REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique **Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU**



Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil



THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

Présentée par :

KAHIL Amar

<u>Thème</u>

Évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique

Jury :

BALI	Abderrahim	Professeur à l'école national polytechnique d'Alger	Président
HANNACHI	Naceur Eddine	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Rapporteur
HAMIZI	Mohand	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Co- Rapporteur
MEBARKI	Ahmed	Professeur à l'université Paris-Est Marne-la-Vallée – France	Examinateur
MEDDAHI	Amar	Professeur à l'université de Boumerdes	Examinateur
AIT TAHAR	Kamal	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examinateur
BOUAFIA	Youcef	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Invité

<u>Résumé</u>

Les nouvelles approches qui impliquent la définition d'un niveau de performance associé à un niveau de sollicitation sismique reposent d'une part, sur la capacité de ces approches à décrire l'endommagement correspondant, au niveau de performance visée, et d'autre part, sur la pertinence de la représentation du mouvement sismique auquel peut être associé le niveau de l'aléa sismique. Différentes représentations de ce signal ont été développées par les chercheurs et les ingénieurs, dans le but d'appréhender la nocivité d'un séisme, en calculant des indicateurs de nocivité associés à ces représentations. Pour les ingénieurs, le potentiel endommageant d'un séisme est une question primordiale. En effet, la conception d'un ouvrage nécessite la donnée d'un mouvement sismique, sous forme d'un spectre ou d'un accélérogramme et pose corrélativement la question de l'évaluation de la nocivité de l'événement choisi, de sa représentativité ou de son conservatisme vis-à-vis de l'agression sismique susceptible de se produire. L'estimation de la performance sismique qui est basée sur le positionnement du point de performance obtenu par une méthode de superposition de deux courbes demande et capacité sismique, dont la première est obtenue par la transformation des enregistrements en spectre de réponse et la deuxième par la méthode Pushover. L'objectif de notre étude est, l'évaluation de la performance sismique des bâtiments auto-stables en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique. Une étude paramétrique a été menée à travers une simulation avec un logiciel de programmation MATLAB pour déterminer les corrélations entre le point de performance et les indicateurs de nocivité.

Mots clés

Dommages sismiques, analyse pushover, la performance sismique, les indicateurs de nocivité, comportement dynamique, signal sismique, Vulnérabilité, fragilité, risque, structures.

Abstract

New approaches that involve the definition of a level of performance associated with a seismic stress level based on the one hand, on the ability of these approaches to describe the corresponding damage, the performance level in question, and secondly on the relevance of the representation of seismic motion which can be associated level of seismic hazard. Various representations of this signal has been developed by researchers and engineers in order to understand the harmfulness of an earthquake by calculating the harmfulness of indicators associated with these representations. For engineers, the potential damage of an earthquake is an important issue. Indeed, the design of a structure requires the data of a seismic movement as a spectrum or accelerograms and correspondingly raises the question of the evaluation of the harmfulness of the chosen event, its representativeness or his conservatism with respect to seismic aggression may occur. The estimate of the seismic performance which is based on the performance point of the positioning obtained by a method of superimposing two seismic capacity and demand curves, the first is obtained by processing the records in response spectrum and the second by the Pushover method. The objective of our study is the evaluation of the seismic performance of stable self-reinforced concrete buildings considering the harmfulness of the seismic signal. A parametric study was assume through a simulation with MATLAB programming software to determine correlations among the performance point and harmfulness indicators.

Keywords

Earthquake damage, pushover analysis, seismic performance, the harmfulness indicators, dynamic behavior, seismic signal, Vulnerability, fragility, risk, structures.

Remerciements

Je tiens à remercier en premier lieu mes directeurs de thèse, Monsieur HANNACHI Naceur Eddine et Monsieur HAMIZI Mohand, Professeurs à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour leurs précieux conseils, leur confiance et pour l'opportunité qu'ils m'ont offert de m'initier au monde de la recherche.

Je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury, Monsieur BALI Abedrrahim (Professeur à l'École national polytechnique d'Alger), Monsieur MEBARKI Ahmed (Professeur à l'université Paris-Est Marne-la-Vallée–France), Monsieur MEDDAHI Amar (Professeur à l'Université MOHAMMED Bougera de BOUMERDES), Monsieur AIT TAHAR Kamal (Professeur à l'Université Tizi-Ouzou), et Monsieur BOUAFIA Youcef (Professeur à l'Université Tizi-Ouzou) qui ont donné de leur temps pour examiner et évaluer cette thèse.

J'aimerais également remercier vivement tous ceux qui ont su me conseiller ou m'apporter leur support technique lors des différentes étapes de la recherche, particulièrement, Mr BOUKAIS Said et Mr KACHI Mohand Said

Une pensée reconnaissante va enfin à ma grande famille en particulier ma chère mère, et mon père ; qui ont su me soutenir et m'encourager durant cette période ainsi qu'à ma femme pour la patience et le soutien dont elle a fait preuve pendant toute la durée de cette thèse.

A vous tous merci.

Sommaire

	Page
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Retour d'expérience post-sismique des ossatures en bé	ton
armé	
1.1. Introduction	3
1.2. Endommagement des poutres par flexion	3
1.3. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres	4
1.4. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux	6
1.4.1. Poteaux d'élancement faible	6
1.4.2. Poteaux d'élancement moyen	8
1.4.3. Poteaux d'élancement élevé	8
1.5. Endommagement des nœuds associés aux efforts de compression et de traction	10
1.6. Endommagement des voiles	14
1.7. Conclusion	16
Chapitre 2 : Notions de dynamique des structures et méthodes de cale	cul
2.1. Introduction	17
2.2. Modes de vibrations des structures	18
2.3. Nature des structures	19
2.3.1. Structures parfaitement raides (la période $T = 0$)	19
2.3.2. Structures parfaitement souples $(T=\infty)$	19
2.3.3. Structures courantes	20
2.4. Oscillations des structures	21
2.5. Détermination des spectres de réponse	23
2.6. Modèles d'analyse	25
2.6.1. Modèles élastiques linéaires	25
2.6.1.1. Méthode statique équivalente	25
2.6.1.2. Méthode de superposition modale spectrale	25
2.6.1.3. Méthode d'analyse temporelle élastique	26
2.6.2. Modèles non linéaires et inélastiques non linéaires	27
2.6.2.1. Méthode d'analyse plastique	27
2.6.2.2. Méthode d'analyse Pushover	27
2.6.2.3. Méthode d'analyse temporelle inélastique	28
2.6.2.4. Méthode d'analyse modale pushover	28
2.6.2.5. Méthode d'analyse modale temporelle	29
2.6.2.6. Méthode d'analyse modale spectrale	32
2.6.2.7. Méthode d'Analyse spectrale non-linéaire (M-S-N-L)	33
a-Principe de la méthode et équations	33
b-Spectre de réponse inélastique	38
c-Point de performance	40
2.7. Conclusion	41

iv

Chapitre 3 : Développement des courbes de capacité et estimation des dommages sismiques selon le RPA 99

3.1. Introduction	43
3.2. Classification en types standard de constructions	44
3.3. Description des paramètres utilisés	47
3.4. Loi force – déplacement généralise associée aux poutres et poteaux	49
3.4.1. Plastification par flexion des poutres	49
3.4.2. Plastification par cisaillement des poutres et des poteaux	50
3.4.3. Plastification par flexion des poteaux	50
3.5. Résultats de la modélisation	51
3.6. La demande sismique selon le RPA 99	52
3.7. Evolution du point de performance pour chaque modèle structurel	53
Définition de la performance et ses niveaux	54
3.9. Catégories et Critères de classification des sols	56
3.8. Résultats et interprétation	57
3.10. Niveaux de dommage EMS-98	60
3.11. Présentation des résultats et interprétation	62
3.12. Conclusion	65
Chapitre 4 : Atténuation du mouvement sismique et indicateurs de nocivité	
4.1. Introduction	66
4.2. Modèles de prédiction du mouvement sismique	66
4.3. Qu'est-ce qu'un modèle d'atténuation ?	66
4.4. Loi d'atténuation pour l'Europe	72
4.5. Données	73
4.6. Loi d'atténuation selon SABETTA & PUGLIESE (1996)	74
4.7. Indicateurs de nocivité	74
4.7.1. Intensité macrosismique	75
4.7.2. Le couple magnitude-distance	76
4.7.3. Accélération maximale (PGA)	77
4.7.4. Intensité d'Arias (IA)	79
4.7.5. Durée de la phase forte	81
4.7.6. Durée de seuil	81
4.7.7. La durée uniforme	81
4.7.8. La durée significative	82
4.7.9. Intensité spectrale (IH)	83
4.7.10. Cumul absolu de la vitesse (CAV)	83
4.7.11. Pouvoir destructeur (Pod)	85
4.8. Conclusion	86

Chapitre 5 : Analyse de la pertinence des résultats	
5.1. Création d'une base de données de signaux synthétiques	87
5.2. Le code de calcul	87
5.3. Procédure MATLAB	87
5.4. Analyse de la pertinence exclusive des indicateurs sur la base de données	90
5.4.1. Classe A -Sol compact (Vs≥750 m/s)	90
5.4.2. Classe B -Alluvions peu profonds ($360 \le Vs \le 750 \text{ m/s}$)	92
5.4.3. Classe C -Alluvions profonds ($180 \le Vs \le 360 \text{ m/s}$)	94
5.5. Analyse de la corrélation entre les indicateurs de nocivité et le point de performance	97
5.6. Evolution du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité	97
Classe A (sol compact - Vs≥750 m/s)	98
5.7. Proposition d'une fonction d'estimation du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité	102
5.8. Coefficients de détermination et de corrélation	102
5.8.1. Fonction de performance (Sd-CAV) pour un sol compact dont Vs≥750 m/s	103
5.8.2. Ajustement du Modèle (Sd-CAV) au nuage de points	104
5.8.3. Fonction de performance (Sd-IA) pour un sol compact dont Vs≥750 m/s	105
5.8.4. Ajustement du modèle au nuage de points	106
5.8.5. Fonction de performance (Sd-IH) pour un sol compact dont Vs≥750 m/s	107
5.8.6. Ajustement du modèle (Sd-IH) ^{CA} au nuage de points	108
5.8.7. Fonction de performance (Sd-POD) pour un sol compact dont VS2/50 m/s	109
5.9 Analyse des résultats	110
5.9.1. Modèle Sd-CAV	111
5.9.2. Modèle Sd-IA	111
5.9.3. Modèle Sd-IH	111
5.9.4. Modèle Sd-POD	112
5.10. Conclusion	112
Conclusion générale	114
Références Bibliographiques	116
Annexe A	122
Annexe B	130

Listes des figures

Chapitre 1 : Retour d'expérience post-sismique des ossatures en béton armé

Figure 1.1.	Mode de défaillance par cisaillement des poutres
Figure 1.2.	Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux
Figure 1.3.	Modes de défaillance dans les poteaux courts
Figure 1.4.	Dommages typiques dans les poteaux
Figure 1.5.	Cisaillement des poteaux par interaction avec la maçonnerie.
Figure 1.6.	Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres intérieurs
Figure 1.7.	Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en L
Figure 1.8.	Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en T (Sezen, a.s et al)
Figure 1.9.	Structure d'un voile
Figure 1.10.	Types de dommages des voiles
Figure 1.11.	Modes de défaillance dans les voiles courts (Penelis et Kappos, 1997).
Liste des p	photos
Photo 1.1.	Fissuration par flexion dans la travée des poutres (séisme de Boumerdes Algérie 2003)
Photo 1.2.	Fissuration par cisaillement dans la poutre (séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)
Photo 1.3.	Runture par cisaillement d'une pour en béton arme (séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)
Photo 1.4.	Les fissures en croix et ruptures par effort tranchant
Photo 1.5.	Ruine d'un noteau court (séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)
Photo 1.6.	Runture par cisaillement d'un poteau béton arme (séisme de Boumerdes, Algérie -2003)
Photo 1.7.	La maconnerie a cisaille les noteaux (Adana-Cevhan Turquie, 1998)
Photo 1.8.	Ruine d'un nœud d'un poteau d'angle (séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)
Photo 1.9.	Ecaillage et graves dommages au nœud (séisme de Kocaeli turquie1999)
Photo 1.10.	Endommagement d'un nœud poteau-poutre par cisaillement (Kobe, japon, 1995)
Chapitre 2	Notions de dynamique des structures et méthodes de calcul
Figure 2.1	Pánonse de la structure en termes d'accélération
Figure 2.2	Réponse de la structure en termes de vitesse
Figure 2.3	Réponse de la structure en termes de déplacement
Figure 2.4	Réponses des structures
Figure 2.5	Modes de vibration dans le cas d'un niveau sounle au rez-de-chaussée
Figure 2.6	Modes de vibration dans le cas du dernier étage très souple
Figure 2.7	Oscillateur simple
Figure 2.8	Construction d'un spectre de déplacement
Figure 2.9	Principe de la méthode statique équivalente
Figure 2.10	Principe de la méthode de supernosition modale
Figure 2.10 .	Principe de la méthode d'analyse temporelle élastique
Figure 2.11.	Principe de la méthode d'analyse plastique
Figure 2.12.	Principe de la méthode d'analyse Pushover
Figure 2.14	Principe d'analyse temporelle inélastique
Figure 2.15	Concept de l'analyse modale temporelle des systèmes élastiques à plusieurs DDL
Figure 2.16	Accélérogramme et spectre de réponse correspondant
Figure 2.10.	Transformation du spectre élastique (Sa-T) au format (Sa-Sd)
Figure 2.17.	Signification physique de la courbe de capacité
Figure 2.10 .	Représentation simplifiée de la courbe de capacité
Figure 2.17.	Principe d'établissement de la courbe Pushover
Figure 2.20 .	Schématisation de l'énergie dissinée par une structure
Figure 2.21.	Spectre de rénonse réduit par l'amortissement effectif
Figure 2.22.	Principe d'abtention du point de performance
1 iguit 2.23.	r mere a obtention du point de performance

Chapitre 3 Développement des courbes de capacité et estimation des dommages sismiques selon le RPA 99

Figure 3.1.	Réduction de la force sismique et taux de ductilité	45
Figure 3.2.	Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité.	46
Figure 3.3.	Formation des rotules plastiques.	48
Figure 3.4.	Loi force-déplacement non linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux.	49
Figure 3.5.	Diagramme moment – rotation associé à la plastification des poutres par flexion.	50
Figure 3.6.	Diagramme effort tranchant – rotation associé à la plastification des poutres par cisaillement.	50
Figure 3.7.	Diagramme moment – rotation associé à la plastification des poteaux par flexion.	51
Figure 3.8.	Courbes de capacité pour les différents modèles structurels étudiés	52
Figure 3.9.	Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé.	54
Figure 3.10.	Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique-modèle	57
Figure 3.11.	Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique -modèle structurels Mstr503-	58
Figure 3.12.	Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique -modèle structurels Mstr608-	58
Figure 3.13.	Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique-modèle	50
Figure 3.14.	Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique-modèle	50
Figure 3.15.	Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique-modèle	59
Figure 3.16	Subcluters Mistro /4-	39
Figure 3.17	Relation force deformation d'une fotule plastique FEMA 530	60
Figure 3.18	Freshtations de l'état d'endommagement des structures en beton arme	02 (2
Figure 3.10.	Evolution des dommages pour le modele structurel Mistr 497	62
Figure 3.20	Evolution des dommages pour le modele structurel Mistr 503	63
Figure 3.20.	Evolution des dommages pour le modele structurel Mstr 608	63
Figure 3.21.	Evolution des dommages pour le modele structurel Mstr 612	63
Figure 3.22.	Evolution des dommages pour le modele structurel Mstr 638	64
Figure 5.25.	Evolution des dommages pour le modèle structurel Mstr 6/4	64
Chapitre 4	Attenuation du mouvement sismique et indicateurs de nocivite	
Figure 4.1.	Évolution de SIGMA durant les 30 dernières années (Strasser et al. 2009)	71
Figure 4.2.	Nombre de paramètres utilisés dans les GMPEs pendons les 4 dernières décennies (Bommer.	/1
8	2010).	71
Figure 4.3.	Accélération maximale du sol en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) - Sol compact-	78
Figure 4.4.	Accélération maximale du sol en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996)- Alluvions peu profonds-	78
Figure 4.5.	Accélération maximale du sol en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) -Alluvions profonds-	78
Figure 4.6.	Évolution de l'intensité d'Arias au cours du temps, comparée à l'accélérogramme	79
Figure 4.7.	Évolution de l'intensité d'Arias en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) –sol compact-	80
Figure 4.8.	Évolution de l'intensité d'Arias en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) -Alluvions profonds-	80
Figure 4.9.	Évolution de l'intensité d'Arias en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) -Alluvions peu profonds-	80
Figure 4.10.	Durée de seuil.	81
Figure 4.11.	Durée uniforme	82
Figure 4.12.	Principe de la mesure de la durée de phase forte	82
Figure 4.13.	Cumul absolu de la vitesse dans sa version originale (Erdik 2006)	84
-	Jord de la (litelite dans da (elbion originale (Litan, 2000)	0.1

Figure 4.14. Illustration du calcul de CAV standard (Marin, 2005)

85

Chapitre 5 : Analyse de la pertinence des résultats

Figure 5.1.	Procédure utilisée par la méthode de Sabetta & Pousse (d'après Pousse et al)	87
Figure 5.2.	Présentation du principe de la procédure MATLAB	88
Figure 5.3.	Organigramme de la procédure MATLAB	89
Figure 5.4.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité d'Arias (IA) -Sol compact-	90
Figure 5.5.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité de Housser (IH) -Sol compact-	90
Figure 5.6.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et le pouvoir destructeur (POD) -Sol compact-	91
Figure 5.7.	Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et l'intensité de Housner (IH)-Sol compact -	91
Figure 5.8.	Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et le pouvoir destructeur (POD) -Sol compact -	91
Figure 5.9.	Corrélation entre l'intensité de Housner (IH) et le pouvoir destructeur (POD) -Sol compact -	92
Figure 5.10.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité d'Arias (IA) -Alluvions peu profonds-	92
Figure 5.11.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité de Housner (IH) -Alluvions peu profonds-	92
Figure 5.12.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et le pouvoir destructeur (POD)- Alluvions peu profonds-	93
Figure 5.13.	Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et l'intensité de Housner (IH) -Alluvions peu profonds-	93
Figure 5.14.	Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et le pouvoir destructeur (POD) -Alluvions peu	
	profonds-	93
Figure 5.15.	Corrélation entre l'intensité de Housner (IH) et le pouvoir destructeur (POD) -Alluvions peu profonds-	94
Figure 5.16.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité d'Arias (IA) -Alluvions	2
	profonds-	94
Figure 5.17.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité de Housner (IH) -Alluvions profonds-	94
Figure 5.18.	Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et le pouvoir destructeur (POD)- Alluvions profonds-	95
Figure 5.19.	Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et l'intensité de Housner (IH) -Alluvions profonds-	95
Figure 5.20.	Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et le pouvoir destructeur (POD) -Alluvions profonds-	95
Figure 5.21.	Corrélation entre l'intensité de Housner (IH) et le pouvoir destructeur (POD)-Alluvions profonds-	96
Figure 5.22.	Évolution du point de performance en fonction du cumul absolu de la vitesse (CAV)-Sol	70
-	compact-	98
Figure 5.23.	Évolution du point de performance en fonction d'Intensité d'Arias (IA) -Sol compact-	99
Figure 5.24.	Évolution du point de performance en fonction d'intensité spectrale (IH)-Sol compact-	100
Figure 5.25.	Évolution du point de performance en fonction du pouvoir destructeur (POD) -Sol compact-	101
Figure 5.26.	Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité (µ)	103
Figure 5.27.	Ajustement du modèle (Sd-CAV) ^{C.A} au nuage de point	104
Figure 5.28.	Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité(μ)	105
Figure 5.29.	Ajustement du modèle (Sd-IA) ^{CA} au nuage de points	106
Figure 5.30.	Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité(μ)	107
Figure 5.31.	Ajustement du modèle (Sd-IH) ^{CA} au nuage de points	108
Figure 5.32.	Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité(u)	109
Figure 5.33.	Ajustement du modèle (Sd-POD) ^{CA} au nuage de points	110

39

Liste des tableaux

Chapitre 2 : Notions de dynamique des structures et méthodes de calcul

Tableau 2.1.Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique (K_d) en fonction de
l'amortissement visqueux équivalent (ξ_0)

Chapitre 3 : Développement des courbes de capacité et estimation des dommages sismiques selon le RPA 99

Tableau 3.1.	Ductilité de déformation	44
Tableau 3.2.	Ductilité de courbure	44
Tableau 3.3.	Ductilité de déplacement	45
Tableau 3.4.	Typologies des structures.	46
Tableau 3.5.	Valeurs moyennes des courbes de capacité des modèles structurels étudiés.	51
Tableau 3.6.	Niveaux de performance, selon FEMA 356 et l'ATC 40	55
Tableau 3.7.	Vitesse moyenne d'onde de cisaillement des quatre sols défini par le RPA 99	56
Tableau 3.8.	Classification des sols selon le RPA 99	57
Tableau 3.9.	Définition de l'échelle de dommage EMS -98.	61
Tableau 3.10.	État d'endommagement des structures en béton armé	62

Chapitre 4 : Atténuation du mouvement sismique et indicateurs de nocivité

Tableau 4.1.	Valeurs des coefficients S _A et S _B dans l'équation 4.11	73
Tableau 4.2.	Valeurs des coefficients F _N , F ₀ et F _T dans l'équation 4.11	73
Tableau 4.3.	Type de sols employés dans la loi d'atténuation de Sabetta & Pugliese (1996)	74

Chapitre 5 : Analyse de la pertinence des résultats

Tableau 5.1.	Paramètres des corrélations des indicateurs de nocivité pris deux à deux	96
Tableau 5.2.	Coefficients de détermination pour le modèle (Sd-CAV) CA	103
Tableau 5.3.	Coefficients de détermination pour le modèle (Sd-IA) CA	105
Tableau 5.4.	Tableau coefficients de détermination le modèle (Sd-IH) CA	107
Tableau 5.5.	Coefficients de détermination pour le modèle (Sd-POD) CA	109

Introduction générale

L'évaluation sismique des ouvrages anciens ainsi que leur renforcement constitue un enjeu majeur. En effet, l'expérience acquise, dans une large mesure, par des analyses postsismiques montrent que la protection des vies humaines est assurée, dès lors que les références réglementaires parasismiques sont appliquées aux constructions.

Dans les zones fortement sismiques, l'élimination de bâtiments inaptes à résister aux séismes s'est faite naturellement. Il n'en est pas de même dans les zones de sismicité modérée, ou le bâti existant a été majoritairement construit avant la mise en place de réglementation sismique, comme c'est le cas en Algérie.

Après la mise en place du règlement parasismique Algérien, il ressort que le bâti construit entre 1970 et 1988 comportant des immeubles de quelques étages est particulièrement sensible et qui figure en grande partie d'ouvrage constitues par des portiques comportant un remplissage en maçonnerie.

Une des possibilités serait d'évaluer ce type du bâtiment vis-à-vis de la réglementation parasismique Algérienne actuelle (RPA99). Pour les bâtiments neufs. Une telle procédure serait largement conservative, car la réglementation pour les ouvrages neufs repose essentiellement sur une modélisation de ces ouvrages en comportement faiblement non linéaire.

Dans le domaine de l'évaluation sismique du bâti existant, il est au contraire indispensable d'étudier les ouvrages dans des conditions proches de l'effondrement pour évaluer convenablement la réserve de sécurité existante dans une configuration donnée.

Les éléments dont dispose l'évaluateur sont souvent très partiels et il est nécessaire alors de faire des hypothèses sur les paramètres à prendre en compte concernant l'évaluation de la performance de ce type du bâtiment tels que les propriétés géométriques de la structure et les propriétés mécaniques des matériaux d'une part et d'autre part des paramètres liés à la gravité (nocivité) des séismes.

Les nouvelles approches qui impliquent la définition d'un niveau de performance associé à un niveau de sollicitation sismique reposent d'une part sur la capacité de ces approches à décrire l'endommagement correspondant au niveau de performance viser et d'autre part sur la pertinence de la représentation du mouvement sismique auquel peut être associé le niveau de l'aléa sismique. Différentes représentations du mouvement sismique ont été développées par les chercheurs et les ingénieurs dans le but d'appréhender la gravité d'un séisme en calculant des indicateurs de nocivité associés à ces représentations.

Notre travail se compose de cinq chapitres :

Le premier chapitre présente les modes de défaillance observées dans les structures en béton armé existantes.

Le deuxième chapitre a pour objet en premier lieu de faire ressortir les notions de base de calcul dynamique, qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour prévoir correctement les conséquences d'une conception donnée sur le comportement sismique des structures en génie civil, et en deuxième lieu d'exposer les méthodes classiques pour le calcul sismique qui ont pour objectif de fournir une capacité de résistance (ductilité) afin de préserver les vies humaines et déplacements limites en service pour contrôler les dégâts qui peuvent survenir.

Dans le troisième chapitre, nous présentons les paramètres classiquement utilisés en ingénierie parasismique pour caractériser un mouvement sismique et nous essaierons d'en dégager les atouts ou les limites. Le but est alors est de déterminer les paramètres qui pourront être des bons indicateurs d'endommagement.

Le chapitre quatre a pour objet le développement des courbes de capacité caractérisant les types standards de bâtiments, à partir d'une approche spécifique aux techniques de génie civil. Nous présentons des diagrammes, leur signification et leur utilisation, ainsi qu'une description des méthodes générales d'obtention. La méthodologie utilisée pour le développement des courbes de capacité est décrite, et enfin l'élaboration des courbes de performance en fonction du type de sol et l'accélération sismique suivant les recommandations du règlement parasismique Algérien RPA99.

Dans le cinquième chapitre, nous présenterons un programme sous MATLAB qui nous permet de générer des séismes artificiels afin d'élaborer une base de données. Ensuite, l'application des indicateurs de nocivité dans cette base de données de signaux sismiques artificiels sera réalisée afin de faire une analyse et principe de la pertinence exclusive des indicateurs et l'estimation du point de performance à partir des accélérogrammes artificiels sera réalisée afin d'élaborer une corrélation dans le but d'établir un modèle d'estimation de la performance entre ces indicateurs de nocivité et le point performance.

Chapitre 1 Retour d'expérience post-sismique des ossatures en béton armé

Plan du chapitre 1

1.1. Introduction	3
1.2. Endommagement des poutres par flexion	3
1.3. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres	4
1.4. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux	6
1.4.1. Poteaux d'élancement faible	6
1.4.2. Poteaux d'élancement moyen	8
1.4.3. Poteaux d'élancement élevé	8
1.5. Endommagement des nœuds associés aux efforts de compression et de traction	10
1.6. Endommagement des voiles	14
1.7. Conclusion	16

1.1 Introduction

L'une des difficultés majeures en matière de diagnostic sismique est, l'appréciation de la ruine d'une structure. Sur le plan réglementaire, la ruine n'est pas clairement définie, bien que bornée par la notion d'état limite, qui traduit un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. La définition même des conditions requises d'une construction peut relever du maître d'ouvrage, qui par des exigences souvent fonctionnelles peut imposer des états limites bien éloignés de la perception intuitive de la ruine de la construction (Davidovici V. 1999)

Il reste que les dégradations observées sur les structures en portiques en béton armé après un évènement sismique se répartissent essentiellement en trois catégories :

- Endommagement par flexion associé à des courbures ou des rotations
- Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ou les poteaux

Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction (Amr S. Elnashai ,2008).

•

1.2 Endommagement des poutres par flexion

La conception ductile des poutres suppose la formation de rotules plastiques à leurs extrémités (également appelées zones dissipatives), pour se conformer aux exigences de la philosophie de conception en capacité, la dissipation de l'énergie à travers des boucles d'hystérésis, c'est-à-dire sans dégradation de la rigidité et de la force, joue un rôle significatif dans la réponse sismique des structures en portiques.

Un comportement indésirable, appelé cisaillement par glissement régi par une fissure verticale en profondeur, en effet, dans les éléments avec une contrainte de cisaillement élevée, les fissures s'ouvrent dans la zone de traction et de compression (Amr S. Elnashai ,2008).

Les dommages typiques observés dans les poutres après les tremblements de terre dévastateurs sont représentés dans la photo 1.1. Il est important de reconnaître que les

exemples mentionnés se rapportent aux éléments caractérisés par la non-conformité aux codes parasismiques, mais ils représentent un nombre important de bâtiments existants.

La première cause des dommages est la fissuration par flexion dans la travée des poutres (photo 1.1), de telles fissures préexistantes auraient été dues à des charges gravitaires ou en raison des effets de la composante verticale du séisme. Dans ce cas, la sécurité globale du bâtiment n'est pas compromise.



Photo 1.1. Fissuration par flexion dans la travée des poutres (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)

Souvent la ductilité des poutres en béton armé réduite à cause du manque d'espacement des étriers (presque égale à la hauteur de la poutre) et l'utilisation des aciers longitudinaux lisses ont généré la formation de fissures par cisaillement. Ces fissures conduisent à leur tour, à la réduction de la force due à la flexion et au cisaillement.

Le mécanisme de cisaillement devrait toujours être évité dans les éléments de la structure en portique, car ils sont collaborateurs à faible dissipation d'énergie et une défaillance brusque (également connu sous le nom, rupture fragile).

1.3 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres

La seconde cause des dommages est la fissuration par cisaillement (Figure 1.1). Ces fissures sont principalement attribuables, aux insuffisances des armatures de cisaillement (photo 1.2 et 1.3). Elle est plus dangereuse que les fissures par flexion, mais en général n'est pas critiques à l'égard de la sécurité globale du bâtiment (Paulay T et al, 1992).



Figure 1.1. Mode de défaillance par cisaillement des poutres



Photo 1.2. Fissuration par cisaillement dans la poutre (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)



Photo 1.3. *Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé (Séisme de Boumerdes*, Algérie, 2003)

1.4 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux

Les poteaux jouent un rôle important dans la stabilité des structures en portique en béton armé, et pour obtenir la réponse sismique ductile, les rotules plastiques ne doivent pas se former dans les poteaux (Bachmann Hugo, 2002)

Les effets de la compression axiale influent sur la réponse sous chargement cyclique (figure 1.2), ces effets sont favorables ou défavorables, en effet, des charges de traction, à la suite des moments de renversement importants (Bachmann H, 2002), bien que n'étant pas nuisibles du point de vue de ductilité, peuvent entraîner la dégradation significative et un risque de cisaillement par glissement (photos 1.4), d'où l'endommagement dans les poteaux dépend du rapport de cisaillement (α_s) tel que :

$$\alpha_{\rm s} = \frac{\rm M}{\rm V.H} \tag{1-1}$$

Ou M est le moment fléchissant et V est l'effort tranchant



Figure 1.2. Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux



Photo 1.4. Les fissures en croix et ruptures par effort tranchant

1.4.1 Poteaux d'élancement faible (αs<2)

Les poteaux courts ou d'élancement faible ($\alpha s < 2$) présentent une rupture fragile par cisaillement, et une charge axiale élevée (Amr S. Elnashai ,2008). Lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques peuvent avoir des fissures inclinées par cisaillement. Ce



comportement peut être amélioré si le contre-renfort est utilisé, et en particulier si plusieurs croix de renforcement (formant un treillis) sont employées (Figure 1.3).

Figure 1.3. Modes de défaillance dans les poteaux courts

Les poutres adoptent des armatures classiques, constituées des barres longitudinales et des étriers rectangulaires. L'augmentation de la rigidité relative des poteaux courts attire de fortes charges latérales (photo 1.5 et 1.6). À son tour, la demande en cisaillement dans ces éléments de structure est extrêmement élevée, même des détails sismiques adéquats sont généralement inefficaces pour prévenir la rupture par cisaillement.



Photo 1.5. Ruine d'un poteau court (Séisme de Boumerdes, Algérie ,2003)



Photo 1.6. Flambement des barres et rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie -2003)

1.4.2 Poteaux d'élancement moyen $2,0 \le \alpha s \le 3,5$

Des poteaux d'élancement moyen $2,0 \le \alpha \le 3,5$ présentent une défaillance mixte (fissure / cisaillement) dont la quantité du ferraillage transversal est un paramètre critique.

1.4.3 Poteaux d'élancement élevé αs > 3,5

Les poteaux d'élancement élevé (α s > 3,5) sont caractérisés par un type de dommages par flexion. Ce type de dommage est constitué d'écaillage de l'enrobage, puis l'écrasement de la zone de compression, flambement des barres longitudinales et des fractures des étriers en raison de l'expansion du noyau (H. Sezen, 1999).

Des exemples de modes de défaillance par cisaillement dans les poteaux sont fournis dans la figure 1.4. Ces défaillances prouvent l'insuffisance des détails sismiques, en particulier dans les zones critiques dans les extrémités des éléments, et l'interaction avec des remplissages de maçonnerie peuvent provoquer des dégâts importants dans les poteaux lors de séismes (photo 1.7).



Un autre type de défaillance peut être causé par l'interaction avec les remplissages de maçonnerie comme le montre également la photo 1.7 où les remplissages sont présents uniquement dans un côté du poteau (H. Sezen, 1999).



Figure 1.5. Cisaillement des poteaux par interaction avec la maçonnerie.



Photo 1.7. Cisaillement des poteaux dus à l'interaction avec la maçonnerie (Adana-Ceyhan, Turquie, 1998).

1.5 Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction

La philosophie de conception des assemblages poteaux-poutres en béton armé exige tout d'abord que, la résistance dans les nœuds ne doit pas être inférieure à celle des éléments les plus faibles, de l'ossature en portique en béton armé. Il s'agit d'une exigence primordiale et la nécessité d'éviter la dissipation de l'énergie sismique, à travers des mécanismes caractérisés par la dégradation de la rigidité, la région centrale est difficile à réparer, et la capacité de résistance des poteaux ne doit pas être compromise par la dégradation de la résistance des nœuds.

Pendant un séisme modéré, il est préférable que les poteaux-poutres restent dans le domaine élastique, de sorte qu'aucune réparation n'est nécessaire. Sous chargement cyclique, la transmission du cisaillement dans les noyaux se fait principalement par le développement du mécanisme de rotules plastiques (Sezen, A.S et al).

Les planchers tendent à augmenter à la fois la rigidité et la résistance des nœuds, toutefois, le renforcement des dalles augmente le moment négatif des poutres (qui pourrait causer l'articulation des poteaux, en particulier à des niveaux de déformation élevés) et, au niveau des nœuds extérieurs, la torsion induite par la fissuration de la dalle provoque la torsion des poutres transversales, qui tendent à devenir inefficaces (Amr S. Elnashai ,2008). Ces types de dommages à l'intérieur et l'extérieur des nœuds sont indiqués dans les figures 1.6, 1.7 et 1.8.



Figure 1.6. Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres intérieurs



Figure 1.7. Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en L



Photo 1.8. Ruine d'un nœud d'un poteau d'angle (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)



Figure 1.8. Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en T (Sezen, A.S et al)

En ce qui concerne les assemblages intérieurs, le dangereux type de défaillance correspond, à l'apparition du début de pénétration des deux côtés de l'articulation. Condition d'adhérence peut être améliorée si le diamètre des barres de croisement à travers le nœud est limité pour réduire au minimum le glissement, la compression axiale dans le poteau est présente et, en outre, les charges gravitaires l'emportent. Dans le cas des nœuds extérieurs et de coin, les conditions défavorables peuvent également se développer à savoir, le fractionnement des fissures le long des barres des poutres affectées par l'efficacité d'une partie de l'ancrage (Amr S. Elnashai ,2008).

Par ailleurs, des barres des poteaux à la face extérieure sont en compression, à une extrémité, et la traction à l'autre, tout en étant affectées par des forces radiales, ce qui conduit à des fissures de fractionnement importantes qui entraînent l'écaillage de la face extérieure.

Le nombre insuffisant d'étriers au niveau des poutres et des poteaux, a provoqué d'importants dégâts dans les séismes précédents, en particulier dans les connexions extérieures des structures en portiques (photo 1.9),les barres longitudinales lisses sans confinement aux connexions des poteaux poutres ont souvent été constaté au cours des posts – enquêtes de tremblement de terre, en particulier dans les pays du bassin méditerranéen, comme la Grèce, l'Italie, la Turquie et l'Afrique du Nord(Algérie), (Ambraseys et al, 1990, 1992; Elnashai, 1998, 1999).





a. écaillage du béton à l'assemblage poutre-poteau

b. Manque d'étriers à l'assemblage poutre-poteau

Photo 1.9. Écaillage et graves dommages au nœud (séisme de Kocaeli Turquie1999)



Photo 1.10. Endommagement d'un nœud poteau-poutre par cisaillement (Kobe, Japon, 1995)

Des études (Broderick et al, 1994. Goltz, 1994 ; Elnashai, 1998, 1999), ont montré que de nombreuses structures de bâtiments, comme celui de la photo 1.10, employé des détails de niveaux faibles à modérés d'aléa sismique, bien que situé dans des régions de forte sismicité. Ces détails sont nettement insuffisants pour assurer une résistance et une ductilité suffisante, en vertu de violents séismes, comme le démontrent les dommages observés.

1.6 Endommagement des voiles

Les voiles sont conçus pour résister aux charges horizontales (sismiques). La rigidité de la structure est augmentée de façon significative, et les effets P- Δ sont réduits et par conséquent les dommages des éléments non structurels sont réduits.

Donc le comportement sismique devient plus prévisible par rapport à celui des structures en portique en béton armé, car la formation de rotules plastiques indésirables est évitée et l'influence négative des panneaux de remplissage est largement réduite.

Le paramètre critique pour la réponse au cisaillement cyclique est le rapport $\frac{H}{L}$ comme illustré dans la figure 1.9.



Figure 1.9. Structure d'un voile

- Si $\frac{H}{L} \ge 2$, les voiles sont définis comme élancés, très ductiles et présentent un comportement dominé par flexion.
- Si $\frac{H}{L}$ < 2, les voiles sont définis comme courts, et présentent un comportement dominé par cisaillement.

Les voiles courts sont généralement positionnés dans les constructions de faibles hauteurs, ils ont des périodes naturelles faibles et des dommages sismiques qui devraient être plus élevés que dans les murs élancés (Wang, 1990). Les types de dommages probables dans ce type de voiles sont présentés à la figure 1.10.



Figure 1.10. Types de dommages des voiles

Les dommages par cisaillement sont fondements de dommages typiques. Si des éléments de frontière sont mal conçus, alors l'apparition des fissures diagonales peut conduire à l'endommagement du voile.

Il est important de reconnaître que ce type de dommages ne compromet pas la stabilité de la structure, parce que la direction (horizontale) des fissures permet à la structure de supporter les charges verticales (Davidovici et al, 1985).

Par contre, l'endommagement par flexion qui est rare, bien que les murs des vieux bâtiments à plusieurs étages sont généralement mal conçus. Une explication possible est que la sous-estimation du moment de calcul (M_d) conduit à une sous-estimation du dimensionnement de la fondation, qui risque un soulèvement pendant le tremblement de terre. Il en résulte une réduction significative dans le moment de flexion (M), tandis que le cisaillement (V) reste quasiment inchangé.

Les modèles de dommages observés dans les murs d'élancement faible sont présentés à la figure 1.11. Le mode de défaillance peut apparaître soit comme une seule fissure en diagonale ou en tant que groupe de fissures inclinées. La bande écrasement en cisaillement se produit lorsque les aciers diagonaux de compression de béton sont écrasés. Ils ont réduit la résistance sous chargement cyclique en raison de fissures dans l'autre sens (Paulay et al, 1992). Des déplacements importants sont observés le long de la fissure horizontale, ce qui conduit à une résistance importante et la réduction de la capacité de dissipation d'énergie.



Figure 1.11. Modes de défaillance dans les voiles courts (Penelis et Kappos, 1997).

1.7 Conclusion

Tous les cas d'endommagement cités précédemment, deux aspects peuvent être soulignés : le premier concerne le caractère très violent des séismes, le second aspect est, naturellement lié aux insuffisances des performances parasismiques des systèmes de contreventement et surtout aux malfaçons de conception ou de réalisation.

Les constats des effets des séismes sur les constructions ont montré que le système structurel le plus endommagé est les structures en portique poteaux-poutres en béton armé. Ce système aurait pu fonctionner correctement notamment si les sections des poteaux étaient bien dimensionnées et les zones nodales bien réalisées, donc ce type de contreventement devient très vulnérable, car il ne possède pas des réserves suffisantes pour emmagasiner l'énergie de déformation.

Chapitre 2 Notions de dynamique des structures et méthodes de calcul

Plan du chapitre 2

2.1. Introduction	17
2.2. Modes de vibrations des structures	18
2.3. Nature des structures	19
2.3.1. Structures parfaitement raides (la période $T = 0$)	19
2.3.2. Structures parfaitement souples $(T=\infty)$	19
2.3.3. Structures courantes	20
2.4. Oscillations des structures	21
2.5. Détermination des spectres de réponse	23
2.6. Modèles d'analyse	25
2.6.1. Méthodes élastiques linéaires	25
2.6.1.1. Méthode statique équivalente	25
2.6.1.2. Méthode de superposition modale spectrale	25
2.6.1.3. Méthode d'analyse temporelle élastique	26
2.6.2. Méthodes non linéaires et inélastiques non linéaires	27
2.6.2.1. Méthode d'analyse plastique	27
2.6.2.2. Méthode d'analyse Pushover	27
2.6.2.3. Méthode d'analyse temporelle inélastique	28
2.6.2.4. Méthode d'analyse modale pushover	28
2.6.2.5. Méthode d'analyse modale temporelle	29
2.6.2.6. Méthode d'analyse modale spectrale	32
2.6.2.7. Méthode d'Analyse spectrale non-linéaire (M-S-N-L)	33
a-Principe de la méthode et équations	33
b-Spectre de réponse inélastique	38
c-Point de performance	40
2.7. Conclusion	41

2.1 Introduction

L'objet de ce chapitre est, de faire ressortir les notions de base de calcul dynamique, qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour, prévoir correctement les conséquences d'une conception donnée, sur le comportement sismique des structures. On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique, provienne d'une rupture s'initiant dans le milieu et atteint éventuellement la surface du sol, où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

Le calcul sismique a pour objectif, la détermination de la réponse d'une structure, à un mouvement sismique, sollicitant ses fondations. On entend par réponse, le calcul des sollicitations des accélérations (figure 2.1), des vitesses (figure 2.2) et des déplacements (figure2.3) subis par l'ouvrage (Clough and Penzien, 1993). Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.



Figure 2.1. Réponse de la structure en termes d'accélération



Figure 2.2. Réponse de la structure en termes de vitesse



Figure 2.3. Réponse de la structure en termes de déplacement

2.2 Modes de vibrations des structures

Certaines des actions susceptibles de s'exercer sur une structure, peuvent être à l'origine des sollicitations, variables dans le temps. Ces actions présentent un caractère dynamique lorsque, les déformations correspondantes sont suffisamment rapides, pour que les forces d'inertie ainsi mises en jeu cessent d'être négligeables, vis-à-vis des sollicitations d'autres natures, agissant sur la structure, et lorsque par la suite, la réponse de la structure aux actions considérées, apparaît comme conditionnée, dans une proportion significative par ces forces d'inertie (Clough and Penzien, 1993)..

Le calcul dynamique, suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique, par la prise en compte des forces d'inertie, mises en jeu (celles-ci n'existant que pendant la durée du séisme).

Lorsqu'une structure est soumise à une action sismique, elle effectue une série d'oscillations forcées, régies par des lois complexes ; il leur succède, dès que le séisme a pris fin, des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples, et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

En réalité les structures ont autant de modes de vibration que de degrés de liberté. Dans cette situation, l'étude de l'oscillateur simple est essentielle, car le calcul dynamique d'une structure élastique, comportant plusieurs degrés de liberté, se ramène à celui de l'étude d'un certain nombre d'oscillateurs simples, caractérisés chacun par un mode de vibration, c'està-dire par une période propre, une déformée propre et un coefficient d'amortissement (ξ). Le cumul de réponses de ces oscillateurs simples permet d'obtenir la réponse de la structure.

2.3 Nature des structures

Le mouvement du sol est connu a posteriori par son accélérogramme $\gamma(t)$, enregistré lors d'un séisme. On peut envisager deux types de structures liées au sol : les structures parfaitement raides et les structures parfaitement souples (Clough and Penzien, 1993)..

2.3.1 Structures parfaitement raides (la période T = 0)

Chaque point de la structure a le même déplacement absolu que le sol (fig. 2.4), donc la même accélération $\gamma(t)$. Le déplacement relatif d(t) de la masse par rapport au sol, quel que soit l'amortissement de la structure, est nul, la réponse de l'oscillateur est quasi statique : d(t) = 0

L'accélération de l'oscillateur tend vers l'accélération du sol (l'amplification de l'oscillateur tend vers l'unité), appelée accélération à période nulle ou à fréquence infinie.

En conséquence, une masse (m) attachée à cette structure (fig. 2.4.a) lui communique une force d'inertie : $F = m \gamma(t)$.

2.3.2 Structures parfaitement souples $(T=\infty)$

Le déplacement absolu des masses de la structure en dehors de celles directement liées au sol (les fondations, par exemple) est nul, sous l'action des forces d'inertie.

Le déplacement relatif d(t) de la structure par rapport au sol passe par un maximum, et est opposé au déplacement absolu du sol (fig. 2.4.b).



2.3.3 Structures courantes

Le déplacement absolu des masses de la structure par rapport à celui du sol n'est ni nul ni égal (Clough and Penzien, 1993).. On rencontre aussi des structures comportant à la fois, des parties souples et des parties raides, extrêmement distinctes, par exemple :

• Des niveaux élastiques (portiques) situés généralement au rez-de-chaussée (figure 2.5).





• Le dernier étage en retrait ou d'une raideur beaucoup plus faible que l'étage courant (figure 2.6), qui engendre des modes supérieurs mobilisant beaucoup d'énergie (effet coup de fouet) (Clough and Penzien, 1993)..



Figure 2.6. Modes de vibration dans le cas du dernier étage très souple.

Il est intéressant de remarquer que dans le cas même de structures courantes, certaines parties peuvent avoir un comportement de structures raides ; c'est notamment le cas quand la période tend vers zéro, et donc cette partie de la structure sera soumise à l'accélération du sol. On appelle ce comportement en mode rigide un pseudo-mode (Clough and Penzien, 1993).

2.4 Oscillations des structures

Lorsqu'on écarte un système, tel qu'un oscillateur simple constitué d'une masse (m) fixée au bout d'une tige, d'une position d'équilibre, compte tenu des liaisons et des déformations qui lui sont imposées, il y a apparition des forces de rappel qui tendent à le ramener à sa position d'équilibre (fig. 2.7). Sous l'action du séisme, l'oscillateur est soumis à sa base au point (A) à un mouvement du sol D(t) variable avec le temps ; le mouvement que prend la masse oscillante est un mouvement plan, entièrement défini par le déplacement du centre de gravité de la masse au temps (t). Donc le système dépend d'un seul degré de liberté, qui est, le déplacement relatif d(t) de la masse par rapport au sol (Clough and Penzien, 1993).



Figure 2.7. Oscillateur simple.

La réponse sismique d'une structure est, exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure, pendant la durée du séisme, et déterminée

lorsque la masse m, qui occupe la position déformée définie par d(t), est soumise aux forces horizontales suivantes :

• Une force de rappel élastique exercée par le support de raideur K, qui est proportionnelle au déplacement relatif d(t) :

$$\mathbf{F}_{1} = \mathbf{K}.\mathbf{d}(\mathbf{t}) \tag{2.1}$$

• Une force de freinage proportionnelle à l'amortissement c et à la vitesse relative v(t) ; autrement dit, à déplacement nul, l'amortissement est nul aussi :

$$\mathbf{F}_2 = \mathbf{C}.\mathbf{V}(\mathbf{t}) \tag{2.2}$$

Une force d'inertie développée par la masse m dans le sens contraire à l'accélération Γ(t) de l'action sismique ; les forces d'inertie caractérisant la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage, elles sont donc opposées aux ; forces élastiques :

$$F = m\Gamma(t) = m[\gamma(t) + a(t)]$$
(2.3)

avec : $\gamma(t)$ l'accélération du sol et a(t) l'accélération de la masse (m) par rapport au sol.

Les déplacements de la masse m sont mesurés soit dans un repère relatif lié au point A [déplacement d(t)], soit dans un repère absolu [déplacement D(t)]. Les déplacements sont liés par la formule :

$$\Delta(t) = D(t) + d(t) \tag{2.4}$$

En écrivant l'équilibre des forces, on obtient :

$$\mathbf{F}_1 + \mathbf{F}_2 = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \tag{2.5}$$

En déduit l'équation du mouvement :

 $\mathbf{m}.\Gamma(\mathbf{t}) + \mathbf{C}.\mathbf{V}(\mathbf{t}) + \mathbf{K}.\mathbf{d}(\mathbf{t}) = \mathbf{0}$ (2.6)

Soit, compte tenu de la formule 2.3 :

$$m[\gamma(t) + a(t)] + CV(t) + K.d(t) = 0$$
(2.7)

Soit encore :

$$m.a(t) + C.V(t) + K.d(t) = -m\gamma(t)$$
 (2.8)
On constate qu'on se ramène à l'étude d'un oscillateur simple dans le repère relatif (fig.2.7) en supposant la masse soumise à une force fictive (– ma(t)) proportionnelle à l'accélération a(t) du point d'appui A.

Avec les notations suivantes et en tenant compte de la définition de l'amortissement (ξ), l'équation (2.8) peut s'écrire sous la forme :

$$\mathbf{a}(\mathbf{t}) + 2.\omega.\xi.\mathbf{V}(\mathbf{t}) + \omega^2.\mathbf{d}(\mathbf{t}) = \gamma(\mathbf{t})$$
(2.9)

On obtient ainsi à des spectres qui ne sont plus déduits mathématiquement d'un accélérogramme précis, mais sont devenus des entités autonomes, artificiellement façonnées en fonction de divers impératifs de protection parasismique.

La solution est donnée par l'intégrale de Duhamel. On obtient le déplacement relatif :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^{\tau} \gamma(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau$$
(2.10)

avec : ω_D est la pseudo-pulsation des oscillations libres amorties ($\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$) et τ est la variable d'intégration.

Les structures ayant toujours des amortissements très faibles, on peut considérer que $\omega_D = \omega$ ce qui correspond à un oscillateur très peu amorti ; en négligeant les termes secondaires, les composantes du mouvement sismique deviennent :

Le déplacement relatif :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega_{\rm D}} \int_{0}^{\tau} \gamma(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin \omega_{\rm D}(t-\tau) d\tau$$
(2.11)

La vitesse relative :

$$V(t) = -\int_{0}^{\tau} \gamma(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \cos \omega_{\rm D}(t-\tau) d\tau$$
(2.12)

La pseudo-accélération :

$$a(t) = \omega \int_{0}^{\tau} \gamma(\tau) \cdot e^{-\xi \omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega(t-\tau) d\tau = -\omega^{2} \cdot d(t)$$
(2.13)

Lorsque le déplacement relatif (d) de la masse a été calculé, on peut en déduire la force de rappel et donc calculer les efforts dans la structure :

$$\mathbf{F}_{1} = \mathbf{K}.\mathbf{d} \tag{2.14}$$

2.5 Détermination des spectres de réponse

Les formules 2.11 à 2.13 permettent, à partir de l'enregistrement (accélérogramme) d'un séisme, de calculer systématiquement pour tous les oscillateurs simples possibles (c'est-àdire pour toute la gamme de périodes et d'amortissements), les valeurs de la réponse maximale en termes de déplacements (d(t)) _{max} et de tracer les graphiques correspondants, dits spectres de réponses en termes des déplacements, en termes de vitesse (v(t)) _{max} et en termes d'accélération (a(t)) _{max} (fig. 2.8).

Le déplacement d(t) de la masse étant calculé pour chaque oscillateur, on peut déduire :

• Le spectre de réponse en termes de déplacement (fig. 2.8.c), d'après la formule 2.15 :

$$Sd(t) = [d(t)]max = \frac{[a(t)]max}{\omega^2}$$
(2.15)

• Le spectre de réponse en termes de vitesse :

$$Sv(t) = [V(t)]_{max} = \omega S_d$$
(2.16)

Le spectre de réponse en termes d'accélération, peut être tracé de la même façon, puisque l'accélération maximale et le déplacement maximal sont liés par la formule :

$$Sa(t) = [a(t)]max = \omega^2 d(t) = \omega Sv$$
(2.17)

Ou encore : $a_{max} = \omega Sv = \omega^2 D_{max}$ (2.18)



2.6 Méthodes d'analyse

Les méthodes classiques pour le calcul sismique, ont pour objectifs de fournir une capacité de résistance et déformation (ductilité) suffisante, afin de protéger les vies humaines et déplacements limites en service, pour contrôler les dégâts qui peuvent survenir. Les critères de calcul sont définis par les contraintes limites et forces évaluées dans les éléments structuraux, à partir des niveaux prescrits sur l'effort tranchant latéral appliqué. Des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires sont utilisées fonction du niveau de la réponse structurelle.

2.6.1 Méthodes élastiques linéaires

2.6.1.1 Méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que, le comportement structurel est prescrit par le mode de vibration fondamentale. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est, proche du premier mode ce qui représente une

grande simplification (figure 2.9). Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers, faiblement et moyennement élevés. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que, le spectre élastique corrigé à l'aide d'un coefficient réducteur R appelé aussi coefficient de comportement.



Figure 2.9. Principe de la méthode statique équivalente

2.6.1.2 Méthode de superposition modale spectrale

Cette méthode est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse dynamique linéaire, des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante, car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale (figure 2.10), chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale, des systèmes à un seul degré de liberté (SDOF).



Figure 2.10. Principe de la méthode de superposition modale

L'analyse modale consiste, à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale, afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale. Cependant cette méthode présente deux principaux inconvénients à savoir :

- le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'évènement sismique à cause du changement de rigidité (formation des rotules plastiques, l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux) et la rigidité du sol d'assise (adoucissement du sol pour de larges déformations, interaction sol structure).
- l'utilisation d'un facteur de comportement constant, pour un niveau de ductilité donné (car le facteur de comportement est fonction de la période de vibration)

2.6.1.3 Méthode d'analyse temporelle élastique

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire (fig.2.11) faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins, elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.



Figure 2.11. Principe de la méthode d'analyse temporelle élastique

2.6.2 Méthodes non linéaires et inélastiques non linéaires

2.6.2.1 Méthode d'analyse plastique

Cette procédure (fig. 2.12) a été initialement développée pour les portiques métalliques, afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au-delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour, établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.



Figure 2.12. Principe de la méthode d'analyse plastique

2.6.2.2 Méthode d'analyse Pushover

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (fig. 2.13). La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire ; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme (ATC, 1996).

Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telles que, la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées.



Figure 2.13. Principe de la méthode d'analyse Pushover

2.6.2.3 Méthode d'analyse temporelle inélastique

Cette méthode est basée sur l'intégration directe, des équations de mouvement ou des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure sont adoptés. La variation des déplacements à différents niveaux du portique est représentée sur la figure 2.14. Cette méthode est la seule apte, à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements, ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques.



Figure 2.14. Principe d'analyse temporelle inélastique

2.6.2.4 Méthode d'analyse modale pushover

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique Pushover couramment utilisée (POA), en prenant en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse, ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale Pushover (MPA) est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique (RHA) (Chopra and Goel, 2002),

La méthode d'analyse modale pushover comparativement avec la méthode RHA :

- produise de très bons résultats pour, des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages, ainsi que pour les rotations des rotules plastiques surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux) ; même constatation que pour la méthode statique Pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA).
- prédit les déplacements d'étages d'une manière excellente, des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la

procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques.

2.6.2.5 Méthode d'analyse modale temporelle

L'équation différentielle régissant la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (multi-étages), soumise à une excitation sismique est donnée par (Chopra, 2007) :

$$m.\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + K.u(t) = m \ddot{u}\ddot{g}(t)$$
(2.19)

Où u est le vecteur des n-déplacements latéraux des planchers par rapport au sol, m, c et k sont respectivement, la masse, la constante d'amortissement et la rigidité latérale du système, et (ı) est le vecteur d'influence (vecteur de couplage dynamique) qui relie la direction du mouvement à la base, avec la direction de chaque degré de liberté (lorsque la structure se déplace comme corps rigide, il est égal à l'unité).

Le membre de droite de l'équation (2.19) peut être interprété comme le vecteur de forces effectives (Chopra, 2007):

$$\mathbf{P}_{\text{eff}}(t) = \mathbf{m} \mathbf{u}_{g}(t) \tag{2.20}$$

La distribution spatiale de ces forces sur la hauteur de la structure est définie par le vecteur S=mı. Cette distribution de forces peut être exprimée par la somme des forces d'inertie modale (S_n) (Chopra, 2001), comme suit :

$$m\iota = \sum_{n=1}^{N} Sn = \sum_{n=1}^{N} \Gamma_n m \phi_n$$
(2.21)

Où

 φ_n est le nième "mode" de vibration de la structure.

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}$$
 avec $L_n = \phi_n^T .mt$ et $M_n = \phi_n^T .m.\phi_n$.

Les forces effectives imposées par l'action sismique peuvent être alors exprimées par :

$$P_{\rm eff}(t) = \sum_{n=1}^{N} P_{\rm eff,n}(t) = \sum_{n=1}^{N} -S_n. \ddot{u}g(t)$$
(2.22)

La contribution du $n^{i\dot{e}me}$ mode à s et à $P_{eff}(t)$ est :

$$\mathbf{Sn} = \Gamma_{\mathbf{n}} \cdot \mathbf{m} \cdot \Phi_{\mathbf{n}} \text{ et } \mathbf{P}_{\text{eff}}, \mathbf{n}(t) = -\mathbf{S}_{\mathbf{n}} \ddot{\mathbf{u}}_{\mathbf{g}}(t)$$
(2.23)

Ainsi, la réponse du système à plusieurs degrés de liberté à $P_{eff, n}$ (t) est entièrement liée au nième mode, sans tenir compte de la contribution des autres modes (Chopra, 2007):

L'équation régissant la réponse du système est donnée par :

$$\mathbf{m}.\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}.\mathbf{u} = \mathbf{S}_{\mathbf{n}}\ddot{\mathbf{u}}\mathbf{g}(\mathbf{t}) \tag{2.24}$$

Par suite du principe d'orthogonalité des modes, on peut démontrer qu'aucun mode autre que le n^{ième} mode ne contribue à la réponse. Alors les déplacements s'expriment par :

$$\mathbf{u}_{\mathrm{n}}(t) = \boldsymbol{\varphi}_{\mathrm{n}} \mathbf{q}_{\mathrm{n}}(t) \tag{2.25}$$

Où $q_n(t)$, coordonnée modale généralisée, est solution de l'équation :

$$\ddot{\mathbf{q}}_{n} + \mathbf{2} \cdot \boldsymbol{\xi}_{n} \boldsymbol{\omega}_{n} \cdot \dot{\mathbf{q}}_{n} + \boldsymbol{\omega}_{n}^{2} \mathbf{q}_{n} = -\Gamma_{n} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_{g}(\mathbf{t})$$
(2.26)

Où ω_n est la fréquence naturelle et ξ_n est le coefficient d'amortissement du nième mode.

La solution $q_n(t)$ peut être directement obtenue par analogie, en comparant l'équation (2.25) à l'équation de mouvement du système élastique à un seul degré de liberté ayant les propriétés de vibration (la fréquence naturelle de vibration ω_n et la constante d'amortissement ξ_n du nième "mode" du système à plusieurs degrés de liberté, soumis à $\ddot{u}_g(t)$:

$$\ddot{\mathbf{D}}_{n} + \mathbf{2} \cdot \xi_{n} \omega_{n} \cdot \dot{\mathbf{D}}_{n} + \omega_{n}^{2} \mathbf{D}_{n} = -\ddot{\mathbf{u}}_{g}(\mathbf{t})$$
(2.27)

En comparant les deux équations (2.26) et (2.27), on trouve :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \tag{2.28}$$

Où $D_n(t)$ est la réponse du nième "mode" en termes de déplacements du système équivalent à un seul degré de liberté.

En substituant l'équation (2.28) dans l'équation (2.25), on trouve les déplacements :

$$\mathbf{u}_{n}(t) = \Gamma_{n} \phi_{n} D_{n}(t) \tag{2.29}$$

Chaque élément de réponse r(t) (figure 2.15), (par exemple les déplacements inter-étages, les forces internes...), peut être obtenu par (Chopra and Goel, 2002):

$$\mathbf{r}_{n}(t) = \mathbf{r}_{n}^{\text{st}} \mathbf{A}_{n}(t) \tag{2.30}$$

Où r_n^{st} est la réponse statique modale, la valeur statique de (r) due à la force externe S_n . La pseudo-accélération du nième "mode" du système équivalent à un seul degré de liberté est donnée par (Chopra, 2001) :

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t)$$
(2.31)

Les équations (2.29) et (2.30) représentent la réponse du système à plusieurs degrés de liberté, soumis à $P_{eff,n}(t)$. Par conséquent, la réponse du système à l'excitation totale $P_{eff,n}(t)$ est donnée par :

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N} u_n(t) = \sum_{n=1}^{N} \Gamma_n \phi_n . D_n(t)$$
(2.32)

$$\mathbf{r}(t) = \sum_{n=1}^{N} r_n(t) = \sum_{n=1}^{N} r_n^{\text{st}} A_n(t)$$
(2.33)





C'est la procédure classique de la méthode d'analyse modale temporelle non linéaire ou l'équation (2.26) est l'équation générale régissant $q_n(t)$, les équations (2.29) et (2.30) définissent la contribution du n^{ième} mode, et les équations (2.32) et (2.33) combinent la contribution de tous les modes à la réponse.

2.6.2.6 Méthode d'analyse modale spectrale

La valeur maximale (r_0) de la réponse totale r(t) peut être exprimée directement à partir de la réponse spectrale sans passer par l'analyse temporelle menée à partir des équations (2.26) à (2.33). Dans une telle analyse, équivalente à la méthode de spectre de réponse standard (Response Spectrum Analysis, RSA), la valeur maximale r_{no} du nième " mode " $r_n(t)$ est déterminée par :

$$\mathbf{r}_{\mathbf{n}\mathbf{0}} = \mathbf{r}_{\mathbf{n}}^{\mathrm{st}}.\mathbf{A}_{\mathbf{n}} \tag{2.34}$$

Où A_n est l'ordonnée A_n (T_n , ζ_n) du spectre de pseudo-accélération pour le nième mode du système à un seul degré de liberté, et T_n est la période naturelle de vibration du nième mode du système à plusieurs degrés de liberté.

Les réponses modales maximales sont combinées selon la règle SRSS (Square-Root-of-Sum-of-Squares) ou par la combinaison quadratique complète (CQC). La règle SRSS, valide pour les structures avec des fréquences naturelles bien séparées, telles que les bâtiments multi-étages ayant un plan de symétrie, fournit une évaluation de la valeur maximale de la réponse totale donnée par :

$$r_0 \approx \sqrt{\sum_{n=1}^{N} r_{n0}^2}$$
 (2.35)

2.6.2.7 Méthode d'Analyse spectrale non-linéaire (M-S-N-L)

La méthode d'analyse Spectrale Non-linéaire (MSNL), inspirée de la méthode N2, établie par P. Fajfar (Fajfar, 1999) et validée sur une structure-test au laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) en Italie. L'abréviation (N2) indique que la méthode est basée principalement, sur la combinaison de deux modèles mathématiques tenant compte du comportement non linéaire à savoir :

- La courbe de capacité obtenue par, analyse pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul degré de liberté.

a- Principe de la méthode et équations

Le principe de la méthode (MSNL) consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non-linéaire, en poussée

progressive (Pushover), avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de considérations qui, vont suivre représente un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que, la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique.

La distribution de charges et le déplacement cible sont, basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. Des spectres non-linéaires, au lieu des spectres élastiques, avec un facteur d'amortissement et une période propre équivalente, sont utilisés.

La sollicitation sismique est, représentée directement au format $(S_a - S_d)$, c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée, et le déplacement spectral en abscisse. La courbe représentant le comportement de la structure est directement issue de la courbe Pushover, reliant la force appliquée au déplacement en tête $V_b = f(Ut)$. Cette courbe n'est pas directement superposée au spectre $(S_a - S_d)$; elle doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale (S_a) et en déplacement spectral (S_d) .

La procédure comporte les étapes suivantes :

• Étape 1 : Introduction des données

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations (Sa) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure. Le spectre de réponse peut-être soit un spectre réglementaire enveloppe des spectres de nombreux séismes (par exemple le spectre de réponse de l'Eurocode 8, PS92, RPA 99...), soit obtenu à partir d'un séisme artificiel (figure2.16).



Figure 2.16. Accélérogramme et spectre de reponse corespondant

• Étape 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique (figure 2.17.a) est transformé du format accélérationspériodes (S_a-T) au format accélérations-déplacements (S_a-S_d) en utilisant la relation suivante :

$$Sd = \frac{T^2.Sa}{4.\pi.}$$
(2.36)

Où Sa et Sd sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes T, avec une constante d'amortissement fixée à 5% (figure 2.17.b).



Figure 2.17. Transformation du spectre élastique (Sa-T) au format (Sa-Sd)

• Étape 3 : Analyse en poussée progressive « Pushover »

L'obtention des courbes de capacités repose sur une analyse de structures du type Pushover, ou la méthode du spectre de capacité est la méthode avancée de génie civil et développée initialement à la fin des années 70 (FREEMAN, 1975 ; FREEMAN, 1978), elle a pris son essor au milieu des années 90 (ATC 40, 1996 ; CHOPRA, 1999 ; MAHANEY, 1993 ; PARET, 1996).

Dans le domaine post - élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties du bâtiment, provoquant la plastification de certains éléments. Il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande dépendant ainsi du comportement de chaque composant.

Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire, tels que la méthode « de la sécante » ou l'analyse « Time – History » non linéaire (ATC 40, 1996).

Toutefois, les deux sont relativement complexes pour un usage généralisé. Pour faciliter l'accès à ce type d'analyse, plusieurs approches simplifiées ont été développées, telles que la méthode des coefficients de déplacement, du déplacement équivalent ou encore du spectre de capacité (ATC 40, 1996 ; Comartin et al. 2000 ; FAJFAR, 1999 ; 2000 ; Chopra & Goel, 1999 ; 2002 ; Priestley, 2000).

La méthode du spectre de capacité est une méthode d'analyse pseudo-statique non linéaire simplifiée. Ce n'est pas une méthode dynamique, car la sollicitation ne varie pas dans le temps, et la déformation correspond uniquement au premier mode de vibration ; pourtant des paramètres propres à l'analyse dynamique sont pris en compte, tel que le facteur de participation modale, le coefficient de masse effective ou encore l'amplitude du mode de vibration. C'est la raison pour laquelle cette méthode est appelée comme pseudostatique.

Le caractère non linéaire est, donné par la prise en compte du comportement plastique de la structure, ou sa déformation n'est plus proportionnelle à la sollicitation. Le modèle mathématique de la structure est modifié afin de prendre en compte la diminution de la résistance des éléments plastifiés, suite à une dissipation importante d'énergie hystérétique.

Ce comportement se traduit par, des déformations très importantes suite à des incréments mineurs de la sollicitation. Dans le cas des structures poteaux-poutres, l'endommagement se produit généralement à travers la formation des rotules plastiques. Utilisant cette méthode, le déplacement devient le paramètre principal de dimensionnement, et non la force. Le critère est donc le déplacement maximum de la structure (la résistance) face à la sollicitation de référence imposée (la demande).

La résistance doit être plus importante par rapport à la demande, mais le raisonnement se fait en termes de déplacement. La sollicitation est déterminée à travers la représentation du spectre de réponse, dérivé du format traditionnel (période-accélération) en (déplacementaccélération), à travers un simple changement de variable.

Une courbe de capacité représente d'une manière graphique le comportement d'un bâtiment soumis à une sollicitation horizontale statique (fig. 2.18).



Figure 2.18. Signification physique de la courbe de capacité

Le déplacement (généralement au niveau de la toiture) est représenté en fonction de la force sismique. Cette courbe indique donc le comportement de la structure face à n'importe quelle sollicitation horizontale, indépendamment de son intensité. Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force, jusqu'au moment où celle-ci perd complètement sa capacité de résistance.

Deux points sont nécessaires pour une caractérisation simplifiée de la courbe de capacité : le point A, qui représente l'entrée dans le domaine post - élastique, et le point B qui, représente la perte totale de la capacité de résistance de la structure (fig. 2.19).



Figure 2.19. Représentation simplifiée de la courbe de capacité

Le comportement de la structure du type OA est un comportement parfaitement élastique. Si la sollicitation est arrêtée, la structure revient à son état initial, sans perte de résistance. Au-delà de ce point, la déformation de la structure n'est plus proportionnelle à la sollicitation, si la force est arrêtée, la structure ne revient plus à son état initial et présente des déformations permanentes. Son endommagement progressif provoque une redistribution des efforts dans différentes parties de la construction, en plastifiant au fur et à mesure les points vulnérables et créant donc les rotules plastiques. Le comportement entre le point A et B est donc complexe.

Cette méthode d'analyse non linéaire correspond à une approche pseudo statique simplifiée. La force sismique ne varie pas dans le temps, donc l'analyse n'a pas un caractère dynamique en même temps, on approxime le comportement du bâtiment au premier mode de vibration pour simplifier, l'obtention des courbes de capacité consiste, du point de vue technique, en deux changements de variables :

Dans le cadre du premier changement de variable, la force sismique (considérée au niveau supérieur du bâtiment) est transformée en accélération, en la divisant par le poids de la construction :

$$\vec{\mathbf{F}} = \mathbf{M} \times \vec{\mathbf{a}} \tag{2.37}$$

Où M est la masse de la construction et a est l'accélération imposée à la structure par le séisme.

Pour ce qui est du second changement de variable, le déplacement réel au niveau de la toiture est transformé en déplacement spectral, en le divisant par deux paramètres : un facteur de participation modale et un facteur lié à l'amplitude du premier mode de vibration.

$$\mathbf{S}_{d} = \frac{\mathbf{u}_{t}}{\Gamma_{1} \cdot \boldsymbol{\phi}_{1.n}} \tag{2.38}$$

Nous obtenons, à travers ces transformations, une courbe de capacité dont les coordonnées sont : en abscisse, le spectre du déplacement (S_d) , appelé déplacement spectral ; en ordonnée, le spectre de l'accélération (S_a) , appelé accélération spectrale.

L'analyse "Pushover" est effectuée en appliquant sur la structure une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive et incrémentées jusqu'à ce que le déplacement de la structure atteigne son maximum. La courbe traduisant le comportement

de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet u_t et en ordonnée l'effort tranchant à la base V_b (figure 2.20).



Figure 2.20. Principe d'établissement de la courbe Pushover

b- Spectre de réponse inélastique

Le spectre non-linéaire (inélastique), peut-être facilement déterminé par le calcul du nouveau spectre en appliquant un coefficient d'amortissement égale à l'amortissement effectif qui, correspond à l'énergie dissipée par la structure donné par la formule [FEMA440,2004] :

$$\xi_{\rm eff} = 5 + 63.5.K. \left[\frac{S_{\rm ay} S_{\rm dpi} - S_{\rm dy} S_{\rm api}}{S_{\rm ap1} S_{\rm dp1}} \right]$$
(2.39)

avec K_d est le coefficient de dissipation d'énergie, (S_{ay}) et (S_{dy}) sont les limites élastiques en accélération et en déplacement respectivement

Le coefficient de dissipation d'énergie est lié en particulier à la typologie et à l'âge de la structure, ainsi qu'à la durée du séisme qui se traduit par l'amortissement visqueux équivalent ξ_0 tel que :

$$\xi_0 = \frac{1}{4.\pi} \cdot \frac{E_D}{Es_0}$$
(2.40)

Où, E_D est l'énergie dissipée par comportement visqueux équivalent et Eso l'énergie de déformation maximale (figure 2.21).



Figure 2.21. Schématisation de l'énergie dissipée par une structure

Les différentes formules du coefficient de dissipation d'énergie sont résumées dans le tableau (2.1) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ξ_0 , [ATC40, 1996].

Typologies des	ξ ₀ (%)	Coefficient de dissipation d'énergie (K)
structures	< 16.25	(Kd)
Type A		$1,13-0,51 \left[\begin{array}{c} 1,3\\ (Say.Sdpi - Sdy.Sapi)\\ \hline Sapi.Sdpi \end{array} \right]$
1<µ∆< 4	> 16,25	$1,13-0,51\left(\frac{\pi}{2}\right)\xi 0$
	≤ 25	0.67
Туре В		$0,845-0,446 \left[\begin{array}{c} (Say.Sdpi - Sdy.Sapi) \\ \hline Sapi.Sdpi \end{array} \right]$
4<µ∆< 6,5	> 25	$0,845-0,446\left(\frac{\pi}{2}\right)\xi 0$
Type C	Toutes	0.33
µ∆>6,5	valeurs	0,55

Tableau 2.1. Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique (Kd)



Déplacement spectral (Sd)



c- Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des spectres de réponse en accélération ou en déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentants différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un point de performance qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme.

Les normes américaines FEMA-273 prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux(FEMA-273). L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure.

La performance sismique du système équivalant à un seul degré de liberté est graphiquement représentée par l'intersection de la courbe de capacité et le spectre de réponse réduit (figure 2.23) pour $\xi = \xi_{eff}$



Déplacement spectral (Sd)



2.7 Conclusion

Les procédures décrites dans ce chapitre sont basées sur la présentation des méthodes statiques non-linéaires pour reproduire les aspects de la réponse dynamique.

Une des notions principales c'est que les procédures statiques sont limitées dans leur capacité à reproduire le comportement dynamique. Par conséquent, il n'y a en toute rigueur aucune alternative à l'analyse dynamique non-linéaire. Cependant, ces méthodes statiques ont montré leur intérêt et continuent à être utilisées dans la pratique, ce qui exige d'améliorer ces méthodologies courantes.

Les solutions offertes sont censées contribuer aux efforts entrepris pour améliorer l'analyse pushover pour une évaluation performante de la réponse des structures. La méthode proposée évite le recours aux méthodes adaptatives qui sont coûteuses et complexes à l'échelle d'un bureau d'ingénierie. L'approche proposée n'exige pas un programme de calcul spécial et peut- être utilisée par n'importe quel logiciel non-linéaire.

Pour des structures qui répondent principalement dans leur premier mode, la technique donnera en général des bonnes estimations des déplacements globaux requis. Elle révélera des défaillances potentielles que l'on ne pourra pas apercevoir avec une analyse linéaire élastique tel que :

- Mécanismes de défaillance d'étages
- Modes de déformations
- Estimations des déplacements inter-étages

En revanche, l'analyse reste statique et on ne peut pas attendre une représentation précise des phénomènes dynamiques.

Les deux aspects de la réponse dynamique qui doivent être introduites, d'une façon ou d'une autre, dans une procédure statique non-linéaire, sont :

- la considération de plusieurs modes dans l'estimation des forces latérales à utiliser dans l'analyse pushover en employant les facteurs de modification qui tiennent compte des effets inélastiques sur la réponse de la structure ;
- la considération des caractéristiques du chargement sismique en établissant ces forces. D'une manière primordiale, les résultats suggèrent également que les modes ne devraient pas être considérés indépendamment mais dans une certaine

combinaison appropriée qui représente de façon raisonnable la contribution significative des modes à la réponse finale.

Chapitre 3 Développement des courbes de capacité et estimation des dommages sismiques selon le RPA 99

Plan du chapitre 3

3.1. Introduction	43		
3.2. Classification en types standard de constructions			
3.3. Description des paramètres utilisés			
3.4. Loi force – déplacement généralise associée aux poutres et poteaux			
3.4.1. Plastification par flexion des poutres	49		
3.4.2. Plastification par cisaillement des poutres et des poteaux	49		
3.4.3. Plastification par flexion des poteaux	50		
3.5. Résultats de la modélisation	51		
3.6. La demande sismique selon le RPA 99			
3.7. Evolution du point de performance pour chaque modèle structurel			
Définition de la performance et ses niveaux	54		
3.8. Catégories et Critères de classification des sols	56		
3.9. Résultats et interprétation	57		
3.10. Niveaux de dommage EMS-98	60		
3.11. Présentation des résultats et interprétation	62		
3.12. Conclusion	65		

3.1. Introduction

Plusieurs modèles d'estimation de dommages sismiques correspondent à des approches basées sur l'utilisation des relations entre intensité macrosismique et les dommages post sismiques, telle que l'échelle EMS 98. Ces relations ont un fort caractère implicite, car la valeur de l'intensité est-elle même une fonction de l'ampleur des dommages constatés ou supposés. Autrement dit, ceci revient à évaluer les dommages à partir des quantifications des niveaux de dommages. Les propriétés physiques de l'événement sismique ne sont donc pas prises en compte dans ce type d'approche, du moins d'une façon directe.

C'est cette caractéristique des modèles existants qui a poussé la communauté scientifique à développer des méthodes alternatives, modélisant d'une manière directe l'influence des paramètres liés au mouvement du sol sur les dommages. Pourtant, la diversité des paramètres intervenant dans un séisme, tels que la magnitude, le PGA, la vitesse, la période ou la profondeur de l'hypocentre rend très difficile la formalisation des relations entre les caractéristiques strictement physiques du séisme et les dégâts qui lui sont consécutifs. C'est pour répondre à ce besoin qu'a été développée l'approche basée sur les courbes de capacités, ou l'analyse Pushover.

Des courbes de capacités peuvent être réalisées pour toutes sortes de constructions et infrastructures, tels que ponts, dépôts, etc. l'avantage apporté par cette approche réside dans la facilité d'interprétation de l'état d'endommagement de la structure. Néanmoins, d'un point de vue technique, les démarches à suivre pour leur développement requièrent souvent des analyses très complexes et coûteuses en termes de temps, mises en pratique essentiellement par des chercheurs ou des ingénieurs expérimentés. Si l'apparition des logiciels adaptés à ce type d'approche ne diminue pas le niveau de complexité de l'analyse, elle influe sur les temps de travail. En raison du caractère itératif du calcul, les moyens informatiques améliorent ainsi d'une manière conséquente les délais d'obtention des résultats.

Dans cette étude, nous avons choisi les constructions, en béton armé de type poteaux poutres. Cette option est basée sur l'importance et la prépondérance de ces constructions dans le milieu urbain Algérien, ainsi que sur l'utilisation d'un logiciel spécifique à ces typologies de bâtiments.

3.2. Classification en types standard de constructions

Afin d'obtenir des courbes moyennes pour les constructions en portique en béton armé, nous avons choisi six classes différenciées par leurs ductilités.

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau. Après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendu au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale (V.Gioncu, 2000).

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité ? Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur.

On distingue trois manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation (tableau 3.1), la ductilité de courbure (tableau 3.2), et la ductilité de déplacement (tableau 3.3), dont la première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

Type de ductilité	Représentations	Formule	Description
Ductilité de déformation	σ_{y}	$\mu_{\Delta} = rac{\mathcal{E}u}{\mathcal{E}y}$	La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Et un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité.

Type de ductilité	représentations	Formule	Description
Ductilité de courbure	$M = M_{y} \qquad \qquad$	$\mu\phi=\frac{\phi_u}{\phi_y}$	Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique, et elle caractérise la capacité de rotation des sections. Cette ductilité est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en termes de rotation ou de déplacement.



Type de ductilité	représentations	Formule	Description
Ductilité de déplacement	$F = F_{y}$ F_{y} Δ_{y} Δ_{y}	$\mu \Delta = \frac{\Delta u}{\Delta y}$	La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, certainement impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper l'énergie.

Tableau 3.3. Ductilité de déplacement

Dans le cas de ductilité de déplacement (μ ^A) est appelé coefficient de comportement R (selon le RPA) ; celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques. Cependant, quel niveau de ductilité doit-on adopter pour une certaine catégorie de structure (M.Badoux et all., 2003), une simple réponse à cette question est quasi-impossible vue la grande diversité dans les formes de structures et le grand nombre d'incertitudes impliqué.

La figure (3.1) montre deux conditions définissant les limites de la relation entre le facteur de réduction des forces R, et le taux de ductilité d'ensemble (μ ^A)



Figure 3.1. Réduction de la force sismique et taux de ductilité





En fonction de la ductilité de déplacement, les structures en génie civil sont classées en trois classes (tableau 3.4).



Tableau3.4.Typologies des structures.

3.3. Description des paramètres utilisés

Dans cette étude, les courbes de capacités ont été développées à travers une analyse directe, réalisée à l'aide du logiciel spécialisé ETABS 9.6.2.

Plusieurs étapes sont nécessaires pour le déroulement d'une telle application :

- La modélisation de la structure du bâtiment,
- La définition des charges agissantes,
- La définition des rotules plastiques,
- La définition du type d'analyse et le choix des résultats souhaités et leur interprétation.

Étape nº 01 : Discrétisation et modélisation de la structure du bâtiment

La structure se définit à travers un certain nombre de points (les nœuds) et d'éléments barres (les poteaux et les poutres). Chaque élément barre est caractérisé par une section, qui d'un point de vue technique, assure la stabilité de l'édifice.

Étape n° 02 : Chargement de la structure

La deuxième étape comporte la définition et l'attribution des charges agissantes sur la structure, le poids de la structure a été pris en compte afin de bien vérifier le dimensionnement des éléments du bâtiment.

Deux types de charges gravitationnelles sont couramment utilisés :

- une charge permanente, correspond aux poids des éléments de la structure (murs, poteaux, etc.).
- une charge d'exploitation (en fonction de l'usage).

L'action sismique est prise en compte par la définition du spectre de réponse appropriée au site d'implantation du bâtiment.

Étape nº 03 : La définition et positionnement des rotules plastiques

Les rotules sont des zones qui, sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément. La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant la rupture de l'élément. Cette propriété est connue sous le nom de la ductilité des matériaux.

Le comportement global non linéaire d'une structure de type poteaux -poutres est décrit par la formation des mécanismes de rotules plastiques (figure 3.3) en un ou plusieurs de ses éléments (FEMA273, 1997), (ACI 318-95).



Figure 3.3. Formation des rotules plastiques.

Dans cette étude nous avons considéré que, les rotules apparaissent aux nœuds, où ce phénomène se localise généralement. Mais en réalité, ces rotules apparaissent une après l'autre, dans les sections faibles de chaque élément de la structure, et la plastification se produit d'une manière progressive.

Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement, ou de rotation de la rotule, avant sa rupture. Pour les structures en béton, nous avons utilisé les paramètres par défaut du logiciel, nous avons considéré une rotule de type force déplacement.

Les valeurs caractérisant les rotules plastiques définissent le mécanisme global de ruine de la structure, et représentent des éléments fondamentaux de la modélisation non linéaire. Il faut noter que le comportement de type rotules plastiques caractérise uniquement les structures de type poutres poteaux.

Les poutres et poteaux des structures en portique en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non-linéaires en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant de la section de béton armé du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

Les propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant les codes FEMA 273 (FEMA273, 1997) et ACI 318 (ACI 318-95).

3.4. Loi Force – Déplacement généralisé associé aux poutres et poteaux

La figure 3.4 montre la courbe non linéaire typique idéalisée, utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux, du portique et les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure (FEMA273, 1997).

La courbe est composée d'une réponse linéaire, entre les points A et B. La pente entre les points B et C est, en général, prise égale à un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10 % (FEMA273, 1997) ; dans notre cas, il est pris égal à 5 %.

Le point C a une ordonnée représentant la résistance ultime de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD).

Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut C. Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La figure 3.4 montre également les déformations ''a'' et ''b'' en relation avec la courbe non linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, désignés par les paramètres IO, LS et CP qui seront définis ciaprès.





3.4.1. Plastification par flexion des poutres

La figure 3.5 présente le diagramme moment – rotation associé à la plastification par flexion dans les poutres (ACI 318-95).



Figure 3.5. Diagramme moment – rotation associé à la plastification des poutres par flexion.

3.4.2. Plastification par cisaillement des poutres et des poteaux

La figure 3.6 présente le diagramme effort tranchant – rotation associé à la plastification par cisaillement pour les poutres (ACI 318-95).



Figure 3.6. Diagramme effort tranchant – rotation associé à la plastification des poutres par cisaillement.

3.4.3. Plastification par flexion des poteaux

Le diagramme *moment – rotation* associé à la plastification par flexion pour les poteaux est présenté à la figure 3.7 (ACI 318-95).



Figure 3.7. Diagramme moment – rotation associé à la plastification des poteaux par flexion.

La valeur du chargement de type Pushover donné ensuite à la structure n'a pas d'importance, car d'un point de vue théorique, la courbe de capacité décrit le comportement de la structure face à toute sollicitation horizontale et la variation de la force horizontale ne modifie pas la courbe de capacité obtenue.

3.5. Résultats de la modélisation

Les résultats obtenus (tableau 3.5) sont les valeurs moyennes à partir de la représentation bilinéaire des courbes de capacité (figure 3.8) qui ont été réalisées sur les six modèles structurels

197 Sq(Sd(m)	Sa (m/s²)	$\mu_1 {=} S_{du} {/} S_{dy}$	urel	Sd(m)	Sa (m/s²)	$\mu_2 = S_{du} / S_{dy}$
	0,000	0,000		tructi 612	0,000	0,000	
lèle s Mstr	0,030	0,420	4,97	lèle s Mstr	0,025	0,410	6,12
Moc	0,149	0,650		Moc	0,153	0,656	
urel	Sd(m)	Sa (m/s ²)	$\mu_3 = S_{du} / S_{dy}$	urel	Sd(m)	Sa (m/s²)	$\mu_{4} = S_{du} / S_{dy}$
Modèle struct Mstr 503 (0,0 (1,0 (1,0) (1,	0,000	0,000	5,03	Modèle struct Mstr 638	0,000	0,000	
	0,031	0,480			0,024	0,392	6,38
	0,156	0,672			0,153	0,592	
urel	Sd(m)	Sa (m/s²)	$\mu_5\!\!=S_{du}\!/S_{dy}$	urel	Sd(m)	Sa (m/s²)	$\mu_6\!\!=S_{du}\!/S_{dy}$
608	0,000	0,000		truct 674	0,000	0,000	
lèle s Mstr	0,025	0,360	6,08	lèle s Mstr	0,023	0,380	6,74
Mod	0,152	0,589		Mod	0,155	0,689	

 Tableau
 3.5.
 Valeurs moyennes des courbes de capacité des modèles structurels étudiés.



Figure 3.8. Courbes de capacité pour les différents modèles structurels étudiés

3.6. La demande sismique selon le RPA99

La demande sismique est représentée par le spectre de réponse élastique $S_a(T)$ pour les composantes horizontales de l'action sismique est, défini par le RPA 99 par l'expression suivantes (RPA99, 2003) :

$$Sa = \begin{cases} 1.25A.g.\left(1 + \frac{T}{T_{1}}\left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_{1} \\ 2.5.\eta(1.25.A.g.)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_{1} \le T \le T_{2} \\ 2.5.\eta(1.25.A.g.)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_{2}}{T}\right)^{2/3} & T_{2} \le T \le 3.0s \\ 2.5.\eta(1.25.A.g.)\left(\frac{T_{2}}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

avec : A est le coefficient d'accélération de zone, η est le facteur de correction d'amortissement, R est le coefficient de comportement, Q est le facteur de qualité et T₁, T₂ sont des périodes de transition.

3.7. Évolution du point de performance pour chaque modèle structurel

La performance à atteindre (satisfaire) peut être spécifiée à travers des limites sur n'importe quel paramètre de réponse telles que les contraintes, déformations, déplacements et les accélérations

Les objectifs de performance sont, des états d'acceptance de la structure. La performance peut être caractérisée par, des limites exprimées en termes de contraintes, d'un état spécifique d'endommagement ou en probabilité de ruine, contre une probabilité prescrite d'un niveau "demande". Bien que les documents basés sur la philosophie en performance avancent les mêmes concepts, cependant au niveau du détail ils spécifient différents niveaux de performance.

Il est reconnu que les limites exprimées en déplacement relatif, spécifiques à différents niveaux d'endommagement, peuvent varier considérablement fonction du système structurel et du matériau de construction. Cependant plus de recherche est, nécessaire afin d'arrêter des estimations qualitatives réalistes, reliant les déformations relatives à l'état d'endommagement. En plus, les critères de dimensionnement relatifs à différents paramètres restent à être définis pour différents niveaux de performance. Il s'avère donc nécessaire, d'apporter un consensus sur le nombre et la définition de ces niveaux de performance, associés aux états d'endommagement, ainsi que les critères de dimensionnement qui leur sont concordants, afin d'implanter la conception en performance.

Définition de la performance et ses niveaux

Un niveau de performance, décrit une condition limite d'endommagement d'une structure sous une action sismique donnée (Djebbar N.2006). Une autre définition de la performance, peut être donnée comme suit : le niveau de performance dans le dimensionnement sismique, est associé et est défini par les états limites de la structure. Le concept d'état limite, apparaît pour définir l'incapacité de la structure, à atteindre les buts qui lui sont désignés. Les états limites concernant la vie des occupants, ou la sécurité de la structure sont définis comme les états limites ultimes, ceux concernant le bon fonctionnement et l'occupation sans danger de la structure avec endommagement des éléments secondaires, sont les états limites de service. D'autres états intermédiaires peuvent être considérés. L'Eurocode 8 (EC8, 1998) ainsi que le RPA 99 (RPA99, 2003) considèrent deux états limites à savoir :

- État de non endommagement local considéré comme état limite ultime qui assure la vie des occupants sous une action sismique.

- État d'endommagement léger des éléments secondaires, ainsi que l'occupation et le fonctionnement de la structure sans danger sous un séisme modéré. La performance cible peut être un niveau de contrainte à ne pas dépasser, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement cible (A.Ghobara, 2001). La figure 3.9 représente la relation entre les différents niveaux de performance et les états d'endommagement correspondants.



Figure 3.9. Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé (A.Ghobara, 2001).

Pour une performance structurelle définie en termes d'endommagement, la déformation reste le meilleur indicateur. En terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état de déformation qui à son tour est supposé être lié directement à un niveau d'endommagement correspondant.

Les codes parasismiques Américains tels que la FEMA 356 (FEMA356, 2000) et l'ATC 40 (ATC40, 1996) définissent cinq niveaux de performances structurels correspondant à l'endommagement perçu par la structure après un séisme (tableau 3.6).

État de performance	Définitions
Immediate Occupancy	Le bâtiment reste stable et habitable ; les réparations sont mineurs et un déplacement relatif négligeable
Life Safety	La structure est toujours stable avec des dommages permanents localisés et non structuraux
Collapse Prevention (Near Collapse)	La stabilité de la structure est mise en cause avec des dommages coûteux pour la réparation. Les deux autres niveaux sont des rangs de performance compris entre les niveaux suscités
État de ruine	La structure est très endommagée et ne peut supporter une autre action sismique, la résistance résiduelle permet uniquement à supporter les charges gravitaires. La majorité des éléments non structuraux sont en ruine.
Endommagement sévère	La structure a subit un endommagement signifiant, sa résistance se trouve réduite, des déformations permanentes y existent et sa réparation est coûteuse

 Tableau
 3.6.
 Niveaux de performance, selon FEMA 356 et l'ATC 40

L'Euro code 8 (EC8, 1998) considère trois niveaux de performances qui sont :

L'état limite de prévention de ruine, l'endommagement signifiant et l'endommagement limite correspondant respectivement à l'état limite de ruine, endommagement sévère et endommagement limite du code Américains. Pour le règlement parasismique Algérien RPA 99 (RPA99, 2003), uniquement deux niveaux de performances sont considérés :

- Le premier lié à un séisme fréquent modéré, exigeant une rigidité et une résistance suffisante, pour limiter les dommages, assurant ainsi à la structure un comportement purement élastique,
- Le deuxième lié à un séisme majeur rare exigeant une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie suffisante, pour arriver à des déplacements inélastiques.

Ayant définit les différents niveaux de performance, toute structure doit être conçue de façon que, sa performance reste entre les limites prescrites. Pour atteindre ce niveau de vérification, le dimensionnement est conduit à travers la formulation de "Demande - Capacité" La demande ou la capacité sont définies en terme de : rigidité, résistance et ductilité. Pour cela plusieurs méthodes sont utilisées pour le dimensionnement des structures.

Afin d'évaluer d'une manière plus exacte les dispositions des codes cités précédemment, un groupe de 06 bâtiments en portiques auto-stables, en béton armé de type poteaux-poutres de 06 étages, ont été sélectionnés.

3.8. Catégories et Critères de classification des sols

Les sites sont classés en quatre (04) catégories (tableau 3.7) en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (RPA99, 2003).

Catégorie	Définitions	vitesse moyenne d'onde de cisaillement
Site rocheux S1	Roche	$V_{S} \ge 800 \text{ m/s}.$
Site ferme S ₂	Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur-consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur	$V_{S} \ge 400 \text{ m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.
Site meuble S ₃	Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide	$V_{S} \ge 200 \text{ m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.
Site très meuble	Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle	V _s <200 m/s dans les 20 premiers mètres.
S4	Dépôts d'argile molle à moyennement raide	V _s <200 m/s dans les 20 premiers mètres.

Tableau 3.7. Vitesse moyenne d'onde de cisaillement des quatre sols défini par le RPA 99

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :
Catégorie	Description	qc (MPA) (c)	N (d)	Pl (MPA) (e)	Ep (MPA) (e)	qu (MPA) (f)
S1	Rocheux (*)	/	/	>5	>100	>10
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0,4
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0,1 ~ 0,4
84	Très meuble ou Présence de 3 m au moins d'argile molle (**)	<1.5	<10	<1	<5	<0,1

(*) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S2 dans le cas où Vs n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles (**) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité Ip >20, une teneur en eau naturelle Wn 40 %, une résistance non drainée Cu < 25 kPa et une vitesse d'onde de cisaillement Vs < 150 m/s.

 Tableau
 3.8.
 Classification des sols selon le RPA 99

3.9. Résultats et interprétation

Nous présenterons les résultats de la performance par l'intermédiaire du paramètre caractérisant la réponse sismique en termes de déplacements (point de performance) pour les différents types d'accélérations et types de sols pour chaque modèle structurel.



Figure 3.10. Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismiquemodèle structurel Mstr497-



Figure 3.11. Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique - modèle structurel Mstr503-



Figure 3.12. Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique - modèle structurel Mstr608-



Figure 3.13. Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismiquemodèle structurel Mstr612-



Figure 3.14. Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismiquemodèle structurel Mstr638-



Figure 3.15. Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismiquemodèle structurel Mstr674-

Selon les figures présentées, nous remarquons que le point de performance varie en fonction de l'accélération sismique d'une part et du type de sol, d'autre part.

Le déplacement ultime, selon tous les modèle structurels est atteint pour une accélération sismique comprise, entre 0.3 g et 0.35 g pour le sol S_1 , 0.20 g pour le sol S_4 et 0.30 g pour les sols intermédiaires (S_2 et S_3).

Pour le sol S₁ dont la vitesse de cisaillement est supérieure à 800 m/s, le bâtiment étudié présente une performance meilleure pour résister à une accélération de 0.35 g, contrairement au sol S₄ ou la vitesse de cisaillement est inférieure à 200 m/s, le bâtiment peut résister à une accélération de 0.20g.

A cet effet, nous concluons que la performance sismique des bâtiments auto-stables présentés par les Modèle structurels d'étude est proportionnelle à la vitesse de cisaillement des ondes de surface.

3.10. Niveaux de dommage EMS -98

Les niveaux de performance, comme les montre la figure 3.16, sont fixés dans la norme FEMA -356 (FEMA356, 2000) par trois points (IO, LS et CP), définissant ainsi l'état de dégradation de chaque section, et son degré de pénétration dans le domaine plastique. Les charges gravitaires, revenant aux bâtiments sont évaluées conformément aux règles de calcul classiques tandis-que les charges latérales qui représentent l'action sismique sont introduites à l'aide du spectre de réponse.



Figure 3.16. Relation force déformation d'une rotule plastique FEMA 356

Nous rappelons que sur la courbe de capacité, la position du point de performance détermine un certain degré de dommage et niveaux d'endommagement, à travers la représentation graphique de la capacité sismique et selon l'EMS 98 (tableau 3.9).

La méthode EMS-98 (EMS-98, 2001), fut la première à mettre en relation une définition du niveau de dommage appuyée sur des schémas et des photos, apportant ainsi une idée importante au diagnostic. De plus, la description structurelle des dégâts est une des plus fines qui soient données dans ce type d'approche d'ensemble.

Dommage EMS-98	Définition structurelle EMS-98
D1: Légers	[aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux]
	-Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base.
	-Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
	[dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux
D2: Modérés	-Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs.
	-Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage, chute des revêtements friables et du plâtre.
	-Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	[dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux
D3: Importants	-Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures.
ESSES (FRANCISCUS) CONF. CONF.	-Écaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale.
Africant and search and a series of the second s	-Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.
	- défaillance de certains panneaux de remplissage.
D4. Très Importants	[dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants]
D4: Tres importants	-Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence.
	 Perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux
	-Écroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.
D5: Destruction	[dégâts structuraux très importants]
	-Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

Tableau 3.9. Définition de l'échelle de dommage EMS -98.

La partition de la courbe de capacité en cinq domaines de dommages (figure 3.17), nous permet de bien évaluer les degrés des dommages que la structure va subir en fonction de la variation du point de performance (tableau 3.10), qui se circonscrit dans un intervalle, qui définit un état d'endommagement de la structure pour les différentes accélérations sismiques.



Déplacement spectral Sd (m)

Figure 3.17. Présentations de l'état d'endommagement des structures en béton armé

Niveaux d'endommagements	Degré de dommage	Déplacement spectral associé
	D1	Sd=0,4 Sd _y
Niveau 01	D2	Sd = 0.8 Sdy
Niveau02	D3	$Sd = Sd_y + 0,25 (Sd_u - Sd_y)$
Niveau03	D4	$Sd = 0,75 Sd_u$
Niveau 04	D5	$Sd = Sd_u$

Tableau 3.10. État d'endommagement des structures en béton armé (Kahil. A et all, 2010)

3.11. Présentation des résultats et interprétation

L'objectif est d'estimer le niveau d'endommagement face à une sollicitation sismique donnée, pour un type standard de bâtiment. L'approche utilisée est basée sur la méthode du spectre de capacité, repose sur les courbes de capacité, qui indiquent le comportement d'une construction face à n'importe quelle sollicitation de type sismique. Celles-ci décrivent ainsi le niveau de dommages probables dus à l'action sismique imposée(Kahil.A et all, 2013).



Figure 3.18. Évolution des dommages pour le modèle structurel Mstr 497



Figure 3.19. Évolution des dommages pour le modèle structurel Mstr 503



Figure 3.20. Évolution des dommages pour le modèle structurel Mstr 608



Figure 3.21. Évolution des dommages pour le modèle structurel Mstr 612



Figure 3.22. Évolution des dommages pour le modèle structurel Mstr 638



Figure 3.23. Évolution des dommages pour le modèle structurel Mstr 674

Les résultats obtenus correspondent à des états d'endommagement structurels par niveaux de dommages.

Les bâtiments présentés par les modèle structurels sont susceptibles de ne pas présenter des dommages dans le sol de type S_1 ; des dommages légers pour des accélérations d'ordre 0.30g et 0.40 g pour le type de sol S_2 ; des dommages modérés dans le sol de type S_3 même pour des accélérations faibles ; et enfin des dommages très importants pour le type de sol S_4 .

La représentation graphique des résultats, facilite l'analyse comparative des dégâts pour les différents modèles structurels. Nous pouvons remarquer que, les bâtiments en portiques, en béton armé implantés sur des sols, dont la vitesse de cisaillement est faible, présentent des dégâts moindres, par apport aux sols dont la vitesse de cisaillement est élevée (Kahil.A et all, 2013).

Nous concluons que les dommages probables causés par une sollicitation sismique modérée seraient très importants, d'où la vulnérabilité globale est plus élevée.

3.12. Conclusion

Les courbes obtenues représentent, pour la typologie étudiées, une moyenne entre plusieurs configurations de bâtiments (06 bâtiments) ; elles caractérisent ainsi d'une manière générale le comportement des structures en portiques en béton armé face à une sollicitation sismique. En raison de ces aspects, elles sont très utiles pour l'estimation a priori des dommages.

Nous avons pu observer toutefois certaines différences, notamment par rapport aux valeurs caractéristiques de ces courbes. Ces différences peuvent être dues notamment aux paramètres de modélisation utilisés, des légères variations de ceux-ci entraînant de fortes différences dans une courbe de capacité.

En raison des multiples incertitudes liées au développement des courbes de capacités, nos résultats doivent être considérés avec réserve. Les paramètres utilisés notamment pour la définition des rotules plastiques, qui influent considérablement sur le comportement postélastique de structures, restent à être testés et validés lors des prochaines études.

Afin de valider ces résultats, le développement des courbes de capacités à travers des moyennes réalisées sur un nombre de constructions serait nécessaire. Il reste également intéressant de produire des courbes de capacités caractérisant d'autres types standards de bâti.

Chapitre 4 Atténuation du mouvement sismique et indicateurs de nocivité

Plan du chapitre 4

4.1. Introduction	66
4.2. Modèles de prédiction du mouvement sismique	66
4.3. Qu'est-ce qu'un modèle d'atténuation ?	66
4.4. Loi d'atténuation pour l'Europe	72
4.5. Données	73
4.6. Loi d'atténuation selon SABETTA & PUGLIESE (1996)	74
4.7. Indicateurs de nocivité	74
4.7.1. Intensité macrosismique	75
4.7.2. Le couple magnitude-distance	76
4.7.3. Accélération maximale (PGA)	77
4.7.4. Intensité d'Arias (IA)	79
4.7.5. Durée de la phase forte	81
4.7.6. Durée de seuil	81
4.7.7. La durée uniforme	81
4.7.8. La durée significative	82
4.7.9. Intensité spectrale (IH)	83
4.7.10. Cumul absolu de la vitesse (CAV)	83
4.7.11. Pouvoir destructeur (Pod)	85
4.8. Conclusion	86

4.1. Introduction

Les équations de prédiction du mouvement de sol (Ground-motion prediction equations, GMPE), renseignent sur la valeur attendue, d'un paramètre choisi en fonction de la magnitude du séisme, de la distance à la source sismique et du type de sol sur lequel on se place, voire aussi d'autres paramètres (directivité, type de mécanisme,...) Douglas, J. (2011).

4.2. Modèles de prédiction du mouvement sismique

Les modèles empiriques de prédiction du mouvement du sol, permettent de calculer une ou plusieurs grandeurs caractérisant le mouvement du sol. Ces modèles sont établis pour des régions à forte sismicité (USA, Japon, Italie...).

Un des problèmes actuels, pour l'utilisation des modèles de mouvements forts est dû aux différentes définitions des magnitudes, distances et paramètres de sites, utilisés dans les modèles. Le non consensus autour de la magnitude et la distance est, par contre moins grave, lorsque la source est peu étendue, ce qui est le cas des séismes faibles et modérés (Drouet, 2006).

La paramétrisation utilisée pour les régressions, lors de l'établissement de ces modèles, ainsi que les coefficients inversés, dépendent de la région étudiée, traduisant les différences en termes de source sismique, d'atténuation des ondes et d'effet de site.

4.3. Qu'est-ce qu'un modèle d'atténuation ?

L'équation de prédiction du mouvement sismique (GMPE), permet de rendre compte de la combinaison entre le mécanisme de rupture de la source sismique, de la propagation d'ondes sismiques entre la source et le site et de l'effet de site. Cette combinaison est faite, en générale, à l'aide de modèles physiques.

A la base, la source est assimilée (si on utilise le modèle physique de base) à un point de source, situé à l'hypocentre du séisme. Le modèle suppose que, toute l'énergie du séisme est libérée à partir de ce point. La propagation de cette énergie est, sous forme d'onde sphérique.

Ces ondes sont accompagnées d'une décroissance géométrique de leur amplitude. De ce fait, cette dernière, est inversement proportionnelle à la distance entre la source et le site.

Si le milieu de propagation d'ondes est élastique, seule l'atténuation géométrique est prise en compte. On note Y comme l'amplitude de PGA, PGV, PSA..., M est la magnitude et représente l'énergie libérée à la source et R la distance entre la source et le point de mesure (Lussou, 2001) :

$$Y=10^{\alpha M} \frac{1}{R^{b}}$$
(4.1)

Par contre si le milieu est inélastique, la décroissance de l'amplitude est également fonction du paramètre q qui décrit le caractère dissipatif du milieu de propagation (Boore et al. 1982) :

$$Y = 10^{\alpha M} \cdot \frac{1}{R^{b}} \cdot 10^{-cR}$$
(4.2)

On obtient, pour un milieu élastique, la relation suivante :

$$\log_{10}(Y) = a.M - b.\log_{10}(R) + d$$
 (4.3)

a, b, c et d sont des coefficients de la GMPE. Dans la pratique, l'effet de site est pris en compte par le coefficient d.

Dans le cas où on considère le comportement anélastique du milieu, on obtient :

$$\log_{10}(Y) = a.M - b.\log_{10}(R) - c.R + d$$
(4.4)

Par exemple une relation prédictive du mouvement du sol, relative à la valeur maximale enregistrée de l'accélération (PGA) peut s'écrire :

$$\log_{10}(PGA_{ij}) = a.M_i - b.\log_{10}(R_{ij}) - c.R_{ij} + d_j \qquad j = 1, 2, 3.....n$$
(4.5)

 PGA_{ij} est l'accélération maximale pour le i ^{ième} séisme, enregistré à la j ^{ième} station. Le coefficient (a) est relié à la magnitude, (c) est relié à la distance et rend compte de l'atténuation inélastique, $b.log_{10}(R_{ij})$ correspond à l'atténuation géométrique. Dans un milieu homogène l'atténuation égale à $\frac{1}{R}$ et est égale à $\frac{1}{R^b}$ dans un milieu stratifié d'où le coefficient b. dj, est un coefficient lié au site sur lequel se trouve la station d'enregistrement. Et n est le nombre de sites étudiés. Les coefficients a, b, c et d sont déterminés par

régression. D'autres phénomènes physiques ont une influence sur le mouvement du sol et n'ont pas été pris en considération dans l'équation (4.5) (Pousse, 2005).

Pour la prise en compte d'un plus grand nombre de phénomènes physiques, on présente l'exemple de GMPE mentionnée par Pousse (2005) dont la forme est la suivante :

$$log(Y) = A_{1} + A_{2} \cdot M + A_{3} \cdot (M_{max} nM)^{A_{4}} + A_{5} \cdot log(R + A_{6} \cdot e^{A7 \cdot M}) + A_{8} \cdot R + F^{source} + F^{site} + (\sigma_{log(Y)})$$
(4.6)

Y est le paramètre recherché, M est la magnitude et M_{max} est une magnitude de référence, R est la distance mesurée, F^{source} et F^{site} sont des variables qui tiennent compte du type de source et de site considérés. Tandis que, Ai sont déterminés par régression. $\sigma_{log(Y)}$, est l'incertitude associée au calcul est rend compte de la dispersion des données autour de la valeur médiane prédite (Boumédiène DERRAS,2011).

Dans l'équation (4.6) on remarque que log(Y) est proportionnel à la magnitude, mais des études récentes suggèrent un effet de saturation avec la magnitude (Anderson, 2000, Douglas, 2003).

A mesure que la magnitude augmente, l'amplitude du mouvement du sol augmente d'autant moins vite surtout à hautes fréquences. Cet effet s'appelle aussi effet d'échelle. C'est ce à quoi fait référence le terme $(M_{max} - M)^{A_4}$. Autre type de saturation a été perçu, qui exprime le fait que l'amplitude du mouvement en champ proche de la source ne tient compte que partiellement du rayonnement total du phénomène de rupture sismique d'une zone d'étendue finie (Campbell, 1981, Abrahamson and Siva, 1997). Cet effet de saturation en distance se traduit dans l'équation par une pente de l'atténuation géométrique qui, diminue en champ proche (A_6 .e^{A7.M}). En outre, le modèle de prédiction rend également compte d'une atténuation anélastique $A_8.R$ qui traduit l'absorption de l'énergie dans le milieu traversé par les ondes sismiques (Pousse, 2005).

De son côté, l'effet de site est présenté dans les GMPE par des coefficients (c et k) qui définissent la nature géologique, le comportement rhéologique et dynamique du site en question. Généralement la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (qui sont les plus destructives) est utilisée comme indicateur de la rigidité du site. En pratique cette

vitesse on la calcule sur les 30 premiers mètres de profondeur du sol (V_{s30}). Un autre paramètre de site qui mérite d'être testé et utilisé est la fréquence de résonance du site f₀,

En raison de la distribution normale de log(Y) autour de sa médiane, les GMPE sont calculées soit en ln soit en log_{10} . En général, on observe que la distribution des résidus [la différence entre le $log(Y_{mesuré})$ et $log(Y_{prédit})$] suit une distribution normale à moyenne nulle.

Les équations de prédiction du mouvement sismique sont très nombreuses. Elles sont différentes par le mode d'atténuation utilisé (élastique, anélastique, saturation en distance saturation en magnitude : effet d'échelle), par les paramètres qui caractérisent les phénomènes physiques prisent en considération : de source, mécanique au foyer (normale, inverse ou de décrochement). Les GMPEs se différent aussi par le type de la magnitude *(magnitude locale, magnitude d'ondes de surface, et magnitude de moment)* et par les définitions de la distance *(distance épicentrale, distance hypocentrale, distance la plus courte à la projection en surface de la zone de rupture, distance la plus courte à la zone de rupture)*. Une autre différence entre les GMPEs vient des paramètres utilisés pour tenir compte de l'effet de l'amplification sismique linéaire et/ou non linéaire lithologique. Elles diffèrent également, par les enregistrements sismiques et la méthode de régression ou inversion utilisée pour calculer les coefficients.

La méthode d'inversion de Fukushima et Tanaka (1990) est représentée brièvement. Les auteurs ont utilisé 1372 enregistrements sismiques (composante horizontale) de 28 séismes au Japon ainsi que 15 séismes au USA et dans d'autres pays ; et ce pour la détermination de PGA moyen des deux directions NS et EW. GMPE obtenue pour le Japon est donnée par :

$$\log_{10}(PGA) = 0.41M - \log_{10}(R + 0.032.10^{0.41M}) - 0.0034.R + 1.30$$
(4.7)

Ou M représente la magnitude de surface et R la distance de rupture.

Pour arriver à cette équation, deux étapes ont été utilisées : régression pour un événement individuel et multiple pour l'ensemble des événements. L'équation de base utilisée est définie par :

$$\log_{10}(PGA) = a_s.M - b.\log_{10}(R) - c^t$$
 (4.8)

C'est b qu'était déterminé en premier lieu, ce coefficient est supposé le même pour les enregistrements du séisme (s) sur le type de sol (t), cette configuration est appelée groupe. Une première variable est introduite dans cette étape d'inversion v_s^t qui est associée à chaque groupe, tel que :

$$\log_{10}(PGA) = v_s^t - b \cdot \log_{10}(R)$$
 (4.9)

La deuxième étape est, la détermination des coefficients a_s , et c^t et ce par une régression multiple. Dans cette étape, chaque groupe d'enregistrements est décrit par un couple (M, v_s^t) on détermine alors un coefficient a_s pour l'ensemble des groupes et un coefficient c^t pour chaque type de site, en utilisant :

$$\nu_s^t = a_s M + c^t \tag{4.10}$$

La même démarche par régression a été utilisée pour déterminer les coefficients qui restent de l'équation 4,6. Ces coefficients ont été ajoutés pour la prise en compte du milieu anélastique et de l'effet de saturation en champ proche.

Cette illustration représente seulement une des méthodes parmi les plus simples utilisées pour la détermination des coefficients des GMPE. Les méthodes sont multiples, en plus de (Fukushima et al. 1990) on cite celles de (Boore et al. 1982) de (Abrahamson et al. 1992) ou encore les plus récentes celles qui utilisent la base de données sismiques dite PEER NGA : Pacific Earthquake Engineering Research Center's Next Generation Attenuation project (Boore et al. 2008).

Dans son étude Boore (Boore et al ; 2008) a utilisé 1574 enregistrements de la base NGA des 58 chocs principaux, à des distances varies de 0 km à 400 km. L'objectif était de déterminer un modèle pour la prédiction des PGA, PGV et les PSA (pseudo- acceleration spectra) pour un amortissement égal à 5% et pour un intervalle de période entre 0.01 sec et 10 sec.

L'enjeu principal était la diminution de l'incertitude dans ces équations. A ce stade, il n'y a pas eu de gain significatif. A titre d'exemple le SGMA de la GMPE de Fukushima (Fukushima et al, 1990) et de l'ordre de 0.21 tandis que Boore (Boore et al, 2008) a trouvé un SIGMA = 0.24, bien que les GMPE élaborées dans ces dernières contiennent énormément de paramètres (figure.4.2).

La figure 4.1 donne les valeurs de SIGMA des GMPEs PGA sur les trente dernières années, en (ln) et log 10 (Strasser, 2009). Ainsi on remarque que le SIGMA n'a pas eu de réduction significative pendant ces 30 dernières années et ce malgré les investigations lourdes en terme de réseaux accélérométriques et méthodes conventionnelles utilisées. (Boore et al. 2008) a montré que le nombre de paramètres utilisés pendant les 40 dernières années pour l'obtention des PGA est en croissance. Une croissance qui n'a pas pu réduire significativement le SIGMA.



Figure 4.1. Évolution de SIGMA durant les 30 dernières années (Strasser et al., 2009)



Figure 4.2. Nombre de paramètres utilisés dans les GMPEs pendons les 4 dernières décennies (Bommer, 2010).

Par ailleurs, Douglas (Douglas ; 2003) a recensé plus de 200 équations de prédiction du mouvement sismique mises à jour en 2011.

Malgré ces efforts, il existe toujours le problème du caractère régional de ces équations. On ne peut pas par exemple appliquer une équation établie pour le Japon pour tirer de conséquence sur l'aléa sismique existant en Algérie. Les conditions géologiques, morphologiques et tectoniques ne sont pas les mêmes aux deux régions. Ce problème d'application des équations, en plus de celui du diminuer le SIGMA, préoccupe actuellement la communauté scientifique.

Donc du point de vue utilisation pour l'étude de l'aléa sismique, on peut distinguer trois catégories de GMPE.

- Les GMPEs provenant des événements crustaux dans des zones à sismicité active par exemple l'Italie, la Grèce et l'Algérie.
- Celles obtenues à partir des données continentales stables qui sont caractérisées par des chutes de contraintes élevées.
- Enfin les équations établies à partir d'événements des régions de la subduction, où les séismes généralement de faible atténuation anélastique permet d'atteindre de plus forte profondeur.

4.4. Loi d'atténuation pour l'Europe

Les études sismologiques complètes et systématiques en Europe menées par Ambraseys (Ambraseys ; 1975). Pour l'évaluation de l'aléa sismique et les applications d'ingénierie structuraux, un grand nombre de recherches ont été menées depuis 1975, et les relations d'atténuation ont été formulées pour l'Europe (Ambraseys et Bommer, 1991, 1992 ; Ambraseys et Simpson, 1996 ; Ambraseys et al, 1996).

D'autres études ont porté sur les zones locales avec un nombre assez élevé de tremblements de terre. Ces domaines incluent la Grèce (Skarlatoudis et al., 2004), l'Italie (Rinaldi et al., 1998), la Turquie (Kalkan et Gulkan, 2004) et la Roumanie (Stamatovska, 2002). Les relations d'atténuation révisées pour les pays européens et dans certaines régions du Moyen-Orient ont été formulées à la fois pour l'accélération horizontale maximale par Ambraseys et al. (2005a) et de l'accélération verticale maximale du sol par Ambraseys (Ambraseys et al. 2005 b). Le modèle d'atténuation du mouvement pour l'accélération horizontale maximale PGA est donné par :

$$log(PGA)_{h} = 2.522 - 0.142Mw + (0.314.Mw - 3.184).log \sqrt{57.76 + d^{2} + 0.137Ss} + 0.050S_{A} - 0.084F_{N} + 0.062F_{T} - 0.044F_{0}$$
(4.11)

avec

- PGA exprimée en m/s², et (d) est la distance (en km) pour la projection du plan de faille sur la surface.
- Les coefficients S_A et S_B sont obtenus à partir du tableau 4.1. Ils sont donnés en fonction du type de sol. Trois types de conditions de sol ont été considérés : roches, rigides et souples.

Le terme M_w dans l'équation (4.11) indique la magnitude de moment.

 Les coefficients F_N, F_O et F_T dans l'équation (4.11) sont liés au mécanisme focal des tremblements de terre, qui étaient classés par Frohlich et Apperson (Frohlich et al, 1992).

Type de sol	Vitesse de cisaillement	SA	SB
	Vs (m/s)		
Roches	Vs ≥750	0	0
Rigide	$360 \le V_s \le 750$	1	0
Souple	$180 \le V_s \le 360$	0	1
	V 1 1 60° ' 4 0	(C 1	127

Tableau 4.1.	Valeurs des	coefficients SA	et S _B c	lans l'équation	4.11
--------------	-------------	-----------------	---------------------	-----------------	------

Mécanisme focal	F_N	F ₀	F _T
Mouvement normal	1	0	0
Mouvement non courant	0	1	0
Mouvement de glissement	0	0	0
Mouvement de compression	0	0	1

Tableau 4.2. Valeurs des coefficients F_N , F_0 et F_T dans l'équation 4.11

4.5. Données

La base de données qu'en utilisera dans ce travail comporte des séismes artificiels qui sont originaires de la méthode Sabetta et Pugliese (1996). Toutes les relations d'atténuation de l'intensité Arias signalées ((Faccioli ,1983), (Wilson et Keefer,1985), (Sabetta et Pugliese ,1987), (Wilson, 1993) ; (Sabetta et Pugliese ,1996), (Kayen et Mitchel, 1997), (Zonno et Montaldo ,2002), (Travasarou et al,2003)et (Hwang et al ,1991)), nous

considérons que la Sabetta et Pugliese (1996), cette relation est la plus fiable pour notre travail pour les raisons suivantes :

- La grande quantité de données utilisées par Sabetta et Pugliese.
- Le fait qu'elle nous permet d'inclure des informations sur l'état des sols.
- Utilisent l'échelle de magnitude (Ms).

Les travaux de Sabetta et Pugliese consistent, à la génération de séismes artificiels non stationnaires selon une méthode empirique, basée sur la régression des relations d'atténuation d'une collection de séismes mesurés en Italie (95 accélérogrammes de 17 séismes de magnitude 4,6 à 6,8)

4.6. Loi d'atténuation selon Sabetta & Pugliese (1996)

La loi d'atténuation utilisée par Sabetta et Pugliese (1996) est :

$$\log Y = a + bM \quad \log_{10} \sqrt{d^2 + h^2} + e_1 S_1 + e_2 S_2 \tag{4.12}$$

avec :

• Y est le paramètre de réponse qui représente la pseudo-vitesse pour un amortissement de 5%

• Utilise les données de Sabetta & Pugliese (1987).

• Utilise les trois catégories de sites suivants :

Classe du sol	Type de sol	Vitesse de cisaillement Vs (m/s)	S ₁	S_2
Classe A	Compacts	$V_s \ge 750$	0	0
Classe B	Alluvions peu profonds (H≤20 m)	$360 \le V_s \le 750$	1	0
Classe C	Alluvions profonds (H>20 m)	$180 \le V_s \le 360$	0	1

 Tableau
 4.3. Type de sols employés dans la loi d'atténuation de Sabetta & Pugliese (1996)

4.7. Indicateurs de nocivité

Nous avons introduit le problème du choix du mouvement sismique pour tout calcul sismique plus fin, se posent alors deux questions :

Quel mouvement choisir, est-il représentatif de mouvements sismiques effectivement susceptibles de survenir sur un site donné ?

Est-on sûr que l'événement choisi ou modélisé placera le calcul dans une situation suffisamment pénalisante tout en ne l'étant pas exagérément ?

Pour cela, il serait nécessaire de répertorier, étiqueter et proposer une classification des séismes récents ainsi que des enregistrements de mouvements sismiques obtenus à travers le monde. Un critère semblant bien adapté ici pour établir un classement, une comparaison entre enregistrements, est un critère d'endommagement.

Ce critère d'endommagement, qui reste à l'origine de nombreuses recherches, permettrait non seulement de classifier plus précisément les enregistrements disponibles, mais aussi de guider l'ingénieur dans un choix éventuel d'accélérogrammes de projet.

Cependant, il semble utopique de donner un critère indépendant des caractéristiques du système étudié. Les systèmes fragiles, dont l'endommagement est directement piloté par la notion de dépassement d'un niveau seuil seront ainsi liés au paramètre niveau de sollicitation.

Par contre, l'endommagement de systèmes ductiles sera plus lié au phénomène de fatigue donc de durée de sollicitation. On perçoit donc ici qu'un critère d'endommagement adapté à un système peut être non pertinent dans le cas de systèmes de caractéristiques différentes.

Nous mettrons néanmoins en avant les paramètres classiquement utilisés en ingénierie parasismique pour caractériser un mouvement sismique et nous essaierons d'en dégager les atouts ou les limites. Le but est alors de déterminer les candidats qui pourront être, de bons indicateurs d'endommagement.

Les candidats envisagés sont de différentes natures liés à/aux :

- 1- La notion de niveau : accélération maximale et l'intensité spectrale (IH),
- 2- La notion de durée : durée de la phase forte.
- 3- Notions de durée et de niveau : intensité d'Arias (IA), Cumul absolu de la vitesse (CAV), potentiel destructeur (Pod).

4.7.1. Intensité macrosismique

Il est vrai que l'intensité macrosismique ne mesure pas le potentiel endommageant d'un mouvement mais le dommage causé par lui. Cependant, nous avons voulu l'inclure dans cette partie car elle reste une référence pour toute étude liée à un endommagement. En effet, la pertinence d'un paramètre vis-à-vis de l'étude du potentiel d'endommagement d'un mouvement passe classiquement par une bonne adéquation du paramètre niveau de l'intensité macrosismique (étude sur des mouvements et observations passées).

Ainsi, le premier élément visant une classification de l'événement sismique, est-il donné par l'observation des effets produits par la secousse sismique ; effets sur les constructions, l'environnement physique pris dans sa globalité (mer, relief, sol). A partir de là, est calculée l'intensité macrosismique, reflet de l'endommagement (aspect quantitatif) causé par la secousse, sur un site donné. Différentes échelles sont apparues pour permettre, la comparaison de cet endommagement survenu en différents points géographiques.

On peut alors atteindre approximativement l'épicentre macrosismique du séisme sachant que globalement, l'intensité macrosismique décroît à mesure que l'on s'éloigne de lui. Il est difficile de pouvoir donner d'autres renseignements sur le séisme qui est à l'origine des dommages.

En effet, les dommages sont le reflet de l'interaction entre deux paramètres : un lié au mouvement, l'autre au système étudié. Il n'est pas alors aisé de dégager des conclusions propres au mouvement sismique sur un site (tout au plus des indications relatives à l'accélération maximale). L'intensité macrosismique, quoique fort utile dans le cadre d'une étude historique de l'activité sismique dans une région, donne ici ses limites si l'on désire obtenir des renseignements plus précis.

Néanmoins, si on s'intéresse à des problèmes de protection de l'habitat (moyennant certains biais dus à la méconnaissance de la qualité de fabrication des constructions), l'intensité macrosismique peut se révéler être un bon indicateur de pouvoir endommageant d'un mouvement sismique.

Cependant, de par sa définition, l'intensité macrosismique ne peut répondre à la classification intrinsèque d'un mouvement sismique. L'instrumentation directe des sites permettant la mesure du mouvement seul amène une réponse à cette limite, l'étude des phénomènes au foyer en apporte une autre.

4.7.2. Le couple magnitude-distance

Il existe différentes définitions de la magnitude : magnitude des ondes de volume M_b , des ondes de surface M_s , magnitude locale M_L qui sont toutes déterminées à partir de l'amplitude maximale du mouvement enregistrée sur un sismographe. Introduites de

manière empirique, leur utilisation connaît une restriction liée au phénomène de saturation inhérent à l'appareil de mesure (CISTERNAS et GAULON, 1985). Il s'agit d'une déamplification du mouvement réel qui n'a pas pu être suivi par l'appareillage à basse fréquence. En pratique, ces définitions donnent des résultats corrects lorsque les séismes sont de magnitudes (M_s) inférieures à 7,5. Afin de couvrir cet inconvénient, la magnitude moment M, a été introduite pour les séismes de plus grande ampleur (KANAMORI et ANDERSON, 1975). Elle prend le moment sismique comme mesure de l'importance de l'événement qui est alors la seule quantité pouvant correctement rendre compte de l'énergie délivrée par la source.

Cependant, il faut noter qu'un séisme de forte magnitude n'aura que peu d'effets en un point d'observation situé loin de la source. Ceci est relié à l'atténuation des ondes sismiques avec la distance épicentrale (décroissance géométrique de l'amplitude des ondes).

Aussi, en termes de dommages, la magnitude est-elle toujours associée à une distance épicentrale d'observation.

Dans un deuxième temps, il faut pouvoir classifier tous les enregistrements effectués sur différents sites car ils participent à la connaissance d'un événement sismique. Dès lors, il faut s'attacher à étudier les accélérogrammes eux-mêmes et dégager des particularismes qui permettront de les comparer entre eux.

4.7.3. Accélération maximale (PGA)

La valeur de l'accélération maximale en surface (Peak Ground Acceleration) est un paramètre couramment utilisé pour catégoriser les séismes et en prédire leur nocivité. De nombreuses corrélations existent pour relier les dommages subis par les constructions au niveau d'accélération mesurée. Pourtant, le retour d'expérience a montré que des séismes de faibles accélérations pouvaient être plus destructeurs que des séismes de niveau d'accélération élevé. C'est particulièrement le cas des séismes proches (R<10 km, M<6) de courte durée riches en hautes fréquences qui génèrent des niveaux d'accélération élevés et peu de dommages sur les bâtiments, on pourrait même imaginer que l'endommagement d'une structure n'est pas une fonction monotone du niveau d'accélération d'un signal donné, dès lors que le comportement de la structure n'est plus linéaire. Ce paradoxe a clairement fait apparaître la nécessité d'associer à un niveau d'excitation la notion de cycle

ou de durée pour former des indicateurs de nocivité capables de refléter l'énergie du signal sismique.



Figure 4.3. Accélération maximale du sol en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) - Sol compact-



Figure 4.4. Accélération maximale du sol en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996)-Alluvions peu profonds-



Figure 4.5. Accélération maximale du sol en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) -Alluvions profonds-

4.7.4. Intensité d'Arias (IA)

L'intensité d'Arias apparaît a priori tout à fait adaptée pour quantifier le potentiel destructeur d'un enregistrement puisqu'il contient dans sa définition, l'influence du niveau d'accélération, et de la durée de sollicitation.

L'intensité d'Arias rend en compte l'énergie sismique présente sur un site qui est bien à l'origine de l'endommagement d'une structure. On trouve ici la justification de son emploi étendu pour déterminer une durée représentative des effets destructeurs d'un séisme. ARIAS en 1970 (ARIAS, 1970) a définie (IA) comme :

$$IA = \frac{\pi}{2.g} \int_{0}^{tf} \Gamma^{2}(t) dt$$
(4.13)

avec t_f durée totale de l'enregistrement et $\Gamma[t]$ valeurs de l'accélérogramme.

L'intensité d'Arias connaît un regain d'intérêt : à partir d'enregistrements réels de surface, KAYEN et MITCHELL (KAYEN et MITCHELL, 1997) ont calculé l'intensité d'Arias correspondant à un mouvement sismique bidirectionnel et ont pu ainsi remonter au facteur de sécurité des couches sous-jacentes vis-à-vis du risque de liquéfaction. Par ailleurs, l'intensité Arias semble raisonnablement corrélée aux dommages observés sur des structures (EPRI, 1988).



Figure 4.6. Évolution de l'intensité d'Arias au cours du temps, comparée à l'accélérogramme



Figure 4.7. Évolution de l'intensité d'Arias en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) –sol compact-



Figure 4.8. Évolution de l'intensité d'Arias en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) -Alluvions profonds-



Figure 4.9. Évolution de l'intensité d'Arias en fonction de la distance épicentrale d'après SABETTA (1996) -Alluvions peu profonds-

4.7.5. Durée de la phase forte

La durée totale d'un séisme est largement conditionnée par le seuil de déclenchement et la durée d'enregistrement des appareils de mesures ce qui ne lui offre qu'une représentation physique limitée. Les phases de faibles accélérations, d'une durée variable, sont généralement sans intérêt pour l'analyse des structures. La durée de phase forte est en revanche plus significative pour conduire l'analyse sismique d'une structure.

Plusieurs définitions de la durée existent dont les plus rependues sont : durée de seuil, la durée uniforme et la durée significative.

4.7.6. Durée de seuil

La durée de seuil (Bracketed duration ; Db) est définie comme l'intervalle de temps écoulé entre le premier et le dernier dépassement d'un niveau d'accélération a_0 généralement égal à 0,05 g (figure 4.10).



Figure 4.10. Durée de seuil.

4.7.7. La durée uniforme

La durée uniforme (Uniform duration, Du) utilise également la notion de seuil, mais la durée est la somme des intervalles de temps pendant lesquels le seuil a_0 est dépassé (figure 4.11).



Figure 4.11. Durée uniforme

4.7.8. La durée significative

La définition de la durée significative (Significant duration, Ds) est basée sur l'énergie cumulée représentée par l'intégrale du carré de l'accélération. La durée correspond à la fenêtre dans laquelle l'énergie est comprise entre $\varepsilon_1=5\%$ et $\varepsilon_2=95\%$ de l'énergie totale de l'enregistrement (figure 4.12). La durée significative a été définie initialement par Trifunac and Brady (1975), ou le calcul intégral est directement relié à l'énergie du signal (Trifunac et Brady, 1975).



Figure 4.12. Principe de la mesure de la durée de phase forte

4.7.9. Intensité spectrale IH

HOUSNER (1952) a défini l'intensité spectrale (SI pour Intensité Spectrale ou IH) comme suit

$$IH = \int_{0.1}^{2.5} Sv(T,\xi) dT$$
(4.14)

Où $Sv(T,\xi)$ est le spectre de réponse en pseudo-vitesse d'un oscillateur de période propre comprise entre 0,1 s et 2,5 s, et d'amortissement égal à (ξ) . Ce dernier est généralement pris égal à 20 % pour les sols. L'expression de IH en fonction de la période n'est pas opportune et peut être modifiée en utilisant une formulation fréquentielle :

$$IH = \int_{0.4}^{10} \frac{Sv(f,\xi)}{f^2} df$$
(4.15)

Cette dernière forme permet de constater que plus l'énergie sismique sera concentrée vers les basses fréquences, plus IH sera grand et l'intensité des dommages devra aller dans le même sens, ce qu'ont confirmé certaines observations (SARAGONI, 1981). IH n'est donc pas lié uniquement à une notion de dépassement de seuil maximal (principe des spectres de réponse). Ainsi l'utilisation d'une intégrale se justifie-t-elle. Par ailleurs, IH est bien une mesure de l'intensité d'un séisme car les contraintes maximales sont directement proportionnelles aux valeurs de SV, (EPRI, 1991).

La plage [0,1 s-2,5 s] soit [0,4 Hz-10 Hz] correspond à la plage des fréquences sensibles pour les structures, plus largement, il s'agit de la plage des fréquences qui induit des dommages les plus intenses aux structures.

4.7.10.Cumul absolu de la vitesse CAV

Un autre paramètre de nocivité plus représentatif que le PGA pour des séismes superficiels et pour des grandes distances (Kostov, 2005) est le CAV (Cumulative Absolute Velocity). Ce paramètre a plusieurs définitions, dont deux sont rapportés dans ce paragraphe.

La première est la plus simple, ce paramètre est défini dans sa version la plus simple comme l'intégrale de la valeur absolue de l'accélération ; certains restreignent cette intégration aux périodes de temps où l'accélération est supérieure en valeur absolue à un certain seuil, étant entendu le fait qu'en dessous de ce seuil, l'accélération est trop faible pour entrainer des dommages.



Figure 4.13. Cumul absolu de la vitesse dans sa version originale (Erdik, 2006)

La deuxième définition de l'indicateur CAV implique un calcul par sommation de valeurs intermédiaires CAV _{i-1} obtenues dans des intervalles successifs de 1 sec. La somme sur l'ensemble de ces intervalles permet de balayer la durée de l'enregistrement.

$$\mathbf{CAV} = \sum_{i=1}^{l=n} \underset{ii}{\overset{ii}{\underset{1}{\int}}} |\Gamma(t)| dt$$
(4.17)

Où n est le nombre total d'intervalle de 1 sec compris dans l'enregistrement. Chaque intervalle doit avoir au moins une valeur d'accélération supérieure à la valeur seuil de 0.025 g. Si cette valeur seuil n'est pas atteinte, l'intervalle de durée 1 sec correspondant n'est pas pris en compte.



Figure 4.14. Illustration du calcul de CAV standard (Marin, 2005)

4.7.11.Pouvoir destructeur (Pod)

Une étude comparative des caractéristiques sismiques des enregistrements effectués sur la Côte Ouest des Etats-Unis et au Chili ont montré pour ceux du Chili un décalage entre le niveau du séisme et la valeur de l'intensité de Mercalli modifiée escomptée. Ces derniers se trouvent moins dommageables que les enregistrements Nord-Américains pour une même accélération maximale.

La raison est à rechercher au niveau même du mouvement des plaques ; en Amérique du Sud les tremblements de terre sont provoqués par la subduction de la plaque de Nazca sous la plaque Sud-Américaine, ces séismes superficiels de fortes magnitudes n'induisent pas forcément des destructions importantes. SARAGONI (1981) l'associe à une différence au niveau du contenu fréquentiel, la majeure partie de l'énergie sismique des séismes nord-américains se concentre autour de 4 Hz, alors que les séismes chiliens se caractérisent par une concentration d'énergie vers des fréquences plus hautes, autour de 6 Hz.

Pour finir, les résultats énoncés ici sont en concordance avec ceux de l'EPRI (1988) dans lequel il est fait état du pouvoir moins destructeur de séismes à contenu fréquentiel élevé.

Ainsi que l'indique le rapport de (EPRI, 1991), une bonne concordance est obtenue entre la valeur de l'intensité Arias et l'intensité des dommages causés, cependant elle ne semble plus suffisante lorsque l'on compare des séismes ayant des fréquences centrales bien distinctes. Afin de pouvoir effectivement comparer des enregistrements de natures tectoniques différentes, SARAGONI (1981) a défini le pouvoir destructeur d'un séisme par la quantité

$$Pod = \frac{IA}{v_0^c}$$
(4.18)

avec c, est un paramètre à déterminer, v_0 est le nombre de passage moyen par zéro par seconde.

Une étude de régression prenant en compte l'analyse de processus aléatoires en accélération ayant un même pouvoir destructeur mais des v_0 différents, a permis de donner à (c) la valeur de 2. Il est intéressant de constater que Pod prend la même forme que 'IA', et l'intégration ne se faisant plus sur l'accélération mais sur la vitesse. En effet :

$$Pod = \frac{\pi}{2.g} \frac{\int_{0}^{tf} \Gamma^{2}(t)dt}{\upsilon_{0}^{2}} = \frac{\pi}{2.g} \frac{\int_{0}^{tf} \Gamma^{2}(t)dt}{(\frac{\omega_{0}}{\pi})^{2}} = \frac{\pi^{3}}{2.g} \int_{0}^{tf} \left[\frac{\Gamma(t)}{\omega_{0}}\right]^{2} dt$$

$$\approx \frac{\pi^{3}}{2.g} \int_{0}^{tf} \left[v(t)\right]^{2} dt$$
(4.19)

4.8. Conclusion

Pour conclure, nous pouvons noter que la vitesse reste au centre de la majorité des formulations, plutôt que le paramètre accélération. En effet, IA, IH et CAV, sont homogènes à des vitesses. Ce n'est plus le cas pour Pod, cependant, ce dernier fait intervenir implicitement le terme de vitesse.

Ainsi, de nombreuses grandeurs permettent-elles de caractériser l'événement sismique de même que les enregistrements dont ils sont l'image en un site donné. Il est alors possible de classer ces enregistrements suivant différents critères : accélération maximale, durée de phase forte ...etc.

Chapitre 5 Analyse de la pertinence des résultats

Plan du chapitre 5

5.1. Création d'une base de données de signaux synthétiques	87
5.2. Le code de calcul	87
5.3. Procédure MATLAB	87
5.4. Analyse de la pertinence exclusive des indicateurs sur la base de données	90
5.4.1. Classe A -Sol compact (Vs≥750 m/s)	90
5.4.2. Classe B -Alluvions peu profonds (360 ≤Vs≤750 m/s)	92
5.4.3. Classe C -Alluvions profonds (180 ≤Vs≤360 m/s)	94
5.5. Analyse de la corrélation entre les indicateurs de nocivité et le point de performance	97
5.6. Evolution du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité	97
5.6.1. Classe a (sol compact - Vs>750 m/s)	98
5.7. Proposition d'une fonction d'estimation du point de performance en fonction des	102
indicateurs de nocivité	
5.8. Coefficients de détermination et de corrélation	102
5.8.1. Fonction de performance (Sd-CAV) pour un sol compact dont Vs≥750 m/s	103
5.8.2. Ajustement du Modèle (Sd-CAV) au nuage de points	104
5.8.3. Fonction de performance (Sd-IA) pour un sol compact dont Vs≥750 m/s	105
5.8.4. Ajustement du modèle au nuage de points	106
5.8.5. Fonction de performance (Sd-IH) pour un sol compact dont Vs≥750 m/s	107
5.8.6. Ajustement du modèle (Sd-IH) ^{CA} au nuage de points	108
5.8.7. Fonction de performance (Sd-POD) pour un sol compact dont Vs≥750 m/s	107
5.8.8. Ajustement du modèle (Sd-POD) ^{CA} au nuage de points	109
5.9. Analyse des résultats	111
5.9.1. Modèle Sd-CAV	111
5.9.2. Modèle Sd-IA	111
5.9.3. Modèle Sd-IH	111
5.9.4. Modèle Sd-POD	112
5.10. Conclusion	112

Paramètre	Symbole	Unité
Point de performance	Sd	m
Intensité d'Arias	IA	m.s-1
Intensité spectrale	IH	m
Pouvoir destructeur	Pod	m.s
Cumul absolu de la vitesse	CAV	m/s
Distance épicentrale	REPI	km

5.1. Création d'une base de données de signaux synthétiques

Comme la réalisation d'une base de données des séismes naturels est délicate, il a été décidé de créer une base de signaux accélérométriques générés de manière synthétique.

5.2. Le code de calcul

Le code de Sabetta et Pousse a été utilisé pour générer les signaux synthétiques. Il est basé sur une méthode stochastique, développée par F.Sabetta et A.Pugliese en 1996. Son principe est de construire le spectrogramme des signaux simulés, par analogie avec des spectrogrammes issus d'une base de données naturelle.

Une étude approfondie de cette méthode, ainsi que de deux autres méthodes de génération de signaux synthétiques a été menée il y quelques années. Cette étude est explicitée dans la note technique DEI/SARG/2005-035.



Figure 5.1. Procédure utilisée par la méthode de Sabetta & Pousse (Pousse et al ; 2010)

5.3. Procédure MATLAB

Dans cette partie, nous présentons les grandes lignes de la procédure MATLAB suivie. La difficulté de compréhension de cette procédure réside dans le fait que les données numériques sont extrêmement vastes et donc il faut garder à l'esprit une certaine logique de classement.

Le schéma de principe (figure 5.2) montre de façon limitée le cheminement de la procédure dans des dossiers et sous-dossiers. La règle générale est, qu'une boucle doit toujours finir dans le même sous-dossier où elle a commencé.

Un programme qui regroupe toutes les procédures et permet, avec les sept magnitudes pour les trois classes de sols, la distance épicentrale qui varie de 0 à 100 Km avec un pas de 05 Km, d'obtenir une base de données de séismes artificiels de 609 accélérogrammes.



Figure 5.2. Présentation du principe de la procédure MATLAB



Figure 5.3. Organigramme de la procédure MATLAB
5.4. Analyse de la pertinence exclusive des indicateurs sur la base de données

Afin d'avoir une idée sur la répartition statistique des différents indicateurs, sur l'ensemble de la base de données, des corrélations élémentaires entre les indicateurs de nocivité pris deux à deux sont réalisées pour les trois classes de sols.

5.4.1. Classe A -Sol compact (Vs≥750 m/s)



Figure 5.4. Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité d'Arias (IA) -Sol compact-



Figure 5.5. Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité de Housser (IH) -Sol compact-



Figure 5.6. Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et le pouvoir destructeur (POD) -Sol compact-



Figure 5.7. Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et l'intensité de Housner (IH) -Sol compact -



Figure 5.8. Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et le pouvoir destructeur (POD) -Sol compact -



Figure 5.9. Corrélation entre l'intensité de Housner (IH) et le pouvoir destructeur (POD) -Sol compact -





Figure 5.10.Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité d'Arias (IA) -Alluvions peu profonds-



Figure 5.11.*Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité de Housner (IH)* -Alluvions peu profonds-



Figure 5.12. *Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et le pouvoir destructeur (POD)* -Alluvions peu profonds-



Figure 5.13.Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et l'intensité de Housner (IH) -Alluvions peu profonds-



Figure 5.14.*Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et le pouvoir destructeur (POD)* -Alluvions peu profonds-



Figure 5.15.Corrélation entre l'intensité de Housner (IH) et le pouvoir destructeur (POD) -Alluvions peu profonds-





Figure 5.16.Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité d'Arias (IA) -Alluvions profonds-



Figure 5.17.*Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et l'intensité de Housner (IH)* -Alluvions profonds-



Figure 5.18.Corrélation entre le cumul absolu de la vitesse (CAV) et le pouvoir destructeur (POD) -Alluvions profonds-



Figure 5.19. *Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et l'intensité de Housner (IH)* -Alluvions profonds-



Figure 5.20.*Corrélation entre Intensité d'Arias (IA) et le pouvoir destructeur (POD)* -Alluvions profonds-



Figure 5.21.Corrélation entre l'intensité de Housner (IH) et le pouvoir destructeur (POD) -Alluvions profonds-

Les différentes figures (de la figure 5.4 à 5.21) présentent des corrélations élémentaires, entre les indicateurs de nocivité pris deux à deux. Elles fournissent la répartition statistique de ces indicateurs sur l'ensemble de la base de données. Les fonctions tracées sont évidemment croissantes mais la dispersion observée sur certaines corrélations, exclue la pertinence simultanée des deux indicateurs corrélés.

En effet, à indicateur donné, les figures précédentes (de la figure 5.4 à 5.21) montrent que l'un des indicateurs peut être défini à un facteur près. Les pentes des courbes de régression tracées sur les graphes, nous permet d'approcher un indice de nocivité d'un séisme à 90% près.

	Corrélations											
	CAV	/-IA	CAV	/-IH	CAV	-POD	IA	-IH	IA-I	POD	IH-I	POD
Type de sol	Pente	R ²	Pente	R ²	Pente	R ²	Pente	R ²	Pente	R ²	Pente	R ²
Classe A Sol compact	2,264	0,975	1,223	0,951	2,307	0,977	0,545	0,995	0,994	0,954	1,797	0,932
Classe B Alluvions peu profonds	2,412	0,991	1,334	0,982	2,311	0,975	0,554	0,998	0,949	0,966	1,703	0,959
Classe C Alluvions profonds	2,286	0,973	1,23	0,995	2,25	0,95	0,544	0,996	0,955	0,92	1,732	0,9

 Tableau 5.1.
 Paramètres des corrélations des indicateurs de nocivité pris deux à deux

La pertinence d'un indicateur de nocivité ne pourra être véridique, qu'après l'analyse des dommages sur une structure subissant un séisme, caractérisé par sa nocivité : les corrélations entre indicateurs de nocivité et le point de performance caractérisant un état d'endommagement seront donc nécessaires.

Il reste que l'étude des corrélations élémentaires, entre indicateurs de nocivité présentée dans la partie précédente a clairement montré, que la convenance d'un indicateur excluait généralement celle des autres. Certains indicateurs pourront être performants seulement sur une certaine plage de leur valeur.

5.5. Analyse de la corrélation entre les indicateurs de nocivité et le point de performance

Pour examiner l'effet de la variabilité du mouvement sismique, sur la dispersion du dommage subi par une structure, les indicateurs de nocivité ont été corrélés aux points de performance. Ces corrélations basées sur les calculs précédemment décrits ont permis d'explorer des aspects :

- Quantitatifs du point de performance, en repérant des valeurs d'indicateurs de nocivité et de facteurs de dispersion représentatives du problème posé
- Qualitatifs dans la validation statistique de la méthode, représentant plus ou moins la dispersion du dommage à travers le point de performance.

L'analyse est portée sur la détermination d'effets de seuil, associés aux indicateurs de nocivité, sur la dispersion naturelle du point de performance liée à ces indicateurs.

5.6. Évolution du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité

Afin d'aboutir à une corrélation entre le point de performance et les indicateurs de nocivité, une étude est réalisée sur la même base de données de séismes artificiels constituée de trois types de sols (Sol compact - Vs \geq 750 m/s, alluvions peu profonds- $360 \leq V_s \leq 750$ m/s et alluvions profonds- $180 \leq V_s \leq 360$ m/s) pour les six modèles structurels étudiés.

Dans cette partie, nous présentons uniquement les résultats de l'étude du premier type de sol (Sol compact - Vs≥750 m/s) et les deux autres seront présentés dans les annexes A et B respectivement.

Classe A (sol compact - Vs≥750 m/s)



Figure 5.22. *Évolution du point de performance en fonction du cumul absolu de la vitesse (CAV)* -Sol compact-



Figure 5.23. *Évolution du point de performance en fonction d'Intensité d'Arias (IA)* -Sol compact-



Figure 5.24. *Évolution du point de performance en fonction d'intensité spectrale (IH)* -Sol compact-



Figure 5.25. *Évolution du point de performance en fonction du pouvoir destructeur (POD)* -Sol compact-

D'après les premiers résultats obtenus, concernant l'évolution du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité, nous constatons que le nuage de points soutiré pour tous les modèles présente deux allures. La première est une branche ascendante ou les (n) points (indicateurs de nocivité ; point de performance) ne sont pas alignés, mais plutôt proches d'une courbe représentant une fonction puissance de la forme ($Y = a.X^b$) et la deuxième est une droite dont l'équation de cette dernière est sous la forme ($Y = C^{te}$), qui représente le déplacement ultime de chaque modèle.

5.7. Proposition d'une fonction d'estimation du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité

Les corrélations entre le logarithme des indicateurs de nocivité et le point de performance exhibent systématiquement une allure exponentielle ($Y = a.X^b$), de sorte qu'à partir d'une valeur du potentiel endommageant d'un signal sismique sur une échelle logarithmique, le point de performance sur la structure croit rapidement.

L'étude du paragraphe 5.4 avait déjà mis en évidence l'intérêt de représenter les indicateurs de nocivité courants en échelle logarithmique pour mieux distribuer leurs valeurs sur une base de données de signaux artificiels. Dans cette représentation, les corrélations entre ces indicateurs et le point de performance permettent aussi de définir des valeurs du seuil pour le potentiel endommageant d'un séisme au-delà desquelles le point de performance croit brusquement.

5.8. Coefficients de détermination et de corrélation

La branche ascendante peut être ajustée par une fonction puissance (PIERRE ALAIN NAZI,2004) sous forme ($Y = a.X^b$) ou Y est le point de performance (S_d) et X est l'indice de nocivité du signal sismique (I_N), ou les coefficients de détermination (a) et (b) sont donnés par les équations suivantes :

$$b = \frac{(Moy(Ln(Sd),Ln(I_N)) - Moy(Ln(Sd)),Moy(Ln(I_N)))}{Moy(Ln(Sd)^2 - Moy(Ln(Sd))^2}$$
$$a = e^{(Moy(Ln(I_N)) - b.Moy(Ln(Sd)))}$$

Le coefficient de corrélation (ajustement) est déterminé par l'équation suivante :

$$R = \frac{(Moy(Ln(Sd).Ln(I_N)) - Moy(Ln(Sd)).Moy(Ln(k)))}{\sqrt{[Moy(Ln(Sd)^2) - (Moy(Ln(Sd))^2].[(Moy(Ln(k)^2) - (Moy(Ln(k))^2]]}}$$

5.8.1. Fonction de performance (Sd-CAV)^{CA} pour un sol compact dont Vs≥750 m/s

Les coefficients de détermination (a) et (b) sont en fonction de la ductilité sous forme linéaire ($b = \alpha_1 \cdot \mu + \alpha_2$) et ($a = \beta_1 \cdot \mu + \beta_2$)

Modèle	Coefficient de détermination			
(CAV-Sd) ^{CA}	b	а		
Vs≥750 m/s				
Mstr 497	1,3255	0,0798		
Mstr 503	1,3328	0,0818		
Mstr 608	1,3719	0,0840		
Mstr 612	1,4006	0,0840		
Mstr 638	1,4283	0,0847		
Mstr 674	1,4466	0,0859		

 Tableau 5.2.
 Coefficients de détermination pour le modèle (Sd-CAV)^{CA}



Figure 5.26. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité (μ)

Les coefficients de détermination (a) et (b) sont donnés par les équations suivantes : $b = 0.0661.\mu + 0.9953$ et $a = 0.0029.\mu + 0.0662$, d'où le modèle proposé sous forme ($y = a.x^b$), pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (CAV) pour un sol de classe A est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,0029\mu + 0,0662).CAV^{(0,0661,\mu+0,9953)} \\ Sdu \end{cases} \text{ si } \begin{vmatrix} CAV \le CAV_{se} \\ CAV > CAV_{se} \end{cases}$$

5.8.2. Ajustement du modèle (Sd-CAV) CA au nuage de points

Les figures suivantes montrent l'ajustement du modèle proposé (Sd-CAV)^{CA} au nuage de points pour les différents modèles selon la variation de la ductilité.



Figure 5.27. Ajustement du modèle (Sd-CAV)^{C.A}au nuage de point

Modèle	Coefficient de détermination		
$(S_d-IA)^{CA}$	b	а	
Vs≥750 m/s			
Mstr 497	0,5691	0,7435	
Mstr 503	0,5813	0,7454	
Mstr 608	0,5992	0,825	
Mstr 612	0,6026	0,8654	
Mstr 638	0,6171	0,9057	
Mstr 674	0,6297	0,9138	

5.8.3. Fonction de performance (Sd-IA)^{CA} pour un sol compact dont Vs≥750 m/s





Figure 5.28. *Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité*(μ)

Le modèle proposé sous forme ($y = a.x^b$), pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (IA) pour un sol dont la vitesse de cisaillement Vs \geq 750 m/s est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,101\mu + 0,235).IA^{(0,029,\mu+0,424)} \\ Sdu \end{cases} si \begin{cases} IA \le IA_{se} \\ IA > IA_{se} \end{cases}$$



5.8.4. Ajustement du modèle (Sd-IA) CA au nuage de points

-106-

5.8.5. Fonction de performance (Sd-IH)^{CA} pour un sol compact dont Vs≥750 m/s

Modèle	Coefficient de			
(Sd-IH) ^{CA}	détermination			
Vs≥750 m/s	b	а		
Mstr 497	1,016	1,761		
Mstr 503	1,024	1,809		
Mstr 608	1,093	2,1095		
Mstr 612	1,082	2,206		
Mstr 638	1,109	2,382		
Mstr 674	1.129	2.441		





Figure 5.30. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité(μ)

Le modèle proposé sous forme ($y = a.x^b$), pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (IH) pour un sol dont la vitesse de cisaillement Vs \geq 750 m/s est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,385\mu-0,151).IH^{(0,062,\mu+0,705)} \\ Sdu \end{cases} si \begin{cases} IH \le IH_{se} \\ IH > IH_{se} \end{cases}$$



5.8.6. Ajustement du modèle (Sd-IH)^{CA} au nuage de points

Évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique

Modèle	coefficient de			
(POD-Sd) ^{CA}	détermination			
Vs≥750 m/s	b	а		
Mstr 497	0,554	3,466		
Mstr 503	0,561	3,469		
Mstr 608	0,584	4,349		
Mstr 612	0,578	4,523		
Mstr 638	0,597	4,71		
Mstr 674	0,606	4,834		

5.8.7. Fonction de performance (Sd-POD)^{CA} pour un sol compact dont Vs≥750 m/s





Figure 5.32. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité(μ)

Le modèle proposé sous forme ($y = a.x^b$), pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (IH) pour un sol dont la vitesse de cisaillement Vs \geq 750 m/s est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,832\mu+0,675).POD^{(0,026,\mu+0,421)} \\ Sdu \end{cases} si \begin{cases} POD \le POD_{se} \\ POD > POD_{se} \end{cases}$$



5.8.8. Ajustement du modèle (Sd-POD)^{CA} au nuage de points

Figure 5.33. Ajustement du modèle (Sd-POD)^{CA} au nuage de points

5.9. Analyse des résultats

Les graphes élaborés permettent, d'approcher le point de performance d'une structure connaissant sa ductilité, pour un séisme caractérisé par l'un des indicateurs de nocivité.

Les modèles développés pour chaque type de sol sont composés de deux fonctions : l'une sous forme puissance $(y = a.x^b)$ et la deuxième est une droite dont l'équation de cette dernière est sous la forme $(y = C^{te})$, qui représente le déplacement ultime de chaque structure.

5.9.1. Modèle Sd-CAV

Les modèles d'estimation du CAV en fonction du point de performance, sont ajustés au nuage de points avec un coefficient de corrélation (r²) vari de 0,897 à 0,929, pour un sol dont la vitesse de cisaillement est supérieure à 750m/s. Par contre, pour les alluvions profonds et peu profonds, ce modèle présente des coefficients de corrélation entre 0,854 et 0,97.

On peut conclure que le modèle (Sd- CAV) est mieux ajusté au nuage de points, pour les sols dont la vitesse de cisaillement est supérieure à 360m/s.

5.9.2. Modèle Sd-IA

L'intensité d'Arias correspond à l'intégration de l'accélération élevée au carré du signal, montre une différence remarquable entre les coefficients de corrélation des trois sols.

Pour cet indicateur de nocivité on observe une meilleure qualité de la corrélation, pour les sols dont la vitesse de cisaillement Vs \geq 750 m/s et 360 \leq Vs \leq 750 m/s que pour les sols dont la vitesse de cisaillement est 180 \leq Vs \leq 360 m/s avec des coefficients de corrélation d'ordre 0.88.

5.9.3. Modèle Sd-IH

L'intensité d'Housner correspond à l'intégrale du spectre de la vitesse entre 0.4 Hz et 10 Hz. Les corrélations de cet indicateur avec le point de performance des bâtiments étudiés, sont nettement meilleures pour les sols compacts ($Vs \ge 750m/s$). Elles sont caractérisées par des coefficients de corrélation (r²) varient de 0,88 à 0,905. Du point de vue statistique, les corrélations présentées sont mieux ajustées.

5.9.4. Modèle Sd-POD

Le pouvoir destructeur, défini comme l'intensité d'Arias divisée par la fréquence centrale au carré, est bien corrélé avec le point de performance pour les sols, dont la vitesse de cisaillement $(360 \le Vs \le 750 \text{m/s})$ ou le coefficient (r^2) est de 0.92. Par contre, pour les sols compacts ($Vs \ge 750 \text{m/s}$) et les alluvions profonds ($180 \le Vs \le 360 \text{m/s}$) le coefficient (r^2) est de 0,88.

Après l'ajustement des modèles proposés au nuage de points, nous constatons que la transition de la branche ascendante à la droite, définie par le déplacement ultime des structures est caractérisée par un seuil pour chaque indicateur de nocivité.

Les résultats montrent que les seuils obtenus, dépendent à la fois, des indicateurs de nocivité (demande sismique) et le point de performance de la structure considérée. Cette remarque est due au déplacement ultime de la structure d'une part et au modèle de la courbe de tendance, d'autre part.

5.10. Conclusion

Selon les résultats obtenus, pour les différents indicateurs du mouvement sismique (Intensité d'Arias (IA), intensité d' Housner (IH), Cumul absolu de la vitesse (CAV) et le pouvoir destructeur (POD)), corrélés avec le point de performance, nous concluons que ce dernier, est le seul paramètre qui caractérise l'endommagement des structures.

La base de données des séismes synthétiques n'a pas encore été exploitée. Elle pourrait être utilisée afin de remédier au manque de données sismiques (accélérogrammes des séismes naturels) dans certaines régions (le cas de l'Algérie), pour cela, il est nécessaire de vérifier que les données réelles et les synthétiques appartiennent à la même distribution statistique. Cette condition est nécessaire pour pouvoir intégrer les deux jeux de données qui nécessite la vérification de plusieurs étapes:

 Les indicateurs du mouvement du sol évalués sur les signaux synthétiques soit en accord, au sens statistique (test ANOVA), avec ceux originaires de la base de données des séismes réelles. Pour les mêmes caractéristiques (accélération maximale (PGA), magnitude, distance épicentrale et les conditions du site), les lois de corrélation avec le point de performance obtenues à partir d'un jeu de signaux synthétiques soit en accord statistique avec celles issues du jeu de données de signaux réels.

Conclusion générale

Cette étude s'inscrit dans le cadre d'un programme général de recherche ayant deux objectifs principaux : d'une part, l'amélioration de nos connaissances sur le comportement non-linéaire des structures auto-stables en béton armé sous l'action sismique, et d'autre part le développement des modèles d'estimation de la performance sismique, en fonction de la nocivité.

Un travail important de synthèse a été consacré à l'identification des caractéristiques essentielles du comportement des structures en portiques en béton armé, choisies comme typologie structurelle, car représentant la majorité du parc immobilier en Algérie.

Il était important de mettre en relief, de manière approfondie, les notions de base du calcul dynamique, car elles constituent le support théorique indispensable à une prévision correcte des conséquences d'une conception donnée, sur le comportement sismique des structures.

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'une structure à un mouvement sismique sollicitant ses fondations (on entend par réponse, le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses, et des accélérations subies par l'ouvrage).

L'approche illustrée dans ce mémoire est basée sur le développement des courbes de capacité et estimation des dommages sismiques, traite la quantification des dommages, et les outils numériques d'évaluation (MATLAB et le ETABS). Nous avons ainsi défini les dommages subis par les structures étudiées, en mettant l'accent sur l'étroite relation qui lie la quantification des dommages aux différents paramètres (l'action sismique caractérisée par un coefficient d'accélération (A) et la nature du sol, selon le RPA99).

La représentation accélérométrique du signal sismique, étant une manière d'appréhender la nocivité d'un séisme en calculant des indicateurs de nocivité, cette étude nous a permis de caractériser la dispersion des indicateurs de nocivité calculés pour , une centaine de séismes. Elle permet de prédire la répartition statistique des indicateurs sur l'ensemble de la base de données. Les fonctions ainsi tracées sont évidemment croissantes, mais la dispersion observée sur certaines corrélations, exclut la connaissance simultanée des deux indicateurs corrélés.

La mise en œuvre d'un modèle global capable d'appréhender le point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité, est réalisée à l'aide des fonctions puissances. La fonction puissance est la mieux adaptée (ajustée) au nuage de points, (le coefficient de

corrélation varie de 80 à 95%, jusqu'à un seuil déterminé par la limite en déplacement qui, est égale déplacement ultime de la structure. A partir de ce seuil, la fonction tend vers une valeur constante).

Le modèle montre que le seuil pour lequel les structures étudiées atteignent le déplacement ultime, dépend à la fois du point de performance, de la ductilité et de l'indicateur de nocivité. Cela se justifie, d'une part à l'allure de la courbe de tendance en puissance, et d'autre part, a la résistance des structures étudiées caractérisées par les courbes de capacité.

L'incertitude sur le point de performance des structures lors d'un séisme caractérisé par un indicateur de nocivité, a été résumée en évaluant des facteurs de corrélations pour les représentations (Sd-I_N) établies. Ces facteurs de corrélations peuvent être directement lus sur les graphiques en échelle logarithmique.

Dans ces représentations, les applications reliant le point de performance à la nocivité tendent vers des formes puissances, autour desquelles la dispersion des points (Sd) peut être évaluée par un coefficient de détermination, qui renvoie à la valeur du coefficient R^2 d'une régression puissance ajustée aux observations contenues dans les arguments I_N .

L'étude réalisée a principalement abouti à l'élaboration d'un modèle d'estimation de la performance, fondé sur les indicateurs de nocivité et le point performance, qui permet d'appréhender de manière réaliste le comportement des structures auto-stables en béton armé, sous l'action sismique.

Ce travail ouvre la voie à des recherches futures devant prendre en compte d'autres familles de structures usuelles en Algérie, en intégrant à la démarche ici développée, d'autres variables significatives et représentatives de ces structures.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abrahamson A. and R.R. Youngs (1992). A Stable Algorithm for Regression Analyses Using the Random Effects Model, Bulletin of the Seismological Society of America, 82, 505-510.
- ACI 1995, Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318-95), Mechanics and Design, Third Edition American Concrete Institue, Detroit, Michigan, U.S.A.
- Ambraseys, N.N., Elnashai, A.S., Bommer, J.J., Haddar, F., Madas, P., Elghazouli, A.Y. and Vogt, J. (1990). The Chenoua (Algeria) Earthquake of 29 October 1989, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Report No. ESEE/90 - 4, Imperial College, London, UK.
- Ambraseys, N.N., Elnashai, A.S., Broderick, B.M., Salama, A.I and Soliman, M.M. (1992). The Erzincan (Turkey) Earthquake of 13 March 1992, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Report No. ESEE/92 - 11, Imperial College, London, UK.
- Ambraseys N.N. and Bommer, J.J. (1991). the attenuation of ground accelerations in Europe. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 20 (12), 1179 1202.
- Ambraseys N.N. and Simpson K.A. (1996). Prediction of vertical response spectra in Europe. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25 (4), 401 412.
- Ambraseys N.N., Douglas, J., Sarma, S.K. and Smit, P.M. (2005a). Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustal earthquakes using data from Europe and the Middle East: Horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration. Bulletin of Earthquake Engineering, 3 (1), 1 – 53.
- Ambraseys N.N., Douglas, J., Sarma, S.K. and Smit, P.M. (2005b). Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustal earthquakes using data from Europe and the Middle East: Vertical peak ground acceleration and spectral acceleration. Bulletin of Earthquake Engineering, 3 (1), 55 – 73.
- Ambraseys N.N., Simpson, K.A. and Bommer, J.J. (1996). Prediction of horizontal response spectra in Europe. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25 (4), 371 400.
- Ambraseys N.N. and Bommer, J.J. (1992). On the attenuation of ground accelerations in Europe. Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, 2, 675 678.
- Ambraseys, N.N. (1975). Trends in engineering seismology in Europe. Proceedings of the 5th European Conference on Earthquake Engineering, 3, 39 – 52.
- Amr S. Elnashai, Luigi Di Sarno FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEERING, A John Wiley & Sons, Ltd, Publication, 2008
- Anderson J.G. (2000). Expected Shape of Regressions For Ground-Motion Parameters on Rock. Bulletin of the Seismological Society of America, 90, S43-S52
- Anil K. Chopra (2001), A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate, Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, PEER 2001/03, JAN. 2001
- Arias A. (1970). A measure of earthquake intensity. In Seismic Design for Nuclear Power Plants, R. Hansen, Ed., MIT Press, Cambridge, MA, USA, pp. 438 483.

- ATC (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City, Calif.
- Bachmann H.: «Erdbebensicherung von Bauwerken». 2. Auflage. Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 2002.
- Bachmann Hugo, Conception parasismique des bâtiments Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG Richtlinien des BWG Direttive dell'UFAEG Berne, 2002.
- Bertero V.V. (1996). Implications of observed pounding of buildings on seismic code regulations. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Disc N.4, Paper N.2102.
- Boore D.M., and G.M. Atkinson and M. EERI (2008). Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s. Earthquake Spectra, 24, 99–138.
- Boore D.M., and W. B. Joyner (1982). The empirical prediction of ground motion, Bulletin of the Seismological Society of America, 72, S43-S60.
- Boumédiène DERRAS, (2011) Boumédiène DERRAS, Contribution des données accélérométriques de KiK- Net à la prédiction du mouvement sismique par l'approche neuronale avec la prise en compte des effets de site, THESE DE DOCTORAT ES SCIENCES ; université de Tlemcen ;2011
- Broderick B.M., Elnashai, A.S., Ambraseys, N.N., Barr, J.M., Goodfellow, R.G. and Higazy, E.M. (1994). The Northridge (California) Earthquake of 17 January 1994: Observations, Strong Motion and Correlative Response Analysis. Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Research Report No. ESEE 94/4, Imperial College, London, UK.
- Campbell K.W (1981). Near-source Attenuation of peak horizontal Acceleration. Bulletin of the Seismological Society of America, 71, 039-2070.
- Cédric-Arthur DESPREZ, Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique des Structures Existantes: Renforcement par Collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC), thèse de doctorat a l'université DE GRENOBLE, juillet 2010 ; 161 page
- Chopra A.K. & Goel, R.K. 1999. "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems", Report PEER-1999/02. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Chopra, A. K. & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31(3), 561-582.
- Chopra, A. K. (2007). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Cisternas A. et Gaulon, R. (1985). Génie parasismique, Chapitre Sismologie générale, pp. 63-79. Presses Ponts et Chaussées.

- Clough and Penzien, 1993, Clough, R. W. & Penzien, J. (1993). Dynamics of Structures, McGraw Hill, Singapore.
- Davidovici V. (1985). "Génie parasismique". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Davidovici V. (1999), "La construction en zone sismique", éditions Le Moniteur, Paris.
- Djebbar N : Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton armé. Thèse de doctorat d'état, 2006, Université Mentouri, Constantine. Alegria
- Douglas J. (2003). Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates, Earth-Science Reviews, 61, 43–104.
- Douglas, J. (2011) Ground-motion prediction equations 1964–2010, BRGM/RP-59356-FR, 444 pages.
- Drouet S. (2006). Analyse des données accélérométriques pour la caractérisation de l'aléa sismique en France métropolitaine. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- Earthquake ground motions. Bulletin of the Seismological Society of America, 86(2), 337–352.
- EC8: ENV 1998-1-3, EUROCODE 8, Design provisions for earthquake resistance of structures- Part 1-3: General rules - Specific rules for various materials and elements, CEN, 1998.
- Electrical Power Research Institute (EPRI). (1988). A criterion for determining exceedance of the operating basis earthquake, Palo Alto, California.
- Electrical Power Research InstituteEPRI (1991). Standardization of the cumulative absolute velocity. Rapport TR-100082, 3096-1, Electric Power Research Institute, USA.
- Elnashai A.S. (1998). Observations on the Effects of the Adana Ceyhan (Turkey) Earthquake of 27 June 1998. Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Report No. ESEE/98 5, Imperial College, London, UK.
- Elnashai A.S. (1999). The Kocaeli (Turkey) Earthquake of 17 August 1999: Assessment of Spectra and Structural Response Analysis. Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Report No. ESEE/99 3, Imperial College, London, UK.
- EMS-98 : Echelle macroscopique européenne, Centre européen de Géodynamique et de séismologie, Luxembourg, 2001.
- Erdik M. (2006). Urban Earthquake Rapid Response And Early Warning Systems, First European Conference On Earthquake Engineering And Seismology. Geneva, Switzerland.
- Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 28(9), 979-993.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA273.

- Federal Emergency Management Agency FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. November 2000
- FEMA 440, (2004). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (draft) (Report ATC and FEMA). Applied Technology Council (ATC-55 Project) and Federal Emergency Management Agency.
- Freeman S.A., Nicoletti, J.P. & Tyrell, J.V. 1975. Evaluations of existing buildings for seismic risk. A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley: EERI, 113-122.
- Frohlich C. and Apperson K.D. (1992). Earthquake focal mechanisms, moment tensors, and the consistency of seismic activity near plate boundaries. Tectonics, 11 (2), 279 296.
- Fukushima Y., and T. Tanaka. (1990). A new Attenuation Relation for horizontal acceleration of strong ground motion in Japan. Bulletin of the Seismological Society of America, 80, 757-783.
- Ghobarah A: Performance based design in earthquake engineering state of development. Engineering structures. 23(2001) pp. 878-884
- Gioncu V 'Framed structures. Ductility and seismic response. General Report', Journal of Constructional Steel Research, 55 (2000) pp.125-154
- H. Sezen, A.S. Whittaker, K.J. Elwood, K.M. Mosalam (2003); Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey; Engineering Structures 25 (2003) 103–114.
- Housner G. W. (1952). Intensity of ground motion during strong earthquakes. In Symp. Earth. Blast Effects on Struc. EERI, pp. 20-36.
- Italian strong-motion records. Bulletin of the Seismological Society of America, 77(5), 1491–1513.
- Kahil Amar, Hamizi Mohand, Hannachi Nacer Eddine-(2013) influence du site sur la modélisation des dommages sismiques des structures en béton armé par la méthode pushover Aannales du bâtiment et des travaux publics. Avril 2013
- Kahil.A, M.Hamizi, N. E. Hannachi —(2010), Estimate of seismic damage-Methodology and application to buildings reinforced concrete- International Review of Civil Engineering (I.RE.C.E.), June 2010.
- Kalkan E. and Gulkan P. (2004). Empirical attenuation equations for vertical ground motion in Turkey. Earthquake Spectra, 20 (3), 853 882.
- Kanamori H. et Anderson D. L. (1975). Theorical basis of some empirical relations in seismology. Bull. Seism. Soc. Am. vol.65 (5), pp 1073-1096.
- Kayen R. E. et Mitchell J. K. (1997). Assessment of liquefaction potential during arthquakes by Arias Intensity. J. Geotech. Geoenv. ASCE vol.L23 (12), pp 1162-1174.

- Kostov M.K. (2005). Site Specific Estimation of Cumulative Absolute Velocity. 18 th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (Smirt 18) Beijing, China, August 7-12.
- Lussou P. (2001). Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence pour un site donné avec prise en compte de l'effet de site. Méthode empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non-linéaire, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- M.Badoux, P.Lestuzzi (2003): introduction à la norme SIA 262 : dimensionnement parasismique. Extrait de la documentation D0182, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 2003
- NAZÉ P.A, (2001), nouvelles approches en génie parasismique : application à l'étude de la nocivité des séismes, note d'étude EDF E-N-S-GC/ 01-00195-A, AVRIL 2001.
- Paulay T, Priestley M.J.N.: «Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures». John Wiley & Sons, New York 1992..
- Pousse G. (2005). Analyse des données accélérometriques de K-NET et KIK-NET: implications pour la prédiction du mouvement sismique -accélérogrammes et spectres de réponse et la prise en compte des effets de site non linéaire, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- Priestley MJN, Kowalsky MJ. Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering 2000; 33(4):421–44.
- PS92 : Règles de construction parasismique- Règles PS applicables aux bâtiments PS92, Paris, Eyrolles, 1998.
- Rinaldis D., Berardi R., Theodulidis, N. and Margaris B. (1998). Empirical predictive models based on a joint Italian and Greek strong - motion database: I. Peak ground acceleration and velocity. Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- RPA99 (2003), "Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003", Document technique réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.
- Sabetta F & Pugliese A. 1987. Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong-motion records. Bulletin of the Seismological Society of America, 77(5), 1491–1513. Sabetta, F., & Pugliese, A. 1996. Estimation of response spectra and simulation of no stationary
- Sabetta F & Pugliese A. 1996. Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. Bulletin of the Seismological Society of America, 86(2), 337–352.
- Saragoni R, 1981: Influencia de la aceleración máxima, duración y contenido de frecuencias en los daños producidos por terremotos. Bol. mf. del Lab. Car. Geo. Espagne (144), pp 15-32.
- Sezen H, A.S, Whittaker, Elwood, K.J, Mosalam. K.M. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey, Engineering Structures 25 (2003) 103–114

- Skarlatoudis A., Theodulidis N., Papaioannou C. And Roumelioti Z. (2004). the dependence of peak horizontal acceleration on magnitude and distance for small magnitude earthquakes in Greece. Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1857.
- Stamatovska S. (2002). A new azimuth dependent empirical strong motion model for Vranchea subduction zone. Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 324.
- Strasser F.O., N.A. Abrahamson, and J.J. Bommer (2009). Sigma: Issues, Insights, and Challenges. Seismological Research Letters.80, 40-56.
- Trifunac M.D. and Brady A.G. (1975). A study of the duration of strong earthquake ground motion. Bulletin Seismological Society of America, 65 (3), 581 626.
- Victor davidovici, pratique de calcul sismique, guide d'application de l'Eurocode 8,2013, ISBN 978-2-212-13582-4
- Wang F. " Etude de la tenue aux séismes des voiles en béton armé ", Thèse de doctorat, Université Paris 6, France, 1990, 187 p.

Annexe A

Évolution du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité Classe B-alluvions peu profonds -360 ≤Vs≤750 m/s

&

Ajustement des modèles (Sd-I_N)^{CB} au nuage de points

D'après les premiers résultats obtenus concernant l'évolution du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité, nous constatons que le nuage de points obtenu pour tous les modèles structurels étudiés présente deux allures, la première est une branche ascendante ou les (n) points (indicateurs de nocivité ; point de performance) ne sont pas alignés, mais plutôt proches d'une courbe représentant une fonction puissance de la forme ($Y = a.X^b$) et la deuxième est une droite dont l'équation de cette dernière est sous la forme ($Y = C^{te}$), qui représente le déplacement ultime de chaque modèle structurel.

Modèle	Coefficients de détermination			
$(S_d-CAV)^{CB}$	a	b		
$360 \le V_s \le 750 \text{ m/s}$				
Mstr 497	0,0645	1,208		
Mstr 503	0,0643	1,227		
Mstr 608	0,0658	1,264		
Mstr 612	0,0654	1,251		
Mstr 638	0,0661	1,274		
Mstr 674	0,0662	1,296		

A-1- Fonction de performance (Sd-CAV)^{CB} pour les alluvions peu-profonds $360 \leq \! V_s \leq \! 750 \ \text{m/s}$

 Tableau 1.A.
 Coefficients de détermination pour le modèle (Sd-CAV)^{CB}



Figure 1.A. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité

Le modèle proposé sous forme ($y = a.x^b$), pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (CAV) pour un sol dont la vitesse de cisaillement $360 \le V_s \le 750$ m/s est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,001\mu + 0,059)CAV^{(0,042\mu + 1,002} & si CAV \le CAVse \\ Sdu & si CAV \ge CAVse. \end{cases}$$


A-2- Ajustement du modèle (Sd-CAV)^{CB} au nuage de points



Modèle	Coefficients de détermination	
(Sd-IA) ^{CB}	a	b
$360 \le V_s \le 750 \text{ m/s}$		
Mstr 497	0,395	0,503
Mstr 503	0,401	0,515
Mstr 608	0,436	0,525
Mstr 612	0,423	0,532
Mstr 638	0,432	0,535
Mstr 674	0,448	0,543

A-3- Fonction de performance (Sd-IA)^{CB} pour les alluvions peu-profonds $360 \le V_S \le 750 \text{ m/s}$

 Tableau 2.A.
 Variation des coefficients de détermination pour le modèle (Sd-IA)^{CB}



Figure 3.A. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité

Le modèle proposé sous forme $(y = a.x^b)$, pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (IA) pour un sol dont la vitesse de cisaillement $360 \le V_s \le 750$ m/s est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,027\mu + 0,26)IA^{(0,019\mu + 0,412)} & si IA \le IAse \\ Sdu & si IA \ge IAse \end{cases}$$



A-4- Ajustement du modèle (Sd-IA)CB au nuage de points



Modèle	Coefficients de détermination	
(Sd-IH) ^{CB}	a	b
$360 \le V_s \le 750 \text{ m/s}$		
Mstr 497	0,852	0,926
Mstr 503	0,861	0,923
Mstr 608	0,915	0,942
Mstr 612	0,909	0,937
Mstr 638	0,908	0,942
Mstr 674	0,945	0,951

A-5- Fonction de performance (Sd-IH)^{CB} pour les alluvions peu-profonds $360 \le V_S \le 750 \text{ m/s}$

Tableau 3.A. Variation des coefficients de détermination pour le modèle (Sd-IH)^{CB}



Figure 5.A. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité

Le modèle proposé sous forme $(y = a.x^b)$, pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (IH) pour un sol dont la vitesse de cisaillement $360 \le V_s \le 750$ m/s est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,047\mu + 0,619)IH^{(0,014\mu + 0,853)} & si IH \le IHse \\ Sdu & si IH \ge IHse \end{cases}$$



A-6- Ajustement du modèle (Sd-IH)^{CB} au nuage de points



Modèle	Coefficients de détermination		
(Sd-POD) ^{CB}	а	b	
$360 \le V_s \le 750 \text{ m/s}$			
Mstr 497	2,531	0,559	
Mstr 503	2,397	0,559	
Mstr 608	2,911	0,58	
Mstr 612	2,775	0,595	
Mstr 638	3,119	0,593	
Mstr 674	3,266	0,606	

A-7- Fonction de performance (Sd-POD)^{CB} pour les alluvions peu-profonds $360 \le V_S \le 750 \text{ m/s}$

 Tableau 4.A.
 Variation des coefficients de détermination pour le modèle (Sd-POD)^{CB}



Figure 7.A. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité

Le modèle proposé sous forme ($y = a.x^b$), pour l'estimation du point de performance en fonction de l'indicateur de nocivité (POD) pour un sol dont la vitesse de cisaillement $360 \le V_s \le 750$ m/s est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,024\mu+0,485)POD^{(0,981\mu-0,333)} & si POD \leq PODse \\ Sdu & si POD \geq PODse \end{cases}$$



A-8- Ajustement du modèle (Sd-POD)^{CB} au nuage de points



Annexe B

Évolution du point de performance en fonction des indicateurs de nocivité

Classe B-alluvions profonds $V_s \leq 360 \text{ m/s}$

&

Ajustement des modèles (Sd-I_N)^{CC} au nuage de points

Modèle	Coefficients de	
(Sd-CAV) CC	détermination	
$V_s \leq 360 m/s$	a	b
Mstr 497	0,0702	1.29
Mstr 503	0.071	1.298
Mstr 608	0.073	1.315
Mstr 612	0.0725	1.31
Mstr 638	0.073	1.315
Mstr 674	0.074	1.32

B-1- Fonction de performance (Sd-CAV) CC pour les alluvions profonds $V_S \le 360 \text{ m/s}$

 Tableau 1.B. Variation des coefficients de détermination pour le modèle (Sd-CAV)



Figure 1.B. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité

Le modèle global pour appréhender le point de performance, en fonction de l'indicateur de nocivité CAV est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,001\mu + 0,061)CAV^{(0,015\mu+1,217} & \text{si CAV} \le CAVse \\ Sdu & \text{si CAV} \ge CAVse \end{cases}$$



B-2- Ajustement du modèle (Sd-CAV) CC au nuage de points

Figure 2.B. Ajustement du modèle (Sd -AV)^{CC} au nuage de points

Modèle	Coefficients de détermination	
(Sd-IA) ^{CC}	а	b
$V_s \leq 360 m/s$		
Mstr 497	0.684	0.609
Mstr 503	0.700	0.614
Mstr 608	0.865	0.6261
Mstr 612	0.831	0.621
Mstr 638	0.854	0.626
Mstr 674	0.965	0.632

B- 3- Fonction de performance (Sd-IA) CC pour les alluvions profonds $~V_{S}$ ${\leq}360\,m/s$

 Tableau 2.B.
 Variation des coefficients de détermination pour le modèle (Sd-IA)



Figure 3.B. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité

Le modèle global pour appréhender le point de performance, en fonction de l'indicateur de nocivité IA est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,1143\mu - 0,029)IA^{(0,011\mu+0,554)} & \text{si IA} \leq IAse \\ Sdu & \text{si IA} \geq IAse \end{cases}$$



B- 4- Ajustement du modèle (Sd-IA) ^{CC} au nuage de points

Évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique - 133 -

Modèle	Coefficients de détermination	
(Sd-IH) ^{CC}	а	b
$V_s \leq 360 m/s$		
Mstr 497	2.125	1.094
Mstr 503	2.256	1.109
Mstr 608	2.567	1.189
Mstr 612	2.548	1.152
Mstr 638	2.62	1.182
Mstr 674	2.86	1.225

B- 5- Fonction de performance (Sd-IH) pour les alluvions profonds V_s ≤360 m/s

Tableau 3.B. Variation des coefficients de détermination pour le modèle (Sd-IH)



Figure 5.B. Variation des coefficients de détermination en fonction de la ductilité

Le modèle global pour appréhender le point de performance, en fonction de l'indicateur de nocivité IH est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,357\mu + 0,39)IH^{(0,066\mu+0,769)} & \text{si IH } \leq IHse \\ Sdu & \text{si IH } \geq IHse \end{cases}$$



B- 6- Ajustement du modèle (Sd-IH) CC au nuage de points

Figure 6.B. Ajustement du modèle (Sd- IH) ^{CC} au nuage de points

Modèle	Coefficients de détermination	
(Sd-POD)	a	b
$V_s \leq 360 m/s$		
Mstr 497	2.531	0.559
Mstr 503	2.397	0.559
Mstr 608	2.911	0.58
Mstr 612	2.775	0.595
Mstr 638	3.119	0.593
Mstr 674	3.266	0.606

B-7- Fonction de performance (Sd-POD) ^{CC} pour les alluvions profonds $V_s \leq 360 \text{ m/s}$

Tableau 4.B. Variation des coefficients de détermination pour le modèle (Sd-POD)





Le modèle global pour appréhender le point de performance, en fonction de l'indicateur de nocivité POD est le suivant :

$$Sd = \begin{cases} (0,44\mu + 0,238)POD^{(0,026\mu+0,427)} & \text{si POD } \le PODse \\ Sdu & \text{si POD } \ge PODse \end{cases}$$



B-8- Ajustement du modèle (Sd-POD) CC au nuage de points

Figure 8.B. Ajustement du modèle (Sd-POD) ^{CC} au nuage de points