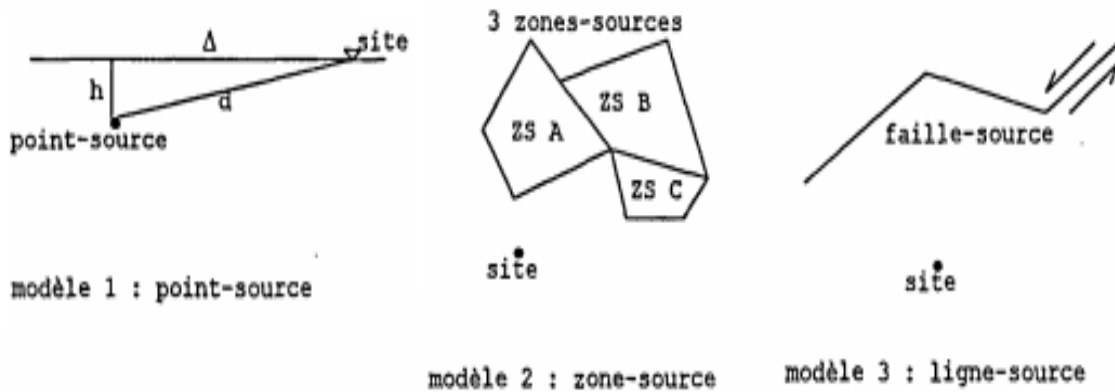


Figure 1.9 Représentation de trois types de sources sismiques[7]

Les points-sources sont utilisés, lorsqu'une source potentielle de séismes est fortement concentrée géographiquement par rapport à la distance focale d qui la sépare du site. Les zones-sources sont définies sur la base de critères sismotectoniques, et dans ce cas, il s'agit de systèmes de structures sismogènes, en général sismiquement actifs ou de domaines sismotectoniques à sismicité faible. Par conséquent, les failles-sources sont généralement reliées à une sismicité élevée fortement concentrée au long de leur tracé. Ces failles-sources sont souvent très actives et bien connues, et elles sont des structures sismogènes, selon la terminologie introduite par le BRGM. Le paramètre du mouvement du sol (par exemple, l'accélération) est en fonction de la distance et de la magnitude pour les points-sources et les zones-sources. Il dépend aussi de la distance et de la longueur de la rupture qui est elle-même dépendante de la magnitude, pour les failles-sources[7].

Le niveau de détail utile à la délimitation géométrique d'une source sismique dépend de la distance de la source au site. On pourra s'affranchir de la précision kilométrique d'une limite pour une source sismique se trouvant à plus de 100 km du site, alors que cette limite sera déterminante, s'il se trouve à moins de 10 km de la source sismique. Slejko [8] a pris en compte l'incertitude spatiale des limites de zones-sources en la fixant à 15 km.

La délimitation géométrique d'une source sismique dépend aussi de la taille de la source sismique : si la magnitude maximale d'une source sismique est inférieure à 6, on pourra ignorer les dimensions de la rupture co-sismique. C'est souvent le cas pour les zones-sources, incluant les domaines sismotectoniques. Au contraire, pour les sources de plus forte magnitude, la taille de la rupture doit être considérée et une loi d'atténuation appropriée doit être utilisée. Si on considère la taille de la rupture pour les séismes de forte magnitude ($M > 6$), l'aléa sismique s'augmente pour des faibles distances source-site.

Identification de la source sismique

Pour les failles-sources, la dépendance de la taille de la rupture (longueur, largeur, surface de rupture) avec la magnitude se dérive à partir de lois empiriques[9]. En raison de la forte dispersion qui caractérise ce type de lois, il est préférable d'utiliser des relations donnant la taille de la rupture en fonction de la magnitude, plutôt que d'inverser des relations donnant la magnitude en fonction de la taille. D'autre part, cette dispersion est très rarement prise en compte lors des études d'aléa probabiliste. Plusieurs études récentes utilisent le modèle de failles-sources[10, 11].

Enfin pour les modèles de failles-sources, il faut noter que l'aléa sismique en champ lointain (distance focale supérieure à quelques dizaines de kilomètres) peut être fortement sous-estimé par rapport aux résultats donnés par un modèle de zones-sources. Cette sous-estimation peut être d'autant plus grande que plusieurs failles d'un même système sont parfois inconnues, parce qu'elles sont non reconnues en surface ou par la géophysique. Ces failles cachées ou ignorées, à l'exemple des séismes de Northridge (Californie : 17 janvier 1994) ou de Kobe (Japon : 17 janvier 1995), deux régions où les données sismotectoniques sont pourtant parmi les plus importantes au monde, peuvent présenter un aléa non négligeable. Ce type de séismes a d'ailleurs motivé la prise en compte des failles cachées dans certaines études californiennes[11].

1.8.. Détermination du champ proche et champ lointain

La plus simple source possible d'ondes élastiques est une force ponctuelle d'orientation arbitraire située à l'intérieur d'un corps élastique homogène, isotrope infini de densité ρ et les constantes élastiques k et G .

Avec $v_\alpha = \sqrt{k + 2G/\rho}$ et $v_\beta = \sqrt{G/\rho}$, respectivement les vitesses des ondes P et S. Notons $u(x,t)$, le vecteur de déplacement de particules. Il faut trouver la solution de l'équation d'onde élastodynamique

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} u(x,t) = (k + G) \nabla (\nabla u(x,t)) + G \nabla^2 u(x,t) + f(x,t) \quad (1.3)$$

Sous les conditions initiales homogènes, $u(x,0) = \dot{u}(x,0) = 0$, ainsi que les conditions de radiation appropriée à l'infini. Dans (1.3) f est une distribution générale de la densité de force en fonction de la position et le temps. Pour une force ponctuelle d'orientation arbitraire située à un point x_0 , la distribution de force de corps est

$$f(x,t) = f \times s(t) \times \delta(x - x_0) \quad (1.4)$$

Identification de la source sismique

Où $s(t)$ est la fonction de temps source, la variation de l'amplitude de la force en fonction du temps. f est un vecteur unitaire dans la direction de la force de point. La solution de l'équation (1.3) est plus facile à obtenir dans le domaine de transformée de Fourier. Comme d'habitude en sismologie, nous utilisons la définition suivante de la transformation de Fourier et son inverse :

$$\bar{u}(x, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} u(x, t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (1.5)$$

$$u(x, \omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \bar{u}(x, \omega) \cdot e^{-i\omega t} d\omega$$

Ici et dans ce qui suit, nous noterons la transformée de Fourier avec un tilde. D'après les travaux de Achenbach [12], on trouve la fonction de Green dans le domaine de la transformée de Fourier :

$$\begin{aligned} \tilde{u}(\mathbf{R}, \omega) = & \frac{1}{4\pi\rho} \left[f \cdot \nabla \nabla \left(\frac{1}{R} \right) \right] \frac{\tilde{s}(\omega)}{\omega^2} \times \left[- \left(1 + \frac{i\omega R}{v_\alpha} \right) e^{-i\omega R/v_\alpha} + \left(1 + \frac{i\omega R}{v_\beta} \right) e^{-i\omega R/v_\beta} \right] \\ & + \frac{1}{4\pi\rho v_\alpha^2} \frac{1}{R} (f \cdot \nabla R) \cdot \nabla R \tilde{s}(\omega) e^{i\omega R/v_\alpha} + \frac{1}{4\pi\rho \alpha^2} \frac{1}{R} \left[f - (f \cdot \nabla R) \cdot \nabla R \right] \tilde{s}(\omega) e^{i\omega R/v_\beta} \end{aligned} \quad (1.6)$$

Où $R = \|x - x_0\|$ est la distance entre la source et le point d'observation. À l'aide de la transformation de Fourier suivante :

$$-\frac{1}{\omega^2} \left[1 + \frac{i\omega R}{v_\alpha} \right] e^{i\omega R/v_\alpha} \leftrightarrow tH(t - R/v_\alpha)$$

On peut transformer l'équation (1.6) pour le domaine temporel afin d'obtenir le résultat final :

$$\begin{aligned} \tilde{u}(\mathbf{R}, \omega) = & \frac{1}{4\pi\rho} \left[f \cdot \nabla \nabla \left(\frac{1}{R} \right) \right] \int_{R/v_\alpha}^{\min(t, R/v_\beta)} \tau s(t - \tau) d\tau + \frac{1}{4\pi\rho v_\alpha^2} \frac{1}{R} (f \cdot \nabla R) \cdot \nabla R s(t - R/v_\alpha) \\ & + \frac{1}{4\pi\rho v_\alpha^2} \frac{1}{R} \left[f - (f \cdot \nabla R) \cdot \nabla R \right] s(t - R/v_\beta) \end{aligned} \quad (1.7)$$

Cette expression de recherche compliquée peut mieux comprendre chacun de ses termes considérés séparément. La première ligne est le champ proche qui comprend tous les termes qui diminuent avec la distance plus rapidement que R^{-1} . Les deux dernières lignes sont le

Identification de la source sismique

champ lointain qui diminue avec la distance comme R^{-1} en ce qui concerne les ondes sphériques classiques.

1.8.1. Détermination du champ lointain

Plusieurs travaux pratiques de sismologie ont été effectués dans le champ lointain, à des distances de plusieurs longueurs d'onde de la source. Dans cette région, il n'est pas nécessaire d'utiliser le champ élastique complet tel que décrit par l'équation (1.7) ; lorsque la distance R est grande les deux derniers termes sont importants. Il y a toujours eu une certaine confusion dans la littérature sismologique en ce qui concerne le sens exact du terme " champ lointain ".

Pour une force ponctuelle, qui, par définition, n'a pas d'échelle de longueur, quelle est exactement la distance au-delà de laquelle nous sommes dans le champ lointain ? Ce problème a des conséquences pratiques importantes pour la solution numérique de l'équation d'onde, pour le calcul des accélérations enregistrées " proche de source", etc.

Afin de clarifier ce point, nous examinons l'expression de domaine de fréquence pour la fonction de Green l'équation (1.6). Dans quelles conditions nous pouvons négliger le premier terme de cette expression en ce qui concerne les deux derniers ? À cet effet, nous remarquons

que R apparaît toujours dans la combinaison sans dimension $\frac{\omega R}{v_\alpha}$ ou $\frac{\omega R}{v_\beta}$. De toute

évidence, ces deux ratios déterminent les conditions de champ lointain. Comme $v_\alpha > v_\beta$, nous concluons que le champ lointain est défini par :

$$\frac{\omega R}{v_\alpha} \gg 1, \text{ ou } \frac{R}{k} \gg 1 .$$

Où $\eta = \frac{2\pi v_\alpha}{\omega}$ est la longueur d'onde P de fréquence circulaire ω . La condition pour le champ lointain dépend donc de la fréquence caractéristique ou la longueur d'onde de la radiation.

Donc, en fonction du contenu de la fréquence du signal $\tilde{s}(\omega)$, nous serons dans le champ lointain pour les ondes à haute fréquence, mais nous pourrions être dans le champ proche pour les composantes de basse fréquence. En d'autres termes, pour chaque composante de fréquence il y a une distance de plusieurs longueurs d'onde pour laquelle nous sommes dans le champ lointain.

Identification de la source sismique

En particulier pour les ondes de fréquence zéro, l'approximation statique, tous les points de la terre sont dans le champ proche de la source, tandis que dans les hautes fréquences supérieures à 1 Hz, nous sommes dans le champ lointain, de 10 km de la source.

Le rayonnement de champ lointain d'une force ponctuelle est généralement écrit sous la forme suivante :

$$u_{FF}^P = \frac{1}{4\pi\rho v_\alpha^2} \frac{1}{R} \mathfrak{R}^P \cdot s(t - R/v_\alpha) \quad (1.8)$$

$$u_{FF}^S = \frac{1}{4\pi\rho v_\beta^2} \frac{1}{R} \mathfrak{R}^S \cdot s(t - R/v_\beta)$$

Où \mathfrak{R}^P et \mathfrak{R}^S sont les diagrammes de rayonnement d'ondes P et S, respectivement. Notant que $\nabla R = e_R$, vecteur de l'unité dans la direction radiale, nous pouvons écrire les diagrammes de rayonnement sous la forme simplifiée suivante, $\mathfrak{R}^P = f_R \times e_R$ et $\mathfrak{R}^S = f_T = f - f_R \times e_R$ où, f_R est la composante radiale de la force ponctuelle f , et f_T sa composante transversale.

Donc, dans le champ lointain d'une force de point, les ondes P propagent la composante radiale de la force ponctuelle, tandis que les ondes S propagent des informations sur la composante transversale de la force de point. Expriment l'amplitude de la composante radiale et transversale de f en fonction de l'azimut θ du rayon en ce qui concerne l'application de la force, nous pouvons réécrire les diagrammes de rayonnement sous la forme la plus simple,

$$\mathfrak{R}^P = \sin \theta \times e_R \quad , \quad \mathfrak{R}^S = \sin \theta \times e_T \quad (1.9)$$

Comme on pouvait s'attendre de la symétrie naturelle du problème, les diagrammes de rayonnement sont axialement symétriques par rapport à l'axe de la force de point. Les ondes P d'un point de force ont un motif de radiation dipolaire typique, tandis que les ondes S ont une distribution torique (en forme d'anneau) des amplitudes.

1.8.2. Détermination du champ proche

Lorsque la surface de faille n'est pas grande par rapport à l'unité ($S \ll 1$), tous les termes dans les équations (1.6) et (1.7) sont d'égale importance. En fait, tous les deux termes de champ lointain et de champ proche sont du même ordre de magnitude proche de la source ponctuelle. Afin de calculer le comportement de la distance entre la source et le point d'observation (R) petit, il est préférable de revenir à l'expression de domaine de fréquence l'équation (1.6) ;

$$\begin{aligned} \tilde{u}(\mathbf{R}, \omega) = & \frac{1}{4\pi\rho} \left[\mathbf{f} \cdot \nabla \nabla \left(\frac{1}{R} \right) \right] \frac{\tilde{s}(\omega)}{\omega^2} \times \left[- \left(1 + \frac{i\omega R}{v_\alpha} \right) e^{-i\omega R/v_\alpha} + \left(1 + \frac{i\omega R}{v_\beta} \right) e^{-i\omega R/v_\beta} \right] \\ & + \frac{1}{4\pi\rho v_\alpha^2} \frac{1}{R} (\mathbf{f} \cdot \nabla \mathbf{R}) \cdot \nabla R \tilde{s}(\omega) e^{i\omega R/v_\alpha} + \frac{1}{4\pi\rho v_\alpha^2} \frac{1}{R} \left[\mathbf{f} - (\mathbf{f} \cdot \nabla \mathbf{R}) \cdot \nabla \mathbf{R} \right] \tilde{s}(\omega) e^{i\omega R/v_\beta} \end{aligned}$$

Lorsque $R \rightarrow 0$, les termes entre crochets dans la première ligne tendent vers zéro. Afin de calculer le comportement de champ proche nous devons étendre les exponentielles d'ordre R^{-2} , c'est-à-dire, $\exp(-i\omega R/v_\alpha) \approx 1 - i\omega R/v_\alpha - \omega^2 R^2/v_\alpha^2 + 0 \times (\omega^3 R^3)$ et une expression similaire pour l'exponentielle qui dépend de la vitesse de l'onde S. Après quelques algèbres nous trouvons :

$$\tilde{u}(\mathbf{R}, \omega) = \frac{1}{8\pi\rho} \frac{1}{R} \left[(\mathbf{f} \cdot \nabla \cdot \mathbf{R}) \nabla R \left(\frac{1}{v_\beta^2} - \frac{1}{v_\alpha^2} \right) + \mathbf{f} \left(\frac{1}{v_\beta^2} + \frac{1}{v_\alpha^2} \right) \right] \times \tilde{s}(\omega) \quad (1.10)$$

Ou dans le domaine temporel

$$\mathbf{u}(\mathbf{R}, \omega) = \frac{1}{8\pi\rho} \frac{1}{R} \left[(\mathbf{f} \cdot \nabla \mathbf{R}) \nabla R \left(\frac{1}{v_\beta^2} - \frac{1}{v_\alpha^2} \right) + \mathbf{f} \left(\frac{1}{v_\beta^2} + \frac{1}{v_\alpha^2} \right) \right] \times \mathbf{s}(t) \quad (1.11)$$

C'est le produit de la fonction de temps source $\mathbf{s}(t)$ et le déplacement statique produit par une force ponctuelle d'orientation \mathbf{f} :

$$\tilde{u}(\mathbf{R}, \omega) = \frac{1}{8\pi\rho} \frac{1}{R} \left[(\mathbf{f} \cdot \nabla \cdot \mathbf{R}) \nabla R \left(\frac{1}{v_\beta^2} - \frac{1}{v_\alpha^2} \right) + \mathbf{f} \left(\frac{1}{v_\beta^2} + \frac{1}{v_\alpha^2} \right) \right] \quad (1.12)$$

Ceci est l'un des résultats les plus importants d'élasticité statique et est fréquemment appelé la solution de Kelvin.

1.8.3. Équivalent de tenseur de moment d'une faille

Pour un tenseur de moment, nous pouvons écrire

$$(M_0)_{ij} = (k\delta_{ij}\varepsilon_{kk}^I + 2G\varepsilon_{ij}^I) \cdot V \cdot b \cdot \delta(x - x_0) \quad (1.13)$$

Où V est le volume de la source primaire sur lequel agit la source.

Considérant maintenant que la source est un cylindre très mince de surface S , d'épaisseur b et normale d'unité n (figure 1.11), soit :

$$V = S \cdot b \quad (1.14)$$

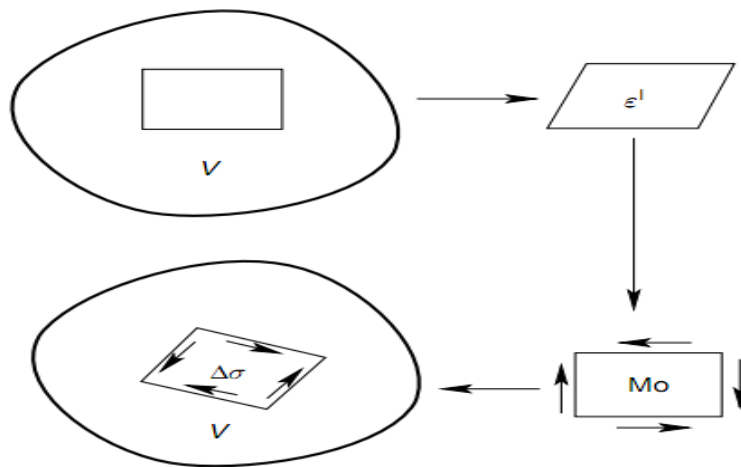


Figure 1.10 Sollicitations inélastiques ou contraintes à l'origine de la notion de tenseur de moment sismique.

Si, l'épaisseur du cylindre tend vers zéro, l'effort inélastique moyen à l'intérieur du volume V peut être calculé comme suit :

$$\lim_{b \rightarrow 0} \varepsilon_{ij}^I \cdot b = \frac{1}{2} [\Delta u_i n_j + \Delta u_j n_i] \quad (1.15)$$

Où Δu est la discontinuité de déplacement (ou simplement le " glissement " à travers le volume de la faille). Le moment sismique de la faille de plat devient

$$(M_0)_{ij} = [k\delta_{ij}\Delta u_k n_k + G(\Delta u_i n_j + \Delta u_j n_i)] \cdot S \quad (1.16)$$

Alors, le moment sismique peut être défini, pour une faille, comme le produit d'une constante élastique par la discontinuité de déplacement et de la zone source. En fait, c'est la façon dont le moment sismique a été initialement déterminé par Burridge et Knopoff [13]. Si la

Identification de la source sismique

discontinuité de glissement est écrite en termes de direction du glissement ν et un glissement scalaire D , $\Delta u_i = D\nu_i$, on obtient :

$$(M_0)_{ij} = \delta_{ij}\nu_k n_k kDS + (\nu_i n_j + \nu_j n_i) \cdot \mu DS \quad (1.17)$$

Il s'agit de la forme à l'origine de la théorie de la dislocation par Burridge et Knopoff [13]. La première détermination pratique du moment sismique scalaire est due à l'Aki [14] $M_0 = \mu DS$, qui a estimé M_0 des données sismiques enregistrées après le tremblement de terre de Niigata de 1966 au Japon. La détermination du moment sismique est devenue le moyen standard dans lequel les tremblements de terre sont mesurés. Toutes sortes de stations sismologiques, géodésiques et géologiques techniques ont été utilisées pour déterminer M_0 . Un catalogue mondial des tenseurs de moment sismique est mis à disposition en ligne par l'Université de Harvard [15].

Au départ, les moments ont été déterminés par l'équation (1.16), mais depuis les années 1990 Harvard calcule les six composantes du tenseur du moment sans référence à un modèle de source particulière. Remarquons que la forme restreinte du tenseur du moment l'équation (1.16) réduit le nombre de paramètres indépendants du tenseur du moment.

Pour une représentation de la source générale il y a six paramètres, alors que dans le cas restreint, il y a seulement quatre : le moment, deux composantes du vecteur de glissement ν et une des composantes du vecteur normal n , qui est perpendiculaire à ν . Très souvent, les sismologues utilisent le modèle de faute simple du tenseur de moment de source. La faille est paramétrée par le moment sismique plus les trois angles d'Euler pour le plan de faille.

Suite à la convention adoptée par Aki et Richards, ces angles sont définis comme δ le pendage de la faille, ϕ l'azimut de la faille en ce qui concerne le Nord et w l'angle de glissement de la faille, qui est l'angle du vecteur de glissement par rapport à l'horizontale.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'identification de source sismique en accentuant la présentation des paramètres liés à la source sismique, d'une part ; d'autre part, l'étude du rayonnement sismique a été effectuée par un modèle simple de source sismique, afin de montrer la différence entre le champ proche et le champ lointain du point de la source.

Identification de la source sismique

Enfin, les enregistrements sismiques des sources proches sont riches en fréquences élevées parce que le court trajet des ondes sismiques ne permettrait pas assez de temps pour que le contenu de haute fréquence soit amorti hors de l'enregistrement. En outre, les zones des sources proches peuvent contenir des impulsions de vitesse de grande amplitude et de longue durée ; ces caractéristiques ayant une incidence sur la réponse à haute fréquence et de structures de longue durée.

Chapitre 2

**Les effets de mouvement
du sol en champ proche**

CHAPITRE 2

LES EFFETS DE MOUVEMENT DU SOL EN CHAMP PROCHE

2.1.Introduction

A l'heure actuelle, en augmentant le nombre d'enregistrements de séisme, il est évident que les caractéristiques dynamiques des mouvements du sol entre les différentes stations, même celles indiquées dans une zone spécifique, sont considérablement différentes. Cette distinction est beaucoup plus mise en évidence dans les régions avoisinantes de l'épicentre.

Les séismes dans le monde entier ont montré que les mouvements du sol à proximité de failles, dans un rayon de 15 km de la faille, peuvent être classés comme des failles d'une grande impulsion de vitesse avec un grand déplacement susceptibles de provoquer des dégâts structurels considérables. En outre et selon les enquêtes sismologiques, la cause principale de cette formation d'impulsion de longue durée est l'effet cumulatif de propagation d'ondes de cisaillement sur le long de la rupture de la faille. Les mouvements du sol de source proche sont touchés gravement par le mécanisme de faille, propageant la rupture par rapport au site et finalement la déformation permanente du sol ; ces paramètres entraînent deux effets importants appelés « directivité » & « déplacement co-sismique » où les sismologues les identifient comme des caractéristiques principales des mouvements du sol de faille proche.

Par ailleurs, des études bibliographiques sur les effets des mouvements du sol sismique à proximité de source sismique, montrent que les chercheurs ont utilisé des dénominations différentes localisant la zone dans laquelle les effets suivants sont observés à savoir : faille proche, source proche, champ proche ou zone épiscopale. Pour cela, nous traiterons dans ce chapitre les points suivants :

- Description des effets sismiques les plus significatifs dans le domaine de champ proche ;
- Examiner comment les différents codes sismiques prennent en compte les effets de domaine en champ proche;
- Représenter les conséquences potentielles sur les structures.

2.2. Caractéristiques des mouvements du sol de faille proche

Les mouvements du sol de faille proche sont généralement supposés être limités à l'intérieur d'une distance de 20 km de la faille rompue. À cette distance, le terme de faille proche dans la propagation de l'onde ne peut pas être négligé. Cependant, comme dans le cas d'une durée de mouvement fort, la définition n'est pas universelle [16, 17]. Actuellement, d'autres études montrent que la distance d'influence des effets de faille proche est supérieure à 20 km, et peut varier entre 20 et 60 km. En réalité, les effets de faille proche sont atténués lors de l'augmentation de la distance de la faille et influencés par la magnitude et la condition du site, ...etc. ; une distance assez petite est difficile et irraisonnable d'être étudiée. Ainsi, donner une délimitation de la distance par une plage maximale semble plus rationnel. En outre, la dénomination de faille proche n'est pas déterminée, par contre le champ proche et la source proche sont généralement utilisés. Pour un séisme spécifique, les facteurs influençant les mouvements du sol peuvent être simplement classés avec la magnitude, la distance et la condition du site ; mais d'autres facteurs jouent un rôle dominant quand la distance est assez petite. La variabilité des mouvements du sol dans les régions de petite distance est directement liée aux aspects du mécanisme de source de séisme, la direction de rupture relative au site et la direction de glissement de la faille de rupture. Tous les facteurs contribuent pour différencier entre les mouvements du sol des deux failles : proche et lointain. Des mouvements de sol au niveau des stations de faille proche contiennent souvent une ou plusieurs impulsions distinctes dans les accélérogrammes de l'accélération, la vitesse et le déplacement, et plus fréquemment et de façon plus visible dans la vitesse. Les mouvements du sol sont caractérisés par la forme d'onde de type d'impulsion, la longueur de période d'impulsion, la valeur du pic dominant, le rapport élevé de la vitesse du sol au pic d'accélération maximale du sol (PGV/PGA), les composants de longue période abondante et parfois le grand déplacement permanent.

2.3. Effets de faille proche

Les études sur ce problème sont traitées lentement, même si certaines caractéristiques des mouvements du sol de faille proche avaient déjà été reconnues en 1957. A cette époque, certains travaux pilotes devaient être rapportés à Housner [18]. Lors d'une investigation sur le mouvement du sol enregistré pendant les séismes de Port Hueneme 1957, de Pakfield 1966 et de San Fernando de 1971, où il a été souligné essentiellement le caractère des mouvements du sol de type impulsif. Bien que les mouvements du sol ayant de faibles amplitudes, des

dommages potentiels plus élevés sont enregistrés. Les impulsions de vitesse ont été identifiées comme rayonnant à partir de la faille rapidement glissante qui se traduit par une forme d'onde énergétique que l'on appelle source «*fling*» par Bolt[19], dont le terme a été fréquemment utilisé par les chercheurs qui succèdent. A l'exception des séismes susmentionnés, plusieurs événements de séisme ont contribué à l'amélioration des études des problèmes de la proximité de faille. Il s'agit des séismes d'Imperial Valley 1979, Loma Prieta 1989, Landers 1992, Northridge 1994, Kobe 1995, Izmit 1999, Chi-Chi 1999 et Bam 2003. L'année 1994 peut être considérée comme un nouveau démarrage tremplin de ces études. A partir de cette date, les études sur les caractéristiques des mouvements du sol de faille proche et les adaptations des méthodes de conception parasismique, sont des sujets très importants pour les communautés sismologiques et d'ingénierie[20]. Les résultats ont été comparés avec ceux obtenus auparavant et analysés afin de discuter des caractéristiques des mouvements du sol de faille proche du séisme de Wenchuan de magnitude 8.0 [21]. Cette année 1994, deux raisons sont mise en évidence : (1) L'obtention des nouvelles données du mouvement au sol de type impulsif ; (2) L'apparence de la rupture de faille à proximité des régions urbaines à forte densité.

2.4. Paramètres sismiques du mouvement du sol

Après l'examen de la littérature existante, il s'avère que la distinction entre les effets des mouvements du sol de champ proche et ceux de champ lointain est strictement liée au mécanisme de faille et aux caractéristiques statistiques des paramètres de mouvement sismique du sol. Les paramètres définissant les mouvements du sol de champ proche sont les suivants :

- Composante sismique verticale ;
- Effet de bloc supérieur;
- Déplacement co-sismique ;
- Directivité ;
- Impulsion de vitesse.

2. 4.1. Composante sismique verticale

La présence de la pertinence d'une composante verticale peut caractériser le mouvement du sol sismique dans le domaine de champ proche. Les caractéristiques de la composante verticale sismique dans le champ proche sont les suivantes :

- Le rapport entre le pic de l'accélération du sol verticale et horizontale peut dépasser l'unité; ceci a été vérifié dans plusieurs enregistrements sismiques [22-24]
- le rapport entre les spectres des composantes verticales et horizontales dépend de la période : l'accélération du sol vertical généralement ayant le contenu de fréquence plus élevée que la composante horizontale (figure 2.1) ;

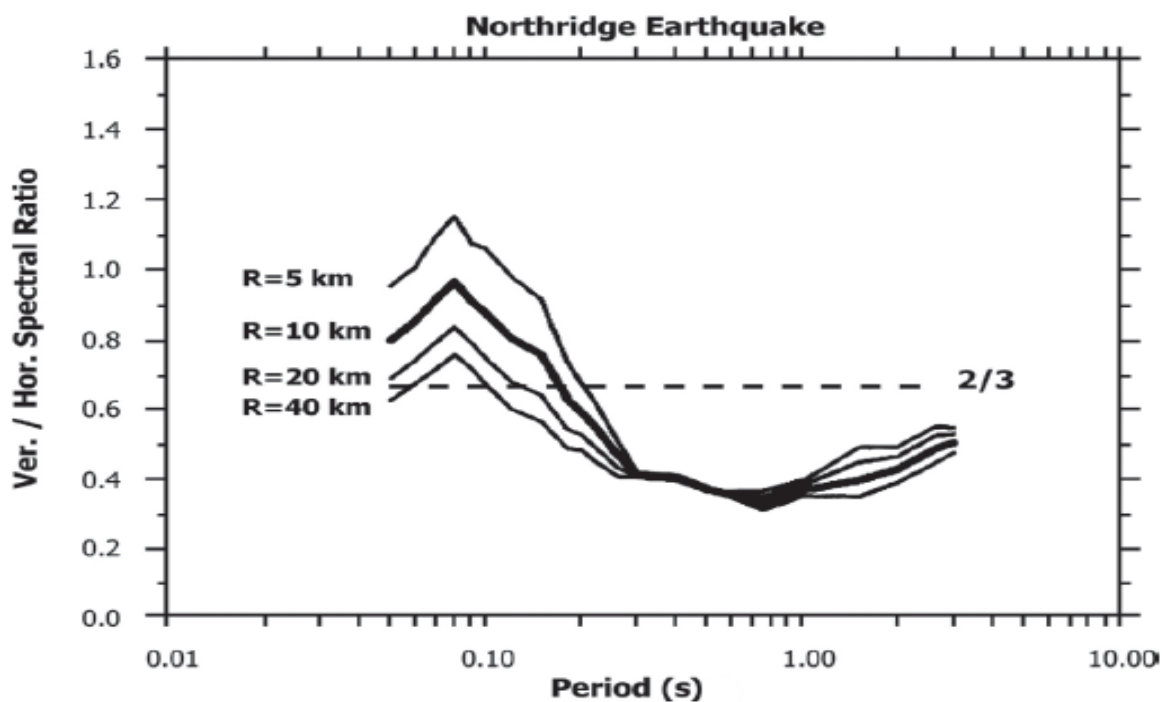


Figure 2.1 Le rapport entre la composante spectrale verticale et la composante spectrale horizontale pour le séisme de Northridge, avec les distances de (5, 10, 20 et 40 km) de projection en surface du plan de faille [25].

- Les mouvements verticaux du sol présentent la plus grande partie de son énergie dans une bande bornée de haute fréquence [26]; Les valeurs mesurées des rapports verticaux à l'horizontale de PGA (accélération maximale du sol) dans le domaine de champ proche sont généralement supérieures à la valeur de 2/3, proposées par Newmark et *al*, tandis que dans le champ lointain, elles peuvent être inférieures [27]. Ambraseys et. *al*. montrent que pour l'ensemble de données européennes et loin de la

Les effets de mouvement du sol en champ proche

source du séisme le PGA vertical varie entre 1/2 et 1/4 de leurs valeurs horizontales correspondantes[28].

Cependant, les codes sismiques supposent généralement la valeur des deux tiers [parfois arrondis 0,7, voir par exemple NZS (2004)]; cela signifie que la conception parasismique des structures à faible période peut être sous-conservatrice dans le champ proche et plus conservatrice dans le champ lointain[22]. La présence d'une composante verticale pertinente dans le champ proche a été prouvée aussi par l'observation d'un jet en haut des objets dans les séismes [29, 30] et par la présence de roches et de pierres fraîchement fracturées et cassées dans le domaine de champ proche provoqué par un jet en haut des pierres due à l'accélération verticale supérieure à la gravité [31].

Tous ces aspects ont été également reconnus après les séismes italiens récents. En particulier, DiSarno *et al.* a montré la pertinence de la composante verticale du mouvement du sol sismique du séisme de l'Aquila 2009 [32] ; La figure 2.2 montre les rapports entre le PGA vertical et horizontal en fonction de la distance épacentrale et le décalage entre le pic de l'accélération verticale et horizontale.

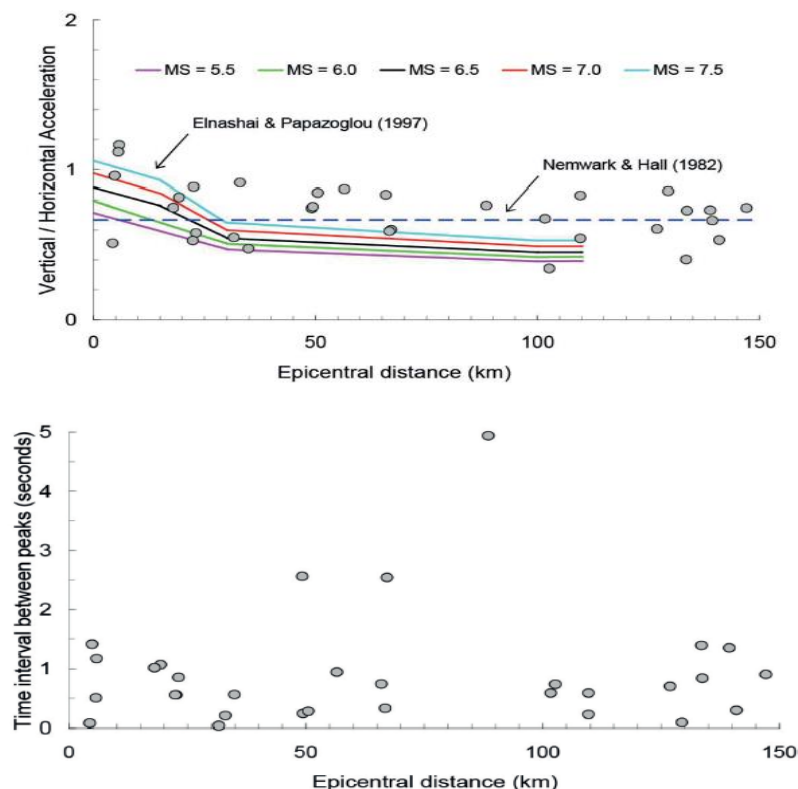


Figure 2.2 Le rapport d'accélération verticale/horizontale est déterminé en fonction de la distance épacentrale pour l'enregistrement des stations (jusqu'à 150 km de la faille) [32, 33].

Les effets de mouvement du sol en champ proche

La présence d'une composante verticale pertinente peut induire des changements dans le comportement sismique des structures (surtout si elle agit conjointement avec la composante horizontale). Ceci dit, la composante verticale concentre son énergie dans une bande de fréquence élevée (généralement, au-dessus de 5 Hz), qui coïncide généralement avec la période du premier mode de réponse verticale; cela implique une amplification de la réponse significative et une augmentation conséquente possible des dommages.

En outre, la composante verticale peut réduire la capacité de résistance au cisaillement et la flexion des poteaux dans les bâtiments en béton armé avec une éventuelle réduction possible des charges axiales ; autrement dit, une diminution de la résultante des forces axiales entraîne une diminution de la capacité au cisaillement.

Les mouvements verticaux du sol peuvent également augmenter la force axiale sur les structures verticales (par exemple, poteaux); pour cette raison, des effets particuliers sont attendus [Papazoglou et Elnashai,[34]] sur des poteaux intérieurs au lieu de ceux extérieurs, parce qu'ils ont généralement une charge plus importante. Si les deux mouvements du sol horizontal et vertical dans le domaine de champ proche sont considérés conjointement, le coefficient de comportement, pour le bâtiment en béton armé, peut être réduit jusqu'à 30 % [34].

Mwfiy présente une investigation approfondie sur la réponse des bâtiments en béton armé conçus selon des principes de capacité moderne et soumis à des mouvements du sol horizontal et vertical dans le champ proche[35]. Mwfiy souligne la nécessité de considérer conjointement les deux actions sismiques verticale et horizontale pour l'évaluation de la conception sismique des structures situées à proximité des failles actives[35]. En outre, moins de 5 km de la source, il suggère de considérer les pics des composantes verticale et horizontale comme étant quasiment coïncidents dans le temps et donc d'envisager conjointement les deux mouvements dans les évaluations sismiques [22, 34, 36].

D'autres effets sur les structures liées à la présence d'une composante verticale pertinente pourraient être observés en tant que : l'amplification de déformation plastique, l'extension de la formation des rotules plastiques et la diminution de la capacité de ductilité du composant structurel vertical.

La pertinence de la composante verticale est essentielle aussi pour des structures en acier, en particulier pour les liaisons, où de nombreux problèmes sont provoqués par un grand nombre de cycles proches et/ou à la limite post-élastique (ce qui se produit comme une conséquence

de la composante verticale), et pour le flambement des poteaux ou des éléments comprimés dans les poutres en treillis. En outre, dans le cas des structures de maçonnerie avec une faible résistance à la compression, une composante verticale pertinente dans le mouvement sismique pourrait favoriser les dommages structurels et/ou l'effondrement. Des considérations similaires sont valables pour des arcs, des voûtes et des toits. Dans les structures préfabriquées, le soulèvement peut favoriser la chute des structures horizontales. Enfin, le mouvement vertical favorise aussi l'effondrement des piles de pont en réduisant la résistance au cisaillement [34].

2.4.2. Effet de bloc supérieur

L'effet de bloc supérieur peut être présenté par une faille à pendage. La proximité de sites sur le bloc supérieur avec le plan de faille, par opposition aux sites sur le bloc inférieur ($R1 > R2$), est une explication rationnelle. Un problème pratique, c'est que si le mouvement du sol empirique des modèles utilisés n'est pas considéré comme l'effet de bloc supérieur, dans certains cas pratiques, il peut être donné lieu à de grandes différences dans la prédiction des mouvements du sol et l'évaluation de l'aléa sismique. Dans le futur, des travaux plus importants et indispensables doivent être faits pour intégrer le bloc supérieur dans les modèles de mouvement de sol empiriques dans les régions de faille proche. L'effet de bloc supérieur (*Hanging-wall effect*) est strictement lié avec le mécanisme de la faille et il est potentiellement présent en cas de faille à pendage (*dipping fault*), où il est possible de reconnaître le bloc supérieur (*hanging-wall*) et les côtés du bloc inférieur (*footwall*), en ce qui concerne le plan de faille (figure 2.3).

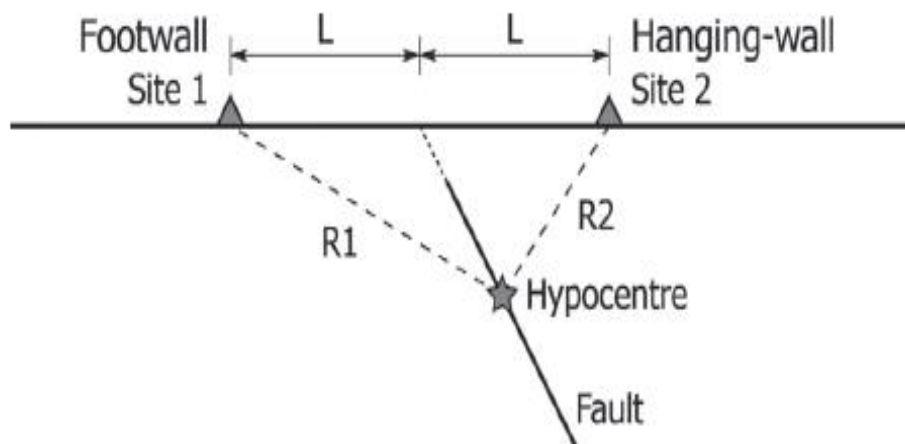


Figure 2.3 Bloc supérieur et bloc inférieur [37]

L'effet de mur suspendu possède les caractéristiques suivantes :

- 1) Le mouvement du sol sur le bloc supérieur montre des valeurs systématiquement plus élevées que celle sur les sites du bloc inférieur.

Shabestari et Yamazaky (2003) rapportent que pour l'effet de bloc supérieur des valeurs plus élevées sont trouvées pour l'accélération horizontale maximale du sol, et ils proposent un nouveau modèle empirique pour le PGA sur le bloc supérieur qui indique les valeurs de 46 % à 50 % plus élevées que la moyenne prévue de la portée en champ proche de 5 à 25 km[38] Ce modèle de mur suspendu empirique suggéré était en concordance avec les résultats d'Abraham et Somerville (1996)[39];

- 2) L'effet de bloc supérieur provoque des grands mouvements du sol de période courte sur le bloc supérieur que sur le bloc inférieur à la même distance plus proche : les sites sur le bloc supérieur d'une faille à pendage sont plus proches de la faille que les sites à la même distance de surface, mais sur le côté du bloc inférieur (Figure 2.3) [40].

Les effets du bloc supérieur sur les structures sont strictement liés à l'augmentation de la demande et à l'impulsion de mouvement de sol court ; les effets de l'impulsion de mouvement de sol sont analysés dans un paragraphe spécifique dans ce qui suit.

Enfin, la déformation permanente du sol (ouverture de fissuration, flexion, pliage et inclinaison de la terre) dans la proximité de la faille peut affecter les structures ; dans ce cas, la meilleure solution est de définir une zone dans laquelle aucune construction ne peut être construite, dans le cas contraire (par exemple, en cas de routes, de chemins de fer ou de canalisations) des solutions spécifiques doivent être trouvées [26].

2. 4.3. Effet de déplacement co-sismique (*fling step*)

Les nouveaux séismes peuvent généralement être utilisés pour vérifier certaines expériences et connaissances existantes, et parfois découvrir des nouvelles caractéristiques des séismes.

Les connaissances avancées concernant le séisme d'Izmit 1999 et le séisme de Chi-Chi; les mouvements du sol obtenus à partir des stations SKR, YPT, TCU052 et TCU068 ont mis en évidence l'importance de l'effet de déplacement permanent, lié à la déformation tectonique du sol, sur les structures et les routes qui les traversent ou proches d'une faille active. Le déplacement permanent horizontal maximal lors du séisme d'Izmit et le séisme de Chi-Chi est respectivement approximatif, de 5m et 9 m[19]. L'effet de déplacement co-sismique est lié :

- au déplacement permanent du sol ;
- à l'impulsion de vitesse unidirectionnelle de grande amplitude.

Les effets de mouvement du sol en champ proche

L'effet de déplacement co-sismique survient dans les failles décrochantes (*strike-slip faults*) dans le sens parallèle de faille (ou parallèle de l'azimut (*strike-parallel*)) ou dans les failles inclinées (faille normale ou inverse) (*dip-slip faults*) dans le sens normal de faille (ou normale de l'azimut (*Strike-normal*)) (figure 2.4).

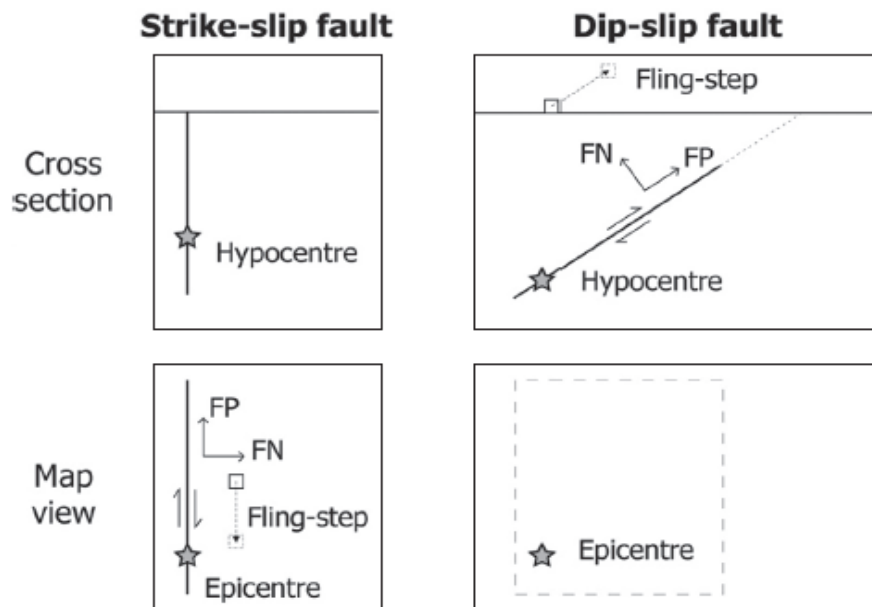


Figure 2.4 Directions normale de faille et parallèle de faille en cas des failles de décrochement et d'inclination et de déplacement permanent co-sismique (fling-step) pour les failles de décrochement et d'inclination [40, 41].

Le déplacement co-sismique se produit en raison du déplacement permanent causé par une faille; Il n'est pas fortement couplé avec la direction de l'azimut, même s'il est généralement plus puissant dans la directivité vers l'avant [42].

L'effet de déplacement co-sismique est strictement lié avec l'effet d'impulsions de vitesse, car il provoque une vitesse d'impulsion «de sens unique» (voir figure 2.5 a) [42].

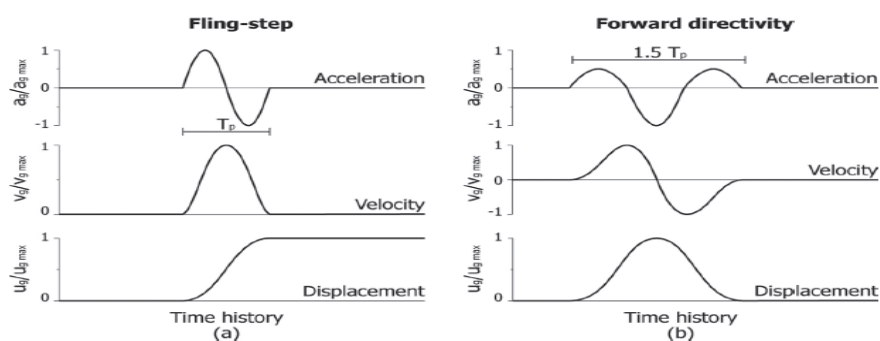


Figure 11 idéalisation des pulses sinusoïdaux :
(a) déplacement co-sismique - b) directivité vers l'avant[43].

2. 4.4. Effet de directivité

L'effet de directivité dépend de la direction du front de rupture en cas de séisme. Si la rupture apparaît vers le site, il est appelé directivité vers l'avant, s'il est dans la direction opposée, il est appelé directivité vers arrière (figure 2.6).

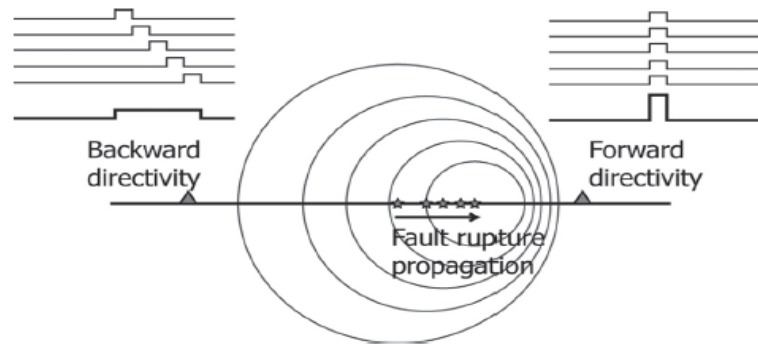


Figure 2.6 Les effets de directivité vers l'avant et vers l'arrière[41].

L'effet de directivité peut produire une impulsion de vitesse « de deux sens » (Figure 11 b). L'effet de directivité vers l'avant peut augmenter considérablement le mouvement du sol[44, 45].

Le plus grand effet se produit à directivité vers l'avant lorsque :

- la première rupture se propage vers le site [40] ;
- la vitesse de la première rupture est comparable à la vitesse d'onde de cisaillement du site [40] ;
- la direction de glissement sur la faille est alignée avec le site [46] ;
- le site est à proximité de la faille, mais loin de l'épicentre [42].

L'effet de directivité possède les caractéristiques suivantes :

- il y a des valeurs différentes pour les directions normale de faille et parallèle de faille (en particulier, il est maximale le long de la direction normale de la faille, tant pour les failles de décrochement et d'inclins) ;
- il peut provoquer une augmentation de l'amplitude des mouvements du sol pendant de longues périodes en cas de directivité vers l'avant ;
- il peut provoquer une diminution de l'amplitude des mouvements de sol de longue durée en dehors du site.

Les effets liés à la directivité vers l'avant peuvent être reconnus à des distances inférieures à 50 km de l'effet de la taille de faille, en fonction de la magnitude du séisme et sur la géométrie du site par rapport à la faille [40].

L'effet de rupture par directivité se rapporte à la procédure de rupture de faille et le modèle de propagation d'onde. L'effet peut être considéré comme vers l'avant, vers l'arrière, neutre et en fonction de la position relative entre la direction de la rupture et de l'emplacement du site.

2. 4.4.1. Les effets de directivité "vers l'avant "

Un tremblement de terre est une dislocation de cisaillement qui commence à un point sur une faille et s'étend à travers le plan de faille à une vitesse presque égale à la vitesse d'onde de cisaillement. Si un site est situé à une extrémité d'une faille et que la rupture se propage de l'autre extrémité, la vitesse de rupture est en moyenne 80% de la vitesse d'onde de cisaillement [47]. La propagation de la rupture vers un site à grande vitesse provoque la plupart de l'énergie de la rupture pour arriver à une seule impulsion de longue période des mouvements du sol. Les effets de directivité vers l'avant sont observés dans les deux cas d'événements de décrochement et d'inclinaison. Le diagramme de rayonnement de la dislocation de cisaillement sur le plan de faille provoquant la pulsation forte peut être orienté dans la direction perpendiculaire sur le plan de la faille, et pour cette raison, la vitesse maximum normale de faille est beaucoup plus grande que celle parallèle de faille. Il dépend de l'angle de glissement des failles comment les composants enregistrés, qui peuvent être définies comme pertinent de l'azimut (parallèle à l'azimut, normale à l'azimut ou verticale) peuvent refléter la composante normale de faille (figure2.7) [48].

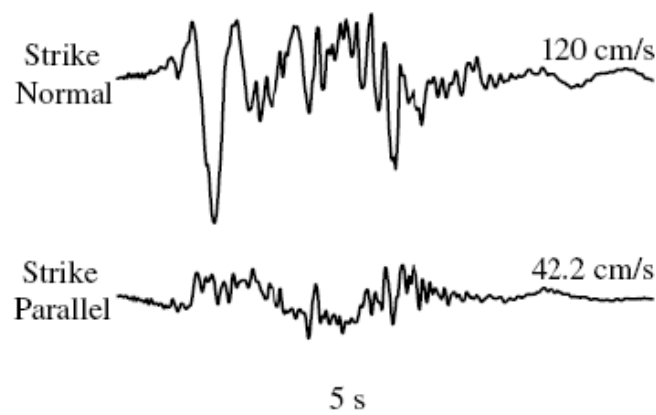


Figure 2.7 Les composants normale à l'azimut (strike normal) et parallèle à l'azimut (strike parallel) de la série d'accélérogrammes enregistrée durant le séisme de San Fernando, Californie, 1971 [49].

Les conditions des événements de décrochement qui doivent être satisfaites pour que la directivité de rupture se déroule vers l'avant sont : la rupture se propage vers le site et les points de vecteur de glissement également vers le site. Si les conditions sont réunies, les effets se produisent à tous les emplacements le long de la faille de l'hypocentre. Quand l'angle de glissement est proche de 90° , les composantes normale à l'azimut et normale à la faille sont généralement les mêmes [47]

Les conditions des événements d'inclinaison qui doivent être satisfaites pour que la directivité de rupture se déroule vers l'avant sont : la direction de rupture est alignée vers le haut sur le plan de faille et également les points de vecteur de glissement vers le haut. Ces conditions sont remplies fréquemment lors des événements d'inclinaison inverse mais rarement à des événements normaux. Les effets se produisent pour la plupart proche de la projection d'inclinaison en amont (*updip projection*) à la surface ou la rupture de surface s'il apparaît, à la différence dans le cas d'événements de décrochement et sont liés à l'effet de bloc supérieur. À l'angle d'inclinaison élevée, la composante normale de l'azimut peut représenter la composante normale de faille mais dans le cas des angles de faible inclinaison la composante verticale du mouvement de sol représente adéquatement la composant normale de faille [47].

Dans les cas où l'impulsion de la directivité observée ne se produit pas dans la direction normale de faille supposée, les raisons peuvent être que le plan de faille idéalement défini ne coïncide pas localement avec le sens de faille réelle ou l'anisotropie du milieu à travers lequel le voyage d'ondes de cisaillement peut causer la rotation de la direction le long de laquelle les impulsions sont observées [50]. Les conditions conduisant à une forte directivité vers l'avant (et arrière) peuvent être identifiées par les points suivants [46] :

- Plus l'angle, entre la direction de la propagation de la rupture et de la direction des ondes qui se propagent à partir de la faille vers le site, est petit, plus l'effet de directivité est vers l'avant ;
- Plus la fraction de la surface de rupture de faille, qui s'étend entre l'hypocentre et le site, est grande, plus l'effet de directivité vers l'avant est élevé.
- La directivité vers l'avant n'existe pas si l'inclinaison est concentrée d'une extrémité proche de la faille où le site se trouve même si ces conditions géométriques sont réunies.

2. 4.4.2. Directivité vers l'arrière

Elle est observée à des sites situés près de la même extrémité de faille que la rupture commence, de telle sorte que la rupture se propage loin (en dehors) du site. Ces effets sont caractérisés par de longues durées et de faibles amplitudes à longues périodes. À titre d'exemple, on peut citer les enregistrements normaux de l'azimut des deux stations du séisme de Landers de 1992, placés aux extrémités opposées du segment de faille (Figure 2.8). La station LUC- montre la directivité vers l'avant et la station JSH- montre la directivité vers l'arrière [47].

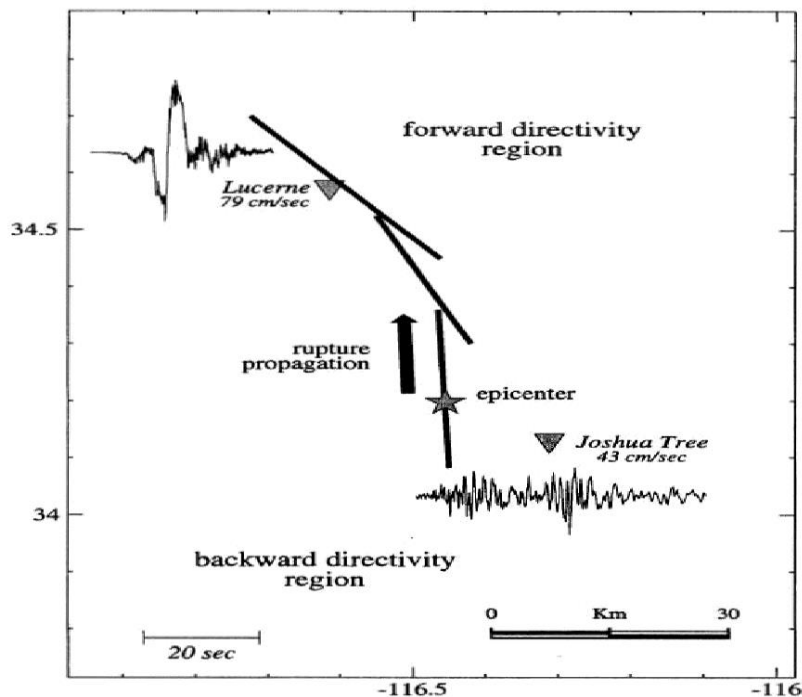


Figure 2.8 Carte de la région, montrant la rupture au séisme de Landers 1992. Les stations d'enregistrement aux extrémités opposées sont indiquées, l'épicentre, la direction de propagation et les accélérogrammes de vitesse enregistré montrant la directivité vers l'arrière[47].

2. 4.4.3. La directivité neutre

Elle peut être observée sur les sites qui sont assez proches des épicentres des failles de décrochement et des sites situés au-delà de l'extrémité de la projection en amont (*updip projection*) des failles inverses. La propagation de la rupture n'est principalement ni vers le site, ni loin du site, et le site ne connaît ni la directivité vers l'avant ni vers l'arrière [47]. Cependant, le pic d'accélération du sol peut être élevé, en fonction de la magnitude et de la distance de faille, mais sans affecter la plage de période longue qui est la principale caractéristique d'intérêt.

2. 4.5. Impulsion de vitesse

Les effets de déplacement co-sismique et de directivité peuvent provoquer un mouvement du sol de longue durée et de grande valeur (avec une ou plusieurs impulsions). Ces impulsions ont les caractéristiques suivantes [51] :

- grandes amplitudes et longue période ;
- rapports PGV/PGA et PGD/PGA élevés ;
- formes de spectres de réponse inhabituelles ;
- énergie contenue dans une seule ou plusieurs impulsions.

Le mouvement de type impulsion se caractérise par sa période (communément nommé T_p) qui peut être reconnue à l'aide d'analyses de signal différent [par exemple, l'analyse par des ondes [52]; la période T_p augmente avec l'amplitude du séisme: les mouvements du sol dans le domaine de champ proche de séismes de magnitude modérée peuvent dépasser ceux des plus grands séismes pendant les périodes intermédiaires (environ 1 s) [40].

La vitesse sol peut atteindre des valeurs de l'ordre de 1 m/s , généralement au début du sismogramme [53]. En outre, les composantes normale de faille et parallèle présentent deux amplitudes différentes, où, généralement, la parallèle de faille est plus lente que la normale de faille; les enregistrements des mouvements non-impulsifs ressemblent à des éléments comparables dans les deux sens [54]. Les impulsions de vitesse ne sont pas présentes dans le mouvement du sol de champ lointain et, à moins d'évaluations spécifiques[55], elles ne sont pas prises en compte dans les analyses de l'aléa sismique probabilistes (PSHA) qui se réfère généralement à des conditions de champ lointain. La période d'impulsion T_p est un paramètre pertinent pour évaluer les effets des impulsions de vitesse sur la réponse structurale dynamique : si elle a presque la même valeur que la période fondamentale d'une structure, les dommages sur les constructions seront soulignés. En outre, compte tenu de la présence éventuelle des impulsions de longue période dans le domaine de champ proche, les structures ayant une période fondamentale élevée pourraient subir un accroissement des dommages dus aux effets de résonance[44, 53]. La demande maximale de ductilité d'étage d'une structure se produit à des hauteurs différentes de la construction en fonction de la relation entre la période de la structure (T_s) et la période de l'impulsion (T_p): Si $T_s \leq T_p$, la demande de ductilité d'étage maximale se produit dans la base des étages ; par contre pour $T_s > T_p$ et des structures relativement fortes (rapport élevé entre la résistance au cisaillement à la base et le poids de la

structure), la demande de ductilité d'étage maximale se produit dans les étages supérieurs, tandis que pour des étages relativement faibles, la demande de ductilité migre au fond de la structure [56, 57].

Hall (1998) [53] a montré que les bâtiments en acier conformes aux codes américains existant dans les domaines en champ proche pourraient être soumis à des dommages étendus, y compris l'effondrement (en particulier pour le séisme fort).

L'impulsion de vitesse comme le mouvement du sol peut générer des demandes élevées qui forcent les structures à dissiper cette énergie d'entrée avec un léger déplacement. Par conséquent, le risque de rupture fragile pour les systèmes constituant ces structures est considérablement améliorée [58].

Quelques études ont été développées afin d'évaluer l'effet de l'impulsion de vitesse sur des bâtiments avec voiles ; Azoz1980 et Ronagh (2012) ont étudié l'effet d'impulsion de vitesse sur les bâtiments avec voile et l'analyse souligne comment les bâtiments de moyenne et de grande hauteur soumis à des séismes de faille proche d'impulsion de vitesse souffrent légèrement moins de dégâts que les bâtiments dans le champ lointain[59]. Brun et *al.* (2004) ont également mis en évidence le fait que les séismes de faible magnitude sont moins dommageables, pour le cas de bâtiments en voiles de faible hauteur, que les séismes ayant les mêmes valeurs de PGA, mais avec de plus grandes magnitudes à des distances plus grandes.

2.5. Formes d'une onde d'impulsion

Bien que les mouvements du sol de faille proche soient très complexes en raison des effets spéciaux d'impulsions de déplacement permanent du sol et de directivité vers l'avant, des études menées par des ingénieurs structurels, tels que Sasani et Bertero (2000) et Alavi et Krawinkler (2004), ont montré que la représentation d'impulsion simple est capable de capturer les caractéristiques de réponse de structures soumises à des impulsions de faille proche comme des mouvements du sol [60]. Par conséquent, il est essentiel de réévaluer les formes d'onde d'impulsion simple et examiner leurs effets sur les réponses structurelles. Les aspects particuliers des mouvements de type impulsif dû au déplacement co-sismique et les effets de directivité vers l'avant peuvent être distingués par l'examen des traces de l'accélérogramme de vitesse et l'accélérogramme de déplacement. Pour se rapprocher d'un mouvement d'impulsion dominante majeure dans la région de faille proche, par souci de simplicité, quatre formes d'impulsion d'accélération de base, ainsi que d'autres variations sont

Les effets de mouvement du sol en champ proche

souvent utilisées. Ces impulsions, illustrées dans le tableau 2.2, ont les caractéristiques suivantes :

- 1) Quatre impulsions d'accélération de base avec des formes d'onde symétriques sont définies, rectangulaire, demi-sinusoïdale, triangulaire ou quatre (4) composantes quadratiques.
- 2) Une impulsion ayant seulement une accélération positive et censée avoir une « incursion » est appelée « impulsion de base ». L'impulsion avec trois incursions, deux positives et une négative de zone double dans le milieu, représentent l'effet « directivité vers l'avant » des mouvements du sol de faille proche. Il est important de noter, toutefois, que certains mouvements de directivité vers l'avant ont été caractérisés par plus de deux impulsions fondamentales [61].
- 3) Les impulsions appliquées instantanément et d'accélération non nulle sont appelées « Choc » de chargement ; les Impulsions « Graduelles » se référant à ces impulsions avec accélération initiale nulle. Seules les familles rectangulaires sont des impulsions de choc.
- 4) Les mouvements d'impulsions de base ont une vitesse finale non nulle, et ne peuvent donc pas être utilisés pour représenter les mouvements réels du sol de faille proche. Les impulsions de déplacement permanent du sol ont un déplacement statique final non nul; seules les impulsions de directivité vers l'avant ont un déplacement final nul. Les impulsions sont identifiées en fonction de la forme d'impulsion et du nom d'impulsion. Par exemple, FSP3 fait référence à une impulsion triangulaire représentant l'effet de déplacement co-sismique ; FDP2 est une impulsion sinusoïdale, ayant un effet en directivité vers l'avant. Etant donné que les impulsions de base ne peuvent pas présenter les caractéristiques de mouvement de type impulsif, cette étude se focalise uniquement sur des impulsions avec des effets de déplacement co-sismique et de directivité vers l'avant. Les impulsions d'accélération ainsi que ses traces de vitesse et de déplacement peuvent être déterminées par deux paramètres : la période d'impulsion de pleine vitesse T_v et l'amplitude d'accélération A (PGA). Pour le FDP, la durée de l'impulsion, t_d , est égale à la période d'impulsion de pleine vitesse T_v ; la durée de la FSP est définie $t_d = T_v / 2$. L'amplitude d'accélération est la même pour toutes les incursions et les deux impulsions de la même famille de l'impulsion (voir exemples dans la figure 2.9). Un degré de subjectivité est impliqué dans cette définition, mais nécessaire pour une compréhension

quantitative des effets d'impulsion spéciaux. Malgré les traces de différentes impulsions dans le domaine temporel, les huit impulsions partagent plusieurs caractéristiques communes à savoir : qu'elles atteignent leur première vitesse maximale (V) au temps $T_v/4$ et atteignent un déplacement maximal (D) au temps $T_v/2$. Basé sur les fonctions et les formes d'onde d'impulsion représentées, certaines relations entre les amplitudes des impulsions et période d'impulsion T_v peuvent être dérivées.

Tableau 2.1 Description et classification des impulsions simples [62]

Pulse Family		Shock Loading		Gradual Loading	
		1. Rectangle	2. Half-sinoidal	3. Triangle	4. Quadratic
Basic Pulse (BP)	Acc.				
	Vel.				
	Dis.	BP1	BP2	BP3	BP4
Fling-Step Pulse (FSP)	Acc.				
	Vel.				
	Dis.	FSP1	FSP2	FSP3	FSP4
Forward-Directivity Pulse (FDP)	Acc.				
	Vel.				
	Dis.	FDP1	FDP2	FDP3	FDP4

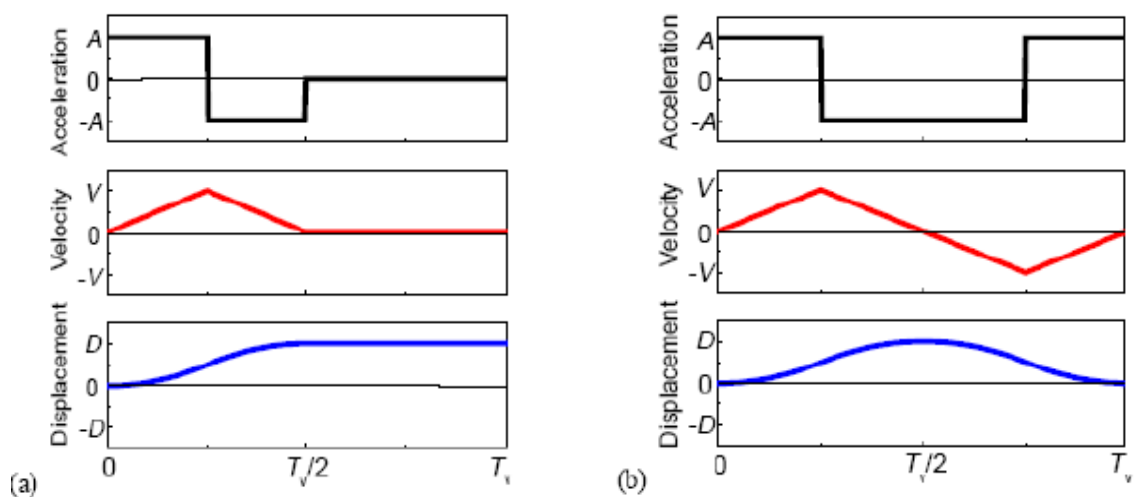


Figure 2.9 Accélérogrammes pour les impulsions (a) FSP1 et (b) FDP1

2. 6. Caractérisation d'impulsion

2. 6.1. Les paramètres utilisés pour la caractérisation de l'impulsion

Une étape importante pour l'amélioration de la compréhension et l'évaluation de l'impact structurel des mouvements du sol sismique à impulsions, consiste à proposer des approches pour quantifier leurs propriétés sous-jacentes. Les paramètres couramment utilisés sont illustrés à la figure 2.10.

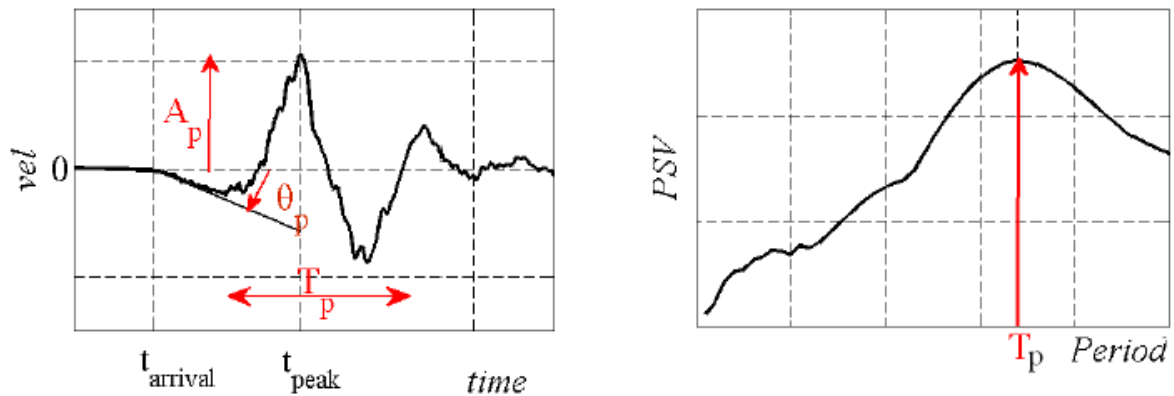


Figure 2.10 Paramètres couramment employés pour la caractérisation de l'impulsion

La période de l'impulsion (T_p) est un paramètre fondamental utilisé pour la caractérisation, puisque sa relation avec la période naturelle de la structure donne des informations sur le niveau prévu des dommages structurels à subir au cours du mouvement du sol. Sa valeur dépend d'une combinaison des facteurs : la magnitude du séisme, la structure de la terre (roche ou sol), le type de rupture (les impulsions de directivité vers l'avant sont généralement d'une amplitude plus élevée et d'une période plus courte que celles dues à l'effet de déplacement co-sismique) ; mais aussi sur l'approche adoptée pour mesurer la période [49, 61, 63]. Actuellement, il n'existe pas de méthode généralement acceptée pour mesurer la période et diverses alternatives sont utilisées: la distance entre deux passages à zéro successifs[61], la période d'une onde sinusoïdale tronquée qui correspond à l'impulsion [64], l'intervalle de temps jusqu'à ce que la vitesse décroisse à 10% par rapport à la valeur maximale, la période associée à la valeur maximale du spectre de réponse de pseudo vitesse [49, 65] ou la période dominante de l'onde correspondant au coefficient plus grand de la transformée d'onde, lorsqu'elle est appliquée à la trace de la vitesse [52].

Une autre caractéristique principale est l'amplitude de l'impulsion de vitesse A_p , qui dépend de la magnitude, de la distance de la faille, du sol et du nombre d'enregistrements analysés [49]. Le nombre d'impulsions varie en fonction de la distribution de glissement sur la faille causale [61] et il est important car il peut influencer sur la taille du déplacement pour les structures avec un comportement linéaire [51]. Les impulsions pertinentes sont celles ayant une amplitude supérieure à 50 % de la vitesse maximale et leur nombre peut être lié au nombre d'aspérités dans la faille [66].

La phase de l'impulsion θ_p comprend des informations sur la forme de l'impulsion et ses dommages potentiels, en indiquant la vitesse de la libération d'énergie [49, 67]. Des informations similaires sont fournies par les paramètres de forme d'impulsion qui reflètent la vitesse de « construction » des impulsions et ont une influence importante sur l'amplitude de la réponse dynamique structurelle : plus l'impulsion est brusque, plus le choc sur la structure est élevée, ce qui conduit à des réponses plus élevées de pic [68]. Le contenu en énergie de l'impulsion est un autre indicateur du potentiel de dommages des mouvements du sol et est estimé par le cumulatif au carré de vitesse/accélération du signal d'impulsion extrait ou, dans le cas d'une analyse d'onde, à partir des coefficients d'onde absolue au carré correspondant à la pulsation [52, 69]. L'instant de l'arrivée d'impulsion différencie les impulsions provoquées par les effets de directivité de celles ayant des causes différentes [52].

Les spectres de réponse pseudo-élastiques et inélastiques sont une approche commune employée pour la caractérisation des mouvements du sol sismique, car les réponses des structures englobent des informations sur les excitations. Étant donné que les mouvements du sol sismique de type impulsif affectent de manière significative les structures souples, les spectres de vitesse et de déplacement sont pertinents à cet effet.

2. 6.2. Modèles d'impulsion

Diverses fonctions sont utilisées soit pour approximer/extraire les composantes de l'impulsion de mouvements du sol sismique de type impulsif, soit à des fins de simulation. Elles doivent respecter certains critères généraux, qui comprennent des expressions mathématiques simples et utiliser aussi peu que possible des paramètres dans leur formulation et avec une signification physique claire [49, 51, 68, 70]. De façon intéressante, certaines de ces fonctions entraînent également des solutions exactes lors de la dérivation de la réponse d'oscillateurs à un degré de liberté (1DDL) [71]. Les modèles existant dans la littérature varient de formes d'ondes simples comme celles présentées à la figure 2.11, à des fonctions

Les effets de mouvement du sol en champ proche

oscillatoires avec une décomposition des enveloppes (c.-à-d. les formes modifiées par ondes) comme celles représentées sur la figure 2.12.

Les formes les plus simples utilisées pour l'approximation/l'extraction des impulsions incluent des fonctions harmoniques d'une durée limitée et des fonctions simples rectangulaires ou triangulaires. [72, 73]. Makris & Chang ont proposé l'utilisation de formes d'impulsion cycloïdale avec un nombre variable d'oscillations :

$$\begin{aligned}
 \text{type A : } \ddot{u}_p(t) &= \omega_p \frac{v_p}{2} \sin(\omega_p t) & 0 \leq t \leq T_p \\
 \text{type B : } \ddot{u}_p(t) &= \frac{v_p}{\omega_p} - \frac{v_p}{\omega_p} \cos(\omega_p t) & 0 \leq t \leq T_p \\
 \text{type } C_n : \ddot{u}_p(t) &= \omega_p v_p \cos(\omega_p t + \phi) & 0 \leq t \leq (n + \frac{1}{2} - \frac{\phi}{\pi}) T_p
 \end{aligned} \tag{2.1}$$

D'après Alavi & Krawinkler (2001) les formes d'impulsions triangulaires sont utilisées pour l'approximation de l'impulsion[65]. Xie et *al.* ont proposé de représenter les impulsions en utilisant des successions des formes d'ondes d'impulsion simples[74]. Ils ont étudié l'efficacité de huit séries de formes d'onde d'impulsions simples pour caractériser les effets de directivité vers l'avant et de déplacement co-sismique, à partir des formes de base rectangulaires, sinusoïdales, triangulaire et quadratique (figure 2.11). Le nombre d'impulsions simples dans la succession dépend de l'effet (directivité vers l'avant/déplacement co-sismique) et la forme dépend de la vitesse de construction de l'impulsion (chargement de choc ou chargement progressif). Les différents types d'impulsions sont comparés en termes d'amplitude d'accélération/vitesse et réponses d'oscillateur à 1DDL.

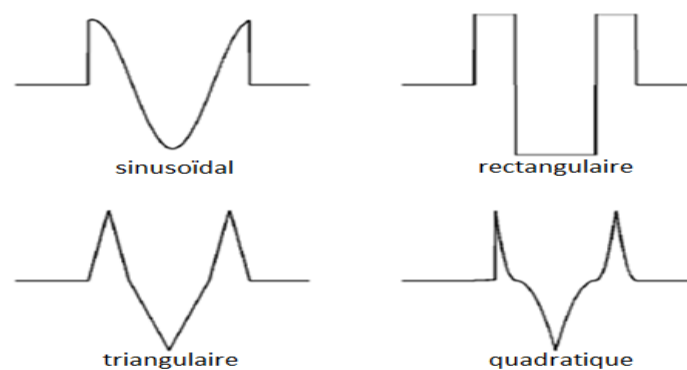


Figure 2.11 Accélérogrammes pour les impulsions (a) FSP1 et (b) FDP1

Des modèles plus sophistiqués consistent en divers types d'ondes employées pour l'approximation de l'impulsion de vitesse. Une onde largement utilisée, calibrée pour la simulation des mouvements avec aucun déplacement résiduel, est l'onde de Gabor modifiée proposée par Mavroeidis et Papageorgiou [49].

Les effets de mouvement du sol en champ proche

Afin d'assurer des solutions exactes pour la réponse de l'oscillateur à 1DDL excité avec ce modèle d'impulsion, l'enveloppe Gaussienne dans les ondes de Gabor est remplacée par une fonction cosinus élevée. La forme analytique de l'onde de Mavroeidis et Papageorgiou devient (voir aussi le figure 2.12) :

$$v_p(t) = \begin{cases} A_p \frac{1}{2} \left[1 + \cos\left(\frac{2\pi f_p}{\gamma} (t - t_p)\right) \right] \cos(2\pi f_p (t - t_p) + \nu) & -\frac{\gamma}{2f_p} \leq t \leq \frac{\gamma}{2f_p} \\ 0 & \frac{1}{f_p} < \frac{\gamma}{f_p} \end{cases} \quad (2.2)$$

Dans l'équation (2) A_p signifie le contrôle de l'amplitude du signal, f_p la fréquence de l'impulsion (avec $f_p = \frac{1}{T_p}$), γ représente le nombre d'oscillations, ν pour l'angle déphasage et T_p est l'instant où l'amplitude de pic de l'impulsion est atteinte. Par dérivation ou intégration correspondante, la trace d'accélération/déplacement peut être déterminée. Dans le cas de l'impulsion de déplacement, la constante d'intégration est égale à zéro. Les impulsions sont extraites des enregistrements en effectuant un ajustement simultané de l'accélération, de la vitesse et l'accélérogramme de déplacement et des spectres de réponse élastique correspondants.

Les paramètres de définition des impulsions sont corrélés aux caractéristiques du séisme : la fréquence f_p d'impulsion est fortement dépendante de la magnitude de l'instant et du type de sol, tandis que l'amplitude d'impulsion A_p est liée à la vitesse des ondes sismiques et au temps de montée. Dabaghi présente la formulation d'onde de Mavroeidis et Papageorgiou pour l'impulsion de vitesse afin d'assurer le déplacement final zéro automatiquement, en faisant la manipulation suivante[75] :

$$v_p(t) = \left[A_p \frac{1}{2} \cos\left(\frac{2\pi(t-t_p)}{T_p}\right) \right] \left[1 + \cos\left(\frac{2\pi(t-t_p)}{\gamma T_p}\right) \right], \quad \left(t_p - \frac{\gamma T_p}{2} \right) \leq t \leq \left(t_p + \frac{\gamma T_p}{2} \right) \quad (2.3)$$

Où D_r est le déplacement résiduel et il prend la forme suivante:

$$D_r = \frac{A_p T_p}{4\pi(1-\gamma^2)} [\sin(\nu + \gamma\pi) - \sin(\nu - \gamma\pi)] \quad (2.4)$$

Les effets de mouvement du sol en champ proche

L'onde de Gabor est proposée pour l'approximation de l'impulsion par Dickinson & Gavin (2011) [76] :

$$v_p = A_p e^{\frac{-\pi^2}{4} \left(\frac{t-t_p}{T_p} \right)^2} \cos \left(2\pi \frac{t-t_p}{T_p} - v \right) \quad (2.5)$$

Une définition similaire est proposée par Fu & Menun [77] :

$$v_p = \begin{cases} A_p e^{1-\alpha(t-t_p)} e^{-\alpha(t-t_p)} \sin \left(2\pi / T_p (t-t_0) \right) & t_0 < t < 2T_p \\ 0 & \end{cases} \quad (2.6)$$

Ou : $T_p = t_0 + 0.75T_p$

L'instant d'amplitude de pic T_p est défini comme une fonction de temps d'arrivée t_0 et la période de l'impulsion.

Dans une publication précédente (Menun & Fu), l'impulsion est définie en deux étapes (figure 2.12), en utilisant deux paramètres de forme différente, l'un dans l'intervalle de temps de $[0, 3/4T_p]$ et le second dans l'intervalle allant jusqu'à $2T_p$ [64].

L'étalonnage du modèle est fait en utilisant le champ enregistré d'accélérogrammes et leurs spectres de réponse de pseudo-vitesse.

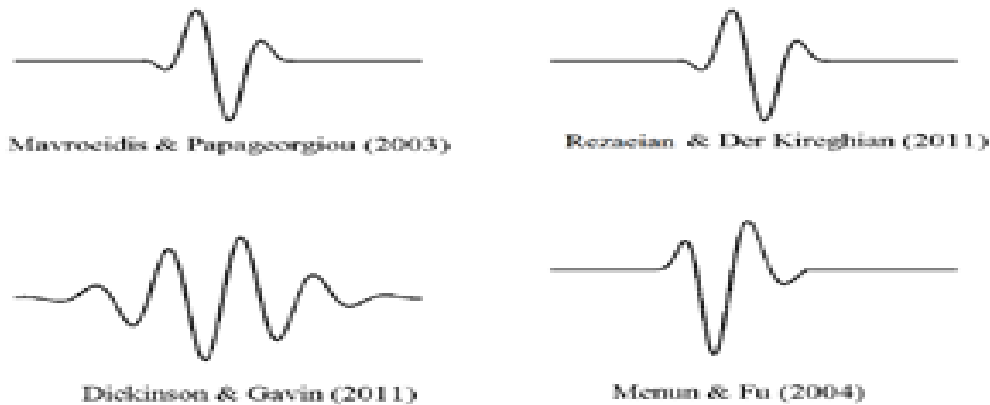


Figure 2.12 Modèles d'impulsions basées sur l'onde

He & Agrawal utilisent la formulation analytique suivante basée sur les ondes de Berlage[68] :

$$v_p = Ct^{d_n} e^{-d_a t} \sin(2\pi f_p t + v), \quad t \geq t_{01} \quad (2.7)$$

Les effets de mouvement du sol en champ proche

Le paramètre t_{01} marque le début de l'impulsion, le facteur de décroissance d_a et d_n la variable déterminent sa forme.

L'impulsion de vitesse conjointement avec les versions de l'accélération et le déplacement sont adaptés à un certain nombre d'accélérogrammes enregistrés et leurs spectres de réponse correspondants sont dérivés afin de démontrer la performance du modèle proposé. Mukhopadhyay & Gupta proposent l'utilisation des dérivées premières et secondes de la fonction gaussienne pour la modélisation des impulsions de vitesse, données par les équations suivantes[78] :

$$v_l = Ate^{\frac{t}{2\sigma^2}} \quad (2.8)$$

$$v_l = A\left(1 - \frac{t^2}{\sigma^2}\right)te^{\frac{t^2}{2\sigma^2}} \quad (2.9)$$

Avec A contrôlant l'amplitude des impulsions et σ indiquant la largeur de la fonction. Moustafa & Takewaki ont proposé deux modèles alternatifs: un déterministe et une stochastique. L'impulsion de vitesse est définie par la combinaison d'une partie oscillante harmonique ou stationnaire et une enveloppe variable dans le temps.

$$v_p = A(t)v_{st}(t) \quad (2.10)$$

Deux options sont fournies pour la modélisation de l'enveloppe, caractérisée par les paramètres suivants : A_p contrôlant l'amplitude, les paramètres α, β, λ pour la forme de l'impulsion et T_p pour l'instant du pic de vitesse.

$$\begin{aligned} A_1 &= A_p(e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}), \beta > \alpha > 0 \\ A_2 &= A_p e^{-\left[\frac{2\pi(t-t_p)}{\lambda}\right]^2} \end{aligned} \quad (2.11)$$

2. 7. Effets de domaine en champ proche dans les codes parasismiques internationaux

Bien que les effets de mouvement du sol en champ proche aient été étudiés pendant de nombreuses décennies, seulement quelques codes sismiques ont commencé à les considérer dans leurs prescriptions.

Dans ce qui suit, nous présentons une brève analyse de la façon dont certains codes sismiques internationaux tiennent compte des effets de champ proche. La terminologie de chaque code

Les effets de mouvement du sol en champ proche

sismique est utilisée dans la description, ainsi que les conditions initiales « source proche », « faille proche » et « champ proche » sont utilisées.

Les codes sismiques suivants sont analysés :

- Code sismique Européen : EN 1998-1 : 2004 : Eurocode 8 – partie 1 (CEN, 2003) ;
- Code sismique Américain : Uniform Building Code 1997 (UBC, 1997) ; ATC-40 (ATC, 1996) ; ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) ;
- Code sismique Chinois : GB 50011-2010 (ministère de la Construction, 2010) ;
- Code sismique de Nouvelle-Zélande: NZS 1170-5 (NZS, 2004).
- Code sismique Algérien (RPA99 ‘‘03)

2. 7.1. Code sismique Européen : (Eurocode 8 – partie 1) ;

Les effets à proximité de la source sont considérés par le code uniquement pour les bâtiments de catégorie d'importance IV (bâtiments dont l'intégrité pendant le séisme est d'une importance vitale pour la protection civile, par exemple, les hôpitaux, les casernes de pompiers, centrales électriques, etc..). Pour ces bâtiments, les spectres spécifiques des sites, y compris les effets à proximité de la source, devraient également être pris en compte, si l'immeuble est situé à une distance de moins de 15 km de la faille proche potentiellement active avec une magnitude $M_s \geq 5.5$ (CEN, 2003, paragraphe 10.6)[79].

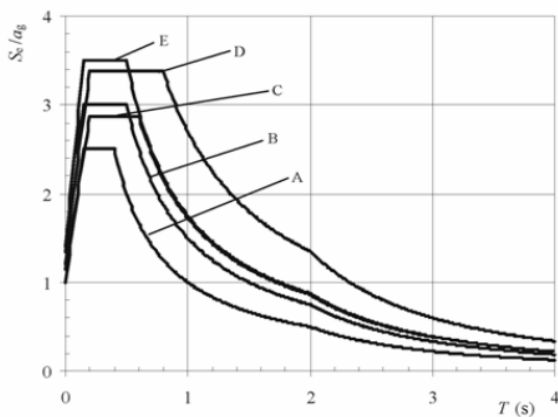
Le spectre de type 1 correspond à des séismes lointains de magnitude suffisante ($M_s \geq 5,5$) pour engendrer au site de construction des accélérations significatives dont la contribution est prépondérante dans le risque sismique[79].

Le spectre de type 2 est à considérer si des tremblements de terre de magnitude $M_s < 5,5$ constituent le facteur prépondérant de risque. Dans certaines régions, le spectre de calcul résulte d'une combinaison des spectres des types 1 et 2[79].

Les couches de sol présentes entre le rocher sous-jacent et la fondation d'un bâtiment modifient la forme et les amplitudes du spectre de réponse élastique, établies au niveau du rocher. Un paramètre de sol S prend en compte cette influence, de sorte que l'accélération maximale à la fondation est égale à S_{ag} . Les sites sont classifiés en types A, B, C, D et E selon des profils stratigraphiques et des valeurs de paramètres caractérisant les sols. On voit que l'influence sur le mouvement à la base de la structure est significative, puisque S est compris entre 1 (sur le rocher) et 1,8 (sol très meuble). De plus, les valeurs des périodes "de coin" T_B et T_C , assez différentes selon les sites et sols et visibles à la Figure 2.13, influencent significativement le spectre. D'après la Figure 2.13, on constate que[79]:

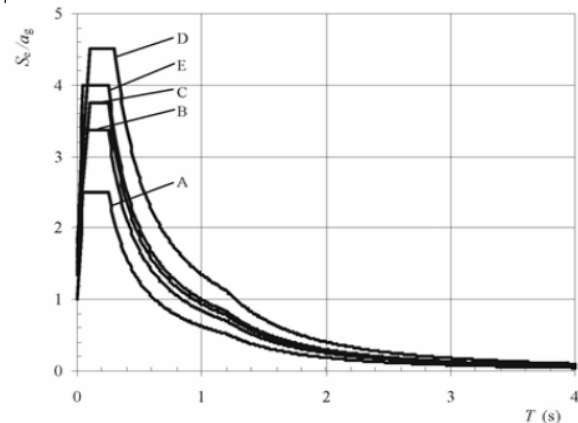
- Plus les couches sont meubles, plus l'amplification est élevée à période égale.
- L'amplification relative du site D par rapport au site A atteint pratiquement 3 pour des oscillateurs (bâtiments, château d'eau, etc.) de période égale à 1 s
- La période T_C de « coin » du spectre se déplace vers la droite quand on passe de sol rocheux à sol meuble

Il apparaît clairement qu'ignorer les conditions de sol et site peut conduire à de grandes sous-estimations de l'action sismique.



Spectre de Type 1.

Séisme lointain de magnitude $M_s \geq 5,5$



Spectre de Type 2.

Séisme de magnitude $M_s < 5,5$

Figure 2.13 Spectres de calcul $S_e(T)$ de l'Eurocode 8 pour les tremblements de terre des types 1 et 2 et pour différentes conditions des sols et site [79]

2. 7.2. Codes sismiques Américains

Uniform Building Code 1997 (UBC, 1997)

Ce code considère deux facteurs de la proximité de source (N_a et N_v) qui dépendent du type de la source sismique et de la distance la plus proche des sources sismiques connues ; ces facteurs sont définies respectivement dans les deux Tableaux 16-S et 16-T du code UBC (1997) qui sont présentés dans la (tableau 2.2 à 2.3). Les facteurs de la proximité de source (N_a et N_v) sont appliqués aux coefficients sismiques C_a et C_v (respectivement) seulement pour les zones avec un facteur de zone sismique $Z = 0,4$ (c.-à-d., zone sismique 4). Il est possible de définir la composante verticale de mouvement du sol par mise à l'échelle des accélérations horizontales correspondantes d'un facteur de deux tiers. D'autres facteurs peuvent être utilisés lorsqu'ils sont justifiés par les données propres au site. Lorsque le facteur proche de la source, N_a , est supérieur à 1.0, des spectres de réponse verticale spécifique au site doivent être utilisés en remplacement du facteur des deux tiers [80](UBC, 1997)

Les effets de mouvement du sol en champ proche

Tableau 2.2 Facteur de source proche Na¹ (Tableaux 16-S, UBC 1997)

Type de source	Distance à la source connue la plus proche		
	≤2Km	5Km	≥10Km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

ATC-40

Les effets de faille proche sont pris en compte comme une caractéristique du site qu'il est nécessaire d'identifier dans une liste de vérification de la conception parasismique à compiler afin de mettre en évidence les questions pertinentes relatives au processus de réhabilitation et d'adaptation (ATC, 1996, tableau 2-2). Les valeurs attribuées pour le facteur de faille proche sont les mêmes du code UBC 1997; dans le commentaire de ce paragraphe, il est souligné qu'en cas d'action de faille normale le séisme peut être jusqu'à 50% supérieur à celui prévu en utilisant l'étude spécifique à un site est également souhaitable pour certains bâtiments situés près de sources actives et pour les bâtiments ayant les exigences particulières de conception (ATC, 1996, point 4.4.3.2)[81].

Tableau 2.3 Facteur de source proche Nv1 (Tableaux 16-T, UBC 1997)

Type de source	Distance à la source connue la plus proche		
	≤2Km	5Km	≥10Km
A	2.0	1.2	1.0
B	1.6	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Tableau 2.4 Type de source sismique¹ (Tableaux 16-U, UBC 1997)

Type de source sismique	Description de source sismique	Définition de source sismique	
		Magnitude moment max, M	Taux de glissement, SR (mm/an)
A	Failles qui sont capables de produire des événements de grande magnitude et qui	M ≥ 7.0	SR ≥ 5

Les effets de mouvement du sol en champ proche

	ont un taux élevé de l'activité sismique		
B	Tous les faille autres que les types A et C	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5$ $SR > 2$ $SR < 2$
C	Les failles qui ne sont pas capables de produire des séismes de grande magnitude et qui ont un taux relativement faible d'activité sismique	$M < 6.5$	$SR \leq 2$

ASCE/SEI 7-10

Dans les cas où une analyse de mouvement de sol est effectuée ou exigée, paragraphe, (21.2) le code (ASCE, 2010) souligne la nécessité de prendre en compte également les effets de la proximité de source. En outre, dans le paragraphe (16.1.3.2), il est indiqué que dans les sites situés à moins de 5 km de la faille active qui contrôle le risque, chaque paire de composants doit être tournée vers les directions des failles normales et parallèles de la faille causale et devrait être mis à l'échelle afin que la moyenne des composants de faille normale ne soit pas moins que le spectre de réponse MCER (axés sur les risques maximaux considérés comme séisme) pour la période allant de 0,2 T à 1,5 T , où T étant la période naturelle de la structure dans le mode fondamental pour la direction de la réponse étant en cours d'analyse[82].

2. 7.3. Code sismique Chinois (GB 50011-2010)

Dans la norme nationale de la république populaire de Chine pour la conception sismique des bâtiments, les effets de champ proche sont considérés pour les structures à moins de 10 km des deux côtés de la fracture de choc. Les effets de champ proche sont considérés en multipliant le paramètre de mouvement du sol horizontal et vertical par un coefficient d'augmentation de 1,5 pour les distances moins de 5 km ; pour les structures en dehors de 5 km (et à moins de 10 km) le paramètre de mouvement du sol doit être multiplié par un coefficient d'amélioration de pas moins de 1,25 (paragraphe 3.10.3 article1). Aucune modification n'est effectuée sur les périodes du spectre[83].

2. 7.4. Code sismique de Nouvelle-Zélande (NZS 1170-5).

Le facteur de faille proche défini dans le code NZS 1170,5 tient compte des effets de la directivité vers l'avant et de la polarisation des mouvements de longue période dans la région proche de la source (Commentaire-NZS 1170,5). Dans le code NZS 1170.5, des informations spécifiques de commentaire sont données sur les effets de directivité vers l'avant et vers l'arrière ; en outre, les différences entre les composantes de bord parallèle et de bord normal sont mises en évidence[40].

Les effets de mouvement du sol en champ proche

Le facteur de faille proche, $N(T,D)$, est déterminé en fonction de la valeur de la probabilité annuelle de dépassement pour les endroits de distance plus courte, d , de moins de 20 km de la faille majeure la plus proche figurant dans le tableau 3.6 (Article 3.1.6). Pour l'emplacement à des distances supérieures à 20 km des failles majeures, le facteur de faille proche est supposé 1.0 [40].

Les facteurs de faille proche changent avec la période ; ils sont égaux à 1,0 pour les périodes inférieures à 1,5 seconde, tandis que la valeur maximale est de 1,72 pour les périodes supérieures à 5 secondes[40].

2. 7.4.1. Le spectre de risque du site pour chargement vertical (NZS, 2004, article 3.2, C3.2)

Il est considéré comme 0,7 fois le spectre de risque du site élastique pour le chargement horizontal, déterminé à partir de l'Article (3.1.1) pour des méthodes d'analyses modales ou d'accélérogramme. Mais dans le commentaire, il est souligné que dans des endroits à proximité de la source, la partie de période courte du spectre vertical peut être égale ou supérieure au spectre horizontal. Dans les endroits où le risque sismique est dominé par une faille à une distance de moins de 10 km, il peut être plus approprié de supposer que le spectre vertical est égal au spectre horizontal pour des périodes de 0,3 s et moins

2. 7.5. Code sismique Algérien (RPA99'03)

Dans le code sismique Algérien les effets de source ne sont pas considérés pour la conception des structures. Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismicité classifiant les différentes zones de l'Algérie où les règles parasismiques RPA 99 sont applicables. Pour établir le calcul d'une réponse de structure, il faut prendre en compte la valeur de l'accélération nominale (a_N), qui correspond à l'accélération du sol et dépend à la fois de la zone de sismicité (figure 2.14) ainsi que de la classe de l'ouvrage regroupés en fonction de leur rôle. Sur la carte suivante, nous pouvons observer les différentes zones de sismicité fixées par la réglementation parasismique RPA99 au niveau national.

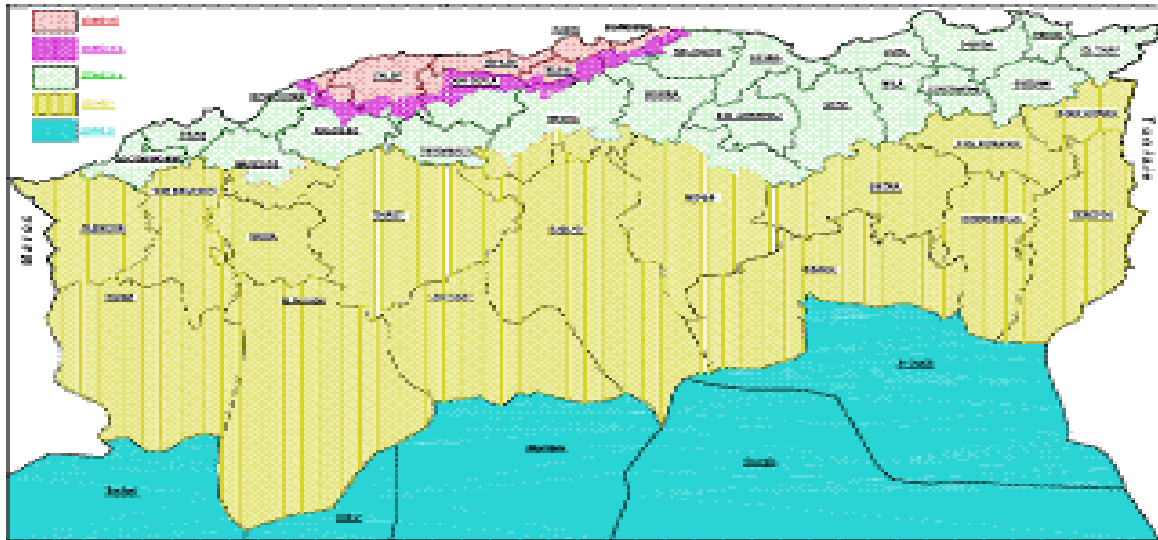


Figure 2.14 Carte de zonage sismique du territoire national [84].

2. 8. Influences des sources sismiques en champ proche sur les structures de bâtiments

L'étude des enregistrements sismiques dans le domaine de champ proche et la reconnaissance des effets spécifiques a commencé dans la seconde moitié du XXe siècle, mais l'évolution a explosé au cours des dernières décennies où des études plus approfondies ont été menées, compte tenu notamment des effets du mouvement sismique du sol sur les structures[40].

Il a été reconnu que le mouvement sismique dans le domaine de champ proche peut exposer les structures aux exigences sismiques différentes de celles de la conception, tant pour l'intensité que pour la nature du mouvement du sol.

Le mouvement sismique dans le domaine de champ proche est principalement influencé par le type de faille (par exemple, faille de coulissage, faille de décrochement), par le mécanisme de rupture (par exemple, la dislocation au lieu de fissures comme la rupture) et par la magnitude. En outre, il peut changer également en fonction de la position relative par rapport à la direction de bord de la faille causale.

La capacité de résistance et la charge agissant sur les structures civiles, sont les deux aspects importants dans la conception et la procédure d'évaluation, de sorte que les mouvements du sol sont un type de chargement qui jouera un rôle dominant dans les résultats finaux. Les mouvements du sol de faille proche, qui sont tout à fait différents de la charge habituelle « mouvements du sol de faille lointaine », induisent certaines caractéristiques particulières de réponse structurelle.

2. 8.1. Influences sur les bâtiments de base fixe

La conception actuelle du spectre de réponse néglige généralement deux facteurs importants, qui sont les résultats de mouvements du sol de type impulsif :

- L'amplitude élevée dans les périodes longues du spectre de réponse ;
- L'augmentation de l'exigence de la ductilité des bâtiments plus rigides.

Dans l'étude des bâtiments soumis à des mouvements de sol de type impulsif, il a été démontré que les exigences induites par des mouvements du sol de la faille proche peuvent dépasser de loin la capacité des bâtiments de base fixe flexible conçue par les codes actuels, et la force de conception appropriée pour les mouvements du sol de la faille proche a été discutée [53]. Erol [43] a révélé que l'arrivée de l'impulsion de vitesse, dans un enregistrement proche de la faille, a causé la dissipation de l'énergie d'entrée considérable dans relativement peu de cycles, alors que les effets cycliques étaient plus prononcés dans les enregistrements éloignés. Les spectres d'accélération et de vitesse examinés collectivement peuvent être utilisés pour évaluer raisonnablement le potentiel d'endommagement. Dans la même année, Swaminathan [85] décrit l'analyse non linéaire en trois dimensions de six bâtiments en acier de dix-neuf étages en portique autostable en plan irrégulier sous les enregistrements des mouvements forts du sol à proximité des sources sismiques proches. Ming [86] estime que l'analyse dynamique de la stabilité structurelle en tenant compte de la non-linéarité matérielle et géométrique, est nécessaire pour le séisme de faille proche. Les demandes de réponse inélastique des systèmes à un degré de liberté et plusieurs degrés de liberté ont été étudiées. John [87] a indiqué que la demande inélastique induite par les mouvements du sol de la faille proche devrait être considérée sérieusement. Plusieurs chercheurs ont effectué leurs études basées sur des modèles de poutre continue en cisaillement. Iwan [88] a indiqué que les mouvements au sol de type impulsif se déplacent à travers la hauteur des bâtiments en tant que propagation d'onde, de sorte que la méthode de superposition modale et la méthode du spectre de réponse ne peuvent pas capturer les influences de mouvements du sol de type impulsif. En se basant sur ses résultats, Iwan a proposé la méthode de spectre d'inter-étage, qui utilise un modèle de poutre continue en cisaillement plutôt qu'un modèle à 1 DDL, pour les mouvements du sol de la faille proche. Par la suite, la méthode de superposition modale et la méthode de spectre de réponse ont été vérifiées par Chopra [89], concluant que la méthode de spectre de réponse est précise pour les applications d'ingénierie et devrait être préférée au spectre de l'inter-étage.

Cette inadéquation peut se produire si la période structurelle T est beaucoup plus importante que la durée d'impulsion prédominante au sol T_p . Sur la base du spectre de réponse élastique et élastoplastique, un système à 1DDL avec différentes périodes fondamentales linéaires et les forces post-élasticité a été utilisé pour étudier les effets de *fling* (déplacement co-sismique)[19]. Les dommages induits par les grands mouvements du sol verticaux sur les structures de travée réelle ont été discutés. L'étude de Kikuchi démontre que les mouvements verticaux du sol avaient eu peu d'influences sur les dommages aux structures. La conclusion différente a été prononcée parce que l'ancien chercheur a considéré que le mouvement de sol vertical et horizontal est arrivé à deux moments différents, alors que ce n'est pas le cas. Cependant, tous les travaux ci-dessus ne considéraient pas les dégâts potentiels de cisaillement dans les poteaux par les variances des forces axiales induites par la grande excitation verticale.

2. 8.2. Influences sur les bâtiments isolés à la base

Les exigences induites par les mouvements du sol de la faille proche peuvent dépasser de loin la capacité des bâtiments de base isolée conçus par les codes actuels[90]. Makris[91] a observé que dans certains cas la présence des forces de friction élevée dans le système d'isolation d'une structure peut induire des déplacements permanents. Pour cela, Il a suggéré que l'utilisation d'amortisseurs électro-rhéologiques peut constituer un bon choix pour résoudre ce problème. Plus tard, Makris a examiné l'efficacité de plusieurs mécanismes dissipatifs pour protéger les bâtiments soumis à des mouvements du sol de faille proche; où il a tiré les conclusions suivantes : sous les mouvements du sol de type impulsif, la notion d'amortissement linéaire équivalent a limité le sens, puisque la réponse transitoire d'un bâtiment est plus sensible au mécanisme des forces que la dissipation de la quantité d'énergie dissipée par cycle ; une combinaison des forces de dissipation visqueuse et des forces de dissipation de frottement faible est attrayante et très intéressante. Rao [92] a étudié la performance du système d'isolation, et il a indiqué que les déplacements de base glissante sous le mouvement du sol de la faille proche seront sous-estimés lorsqu'on néglige les effets des forces de friction de l'interaction bidirectionnelle. Zhang [93] a montré que les algorithmes interactifs de contrôle actif, tels que l'amortissement de l'interface active, stratégie de connexion optimale et l'amortissement de l'interaction accordé, sont généralement capables de réduire les déplacements inter-étages de la structure primaire ; Cependant, en raison des grandes accélérations dans les planchers bas, de grandes forces de contrôle sont observées. Yang [94] a examiné les performances de sécurité des différents

types de systèmes de contrôle hybride pour les bâtiments soumis à des mouvements du sol de faille proche. Les systèmes de contrôle semi-actif (amortisseur de raideur semi-active et amortisseurs de friction électromagnétique semi-actif) proposés, semblaient très efficaces. Dans les années qui ont suivi, la rareté constatée de la documentation sur les bâtiments contrôlés et isolés à la base, donne l'apparence des quelques nouvelles mesures pour contrôler les structures. Agrawa et *al* [95] a proposé un contrôleur actif avec filtre d'impulsion (APF) et il a vérifié que ce contrôleur (APF) est capable de réduire les déplacements de base (les déplacements inter étages des isolateurs), les déplacements inter-étages de la superstructure et les accélérations absolues de tous les étages simultanément. Murat [96] a comparé la performance sismique de portique contreventé par chevron d'acier (CBFs) avec et sans amortisseurs visqueux fluides (FVDs); les résultats obtenus ont révélé que l'installation FVDs dans les CBFs pourrait améliorer considérablement la performance séismique. Dans l'étude de S. Nagarajaiah [97] un nouvel amortisseur semi-actif est développé et il a démontré son efficacité dans la réalisation des réductions de réponse dans des bâtiments isolés à la base pour des séismes de faille proche. Les réponses dynamiques des structures de base isolée sont analysées simultanément sous les mouvement horizontaux et verticaux [19].

Conclusion

Dans le domaine du champ proche, les effets de mouvement du sol d'un séisme fort/modéré diffèrent sensiblement des effets enregistrés loin de la source sismique. Ces effets sont devenus une question d'étude durant les dernières décennies, et il a été prouvé qu'ils peuvent imposer aux structures des demandes sismiques plus fortes.

Dans ce chapitre ont été présentés les caractéristiques et les paramètres de mouvement de sol ainsi que les modèles de mouvement de sol de type impulsif. Par ailleurs, ont été représenté les effets de mouvement du sol en champ proche dans les codes parasismiques d'une part et d'autre part, les effets de mouvement du sol sur les structures en génie civil.

Enfin, dans le domaine du champ proche, on peut observer la présence de mouvements verticaux du sol, le mouvement du sol impulsif de vitesse de grande valeur, et les effets de déplacements permanents co-sismique et d'effets de directivité vers l'avant.

Les conséquences sur les bâtiments ont été largement examinées au cours des dernières années, où les études ont porté principalement sur les bâtiments en béton armé et en acier, les ponts et les barrages. Par conséquent, Cela devrait être particulièrement pris en compte lorsque des améliorations dans le système structurel des structures par des systèmes de contrôle des vibrations sismiques sont prévues.

Chapitre 3

**Les Systèmes de Contrôle
des Vibrations**

CHAPITRE 3

LES SYSTEMES DE CONTROLE DES VIBRATIONS

3. 1. Introduction

Depuis une décennie, plusieurs forts séismes se sont produits l'un après l'autre dans de nombreux pays. Ces tremblements de terre ont causé de graves dommages aux infrastructures à grande échelle. La protection des structures contre des éventuels dommages significatifs pendant des tremblements de terre est devenue un sujet important dans l'ingénierie structurelle.

Conventionnellement, les structures sont conçues pour résister à des forces dynamiques grâce à une combinaison de force, la déformabilité et l'absorption d'énergie. Ces structures peuvent subir des déformations au-delà de la limite élastique, par exemple, dans un grave tremblement de terre, les structures conçues avec ces méthodes sont parfois vulnérables à des mouvements de fort tremblement de terre.

Afin d'éviter de tels dommages critiques, les ingénieurs structurels ont investigué pour comprendre les différents types de systèmes structuraux qui sont robustes et peuvent résister aux forts mouvements. Ces systèmes fonctionnent par l'absorption ou le transfert d'une partie de l'énergie d'entrée et le reste d'énergie serait transmis à la structure elle-même. Dans un tel scénario, les techniques de contrôle structural sont censées être une des technologies prometteuses pour la conception de résistance au tremblement de terre. La notion de contrôle structural est d'absorber l'énergie de vibration de la structure par l'introduction de dispositifs supplémentaires. Divers types de théories de contrôle structural et des dispositifs ont été récemment mis au point et introduits à grande échelle des structures de génie civil.

Le contrôle des vibrations structurales vise à prévenir des dommages structuraux à l'aide de dispositifs de contrôle des vibrations. Divers dispositifs ont été développés pour assurer la sécurité de la structure du bâtiment, même lorsque les amplitudes de vibrations excessives se produisent en raison des excitations de tremblement de terre ou le vent.

Les systèmes de contrôle de vibration

Les dispositifs de contrôle sont des isolateurs, des actionneurs et des amortisseurs, qui sont utilisés pour atténuer les vibrations indésirables dans une structure.

De nombreux dispositifs actifs et passifs ont été utilisés comme dispositifs de contrôle de vibrations. L'amortisseur passif modifie la réponse de la structure sans utiliser une alimentation externe. En utilisant une alimentation externe, ces dispositifs modifient la rigidité de la structure ou l'amortissement, qui se traduit par un changement de dynamique des structures. Le dispositif semi-actif combine les propriétés des dispositifs passifs et actifs. Les dispositifs hybrides sont formés en utilisant des dispositifs passifs et actifs ou à l'aide de dispositifs passifs et semi-actif. Des autres dispositifs de contrôle de vibration bien connus sont les isolateurs à la base. La liste de dispositifs de contrôle structural, couramment utilisée, est résumée dans la figure 3.1 et 3.2.

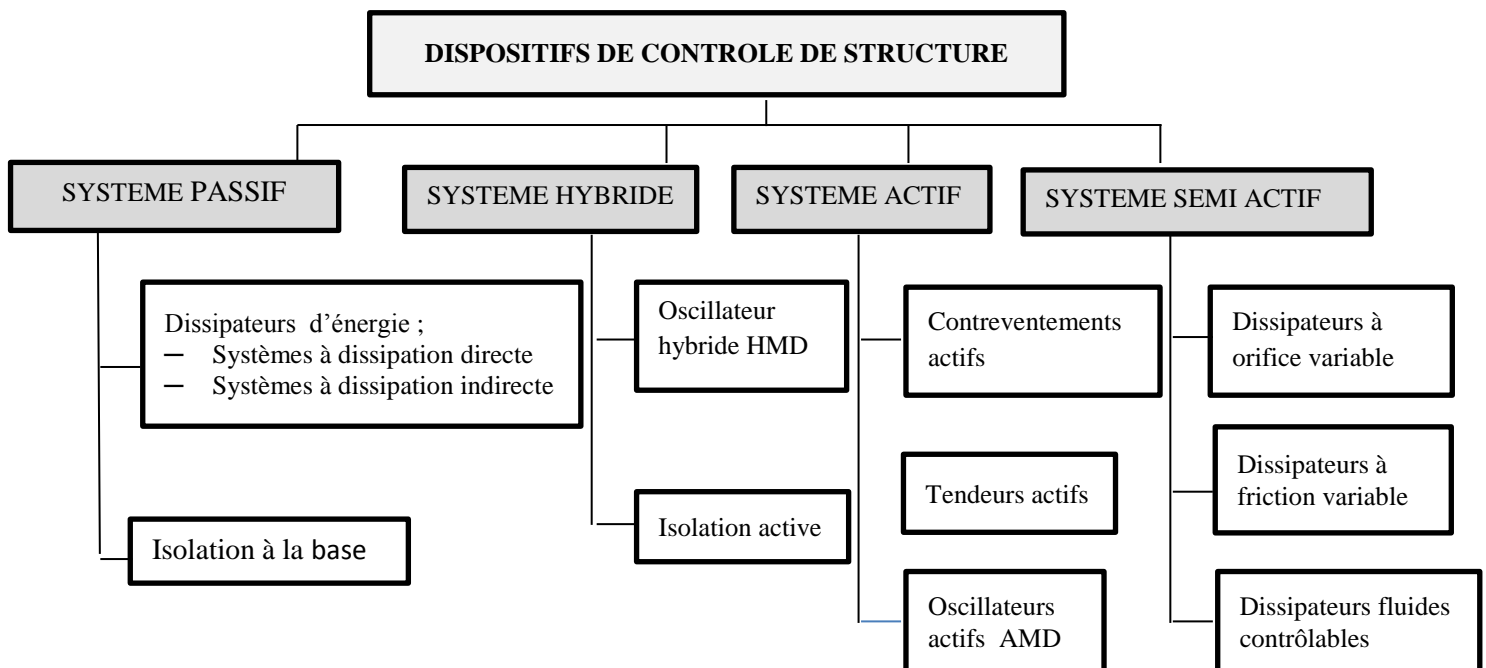
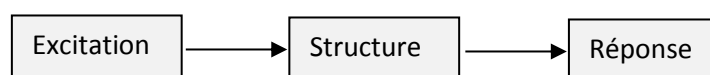
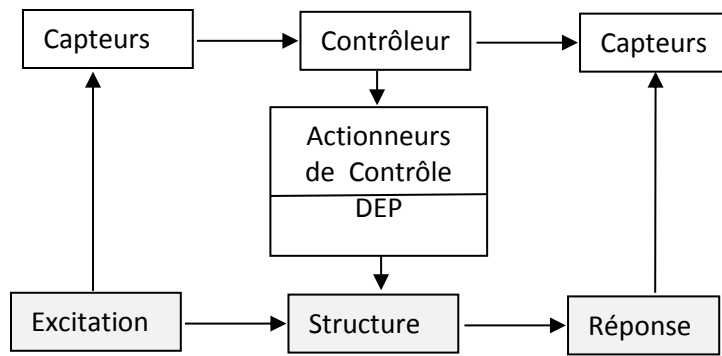


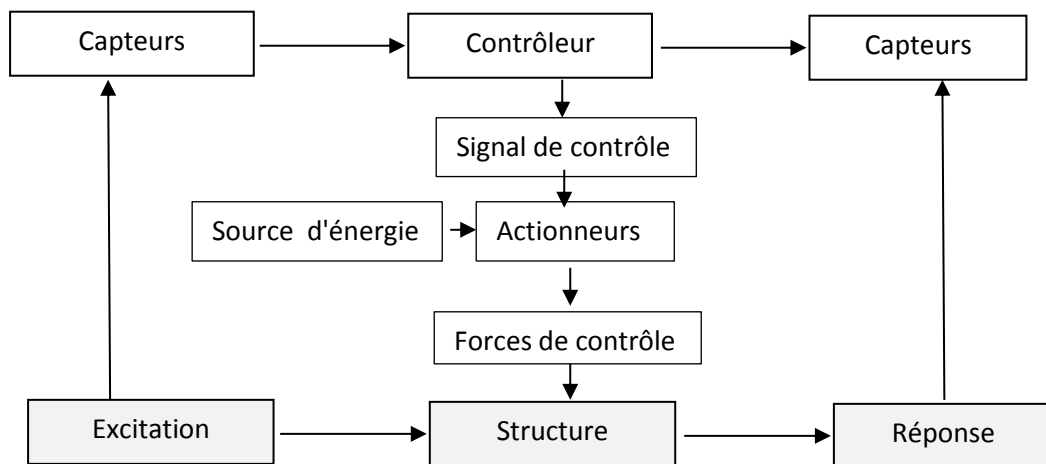
Figure 1.3 Dispositifs de contrôle de structure



(a) système de contrôle passif



(b) Contrôle semi-actif



(c) Contrôle Actif

Figure 3.2 Structure avec les systèmes de contrôle de vibration[98]

3.2. Systèmes à dissipation directe

Les systèmes à dissipation directe d'énergie comprennent les amortisseurs :

3.2.1. L'amortisseur de Pall

Un dispositif de friction situé à l'intersection de la croix de contreventement a été proposé par Pall[99, 100]. La figure 3. 3 illustre la conception de ce dispositif.



Figure 3.3 Dispositif d'amortissement de friction

Lorsqu'une charge sismique est appliquée, le contreventement de compression provoque le flambement, tandis que le contreventement de tension induit de glissement au niveau du joint de friction. Celui-ci, à son tour, active les quatre liens qui forcent le contreventement de compression à glisser. De cette manière, l'énergie est dissipée dans les deux contreventements alors qu'ils sont conçus pour être efficace en tension seulement.

3.2.2. L'amortisseur de Sumitomo

Dans les années antérieures, Sumitomo Metal Industries du Japon a développé des amortisseurs de friction pour les applications ferroviaires. L'application de ces amortisseurs a été récemment étendue à l'ingénierie structurale, prenant comme exemple les deux structures de grande hauteur au Japon, l'immeuble de bureaux de City Sonic dans la ville de Omiya (portique en acier de 31) et l'Asahi Beer Azumabashi Building à Tokyo (portique en acier de 22) ont exploité ces amortisseurs pour réduire la réponse aux vibrations transmises par le sol et les séismes mineurs. Par ailleurs, un bâtiment sismiquement isolé de 6 étages à Tokyo intègre ces amortisseurs dans le système d'isolation comme dispositifs de dissipation d'énergie. La figure 3.4 montre la construction d'un amortisseur de friction Sumitomo typique. Le dispositif se compose de cuivre tampons imprégnés de graphite en contact avec l'enveloppe extérieure en acier du dispositif. La charge sur la surface de contact est développée par une série de cales qui agissent sous la compression des ressorts de rondelle Belleville. Le graphite sert de lubrifier le contact et d'assurer un coefficient stable de friction et un fonctionnement silencieux.

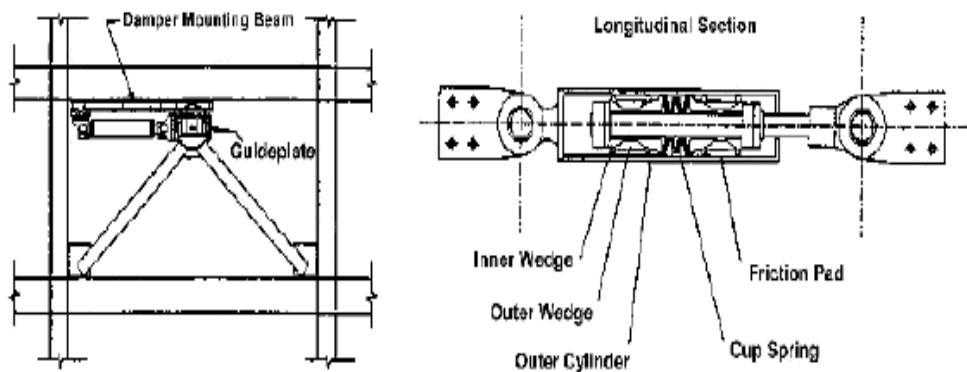


Figure 3.4 Amortisseur à friction de Sumitomo et détail d'installation [101]

Le dispositif de friction Sumitomo est semblable à un dispositif de contrôle de déplacement décrit par Constantinou [102] pour les applications en isolation sismique de pont. Ces appareils utilisent une interface de frottement consistant en cuivre graphite imprégné au contact de l'acier (dispositif de Sumitomo) ou en contact avec l'acier inoxydable (dispositif de

contrôle de déplacement) ; sachant que l'acier inoxydable ne subit aucune corrosion supplémentaire lorsqu'il est en contact avec du cuivre. Par contre, le carbone et les aciers faiblement alliés vont souffrir de la sévère corrosion modérée

3.2.3. Dispositif ADAS :

Un autre élément, appelé dispositif de (ADAS) « Added Damping And Stiffness», a été étudié par Whittaker [103]. Ce dispositif se compose de plusieurs plaques d'acier de la forme X dont l'installation est schématisée dans la figure 3.5.

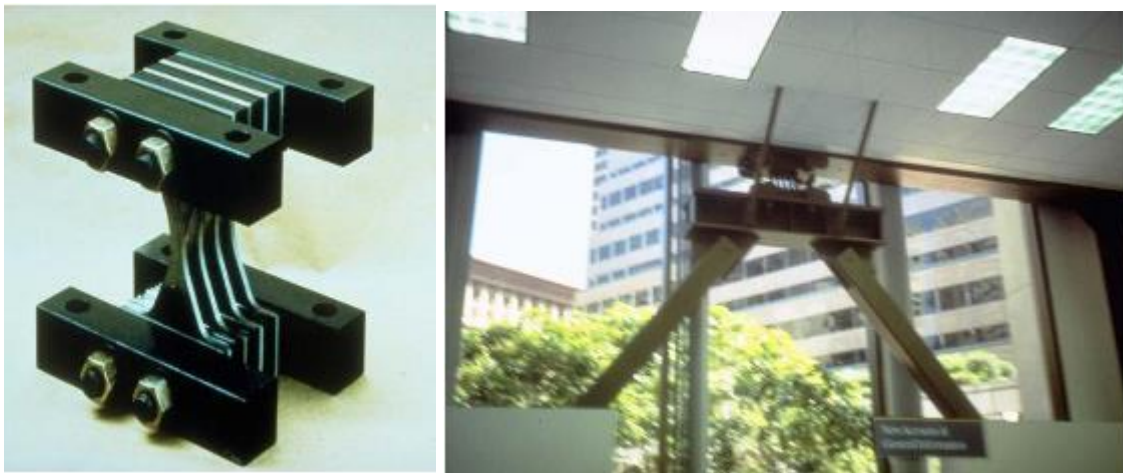


Figure 3.5 Plaques d'acier en forme de x (ADAS) et détail de l'installation

La similitude du dispositif à celui de Tyler [104] et Kelly [101] est apparente. La forme du dispositif telle que l'élasticité se produit sur toute la longueur du dispositif. Ceci est accompli par l'utilisation des membres de frontière rigide afin que les plaques en X soient déformées en double courbure. Les essais sur la table de vibration d'une structure de modèle en acier de 3 étages par Whittaker [103] ont démontré que les éléments de l'ADAS amélioraient le comportement de la ossature en portique aux moments auquel ils étaient installés ; (a) en augmentant sa rigidité, (b) en accroissant sa résistance et (c) en augmentant sa capacité de dissipation d'énergie.

3.2.4. Dispositif TADAS

L'un des mécanismes le plus efficace pour la dissipation de l'énergie d'entrée à la structure lors d'un séisme est la déformation d'inélastique des métaux [105]. Figure 3.6 illustre la configuration typique d'un amortisseur TADAS et la connexion du dispositif au contrevent. L'amortisseur mentionné est composé de plusieurs plaques triangulaires soudées sur une plaque de base commune.



Figure 3.6 Détails de connexion du dispositif-à-contrevent TADAS[105].

Chaque plaque triangulaire est insérée dans la plaque de base fendue avant que les soudures d'angle sont appliquées pour fixer la plaque triangulaire. Lors de tremblements de terre, les déplacements- inter étages causent de mouvement de l'extrémité supérieure de l'amortisseur TADAS par rapport à l'extrémité inférieure ; ce qui provoque la plastification des plaques métalliques de l'amortisseur, et par conséquent, l'énergie est dissipée[105]. Figure 3.7 montre le comportement de l'amortisseur TADAS pendant le tremblement de terre. TADAS est une variante de l'ADAS constituant des éléments de plaques triangulaires qui se déforment en poutres en porte-à-faux [106].

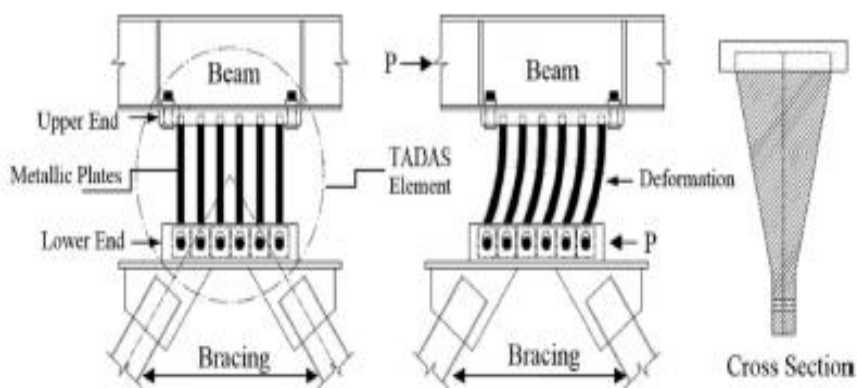


Figure 3.7 Déformation d'amortisseur TADAS pendant le tremblement de terre [105].

3.2.5. Amortisseurs viscoélastiques

Les amortisseurs viscoélastiques, constitués de couches viscoélastiques collés (polymères acryliques), ont été développés par les 3 M-Company et sont utilisés dans les applications de contrôle de vibrations de vent. La figure 3.8 illustre un amortisseur viscoélastique et son installation dans le cadre du système de contreventement dans une structure.

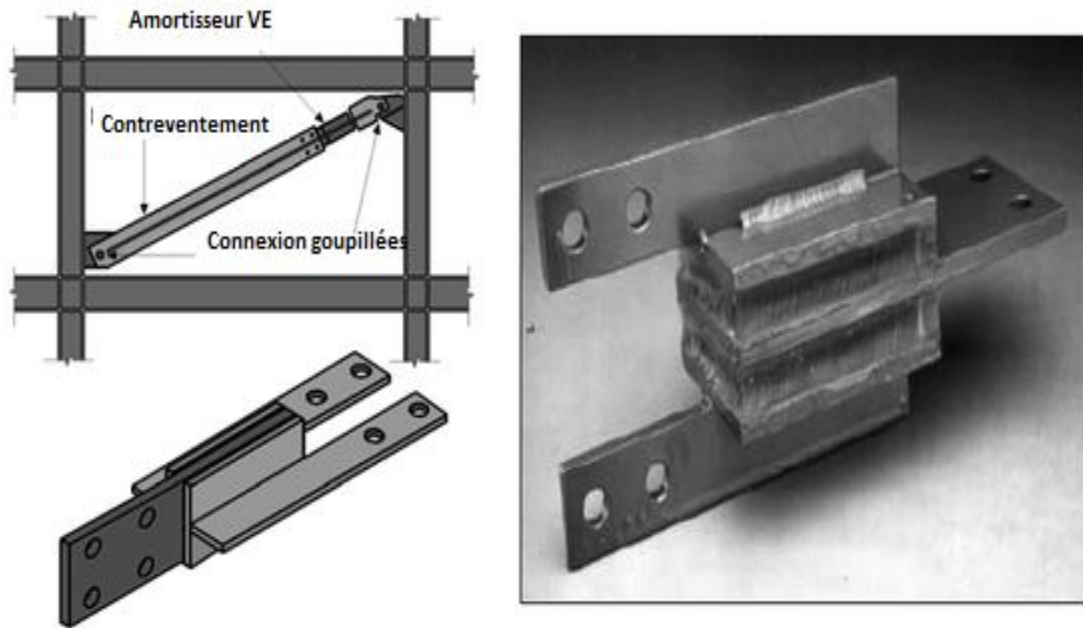


Figure 3.8 Amortisseurs viscoélastiques et son détail d'installation [101].

Le comportement des amortisseurs viscoélastiques est contrôlé par le comportement en cisaillement des couches viscoélastiques. En général, ce matériau présente un comportement de solide viscoélastique à la fois de son stockage et les modules de perte dépendent de la fréquence et de la température.

3.2.6. Amortisseurs visqueux

Les amortisseurs visqueux fluides (FVD) sont basés sur le principe de fonctionnement de l'écoulement de fluide à grande vitesse à travers les orifices. Au départ ces amortisseurs avaient trouvé de nombreuses applications dans l'isolation des chocs et des vibrations des systèmes aérospatiaux et de défense. Dans les années 1990, Makris et Constantinou[107], ainsi que des efforts de coopération relatifs aux dispositifs de Taylor, ont effectué une série d'expériences pour démontrer les avantages de FVDs dans les contreventements pour atténuer la réponse sismique des structures[108].

La FVD représentée sur la figure 3.9(a) est constituée d'un piston en acier inoxydable avec une tête de bronze d'orifice et un accumulateur. Il est rempli d'huile de silicone. La tête de piston utilise des passages de forme spéciale, qui modifient les caractéristiques de débit avec la vitesse fluide de sorte que la sortie de la force soit proportionnelle à la vitesse de la tige de piston V^α , où α est le coefficient prédéterminé dans la plage de 0,5 à 2. La constante de proportionnalité est la constante d'amortissement ayant une faible dépendance à la température. L'amortisseur se comporte comme un FVD linéaire lorsque $\alpha = 1$ et comme non

linéaire dans d'autres cas[108]. La caractéristique de force – déplacement de la FVD est illustrée à la figure.3. 9(b).

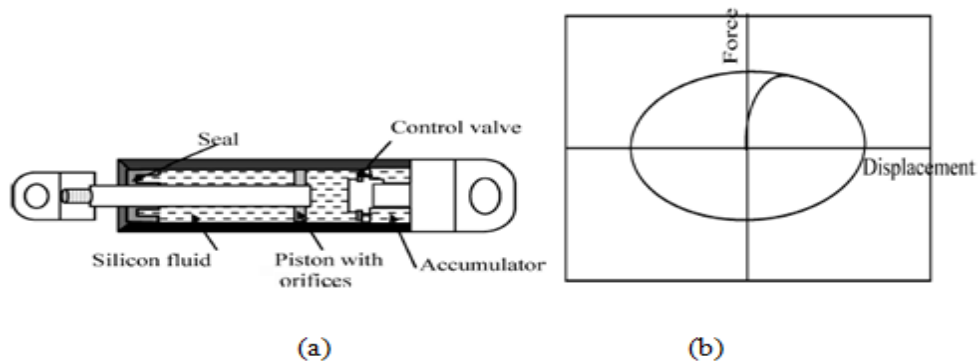


Figure 3.9 (a) Amortisseur visqueux fluide , (b) Boucle d'hystérésis typique du FVD[108]

3.3. Systèmes à dissipation indirecte

Les systèmes à dissipation indirecte d'énergie comprennent les amortisseurs suivants :

3.3.1. Amortisseurs de masse accordée

Les premières applications des amortisseurs de masse accordés (TMDs) ont été dirigées vers d'atténuation des excitations induites par le vent. Comme exemple sur l'application de TMDs dans les structures, on trouve la tour Taipei 101 à Taipei et Taiwan (Tuan et Shang, 2014) voir figure 3.10(a)[109]. La masse est généralement attachée à l'immeuble par un système de ressort-amortisseur et l'énergie est dissipée par l'amortisseur, aussi le mouvement relatif se développe entre la masse et la structure [110]. Un modèle mécanique simple pour TMD est représenté sur la figure3.10(b).

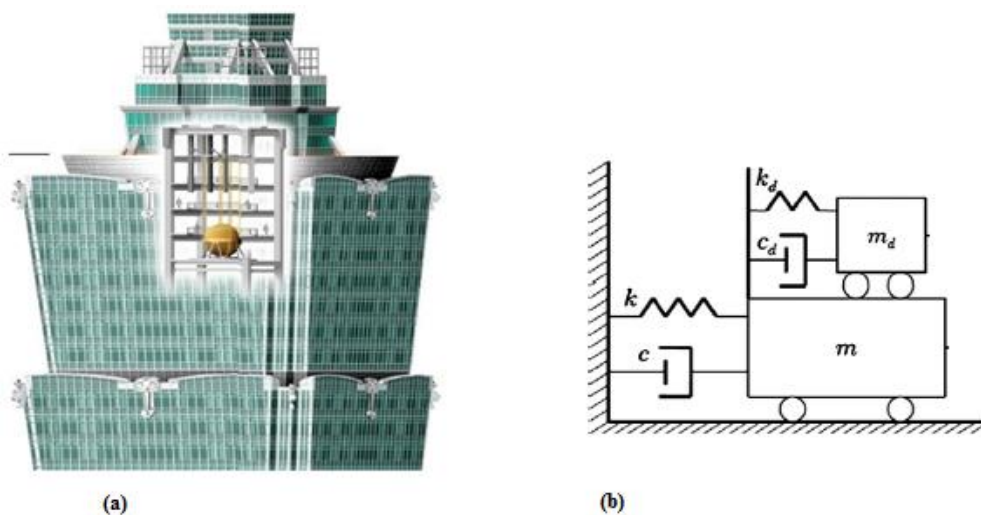


Figure 3.10 (a) Tour de Taipei 101, (b) Modèle mécanique du bâtiment-TMD [98].

Récemment, les études numériques et expérimentales ont été effectuées pour examiner l'efficacité des TMDs dans la réduction de la réponse sismique des structures. Il est à noter qu'un passif TMD ne peut être réglé que sur une seule fréquence structurelle[111]. Alors que la réponse du premier mode d'une structure NDDL avec TMD peut être considérablement réduite, la réponse du mode supérieure peut être augmentée à mesure que le nombre d'étages augmente [111]. Pour des excitations de type tremblement de terre, la réduction de la réponse est importante pour les mouvements du sol résonnant et diminue à mesure que la fréquence dominante des mouvements du sol s'éloigne de la fréquence naturelle de la structure à laquelle la TMD est accordée. Il est également noté que l'intérêt d'utiliser les TMDs pour contrôler les vibrations des structures soumises à des charges sismiques, a entraîné certains développements innovants[111]. Une approche intéressante est l'utilisation d'un TMD avec une capacité active, appelé l'amortisseur de masse active (AMD) ou l'amortisseur d'hybride (HMD). Les systèmes de ce type ont été mis en place ces dernières années dans un certain nombre de bâtiments de grande hauteur au Japon [111].

3.3.2. Amortisseurs de liquide accordé

Les principes de base impliqués dans l'application d'un amortisseur de liquide accordé (TLD) pour réduire la réponse dynamique des structures, sont assez similaires à ceux indiqués ci-dessus pour le TMD. En effet, une masse secondaire sous la forme d'un corps de liquide est introduite dans le système structurel et ajustée pour agir comme un amortisseur de vibration dynamique[111]. L'amortisseur de colonne à liquide ajusté (TLCD) dissipe l'énergie semblable à celle des TMD, où la masse secondaire est remplacée par une colonne de liquide, ce qui résulte une réponse hautement non linéaire. Ils dissipent l'énergie en faisant passer le liquide à travers les orifices[98]. Un modèle mécanique simple de TLCD est représenté sur la Figure 3.11.

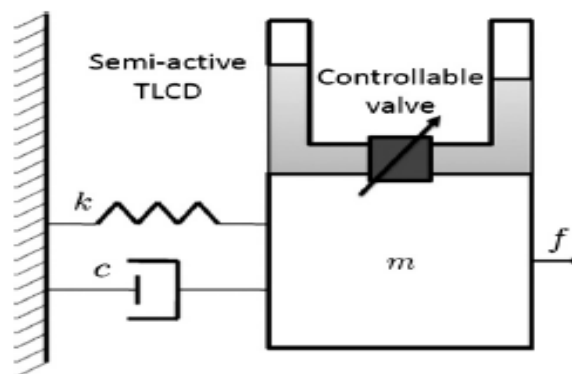


Figure 3.11 Modèle mécanique de TLCD [98].

Toutefois, dans le cas de TLDs, la réponse d'amortisseur est fortement non linéaire due aux ballottements de liquide ou la présence d'orifices [111]. TLDs ont été également utilisés pour supprimer les vibrations induites par le vent des structures de grande hauteur [111]. En comparaison avec TMDs, les avantages associés aux extensions comprennent un faible coût initial pratiquement exempt d'entretien et une facilité de réglage de la fréquence [111]. Les applications de TLDs ont eu lieu principalement au Japon pour contrôler les vibrations induites par le vent. Les exemples de structures contrôlées par TLD incluent les aéroports, les tours et les immeubles de grande hauteur.

3.4. Les systèmes d'isolation à la base

L'isolation à la base moderne a commencé il y a environ vingt-cinq ans avec l'introduction des élastomères, en particulier les appuis en caoutchouc fretté. C'est aujourd'hui le système d'isolation le plus largement utilisé. Comme illustré sur la figure 3.12(a), les appuis en caoutchouc fretté sont formés par des couches de néoprène et de plaques d'acier avec le caoutchouc étant vulcanisé aux plaques d'acier. Cette connexion est très flexible dans le sens horizontal, et raide dans le sens vertical. Une structure supportée sur ces connexions a une période plus longue par rapport à une structure similaire, mais à base fixe et le décalage de fréquence réduit l'amplification dynamique[112]. Ces blocs renforcés en néoprène sont similaires à ceux utilisés dans les ponts. L'expérience avec les ponts permet d'assurer leur résistance (force) et leur durabilité même dans les environnements difficiles et les incendies. L'utilisation de systèmes d'isolation de base permet de satisfaire aux exigences du code sans augmentation significative des coûts. Par conséquent, ces connexions ont été étudiées dans de nombreuses institutions dans le monde entier. Par exemple, le «Centre National de la Recherche Scientifique» à Marseille, a commencé en 1972 un projet de recherche afin d'étudier l'utilisation de ces connexions pour la protection des bâtiments. Les résultats ont été appliqués aux diverses structures[113].

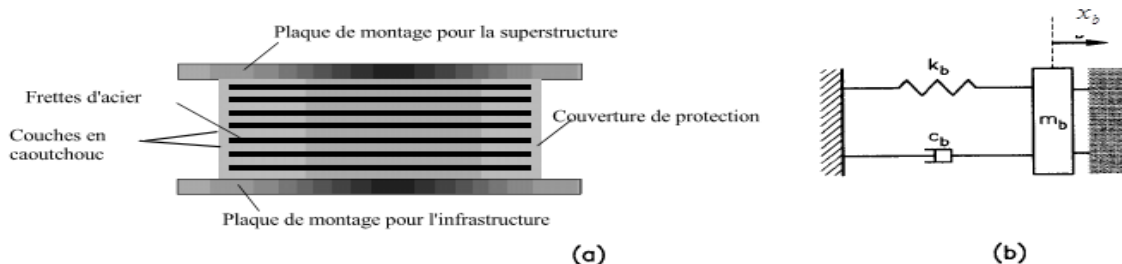


Figure 3.12 Appui en caoutchouc fretté. (a) dispositif, (b) Modèle dynamique[114]

Le «Centre de recherche en génie parasismique» a commencé en 1976 un projet similaire de recherche à l'Université de Californie à Berkeley [115, 116]. L'étude a inclus la possibilité d'appliquer cette technique pour protéger les centrales électriques et les équipements secondaires dans les bâtiments [117, 118]. Actuellement ce centre poursuit l'étude expérimentale des élastomères [119, 120] en comparant ses résultats avec la simulation numérique [121]. Le décalage de la fréquence fondamentale d'un bâtiment loin la période prédominante d'un tremblement de terre ne garantit pas entièrement la protection de la structure contre une éventuelle résonance avec des fréquences naturelles plus élevées. En outre, plusieurs tremblements de terre ne présentent pas une période prédominante, mais différents pics spectraux qui peuvent exciter le bâtiment. Les déplacements maximaux d'isolation à la base doivent également être limités à certains niveaux acceptables [113]. Pour ces raisons, il est obligatoire d'utiliser des élastomères avec coefficient d'amortissement fort, qui dissipe l'énergie des connexions.

Un système qui augmente considérablement l'amortissement de la connexion a été développé en New Zélande[122]. La connexion, illustrée sur la figure 3.13 (a), a un noyau de plomb. Le noyau de plomb, dans les blocs de néoprène renforcé, augmente le coefficient d'amortissement d'environ 3 % à 15 %. Le comportement mécanique de ce système d'isolation est équivalent à celui d'un amortisseur non linéaire [123]. Il existe des études théoriques sur le comportement des structures supportées par ce système, ainsi que des essais sur table vibrante. Le bâtiment de Clayton à Wellington est un exemple d'un bâtiment construit avec ce système.

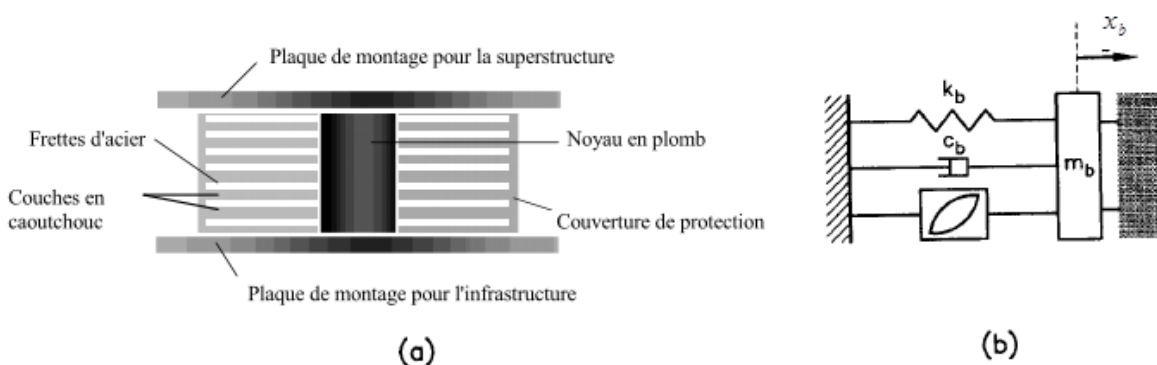


Figure 3.13 Appui en caoutchouc fretté avec noyau de plomb, (a) dispositif, (b) Modèle dynamique[114]

Le système est composé de diverses plaques d'acier séparées par des blocs en néoprène placés dans les coins ; la raideur horizontale est par conséquent très faible, ce qui maintient la

Les systèmes de contrôle de vibration

stabilité verticale même en cas de grands déplacements [124]. La haute sismicité au Japon a contribué notablement dans le développement des systèmes d'isolation à la base.

Actuellement, il existe plus de cinquante-huit (58) bâtiments construits dans ce pays, principalement en utilisant les appuis en caoutchouc laminé avec ou sans le noyau de plomb [124].

Les systèmes de haute stabilité ont été également étudiés au Japon [124]. Une approche plus ancienne de l'isolation à la base est la friction pure. L'idéalisation plus simple pour un tel système est illustrée dans la figure 3.14 (a).

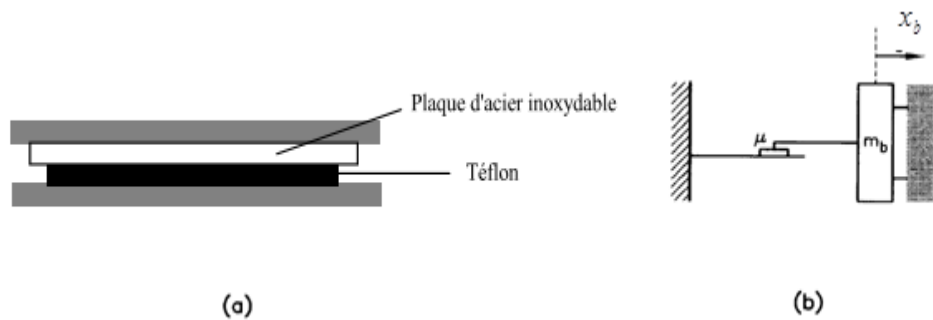


Figure 3.14 Appui de friction, (a) dispositif. (b) modèle dynamique [114]

Dans ce contexte, les forces horizontales de friction s'opposent au glissement et dissipent l'énergie [112, 125]. Divers projets de recherche dans le «Centre national de recherche en génie parasismique» à Buffalo, New York, ont mis l'accent sur l'utilisation de téflon [126, 127]. La connexion en elle-même n'a aucune force institutionnelle et donc des grands déplacements rémanents peuvent se produire. Ce problème peut être résolu à l'aide des plaques coulissantes incurvées, comme illustré dans la Figure 3.15(a). Ce système est appelé «le system de pendule à frottement (FPS) », et développé dans les États-Unis dans les années 80.

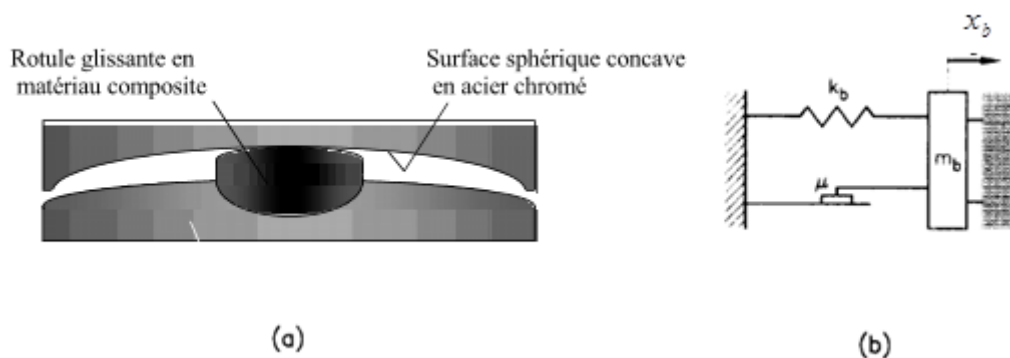


Figure 3.15 Appui de FPS, (a) dispositif. (b) modèle dynamique [114]

Les systèmes de contrôle de vibration

La force institutionnelle, dans ce cas, est obtenue par le poids du bâtiment supporté, réduisant ou minimisant le déplacement rémanent [128-130]. En Chine, il existe une technique de construction qui sépare un bâtiment depuis sa fondation à l'aide d'une couche de sable. Cette technique résulte des observations sur le terrain après le séisme de Tang Shan de 1976. En particulier, il a été rapporté que les bâtiments en blocs de maçonnerie avec une fondation non monolithique construite sur leur structure supérieure, répondaient mieux que les structures conventionnelles dans lesquelles le renforcement était effectué à la fondation. Il a été conclu que l'amélioration de la réponse était due au glissement horizontal. Cette technique est utilisée en Chine pour les logements à faible coût dans des zones sismiques [131].

Une application importante d'isolation à la base est pour les centrales nucléaires. La protection peut être appliquée à l'ensemble de la structure ou au réacteur nucléaire [132]. Un tel système a été développé par le « Electricité de France » et on l'appelle le système de l'EDF.

La connexion se compose de deux plaques d'acier coulissantes et d'un tampon renforcé de néoprène, comme illustré à la figure 3.16(a). Si la structure est affectée par un mouvement du sol de faible intensité, la réponse est contrôlée par les blocs en néoprène. Si l'intensité du mouvement du sol sismique est augmentée et que le glissement a lieu, la force transmise de la fondation de l'édifice est limitée par le frottement des plaques. Par conséquent, les plaques coulissantes sont pour la sécurité sous séismes extrêmes.

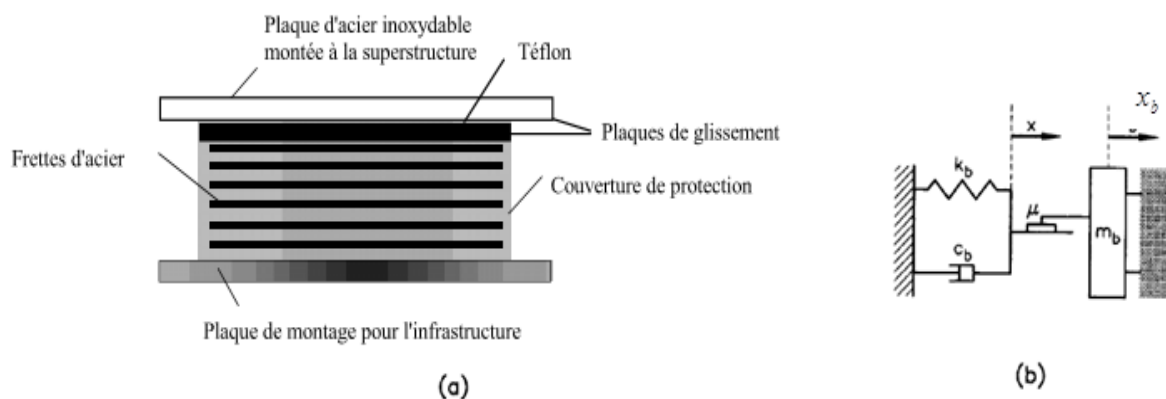


Figure 3.16 Appui EDF, (a) dispositif. (b) modèle dynamique [114]

Une connexion est récemment proposée par N. Mostaghel comme système résistant par frottement [133-135]. Le système est composé de différents plats en acier de téflon et d'un nucléole en néoprène, comme illustré la figure 3.17(a). Le néoprène fournit la force de rappel

Les systèmes de contrôle de vibration

nécessaire pour garder les déplacements rémanents dans des limites acceptables et les plaques coulissantes dissipent l'énergie par frottement [136, 137]. Autres systèmes de support résistant par frottement sont décrits par Ikonou, Caspe Reinhorn et Nagashima [138, 139].

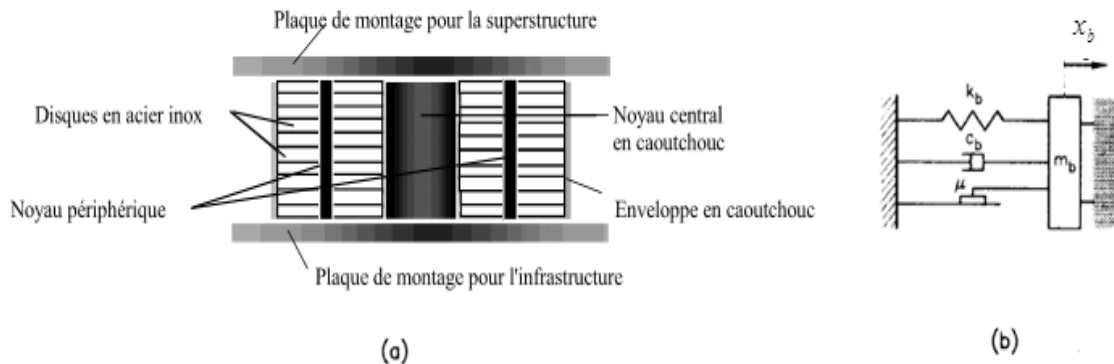


Figure 3.17 Système résistant par frottement, (a) dispositif. (b) modèle dynamique [114]

Un autre système d'isolation utilise l'action combinée du système résistant par frottement et du EDF. La connexion est comme le système résistant par frottement, mais il y a des plaques de glissement qui sont jointes à la superstructure. Par conséquent, pour les actions de faible intensité, le système se comporte comme un système résistant par frottement. Lorsque l'intensité augmente, le glissement des plaques supérieures décolle la structure des déplacements du sol. Il n'y a pas de mécanisme pour limiter le déplacement de glissement de rappel. Cependant, le coefficient de frottement est élevé, et le glissement n'est activé que dans des événements extrêmes. Un phénomène, qui doit être pris en compte, est le soulèvement vertical des supports. Cette situation est causée par des moments induits par les actions latérales. Des études expérimentales sont rapportées par Griffith [140-142]. Par conséquent, il n'est pas recommandé pour la conception des structures élancées, bien qu'il existe des études sur la façon de résister à ces forces de soulèvement [142]. L'isolation à la base était à l'origine destinée pour les nouveaux bâtiments, cependant, son application a été étendue à la réhabilitation des bâtiments d'anciens [143]. La mise à niveau sismique d'anciens bâtiments historiques en utilisant des techniques conventionnelles peut entraîner une modification substantielle du bâtiment, en plus de son coût élevé.

Aux Etats-Unis, cette technique a été utilisée pour le réaménagement du bâtiment de Salt Lake City et Comity, de la salle maçonnique de Salt Lake City [143] et de la Mackay School of Mines de Reno, au Nevada [144, 145]. Actuellement, aux Etats-Unis, la Cour d'appel de San Francisco est le plus grand et le plus lourd équipée en construction. Ce bâtiment a été

amélioré en 1995 à l'aide du système FPS [146, 147]. Enfin, Kwok et Skinner [148, 149] présentent une longue liste de bâtiments isolés à la base construits dans le monde depuis 1982.

3.4.1 Equations de mouvement régissant le comportement du système:

3.4.1.1. Formulation générale

La conception des structures isolées à la base vise à maintenir la structure de bâtiment dans la gamme linéaire élastique, en concentrant les non-linéarités à la base. Compte tenu de la notation présentée à la figure 3.18, l'équation du mouvement pour un tel système est soumise à une excitation de tremblement de terre \ddot{u}_g est donnée comme :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -Mr(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \quad (3.1)$$

Où x est un vecteur représentant les déplacements de l'étage par rapport à sa base, c'est le déplacement de la base relatif au sol, M est la matrice de masse, C est la matrice d'amortissement, K la matrice de raideur et r est le vecteur qui relie le mouvement de corps rigide aux degrés de liberté du modèle. Pour les bâtiments de cisaillement, r est égale au vecteur d'unité. Les conditions aux limites sont :

$$\text{Pour } t=0 \rightarrow x=0, \dot{x}=0 \quad (3.2)$$

Les forces d'amortissement et de rigidité appliquées à la base du bâtiment sont obtenues à partir de l'équation (3.1), donc :

$$r^T C \dot{x} + r^T K x = -r^T M \ddot{x} - r^T M r (\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \quad (3.3)$$

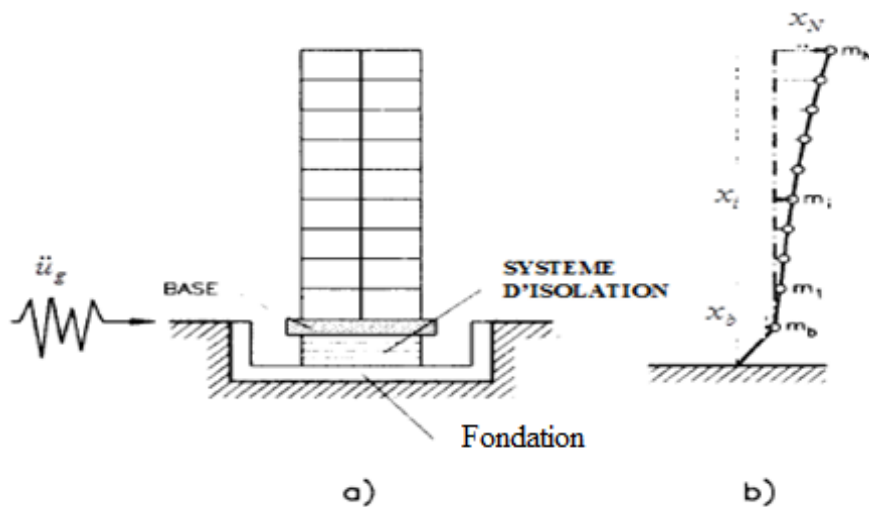


Figure 3.18 (a) bâtiment isolée à la base, (b) modèle dynamique

Par conséquent, l'équation du mouvement pour la base est

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + r^T M \left[\ddot{x} + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] + f = 0 \quad (3.4)$$

Où m_b est la masse de la base qui est au-dessus de l'isolant de base et f est la force exercée par l'isolateur à la base sur m_b . À l'aide de superposition modale, la solution générale de l'équation (3.1) est obtenue comme suit :

$$x(t) = \sum_{i=1}^q \phi_i \eta_i(t) \quad (3.5)$$

Où ϕ_i sont les formes de la mode et q est le nombre de modes inclus dans l'analyse. Les amplitudes modale η sont déterminés par :

$$\ddot{\eta}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{\eta}_i(t) + \omega_i^2 \eta_i(t) = \frac{\phi_i^T M r}{\phi_i^T M \phi_i} (\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) = Q_i (\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \quad (3.6)$$

Où ω_i et ξ_i sont respectivement les fréquences naturelles et les coefficients d'amortissement du bâtiment et Q_i est défini comme étant le facteur de participation modale. En introduisant de l'équation (3.5) dans l'équation (3.4), l'équation résultante qui régit le mouvement de la masse de base m_b est comme suit

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] + f = 0 \quad (3.7)$$

En plus, en général, les isolateurs exigent des retardateurs de déplacement qui limitent les déplacements excessifs. Du point de vue des équations du mouvement, ces arrêts ajoutent une condition supplémentaire pour le traitement de la non-linéarité. Pendant la période de temps où la base est collée contre la butée, il n'y a aucune interaction. Évidemment, dans un dispositif de déconnexion bien conçu, ces arrêts ne sont pas atteints pour un mouvement du sol sismique au sein de la gamme de conception.

3.4.1.2. Isolateur à la base à friction pure

Il s'agit de l'isolateur à la base le plus simple et correspond à un bâtiment supporté sur des connexions de glissement [116, 125, 150, 151]. Un schéma de cette connexion et le modèle dynamique correspondant sont présentés à la figure 3.14. L'équation du mouvement pour l'équation de base (3.7), correspondant à un isolateur à la base de frottement constant de Coulomb pur et en supposant que les surfaces de glissement sont toujours en contact, est réécrite sous la forme suivante :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] + \mu g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}_b) = 0 \quad (3.8)$$

Où g est l'accélération de la pesanteur et μ est le coefficient de frottement, avec les valeurs typiques comprises entre $\mu=1$ à $\mu=0.3$, et m_{tot} est la masse totale au-dessus de l'isolateur $m_{tot} = r^T M r + m_b$. L'équation (3.8) décrit le comportement du système dans la phase de glissement. Si la masse de base non glissée à la fondation, la condition de non-glissement est :

$$x_b = 0 \quad (3.9)$$

La condition de non glissement est donnée par :

$$m_{tot} g \mu > \left| m_{tot} \ddot{u}_g + r^T M \sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) \right| \quad (3.10)$$

Si la condition de non glissement représenté par l'équation (3.10) échoue, le glissement a lieu et l'équation (3.8) s'applique. Pendant la phase de glissement, si μ est égal à zéro, il faut vérifier la condition de stick afin de déterminer si la masse de base reste en phase de glissement ou non glissement à la fondation. L'équation (3.6) ainsi que les équations (3.8) ou (3.9) forment un système d'équations différentielles couplées de $q+1$ qui détermine le déplacement de base x_b et les amplitudes modales $\eta_i(t)$. Avec $\eta_i(t)$ connue, la déformation, la vitesse relative et l'accélération relative à tout point du bâtiment sont évaluées en utilisant l'équation (3.5). Le coefficient de frottement μ varie considérablement avec la nature des surfaces de friction, la vitesse relative et la force axiale à la connexion. Les résultats antérieurs rapportés par Constantinou et Mokha [126, 127] suggèrent de modéliser le coefficient de frottement comme suit :

$$\mu = \mu_{max} - (\mu_{max} - \mu_{min}) \exp(-b |\dot{x}_b|) \quad (3.11)$$

Où μ_{max} est le coefficient de frottement à très grande vitesse de glissement, μ_{min} est le coefficient de frottement à des vitesses de près de zéro, b est un paramètre contrôlant la variation de coefficient de frottement avec la vitesse et \dot{x}_b est la vitesse de glissement. Les paramètres impliqués dans l'expression sont obtenus pour une pression axiale donnée à la surface de glissement. Ce modèle dépendant de la vitesse implique que le coefficient de frottement est une fonction monotone croissante de la vitesse de glissement. En général, l'effet d'une augmentation de la force axiale est de réduire le coefficient de frottement. L'effet sur la réponse en raison des variations du coefficient de frottement pendant le glissement peut être important, surtout pour les structures de force limitée, comme celles rénovées [152]. Les

variations de la demande en ductilité ne dépendent pas linéairement de la variation du coefficient de frottement. Un autre facteur, qui influence la force de frottement à une connexion, est l'accélération verticale, qui peut changer considérablement pendant un séisme. La force de frottement est directement proportionnelle au poids réactif m_{tot} dans l'équation (3.8) qui est une fonction de l'accélération verticale instantanée.

3.4.1.3 Système de pendule à frottement (système FPS)

La figure 3.15 représente un schéma de cette connexion et le modèle dynamique correspondant. L'équation du mouvement pour la base correspondant à un bâtiment supporté sur les connexions de FPS idéales et en supposant que les surfaces de glissement sont toujours en contact ; où k_b est la rigidité latérale effective de glissement [129, 153]. Cette force de rappel supplémentaire est fournie par des ressorts métalliques ou par la courbure de la surface de glissement dans le système FPS. La rigidité latérale de glissement est utile pour définir la période de la connexion T_b . Ce paramètre correspond à la période d'une structure parfaitement rigide glissant à la connexion et il est donné par $T_b = 2\pi\sqrt{m_{tot}/k_b}$. Pour le système FPS $T_b = 2\pi\sqrt{r/g}$, où r est le rayon de courbure de la surface de glissement. L'équation ci-dessus (3.12) décrit le comportement du système dans la phase de glissement. De même pour le système de friction pur, si la masse de la base non glisser à la fondation, la condition de non glissement

$$x_b = 0 \quad (3.13)$$

La condition de non glissement est donnée par :

$$m_{tot}g\mu > \left| m_{tot}\ddot{u}_g + k_b X_b + r^T M \sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) \right| \quad (3.14)$$

Si la condition non glissement représenté par l'équation (3.14) échoue, le glissement a lieu et l'équation (12) s'applique. Pendant la phase de glissement, si x_b égal à zéro, la condition de non glissement doit être vérifiée afin de déterminer si la masse de la base reste en phase de glissement ou non glissement à la fondation. L'équation (3.6) ainsi que les équations (3.12) ou (3.13) forme un système d'équations différentielles couplée $q+1$ pour la détermination du déplacement de la base x_b et les amplitudes modales $\eta_i(t)$. Avec $\eta_i(t)$ connu, la déformation, la vitesse relative et l'accélération relative à tout point du bâtiment sont évaluées en utilisant équation (3.5). Le coefficient de frottement et la période de connexion dans ce système varient respectivement entre $0.05 \leq \mu \leq 0.15$ et $2 \leq T_c \leq 3s$,

3.4.1.4. Isolateur d'appui en caoutchouc fretté (système RB)

La figure.3.12 représente un schéma de cette connexion et le modèle dynamique correspondant. L'équation de mouvement de la base d'un bâtiment supporté par des appuis en caoutchouc ou des amortisseurs visqueux et excitée par une accélération horizontale du sol due au tremblement de terre \ddot{u}_g peut être représentée comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b\dot{x}_b + k_b x_b + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.15)$$

Où c_b est l'amortissement équivalent et k_b est la rigidité équivalente de l'isolateur à la base [154]. Le système linéaire équivalent pour l'isolateur permet une simple solution numérique du problème. Les amplitudes modales $\eta_i(t)$ et le déplacement de la base sont obtenus en résolvant le système linéaire d'équations différentielles couplées donné par les équations (3.6) et (3.15). Une période de conception commune des appuis en caoutchouc est environ $T_b = 2s$ (où $T_b = 2\pi\sqrt{m_{tot}/k_p}$). Le coefficient d'amortissement équivalent du caoutchouc varie considérablement. Pour une faible déformation, Il atteint environ $\xi_b = 0.3$ (où $\xi_b = c_b/2\omega_b$) mais pour déformation élevée, il est aussi faible qu'environ 0,05. Une valeur commune utilisée pour la conception est de $\xi_b = 0.1$. Une autre source d'instabilité des appuis en caoutchouc, par rapport à l'isolation à la base à friction est le potentiel du flambement des appuis. Les grands déplacements horizontaux soutenus par les isolateurs peuvent induire des moments $P-\Delta$ secondaires significatifs. L'instabilité est semblable à celle d'un poteau classique mais dominé par la rigidité de faible cisaillement de l'appui [155, 156].

3.4.1.5 Système d'isolation à la base Résistant par frottement (système R-FBI)

La figure.3.17 représente un schéma de cette connexion et le modèle dynamique correspondant. L'isolateur à la base résistant par le frottement utilise les actions parallèles de caoutchouc de la résistance et du frottement des plaques revêtues de téflon. L'équation du mouvement pour la base d'un bâtiment supporté sur des isolateurs de R-FBI peut être exprimée comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b\dot{x}_b + k_b x_b + \mu g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}_b) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.16)$$

Où c_b est l'amortissement équivalent et k_b est la raideur équivalente de l'isolateur de base et μ est le coefficient de frottement. L'Équation (3.16) décrit le mouvement de la base dans la phase de glissement. Au départ, lorsque la base commence à partir du repos chaque fois que

les plaques de friction collent les unes aux autres par l'intermédiaire de la force de frottement, la condition de non-glissement donnée par l'équation (3.9) tient aussi longtemps que

$$m_{\text{tot}} g \mu > \left| m_{\text{tot}} \ddot{u}_g + k_b x_b + r^T M \sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) \right| \quad (3.17)$$

Si la condition de non glissement donnée par l'équation ci-dessus n'est pas satisfaite, le glissement a lieu et le mouvement est régi par l'équation (3.16). Si la vitesse relative devient nulle pendant la phase de glissement, la condition non glissement donnée par l'équation (3.17) doit être vérifiée. La vérification indique si la base reste dans la phase de glissement ou non glissement à la fondation. Les amplitudes modales et le déplacement de base sont obtenus en résolvant simultanément l'équation (3.6) et l'équation (3.16) ou (3.9). Les valeurs courantes des paramètres pour le système R-FBI sont $T_b = 4s$ et $0.03 \leq \mu \leq 0.05$ et $\xi_b = 0.1$ [133, 135].

3.4.1.6. Isolateur EDF (Electricité de France)

La figure.3.16 représenté un schéma de cette connexion et le modèle dynamique correspondant. Le système EDF utilise un roulement en élastomère et une plaque de friction de série. Les équations du mouvement de la base dans la phase de glissement pour un bâtiment supporté sur les isolateurs EDF sont données comme suit :

$$m_b (\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + \mu g m_{\text{tot}} \text{sign}(\dot{x}_b - \dot{x}) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.18)$$

$$c_b \dot{x} + k_b x + \mu g m_{\text{tot}} \text{sign}(\dot{x}_b - \dot{x}) = 0 \quad (3.19)$$

Ici, k_b et c_b sont respectivement la rigidité équivalente et le coefficient d'amortissement du bloc élastomère et μ est le coefficient de frottement. Lorsque qu'il n'y a pas de glissement de la plaque de friction, l'isolateur de base EDF se comporte comme un appui en caoutchouc fretté et son mouvement est régi par :

$$m_b (\ddot{x} + \ddot{u}_g) + c_b \dot{x} + k_b x + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x} + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.20)$$

$$\dot{x}_b - \dot{x} = 0 \quad (3.21)$$

Dans ces équations, x_b est le déplacement de la base par rapport au sol et x est la déformation subie par le bloc de néoprène. Chaque fois que la base non glisser à la partie supérieure du bloc d'élastomère, les équations (3.20) et (3.21) régissent le mouvement aussi longtemps que la condition de non-glissement

$$m_{\text{tot}} g \mu > \left| m_{\text{tot}} (\ddot{u}_g + \ddot{x}_b) + r^T M \sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) \right| \quad (3.22)$$

Dès que cette condition échoue, le glissement se produit et les équations (3.18) et (3.19) s'appliquent. Dans une phase de glissement, si $\dot{x}_b = \dot{x}$, la condition de non glissement donnée par l'équation (3.22) doit être vérifiée afin de déterminer si le glissement sur la plaque de friction continue ou la condition de non glissement prévaut. Les valeurs d'applications pratiques communes pour les paramètres sont $T_b = 1$ s et $\mu = 0.2$.

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + \mu g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}_b - \dot{x}) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.23)$$

3.4.1.7. Isolateur en caoutchouc fretté avec noyau de Plomb (LRB)

Le système NZ est similaire à celui du caoutchouc fretté, mais il comprend un noyau central de plomb afin de réduire le déplacement relatif de base et de fournir une dissipation d'énergie supplémentaire [157]. Un schéma de cette connexion et le modèle dynamique correspondant est présenté à la figure 3.13. La relation force-déplacement de ce système peut être représentée à l'aide du modèle hystérésis de la Wen [158]. En conséquence, l'expression pour la restauration de la force $f(t)$ dans un amortisseur hystérétique est :

$$f(t) = \alpha \frac{f_y}{d_y} X_b(t) + (1 - \alpha) f_y z(t) \quad (3.24)$$

Où z est un composant d'hystérèse sans dimension satisfaisant l'équation différentielle non linéaire de premier ordre suivante :

$$d_y \dot{z} = A \dot{d}_b - v |z|^n \dot{d}_b - \gamma |z|^{n-1} z |\dot{d}_b| \quad (3.25)$$

Où, d_y et f_y sont respectivement le déplacement de post-élastique et de la force de l'amortisseur par hystérésis et A , v , γ et n sont des paramètres sans dimension. Le paramètre n est un entier qui contrôle la fluidité de la transition de la réponse élastique à la réponse plastique et α est le rapport de rigidité post-élastique à la rigidité plastifiée. Les valeurs de $f_y = 46$ KN, $d_y = 7.7$ mm, $\alpha = 0.157$, $v = -0.54$, $\gamma = 1.4$, $A = 1$ et $n = 1$, sont suggérées que la réponse prédite du modèle correspond aux résultats expérimentaux de certains appuis en caoutchouc fretté de noyau de plomb [150]. Une autre approche alternative pour la simulation numérique de l'isolateur NZ est de développer un modèle d'éléments finis prenant en compte le caoutchouc, l'acier et le plomb [159]. L'équation du mouvement de la base pour un bâtiment supporté sur des isolateurs à la base par hystérésis est :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b \dot{x}_b + k_b x_b + \alpha \frac{f_y}{d_y} d_b + (1 - \alpha) f_y z + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.26)$$

Où la composante hystérétique z est déterminée d'après l'équation (3.24). L'amortissement et la rigidité de l'isolateur à la base sont respectivement c_b et k_b . Comme indiqué précédemment, le système d'équations régissant le mouvement de la masse de base, tel qu'il est donné par les équations (3.24) et (3.25), doit être résolu simultanément avec l'équation (3.6) régissant l'évolution temporelle des amplitudes modales.

3.4.1.8. Isolateur de frottement résistant par glissement (système SR-F)

Les équations du mouvement de l'isolateur à la base SR-F sont un peu plus compliquées en raison de la présence de deux coefficients de frottement différents. Dans la phase entièrement glissante, les équations du mouvement sont données comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + \mu g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}_b - \dot{x}) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.27)$$

$$c_b \dot{x} + k_b x_b + \mu_1 g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}) - \mu g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}_b - \dot{x}) = 0 \quad (3.28)$$

Où μ_1 et μ sont respectivement les coefficients de friction de la plaque supérieure et les plaques de base isolateur. Lorsqu'il n'y a pas de glissement dans la plaque supérieure, mais les plaques de friction de l'isolateur à la base sont glissantes, les équations du mouvement deviennent comme suit :

$$x_b - x = 0 \quad (3.29)$$

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b \dot{x} + k_b x + \mu_1 g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}_b - \dot{x}) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.30)$$

Dans ce cas, le comportement de l'isolateur à la base est identique à celui du système R-FBI. Lorsque que la plaque supérieure glisse, l'isolateur à la base se comporte comme un système de friction pur et les équations du mouvement sont donnés comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + \mu g m_{tot} \text{sign}(\dot{x}_b) + r^T M \left[\sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) + r(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) \right] = 0 \quad (3.31)$$

$$\dot{x} = 0 \quad (3.32)$$

S'il n'y a pas de glissement, les équations du mouvement deviennent tout simplement :

$$\dot{x}_b = \dot{x} = 0 \quad (3.33)$$

La condition de non-glissement pour la plaque de friction supérieure continue tant que :

$$m_{tot} g \mu > \left| m_{tot} (\dot{x}_b + \dot{u}_g) + r^T M \sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) \right| \quad (3.34)$$

La condition de non glissement pour les plaques de friction dans le corps de l'isolateur à la base continue tant que l'inégalité est satisfaite.

$$m_{\text{tot}} g \mu_1 > \left| m_{\text{tot}} (\dot{x}_b + \dot{u}_g) + k_b x + r^T M \sum_{i=1}^q \phi_i \ddot{\eta}_i(t) \right| \quad (3.35)$$

Les amplitudes modales $\ddot{\eta}_i(t)$ de la structure et le ϕ_i coefficient sont déterminés respectivement par les équations (3.6) et (3.5). Pour que l'isolateur à la base de SR-F fonctionne efficacement, μ doit être plus grand que μ_1 . Les valeurs de $\mu_1 = 0.04$, $\mu = 0.1$, $\nu = 0.1$ et une période naturelle de 4s pour le système d'isolation à la base sont utilisées.

3.4.2. Théorie linéaire d'isolation de base

La théorie linéaire d'isolation sismique a été donnée par Naeim et Kelly [160]. Tout d'abord, un système 2-DDL est considéré comme dérivant les équations de base, puis il sera étendu aux systèmes NDDL. Pour le système illustré à la figure.3.19, l'équation du mouvement est donnée par :

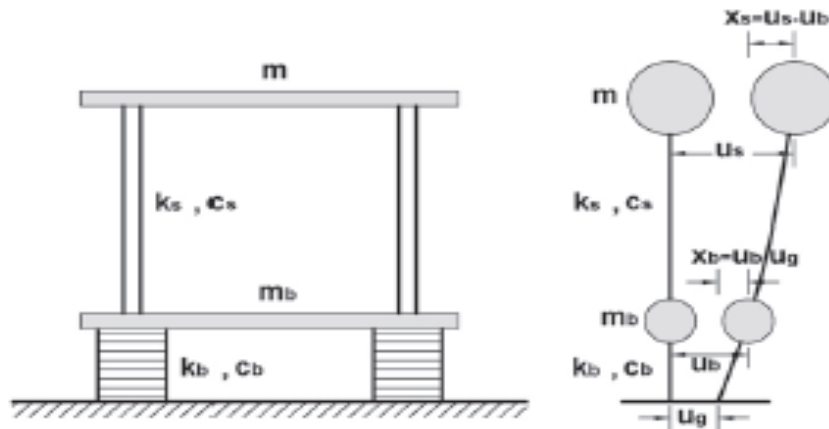


Figure 3.19 Système isolé de 2-DDL soumis au déplacement au sol.

$$\begin{bmatrix} m + m_b & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ x \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m + m_b & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (3.36)$$

Où m représente la masse de la superstructure du bâtiment et m_b la masse de la base de l'édifice. La raideur et l'amortissement de la structure sont représentés par k_s, c et la rigidité et l'amortissement de l'isolateur par k_b, c_b .

Tous les éléments structurels sont supposés linéairement élastiques avec un amortissement visqueux linéaire. Comme la plupart des systèmes d'isolation sont intrinsèquement non linéaires, cette analyse ne sera qu'approximative pour de tels systèmes : la rigidité effective et l'amortissement devront être estimés par un procédé de linéarisation équivalent. Les résultats importants sont résumés comme suit :

Les systèmes de contrôle de vibration

La fréquence structurelle à base fixe $\omega_s = \sqrt{\frac{k}{m}}$, et la fréquence d'isolation (la fréquence si la superstructure étaient rigide) $\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{(m + m_b)}}$, sont supposées être très largement séparées.

Le paramètre $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$ caractérise cette séparation entre les deux fréquences et varie entre 10^{-1}

et 10^{-2} . Un rapport de masse de $\gamma = \frac{m}{(m + m_b)}$, est également requis et est toujours inférieur à

1. Les facteurs d'amortissement pour la structure et système d'isolation, β_σ et β_b respectivement $\beta_\sigma = \frac{c}{(2m\omega_s)}$ et $\beta_b = \frac{c_b}{(2\omega_b [m + m_b])}$ sont du même ordre de grandeur

comme ε .

La figure 3.20, montre les modes propres pour un modèle de système d'isolation de deux degrés de liberté. La structure est presque rigide φ^1 alors que, φ^2 implique la déformation de la structure et le système d'isolation, avec le déplacement de la partie supérieure de la structure du même ordre que le déplacement de base, mais contraire à la direction.

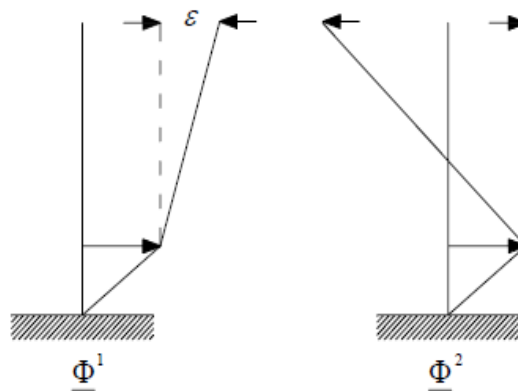


Figure 3.20 Les modes propres pour un modèle de système d'isolation de deux degrés de liberté.

La fréquence du premier mode peut être considérée comme la modification (en raison de la flexibilité de la superstructure) de la fréquence du modèle isolé lorsque la structure est rigide, et parce que la structure est rigide par rapport au système d'isolation, la modification est petite. Le second mode est très proche d'un mouvement où les deux masses, m_s , m_b vibrent complètement libre dans l'espace sur le centre de masse du système combiné. La signification

pratique de ce résultat est que les fortes accélérations dans le second mode d'une structure isolée n'ont pas besoin d'être accompagnées d'un grand cisaillement à la base.

Conclusion

Le présent chapitre a mis l'accent sur les systèmes de contrôle de vibration passif utilisés afin de protéger la structure contre les effets de l'excitation sismique.

Les systèmes de contrôle des structures passif offre des avantages et des inconvénients selon le type de l'excitation sismique, le coût, la complexité de concept, la durabilité etc.

Le système d'isolation sismique est l'un des systèmes de contrôle des vibrations passif et qui a été utilisé dans cette étude.

Le choix de dispositif adéquat revient à la vulnérabilité des structures sous l'effet des excitations sismiques. Pour atteindre l'objectif souhaité, la théorie linéaire et non linéaire du système d'isolation à la base, ont été utilisées. Dans ce sens, le système que nous allons évaluer est le système d'isolation en caoutchouc avec noyau de plomb (LRB).

Chapitre 4 **Effet de proximité de la source sismique
sur les structures isolées à la base**

CHAPITRE 4

EFFET DE PROXIMITÉ DE LA SOURCE SISMIQUE SUR LES STRUCTURES ISOLÉES À LA BASE

4.1. Introduction

Cette étude met l'accent sur le comportement des structures en béton armé à étage souple équipées d'un système d'isolation à la base de type (LRB) sous des mouvements de sol en champ proche et en champ lointain. Sous les mouvements du sol proches de la source sismique, les dispositifs d'isolation sismique pourraient s'avérer inefficaces en raison des grands déplacements des isolateurs causés par les grandes impulsions de vitesse et des déplacements associés à ces mouvements forts. Dans ce chapitre, quatre différents modèles structuraux ont été conçus pour étudier l'effet du comportement d'étage souple sous les mouvements sismiques en champs proche et lointain. L'analyse sismique des bâtiments isolés à la base est effectuée à l'aide d'une méthode d'analyse par accélérogrammes non linéaire. Les déplacements inter-étages, les accélérations absolues, les déplacements, les forces de cisaillement à la base, les boucles hystérétiques ainsi que la distribution des rotules plastiques sont examinés au cours de l'analyse.

4.2. Modélisation des bâtiments

Dans cette étude, un bâtiment en béton armé de 12 étages avec système d'isolation à la base de type LRB a été modélisé pour étudier l'effet d'étage souple sur son comportement dynamique sous les mouvements des sources sismiques en champs proche et lointain. L'étage souple se situe au niveau bas du bâtiment (RDC). Le bâtiment d'une emprise au sol rectangulaire de 12×24 m est conçu comme suit ; quatre travées en direction longitudinale et deux travées en direction transversale espacées de 6 m. Les sections des poutres sont 30×60cm² ; les sections des poteaux sont 90×90 cm² et la hauteur d'étage est de 3,00 m avec 18 cm d'épaisseur pour les dalles pleines. Nous avons considéré différentes hauteurs de l'étage souple (H), 3.0 m, 3.5m, 4.0m et 4.5m, (figure 4.1). Selon l'ACI 318 (2002) pour le béton, les propriétés du matériau sont considérées comme ayant une résistance à la compression égale à 24.5 MPa, un coefficient de Poisson de 0,2 et un module d'Young de 23 MPa. Les armatures longitudinales ont une limite d'élasticité de 338 MPa, un coefficient de Poisson de 0,3 et un module d'Young de 2E5 MPa pour les poteaux et les poutres.

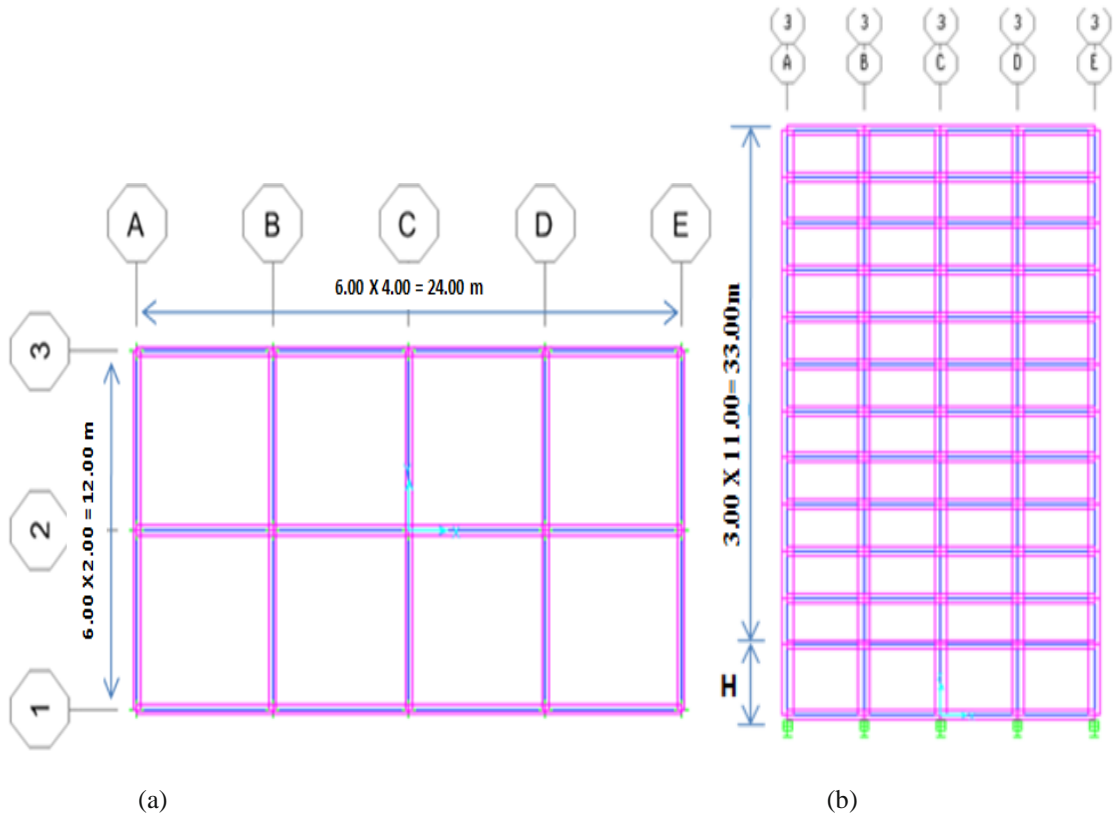


Figure 4.1 (a) vue en plan; (b) élévation

Le bâtiment repose sur 15 appuis en caoutchouc fretté avec noyau de plomb (LRB) sous chaque poteau. En revanche, les modèles non linéaires d'éléments NONLINK sont utilisés (CSI, 2003) ; ils exigent l'entrée des trois paramètres fondamentaux pour la modélisation bilinéaire des appuis : rigidité initiale K_1 , limite d'élasticité F_y , et le rapport de rigidité post-élastique à la rigidité initiale K_2/K_1 . Les appuis sont conçus pour une période d'isolation $T_b = 2,5$ sec, ce qui conduit à une rigidité horizontale effective $K_{eff} = 1047.26$ kN/m pour des appuis identiques. Il est à noter que le programme SAP2000 utilise cette valeur de rigidité dans son analyse modale des modèles d'isolation à la base.

Dans cette étude, le déplacement de conception et d'autres calculs pour les appuis sont effectués selon le code ASCE7-10. En supposant que le bâtiment étudié est situé proche d'une faille active, une valeur relativement élevée est utilisée pour $S_{DI} = 0.33$. Il est intéressant de noter que des valeurs supposées pour les propriétés géométriques et matérielles des appuis (facteur de forme: $S = 0.20$; épaisseur de plaques en acier : $t_s = 2$ mm; amortissement effectif:

$\beta_b = 20\%$; module de cisaillement: $G = 0.35$ MPa ; module de compression: $K = 2000$ MPa ; et contrainte post-élastique du plomb : $\tau_b = 6.9$ MPa , sont des valeurs typiques citées en littérature (Naeim & Kelly)[160]. Par conséquent, les propriétés bilinéaires des appuis ont été déterminées : $K_1 = 7182.56$ kN/m et $F_y = 75.80$ kN en supposant $K_2 / K_1 = 0.1$, qui est également typique.[154]

4.3.Méthodologie de l'analyse non linéaire par accélérogramme

Le Logiciel SAP2000[161] a été utilisé pour effectuer les analyses dynamiques non linéaires du bâtiment avec isolation à la base considéré dans cette étude. Les réponses dynamiques ont été évaluées par la méthode d'analyse non linéaire par l'accélérogramme. La non-linéarité des éléments de poutres et de poteaux a été modélisée en tenant compte des rotules plastique aux deux extrémités des éléments. Les rotules plastiques, les moments de flexion uni-axiale et les charges axiales ont été assignés aux éléments conformément à l'ATC-40 (FEMA, 1997) et FEMA-273 [162]. L'amortissement considéré dans cette étude est de 5 % dans le premier et le deuxième mode. La méthode Newmark- β , avec $\gamma = 0.5$ et $\beta = 0.25$, a été choisie pour effectuer l'analyse par accélérogrammes de l'intégration directe non linéaire.

4.4 Base de données de mouvement au sol

La base de données de mouvement au sol compilée pour les analyses de l'accélérogrammes non linéaire constitue un nombre représentatif de mouvements du sol en champs proche et lointain d'une variété d'environnements tectoniques. Un total des 9 enregistrements ont été choisis pour couvrir une large gamme de contenu de fréquence, de durée et d'amplitude. Les enregistrements des sources proches ont été choisies afin d'être en mesure d'envisager la présence d'effets de directivité vers avant et de déplacement co-sismique. La base de données assemblée peut donc être étudiée dans trois sous-ensembles de données. L'information pertinente sur les ensembles de données de mouvement au sol, y compris le mécanisme de faille, la classification du site des stations et accélération maximale du sol (PGA), la vitesse maximale du sol (PGV) et le déplacement maximale du sol (PGD) des enregistrements est présenté au tableau 4.1. Les spectres des mouvements du sol à l'échelle ainsi que le spectre de conception sont présentés à la figure 4.2 à 4.4

Effet de proximité de source sismique sur les structures isolées à la base

Tableau ù1.4 Base de données de mouvement de sol

N°	Années	séismes	M_w	M^a	Station d'enregistrement	Dist. (km)	Classe des sites	Comp	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
Mouvements au sol de faille proche avec directivité vers l'avant											
1	1995	Kobe	6.9	SS	JMA(KJM)	0.6	C	000	0.82	81.28	17.83
2	1989	Loma Prieta	7.0	OB	Lexington Dam (LEX)	6.3	C	090	0.43	86.25	30.04
3	1994	Northridge	6.7	TH	Sylmar Converter Station (SCS)	5.4	D	142	0.90	102.2	45.52
Mouvements au sol de faille proche avec déplacement co-sismique											
1	1999	Kocaeli	7.4	SS	Sakarya (SKR)	3.2	C	90	0.38	79.20	74.21
2	1992	Landers	7.3	SS	Lucerne (LCN)	2.2	B	260	0.73	146.5	262.8
3	1999	Chi-Chi	7.6	TH	TCU068	0.3	D	NS	0.46	261.5	477.8
Enregistrements des failles lointaines											
1	1992	Landers	7.3	SS	Boron - Fire Stn. (BFS)	89.7	D	00	0.12	9.928	7.110
2	1989	Loma Prieta	7.0	OB	Cliff House (CFH)	78.7	C	90	0.11	19.63	7.170
3	1994	Northridge	6.7	TH	Montebello(BLF)	44.2	D	206	0.18	9.418	2.062

^(a) **Mécanisme de défaillance** = TH: Thrust; REV: Reverse; SS: Strike-slip; OB: Oblique
 La source de données: PEER (<http://peer.berkeley.edu/smcat>)

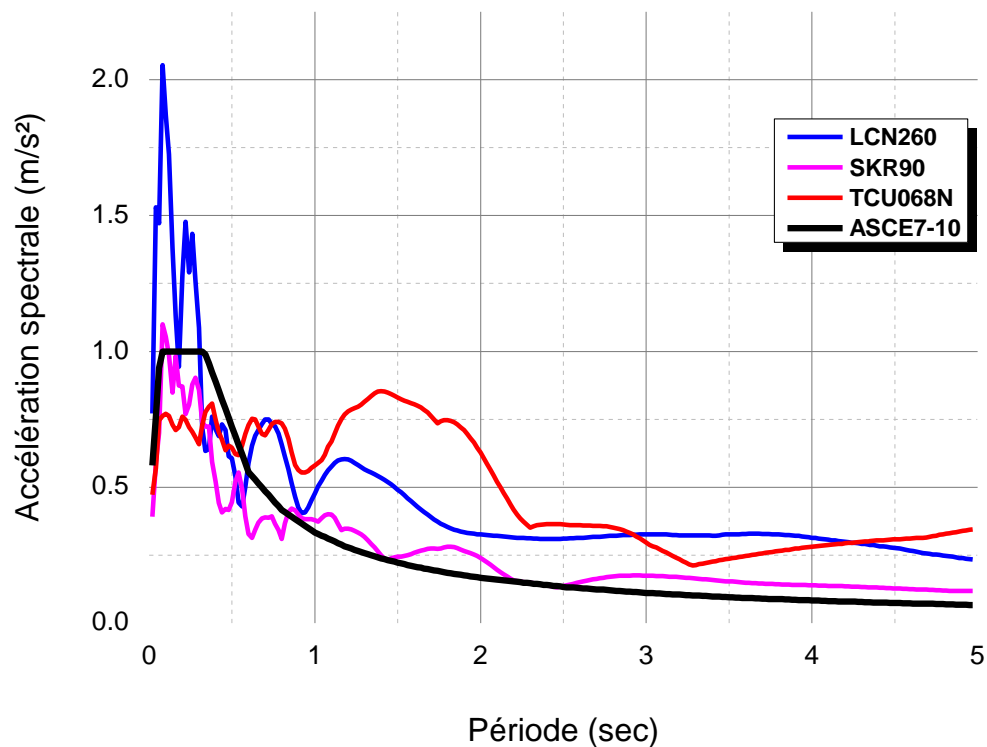


Figure 4.2 Spectre de conception (ASCE7-10) et les spectres de réponse des enregistrements de déplacement co-sismique

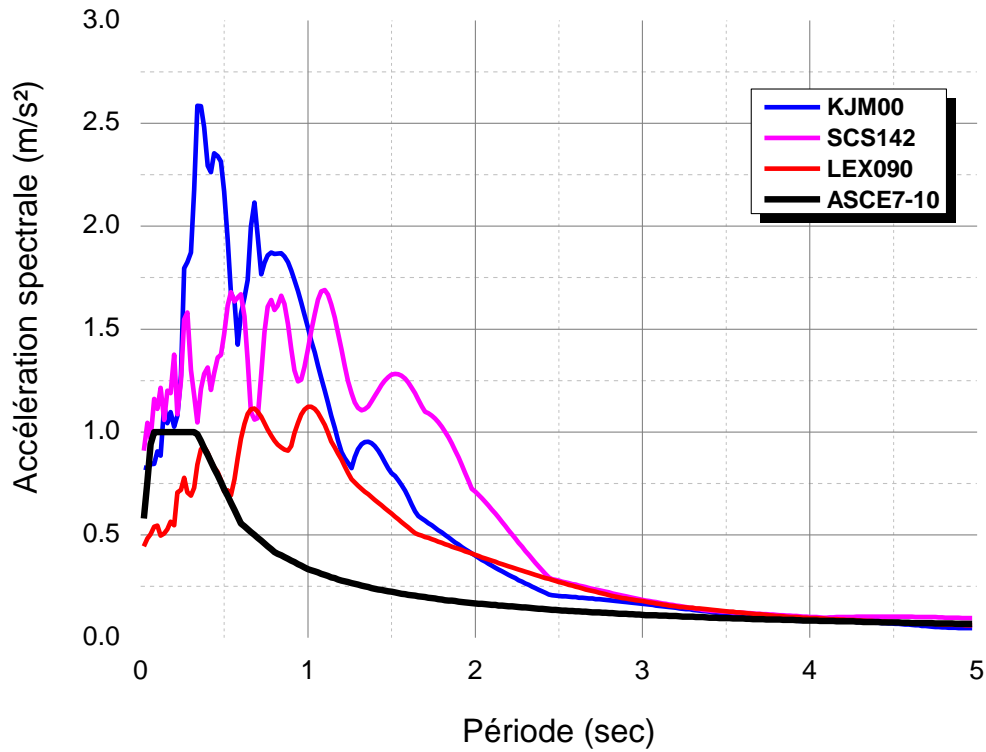


Figure 4.3 Spectre de conception (ASCE7-10) et les spectres de réponse des enregistrements de directivité vers l'avant

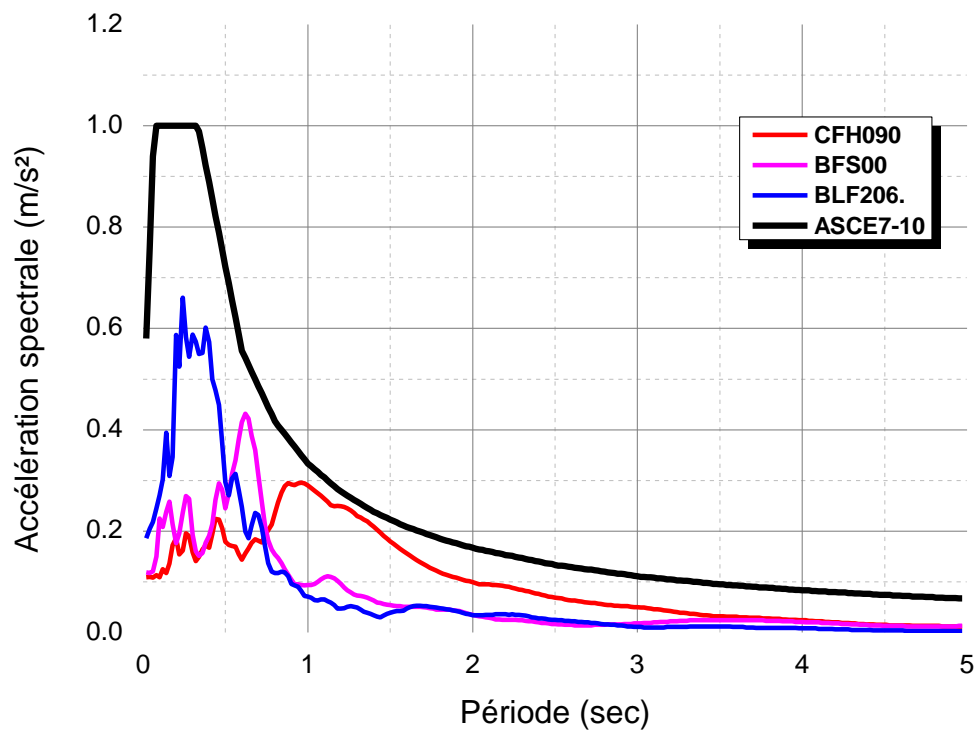


Figure 4.4 Spectre de conception (ASCE7-10) et les spectres de réponse des enregistrements de champ lointain.

De l'information préliminaire générée par l'évaluation du bâtiment à base isolée décrit ci-dessus recueillie dans la littérature, il est clair que la réponse du bâtiment est différente en ce qui concerne les mouvements du sol de faille proche et lointaine. Toutefois, pour parvenir à une compréhension plus cohérente des effets des enregistrements des failles proches, nous avons effectué une étude systématique sur la même structure à l'aide des mouvements des impulsions simples qui raisonnablement représentent la directivité vers l'avant et le déplacement co-sismique. Dans plusieurs documents de recherche académique, les mouvements du sol simplifié de type impulsion ont été définis avec un mouvement en avant seulement et avec des mouvements en avant et en arrière à l'aide de variables linéaires de vitesse et d'accélération [163, 164]. Alavi et Krawinkler ont utilisé des impulsions simplifiées des variables linéaires de vitesse et d'accélération, mais ils ont modifié les impulsions de vitesse en forme de triangle avec des courbes paraboliques afin d'étudier l'effet du temps de la montée sur les paramètres de réponse [65].

Les mouvements de sol de type impulsif simplifiés ont été modélés avec les variables trigonométriques selon plusieurs recherches théoriques [91, 165, 166]. Makris [165] a proposé un type d'impulsion A avec un mouvement vers l'avant et un type d'impulsion B avec des mouvements vers l'avant et vers l'arrière avec des fonctions trigonométriques simples.

Les équations des mouvements de type A et B sont données dans les équations (4.1-4.3) et les équations (4.4-4.6), respectivement. Dans ces équations $\ddot{x}_g(t)$, $\dot{x}_g(t)$, $x_g(t)$, ω_p , $V_p(t)$, t et T_p décrivent respectivement l'accélération du sol, la vitesse du sol, le déplacement au sol, le fréquence d'impulsion, le vitesse maximale du sol (PGV) et le temps et les périodes d'impulsion.

$$\ddot{x}_g(t) = \omega_p \frac{V_p}{2} \sin(\omega_p t) \quad 0 \leq t \leq T_p \quad (4.1)$$

$$\dot{x}_g(t) = \frac{V_p}{2} - \frac{V_p}{2} \cos(\omega_p t) \quad 0 \leq t \leq T_p \quad (4.2)$$

$$x_g(t) = \frac{V_p}{2} t - \frac{V_p}{2\omega_p} \sin(\omega_p t) \quad 0 \leq t \leq T_p$$

(4.3)

$$\ddot{x}_g(t) = \omega_p V_p \cos(\omega_p t) \quad 0 \leq t \leq T_p \quad (4.4)$$

$$\dot{x}_g(t) = V_p \sin(\omega_p t) \quad 0 \leq t \leq T_p \quad (4.5)$$

$$x_g(t) = \frac{V_p}{\omega_p} - \frac{V_p}{\omega_p} \cos(\omega_p t) \quad 0 \leq t \leq T_p \quad (4.6)$$

L'accélération, la vitesse et le déplacement, pour un amortissement de 5%, sont illustrés en figures 4.5 à 4.7, où les ordonnées spectrales sont normalisées par leurs valeurs d'accélérogrammes de pic correspondantes (c.-à-d., PGA, PGV et PGD).

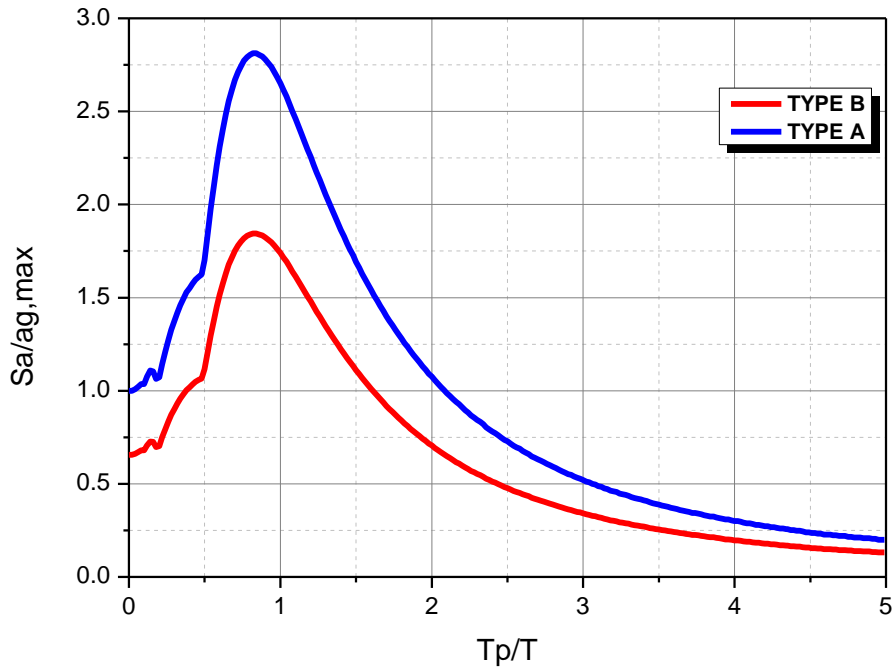


Figure 4.5 Cinq pour cent d'amortissement normalisée de l'accélération (Type A: déplacement co-sismique, Type B: directivité vers l'avant.)

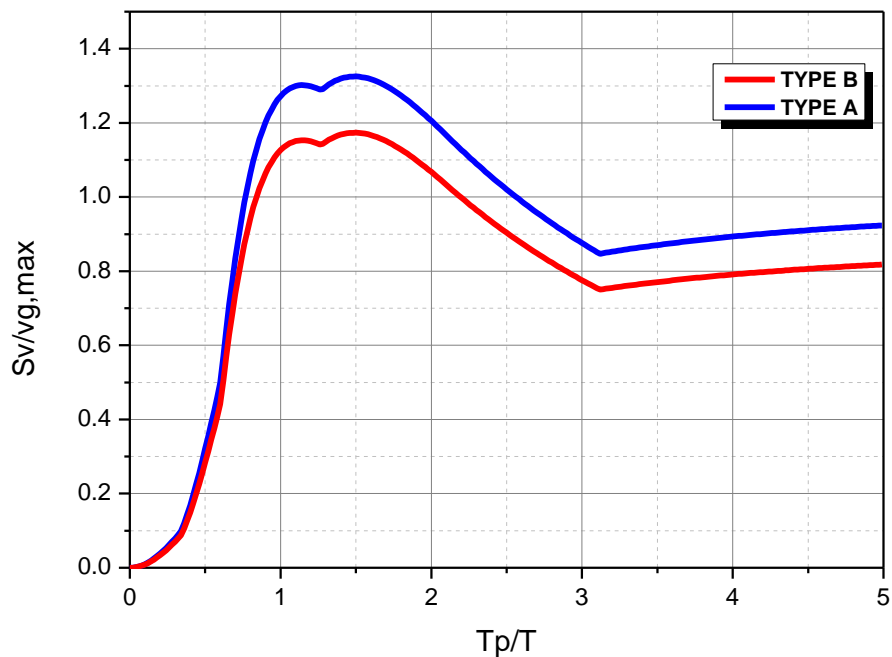


Figure 4.6 Cinq pour cent d'amortissement normalisée de vitesse (Type A: déplacement co-sismique, Type B: directivité vers l'avant.)

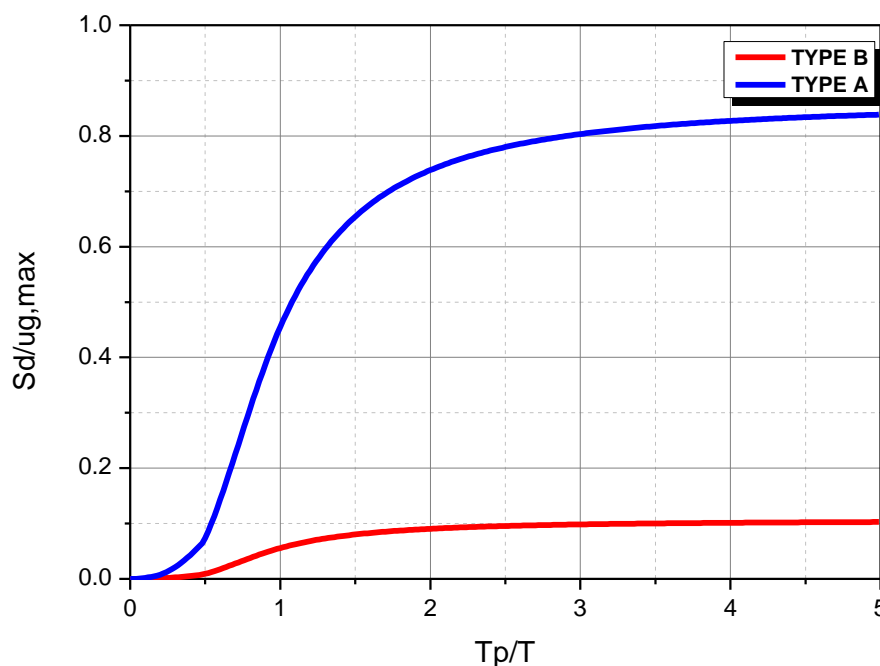


Figure 4.7 Cinq pour cent d'amortissement normalisée de réponse de déplacement (élastique) pour des impulsions sinusoïdales idéalisées. (Type A: déplacement co-sismique, Type B: directivité vers l'avant.)

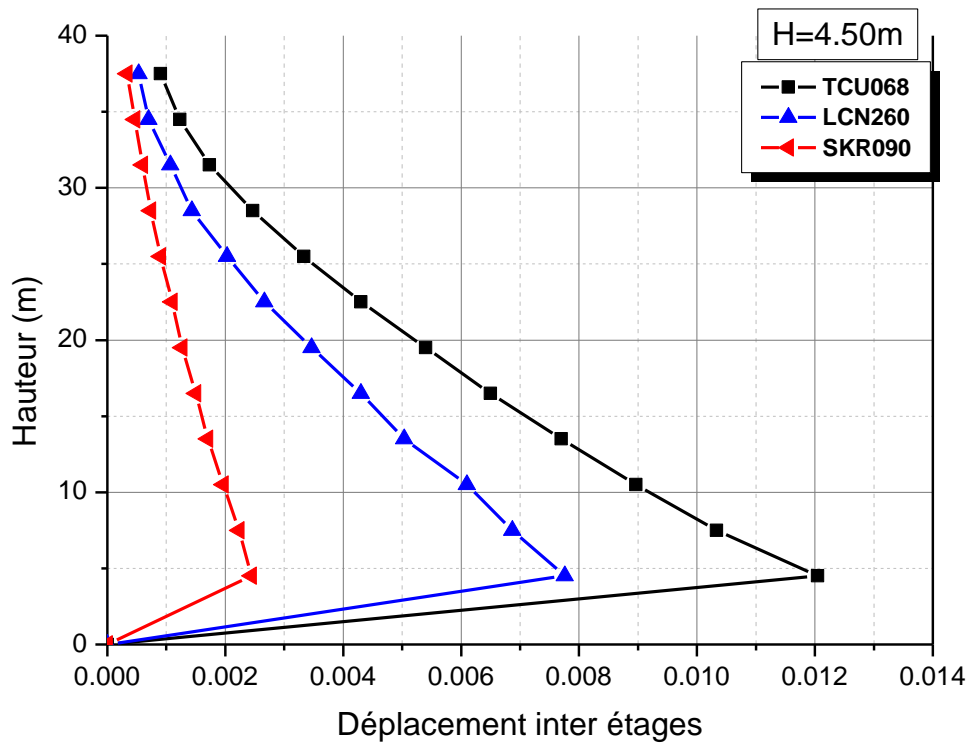
4.5. Analyse des résultats

Un total de 9 analyses d'accélérogrammes non linéaires (*Non linear Time History -NTH*) ont été effectuées sur le bâtiment isolé à la base. Le taux de déplacement inter-étage (*Inter story Drift Ratio IDR*), qui est défini comme le déplacement relatif entre deux niveaux successifs, a été utilisé comme mesure principale des demandes sismiques. Des mesures supplémentaires de la demande, telle que le composant et la ductilité des étages, ont aussi été examinées.

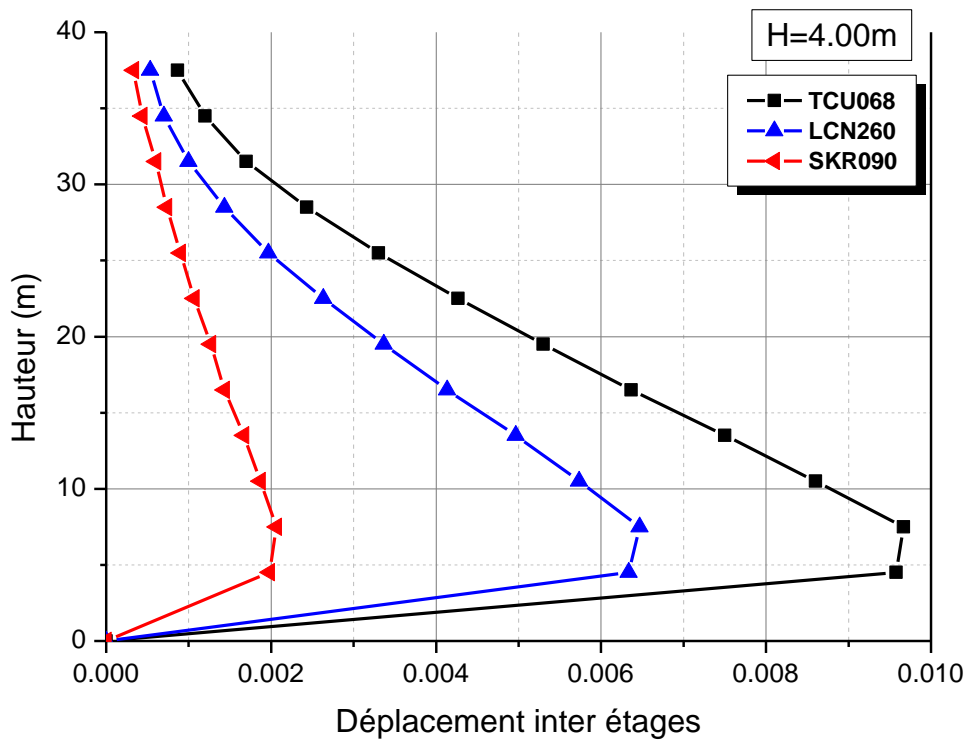
En général, il y a une corrélation entre les demandes de déplacement inter-étage et les demandes de ductilité; par conséquent, les résultats de la ductilité ne seront pas inclus dans cette étude.

4.5.1. Déplacement inter-étage

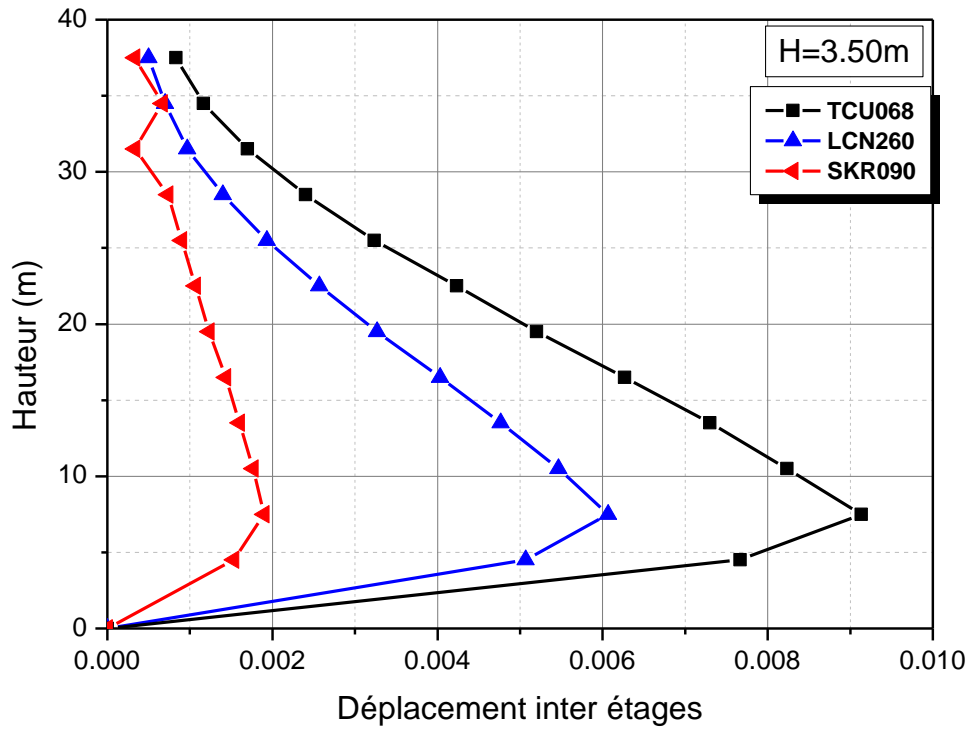
Les pics des profils de déplacement inter-étage obtenus par l'analyse (NTH) ont été soumis à trois séries de mouvements du sol (c.-à-d. le mouvement de faille lointaine, le mouvement de faille proche avec directivité vers l'avant et le mouvement de faille proche avec déplacement co-sismique). Les ratios de déplacement inter-étage du bâtiment isolé à la base sont présentés (figures 4.8 à 4.10).



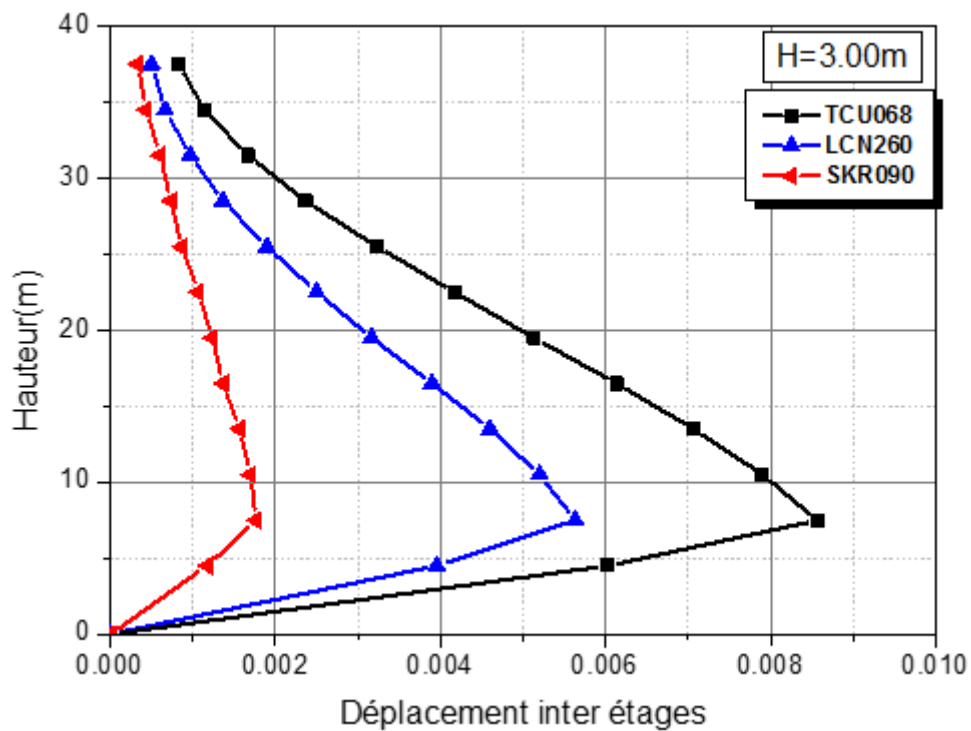
(a)



(b)

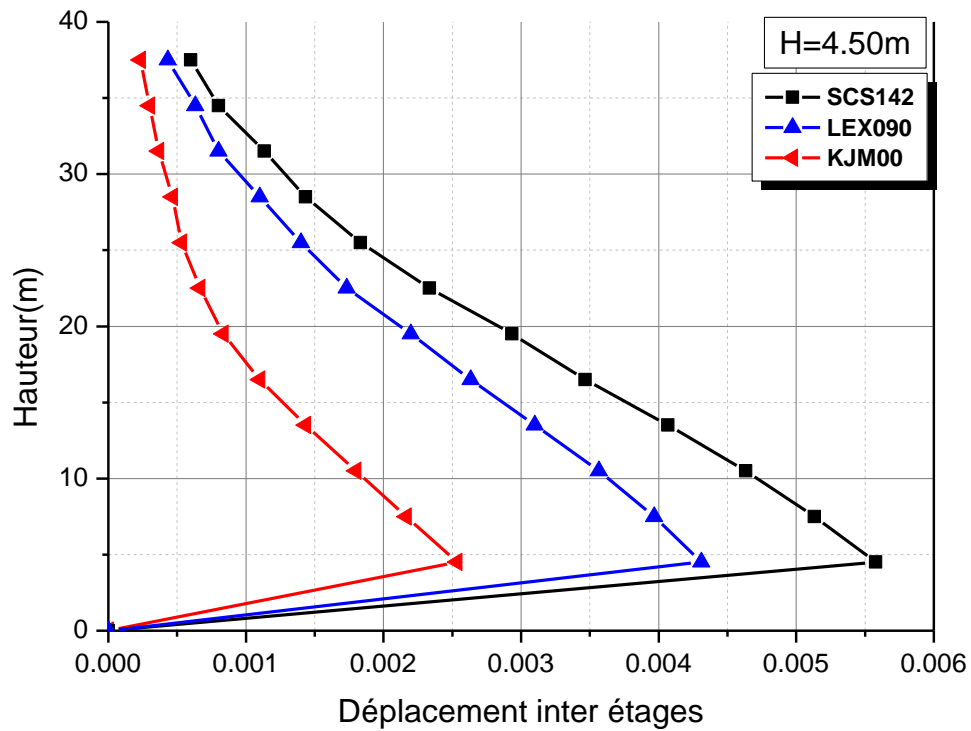


(c)

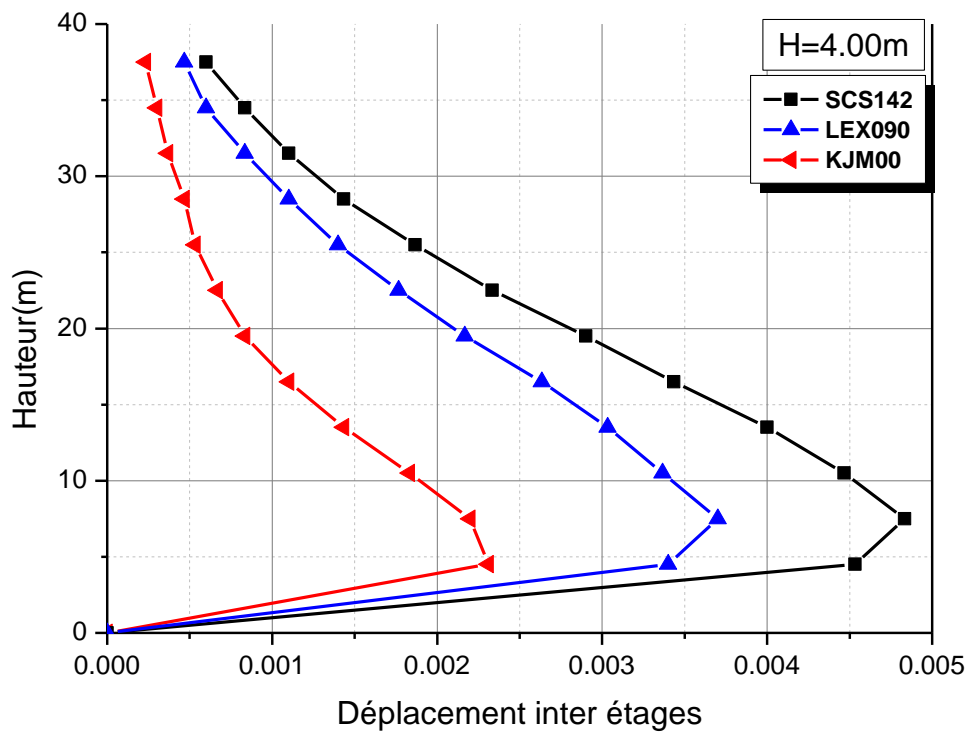


(d)

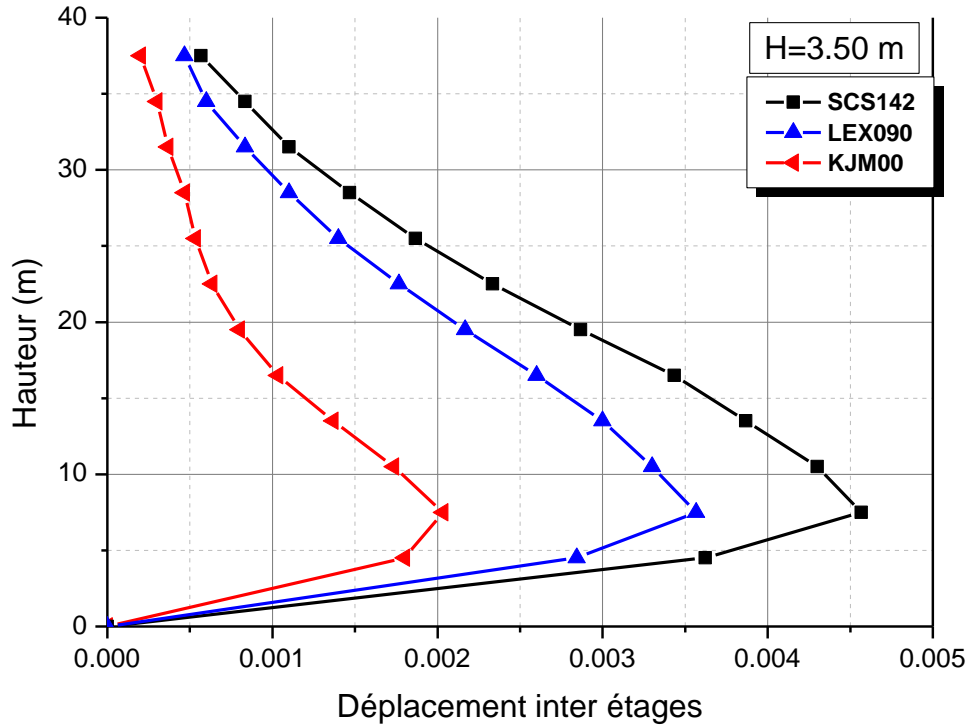
Figure 4.8 Déplacement inter-étage maximal pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique
 (a) = 4,50 m ; (b) H = 4,00 m ; (c) H=3,50 m ; (d) H = 3,00 m



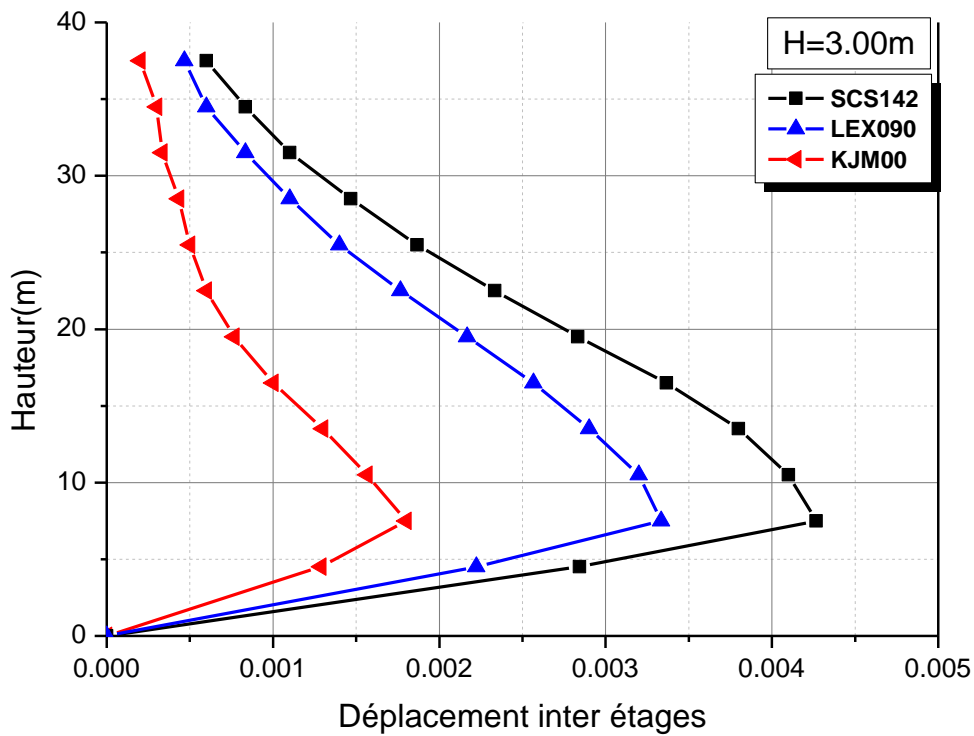
(a)



(b)



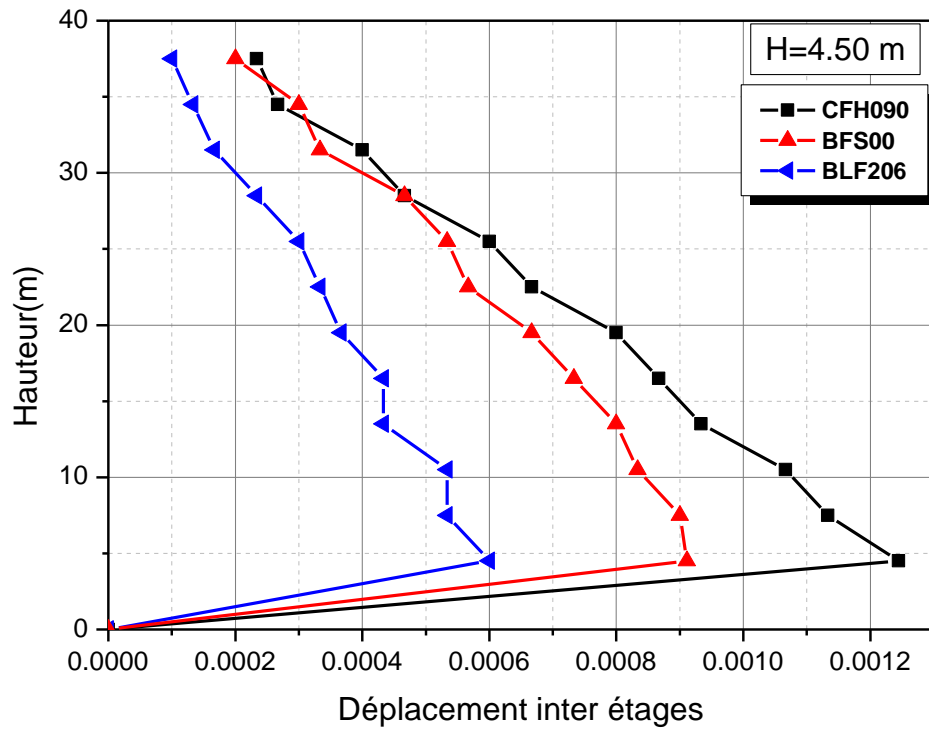
(c)



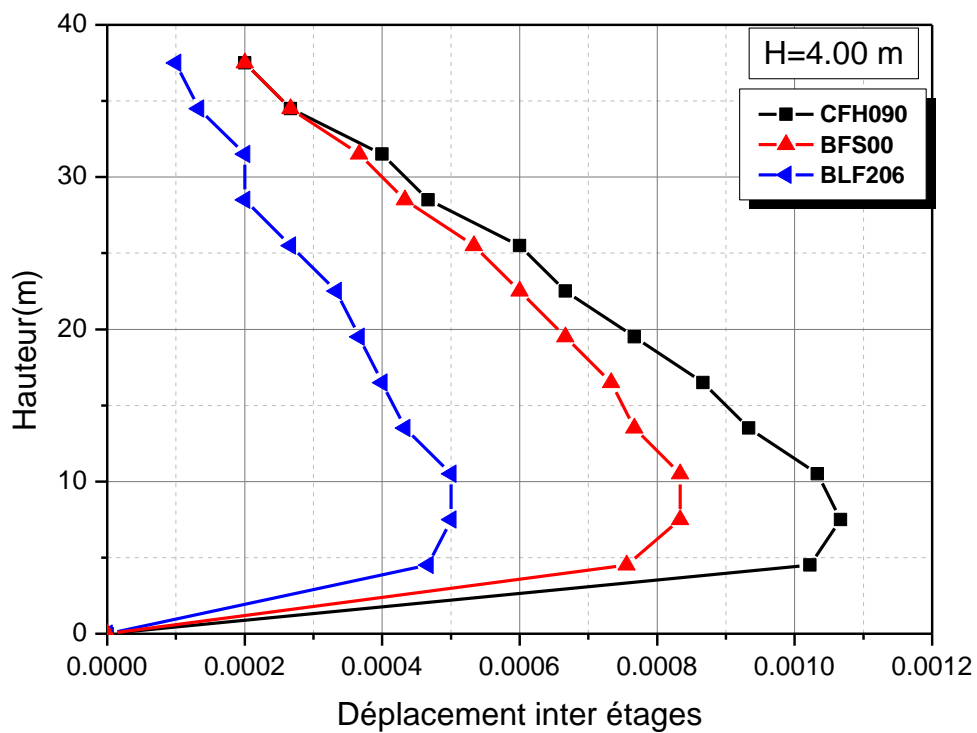
(d)

Figure 4.9 Déplacement inter-étage maximal pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant

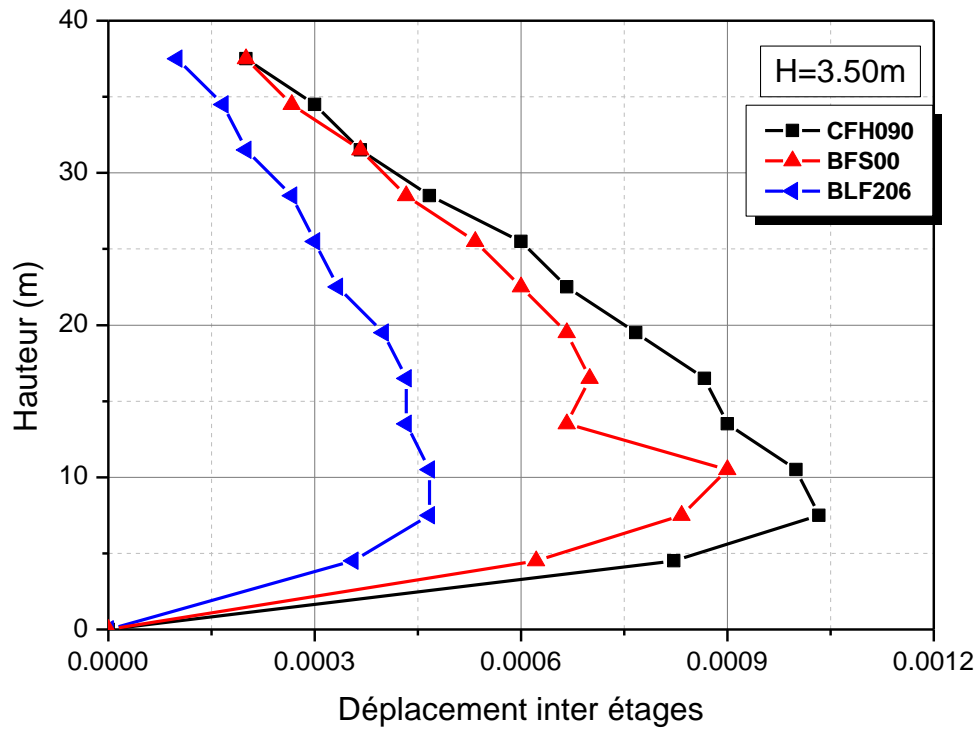
H = 4,50 m ; (b) H = 4,00 m ; (c) H=3,50 m ; (d) H = 3,00 m



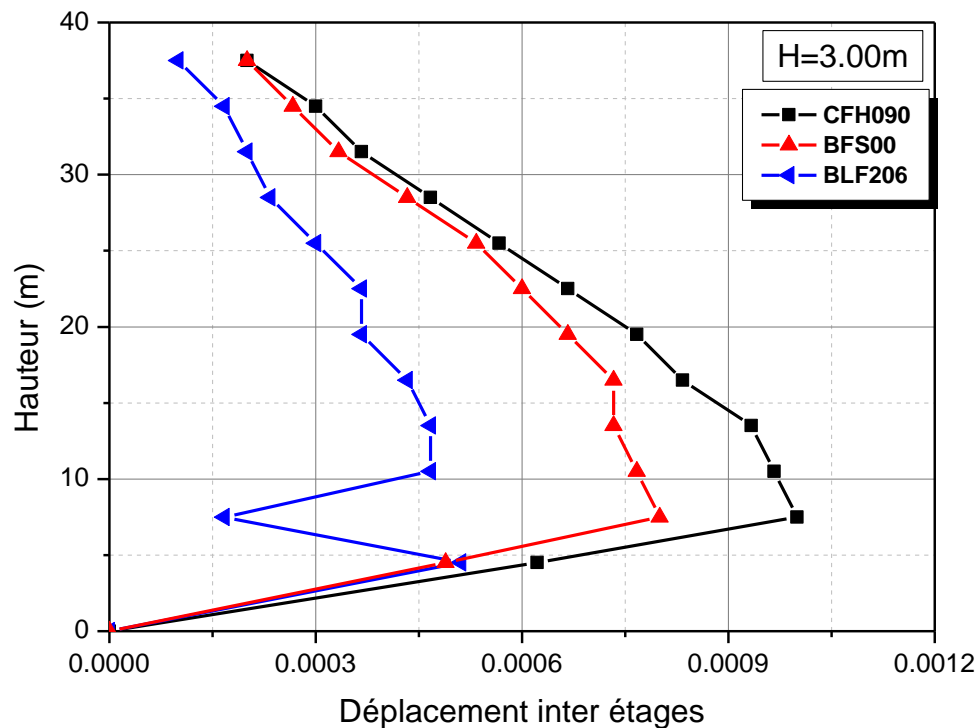
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 4.10 Déplacement inter-étage maximal pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine $H = 4,50\text{ m}$;

(a) (b) $H = 4,00\text{ m}$; (c) $H=3,50\text{ m}$; (d) $H = 3,00\text{ m}$

Les déplacements inter-étage du bâtiment, pour une hauteur d'étage souple variant entre 3.00m, 3.50m, 4.00m et 4,50 m, sont restés dans un intervalle restreint en mouvement de source lointaine, et ces valeurs sont inférieures à celles d'un bâtiment soumis au mouvement de sol de source proche. En outre, l'effet de l'augmentation de la hauteur de l'étage souple du premier niveau a produit des demandes maximales de déplacement inter-étages dans le mouvement d'une source proche avec un déplacement co-sismique, cependant ces demandes sont diminuées respectivement dans le cas de la directivité vers l'avant et celui du mouvement de source lointaine.

4.5.2. Déplacement au premier niveau

Le déplacement maximal dans le cas d'une hauteur d'étage souple $H = 4,50$ m est concentré sur le première niveau du bâtiment.

La demande la plus importante a été causée par l'enregistrement TCU068-N, ce qui produit un déplacement inter-étage égal à 0.0120m. Par ailleurs, les valeurs maximales pour les autres hauteurs ($H = 3.00$ m, 3.50m et 4.00m) sont généralement déterminées au deuxième niveau pour tous les enregistrements. Pour le mouvement de source proche avec directivité vers l'avant, la demande la plus importante a été causée par l'enregistrement SCS142 pour toutes les hauteurs d'étage de l'étage souple (premier niveau). Pour le mouvement de source lointaine, la plus grande demande a été causée par l'enregistrement CFH090 pour toutes les hauteurs d'étage du premier niveau.

Le déplacement au premier niveau a augmenté vers les étages supérieurs par l'augmentation de la hauteur du premier niveau (étage souple). Par conséquent, le déplacement correspondant à l'enregistrement de TCU068 a montré une réduction de 4,94 % pour une hauteur d'étage souple $H = 3.00$ m par rapport au cas où cette hauteur est égale à $H = 4,50$ m. En outre, le déplacement pour les enregistrements SCS142 et CFH090 ont montré une réduction de 3,08 % et 1,76 % respectivement lorsque $H = 3.00$ m par rapport à une hauteur d'étage souple de premier niveau égale à $H = 4,50$ m comme il est indiqué dans les figures 4.11 à 4.13.

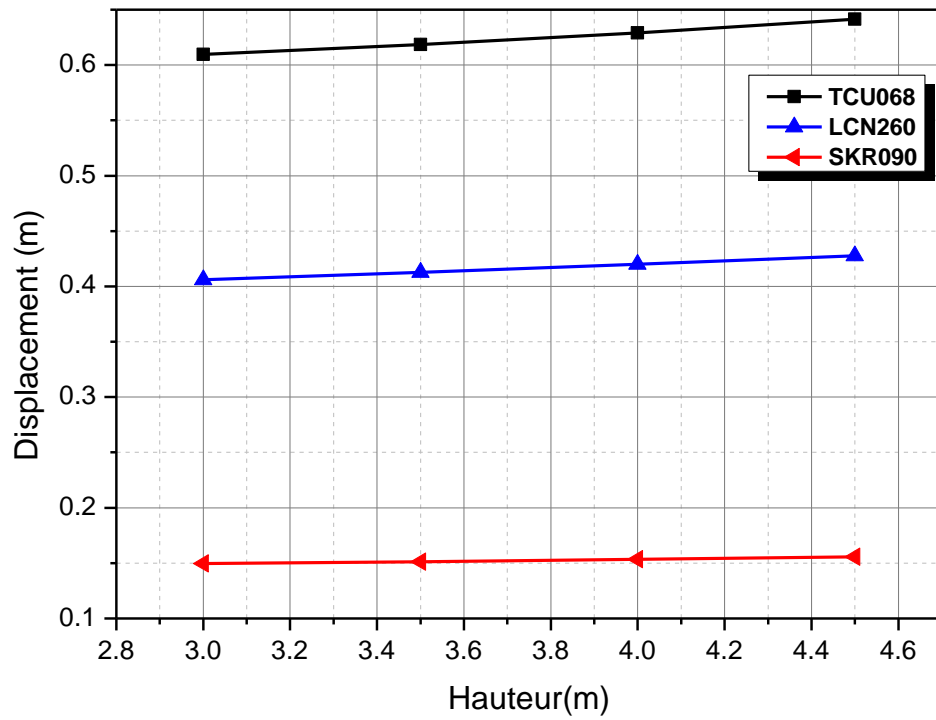


Figure 12 Variation du déplacement maximal du premier niveau pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique

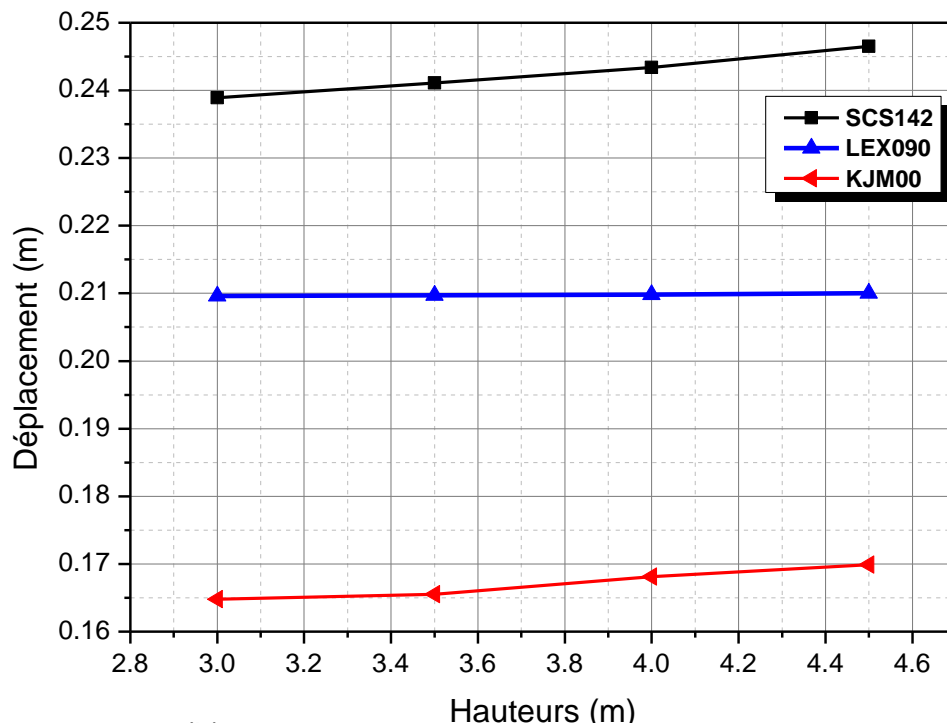


Figure 4.12 Variation du déplacement maximal du premier niveau pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant

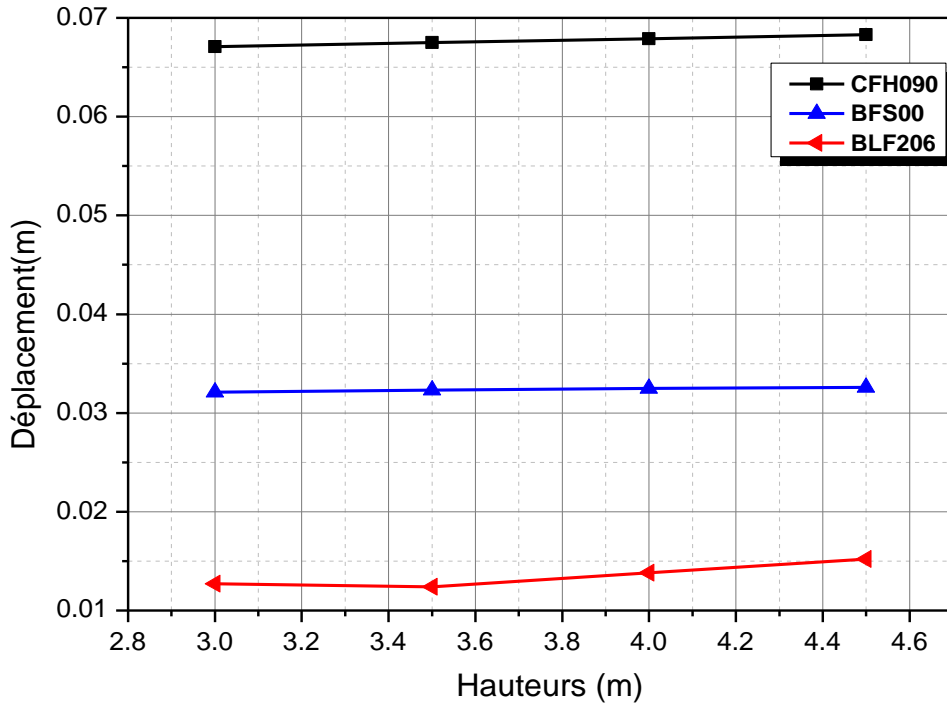
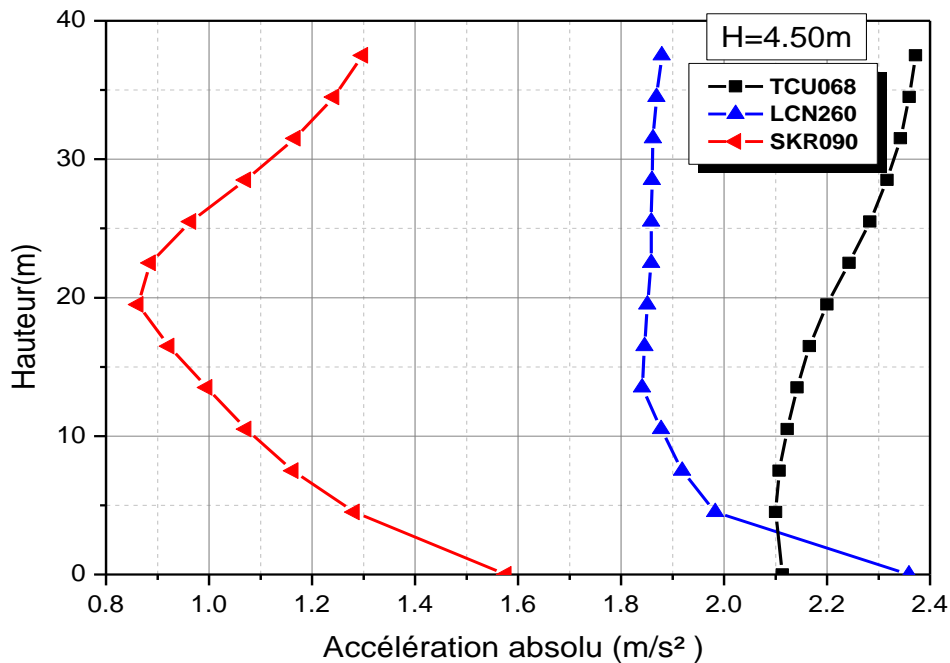


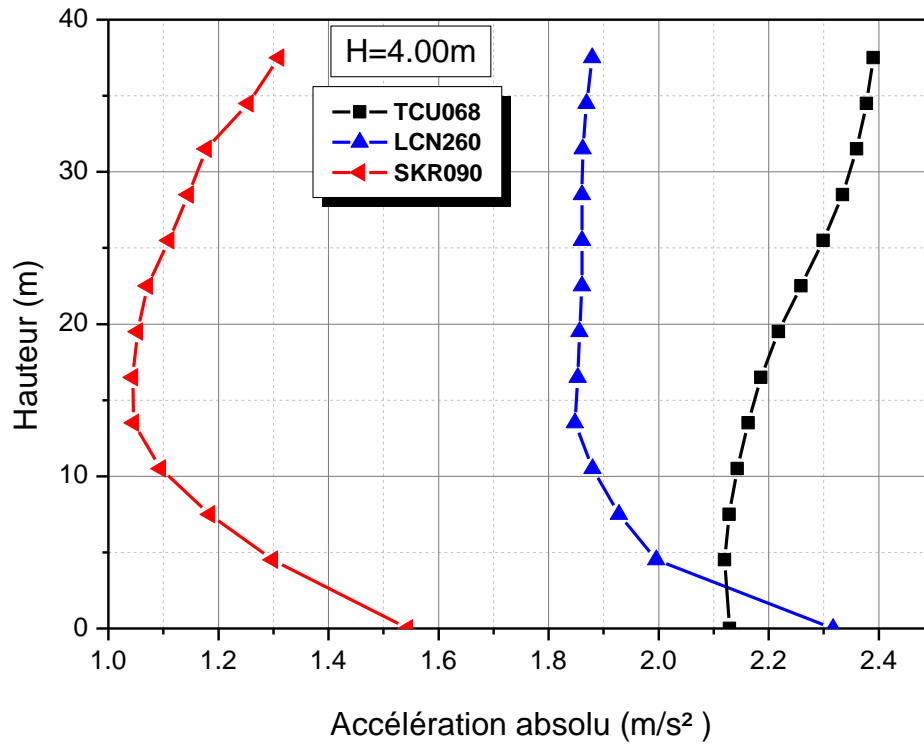
Figure 4.13 Variation du déplacement maximal du premier niveau pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine.

4.5.3. Accélération absolue

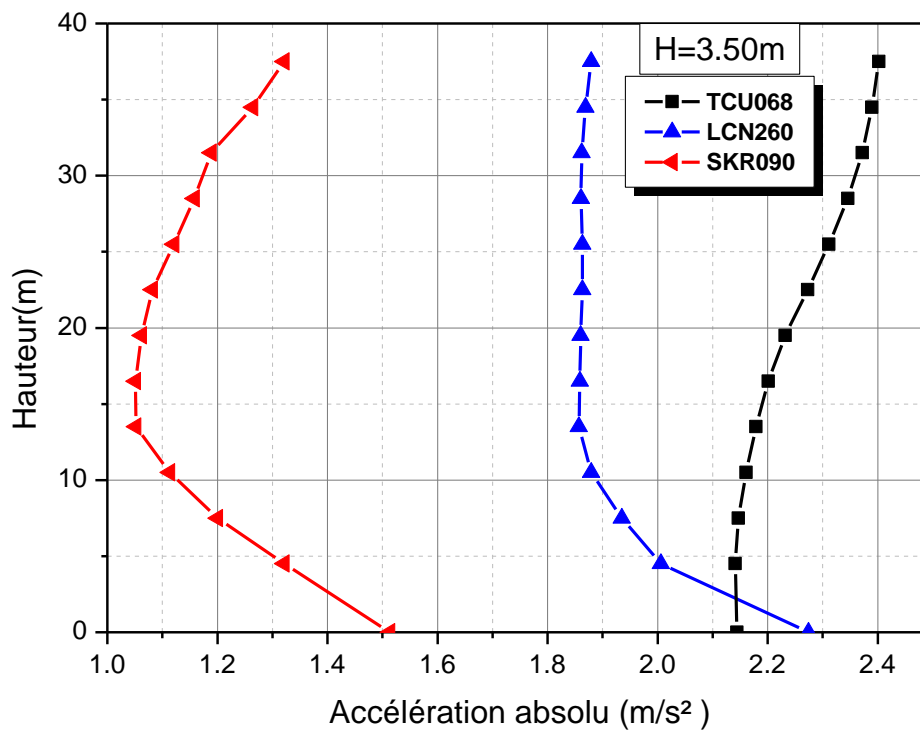
Des Figures 4.14 à 4.16, on constate, d'une manière générale, que l'accélération de l'étage a augmenté vers l'étage supérieur dans tous les cas où la structure à base isolée est soumise à des mouvements de source proche et de source lointaine.



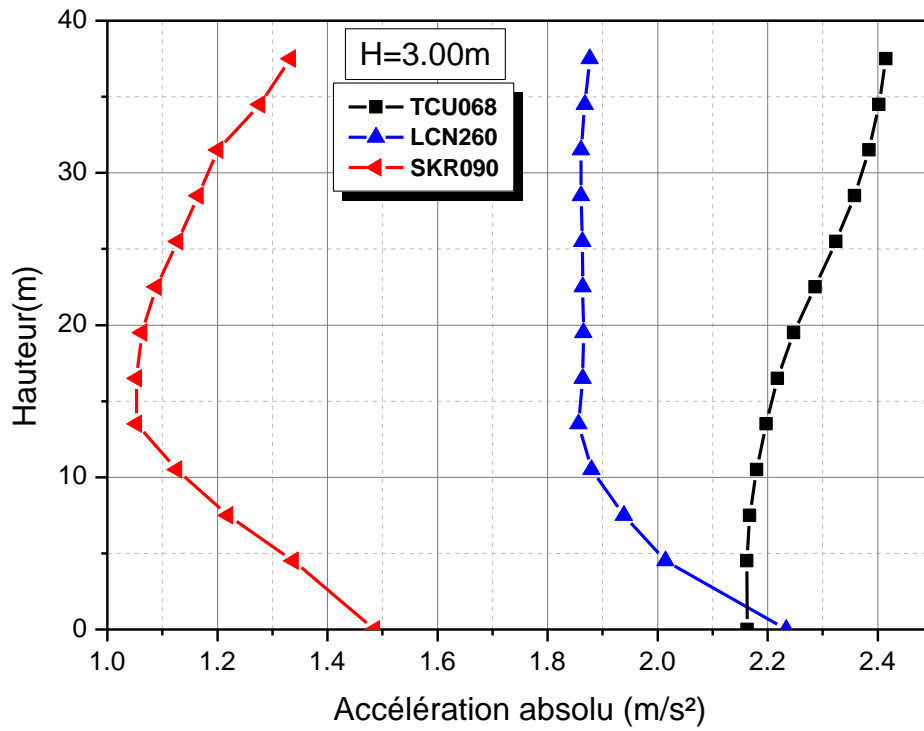
(a)



(b)



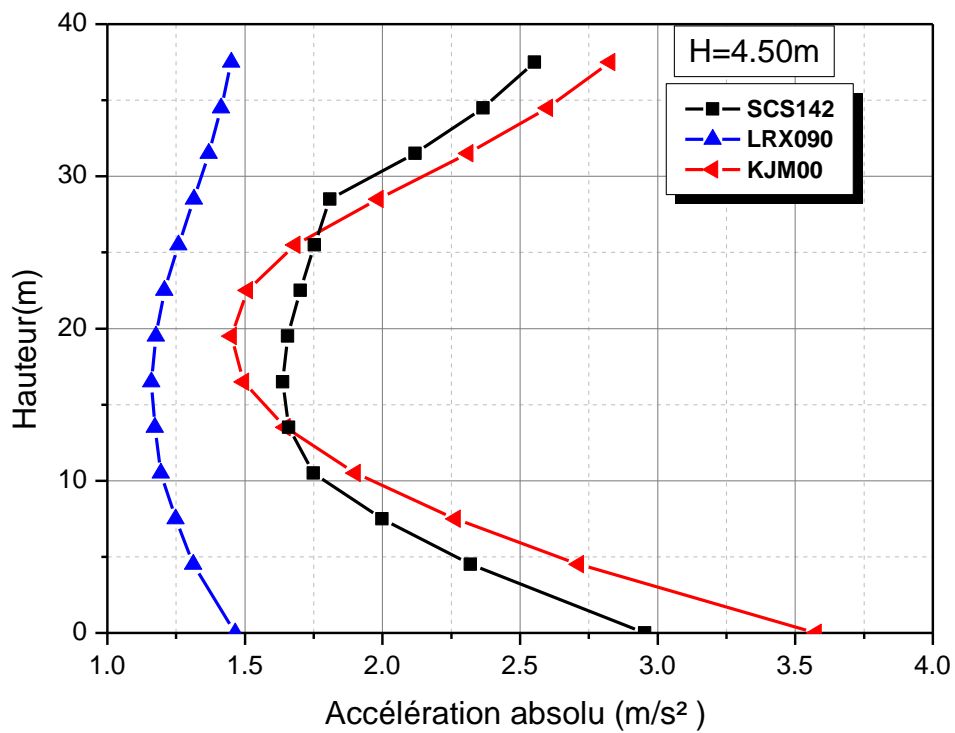
(c)



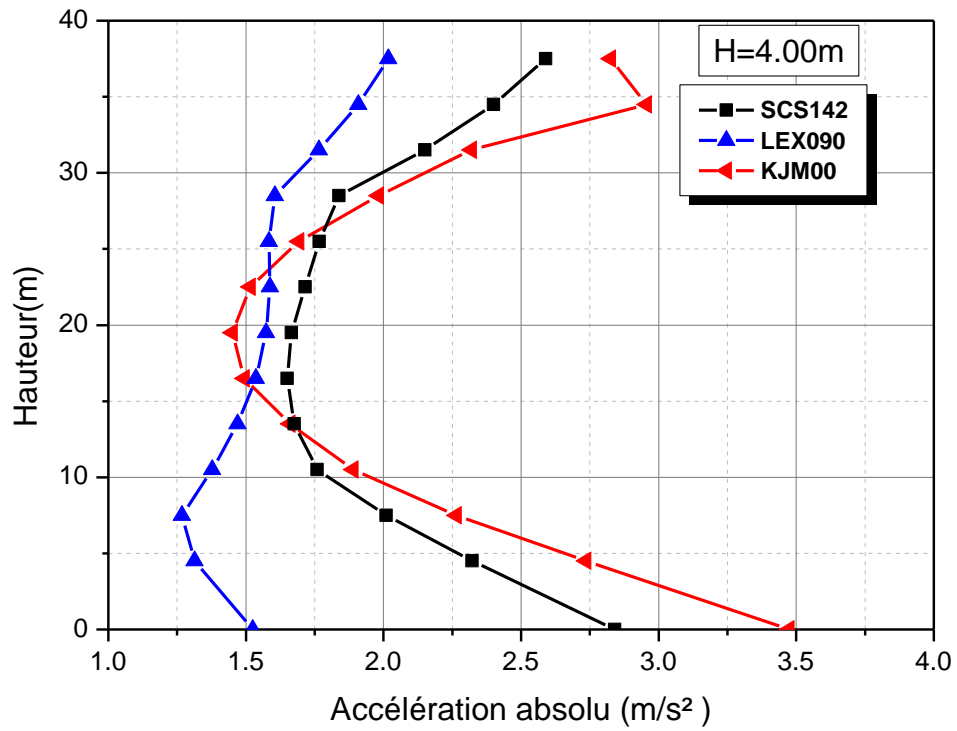
(d)

Figure 4.14 Accélération absolue maximale pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique

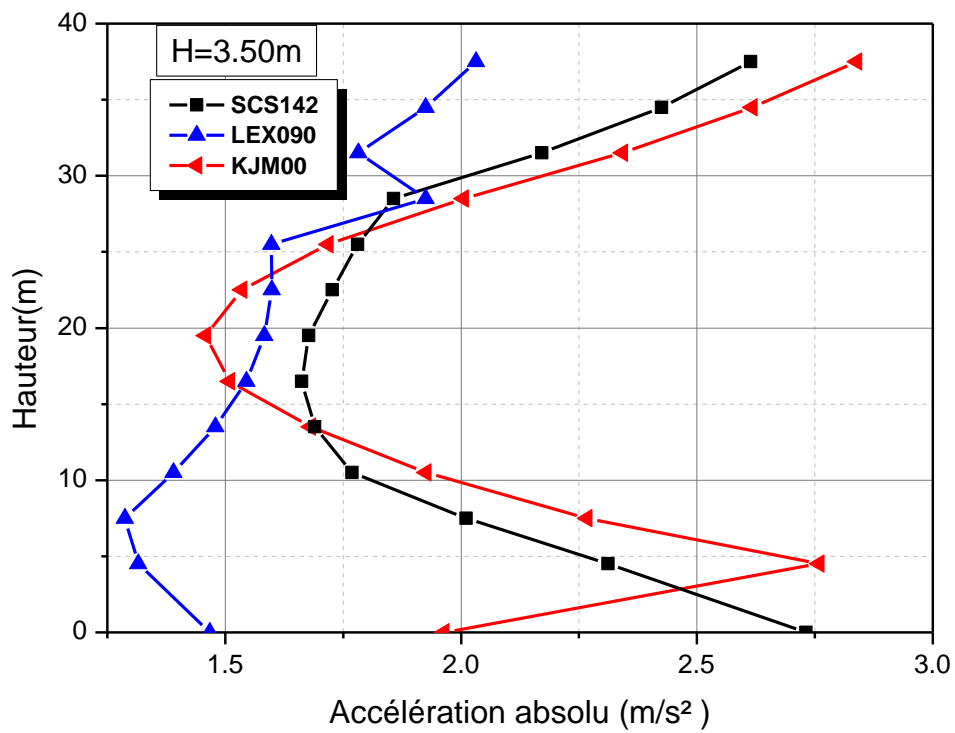
(a) H = 4,50 m ; (b) H = 4,00 m ; (c) H=3,50 m ; (d) H = 3,00 m



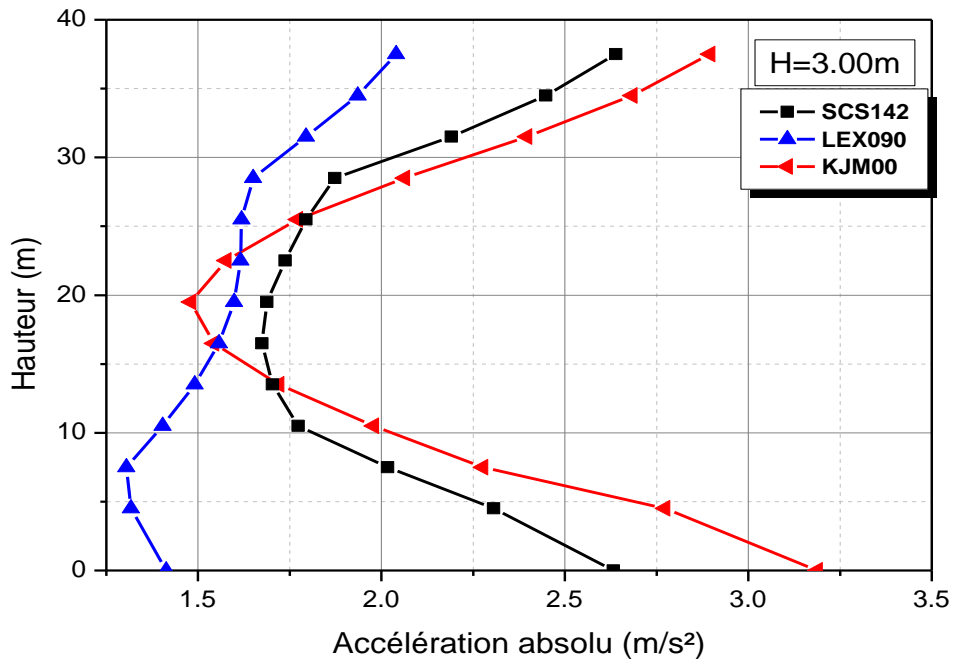
(a)



(b)



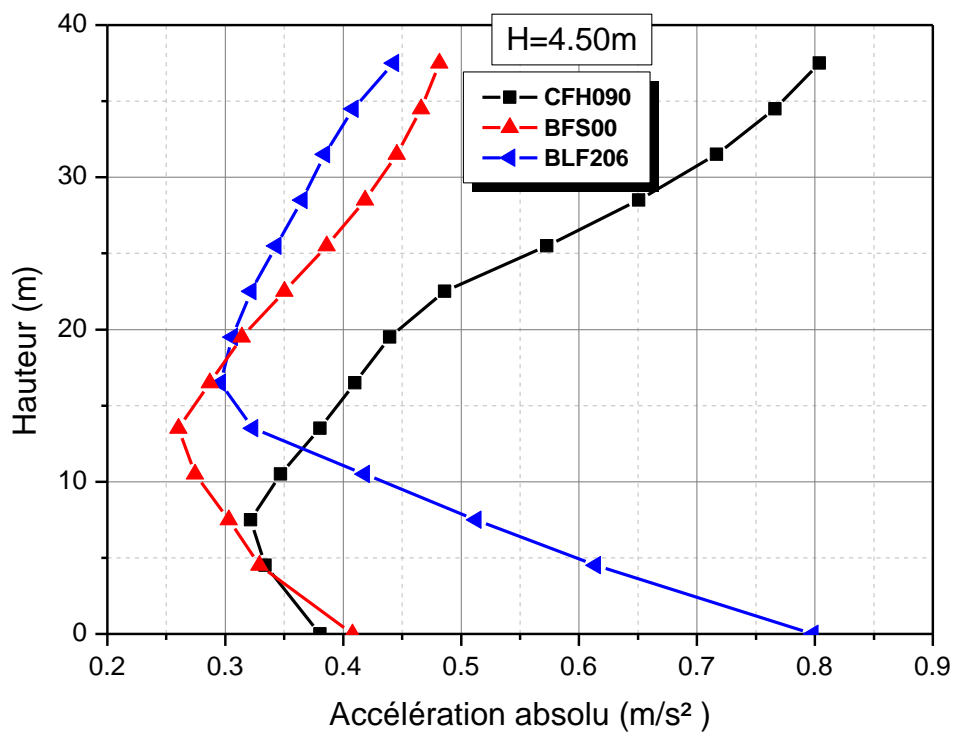
(c)



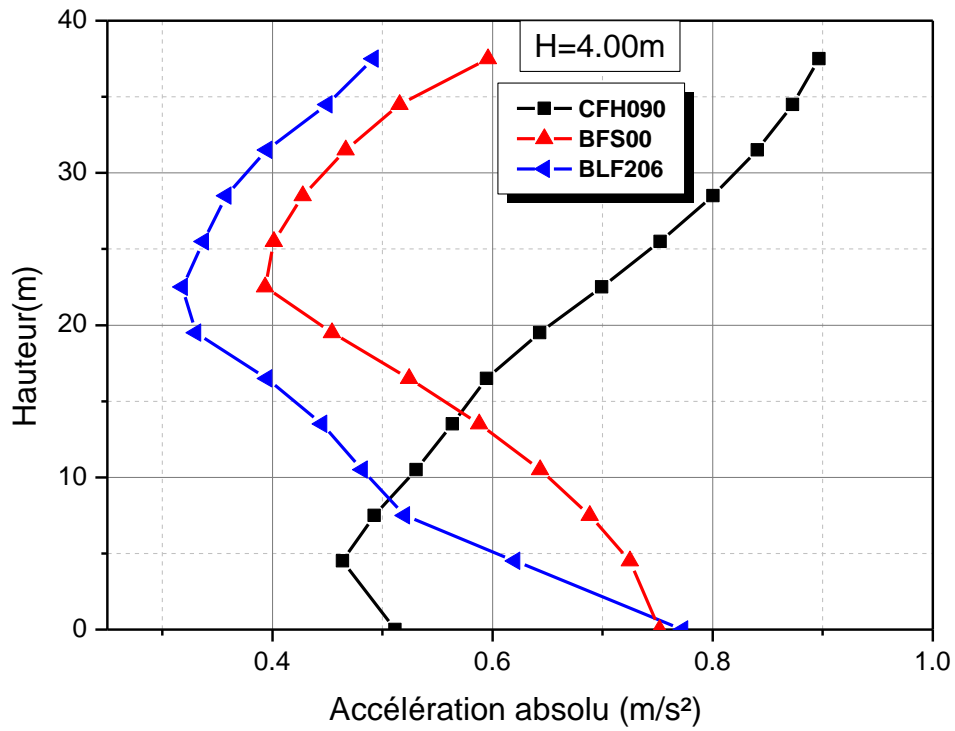
(d)

Figure 4.15 Accélération absolue maximale pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant

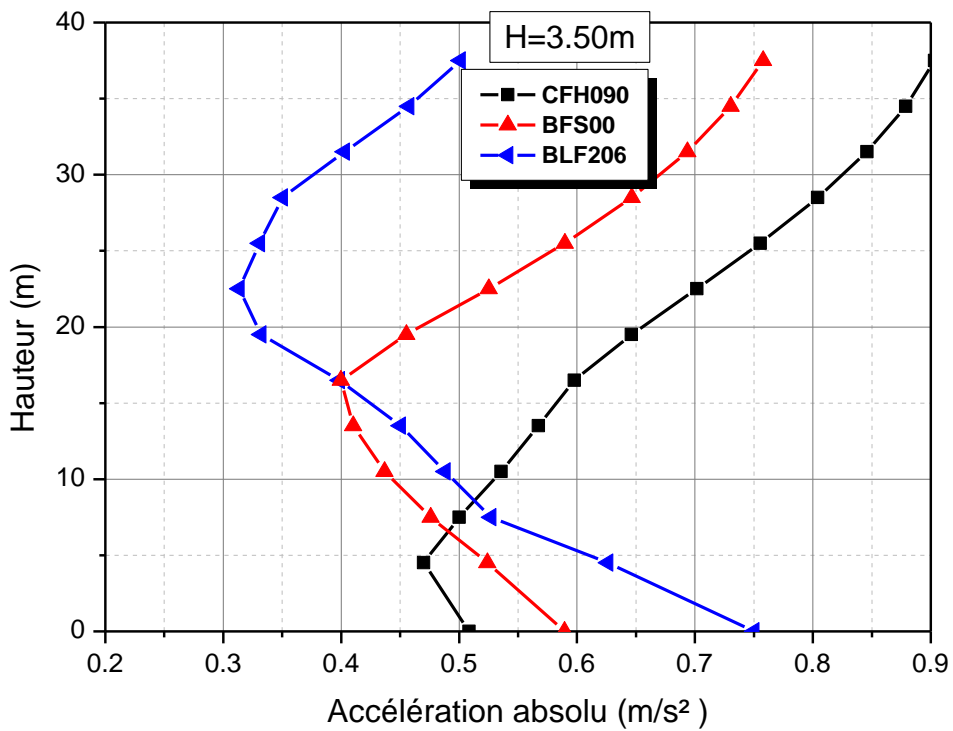
(a) H = 4,50 m ; (b) H = 4,00 m ; (c) H=3,50 m ; (d) H = 3,00 m



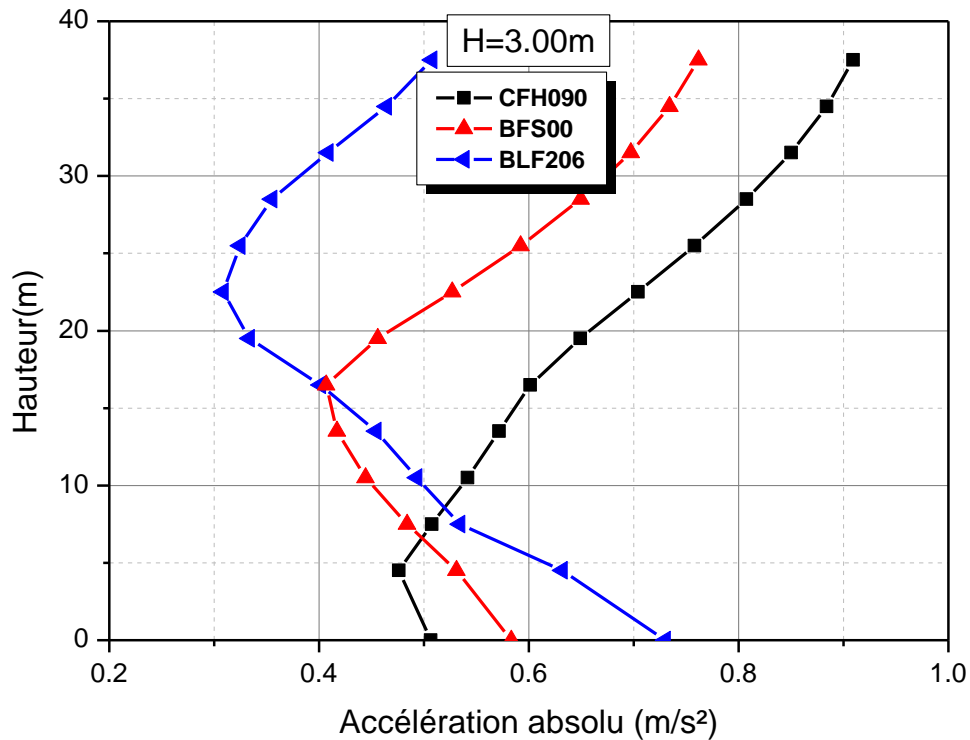
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 4.16 Accélération absolue maximale pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine.

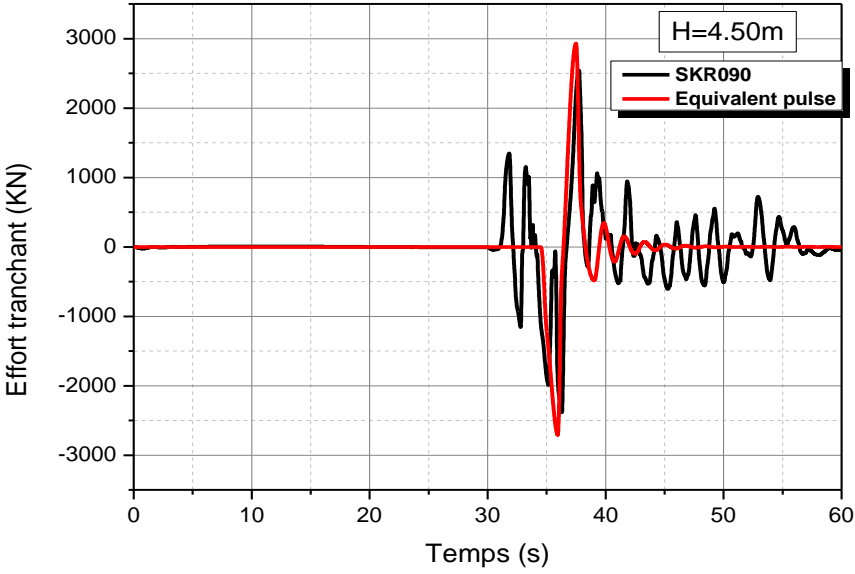
(a) $H = 4,50$ m ; (b) $H = 4,00$ m ; (c) $H = 3,50$ m ; (d) $H = 3,00$ m

Les valeurs d'accélération maximale pour les étages de base et le dernier étage ont été obtenues à partir des enregistrements KJM00, TCU068 et CFH090 respectivement pour $H = 3.00$ m.

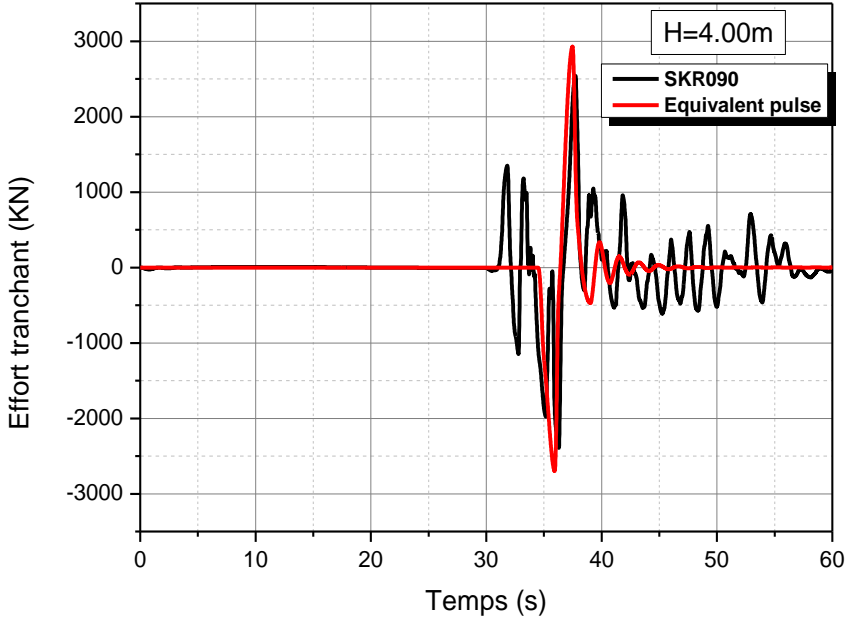
Cependant, les valeurs d'accélération minimale pour les étages intermédiaires ont été obtenues à partir des enregistrements SKR090, LEX090 et BLF206 pour $H = 4,5$ m, respectivement.

En outre, au niveau du système d'isolation à la base LRB, l'accélération maximale a été obtenue d'après l'enregistrement de KJM00.

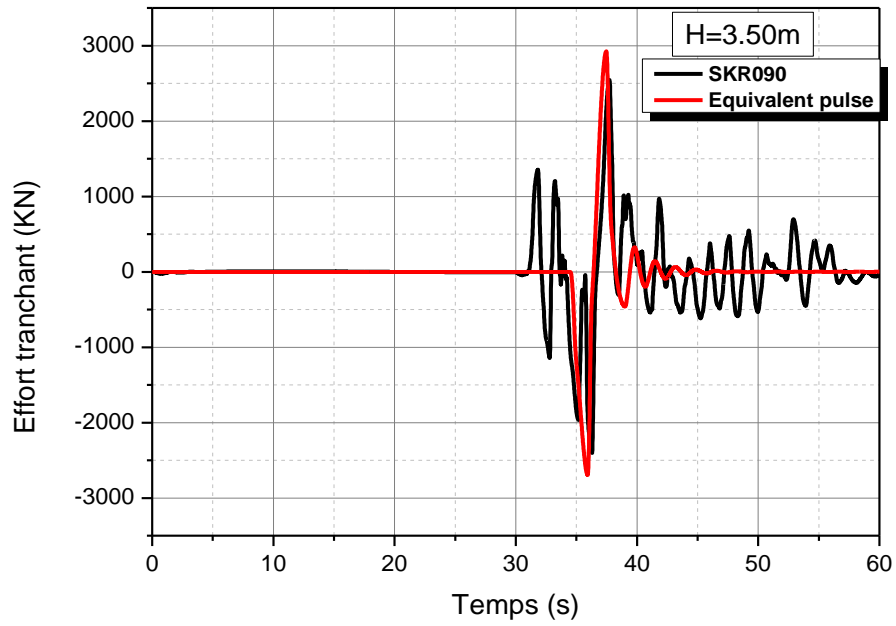
Pour représenter l'effet du mouvement de faille proche, une impulsion équivalente est utilisée dans ce cas pour étudier les variations dans les forces de cisaillement à la base et les boucles d'hystérésis, comme illustré en figure 4.17 à 4.19 et 4.20 à 4.22



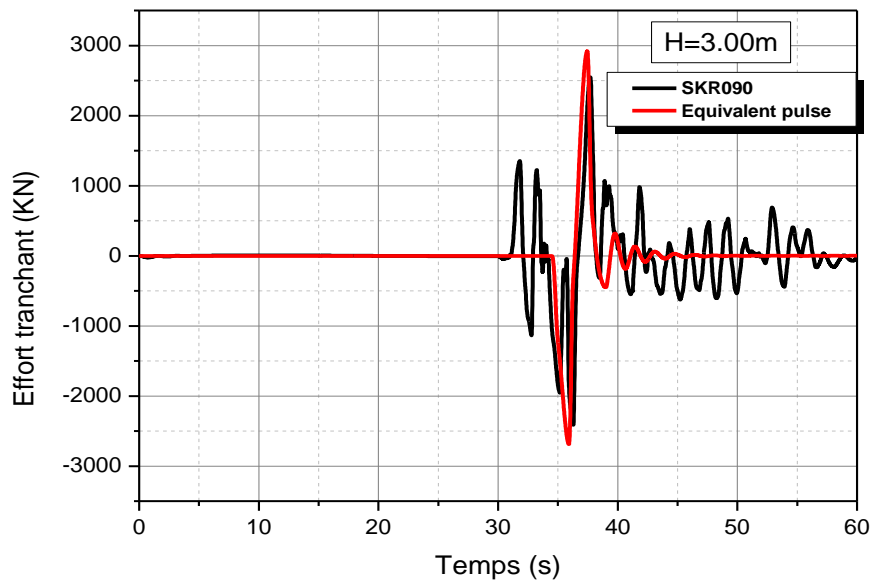
(a)



(b)



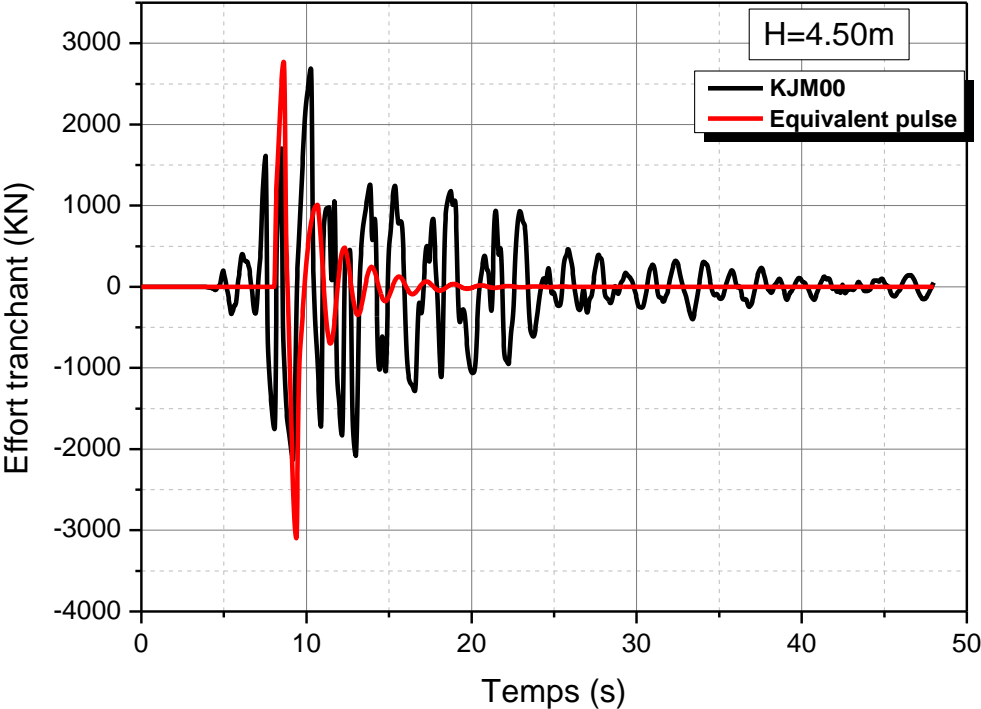
(c)



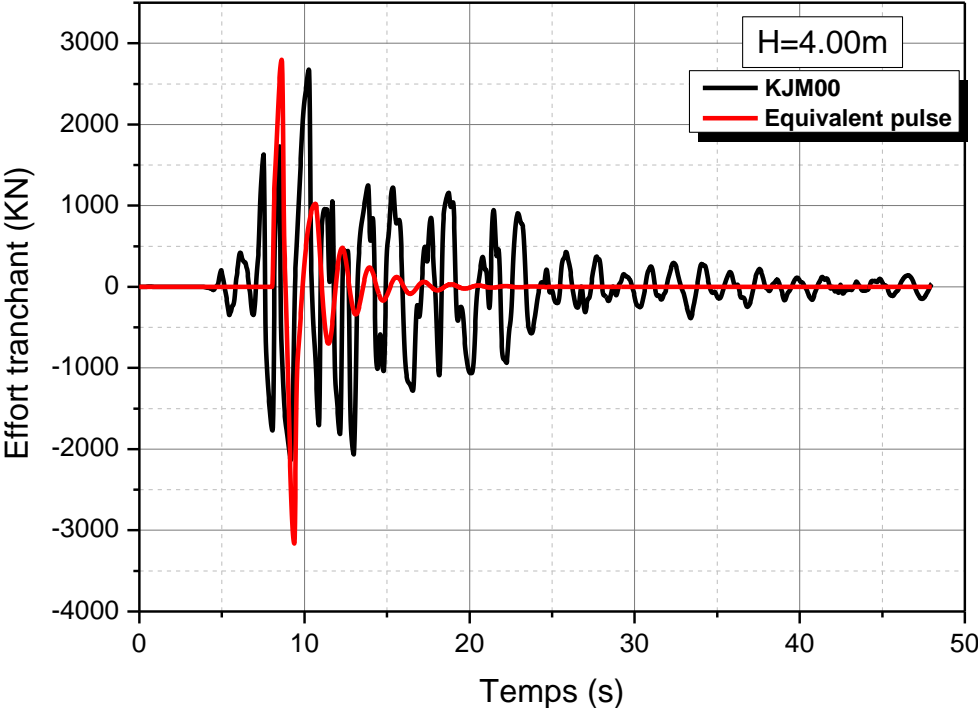
(d)

Figure 4.17 Force de cisaillement à la base pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique

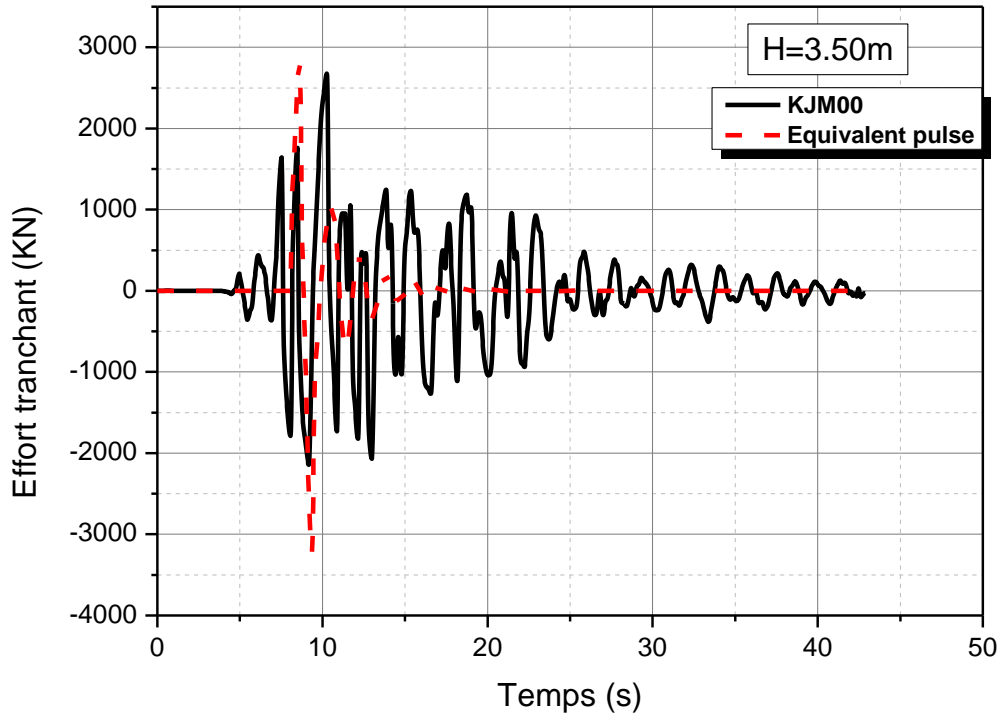
(a) $H = 4,50$ m ; (b) $H = 4,00$ m ; (c) $H = 3,50$ m ; (d) $H = 3,00$ m



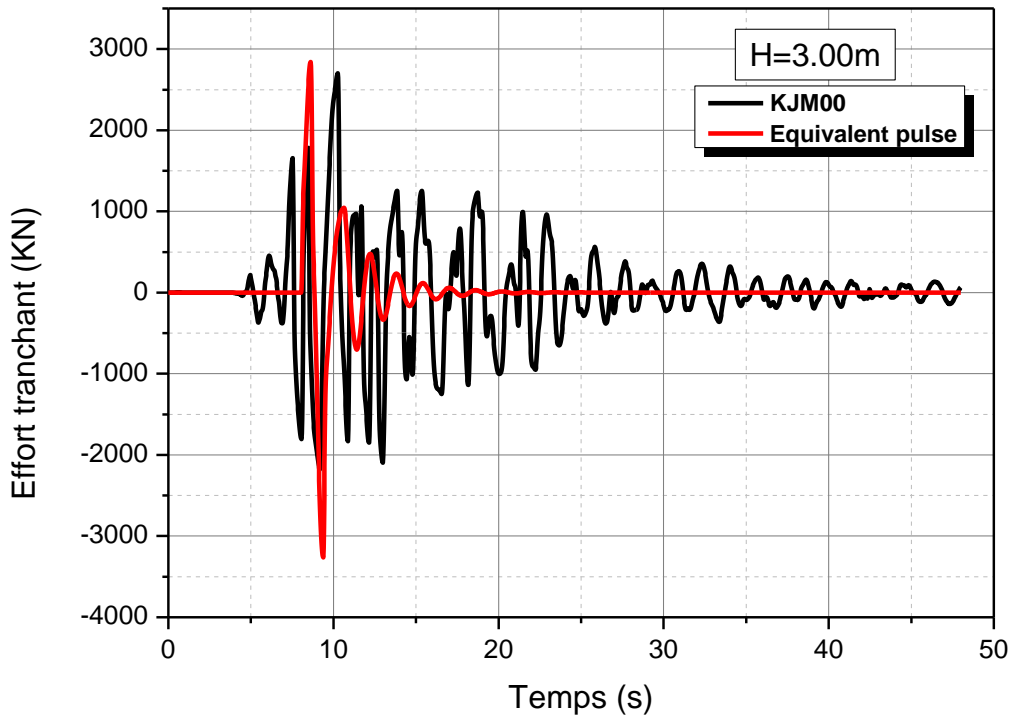
(a)



(b)



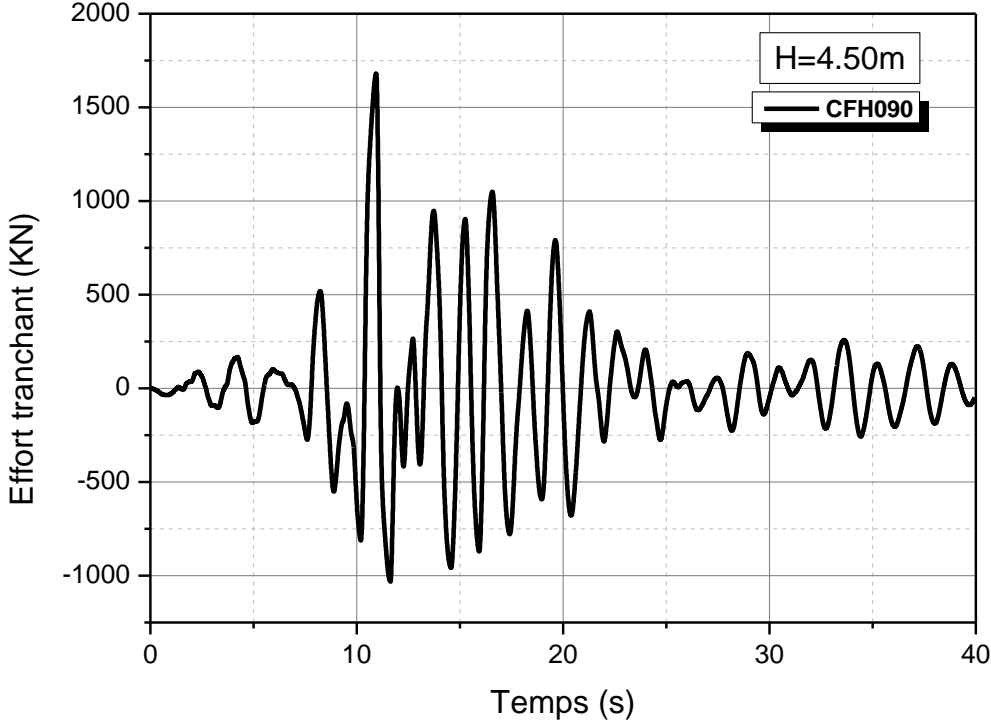
(c)



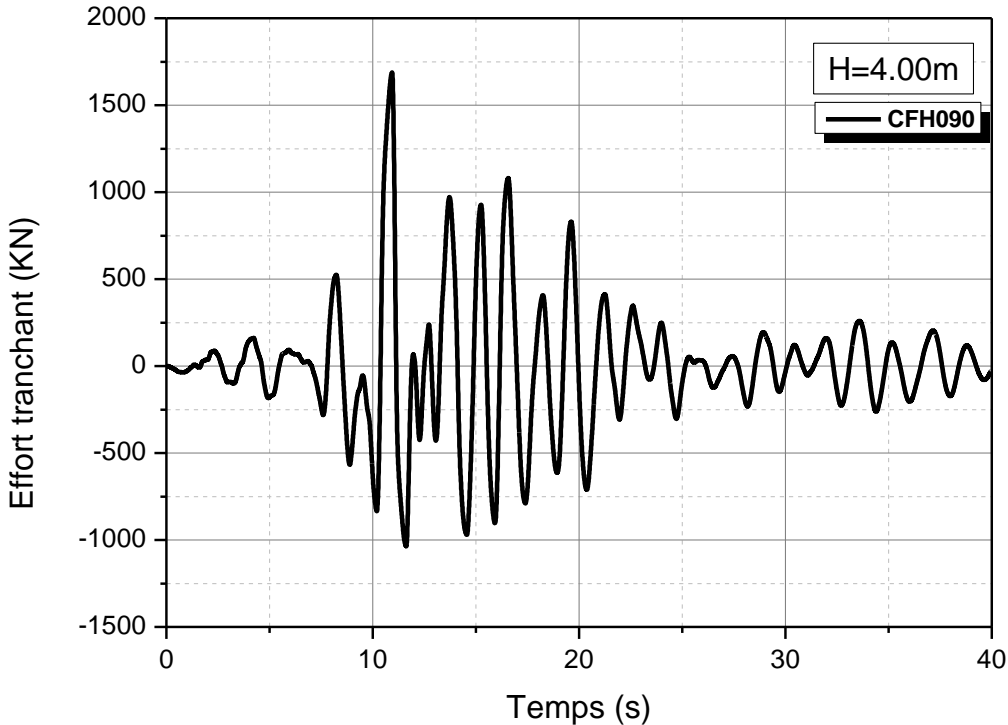
(d)

Figure 4.18 Force de cisaillement à la base pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant

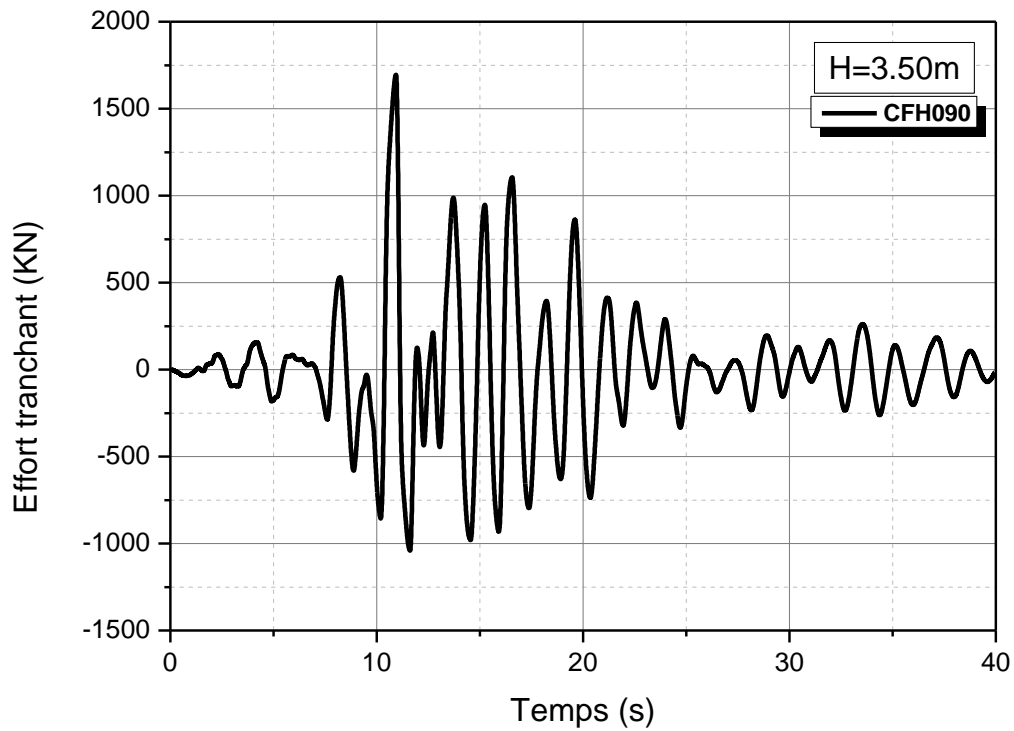
(a) $H = 4,50\text{ m}$; (b) $H = 4,00\text{ m}$; (c) $H=3,50\text{ m}$; (d) $H = 3,00\text{ m}$



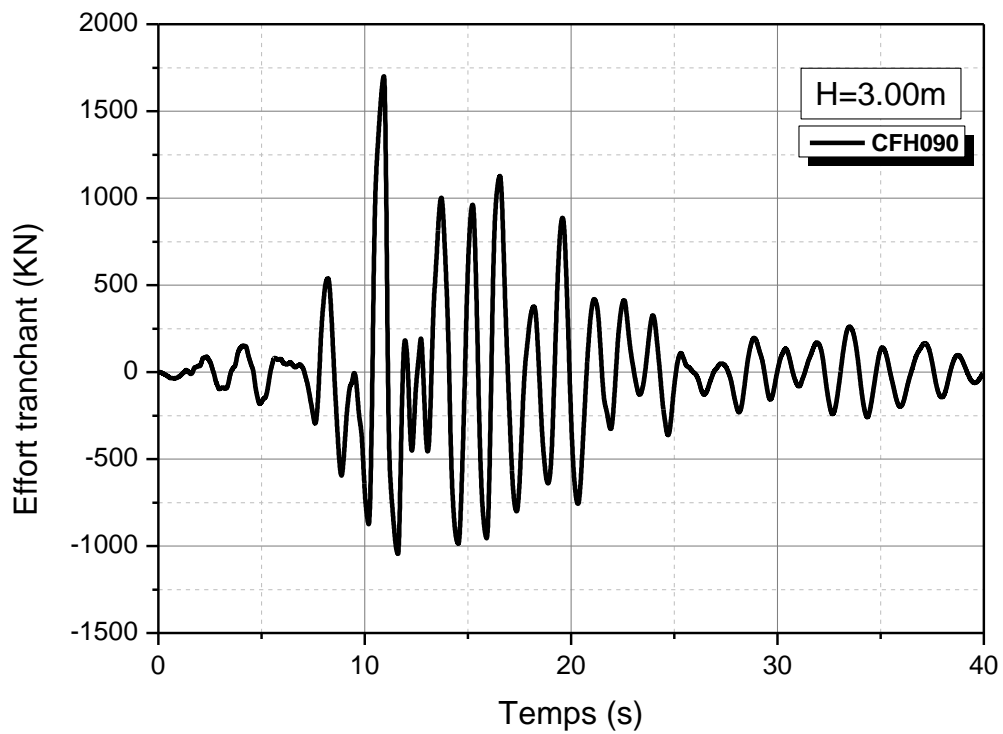
(a)



(b)



(c)



(d)

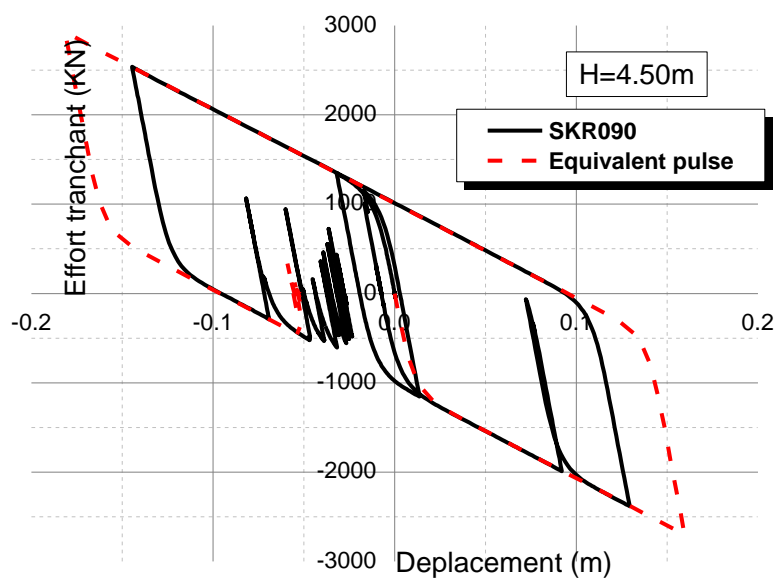
Figure 4.19 Force de cisaillement à la base pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine

(a) $H = 4,50$ m ; (b) $H = 4,00$ m ; (c) $H=3,50$ m ; (d) $H = 3,00$ m

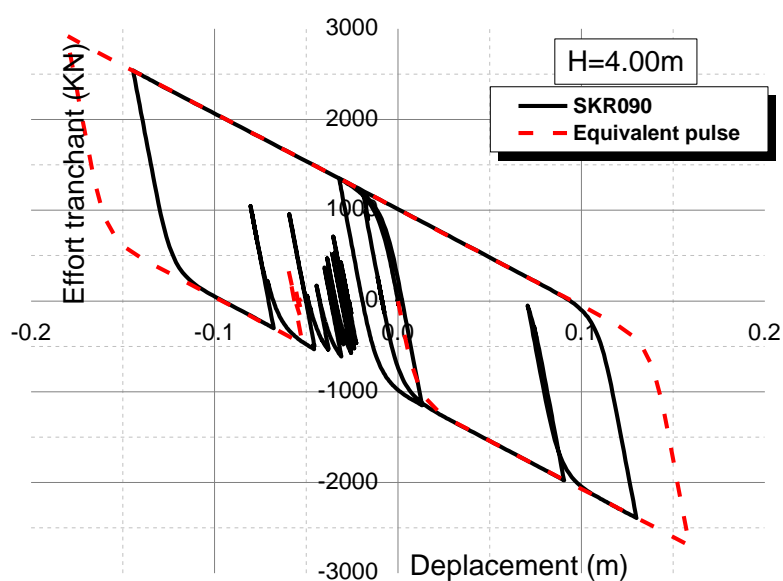
Effet de proximité de source sismique sur les structures isolées à la base

Pour les enregistrements KJM00, SKR090 et CFH090, dans les mouvements de source proche et de source lointaine, l'augmentation de la hauteur du premier niveau (étage souple) entraîne une réduction des forces de cisaillement à la base.

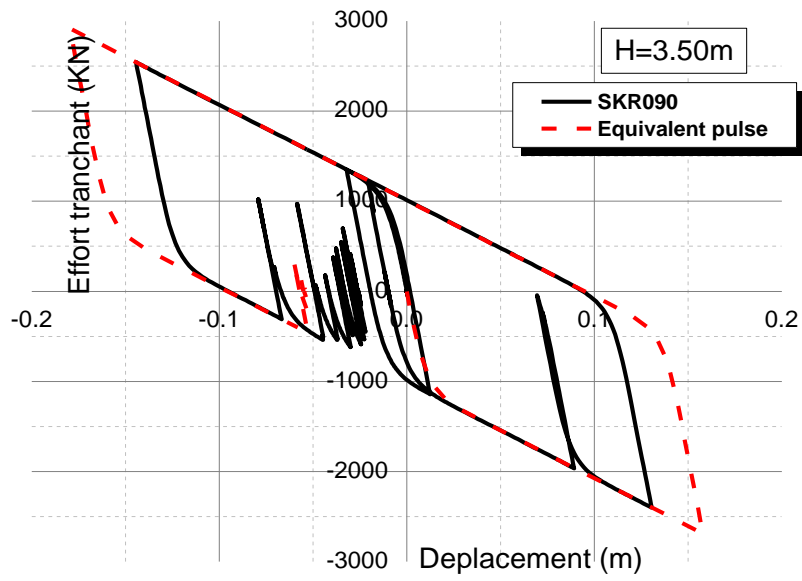
Les réductions des efforts de cisaillement à la base dans les mouvements de source proche sont très faibles par rapport à celle des efforts de cisaillement de source lointaine. Par conséquent. Le taux de réduction entre $H=4,50\text{m}$ et $H=3,00\text{m}$ pour les enregistrements KJM00, SKR090 et CFH090 est de 0,55%, 0,32% et 1,22%, respectivement.



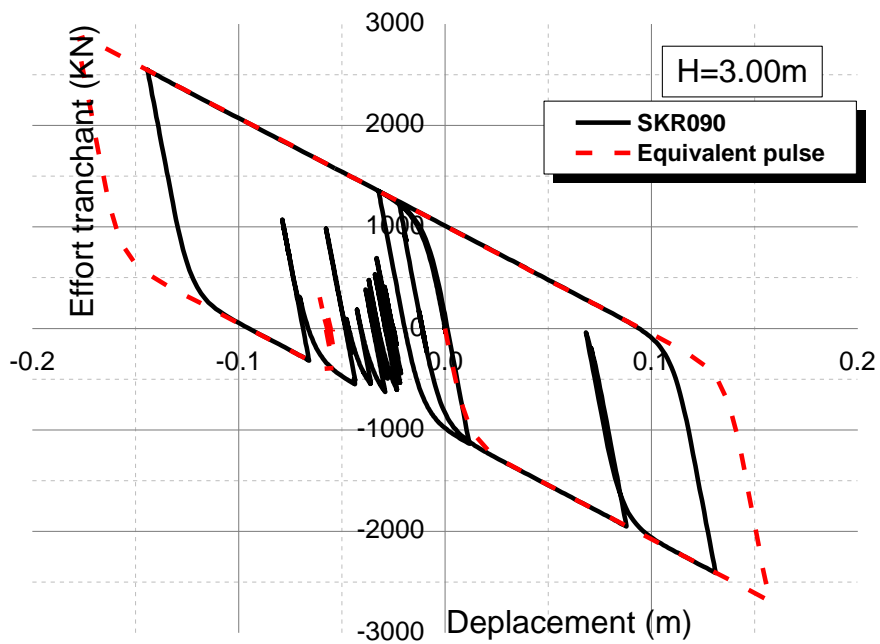
(a)



(b)



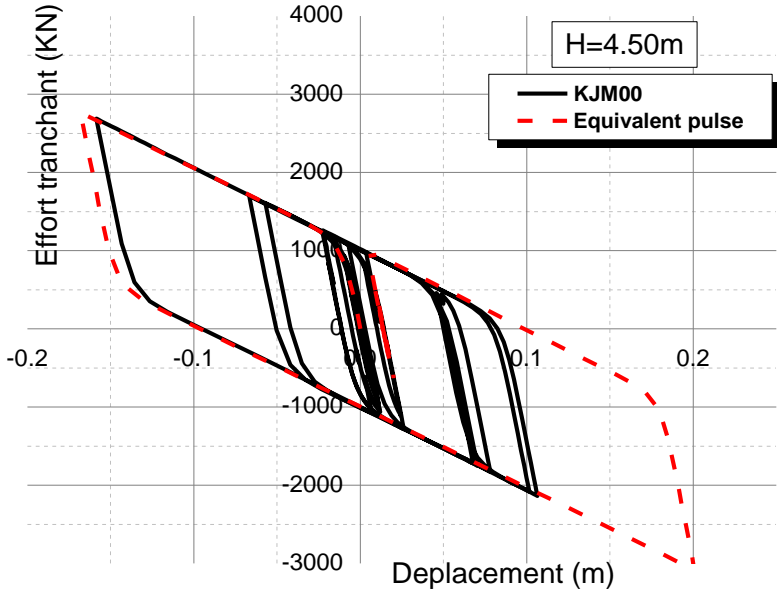
(c)



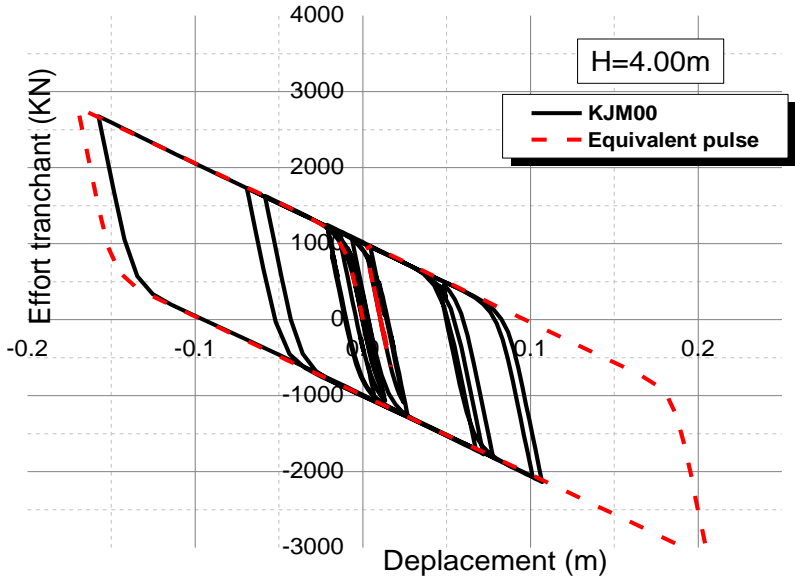
(d)

Figure 4.20 Réponses hystériques pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique

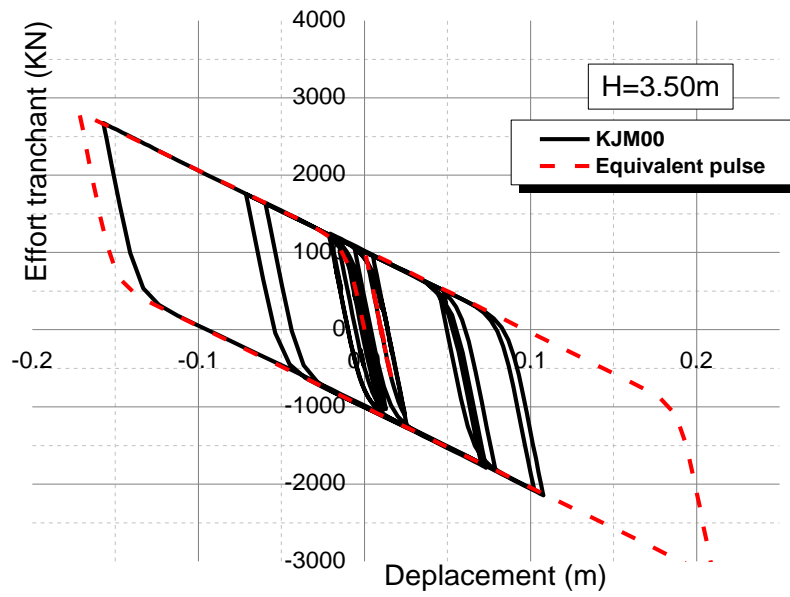
(a) $H = 4,50\text{ m}$; (b) $H = 4,00\text{ m}$; (c) $H=3,50\text{ m}$; (d) $H = 3,00\text{ m}$



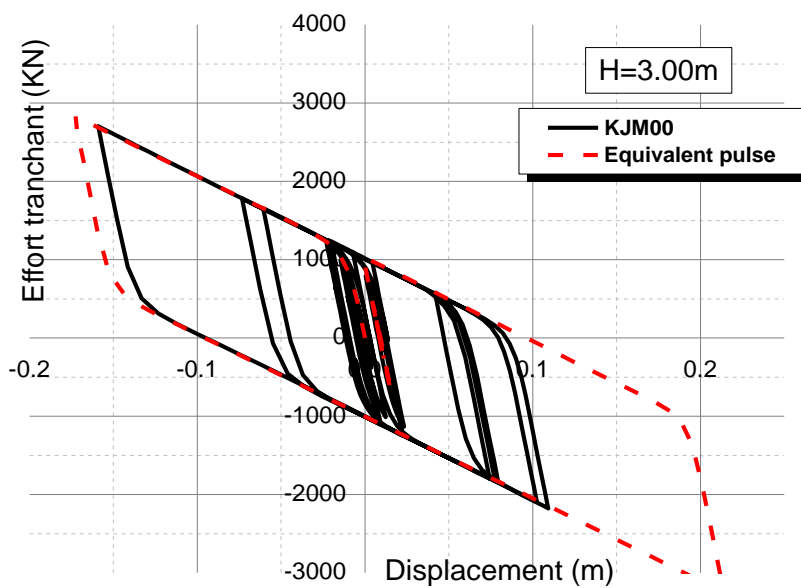
(a)



(b)



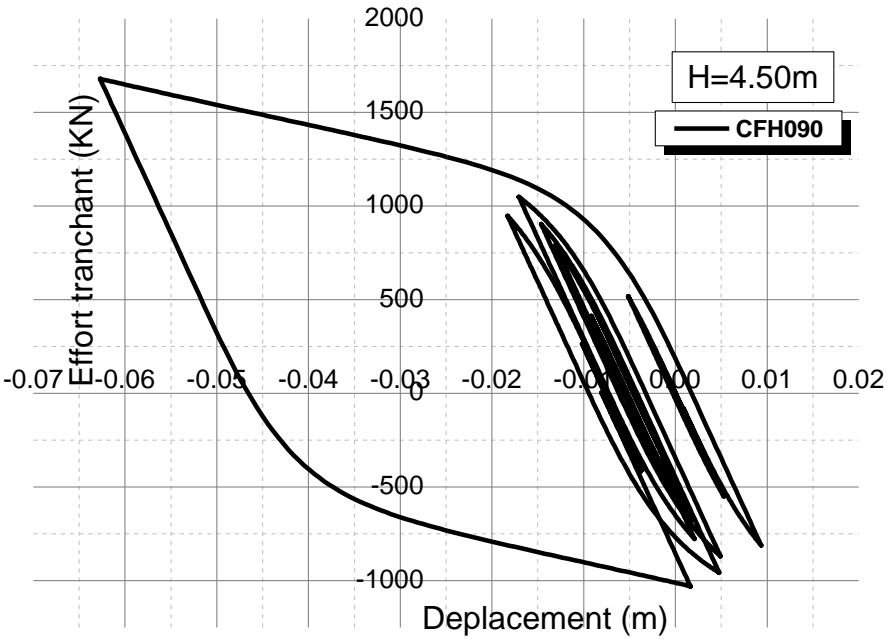
(c)



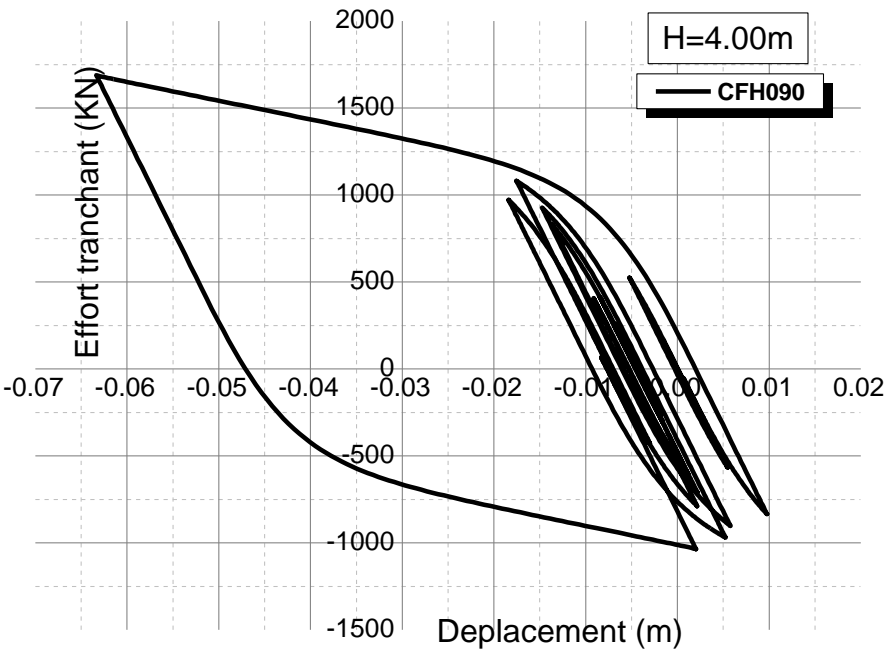
(d)

Figure 4.21 Réponses hystériques pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant

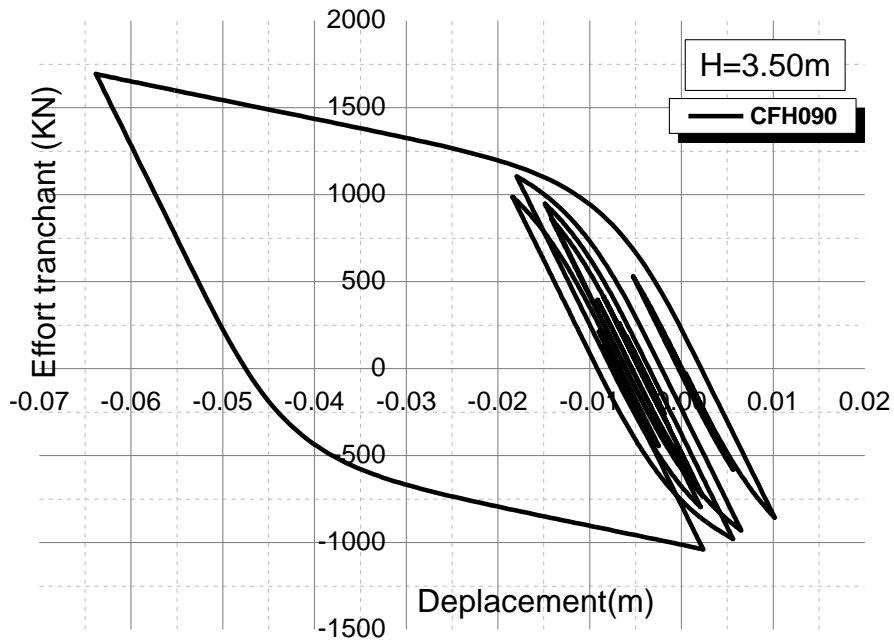
(a) $H = 4,50$ m ; (b) $H = 4,00$ m ; (c) $H = 3,50$ m ; (d) $H = 3,00$ m



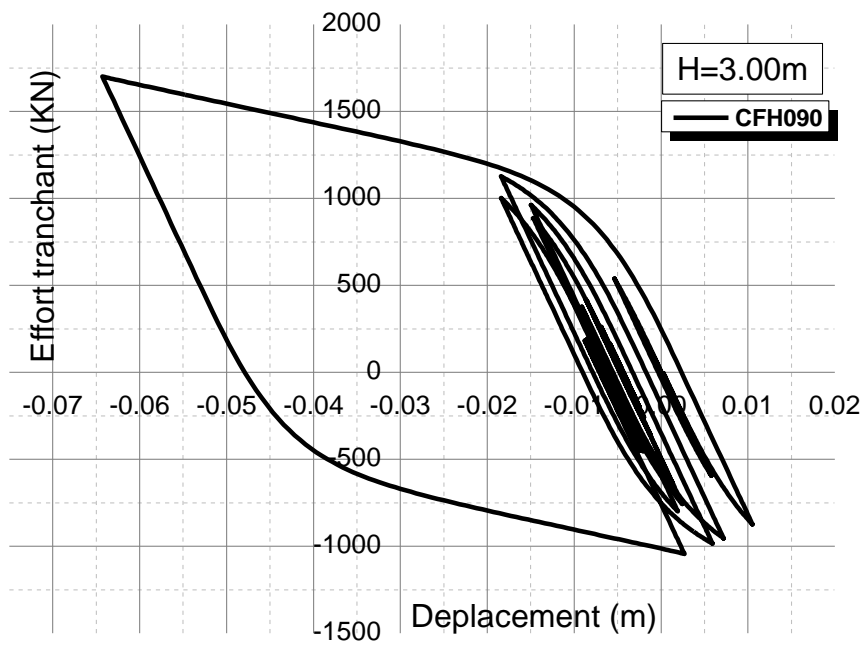
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 4.22 Réponses hystériques pour un bâtiment isolé à la base soumis à des mouvements de source lointaine

(a) $H = 4,50\text{ m}$; (b) $H = 4,00\text{ m}$; (c) $H=3,50\text{ m}$; (d) $H = 3,00\text{ m}$

Effet de proximité de source sismique sur les structures isolées à la base

Cette valeur de réduction pour les impulsions équivalentes aux enregistrements SKR090 et KJM00 est de 0,37% et 5%, respectivement. L'énergie de dissipation est représentée par la boucle hystérétique du système d'isolation à la base LRB.

Pour le mouvement de source proche, la capacité du système d'isolation à la base LRB est restée dans une petite plage lors de l'augmentation de la hauteur du premier niveau. En revanche, la capacité du système d'isolation à la base LRB dans le mouvement de source lointaine est moindre que dans le mouvement de source proche. L'énergie de dissipation maximale a été obtenue à partir de l'enregistrement KJM00. Les distributions des rotules plastiques qui ont été obtenues à partir des enregistrements KJM00, SKR090 et CFH090 sont montrées dans la (figure 4.23 à 4.25).

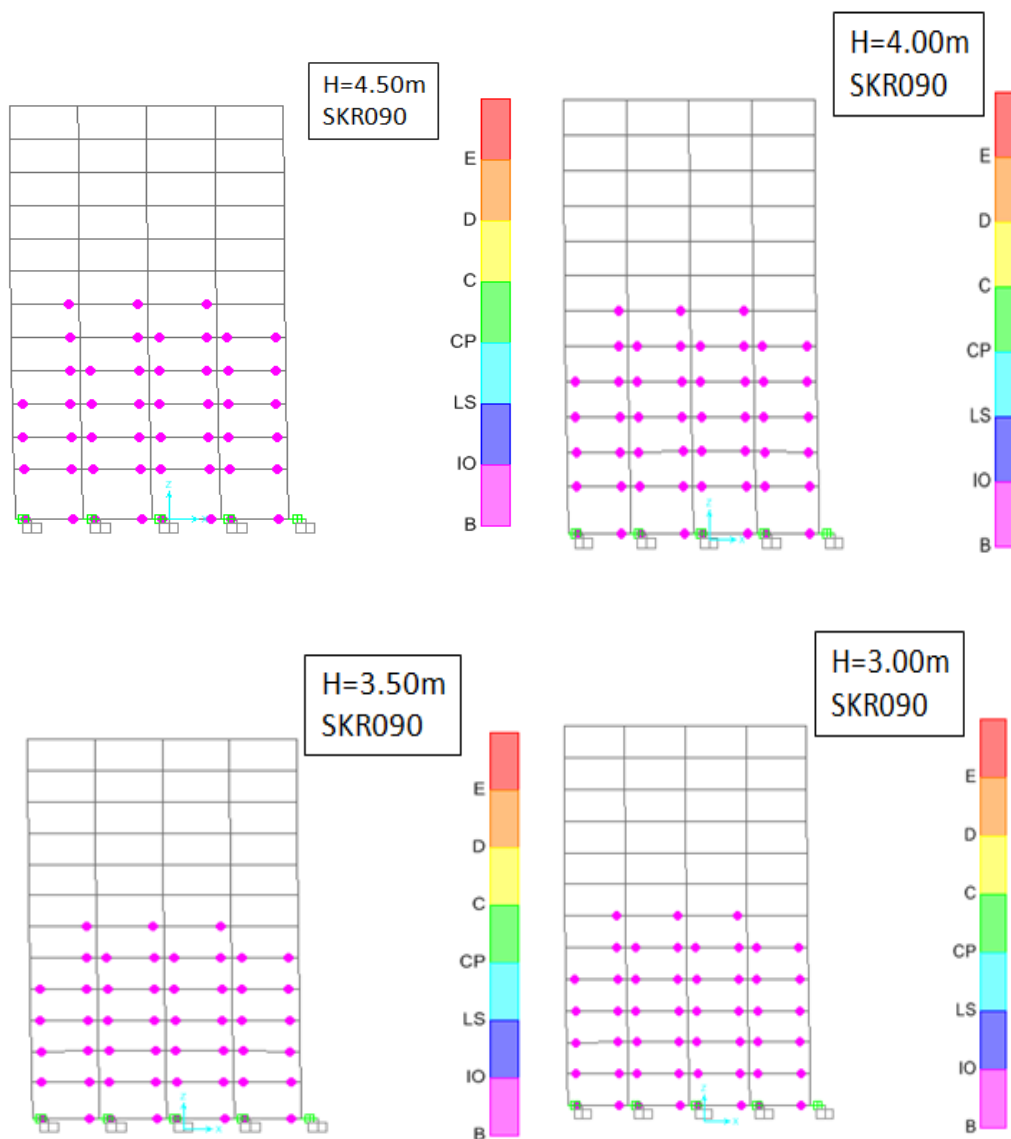


Figure 4.23 Emplacements des rotules plastiques pour la structure de 12 étages soumise à des mouvements de source proche avec un déplacement co-sismique, (SKR090)

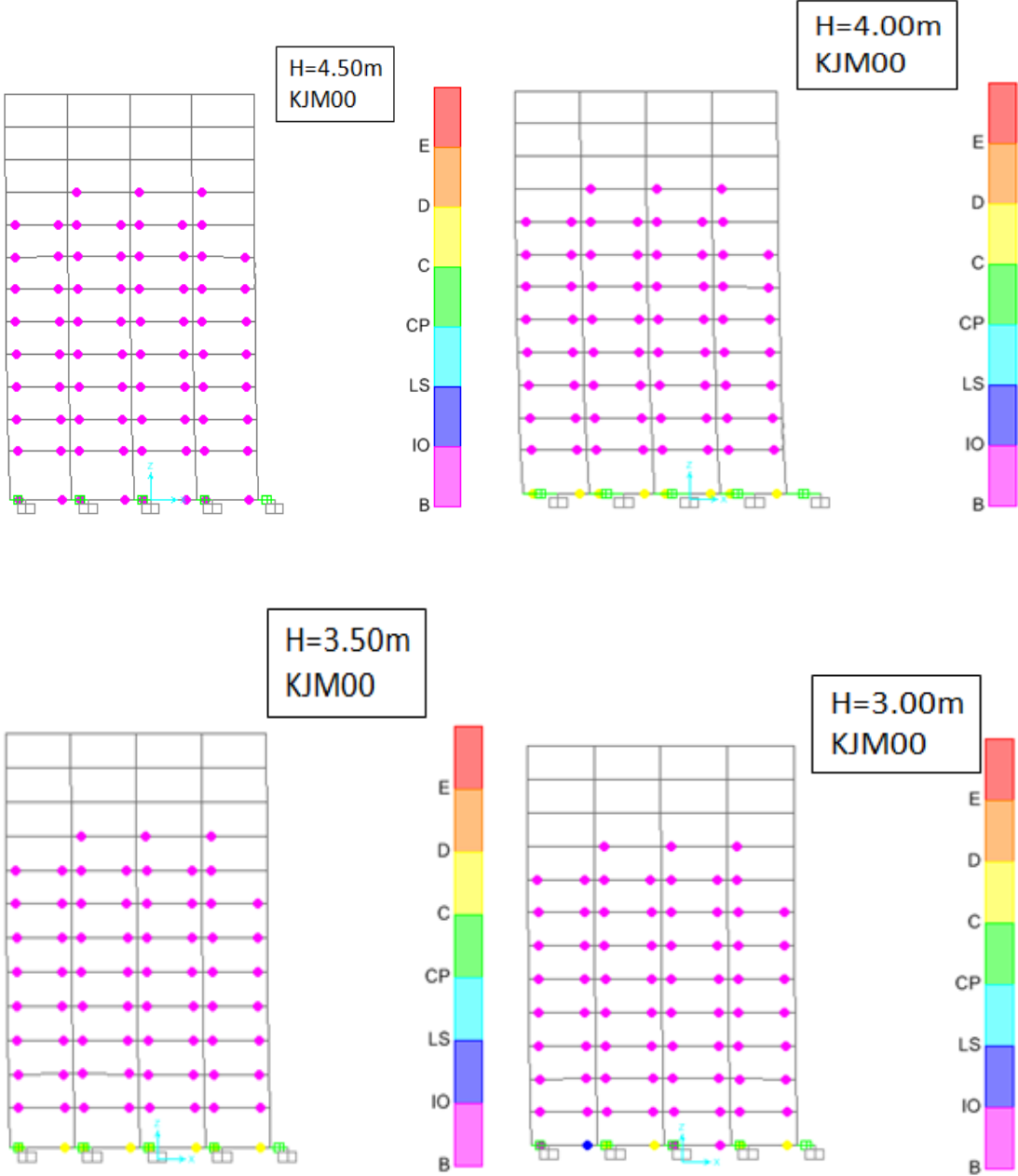


Figure 4.24 Emplacements des rotules plastiques pour la structure de 12 étages soumise à des mouvements de source proche avec une directivité vers l'avant (KJMA00)

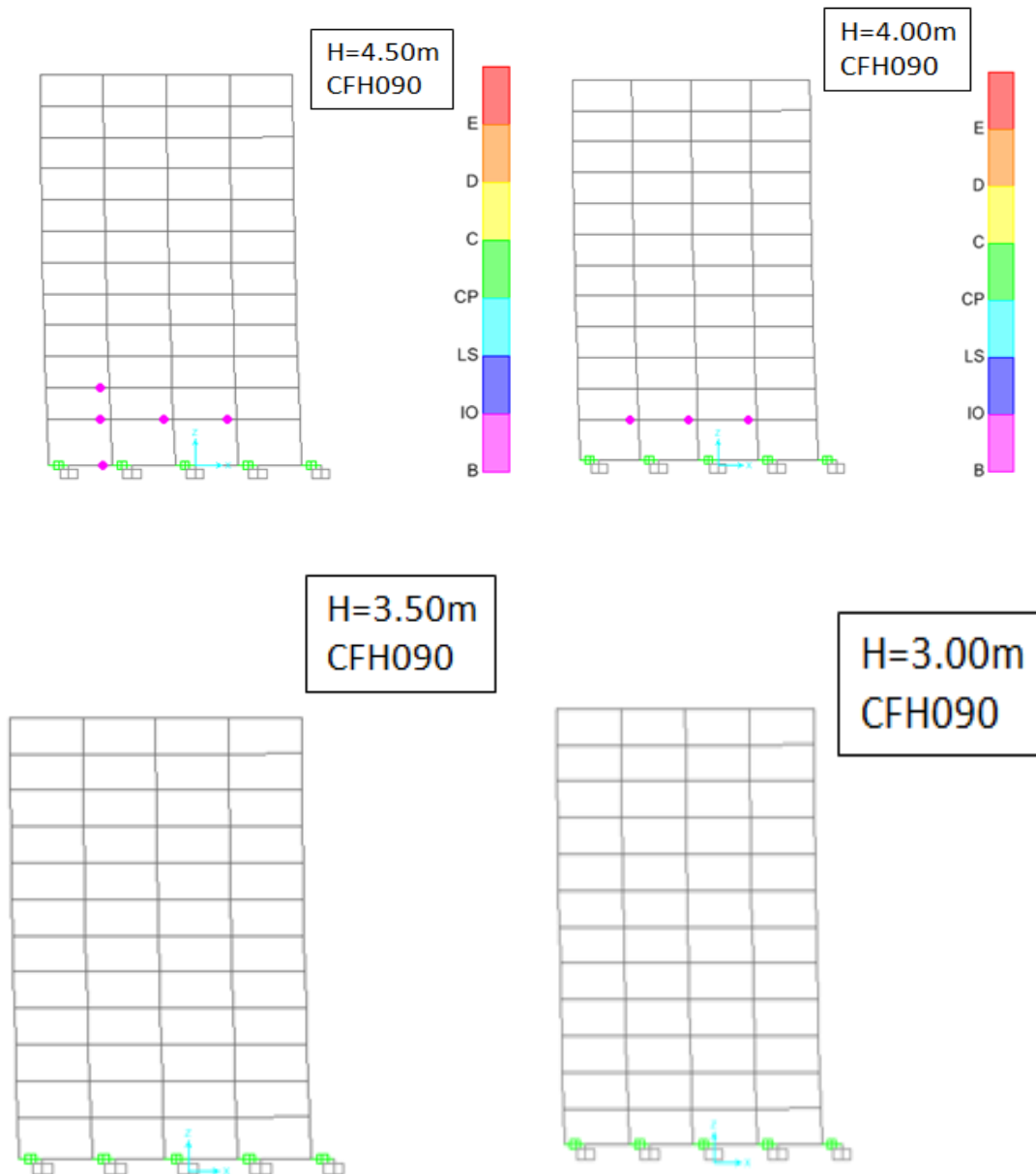


Figure 4.25 Emplacements des rotules plastiques pour la structure de 12 étages soumise à des mouvements de source lointaine (CFH090).

Les mouvements de source lointaine ont causé peu de dégâts dans la structure à base-isolée pour tous les cas considérés dans cette étude. Cependant, la distribution des rotules plastiques pour l'enregistrement KJM00 est plus importante que pour les enregistrements SKR090 et CFH090, respectivement. En outre, les rotules plastiques ont été formées dans les poutres pour l'ensemble du premier niveau (RDC) à partir des mouvements de source proche et de source lointaine. D'autre part, les rotules plastiques dans les mouvements de source proche et de source lointaine se sont produites au niveau de l'isolation à la base et aux premier et deuxième étages, où la hauteur de l'étage souple $H=4,50\text{m}$ et $H=4.00\text{m}$.

Par conséquent, pour les hauteurs du premier niveau (RDC) $H=4,00\text{m}$, $H=3,50$ et $H=3,00\text{m}$ on constate des dommages au niveau du système d'isolation à la base LRB plus que les autres étages pour le mouvement de source proche.

Conclusion

Dans cette étude, les analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées pour différentes hauteurs du premier niveau (RDC) et les enregistrements d'accélération pour une structure en béton armé de 12 étages avec un système d'isolation à la base de type LRB.

À partir de l'analyse, on a déterminé l'effet du comportement de l'étage souple sur le déplacement inter-étages, l'accélération de l'étage, les déplacements et les forces de cisaillement.

- Les principales raisons pour les dommages dans la structure lors d'un séisme sont la réponse du grand déplacement inter-étages et les accélérations élevés des étages. Cependant, pour les structures à la base isolée par système LRB, les demandes d'inter-étages et les accélérations élevées des étages sont amorties beaucoup plus dans le mouvement de source lointaine que dans le mouvement de source proche. La demande d'inter-étage maximale a été obtenue dans le mouvement de source proche avec déplacement co-sismique (*fling-step*). En revanche, les accélérations maximales des étages ont été observées dans le mouvement de source proche avec la directivité vers l'avant.
- Les forces de cisaillement à la base et l'énergie de dissipation sont significativement réduite dans le système d'isolation à la base LRB dans le mouvement de source lointaine plus que dans le mouvement de source proche avec et sans une impulsion équivalente.
- Les mouvements de source proche et de source lointaine ont causé peu de dommages dans les structures isolées à la base pour l'ensemble du premier niveau (RDC), tandis que les rotules plastiques ne se sont produites que dans les poutres. En outre, dans le mouvement de source lointaine les rotules plastiques ont été généralement négligeables.
-
- Le comportement de l'étage souple n'a pas d'effet significatif sur les structures isolées à la base LRB lorsqu'on considère les dommages d'inter-étages, l'accélération élevées d'étages maximales, la force de cisaillement à la base et les rotules plastiques dans le

mouvement lointain. Cependant, le comportement d'étages souple peut nuire la sécurité de la structure pour les structures à la base isolée lorsqu'on examine les dommages d'inter étages et l'accélération d'étages élevés maximales.

- Le système d'isolation de type LRB augmente la sécurité d'une structure dans un mouvement de source lointaine. Toutefois, le système d'isolation LRB diminue la sécurité de la structure dans un mouvement de source proche avec un effet d'étage souple. Afin de réaliser un meilleur contrôle de la réponse, d'autres systèmes tels que le contrôle hybride ou actifs peuvent être couplés avec un système d'isolation LRB pour un réduire les demandes sismiques.

CONCLUSION GENERALE

Le contrôle structurel des charges sismiques est un domaine en expansion rapide et la famille des systèmes de contrôle, également connus sous le nom de systèmes de protection sismique tels que les systèmes passifs, actifs semi-actifs et hybrides. Leurs applications dans les bâtiments, les ponts et les installations industrielles ont été réalisées dans de nombreux pays sismiquement actifs du monde. Le contrôle structurel offre une alternative aux méthodes de conception classiques, qui sont basées sur la réponse ductile. Dans de nombreuses applications, la performance élastique pendant les grands événements sismiques est économiquement réalisable et la méthodologie permet des critères de conception basés sur la performance, actuellement requis dans de nombreux codes de conception sismiques modernes, à satisfaire plus facilement que les méthodes conventionnelles.

L'isolation sismique est considérée comme un système de contrôle passif de vibration dans lequel la structure ou une partie de celle-ci, voire l'équipement intérieur, est protégé contre les composants dommageables de ces mouvements au sol. L'isolation sismique découple essentiellement une structure du sol dans la direction horizontale en maintenant le couplage complet verticalement pour transmettre en toute sécurité des charges gravitationnelles au sol. Un autre but du système d'isolation est de fournir un moyen supplémentaire de dissipation d'énergie.

Dans cette thèse, la réponse des bâtiments équipés de systèmes d'isolation à la base de type (LRB) a été étudiée grâce à des études comparatives effectuées un bâtiment en béton armé dont la hauteur du premier niveau (RDC) prend des valeurs $H=3.00\text{m}$, 3.50m , 4.00m et 4.50m qui définissent le caractère d'étage souple, respectivement dans les deux cas : de source proche et source lointaine; ceci d'une part. D'autre part, l'étude a été orientée sur l'influence de la nature de l'excitation sismique en champ proche (sous l'effet de directivité et de déplacement co-sismique) sur la réponse des bâtiments considérés.

La présente étude fait le point sur le comportement des structures en béton armé avec étage souple isolée à la base au moyen d'un système en élastomère avec noyau de plomb (LRB) soumises aux mouvements du sol de faille proche et faille lointaine. En plus, il y a encore beaucoup d'incertitudes sur les conséquences des effets des mouvements du sol de faille proche sur la réponse des bâtiments en béton armé isolée à la base.

Conclusion générale

Le but de cette étude est donc de fournir de nouvelles informations et des données supplémentaires sur la réponse des bâtiments en béton armé avec étage souple isolés à la base et leur vulnérabilité devant des mouvements de sol de faille proche et de comparer leurs demandes avec les enregistrements de faille lointaine. Les simulations analytiques réalisées dans cette étude montrent que les portiques en béton armé isolés à la base peuvent être sujets à de grandes demandes de déplacement à l'arrivée de l'impulsion de vitesse qui exigent des systèmes d'isolation à la base (LRB) de dissiper une énergie d'entrée considérable dans une grande surface de boucle d'hystérésis. Cette demande aura un impact sur les structures isolées à la base avec une capacité de ductilité limitée.

Alors que l'efficacité d'un appui en caoutchouc avec barre de plomb (LRB) diminue lorsque le nombre des étages augmente. En revanche, les demandes de déplacement en mouvements du sol de faille lointaine sont inférieures aux demandes des enregistrements de faille proche. Par conséquent, les isolateurs de type (LRB) sont soumis à des zones de boucles hystérisées inférieures.

Les effets des mouvements de sol en champ proche montrent que les structures avec étage souple de bâtiment isolé à la base peuvent être endommagées par l'accélération ou les déplacements inter étages. D'une part, l'accélération maximale peut causer des effets néfastes sur les étages supérieurs sous les mouvements de sol avec directivité vers l'avant. D'autre part, les déplacements inter-étages exigent une grande dissipation d'énergie de la part de la structure pour éviter la ruine des éléments porteurs sous l'effet de déplacement co-sismique

Les rotules plastiques dans les structures isolées à la base sont concentrées au niveau des systèmes d'isolation et au niveau d'étage souple. Par, ailleurs, les rotules plastiques sont localisées aux extrémités des poutres dans les champs proches et lointains. Cependant, le nombre des rotules plastiques est influencé par; (i) le pic d'impulsion de vitesse d'enregistrement sismique, (ii) la proximité de la source sismique, (iii) le dimensionnement des éléments structurels.

La réduction des efforts tranchants à la base est faible dans le champ proche par rapport au champ lointain. Par conséquent, ces efforts engendrent une diminution dans la rigidité structurelle.

La présente étude est limitée aux constructions typiques des bâtiments en béton armé isolée à la base avec étage souple, mais on s'attend à ce que les conclusions générales de cette étude demeurent valables pour les bâtiments réguliers en béton armé dotés de systèmes d'isolation à la base.

Conclusion générale

Finally, the proximity of seismic source has an important effect on the seismic response of controlled structures. Moreover, the control of the degree of damage of controlled structures varies from a control system to another (i.e. passive, hybrid, semi-active and active) and the location of this system in the structure.

The isolation system at the base is considered as a solution to the problem of flexible floor, taking into account the effect of proximity of seismic source. This effect has caused important inter-story displacements in the superstructure and large displacements in the isolation system at the base. In addition, large displacements of isolators can be accommodated by using the following elements: (i) large isolators; (ii) additional seismic control devices to reduce the displacements of isolators; or (iii) isolators with inherent damping mechanism.

In addition, to reduce the displacement demands on the isolators, one can consider the use of a high damping ratio of the isolation system in the form of a viscous damper or a lead bar.

Recommandations

In order to reach a complete understanding of the effects of ground motion from a seismic source close to the isolated structures at the base with flexible floor, other parameters should be taken into consideration, such as:

- The coupling of the isolation system with an additional control system (passive, semi-active, or active) constituting a hybrid system.
- The addition of control systems in the superstructure with the choice of an optimal location to reduce the inter-story displacements and absolute accelerations.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] S. Grimaz and P. Malisan, "Near field domain effects and their consideration in the international and Italian seismic codes," *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, vol. 55, 2014.
- [2] B. M, "modélisation de la source sismique, manuel scientifique et notice d'utilisation," *Rap.BRGM* pp. 52p,14 fig, 2 tabl, 1996.
- [3] C. S. Alexis Meija Uquiche , Jean-Marie Saurel, "Étude des paramètres de source de la sismicité aux Antilles," *Programme de recherche Financé par le Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie Dans le cadre des activités du GIS-RAP*, 2015.
- [4] J. Balestra, "Caractérisation de la source des séismes par inversion des données sismologiques et géodésiques: mécanismes au foyer, optimisation des modèles de vitesse, distribution du glissement cosismique," Côte d'Azur, 2017.
- [5] A. Dujardin, "Prédiction des mouvements du sol dus à un séisme: différences de décroissance entre petits et gros séismes et simulations large bande par fonctions de Green empiriques," Nice, 2015.
- [6] C. A. Cornell, "Engineering seismic risk analysis," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 58, pp. 1583-1606, 1968.
- [7] D. P, "Evaluation probabiliste de l'aléa sismique: état de l'art," *Rap.BRGM*, pp. 73 p, 14 fig, 1999.
- [8] D. Slejko, "Seismicity, tectonics and seismic hazard in Italy," in *International conference on seismic zonation*, 1996, pp. 493-500.
- [9] D. L. Wells and K. J. Coppersmith, "New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 84, pp. 974-1002, 1994.
- [10] J. K. LAPAJNE, B. Sket Motnikar, and P. ZUPANCIC, "Delineation of seismic hazard areas in Slovenia," in *International conference on seismic zonation*, 1996, pp. 429-436.
- [11] C. H. Cramer, M. D. Petersen, and M. S. Reichle, "A Monte Carlo approach in estimating uncertainty for a seismic hazard assessment of Los Angeles, Ventura, and Orange Counties, California," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 86, pp. 1681-1691, 1996.
- [12] A. JD, "Wave Propagation in Elastic Solids," *Amsterdam: North-Holland.*, 1975.
- [13] R. Burridge and L. Knopoff, "Body force equivalents for seismic dislocations," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 54, pp. 1875-1888, 1964.
- [14] A. K, "Generation and propagation of G waves from the Niigata earthquake of June 16, 1964. Estimation of earthquake movement, released energy and stress-strain drop from G-wave spectrum. ," *Bulletin of the Earthquake Research Institute* vol. 44. 23-88, 1966.
- [15] A. Dziewonski, "Studies of the seismic source using normal mode theory," *Proc. Enrico Fermi Sch. Phys.*, vol. 85, pp. 45-137, 1983.
- [16] C.-H. Zhai, H.-B. Liu, and L.-L. Xie, "Near-fault Pulse-like Effect on Strength Redution Factors," in *4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei: Taiwan*, 2006, pp. 1-6.
- [17] S. K. Kunnath, E. Erduran, Y. Chai, and M. Yashinsky, "Effect of near-fault vertical ground motions on seismic response of highway overcrossings," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 13, pp. 282-290, 2008.
- [18] G. Housner and D. Hudson, "The port hueneme earthquake of march 18, 1957," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 48, pp. 163-168, 1958.
- [19] C. Lu, "Research on Near-Fault Problems in Earthquake Engineering," *Indonesian Journal of Electrical Engineering and Computer Science*, vol. 10, pp. 1033-1039, 2012.
- [20] C. H. Loh, S. Wan, and W. I. Liao, "Effects of hysteretic model on seismic demands: consideration of near-fault ground motions," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 11, pp. 155-169, 2002.
- [21] L. Yingcheng and C. Qingjun, "Analysis on Characteristics of Near-fault Ground Motions Based on M8. 0 Wenchuan Earthquake," *Journal of Catastrophology*, vol. 27, pp. 17-22, 2012.

Références bibliographiques

- [22] A. Elgamal and L. He, "Vertical earthquake ground motion records: an overview," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8, pp. 663-697, 2004.
- [23] B. Shrestha, "Vertical ground motions and its effect on engineering structures: a state-of-the-art review," in *Proceeding of international seminar on hazard management for sustainable development in Kathmandu, Nepal*, 2009, pp. 29-30.
- [24] S. J. Kim, C. J. Holub, and A. S. Elnashai, "Analytical assessment of the effect of vertical earthquake motion on RC bridge piers," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, pp. 252-260, 2010.
- [25] Y. Bozorgnia, M. Niazi, and K. W. Campbell, "Characteristics of free-field vertical ground motion during the Northridge earthquake," *Earthquake spectra*, vol. 11, pp. 515-525, 1995.
- [26] C. Collier and A. Elnashai, "A procedure for combining vertical and horizontal seismic action effects," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 5, pp. 521-539, 2001.
- [27] N. M. Newmark, J. A. Blume, and K. K. Kapur, "Seismic design spectra for nuclear power plants," Consulting Engineering Services, Urbana, IL 1973.
- [28] N. N. Ambraseys, K. u. Simpson, and J. J. Bommer, "Prediction of horizontal response spectra in Europe," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, pp. 371-400, 1996.
- [29] N. Newmark, "Interpretation of apparent upthrow of objects in earthquakes," in *Fifth World Conf. on Earthq. Eng., Rome*, 1973, pp. 2338-43.
- [30] B. A. Bolt and R. Hansen, "The upthrow of objects in earthquakes," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 67, pp. 1415-1427, 1977.
- [31] M. Bouchon, S. Gaffet, C. Cornou, M. Dietrich, J. Glot, F. Courboux, A. Caserta, G. Cultrera, F. Marra, and R. Guiguet, "Observations of vertical ground accelerations exceeding gravity during the 1997 Umbria-Marche (central Italy) earthquakes," *Journal of Seismology*, vol. 4, pp. 517-523, 2000.
- [32] L. DiSarno, A. S. Elnashai, and G. Manfredi, "Seismic Response of RC Members Subjected to the 2009 L'Aquila (Italy) Near-Field Earthquake Ground Motions," *Mid-America Earthquake Center Report No. 10-01*, 2010.
- [33] N. Newmark and W. Hall, "Earthquake spectra and design, earthquake engineering research institute," *Berkeley, California*, 1982.
- [34] A. Papazoglou and A. Elnashai, "Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion," *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 25, pp. 1109-1138, 1996.
- [35] A. M. Mwafy, "Effect of bidirectional excitations on seismic response of RC buildings," *Journal of Earthquake and Tsunami*, vol. 6, p. 1250019, 2012.
- [36] S. J. Kim, *Seismic assessment of RC structures considering vertical ground motion*: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2008.
- [37] S. Li and L.-l. Xie, "Progress and trend on near-field problems in civil engineering," *Acta Seismologica Sinica*, vol. 20, pp. 105-114, 2007.
- [38] K. T. Shabestari and F. Yamazaki, "Near-fault spatial variation in strong ground motion due to rupture directivity and hanging wall effects from the Chi-Chi, Taiwan earthquake," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 32, pp. 2197-2219, 2003.
- [39] N. Abrahamson and P. Somerville, "Effects of the hanging wall and footwall on ground motions recorded during the Northridge earthquake," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 86, pp. S93-S99, 1996.
- [40] S. Grimaz and P. Malisan, "Near field domain effects and their consideration in the international and Italian seismic codes," *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, vol. 55, pp. 717-738, 2014.
- [41] E. Chioccarelli, "DESIGN EARTHQUAKES AND SEISMIC DEMAND FOR PBEE IN FAR-FIELD AND NEAR-SOURCE CONDITIONS," Università degli Studi di Napoli Federico II, 2010.
- [42] N. Abrahamson, "Incorporating effects of near fault tectonic deformation into design ground motions," *a presentation sponsored by EERI Visiting Professional Program, hosted by the University at Buffalo*, 2001.
- [43] E. Kalkan and S. K. Kunnath, "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings," *Earthquake spectra*, vol. 22, pp. 367-390, 2006.

Références bibliographiques

- [44] C. Champion and A. Liel, "The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 41, pp. 1391-1409, 2012.
- [45] E. Garini and G. Gazetas, "Damage potential of near-fault records: sliding displacement against conventional "Intensity Measures"," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 11, pp. 455-480, 2013.
- [46] P. G. Somerville, N. F. Smith, R. W. Graves, and N. A. Abrahamson, "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity," *Seismological Research Letters*, vol. 68, pp. 199-222, 1997.
- [47] P. Somerville, "Engineering characteristics of near fault ground motion," in *SMIP97 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, 1997.
- [48] G. P. Mavroeidis and A. S. Papageorgiou, "Analysis and simulation of the near-source motion recorded at Aigion during the $M_s = 6.2$, June 15, 1995 Aigion earthquake (Greece)," in *Proc. of the Sixth Int. Conf. on Seismic Zonation*, 2000, pp. 12-15.
- [49] G. P. Mavroeidis and A. S. Papageorgiou, "A mathematical representation of near-fault ground motions," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 93, pp. 1099-1131, 2003.
- [50] S. U. Sigurðsson, "Near-fault ground motions and structural design issues," 2011.
- [51] A. Moustafa and I. Takewaki, "Characterization and modeling of near-fault pulse-like strong ground motion via damage-based critical excitation method," *Structural engineering & mechanics*, vol. 34, p. 755, 2010.
- [52] J. W. Baker, "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 97, pp. 1486-1501, 2007.
- [53] J. F. Hall, "Seismic response of steel frame buildings to near-source ground motions," 1997.
- [54] I. Iervolino, E. Chioccarelli, and G. Baltzopoulos, "Inelastic displacement ratio of near-source pulse-like ground motions," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 41, pp. 2351-2357, 2012.
- [55] I. Iervolino and C. A. Cornell, "Probability of occurrence of velocity pulses in near-source ground motions," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 98, pp. 2262-2277, 2008.
- [56] B. Alavi and H. Krawinkler, "Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 33, pp. 687-706, 2004.
- [57] B. Alavi and H. Krawinkler, "Strengthening of moment-resisting frame structures against near-fault ground motion effects," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 33, pp. 707-722, 2004.
- [58] G. Manfredi, M. Polese, and E. Cosenza, "Cumulative demand of the earthquake ground motions in the near source," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 32, pp. 1853-1865, 2003.
- [59] A. Mortezaei and H. Ronagh, "Plastic hinge length of FRP strengthened reinforced concrete columns subjected to both far-fault and near-fault ground motions," *scientia iranica*, vol. 19, pp. 1365-1378, 2012.
- [60] M. Sasani and V. Bertero, "Importance of severe pulse-type ground motions in performance-based engineering: historical and critical review," 2000.
- [61] J. D. Bray and A. Rodriguez-Marek, "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region," *Soil dynamics and earthquake engineering*, vol. 24, pp. 815-828, 2004.
- [62] L.-j. Xu and L.-l. Xie, "Simplified Ground Motion Pulses in the Near-Fault Region," in *Proc. of 4th International Conference on Earthquake Engineering*, 2006, pp. 12-13.
- [63] S. Rezaeian and A. Der Kiureghian, "Simulation of synthetic ground motions for specified earthquake and site characteristics," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 39, pp. 1155-1180, 2010.
- [64] C. Menun and Q. Fu, "An analytical model for near-fault ground motions and the response of SDOF systems," in *Proceedings, 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Massachusetts*, 2002, pp. 21-25.

Références bibliographiques

- [65] B. Alavi and H. Krawinkler, *Effects of near-fault ground motions on frame structures*: John A. Blume Earthquake Engineering Center Stanford, 2001.
- [66] P. Somerville, "Magnitude scaling of near fault ground motions," *EOS, Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 81, 2000.
- [67] M. F. Vassiliou and N. Makris, "Estimating time scales and length scales in pulselike earthquake acceleration records with wavelet analysis," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 101, pp. 596-618, 2011.
- [68] W.-L. He and A. K. Agrawal, "Analytical model of ground motion pulses for the design and assessment of seismic protective systems," *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, pp. 1177-1188, 2008.
- [69] M. Zamora and R. Riddell, "Elastic and inelastic response spectra considering near-fault effects," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, pp. 775-808, 2011.
- [70] M. Abbas, "Discussion of "Analytical Model of Ground Motion Pulses for the Design and Assessment of Seismic Protective Systems" by W.-L. He and AK Agrawal," *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, pp. 229-230, 2010.
- [71] G. Mavroeidis, G. Dong, and A. Papageorgiou, "Near-fault ground motions, and the response of elastic and inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) systems," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 33, pp. 1023-1049, 2004.
- [72] N. Makris and C. J. Black, "Dimensional analysis of rigid-plastic and elastoplastic structures under pulse-type excitations," *Journal of engineering mechanics*, vol. 130, pp. 1006-1018, 2004.
- [73] N. Makris and C. J. Black, "Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations," *Journal of engineering mechanics*, vol. 130, pp. 1019-1031, 2004.
- [74] L. Xie, L. Xu, and R.-M. Adrian, "Representation of near-fault pulse-type ground motions," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 4, pp. 191-199, 2005.
- [75] A. Lungu, "Wavelet-Based Characterization and Stochastic Modelling of Avelet-Based Characterization and Stochastic Modelling of Pulse-like Ground Motions on the Time-frequency Plane," City University London, 2014.
- [76] B. W. Dickinson and H. P. Gavin, "Parametric statistical generalization of uniform-hazard earthquake ground motions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, pp. 410-422, 2010.
- [77] Q. Fu and C. Menun, "Seismic-environment-based simulation of near-fault ground motions," in *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.
- [78] S. Mukhopadhyay and V. K. Gupta, "Directivity pulses in near-fault ground motions—I: Identification, extraction and modeling," *Soil dynamics and earthquake engineering*, vol. 50, pp. 1-15, 2013.
- [79] P. Code, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings," 2005.
- [80] U. B. Code, "Uniform building code," in *International conference of building officials, USA*, 1997.
- [81] A. T. Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," *Report No. SSC*, pp. 96-01, 1996.
- [82] F. Merritt, "Minimum design loads for buildings and other structures: American Society of Civil Engineers Standard 7-95," *Journal of Architectural Engineering*, vol. 2, pp. 80-81, 1996.
- [83] R. Wen, Y. Ren, and D. Shi, "Improved HVSr site classification method for free-field strong motion stations validated with Wenchuan aftershock recordings," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 10, p. 325, 2011.
- [84] J. A. P. Montilla, M. Hamdache, and C. L. Casado, "Seismic hazard in Northern Algeria using spatially smoothed seismicity. Results for peak ground acceleration," *Tectonophysics*, vol. 372, pp. 105-119, 2003.
- [85] S. Krishnan, "Case studies of damage to 19-storey irregular steel moment-frame buildings under near-source ground motion," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, pp. 861-885, 2007.
- [86] M. H. Shih, C. L. Chen, and W. P. Sung, "Collapse analysis of building structures under excitation of near-fault ground motion with consideration of large deformation and

Références bibliographiques

- displacement," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 16, pp. 165-180, 2007.
- [87] J. X. Zhao and J. Zhang, "Inelastic demand spectra of bi-linear models for capacity spectrum method and response of simple structures under near-source records," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 11, pp. 631-652, 2007.
- [88] W. Iwan, C.-T. Huang, and A. C. Guyader, "Important features of the response of inelastic structures to near-field ground motion," in *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering. Auckland: New Zealand*, 2000.
- [89] A. K. Chopra and C. Chintanapakdee, "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 30, pp. 1769-1789, 2001.
- [90] G. Mylonakis and E. Voyagaki, "Yielding oscillator subjected to simple pulse waveforms: numerical analysis & closed-form solutions," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 35, pp. 1949-1974, 2006.
- [91] N. Makris and S.-P. Chang, "Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 29, pp. 85-107, 2000.
- [92] P. B. Rao and R. Jangid, "Performance of sliding systems under near-fault motions," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 203, pp. 259-272, 2001.
- [93] Y. Zhang and W. D. Iwan, "Active interaction control of tall buildings subjected to near-field ground motions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, pp. 69-79, 2002.
- [94] J. N. Yang and A. K. Agrawal, "Semi-active hybrid control systems for nonlinear buildings against near-field earthquakes," *Engineering structures*, vol. 24, pp. 271-280, 2002.
- [95] A. Agrawal, Z. Xu, and W. He, "Ground motion pulse-based active control of a linear base-isolated benchmark building," *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 13, pp. 792-808, 2006.
- [96] M. Dicleli and A. Mehta, "Effect of near-fault ground motion and damper characteristics on the seismic performance of chevron braced steel frames," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, pp. 927-948, 2007.
- [97] S. Nagarajaiah and S. Narasimhan, "Seismic control of smart base isolated buildings with new semiactive variable damper," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, pp. 729-749, 2007.
- [98] S. Thenozhi and W. Yu, "Advances in modeling and vibration control of building structures," *Annual Reviews in Control*, vol. 37, pp. 346-364, 2013.
- [99] A. S. Pall and C. Marsh, "Response of friction damped braced frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 108, pp. 1313-1323, 1982.
- [100] A. S. Pall, V. Verganelakis, and C. Marsh, "Friction dampers for seismic control of Concordia University library building," in *Fifth Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa*, 1987, pp. 191-200.
- [101] I. Aiken and J. Kelly, "Experimental study of friction damping for steel frame structures," in *Proc. PVP Conference, ASME, Pittsburgh, Pennsylvania*, 1988, pp. 95-100.
- [102] M. Constantinou, A. Reinhorn, A. Mokha, and R. Watson, "Displacement control device for base-isolated bridges," *Earthquake spectra*, vol. 7, pp. 179-200, 1991.
- [103] A. WHITTAKER, "EARTHQUAKE SIMULATOR TESTING OF STEEL PLATE ADDED DAMPING," *EARTHQUAKE ENGINEERING*, 1989.
- [104] R. Tyler, "Tapered steel energy dissipators for earthquake resistant structures," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 11, pp. 282-294, 1978.
- [105] F. Saeedi, N. Shabakhty, and S. R. Mousavi, "Seismic assessment of steel frames with triangular-plate added damping and stiffness devices," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 125, pp. 15-25, 2016.
- [106] A. Khosravian and A. Hosseini, "Application of a genetic algorithm for optimal passive control of buildings with metallic dampers," in *Proceedings of the 10th WSEAS international conference on evolutionary computing*, 2009, pp. 102-107.
- [107] N. Makris and M. C. Constantinou, "Viscous dampers: testing, modeling and application in vibration and seismic isolation," 1990.

Références bibliographiques

- [108] Y. Parulekar and G. Reddy, "Passive response control systems for seismic response reduction: A state-of-the-art review," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 9, pp. 151-177, 2009.
- [109] S. Elias and V. Matsagar, "Research developments in vibration control of structures using passive tuned mass dampers," *Annual Reviews in Control*, 2017.
- [110] K. Kwok and B. Samali, "Performance of tuned mass dampers under wind loads," *Engineering structures*, vol. 17, pp. 655-667, 1995.
- [111] T. Soong and B. Spencer Jr, "Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice," *Engineering structures*, vol. 24, pp. 243-259, 2002.
- [112] F.-G. Fan, G. Ahmadi, and I. G. Tadjbakhsh, *Base Isolation of a Multi-story Building Under a Harmonic Ground Motion: A Comparison of Performances of Various Systems*: National Center for Earthquake Engineering Research, 1988.
- [113] I. G. Buckle and R. L. Mayes, "Seismic isolation: history, application, and performance—a world view," *Earthquake spectra*, vol. 6, pp. 161-201, 1990.
- [114] A. H. Barbat and L. Bozzo, "Seismic analysis of base isolated buildings," *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 4, pp. 153-192, 1997.
- [115] J. Kelly, "Testing of a natural-rubber-base isolation system by an explosively simulated earthquake. Final report," California Univ., Berkeley (USA). Dept. of Civil Engineering 1983.
- [116] J. M. Kelly and K. E. Beucke, "A friction damped base isolation system with fail-safe characteristics," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 11, pp. 33-56, 1983.
- [117] J. Kelly, "Recent developments in aseismic base isolation," in *Symposium on Base Isolation of Structures*, 1983.
- [118] J. M. Kelly and H. C. Tsai, "Seismic response of light internal equipment in base-isolated structures," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 13, pp. 711-732, 1985.
- [119] C. G. Koh and J. M. Kelly, "A simple mechanical model for elastomeric bearings used in base isolation," *International journal of mechanical sciences*, vol. 30, pp. 933-943, 1988.
- [120] F. Tajirian, J. Kelly, I. Aiken, and W. Veljovich, "Elastomeric bearings for three-dimensional seismic isolation," in *1990 ASME PVP conference, Nashville, TN, USA*, 1990.
- [121] J. M. Kelly and I. D. Aiken, "Recent developments in testing base isolation systems," in *Seismic Engineering: Research and Practice*, 1989, pp. 780-788.
- [122] W. H. Robinson, "Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 10, pp. 593-604, 1982.
- [123] R. Skinner, J. Kelly, and A. Heine, "Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 3, pp. 287-296, 1974.
- [124] T. Fujita, "Seismic isolation and response control for nuclear and non-nuclear structures," in *Special Issue for the Exhibition of SMIRT 11, 1991, International Conference on SMIRT*, 1991.
- [125] N. Mostaghel and J. Tanbakuchi, "Response of sliding structures to earthquake support motion," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 11, pp. 729-748, 1983.
- [126] A. Mokha, M. C. Constantinou, and A. M. Reinhorn, "Teflon bearings in aseismic base isolation: experimental studies and mathematical modeling," National Center for earthquake engineering research Buffalo, NY 1988.
- [127] M. Constantinou, A. Mokha, and A. Reinhorn, "Teflon bearings in base isolation II: Modeling," *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, pp. 455-474, 1990.
- [128] A. Mokha, M. C. Constantinou, and A. M. Reinhorn, "Experimental study and analytical prediction of earthquake response of a sliding isolation system with a spherical surface," 1990.
- [129] V. A. Zayas, S. A. Low, and S. A. Mahin, *The FPS earthquake resisting system experimental report*: Earthquake Engineering Research Center, 1987.
- [130] V. A. Zayas, S. S. Low, and S. A. Mahin, "A simple pendulum technique for achieving seismic isolation," *Earthquake spectra*, vol. 6, pp. 317-333, 1990.
- [131] L. Li, "Base isolation measure for aseismic buildings in China," in *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, 1984, pp. 791-798.
- [132] E. Rodwell, C. S. Ehrman, Y. Maeno, G. B. Sigal, and G. J. Womack, "EPRI Contribution to International Utility Industry Seismic Isolation Development Program," *Earthquake spectra*, vol. 6, pp. 419-430, 1990.

Références bibliographiques

- [133] N. Mostaghel, "Resilient-friction base isolator," *Report No. UTEC 84*, vol. 97, 1984.
- [134] N. Mostaghel, M. Hejazi, and M. Khodaverdian, "Response of structures supported on resilient-friction base isolator," in *Proceed. Third US National Conference on Earthquake Engineering*, 1986, pp. 1993-2003.
- [135] N. Mostaghel and M. Khodaverdian, "Dynamics of resilient-friction base isolator (R-FBI)," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 15, pp. 379-390, 1987.
- [136] N. Mostaghel and M. Khodaverdian, "Seismic response of structures supported on R-FBI system," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 16, pp. 839-854, 1988.
- [137] N. MOSTAGHE and J. KELLY, "R.. FBI BEARINGS," *EARTHQUAKE ENGINEERING*, 1987.
- [138] A. Ikonomou, "Alexisismon isolation engineering for nuclear power plants," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 85, pp. 201-216, 1985.
- [139] I. Nagashima, S. Kawamura, K. Kitazawa, and M. Hisano, "Study on a base isolation system," in *Developments in Geotechnical Engineering*. vol. 43, ed: Elsevier, 1987, pp. 359-373.
- [140] M. C. Griffith, I. D. Aiken, and J. M. Kelly, *Experimental evaluation of seismic isolation of a 9-story braced steel frame subject to uplift*: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 1988.
- [141] M. Griffith, J. Kelly, V. Coveney, and C. Koh, "Experimental evaluation of seismic isolation of medium-rise structures subject to uplift," *Rep. No. 88*, vol. 2, 1988.
- [142] M. C. Griffith, I. D. Aiken, and J. M. Kelly, "Displacement control and uplift restraint for base-isolated structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, pp. 1135-1148, 1990.
- [143] J. M. Kelly, *The economic feasibility of seismic rehabilitation of buildings by base isolation*: Earthquake Engineering Research Center, University of California California, 1983.
- [144] D. Way and J. Howard, "Rehabilitation of the Mackay School of Mines, Phase III, with base isolation," in *10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992, pp. 2027-2031.
- [145] D. Way and J. Howard, "Seismic rehabilitation of the Mackay School of Mines, Phase III, with base isolation," *Earthquake spectra*, vol. 6, pp. 297-308, 1990.
- [146] S. Keowen, N. Amin, A. Mokha, and P. Ibanez, "Vibration study of the US Court of Appeals building for seismic isolation retrofit," in *First World Conference on Structural Control*, 1994, pp. 103-112.
- [147] N. Amin and A. S. Mokha, "Base isolation gets its day in court," *Civil Engineering—ASCE*, vol. 65, pp. 44-47, 1995.
- [148] K. C. Kwok, "Damping increase in building with tuned mass damper," *Journal of engineering mechanics*, vol. 110, pp. 1645-1649, 1984.
- [149] R. I. Skinner, G. H. McVerry, and W. H. Robinson, "Developments in understanding, analysing and designing structures with aseismic isolation," in *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1992, pp. 1977-1982.
- [150] M. C. Constantinou and I. G. Tadjbakhsh, "The optimum design of a base isolation system with frictional elements," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 12, pp. 203-214, 1984.
- [151] U. Dorka, "Friction devices for Earthquake Protection of Buildings," in *10 th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna. Google Scholar*, 1994.
- [152] L. Bozzo and A. Barbat, "Nonlinear response of structures with sliding base isolation," *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 2, pp. 59-77, 1995.
- [153] L. Bozzo and S. Mahin, "Design of frictional base isolation systems," in *4th US National Conference on Earthquake Engineering (Palm Springs, California)*, 1990.
- [154] J. M. Kelly, "Base isolation: linear theory and design," *Earthquake spectra*, vol. 6, pp. 223-244, 1990.
- [155] C. G. Koh and T. Balendra, "Seismic response of base isolated buildings including p- Δ effects of isolation bearings," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 18, pp. 461-473, 1989.
- [156] J. M. Kelly, "Earthquake-resistant design with rubber," 1993.
- [157] J. M. Kelly, "Aseismic base isolation: review and bibliography," *Soil dynamics and earthquake engineering*, vol. 5, pp. 202-216, 1986.

Références bibliographiques

- [158] Y.-K. Wen, "Method for random vibration of hysteretic systems," *Journal of the engineering mechanics division*, vol. 102, pp. 249-263, 1976.
- [159] H.-E. M. Ali and A. M. Abdel-Ghaffar, "Modeling of rubber and lead passive-control bearings for seismic analysis," *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, pp. 1134-1144, 1995.
- [160] F. Naeim and J. M. Kelly, *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*: John Wiley & Sons, 1999.
- [161] A. Habibullah and E. Wilson, "SAP 2000" Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures," *Computers and Structures Inc. Berkeley, California*, 2005.
- [162] C. D. Comartin, R. W. Niewiarowski, S. A. Freeman, and F. M. Turner, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: a practical overview of the ATC 40 Document," *Earthquake spectra*, vol. 16, pp. 241-261, 2000.
- [163] J. F. Hall, T. H. Heaton, M. W. Halling, and D. J. Wald, "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings," *Earthquake spectra*, vol. 11, pp. 569-605, 1995.
- [164] M. Sasani, "New measure for severity of near-source seismic ground motion," *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, pp. 1997-2005, 2006.
- [165] N. Makris, "Rigidity-plasticity-viscosity: Can electrorheological dampers protect base-isolated structures from near-source ground motions?," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 26, pp. 571-592, 1997.
- [166] A. Rodriguez-Marek and J. D. Bray, "Seismic site response for near-fault forward directivity ground motions," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 132, pp. 1611-1620, 2006.