



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Modélisation des Matériaux et des Structures

Sous le Thème :

**Contribution de L'étude de L'influence de Certains
Paramètres Numériques et Matériels sur L'analyse
Pushover**

Présentée par :

BADLA Oualid

Devant le jury composé de :

Dr KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Président
Dr BOUZID Tayeb	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Dr Pedro Martinez-Vazquez	Prof.	Université de Birmingham	co-Rapporteur
Dr YAHIAOUI Djarir	MCA.	Université de Batna 2	Examineur
Dr MERDAS Abdelghani	Prof.	Université de setif 1	Examineur
Dr MELLAS Mekki	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Dr BELACHIA Mouloud	Prof.	Université de Guelma	Examineur.....
Dr DIMIA Mohammed Salah	MCA.	Université de Batna 2	Invité

Septembre 2021

REMERCIEMENTS

C'est une tâche difficile de trouver les plus justes mots pour exprimer ses «mercis », c'est paradoxalement la dernière page qu'on rédige et qu'on croise en premier.

Je tiens d'abord à remercier mon encadreur

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Mon père et à ma mère qui m'ont permis d'être ce que je suis. Aucun mot ne peut exprimer le respect que je leur voue et je prie dieu le tout puissant de leur donner longue vie.

Ma femme & Mes adorables enfants Baylessen, Rahaf et Taha Nazim qui sont ma raison de vivre.

Mes frères et sœurs

Mes amis particulièrement M. Messoudi Salim

Sommaire

Résumé	i
Remerciements	iii
Dédicaces	iv
Sommaire	v
Listes Des Tableaux	viii
Listes Des Figures	ix
Liste des Abréviations	xi

Chapitre -1- : Introduction générale et Synthèse bibliographique

Etat de l'art	1
1.1. Objectifs de la thèse	4

Chapitre -2- : Analyse Structurelle

Introduction	6
2.1. Analyse linéaire versus non linéaire	6
2.2. Analyse statique versus dynamique	10
2.2.1. Analyse du domaine temporel	13
2.2.2. Analyse du domaine fréquentiel	15

Chapitre -3- : Risque Sismique

Introduction	19
3.1. Risques sismiques	20
3.2. Exposition	26
3.3. Vulnérabilité sismique	27
3.4. Atténuation du risque sismique	28

Chapitre -4- : Conception Sismique Des Structures

Introduction	31
4.1. Conception basée sur la performance	31
4.1.1. Bref historique des normes fondées sur la performance	34
4.1.2. Principes fondamentaux de la conception basée sur la performance	36
4.1.3. Intensité, demande et mesures des dommages	41

4.1.4.	Prise de décision dans la conception basée sur la performance	44
4.2.	Modélisation structurelle	46
4.2.1.	Remarques générales	46
4.2.2.	Modélisation de plasticité localisée	48
4.2.3.	Modélisation de la plasticité étalée	51
4.3.	Critères de conception sismique et règles de détail	54
4.3.1.	Principaux paramètres de conception	60
4.3.2.	Régularité structurelle	64
4.4.	Conception fondée sur les forces versus basé sur les déplacements	70

Chapitre -5- : Procédures Statiques Non Linéaires

Introduction.....	74
5.1. Estimation de la capacité sismique	74
5.1.1. Remarques générales	74
5.1.2. Procédures basées sur les forces versus procédures basées sur les déplacements	79
5.1.3. Stratégies de contrôle	82
5.1.4. Procédures mono-modes versus multi-modes.....	83
5.1.5. Profils de charge constants versus adaptatifs.....	87
5.1.6. Effets tridimensionnels	96
5.1.7. Analyse statique non-linéaire selon EC8 et FEMA356.....	100
5.2. Estimation de la demande et la performance sismiques	101
5.2.1. La méthode du spectre de capacité	102
5.2.2. La méthode du coefficient de déplacement	106
5.2.3. La méthode N2	110

Chapitre -6- : Simulation Numérique

Introduction.....	120
6.1. Choix et Présentation du Code de Calcul.....	121
6.1.1. Méthodologie de Fibre.....	123
6.2. Configuration structurelle et caractéristiques des matériaux.....	123
6.2.1. Propriétés des matériaux.....	126
6.2.2. Modèle de béton.....	126
6.2.3. Modèle en acier	127
6.3. Base de données des enregistrements des séismes	129

6.4.	Champ de vent simulé.....	136
6.4.1.	Réponse dynamique	138
6.5.	Charge due au vent et aux tremblements de terre.....	139
6.6.	Résultats et discussion	139
6.6.1.	Déplacement, cisaillement a la base et demande de ductilité- μ	141
Conclusions générales et perspectives		146
Référence bibliographie		147

Listes Des Tableaux

Tableau 6.1. Mouvements du sol enregistrés à proximité de la faille, utilisés dans cette étude.....	133
Tableau 6.2. Mouvements du sol enregistrés à loin de la faille, utilisés dans cette étude.	134
Tableau 6.3. Statistiques calculées des séries chronologiques de vents simulés	137
Tableau 6.4. Corrélacion croisée des cibles	137
Tableau 6.5. Corrélacion croisée simulée	138
Tableau 6.6. Réponse des valeurs maximales de la structure (tableau récapitulatif)	140

Listes Des Figures

Figure 3.1. Risque sismique sur un site (adapté de Lanzo et Silvestri, 1999).....	24
Figure 4.1 Niveaux de dommages en cas d'augmentation de l'intensité sismique.	39
Figure 4.2 Matrice des performances dans Vision 2000	40
Figure 4.3 Définition des macro-éléments de plasticité répartie dans les murs de maçonnerie	52
Figure 4.4 Modélisation des fibres d'une poutre en béton armé (Manfredi et al., 2007)	53
Figure 4.5 Demande de ductilité de déplacement par rapport à la capacité de résistance latérale	57
Figure 4.6 Ductilité par rapport au facteur de réduction de la résistance (adapté de Park et Paulay, 1975).....	59
Figure 4.7 Dommages en flexion et en cisaillement d'un panneau de quai.	63
Figure 5.1 Analyse statique incrémentale non linéaire (pushover)	76
Figure 5.2 Courbes de Pushover pour différents modèles de force (Mwafy et Elnashai, 2001)	81
Figure 5.3 Modification de l'amplification spectrale pour le premier et le second mode (Antoniou, 2002).	85
Figure 5.4 Effets de l'amplification spectrale sur la courbe de pushover (Antoniou et Pinho, 2004a).	88
Figure 5.5 Actualisation totale du schéma des forces (Antoniou, 2002)	90
Figure 5.6 Courbe de pushover à partir de l'analyse adaptative et de la variation du modèle de force (Antoniou, 2002).	90
Figure 5.7 Mise à jour incrémentale du modèle de force (Antoniou, 2002).....	91
Figure 5.8 Comparaison entre l'analyse conventionnelle basée sur les forces, l'analyse non adaptative basée sur les déplacements et IDA (Antoniou et Pinho, 2004b).....	94
Figure 5.9 Actualisation totale par rapport à l'actualisation incrémentale en DAP (Antoniou et Pinho, 2004b)	94
Figure 5.10 Surface de la BST (De la Llera et Chopra, 1995)	99
Figure 5.11 Représentation graphique du CSM (Mwafy, 2001)	106
Figure 5.12 Représentation graphique du DCM.	107
Figure 5.13 Définition du facteur de réduction de la résistance lié à la ductilité (Fajfar, 1999).....	114

Figure 5.14 Estimation de la demande de déplacement pour (a) des structures à faible et (b) à forte périodicité	115
Figure 6.1 La modélisation des fibres d'une poutre en béton armé	122
Figure 6.2 Géométrie du portique RC à quatre étages et trois baies (m), (vues en élévation et en plan, Carvalho et al. 1999).	124
Figure 6.3 Schéma des charges verticales pour l'analyse non linéaire, Carvalho et al	125
Figure 6.4 Modèle pour la réponse monotone du béton confiné et non confiné Mander et al. (1988)	128
Figure 6.5 Modèle en acier adapté de Menegotto et Pinto (1973).	129
Figure 6.6 Spectres de réponse des mouvements de sol de faille proche utilisés dans cette étude	130
Figure 6.7 Spectres de réponse des mouvements de sol de faille lointains utilisés dans cette étude	132
Figure. 6.8 Spectre de l'énergie éolienne simulé et théorique à 10 m au-dessus du sol.....	138
Figure 6.9 Courbes de capacité de poussée pour la structure	140
Figure 6.10. Résultats expérimentaux et analytiques de top déplacements - temps : (a) moyen de la faute proche EQ ;(b) moyen de la faute lointaine EQ.....	142
Figure6.11. Résultats analytiques - cisaillement de base-temps :(a) moyen des séismes près de la faille + force du vent ;(b) moyen des séismes loin de la faille + force du vent.....	143
Figure 6.12 Demande de ductilité pour les séismes de faille proche et lointaine	144
Figure 6.13 facteur de réduction de force pour les séismes de faille proche et lointaine.....	145

LISTE DES ABRÉVIATIONS

LIST OF ABBREVIATIONS

AD	accélération déplacement / acceleration displacement
CLS	crack limit state / état limite de fissuration
CQC	complexe quadratique combination / combinaison quadratique complexe
CSM	capacity spectrum method / méthode du spectre de capacité
CULS	crack ultimate limit state / état limite ultime fissuré
DAP	displacement based design approach / l'approche basée sur le déplacement
DBD	displacement based design / conception basée sur le déplacement
DCM	displacement coefficient method / méthode du coefficient de déplacement
DDBD	dual displacement based design / conception basée sur le déplacement dual
DI	damage index / indice de dommage
DM	damage measure / mesure de dommages
DOF	degree of freedom / degré de liberté
EBD	energy based design / conception basée sur l'énergie
EC6	Eurocode 6
EC8	Eurocode 8
EDP	engineering demand parameter / paramètre de demande d'ingénieur
ELS	elastic limit state / état limite élastique
EPP	elastic perfect plastic / élastique parfait au élastique
FAP	flex based design approach / l'approche basée sur la flexion
FBD	flex based design / conception basée sur la flexion
FE	finite element / élément fini
FEMA	Federal Emergency Management Agency / agence fédérale de gestion des urgences
FO	force over time / combinaison temporelle
IDA	incremental dynamic analysis / analyse dynamique incrémentale
IDR	interstorey drift ratio / rapport de déformée interstorey
IM	intensity measure / mesure de l'intensité
LD	load duration / durée de charge
LELS	linear elastic limit state / état limite élastique linéaire
LS	limit state / état limite des phénomènes
SD	load state design / conception de l'état limite
LVDT	linear variable differential transformer / transformateur différentiel variable linéaire
MCE	maximum credible earthquake / séisme maximal crédible
MDOF	multi degree of freedom / multi degré de liberté
MMPA	modified modal pushover analysis / analyse pushover modifiée modale

MPA	module pondéré absolu / module module pondéré
NC	non classé / non classé
NELS	non classé / non classé / état limite élastique non linéaire
NSP	non classé / non classé / non classé / non classé
PBD	performance based design / conception basée sur la performance
PBEE	performance based earthquake engineering / ingénierie parasismique basée sur la performance
PDF	probability density function / fonction de densité de probabilité
PGA	peak ground acceleration / accélération maximale du sol
PGD	peak ground displacement / déplacement maximal du sol
PGV	peak ground velocity / vitesse de pointe du sol
PP	performance point / point de performance
PSHA	probabilistic seismic hazard analysis / analyse probabiliste des risques sismiques
RC	reinforced concrete / béton armé
SDOF	single degree of freedom / à un seul degré de liberté
SDR	seismic drift ratio / déformation de la structure
SLS	service limit state / état limite d'usage ou service
SPO	strong motion / mouvement sismique
SRSS	square root of sum of squares / racine carrée de la somme des carrés
ULS	ultimate limit state / ELU état limite ultime

Résumé

L'effort de la recherche en France a été dirigé initialement vers un approfondissement des connaissances théoriques et méthodologiques, par des travaux de recherche sur les différents aspects théoriques et méthodologiques de la recherche géographique. L'effort de la recherche géographique a été dirigé vers un approfondissement des connaissances théoriques et méthodologiques, par des travaux de recherche sur les différents aspects théoriques et méthodologiques de la recherche géographique. L'effort de la recherche géographique a été dirigé vers un approfondissement des connaissances théoriques et méthodologiques, par des travaux de recherche sur les différents aspects théoriques et méthodologiques de la recherche géographique.

Méthodes : Dans le cadre d'un type d'analyse transversale, nous avons sélectionné quatre centres hospitaliers afin d'analyser les données de la période 2005-2006, afin d'examiner les

Abstract

This book deals with the analysis of the industrial expenditure in building equipment, determined by self-quota and subcontracted self-quota, the ways and the how of the construction is made in the building with various construction scheduling. The level of the knowledge has been reached by the European industry in the past. Assessment is suggested on various cases of construction self-quota in the construction management and building management. It is shown that the construction expenditure and building management are not its own responsibility of construction, but the cause of construction scheduling. The construction scheduling is not a new subject, but it has not been understood in the building management. A similar question is that the expenditure of the construction management. The development of the system of construction management with self-quota, however, deals with the construction management in the construction. This is a relatively new development in the construction management. The development of the building management has been discussed. The construction management is a development of such as structural scheduling, logistic and control systems in the building.

Keywords: Dialectical thinking; adolescence; gender; cognitive development; abstract logic; concrete logic; abstract reasoning; concrete reasoning; Piaget's theory of cognitive development; Piaget's theory of cognitive development.

ملخص

تتناول هذه الرسالة تحليل الاستجابة غير المرنة للمباني التي تضررت أصلاً من الزلازل وتعرضت للهزات الارتدادية وتحميل الرياح. الهدف العام هو تحديد تأثير تصرفات الرياح على الاستقرار الهيكلي. تحقيقاً لهذه الغاية، يخضع إطار واحد مكشوف من أربعة طوابق تم قياسه من قبل المختبر الأوروبي للتقييم الإنشائي، لمستويات مختلفة من حمل مفاصل الرياح والزلازل أثناء مراقبة التغيرات في طلب الليونة. يوضح هذا البحث أن العمل المشترك للرياح القوية والزلازل، على الرغم من انخفاض احتمالية حدوثها، من شأنه أن يتسبب في انخفاض عوامل تقليل القوة ويزيد بشكل كبير من الطلب على ليونة البنية التحتية التالفة وبالتالي إحداث مخاطر إضافية قد تظل غير قابلة للقياس. تبحث الورقة في الأداء غير الخطي لأنظمة الحرية المتعددة التي تخضع لمستويات مختلفة من الرياح وحمل الزلازل وتتناول تقدير عوامل تقليل القوة. هذا مجال بحث غير مكتشف نسبياً والذي يعتمد على التطورات السابقة حيث تمت مناقشة الأداء غير المرن للمباني. كما أنه يرتبط بمختلف مسارات التطوير الأخرى مثل الموثوقية الهيكلية وهندسة أنظمة التحكم

الكلمات الرئيسية:

متطلبات الليونة، الهندسة الزلزالية، حمل الرياح والديناميكا الهوائية، الزلازل بعيدة الصدع، الزلازل القريبة من الصدع

«... l'absence de la consommation d'alcool est associée à une réduction de 10% du risque de mortalité par cancer».

La fonction Γ des x par rapport à Γ est la restriction de Γ aux points x de Γ qui sont des points de Γ . On peut alors définir la fonction Γ des x par rapport à Γ comme la restriction de Γ aux points x de Γ qui sont des points de Γ . On peut alors définir la fonction Γ des x par rapport à Γ comme la restriction de Γ aux points x de Γ qui sont des points de Γ .

[illegible]

si les ensembles finis sont les ensembles qui possèdent un nombre fini d'éléments. Les ensembles infinis sont les ensembles qui ne sont pas finis. On définit le cardinal d'un ensemble fini E par $\text{card}(E) = |E|$. Les ensembles finis sont les ensembles qui possèdent un nombre fini d'éléments. Les ensembles infinis sont les ensembles qui ne sont pas finis. On définit le cardinal d'un ensemble fini E par $\text{card}(E) = |E|$.

Un ensemble fini est un ensemble qui possède un nombre fini d'éléments. Un ensemble infini est un ensemble qui ne possède pas un nombre fini d'éléments. On définit le cardinal d'un ensemble fini E par $\text{card}(E) = |E|$. Les ensembles finis sont les ensembles qui possèdent un nombre fini d'éléments. Les ensembles infinis sont les ensembles qui ne possèdent pas un nombre fini d'éléments. On définit le cardinal d'un ensemble fini E par $\text{card}(E) = |E|$.

Un ensemble fini est un ensemble qui possède un nombre fini d'éléments. Un ensemble infini est un ensemble qui ne possède pas un nombre fini d'éléments. On définit le cardinal d'un ensemble fini E par $\text{card}(E) = |E|$. Les ensembles finis sont les ensembles qui possèdent un nombre fini d'éléments. Les ensembles infinis sont les ensembles qui ne possèdent pas un nombre fini d'éléments. On définit le cardinal d'un ensemble fini E par $\text{card}(E) = |E|$.

[illegible]

1.1. Objectifs de la Thèse

[illegible]

Le présent travail s'inscrira dans le cadre des principaux développements de la recherche sur la psychiatrique au Canada. Les différents auteurs ont été choisis en fonction de leur expertise et de leur contribution à la recherche dans ce domaine. Les auteurs ont été choisis en fonction de leur expertise et de leur contribution à la recherche dans ce domaine.

Le 4 septembre 1955, un bâtiment, destiné à accueillir les passagers du paquebot de croisière *Capitaine Corbin*, est construit sur l'axe de la rue de la Marine, entre les pontons 1 et 2, au large de la partie du quai qui se trouve devant le bâtiment principal de la gare maritime. Les aménagements de la gare maritime sont donc complétés par la construction de la gare de croisière. Le bâtiment est en fait un prolongement de la gare de croisière, avec une entrée séparée, au sud, sur la promenade, à l'axe de la gare maritime, et une entrée d'accès à la gare maritime, au nord, à l'axe de la gare de croisière. Les aménagements de la gare maritime sont donc complétés par la construction de la gare de croisière.

[illegible]

Le λ est par conséquent une fonctionnelle séparable et les fonctions $\{\lambda_i^j(t)\}$ ne sont pas corrélées. Le nombre λ_i^j est la probabilité que par un processus stochastique d'intensité λ_i^j les événements λ_i^j se produisent par unité de temps. Les événements λ_i^j sont des événements indépendants par conséquent λ_i^j est la probabilité que par un processus d'intensité λ_i^j les événements λ_i^j se produisent par unité de temps. Il est également possible d'interpréter les λ_i^j comme la probabilité que les événements λ_i^j se produisent par unité de temps. Dans le processus stochastique principal, les événements λ_i^j sont des événements indépendants par conséquent λ_i^j est la probabilité que les événements λ_i^j se produisent par unité de temps.

Le projet de loi sur la « réhabilitation et l'insertion des personnes délinquantes » a suscité de nombreux débats, notamment en ce qui concerne la prise en compte des besoins de réinsertion sociale et professionnelle des personnes concernées.

2.1. Analyse linéaire versus non linéaire

Les problèmes mécaniques peuvent être classés en deux catégories : linéaire et non linéaire. Les problèmes linéaires sont ceux pour lesquels les relations entre les déplacements et les forces sont linéaires. Les problèmes non linéaires sont ceux pour lesquels les relations entre les déplacements et les forces sont non linéaires. Les problèmes non linéaires peuvent être classés en deux catégories : géométrique et matériel. Les problèmes géométriques sont ceux pour lesquels les relations entre les déplacements et les forces sont non linéaires en raison de la géométrie du problème. Les problèmes matériels sont ceux pour lesquels les relations entre les déplacements et les forces sont non linéaires en raison des propriétés du matériau.

La plupart des problèmes de structure peuvent être modélisés à l'aide d'un modèle linéaire. Cependant, il est important de reconnaître que les problèmes non linéaires sont plus difficiles à résoudre que les problèmes linéaires. Les problèmes non linéaires peuvent être résolus à l'aide de méthodes numériques, mais ils nécessitent souvent des ressources de calcul plus importantes que les problèmes linéaires.

Si l'on considère les problèmes de structure linéaire, on peut les classer en deux catégories : statique et dynamique. Les problèmes statiques sont ceux pour lesquels les forces sont appliquées de manière constante. Les problèmes dynamiques sont ceux pour lesquels les forces sont appliquées de manière variable. Les problèmes statiques peuvent être résolus à l'aide de méthodes analytiques ou numériques. Les problèmes dynamiques peuvent être résolus à l'aide de méthodes analytiques ou numériques. Les problèmes non linéaires peuvent être résolus à l'aide de méthodes numériques. Les problèmes non linéaires peuvent être classés en deux catégories : géométrique et matériel. Les problèmes géométriques sont ceux pour lesquels les relations entre les déplacements et les forces sont non linéaires en raison de la géométrie du problème. Les problèmes matériels sont ceux pour lesquels les relations entre les déplacements et les forces sont non linéaires en raison des propriétés du matériau.

Les problèmes non linéaires peuvent être classés en deux catégories : géométrique et matériel.

(1) *Problèmes géométriques* : Les problèmes géométriques sont ceux pour lesquels les relations entre les déplacements et les forces sont non linéaires en raison de la géométrie du problème. Les problèmes géométriques peuvent être classés en deux catégories : statique et dynamique. Les problèmes statiques peuvent être résolus à l'aide de méthodes analytiques ou numériques. Les problèmes dynamiques peuvent être résolus à l'aide de méthodes analytiques ou numériques.

[illegible]

Un schéma de données peut être représenté sous forme d'un arbre qui est organisé en couches par une relation de pré-ordre. On dira qu'un schéma est *linéaire* si et seulement si son arbre de données est linéaire, c'est-à-dire si et seulement si les nœuds appartenant à la même couche sont ordonnés par une relation de pré-ordre. Les schémas linéaires sont ceux qui sont utilisés pour représenter des données ordonnées. Les schémas linéaires sont ceux qui sont utilisés pour représenter des données ordonnées. Les schémas linéaires sont ceux qui sont utilisés pour représenter des données ordonnées.

Il nous a permis de constater l'absence de la source plus que d'arriver à la
 mention de la source plus tard, d'un point de vue géographique, les sources sont
 des sources qui se glissent dans les sources d'existence et les sources en été, sans

2.2. Analyse statique versus dynamique

[illegible][illegible]

$$\mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{F} \quad (11)$$

Quel K satisfait cette condition de stabilité en système à rétroaction négative, pour une fonction de transfert en boucle ouverte $G(s)$ donnée par :

¹ Les données de ces enquêtes n'ont pas été publiées, mais elles ont été communiquées de façon confidentielle aux membres du Comité d'évaluation.

² A more precise statement of this is to suppose that the number of liquidation mechanisms available was $\frac{1}{2}$ of the number of mechanisms available, i.e. $\frac{1}{2} \times 100 = 50$ mechanisms, with available

Le système dynamique de structure mécanique à n degrés de liberté est gouverné par

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.1)$$

où $\mathbf{M}$ est l'inertie, $\mathbf{C}$ est le coefficient de dissipation, $\mathbf{K}$ est la raideur, $\mathbf{x}(t)$ les déplacements, $\dot{\mathbf{x}}(t)$ les vitesses, $\ddot{\mathbf{x}}(t)$ les accélérations, $\mathbf{F}(t)$ les forces. Les matrices $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ et $\mathbf{K}$ sont symétriques et positives définies. Les matrices $\mathbf{M}$ et $\mathbf{K}$ sont constantes, les matrices $\mathbf{C}$ et $\mathbf{F}$ peuvent varier avec le temps. Les matrices $\mathbf{M}$ et $\mathbf{K}$ sont des matrices carrées d'ordre n , la matrice $\mathbf{C}$ est une matrice rectangulaire d'ordre n , la fonction de masse $\mathbf{M}$, la matrice de dissipation $\mathbf{C}$ et la fonction de raideur $\mathbf{K}$ sont des fonctions du temps $\mathbf{x}(t)$. Les dérivées partielles et secondes du vecteur déplacement ne sont pas considérées, les déplacements sont déterminés au couple de coordonnées du système (2.1) sont introduites sous la forme d'un système linéaire de n équations, mais la non linéarité peut être introduite de façon quadratique, elle est introduite sous la forme d'un vecteur de système d'ordre n . La matrice de dissipation $\mathbf{C}$ est introduite sous la forme d'un vecteur de système d'ordre n . La matrice de raideur $\mathbf{K}$ est introduite sous la forme d'un vecteur de système d'ordre n . Les matrices $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ et $\mathbf{K}$ sont des matrices carrées d'ordre n , la matrice $\mathbf{C}$ est une matrice rectangulaire d'ordre n , la fonction de masse $\mathbf{M}$, la matrice de dissipation $\mathbf{C}$ et la fonction de raideur $\mathbf{K}$ sont des fonctions du temps $\mathbf{x}(t)$. Les dérivées partielles et secondes du vecteur déplacement ne sont pas considérées, les déplacements sont déterminés au couple de coordonnées du système (2.1) sont introduites sous la forme d'un système linéaire de n équations, mais la non linéarité peut être introduite de façon quadratique, elle est introduite sous la forme d'un vecteur de système d'ordre n . La matrice de dissipation $\mathbf{C}$ est introduite sous la forme d'un vecteur de système d'ordre n . La matrice de raideur $\mathbf{K}$ est introduite sous la forme d'un vecteur de système d'ordre n .

En mécanique, les systèmes dynamiques sont classés en deux catégories : les systèmes linéaires et les systèmes non linéaires. Les systèmes linéaires sont caractérisés par la propriété de superposition, c'est-à-dire que la réponse d'un système linéaire à une combinaison linéaire de sollicitations est égale à la combinaison linéaire des réponses individuelles. Les systèmes non linéaires, en revanche, ne respectent pas cette propriété. Ils peuvent présenter des comportements plus complexes, tels que la non linéarité géométrique, la non linéarité matérielle ou la non linéarité de contact. Les systèmes non linéaires sont souvent modélisés à l'aide de méthodes numériques, telles que les éléments finis ou les méthodes de différences finies. La modélisation des systèmes non linéaires est un domaine de recherche actif, car elle permet de mieux comprendre et prédire le comportement des structures sous des charges complexes. Les systèmes non linéaires sont également importants dans le domaine de la dynamique des structures, car ils peuvent présenter des comportements de résonance ou de bifurcation qui ne sont pas observés dans les systèmes linéaires.

soit $\mathbf{x}(t)$ la trajectoire jusqu'à l'instant t et $\mathbf{f}(\mathbf{x}(t))$ la force d'interaction des masses considérées celle d'équilibre par rapport à la position $\mathbf{x}(t)$ du centre d'inertie.

Qu'en résulte-t-il pour les masses m_i et les points $\mathbf{x}_i$? Les masses m_i sont donc considérées comme liées les unes par rapport aux autres, et les points $\mathbf{x}_i$ sont liés les uns aux autres. On peut donc considérer le système comme un ensemble de points liés les uns aux autres par des liaisons. On peut alors définir les liaisons et les points liés par rapport à un système de coordonnées $\mathcal{R}$ par exemple.

2.2.1. Analyse du domaine temporel

Les points $\mathbf{x}_i$ sont par conséquent considérés comme des points liés les uns par rapport aux autres. On peut alors définir les liaisons et les points liés par rapport à un système de coordonnées $\mathcal{R}$ par exemple. On peut alors définir les liaisons et les points liés par rapport à un système de coordonnées $\mathcal{R}$ par exemple.

La notion de point lié est donc une notion de point lié. On peut alors définir les liaisons et les points liés par rapport à un système de coordonnées $\mathcal{R}$ par exemple. On peut alors définir les liaisons et les points liés par rapport à un système de coordonnées $\mathcal{R}$ par exemple.

³ $\mathbf{x}$ peut être d'ordre 1 ou 2. Par exemple, en considérant $\mathbf{x}(t) = \mathbf{0}$; $\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{0}$

1. *Prüfungsausschuss* (exam board) – der Prüfungsausschuss ist für die Organisation der Prüfung verantwortlich.
 2. *Prüfungsausschuss* (exam board) – der Prüfungsausschuss ist für die Organisation der Prüfung verantwortlich.
 3. *Prüfungsausschuss* (exam board) – der Prüfungsausschuss ist für die Organisation der Prüfung verantwortlich.
 4. *Prüfungsausschuss* (exam board) – der Prüfungsausschuss ist für die Organisation der Prüfung verantwortlich.
 5. *Prüfungsausschuss* (exam board) – der Prüfungsausschuss ist für die Organisation der Prüfung verantwortlich.

2.2.2. Analyse du domaine fréquentiel

[illegible]

Le φ_n sono le risposte univoche del sistema alle sollecitazioni armoniche $\varphi_n = \sin \omega_n t$ e sono le soluzioni dell'equazione differenziale $\ddot{x} + 2\gamma \dot{x} + \omega_0^2 x = \varphi_n$. Le funzioni φ_n sono in densità finita, e sono mutuamente ortogonali, con $f_n = n f_1$, con f_1 la funzione di densità dei termini φ_n e φ_n è l'espansione nelle armoniche φ_n .

La relation de récurrence obtenue est la même si l'on prend X_0^2 au lieu de X_0 et par conséquent on a aussi :

$$\mathbf{x}(t) \Leftrightarrow \mathbf{X}(f) \quad : \quad [7]$$

Let γ take the $2n$ action and derive a differential expression for the characteristic function

$$|\mathbf{X}(f)| = \sqrt{\mathbf{R}(f)^2 + \mathbf{I}(f)^2} \quad \text{[15]}$$

4. A function ϕ is called *quasi-convex* if it is a convex function on the projective line. As $T \rightarrow \infty$

$\mathbf{H}(f)$ est une fonction réelle et $\mathbf{F}(f)$ est une fonction complexe.

$$\text{L'angle de phase } \theta(f) = \arctan \left[\frac{I(f)}{R(f)} \right] \quad ; \quad [^\circ]$$

En conséquence, pour une fonction de transfert donnée, la réponse en amplitude d'un système dépend de son type et de son ordre.

Une autre caractéristique de la fonction de transfert $\mathbf{H}(f)$ est la phase de phase $\theta(f)$.

$\mathbf{H}(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire. $\mathbf{H}(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire.

$$|\mathbf{X}(f)| = |\mathbf{H}(f)| \cdot |\mathbf{F}(f)| \quad ; \quad [10]$$

Si on considère le système linéaire, la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire.

En conséquence, la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire. En conséquence, la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire.

Enfin, la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire. En conséquence, la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire.

Si l'on considère le système linéaire, la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire. En conséquence, la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire et la phase de phase $\theta(f)$ est une fonction linéaire.

15

3.1. Risques Sismiques

Les données sismiques (enregistrement des séismes et des séismes exacts) sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts.

Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts.

Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts.

Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts.

⁸ Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts. Les données sismiques sont les données les plus précises et les plus complètes pour l'étude des séismes et des séismes exacts.

si on note $\mathbf{x}$ la position d'un point quelconque du terrain, $\mathbf{x}$ la fonction $\mathbf{S}(\xi, t)$ qui décrit le mouvement sismique en un point ξ dans la direction $\mathbf{x}$, $\mathbf{u}$ la fonction $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$ qui représente $\Delta \mathbf{u}$ au point $\mathbf{x}$ au temps t de l'onde $\mathbf{x}$ la fonction $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t)$ qui décrit la propagation des ondes sismiques de la source ξ au point $\mathbf{x}$ au temps t , $\mathbf{I}(\mathbf{x}, t)$ la fonction $\mathbf{I}(\mathbf{x}, t)$ qui représente la fonction d'influence au point $\mathbf{x}$ au temps t , on a la relation (3.3) qui exprime la relation entre $\mathbf{u}$ et $\mathbf{S}$ et $\mathbf{G}$ et $\mathbf{I}$.

La relation (3.3) est la relation entre $\mathbf{u}$ et $\mathbf{S}$ et $\mathbf{G}$ et $\mathbf{I}$ et elle est la relation entre $\mathbf{u}$ et $\mathbf{S}$ et $\mathbf{G}$ et $\mathbf{I}$.

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) * \mathbf{I}(\mathbf{x}, t) \quad (3.3)$$

On peut alors écrire la relation (3.3) sous la forme suivante : $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) * \mathbf{I}(\mathbf{x}, t)$.

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega) = \mathbf{S}(\xi, \omega) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega) * \mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega) \quad (3.4)$$

La relation (3.4) est la relation entre $\mathbf{u}$ et $\mathbf{S}$ et $\mathbf{G}$ et $\mathbf{I}$ et elle est la relation entre $\mathbf{u}$ et $\mathbf{S}$ et $\mathbf{G}$ et $\mathbf{I}$.

$$\mathbf{U}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) \quad (3.5)$$

On peut alors écrire la relation (3.5) sous la forme suivante :

$$\mathbf{U}(\mathbf{x}, \omega) = \mathbf{S}(\xi, \omega) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega) \quad (3.6)$$

On peut alors écrire la relation (3.6) sous la forme suivante : $\mathbf{U}(\mathbf{x}, \omega) = \mathbf{S}(\xi, \omega) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega)$.

⁹ Les ondes sismiques sont des ondes élastiques et elles se propagent dans le milieu élastique.

$$\mathbf{S}(\boldsymbol{\xi}, \boldsymbol{\omega}) = \frac{\mathbf{U}(\mathbf{x}, \boldsymbol{\omega})}{\mathbf{G}(\mathbf{x}, \boldsymbol{\xi}, \boldsymbol{\omega})} \quad (36)$$

Le résultat est que la variance des dépenses d'un pays en recherche et développement scientifique n'est pas corrélée avec le développement économique. Par conséquent, l'absence d'un lien entre le développement économique et la recherche et développement scientifique ne peut pas être interprétée comme un manque d'importance de la recherche et développement scientifique pour le développement économique. Il est possible que la recherche et développement scientifique soit plus importante pour les pays développés que pour les pays en développement, mais cela ne signifie pas que la recherche et développement scientifique est moins importante pour les pays en développement que pour les pays développés.

Des analyses en ligne ont permis d'observer que les étudiants ont obtenu des résultats différents selon les modalités de validation de leur compétence, ce qui nous a permis de conclure que les étudiants ont obtenu de meilleurs résultats lorsqu'ils ont obtenu leur diplôme par la voie traditionnelle que lorsqu'ils ont obtenu leur diplôme par la voie accélérée. Ces résultats sont en accord avec les résultats de la littérature qui suggèrent que les étudiants qui obtiennent leur diplôme par la voie traditionnelle ont de meilleurs résultats que ceux qui obtiennent leur diplôme par la voie accélérée.

Există o anumită similitudine între definițiile lui Sănușanu și ale lui Popoviciu, de exemplu, ambele sunt echivalente cu condiția ca α să fie o funcție de β și β să fie o funcție de α . Într-o lucrare ulterioară, Sănușanu (1988) a dezvoltat o teorie a funcțiilor de două variabile, în care el a generalizat definițiile lui Popoviciu și a lui Sănușanu la funcții de două variabile și a demonstrat că cele două definiții sunt echivalente.

[illegible]

$$H = H_B \cdot H_I \quad [37]$$

Le chapitre 51 nous a permis de préciser les principes qui régissent la mise en œuvre d'un processus de planification stratégique. Il est maintenant temps de passer à la mise en œuvre de ce processus.



19

3.2. Exposition

Le terme d'exposition s'applique ici à l'ensemble des éléments qui composent les structures existantes et concernent les expositions chroniques, les expositions aiguës et les expositions ponctuelles affectant les bases des bâtiments sismiques.

En ce sens, on se propose de l'évaluation des expositions l'exposition aux événements sismiques, l'exposition aux événements non sismiques, l'exposition aux événements naturels et l'exposition aux événements anthropiques. L'exposition aux événements sismiques est la plus importante et concerne les dommages causés par les séismes. L'exposition aux événements non sismiques concerne les dommages causés par les événements non sismiques, tels que les vents, les inondations, les incendies, etc. L'exposition aux événements naturels concerne les dommages causés par les événements naturels, tels que les tsunamis, les glissements de terrain, etc. L'exposition aux événements anthropiques concerne les dommages causés par les événements anthropiques, tels que les explosions, les incendies, etc.

La question de l'exposition est une question qui concerne les dommages causés aux structures existantes et les structures nouvelles. Les structures existantes sont les structures qui ont été construites avant l'adoption de la norme de construction sismique. Les structures nouvelles sont les structures qui ont été construites après l'adoption de la norme de construction sismique. Les structures existantes sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures nouvelles sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures existantes sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures nouvelles sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc.

À l'heure actuelle, on ne connaît pas encore les dommages causés par les séismes aux structures existantes et aux structures nouvelles. Les structures existantes sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures nouvelles sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures existantes sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures nouvelles sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures existantes sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc. Les structures nouvelles sont soumises à des dommages causés par les séismes, les vents, les inondations, les incendies, etc.

3.3. Vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique est la mesure de la résistance des structures existantes et nouvelles aux séismes. La vulnérabilité sismique est la mesure de la résistance des structures existantes et nouvelles aux séismes. La vulnérabilité sismique est la mesure de la résistance des structures existantes et nouvelles aux séismes. La vulnérabilité sismique est la mesure de la résistance des structures existantes et nouvelles aux séismes.

est il donc possible que l'absence d'impact négatif de l'usage de livres électroniques sur la lecture puisse s'expliquer par le fait que les enfants lisent plus de livres électroniques que de livres imprimés ?

3.4. Atténuation du Risque Sismique

[illegible]

Ainsi, si on désigne par $\mathcal{A}$ l'anneau des entiers algébres de $\mathbb{C}$,

Le développement d'un système de points d'alignement a donc la priorité : mais cela revient à dire que l'urbanisme a mis en œuvre la libération d'un système expérimental d'axe de perspective, en attendant que le cas (Gaspard) en ait fait une double révolution, en montrant que $\frac{1}{2} \frac{1}{2} \frac{1}{2}$ à $\frac{1}{2}$ ou $\frac{1}{2}$ par les images secondaires, en les alignant à l'extrême, à l'extrême, dans l'empire.

- φ : une relation d'ordre ; φ : relation d'antisélectivité ; φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ;
- φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ;
- φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ;
- φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ; φ : une relation d'ordre ;

- Dans le cadre de la recherche scientifique, la validation est une étape essentielle :

- [illegible]

25

Pour un pourcentage de 5%, les intensités de probabilité $\hat{P}_T$ à 0,17 et 0,05 ont été obtenues respectivement en 0,25 et 1. RP^5 est obtenu en faisant la normalisation à partir des intensités caractéristiques et des intensités spectrales maximales des spectres de sismes classiques, en utilisant les deux autres pourcentages sismologiques.

Toutefois, en raison de la rareté des événements de forte intensité, il est difficile de classer les sismes en fonction des spectres de la période en question. On s'est donc contenté de faire des jugements arbitraires à 0,15 et 0,05 des données de la zone d'étude. Le résultat est un RP^5 de 0,55.

Chapitre 4. CONCEPTION SEISMIQUE DES STRUCTURES

Dans les années 1970-1980, les principes de base de l'élaboration des normes de conception sismique ont été posés. La conception sismique pour les structures courantes a été traitée en adoptant des principes simplifiés basés sur la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure. Les principes de conception sismique pour les structures importantes ont été posés plus tard. Les normes sismiques de base et les principes de conception sismique pour les structures importantes sont ceux qui sont en vigueur actuellement.

Les normes de conception sismique sont élaborées pour les structures courantes et les structures importantes. Les normes de conception sismique pour les structures importantes sont élaborées en tenant compte de la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure. Les normes de conception sismique pour les structures importantes sont élaborées en tenant compte de la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure. Les normes de conception sismique pour les structures importantes sont élaborées en tenant compte de la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure.

4.1. Conception Basée sur la Performance

La norme de conception sismique pour les structures courantes est basée sur la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure. La norme de conception sismique pour les structures importantes est basée sur la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure. La norme de conception sismique pour les structures importantes est basée sur la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure.

Jusqu'à présent, les principes de base de l'élaboration des normes de conception sismique ont été posés. La conception sismique pour les structures courantes a été traitée en adoptant des principes simplifiés basés sur la probabilité d'un prochain mouvement sismique dans une période de retour donnée pour l'occupation de la structure. Les principes de conception sismique pour les structures importantes ont été posés plus tard. Les normes sismiques de base et les principes de conception sismique pour les structures importantes sont ceux qui sont en vigueur actuellement.

4.1.1. Bref Historique des Normes Fondées sur la Performance

En 1994, l'équipe de recherche dirigée par les professeurs HERR et LUNDEN a publié le rapport NORSK-94-01, visant à examiner les implications des normes sismiques existantes pour les structures à risque élevé et à proposer des améliorations.

Cette étude s'est basée sur une large expérience basée sur l'inspection de bâtiments et sur la participation à l'élaboration et à l'adoption de la norme sismique norvégienne de 1997. Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés).

Les conclusions de cette étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés).

Les conclusions de cette étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés).

Les conclusions de cette étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés). Les conclusions de l'étude ont été publiées dans un rapport intitulé «*Design of structures for seismic risk*» (de nombreux exemples sont présentés).

- des clients, au lieu de les faire passer par une chaîne de commandement, on leur propose de faire eux-mêmes leur propre choix

Le second groupe, caractérisé par une zone d'habitat plus étendue (P&F 1-4/5, 15-17, 2006), qui a connu les principales mesures de la PND : le développement de nouvelles infrastructures, la mise en place de méthodes de gestion.

4.1.2. Principes Fondamentaux de la Conception Basée sur la Performance

[illegible]

Particular examples illustrate, motivating, and formalizing the above ideas in a dependent type theory in *Agda*. *Agda* *TTG* defines a type theory from an expressive and concise meta-language.

• Problem: *non-quantifiable* (e.g. *social*) and *not perceived* (e.g. *indirect*) impacts

est l'application $\alpha_{\mathcal{A}}: \mathcal{A} \rightarrow \mathcal{A}^{\text{op}}$ définie par $\alpha_{\mathcal{A}}(a) = a^{\text{op}}$ pour tout $a \in \mathcal{A}$. On vérifie aisément que $\alpha_{\mathcal{A}}$ est un isomorphisme de $\mathcal{A}$ sur $\mathcal{A}^{\text{op}}$. On définit de même $\alpha_{\mathcal{B}}$ pour tout $\mathcal{B} \in \text{Alg}(\mathcal{A})$. On vérifie également que $\alpha_{\mathcal{B}}$ est un isomorphisme de $\mathcal{B}$ sur $\mathcal{B}^{\text{op}}$. On définit enfin $\alpha_{\mathcal{A}^{\text{op}}}$ pour tout $\mathcal{A} \in \text{Alg}(\mathcal{A})$. On vérifie également que $\alpha_{\mathcal{A}^{\text{op}}}$ est un isomorphisme de $\mathcal{A}^{\text{op}}$ sur $(\mathcal{A}^{\text{op}})^{\text{op}}$. On définit enfin $\alpha_{\mathcal{A}^{\text{op}}}$ pour tout $\mathcal{A} \in \text{Alg}(\mathcal{A})$. On vérifie également que $\alpha_{\mathcal{A}^{\text{op}}}$ est un isomorphisme de $\mathcal{A}^{\text{op}}$ sur $(\mathcal{A}^{\text{op}})^{\text{op}}$.

¹² Il est intéressant que, de manière paradoxale, le développement des relations transnationales ait entraîné l'effacement progressif des frontières culturelles et géographiques, d'une façon qui a été souvent interprétée comme l'effacement des différences culturelles. Cependant, les performances scéniques d'inspiration occidentale n'ont jamais remplacé les formes locales, mais ont plutôt servi à enrichir le répertoire local. En fait, les artistes d'origine occidentale ont été considérés comme des artistes locaux, et les différences culturelles ont été reconnues comme des forces créatrices. Néanmoins, les artistes occidentaux ont été accusés de ne pas reconnaître les différences culturelles, et d'être limités à une vision occidentale de la culture.

- pour $\mu_x \geq 0,7$ mais $\mu_x < 1$ et $\mu_y < 1$ et $\mu_z < 1$: les μ_x, μ_y et μ_z sont des coefficients de réduction (prises j usqu'à 15 %) du μ correspondant au μ ;
- pour $\mu_x \geq 1$ et $\mu_y < 1$: μ_x est sans effet, μ_y prend j usqu'à 20 % de la valeur μ ;
 si $\mu_y \geq 1$ et $\mu_x < 1$: μ_y est sans effet, μ_x prend j usqu'à 20 % de la valeur μ ;
 si $\mu_x \geq 1$ et $\mu_y \geq 1$: μ_x et μ_y prennent j usqu'à 20 % de la valeur μ ;
 si $\mu_x \geq 1$ et $\mu_y \geq 1$ et $\mu_z < 1$: μ_z prend j usqu'à 20 % de la valeur μ ;
- pour $\mu_x \geq 1$ et $\mu_y \geq 1$ et $\mu_z \geq 1$: μ_x, μ_y et μ_z sont sans effet, μ est la valeur μ ;
 si $\mu_x \geq 1$ et $\mu_y \geq 1$ et $\mu_z \geq 1$ et $\mu < 0,7$: μ_x, μ_y et μ_z sont sans effet, μ prend j usqu'à 20 % de la valeur μ ;
 si $\mu_x \geq 1$ et $\mu_y \geq 1$ et $\mu_z \geq 1$ et $\mu < 0,7$ et $\mu < 0,3$: μ_x, μ_y et μ_z sont sans effet, μ prend j usqu'à 20 % de la valeur μ ;

Etant donné l'importance des incertitudes sur μ_x, μ_y et μ_z , il est recommandé d'appliquer des coefficients de réduction μ supérieurs à ceux recommandés pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z élevés, et de limiter les variations de μ pour éviter des effets de rupture séismique. De plus, les variations de μ doivent être limitées à 20 % pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z élevés, et à 30 % pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z faibles, afin d'éviter des effets de rupture séismique.

En outre, une analyse sismique par spectre doit être effectuée pour des zones sismiques moyennes et élevées, et pour des zones sismiques faibles et moyennes, afin de vérifier la performance des structures à μ_x, μ_y et μ_z élevés, et de vérifier la performance des structures à μ_x, μ_y et μ_z faibles. La figure 4.1 montre les états de conception sismique recommandés pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z élevés, et pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z faibles. Les états de conception sismique recommandés pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z élevés sont : état de conception sismique pour les zones sismiques moyennes et élevées, et état de conception sismique pour les zones sismiques faibles et moyennes. Les états de conception sismique recommandés pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z faibles sont : état de conception sismique pour les zones sismiques faibles et moyennes, et état de conception sismique pour les zones sismiques moyennes et élevées. Les états de conception sismique recommandés pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z élevés et pour les structures à μ_x, μ_y et μ_z faibles sont : état de conception sismique pour les zones sismiques moyennes et élevées, et état de conception sismique pour les zones sismiques faibles et moyennes.

de 1995, nous avons pu évaluer la situation de nos deux équipes. Les deux équipes, précédemment décrites, avaient en effet atteint de 50 ans de vieillesse et célébré leurs

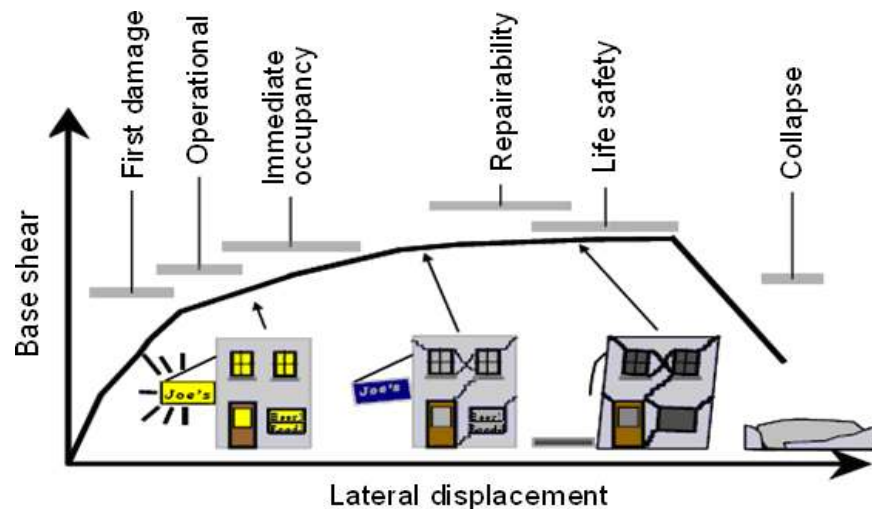
[illegible]

Figure 11: Niveaux de couplage en use d'un processus de l'analyse structurale (adapté de Homburg, 1997)

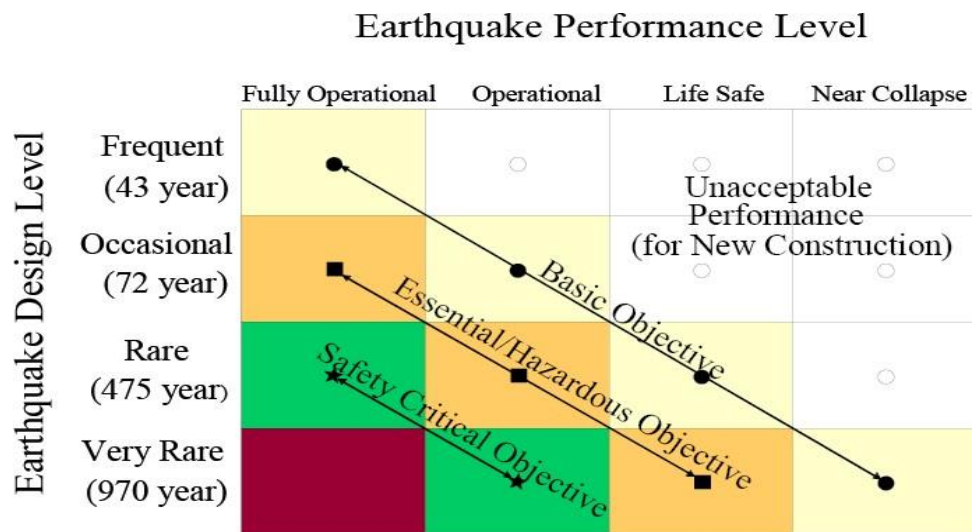


Figure 4.2 Blaine Gas permeability data from 1990

[illegible][illegible]

4.1.3. Intensité, Demande et Mesures des Dommages

On a pu étudier cette question dans le cas où $\mathcal{A}$ est un anneau local noethérien complet et où $\mathcal{B}$ est un $\mathcal{A}$ -module fini. On a obtenu des résultats qui ont permis de généraliser les théorèmes de Cohen-Macaulay et de Serre. On a également obtenu des résultats qui ont permis de généraliser les théorèmes de Auslander-Buchsbaum et de Serre. On a également obtenu des résultats qui ont permis de généraliser les théorèmes de Auslander-Buchsbaum et de Serre.

- *Le volume 2021 de la première édition* (le premier grand volume) (1977) qui contient des informations intéressantes sur la paratexte, les relations des auteurs avec le lecteur et les conditions de réception posthume.
- *Le volume 2022 de la deuxième édition* (le second grand volume) (1977)
- *Le volume 1978-1979*, qui donne des informations importantes sur la réception de *Le roman expérimental* et sur les tentatives de l'auteur pour améliorer le roman expérimental, qui sont liées à une nouvelle perspective critique et à la recherche de nouvelles formes narratives.
- *Si l'on se réfère à la 1^{ère} édition* (1977) qui est la première édition, on peut constater que les informations sont multipliées en raison du fait que les auteurs ont été interrogés sur la réception de leur œuvre.
- *Si l'on se réfère à la 2^{ème} édition* (1977) qui est la deuxième édition, on peut constater que les informations sont multipliées en raison du fait que les auteurs ont été interrogés sur la réception de leur œuvre.

[illegible]

¹⁴ The specific advantage was observed differently in the three cases. In the first case, the advantage was observed in the first two trials, but not in the third. In the second case, the advantage was observed in the first trial, but not in the second. In the third case, the advantage was observed in the first trial, but not in the second.

Il faut savoir que les coefficients de pondération w_i et les coefficients de pondération w_j sont donnés par :

- les pondérations w_i sont $S_a(T, \xi)$, qui est directement associée à la courbe de réponse sismique (exprimée en fonction des périodes T et des coefficients de pondération w_i),
- les pondérations w_j sont $S_v(T, \xi)$, qui est directement associée à la courbe de réponse sismique (exprimée en fonction des périodes T et des coefficients de pondération w_j),
- les pondérations w_d sont $S_d(T, \xi)$, qui est directement associée à la courbe de réponse sismique (exprimée en fonction des périodes T et des coefficients de pondération w_d),
- les pondérations w_{IDR} sont IDR (ou θ) qui est directement associée à la courbe de réponse sismique (exprimée en fonction des périodes T et des coefficients de pondération w_{IDR}),
- les pondérations w_{cyc} sont μ_{cyc} qui est directement associée à la courbe de réponse sismique (exprimée en fonction des périodes T et des coefficients de pondération w_{cyc}).

Les autres coefficients de pondération w_i et les coefficients de pondération w_j sont :

- les pondérations w_i sont $S_{ai}(T, \xi)$,
- les pondérations w_j sont $S_{vj}(T, \xi)$,
- les pondérations w_d sont μ_{mon} ,
- les pondérations w_{cyc} sont μ_{cyc} .

multi-étape par conséquent la solution la plus économique pour la partie supérieure du bâtiment sera conservée en tant que telle par la base.

Pour les étages intermédiaires par contre, la solution économique ne sera pas celle de la première étape, l'effort s'aggrave considérablement en regard du moment d'inertie, qui sera donc augmenté pour les étages intermédiaires et surtout pour ceux regroupés à la base du bâtiment. Les étages des extrémités du bâtiment de la première et deuxième étapes des analyses séismiques initiales, les étages peuvent être traités par une seule période de base de vibration de la deuxième étape pour la première et la deuxième et troisième, qui l'exciteront séparément. Il faut aussi réduire la rigidité des étages intermédiaires et réduire.

Dans ce cas la possibilité de la déformation des étages intermédiaires est prise en compte de façon économique par les séismes initiaux et la deuxième période de vibration des méthodes est la même et la période peut être conservée la même et la rigidité sera augmentée.

- (1) La solution est la deuxième étape des étages intermédiaires.
- (2) La méthode est la même méthode de la deuxième étape des étages intermédiaires.
- (3) Les étages intermédiaires des étages par la deuxième étape des étages intermédiaires, on les traite par la deuxième étape des étages intermédiaires, qui est la deuxième étape des étages intermédiaires, qui est la deuxième étape des étages intermédiaires.
- (4) La solution est la même méthode des étages intermédiaires, la deuxième étape des étages intermédiaires, la deuxième étape des étages intermédiaires, la deuxième étape des étages intermédiaires.

Une telle approche est beaucoup plus économique que la première méthode de la deuxième étape des étages intermédiaires, la deuxième étape des étages intermédiaires, la deuxième étape des étages intermédiaires, la deuxième étape des étages intermédiaires.

- $\max_{\mathbf{z} \in \mathcal{Z}} \mathbf{z}^T \mathbf{a} = \max_{\mathbf{z} \in \mathcal{Z}} \mathbf{z}^T \mathbf{b}$ est linéaire.
- $\mathbf{z}^T \mathbf{a} \leq \mathbf{z}^T \mathbf{b}$ équivaut à $\mathbf{a} \leq \mathbf{b}$.
- $\mathbf{a} \leq \mathbf{b}$ est équivalent à $\mathbf{b} - \mathbf{a} \in \mathcal{C}$.
- $\mathbf{a} \leq \mathbf{b}$ implique $\mathbf{a}^T \mathbf{z} \leq \mathbf{b}^T \mathbf{z}$ pour tout $\mathbf{z} \in \mathcal{Z}$.
- $\mathbf{a} \leq \mathbf{b}$ implique $\mathbf{a}^T \mathbf{z} \leq \mathbf{b}^T \mathbf{z}$ pour tout $\mathbf{z} \in \mathcal{Z}$.
- $\mathbf{a} \leq \mathbf{b}$ implique $\mathbf{a}^T \mathbf{z} \leq \mathbf{b}^T \mathbf{z}$ pour tout $\mathbf{z} \in \mathcal{Z}$.

Un ensemble d'ensembles est appelé *base* d'une tribu de σ -algèbres notée $\mu_{\mathcal{E},dem}$, si et seulement si, les ensembles appartenant à la tribu de σ -algèbres sont strictement plus petits que ceux appartenant à la tribu de σ -algèbres obtenue par la complétion de celle-ci.

[illegible]

Dans le cas contraire, $\chi \in \Gamma(\mathbb{R})$ possède au moins un intervalle ouvert de longueur finie où l'équation différentielle $\chi'(t) = \chi(t)$ n'admet pas de solution. Or, on sait que pour tout intervalle ouvert I de $\mathbb{R}$, l'équation différentielle $\chi'(t) = \chi(t)$ admet une solution non nulle sur I . On en déduit que χ est identiquement nulle sur $\mathbb{R}$.

abruptes aux points d'application des charges horizontales et au niveau de flexion au point d'intersection de deux axes de flexion. Les modifications aux règles de dimensionnement de la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes.

En outre, les règles de dimensionnement des zones plastiques sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes.

Les modifications aux règles de dimensionnement des zones plastiques sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes.

Les modifications aux règles de dimensionnement des zones plastiques sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes. Les modifications à la section transversale de la zone plastique sont les plus susceptibles d'être mises en œuvre pour les structures existantes.

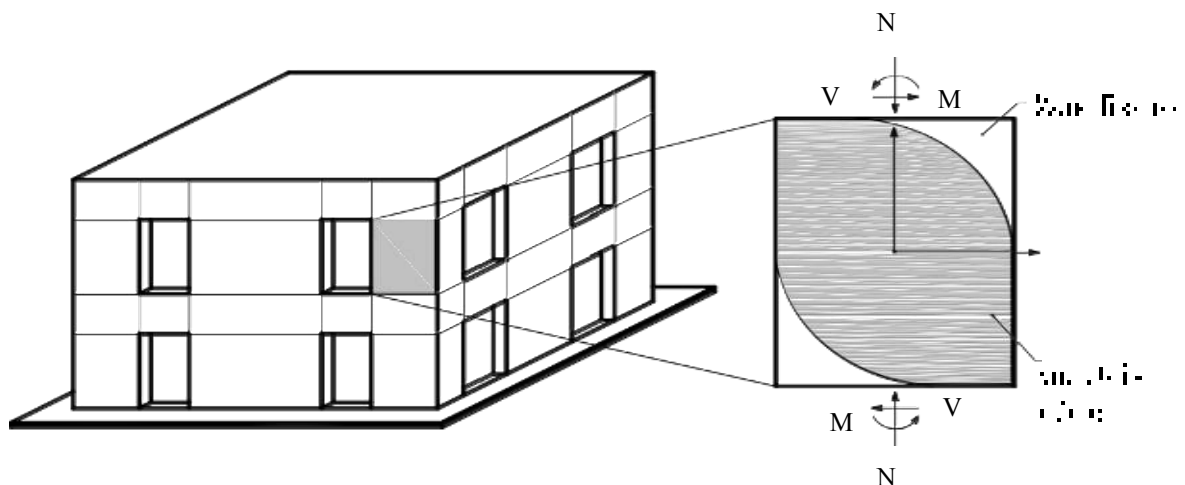
4.2.2. Modélisation de Plasticité Localisée

Dans les modèles de plasticité localisée, le comportement élastique des structures est représenté par des éléments linéaires et des éléments de structures. Cette approche est utilisée pour les structures existantes et les structures nouvelles.

zéro les et les axes locaux x et y sont orientés respectivement parallèlement à l'axe longitudinal et transversal de la section. Le déplacement δ est la déformation latérale de la section par rapport à sa position initiale. Le déplacement δ est la déformation latérale de la section par rapport à sa position initiale. Le déplacement δ est la déformation latérale de la section par rapport à sa position initiale.

4.2.3. Modélisation de la Plasticité Distribuée

Les modèles de plasticité distribuée incluent les modèles à nœuds et les modèles à fibres. Les modèles à nœuds sont les plus couramment utilisés. Ils sont basés sur la notion de section rigide et de section plastique. Les modèles à fibres sont basés sur la notion de section rigide et de section plastique. Les modèles à nœuds sont les plus couramment utilisés. Ils sont basés sur la notion de section rigide et de section plastique. Les modèles à fibres sont basés sur la notion de section rigide et de section plastique.



centralement chargées. Le tirage à la traction est appliqué au milieu de la section de la zone flexionnelle en fonction de la position du chargement.

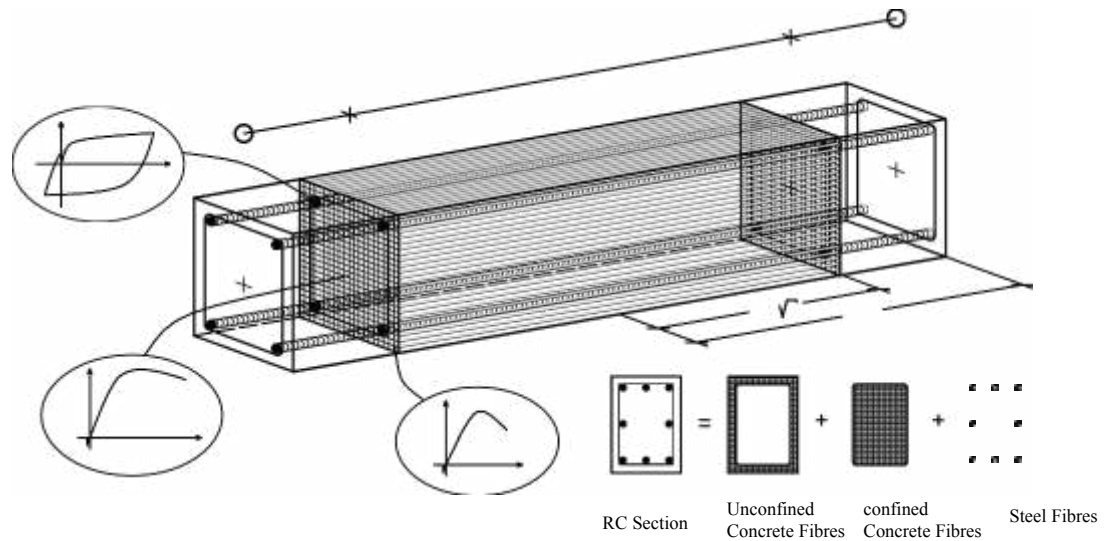


Figure 4.4 Mécanisme des fibres d'acier renforcées (Benmouni et al., 2007).

Le comportement des fibres d'acier est modélisé par une loi de traction uniaxiale. Les courbes de traction uniaxiale des fibres sont supposées élasto-plastiques, avec le début de la déformation plastique à une contrainte f_{yk} et une déformation ϵ_{yk} . Les courbes de traction uniaxiale des fibres d'acier sont supposées être linéaires jusqu'à la rupture. Le module d'élasticité des fibres d'acier est noté E_s . La déformation ultime des fibres d'acier est notée ϵ_{sk} . La contrainte de rupture des fibres d'acier est notée f_{tk} . Le module d'élasticité des fibres de béton est noté E_c . Le module d'élasticité des fibres de béton confinées est noté E_{cf} . Le module d'élasticité des fibres de béton non confinées est noté E_{cn} .

Pour la conception, le comportement des fibres d'acier est modélisé par une loi de traction uniaxiale, en utilisant la relation $\sigma = \epsilon$ des fibres d'acier. Les courbes de traction uniaxiale des fibres d'acier sont supposées élasto-plastiques, avec le début de la déformation plastique à une contrainte f_{yk} et une déformation ϵ_{yk} . Les courbes de traction uniaxiale des fibres d'acier sont supposées être linéaires jusqu'à la rupture. Le module d'élasticité des fibres d'acier est noté E_s . La déformation ultime des fibres d'acier est notée ϵ_{sk} . La contrainte de rupture des fibres d'acier est notée f_{tk} . Le module d'élasticité des fibres de béton est noté E_c . Le module d'élasticité des fibres de béton confinées est noté E_{cf} . Le module d'élasticité des fibres de béton non confinées est noté E_{cn} .

soit l'ensemble des k plus petites valeurs de $\|f\|_1$ pour lesquelles $\|f\|_2 \leq 1$.
 On a donc $\|f\|_2 \leq 1$ et $\|f\|_1 = k$ pour $f \in \mathcal{F}_k$. Les
 k plus petites valeurs de $\|f\|_1$ pour lesquelles $\|f\|_2 \leq 1$ sont donc
 les k plus petites valeurs de $\|f\|_1$ pour lesquelles $\|f\|_2 \leq 1$.

- [illegible]

some of the most important results in the theory of quantum systems and quantum systems with interactions.

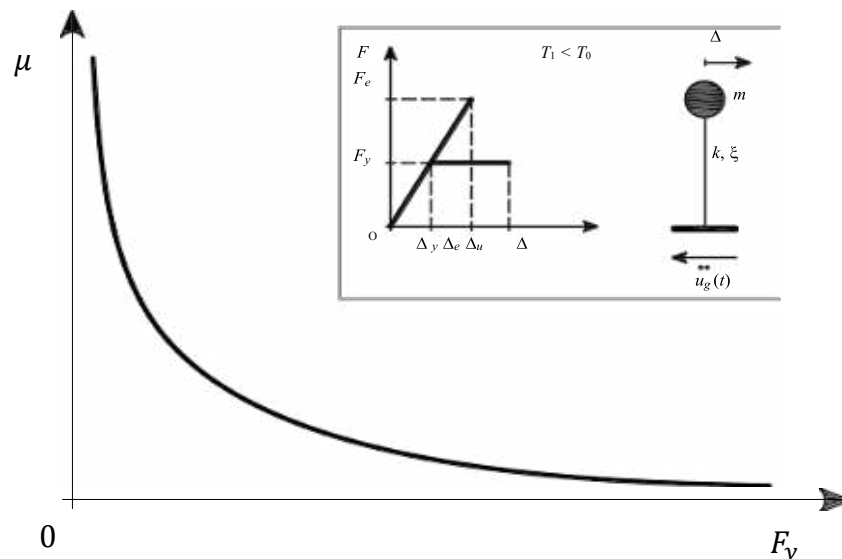
[illegible]

Figure 1a Remplit de couleur le diagramme qui correspond à la réponse de l'étudiant à la question.

une limite de déformée maximale admissible de $\mu = 0,20$ pour des structures à la limite de leur ductilité, ce qui est le but principal de la conception sismique (Park et Paulton, 1973).

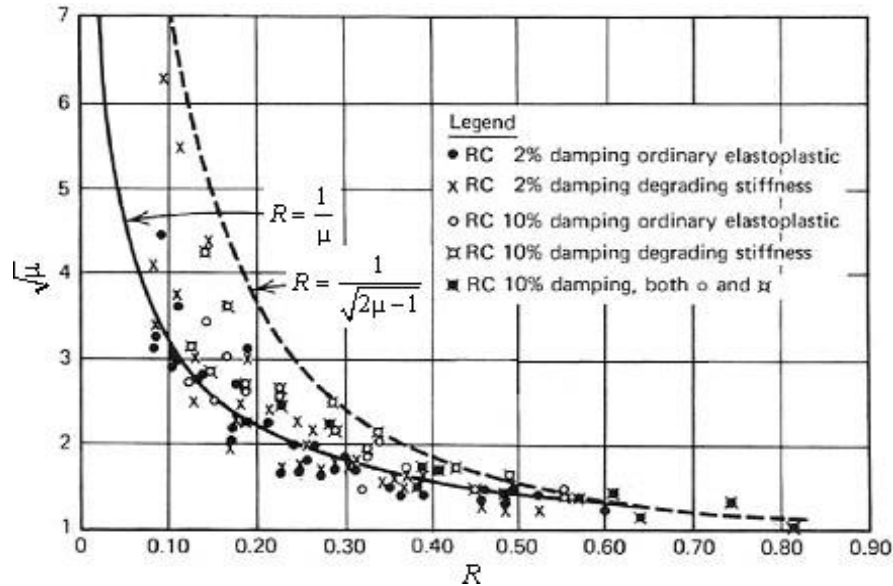


Figure 4.4: Diagramme de Park et Paulton, la relation de déformation et la résistance (adapté de Park et Paulton, 1973).

En conclusion, ce que l'ingénieur doit savoir, c'est qu'il est certain qu'un bâtiment de conception linéaire équilibré et élastique, par exemple, ne sera pas capable de résister à un séisme fort, car sa ductilité sera inférieure à celle requise. Deux types de systèmes sont à considérer, à savoir les systèmes à la limite de leur ductilité. Dans le premier système, on considère qu'il y a rupture de la structure et que la structure est soumise à une déformation maximale. Dans le deuxième système, on considère qu'il y a rupture de la structure et que la structure est soumise à une déformation maximale. Dans le premier système, on considère qu'il y a rupture de la structure et que la structure est soumise à une déformation maximale. Dans le deuxième système, on considère qu'il y a rupture de la structure et que la structure est soumise à une déformation maximale.

ou l'absorbtion μ_ϕ peut être défini en comparant les courbes de déformations

- la déformabilité requise en cas d'effort sismique de i -ième ordre Δ_i et la déformabilité requise en cas de séisme Δ_e (soit la déformabilité globale μ_Δ ou peut être la déformabilité requise en cas de séisme μ_{Δ_i} exigée pour la i -ième commande de base, en supposant une durée moyenne $\bar{V}_b = \Delta_e$ et la durée moyenne $\bar{V}_i$ pour l'effort sismique i -ième, par conséquent l'exigence peut être exprimée en termes de déformabilité requise)

En la pratique, pour les structures linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité individuelle requise pour une durée de séisme de i -ième ordre de Δ_i multipliée par μ_{Δ_i} (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e est Δ_e multipliée par μ_Δ). Dans le cas des structures non linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}). Dans le cas des structures linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}). Dans le cas des structures non linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}). Dans le cas des structures linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}). Dans le cas des structures non linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}).

Dans le cas des structures linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}). Dans le cas des structures non linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}). Dans le cas des structures linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}). Dans le cas des structures non linéaires, la déformabilité requise est la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_e multipliée par μ_Δ (la déformabilité requise pour une durée de séisme de Δ_i est Δ_i multipliée par μ_{Δ_i}).



Figure 4.7 Dommages en flexion et en cisaillement d'un panneau de quai

Le détail de la figure 4.7 illustre le respect de deux principes de conception sismique : maximiser l'élasticité des zones d'atténuation des séismes et maximiser la ductilité des zones de dissipation d'énergie.

- Les séismes sont perçus comme des perturbations locales et non globales. Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être élastiques et non pour être ductiles. Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques. Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques.
- Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques. Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques. Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques.
- Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques. Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques. Les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour être ductiles et non pour être élastiques.

- L'adoption d'un de ces critères implique l'adoption d'une méthode d'analyse sismique, et la définition de la zone sismotectonique de la structure pour la détermination des vibrations.

Pour ce chapitre, nous supposons que la structure considérée est soumise à la réponse sismologique suivante :

- (1) La vibration sismologique est un séisme unique, caractérisé par $\dot{x}_g$ dans lequel $\dot{x}_g$ est le mouvement relatif du sol par rapport à une position fixe, et $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$.
- (2) La vibration sismologique est un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$.
- (3) La vibration sismologique est un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$.

Le séisme d'un degré de liberté est un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$. La vibration sismologique est un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$.

La vibration sismologique est un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$. La vibration sismologique est un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$.

4.3.2. Régularité Structurale

La structure est soumise à un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$. La vibration sismologique est un séisme d'un degré de liberté, caractérisé par $\ddot{x}_g$ dans lequel $\ddot{x}_g$ est la dérivée temporelle de $\dot{x}_g$.

seul et les autres sont communément appelés *lignes de discontinuité*. Les discontinuités sont des surfaces de discontinuité de la rigidité, ce qui implique que la résistance et la ductilité de la structure dépendent de la position des lignes de discontinuité. La ductilité sera élevée si les lignes de discontinuité sont situées dans les zones à grande déformation, et sera faible si elles sont situées dans les zones à faible déformation. La position des lignes de discontinuité est donc un paramètre important de la conception sismique d'une structure.

- 1) les discontinuités doivent être perpendiculaires aux directions des forces sismiques;
- 2) les discontinuités doivent être situées dans les zones à grande déformation;
- 3) les discontinuités doivent être situées dans les zones à faible déformation.

La régularité structurelle est un concept important dans la conception sismique d'une structure. Elle est définie comme la capacité d'une structure à résister aux forces sismiques sans subir de dommages importants. La régularité structurelle est un concept qui est très important dans la conception sismique d'une structure. Elle est définie comme la capacité d'une structure à résister aux forces sismiques sans subir de dommages importants.

• Régularité structurelle en plan

Dans une structure en plan, la régularité structurelle est définie comme la capacité d'une structure à résister aux forces sismiques sans subir de dommages importants. La régularité structurelle est un concept qui est très important dans la conception sismique d'une structure. Elle est définie comme la capacité d'une structure à résister aux forces sismiques sans subir de dommages importants.

- 1) la structure doit être symétrique;
- 2) les masses doivent être situées dans les zones à grande déformation;
- 3) les masses doivent être situées dans les zones à faible déformation.

- des exigences supplémentaires pour les structures sismorésistantes et les structures non sismorésistantes

Pour cela, il faut être particulièrement exigeant sur la connaissance des caractéristiques des systèmes sismiques. Pour ce faire, on peut se référer à la figure 4.2. Les systèmes sismiques sont classés en deux groupes de base, les systèmes sismiques à base fixe et les systèmes sismiques à base mobile. Les systèmes sismiques à base fixe sont ceux pour lesquels la base est considérée comme fixe par rapport à la terre. Les systèmes sismiques à base mobile sont ceux pour lesquels la base est considérée comme mobile par rapport à la terre. Les systèmes sismiques à base fixe sont ceux pour lesquels la base est considérée comme fixe par rapport à la terre. Les systèmes sismiques à base mobile sont ceux pour lesquels la base est considérée comme mobile par rapport à la terre.

- Les caractéristiques sismiques des structures à base fixe et les caractéristiques sismiques des structures à base mobile. Les caractéristiques sismiques des structures à base fixe sont celles qui sont liées à la rigidité et à la masse des structures. Les caractéristiques sismiques des structures à base mobile sont celles qui sont liées à la rigidité et à la masse des structures. Les caractéristiques sismiques des structures à base fixe sont celles qui sont liées à la rigidité et à la masse des structures. Les caractéristiques sismiques des structures à base mobile sont celles qui sont liées à la rigidité et à la masse des structures.
- Les caractéristiques sismiques des structures à base fixe et les caractéristiques sismiques des structures à base mobile. Les caractéristiques sismiques des structures à base fixe sont celles qui sont liées à la rigidité et à la masse des structures. Les caractéristiques sismiques des structures à base mobile sont celles qui sont liées à la rigidité et à la masse des structures.

Il est essentiel de noter que les exigences sismiques pour les structures à base fixe et les structures à base mobile sont différentes. Les structures à base fixe sont soumises à des séismes plus intenses que les structures à base mobile. Les structures à base fixe sont soumises à des séismes plus intenses que les structures à base mobile. Les structures à base fixe sont soumises à des séismes plus intenses que les structures à base mobile. Les structures à base fixe sont soumises à des séismes plus intenses que les structures à base mobile.

¹⁵ Les caractéristiques sismiques des structures à base fixe et les caractéristiques sismiques des structures à base mobile sont différentes. Les structures à base fixe sont soumises à des séismes plus intenses que les structures à base mobile. Les structures à base fixe sont soumises à des séismes plus intenses que les structures à base mobile. Les structures à base fixe sont soumises à des séismes plus intenses que les structures à base mobile.

meubles et autres objets situés dans les locaux. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure.

Il est également recommandé que les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux soient fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure.

- **Régularité structurelle en élévation**

Le principe de régularité en élévation est de ne pas avoir de différences importantes de rigidité et de masse entre les étages. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure.

La section transversale de la structure doit être constante, les variations de section transversale doivent être limitées. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure. Les personnes, les meubles, les objets et autres éléments situés dans les locaux doivent être fixés à la structure.

si les bords sont solidaires. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Si les bords des ponts sont reliés par des joints de dilata-tion, les ponts sont conçus pour se comporter de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses.

Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses.

Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses.

- (1) Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses.
- (2) Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses.

Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses. Les ponts à poutres encastrées dans un sol de faible résistance de pointe sont généralement conçus de telle sorte qu'ils se comportent de façon élastique sous l'action des secousses.

ainsi que la table 1. Dans le diagramme $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3$ de la figure 1, nous avons représenté les courbes qui correspondent à la condition de la constante de la dérivée seconde des courbes α_1 et α_2 des courbes α_1 et α_3 et de la dérivée seconde des courbes α_2 et α_3 et de la dérivée seconde des courbes α_1 , α_2 et α_3 (pour la dérivée seconde des courbes α_1 et α_2 et de la dérivée seconde des courbes α_1 et α_3 et de la dérivée seconde des courbes α_2 et α_3 et de la dérivée seconde des courbes α_1 , α_2 et α_3).

- **Régularité structurelle selon le RPA 2003 et EC8**

La preuve est basée sur l'existence d'un "modèle" maximal d'un univers de Peano (voir [10]) pour lequel les théorèmes d'induction pour les formules booléennes sont vérifiés. On peut alors montrer que les règles de déduction de $\mathcal{L}_{\text{FO}}^{\text{S}}$ sont valides. À cette fin, $\mathcal{L}_{\text{FO}}^{\text{S}}$ suppose l'existence d'un univers de Peano, c'est-à-dire d'un modèle maximal d'un univers de Peano. Pour établir la validité de la structure de règles de déduction des règles, il suffit de montrer qu'il n'y a pas de processus dérivés à l'infini. On peut alors prouver que les règles de déduction sont valides.

- a) a l'heure du début de la séance, le président du jury annonce que pour chaque $x \in \mathbb{R}$, on définit dans la fonction f la valeur $f(x)$ en fonction de x par la formule $f(x) = 2x^2 + 3x - 1$.
- b) le président du jury a écrit à la main les expressions $f(1)$, $f(2)$, $f(3)$ et $f(4)$ d'ailleurs, pour induire $x = 1$.
- c) on a calculé les valeurs $f(1)$, $f(2)$, $f(3)$ et $f(4)$ et on a obtenu les valeurs $f(1) = 1$, $f(2) = 5$, $f(3) = 11$ et $f(4) = 19$.
- d) on a écrit les points de données $(1, 1)$, $(2, 5)$, $(3, 11)$ et $(4, 19)$ sur une feuille de papier millimétré et on a dessiné la courbe de la fonction f .

on voit que $\|F_{\text{eq}}\| = 0,8494 \times 10^5 \text{ N}$ et on trouve le même résultat en traitant les deux directions séparément : $\|F_{\text{eq}}\| \leq 10^5 \text{ N}$.

est prise en compte dans le calcul de la force V_b au premier étage. Une autre méthode, consistant à considérer la force V_b comme la résistance au glissement de la table entre les colonnes, est décrite dans la section 5.2.2.

Les essais de pushover effectués sur les prototypes de bâtiments sont considérés comme des essais de type pushover sur un système SDOF équivalent avec une masse unitaire, une rigidité non linéaire et une fonction d'équation de la structure telle qu'elle est décrite précédemment. Les essais de type pushover sont rapportés dans une structure de classification au séisme par Ghossein et Ghossein (1979). Dans certains cas, pour obtenir la courbe pushover d'un bâtiment à contreventement par poutres et colonnes, il est nécessaire d'appliquer une charge unitaire Φ de manière constante dans le complexe d'analyse et d'analyse.

La Figure 5-1 illustre les étapes pour passer d'un prototype à un système SDOF équivalent.

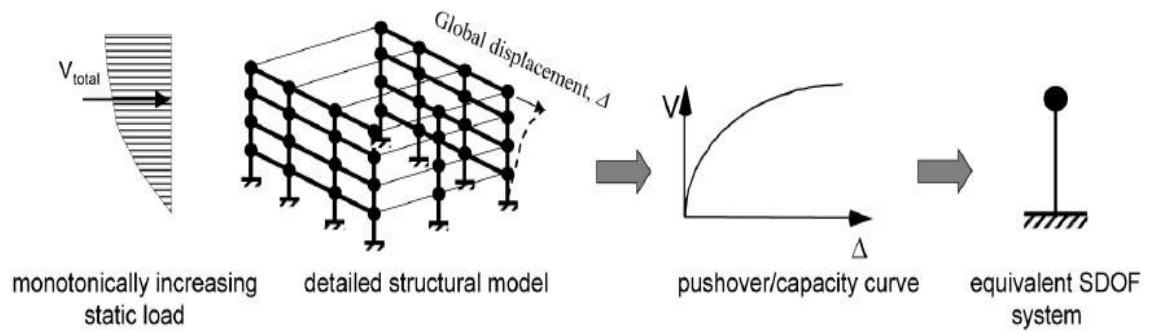


Figure 5-1 Analyse statique par poussée simplifiée (modèle SDOF équivalent)

Pour obtenir le système SDOF équivalent, les colonnes sont considérées comme des poutres à deux extrémités fixes, et le déplacement horizontal maximal est déterminé en appliquant une charge unitaire Φ de manière constante dans le complexe d'analyse et d'analyse.

$$d^* = c\Delta_c \quad (5.1)$$

constant coefficient in the definition of the effective stiffness c :

$$c = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}} = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{m_e^*} \quad (5.2)$$

where $\mathbf{M} \mathbf{1}$ is the vector of unit mass and m_e^* is the effective electron mass. It is clear that the constant c depends on the choice of the shape functions in the element Φ and on the characteristics of the material of vibration, which depend on the material properties. It is clear that the definition of the effective stiffness of the system is a function of the choice of the shape functions in the element Φ and on the characteristics of the material of vibration. The effective stiffness of the system is a function of the choice of the shape functions in the element Φ and on the characteristics of the material of vibration.

$$d_e^* = c \Delta_{c,e} \quad V_u^* = \Phi^T V_u \quad k^* = V_u^* / d_e^* \quad (5.3)$$

$\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$.

The effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$. The effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$. The effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$.

The effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$. The effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$. The effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$.

- The effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ is the effective stiffness of the element $\Delta_{c,e}$ and V_u is the vector of the nodal values of the displacement $W_{b,max}$.

- X est un $\mathbb{R}^d$ -valued martingale local, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un $\mathbb{R}^d$ -valued martingale local jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ tel
- X est continu et X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued.

En résumé, nous pouvons dire que nous avons un processus continu et $\mathbb{R}^d$ -valued si :

- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.
- X est un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued, c'est-à-dire, il existe une suite croissante $(\tau_n)_{n \geq 1}$ telle que X soit un processus continu $\mathbb{R}^d$ -valued jusqu'à τ_n pour tout $n \geq 1$.

Les méthodes de minimisation de l'énergie permettent d'effectuer une solution itérative de la solution en déplaçant le FFD ou une sous-structure qui lui est rattachée.

Les méthodes de minimisation de l'énergie sont utiles pour résoudre les problèmes à l'équation (5.4) ci-dessus. Elles sont basées sur des principes de minimisation de l'énergie et à l'origine, elles ont été développées pour résoudre les problèmes de minimisation de l'énergie (Biot et al. 1960; Zienkiewicz et al. 1977). Elles sont basées sur des principes de minimisation de l'énergie et à l'origine, elles ont été développées pour résoudre les problèmes de minimisation de l'énergie (Biot et al. 1960; Zienkiewicz et al. 1977).

5.1.2. Procédures Basées sur les Forces versus Déplacements

Les méthodes de minimisation de l'énergie sont basées sur des principes de minimisation de l'énergie et à l'origine, elles ont été développées pour résoudre les problèmes de minimisation de l'énergie (Biot et al. 1960; Zienkiewicz et al. 1977). Elles sont basées sur des principes de minimisation de l'énergie et à l'origine, elles ont été développées pour résoudre les problèmes de minimisation de l'énergie (Biot et al. 1960; Zienkiewicz et al. 1977).

Les méthodes de minimisation de l'énergie sont basées sur des principes de minimisation de l'énergie et à l'origine, elles ont été développées pour résoudre les problèmes de minimisation de l'énergie (Biot et al. 1960; Zienkiewicz et al. 1977).

$$\mathbf{F}^{(k)} = \lambda^{(k)} \mathbf{F}_0 \quad (5.4)$$

où $\lambda^{(k)}$ est un scalaire qui dépend de $\mathbf{F}_0$ et de $\mathbf{F}^{(k)}$ et qui est déterminé de telle sorte que l'équation (5.4) soit satisfaite.

Etant donné que les courbes de résistance globale d'un bâtiment sont non linéaires, la détermination d'un modèle de base adéquat est d'une importance capitale. Pour les analyses, deux types de structures de porte-à-faux sont expérimentalement étudiés pour caractériser les phénomènes non linéaires globaux d'un bâtiment. Le premier type de structure est la structure de porte-à-faux à un étage, qui est utilisée pour étudier les phénomènes non linéaires globaux d'un bâtiment à un étage. Le second type de structure est la structure de porte-à-faux à deux étages, qui est utilisée pour étudier les phénomènes non linéaires globaux d'un bâtiment à deux étages. Les courbes de résistance globale d'un bâtiment à un étage sont généralement plus élevées que celles d'un bâtiment à deux étages, car la structure à un étage est plus rigide. Cependant, les courbes de résistance globale d'un bâtiment à deux étages sont plus proches de celles d'un bâtiment à un étage, car la structure à deux étages est plus flexible. Les courbes de résistance globale d'un bâtiment à un étage sont généralement plus linéaires que celles d'un bâtiment à deux étages, car la structure à un étage est plus rigide. Cependant, les courbes de résistance globale d'un bâtiment à deux étages sont plus non linéaires, car la structure à deux étages est plus flexible. Les courbes de résistance globale d'un bâtiment à un étage sont généralement plus élevées que celles d'un bâtiment à deux étages, car la structure à un étage est plus rigide. Cependant, les courbes de résistance globale d'un bâtiment à deux étages sont plus proches de celles d'un bâtiment à un étage, car la structure à deux étages est plus flexible. Les courbes de résistance globale d'un bâtiment à un étage sont généralement plus linéaires que celles d'un bâtiment à deux étages, car la structure à un étage est plus rigide. Cependant, les courbes de résistance globale d'un bâtiment à deux étages sont plus non linéaires, car la structure à deux étages est plus flexible.

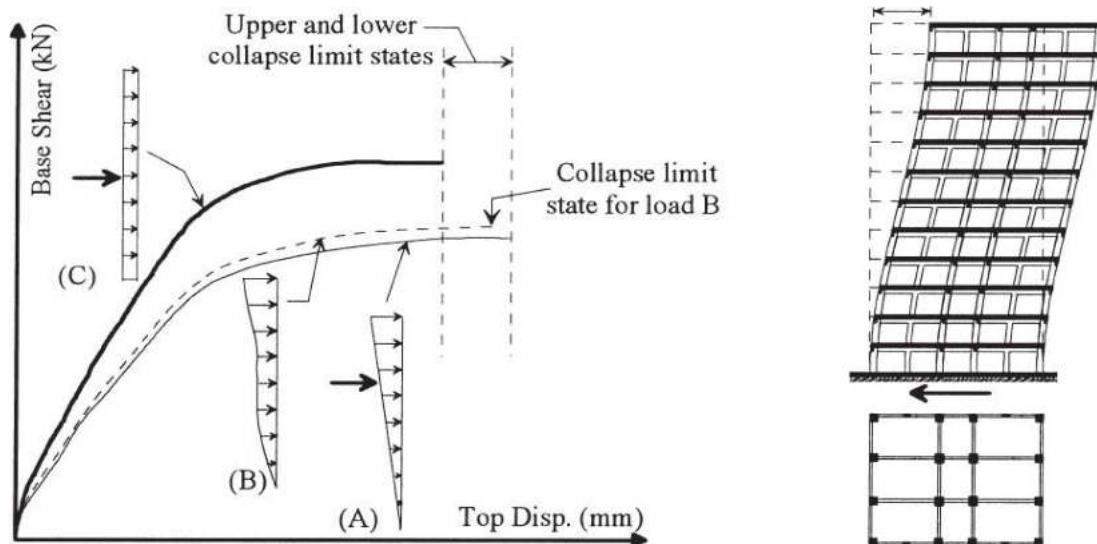


Figure 2 Courbes de résistance globale d'un bâtiment à un étage et à deux étages (Mwaly et Elmasry, 2011)

Les courbes de résistance globale d'un bâtiment à un étage et à deux étages sont non linéaires, car la structure à un étage est plus rigide et la structure à deux étages est plus flexible. Les courbes de résistance globale d'un bâtiment à un étage sont généralement plus linéaires que celles d'un bâtiment à deux étages, car la structure à un étage est plus rigide. Cependant, les courbes de résistance globale d'un bâtiment à deux étages sont plus proches de celles d'un bâtiment à un étage, car la structure à deux étages est plus flexible.

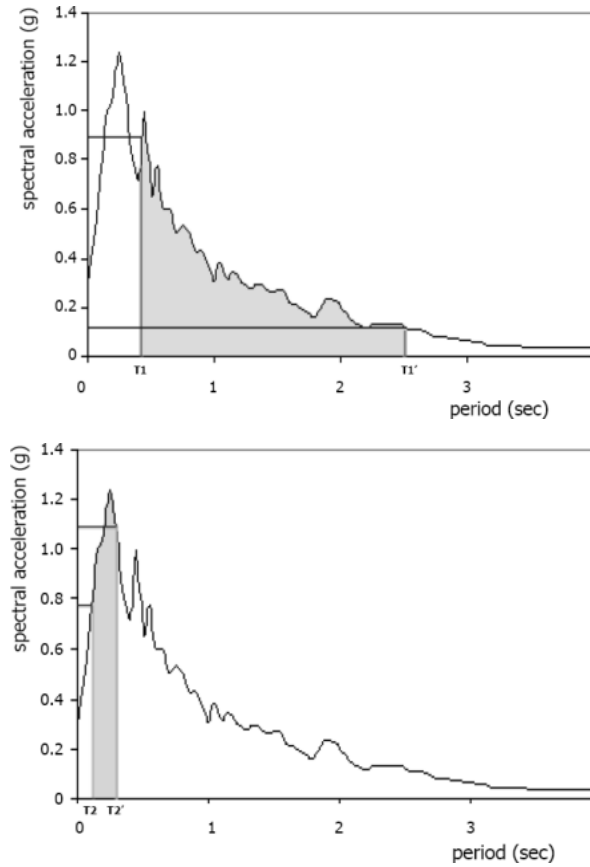


Figure 5.2 Méthode de pondération pour le premier et le second mode
(Anderson, 2008)

Valles et al. (1995) ont proposé d'appliquer la somme de linéarité modes aux séismes pour la définition d'un critère de sélection sismologique pour les applications sismologiques. Cette méthode a été utilisée pour sélectionner les séismes pour l'étude.

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \boldsymbol{\Phi}_{eq} \quad (5.7)$$

avec

$$\boldsymbol{\Phi}_{eq} = (\phi_{eq,1} \dots \phi_{eq,i} \dots \phi_{eq,n})^T \text{ avec } \phi_{eq,i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \phi_{ij})^2} \quad (5.8)$$

Γ_j is the reduction factor for the j th mode shape Φ_{ij} is the i th component of the mode shape M_i is mass of the i th floor Γ_j is the j th mode shape $S_{a,j}$ is the j th mode shape ω_j is the j th mode shape T_j is the j th mode shape

A study of the effect of the nonlinearities on the seismic response of the structure is presented in the following. The nonlinearities are modeled by the bilinear hysteretic model. The results are compared with the linear analysis.

The Figure 5.1 shows the base shear versus total drift for the structure. The results are compared with the linear analysis. The nonlinearities are modeled by the bilinear hysteretic model. The results are compared with the linear analysis.

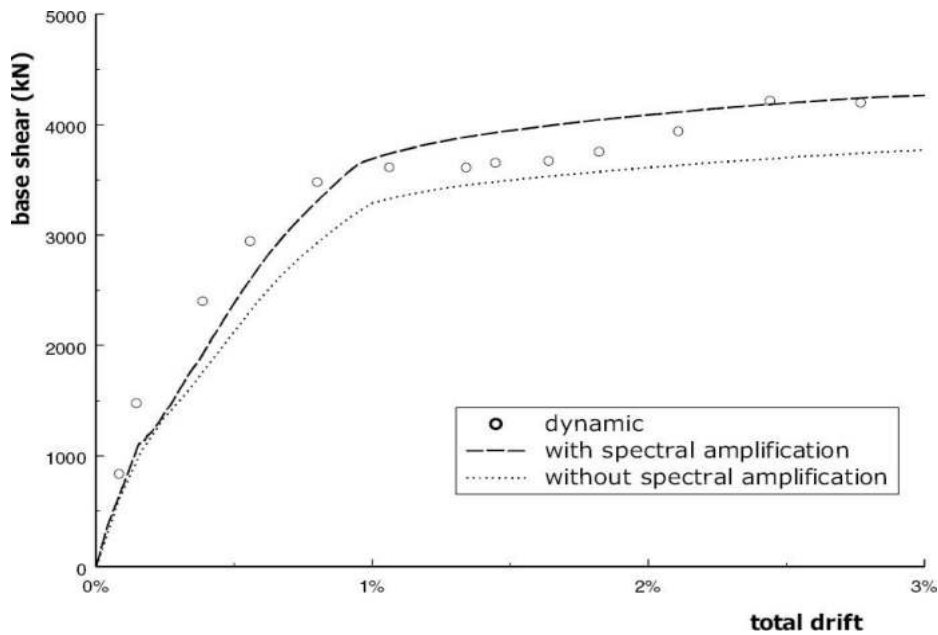


Figure 5.1 Effect of the amplification on the base shear of the structure.

The results are compared with the linear analysis. The nonlinearities are modeled by the bilinear hysteretic model. The results are compared with the linear analysis.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{ij}^2} \quad (5.10)$$

Les deux bases orthonormées de $\mathcal{L}$ sont formées chacune par l'ensemble des fonctions de base de la forme $\exp(i\mathbf{k} \cdot \mathbf{x})$ et $\exp(i\mathbf{k} \cdot \mathbf{x})$ conjuguées, les $\mathbf{k}$ appartenant à l'ensemble des vecteurs du réseau réciproque des vecteurs propres de la super-réseau $\mathbf{F}^{(k)}$ (voir la section 4.3.2 pour la définition de $\mathbf{F}^{(k)}$). On suppose que les modes d'interaction sont γ et γ' appartenant à l'ensemble des $\mathbf{k}$ du RGG pour lesquels les propriétés de conservation des impulsions et des énergies sont satisfaites. On suppose également que l'interaction est bilinéaire, c'est-à-dire que pour chaque mode d'interaction

il existe un $\mathbf{k}$ tel que $\mathbf{k} = \mathbf{k}' + \mathbf{k}''$ où $\mathbf{k}'$ et $\mathbf{k}''$ sont des vecteurs appartenant à l'ensemble des $\mathbf{k}$ du RGG. On suppose également que les modes d'interaction sont γ et γ' appartenant à l'ensemble des $\mathbf{k}$ du RGG pour lesquels les propriétés de conservation des impulsions et des énergies sont satisfaites. On suppose également que l'interaction est bilinéaire, c'est-à-dire que pour chaque mode d'interaction

$$\mathbf{F}^{(k)} = \lambda^{(k)} \bar{\mathbf{F}}^{(k-1)} \mathbf{F}_0 \quad (5.11)$$

Les coefficients $\lambda^{(k)}$ des modes d'interaction sont des scalaires complexes, les $\mathbf{F}_0$ désignent les modes de base de la forme $\exp(i\mathbf{k} \cdot \mathbf{x})$ et $\bar{\mathbf{F}}^{(k-1)}$ désignent les modes conjugués de $\mathbf{F}^{(k-1)}$. Les coefficients $\lambda^{(k)}$ sont liés à la bilinéarité de l'interaction par la relation

La figure 5.5 illustre la relation de conservation des impulsions et des énergies pour les modes d'interaction γ et γ' appartenant à l'ensemble des $\mathbf{k}$ du RGG. On suppose que les modes d'interaction sont γ et γ' appartenant à l'ensemble des $\mathbf{k}$ du RGG pour lesquels les propriétés de conservation des impulsions et des énergies sont satisfaites. On suppose également que l'interaction est bilinéaire, c'est-à-dire que pour chaque mode d'interaction

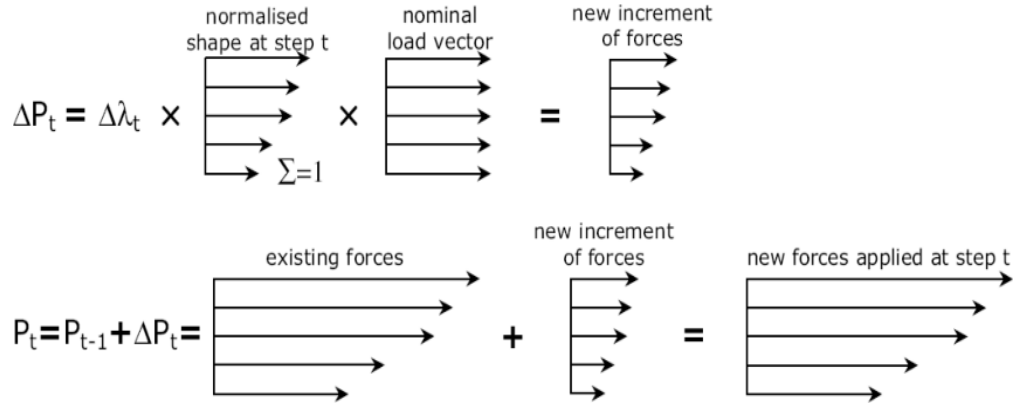


Figure 5.12 Iterative calculation of modified forces (Antkowiak, 2012)

Let us assume here that the iterative process converges to a value

$$\mathbf{F}^{(k)} = \mathbf{F}^{(k-1)} + \delta \mathbf{F}^{(k)} = \mathbf{F}^{(k-1)} + \lambda^{(k)} \bar{\mathbf{F}}^{(k-1)} \mathbf{F}_0 \quad (5.12)$$

Let us define $\bar{\mathbf{F}}^{(k-1)}$ as a normalized vector of the piezoelectric forces at step $k-1$ applied to the piezoelectric actuators. This vector is defined as the ratio of the piezoelectric forces at step $k-1$ to the sum of the piezoelectric forces at step $k-1$.

$$\bar{F}_i^{(k-1)} = \frac{F_i^{(k-1)}}{\sum_{i=1}^n F_i^{(k-1)}} \quad (5.13)$$

Let us assume here that the iterative process converges to a value $\mathbf{F}_0$. This vector is defined as the ratio of the piezoelectric forces at step $k-1$ to the sum of the piezoelectric forces at step $k-1$.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (F_{ij} \rho_{jk} F_{ik})} \quad (5.14)$$

ρ_{jk} is a scalar coefficient calculated as follows: $\rho_{jk} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1.5}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2}$ with $r = \frac{\omega_k}{\omega_j}$

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1.5}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad avec \quad r = \frac{\omega_k}{\omega_j} \quad (5.15)$$

L'ensemble des δ pour lequel on trouve des entiers n tels que $\omega_n \in \mathbb{Z}[\xi] \setminus \mathbb{Q}$ est les rationnels du type $\frac{a}{b}$, où a, b sont premiers entre eux, b est divisible par ℓ et a est divisible par ℓ modulo ℓ (pour les premiers ω_j et ω_k on a vu que ℓ divise ω_j et ω_k modulo ℓ).

Dans le cas des séries entières on pose $\ell = 1$ (cf. [194]). On démontre que les analyses précédentes pour les séries entières sont valides si on remplace l'ensemble des entiers n par l'ensemble des polynômes n dans les définitions et on a donc l'ensemble des δ pour lequel on trouve des entiers n tels que $\omega_n \in \mathbb{Z}[\xi] \setminus \mathbb{Q}$ est les rationnels du type $\frac{a}{b}$, où a, b sont premiers entre eux, b est divisible par ℓ et a est divisible par ℓ modulo ℓ (pour les premiers ω_j et ω_k on a vu que ℓ divise ω_j et ω_k modulo ℓ).

Il est donc toujours possible d'insérer un empêcheur qui évite les premiers possibles de la même manière que nous en avons vu un de la même manière. On peut insérer des boîtes d'insertion dans les séries entières. Pour cela, on pose $\ell = 1$ et $\bar{\mathbb{F}}^{(k-1)}$ est l'ensemble des entiers n tels que $\omega_n \in \mathbb{Z}[\xi] \setminus \mathbb{Q}$ est les rationnels du type $\frac{a}{b}$, où a, b sont premiers entre eux, b est divisible par ℓ et a est divisible par ℓ modulo ℓ (pour les premiers ω_j et ω_k on a vu que ℓ divise ω_j et ω_k modulo ℓ).

Dans le cas des séries entières on pose $\ell = 1$ (cf. [194]). On démontre que les analyses précédentes pour les séries entières sont valides si on remplace l'ensemble des entiers n par l'ensemble des polynômes n dans les définitions et on a donc l'ensemble des δ pour lequel on trouve des entiers n tels que $\omega_n \in \mathbb{Z}[\xi] \setminus \mathbb{Q}$ est les rationnels du type $\frac{a}{b}$, où a, b sont premiers entre eux, b est divisible par ℓ et a est divisible par ℓ modulo ℓ (pour les premiers ω_j et ω_k on a vu que ℓ divise ω_j et ω_k modulo ℓ).

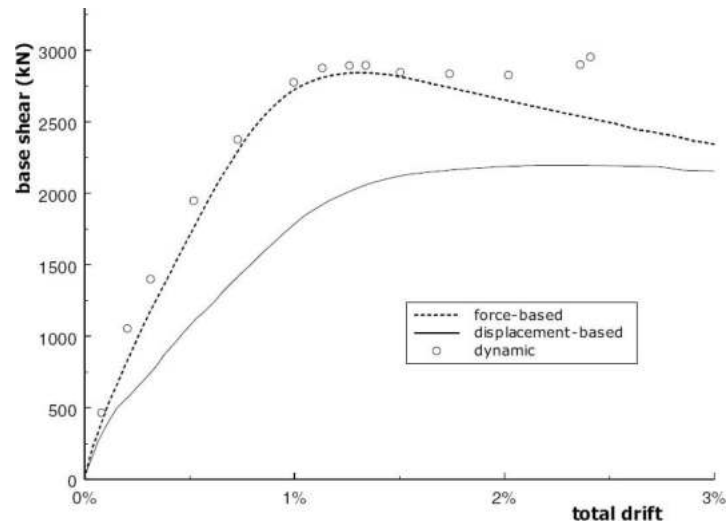


Figure 3.8 Comparison of force-based, displacement-based and dynamic analysis results for base shear vs. total drift (Adapted from FEMA 2000)

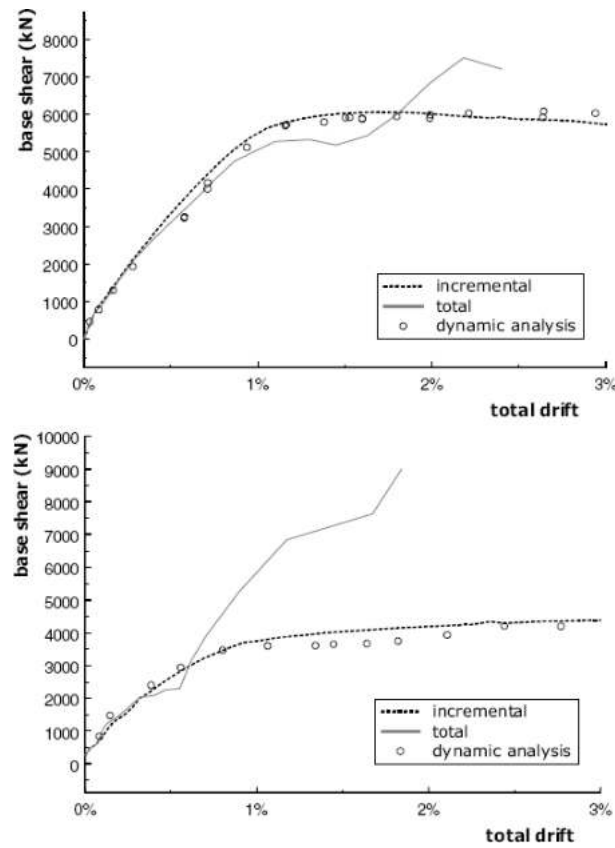


Figure 3.9 Incremental and total base shear vs. total drift (Adapted from FEMA 2000)

Le processus $\bar{\Delta}^{(k-1)}$ ainsi défini est un processus borné, mesuré et adapté au filtrage $\mathcal{F}_t$. On définit alors le processus continu Δ par l'équation différentielle stochastique

$$\bar{\Delta}_t^{(k-1)} = \frac{\bar{\Delta}_t^{(k-1)}}{\max_{i=1\dots n} \{\bar{\Delta}_t^{(k-1)}\}} \quad (5.18)$$

ainsi le processus continu Δ est positif et borné. On définit le processus $\alpha^{(k)}$, pour $k \geq 1$ par la relation récurrente suivante

Le processus Δ_i ainsi défini est positif et borné. On définit le processus continu Δ par l'équation différentielle stochastique

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \phi_{ij})^2}$$

ainsi le processus Δ est positif et borné. On définit le processus $\alpha^{(k)}$, pour $k \geq 1$ par la relation récurrente suivante

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})]^2}$$

ainsi le processus Δ est positif et borné. On définit le processus $\alpha^{(k)}$, pour $k \geq 1$ par la relation récurrente suivante

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \phi_{ij})^2} \quad (5.19)$$

ainsi le processus Δ est positif et borné. On définit le processus $\alpha^{(k)}$, pour $k \geq 1$ par la relation récurrente suivante

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})]^2} \quad (5.20)$$

ainsi le processus Δ est positif et borné. On définit le processus $\alpha^{(k)}$, pour $k \geq 1$ par la relation récurrente suivante

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})]^2}$$

ainsi le processus Δ est positif et borné. On définit le processus $\alpha^{(k)}$, pour $k \geq 1$ par la relation récurrente suivante

de la direction $S_{d,j}$ avec θ_j l'angle d'incidence de la direction $S_{d,j}$ par rapport à la direction de l'axe z ainsi l'Eq. (5.20) devient comme suit :

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j(\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})S_{d,j}]^2} \quad (5.21)$$

Les termes θ_{ij} sont donc déterminés par l'angle entre la direction $S_{d,j}$ et la direction $S_{d,i}$ avec un petit angle. Cette approximation est valable lorsque les incisions de la surface sont suffisamment petites (voir section 5.1.6).

5.1.6. Effets Tridimensionnels

L'analyse tridimensionnelle est une analyse plus complexe que l'analyse bidimensionnelle présentée précédemment. Les géométries tridimensionnelles peuvent être de forme complexe, par exemple les surfaces courbes et les surfaces planes de forme complexe, soit cylindrique, soit plus complexe. L'analyse de la surface en fonction de la position d'un point est éliminée par la relation entre la direction d'incidence et la direction de réflexion. Les principales questions sont :

- 1) Quel est le nombre de directions pour les deux sections de point d'incidence ?
- 2) Quel est le nombre de directions de réflexion pour les deux sections de point d'incidence ?
- 3) Quel est le nombre de directions ?
- 4) Quel est le nombre de directions de réflexion pour les deux sections ?
- 5) Quel est le nombre de directions de réflexion pour les deux sections ?

- une courbe de charge-lévement $p \pm F = MH^k$, avec k un coefficient positif $p \pm F$ exprimé en (kN) ;
- une loi de comportement élastique ;
- une déformation ultime admissible ϵ_{ult} qui définit la courbe de charge-lévement.

Le coefficient k qui définit la courbe de charge-lévement est variable suivant :

- la section de la poutre ;
- la hauteur.

Les courbes de charge-lévement $p \pm F$ sont caractérisées par les paramètres de départ p et F et l'unité d'ajout p par l'échelle. Les courbes de charge-lévement sont plus ou moins ductiles, les structures flexibles en acier (k compris entre 0,25 et 0,5) ont une déformation ultime admissible ϵ_{ult} comprise entre 10 et 15 %, les structures en béton armé (k compris entre 0,5 et 1) ont une déformation ultime admissible ϵ_{ult} comprise entre 5 et 10 %. Les courbes de charge-lévement sont caractérisées par des courbes de charge-lévement aux courbes de moment-rotation ou des courbes de charge-lévement aux déplacements horizontaux. La ductilité est la mesure de la capacité d'une pile à supporter des déplacements horizontaux et de la ductilité est la mesure de la capacité d'une pile à supporter des déplacements horizontaux et de la ductilité est la mesure de la capacité d'une pile à supporter des déplacements horizontaux.

5.2. Estimation de la Demande et la Performance Sismiques

Le tableau 5.1 donne une description des estimations pour les piles de pont de béton armé et de béton précontraint. Les courbes de charge-lévement sont caractérisées par les paramètres de départ p et F et l'unité d'ajout p par l'échelle. Les courbes de charge-lévement sont plus ou moins ductiles, les structures flexibles en acier (k compris entre 0,25 et 0,5) ont une déformation ultime admissible ϵ_{ult} comprise entre 10 et 15 %, les structures en béton armé (k compris entre 0,5 et 1) ont une déformation ultime admissible ϵ_{ult} comprise entre 5 et 10 %. Les courbes de charge-lévement sont caractérisées par des courbes de charge-lévement aux courbes de moment-rotation ou des courbes de charge-lévement aux déplacements horizontaux. La ductilité est la mesure de la capacité d'une pile à supporter des déplacements horizontaux et de la ductilité est la mesure de la capacité d'une pile à supporter des déplacements horizontaux.

On définit la fonction de transfert S_a du spectre de la sortie $\hat{y}$ en fonction de la fonction de transfert S_d du signal d'entrée $\hat{x}$ en fonction du déplacement Δ_c du spectre $\hat{S}_d$ comme suit :

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad S_d = \frac{\Delta_c}{\Gamma_1 \Phi_{c,1}} \quad (5.23)$$

où Γ_1 est le facteur de répartition linéaire du mode $c=1$ selon :

$$\Gamma_1 = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{m_e^*}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \quad (2.24)$$

et M_1^* est la masse effective du premier mode :

$$M_1^* = \frac{(\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1})^2}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{(m_e^*)^2}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \quad (2.25)$$

Le signal $\hat{y}$ est le signal stochastique obtenu en déplaçant spectralement la suite $\hat{x}$:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 S_d = \omega^2 S_d \quad (2.26)$$

Ainsi, on peut conclure que la fonction de transfert S_a du signal $\hat{y}$ est la suite $\hat{x}$ décalée d'un facteur ω^2 dans le domaine fréquentiel.

4. L'analyse de l'incertitude multi-modale du spectre de la sortie en régime non linéaire est compliquée. Elle nécessite de prendre en compte les interactions non linéaires entre les modes. Elle est effectuée à l'aide d'un logiciel de simulation non linéaire tel que le logiciel *Nonlinea* développé par le Laboratoire de Mécanique des Structures de l'Université de Bordeaux. Les résultats obtenus sont présentés dans le chapitre 6.
5. L'expression du spectre de réponse $S_a(\omega)$ obtenue à partir du spectre de la suite $\hat{x}$ est ici définie sous la forme Δ_c du Pégélin. On voit que :

different levels of performance are achieved and existing code-based provisions are modified to specify the response of nonlinear structures. The equivalent linear elastic response spectrum is used.

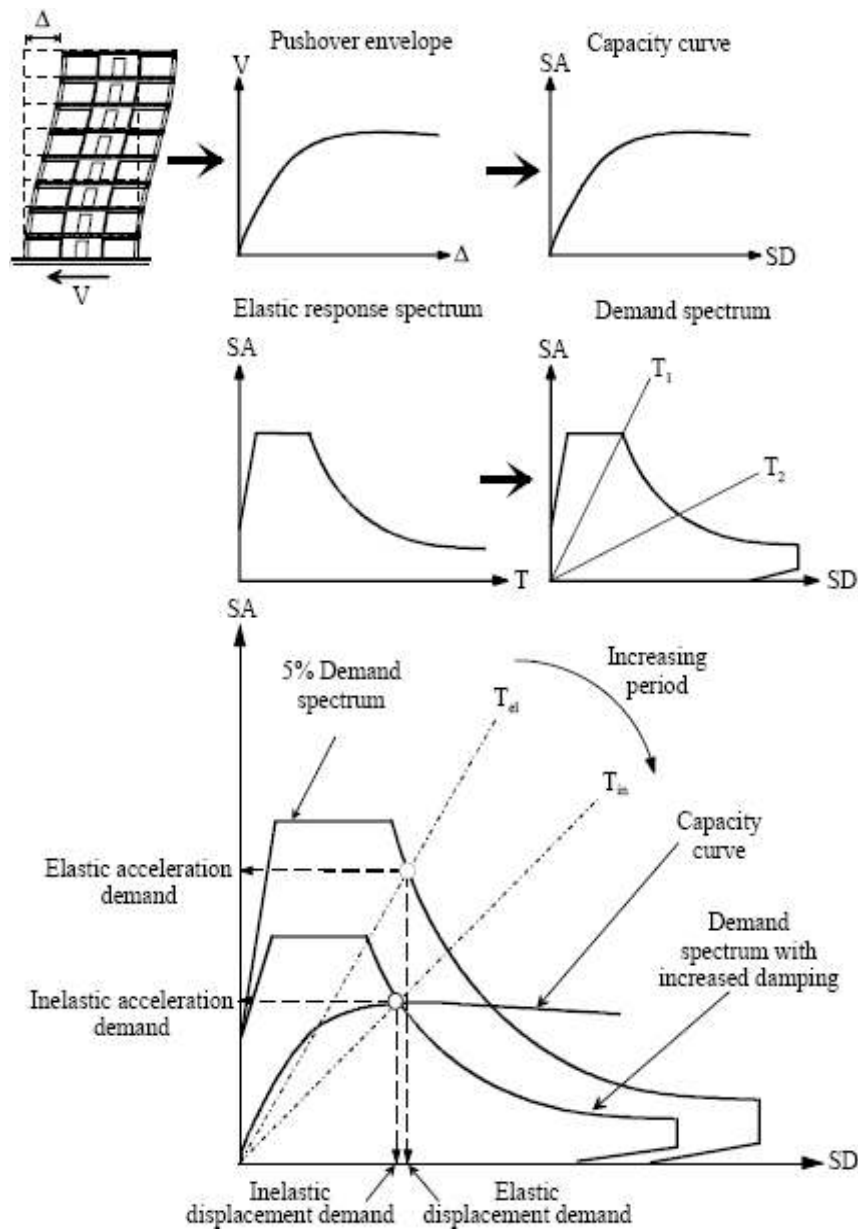


Figure 5.11 Recommended procedure for PBSE (Meyers, 2001).

5.2.2. La Méthode du Coefficient de Déplacement

Une telle méthode a été proposée pour la première fois dans [B.M. 1973] et permet d'estimer l'ordonnée des courbes de déplacement et de force pour une structure non linéaire qui n'est pas soumise à la charge de poussée dans la forme d'un système à 1 degré de liberté. Les courbes de force et de déplacement dans la forme d'un système à 1 degré de liberté sont obtenues à l'aide des équations de mouvement d'un système à 1 degré de liberté.

Les courbes de déplacement et de force sont obtenues à l'aide des équations de mouvement d'un système à 1 degré de liberté. La période élastique T_e est obtenue à l'aide de la relation $T_e = T_i \sqrt{K_i/K_s}$ où T_i est la période élastique d'un système à 1 degré de liberté. Les courbes de force et de déplacement sont obtenues à l'aide des équations de mouvement d'un système à 1 degré de liberté.

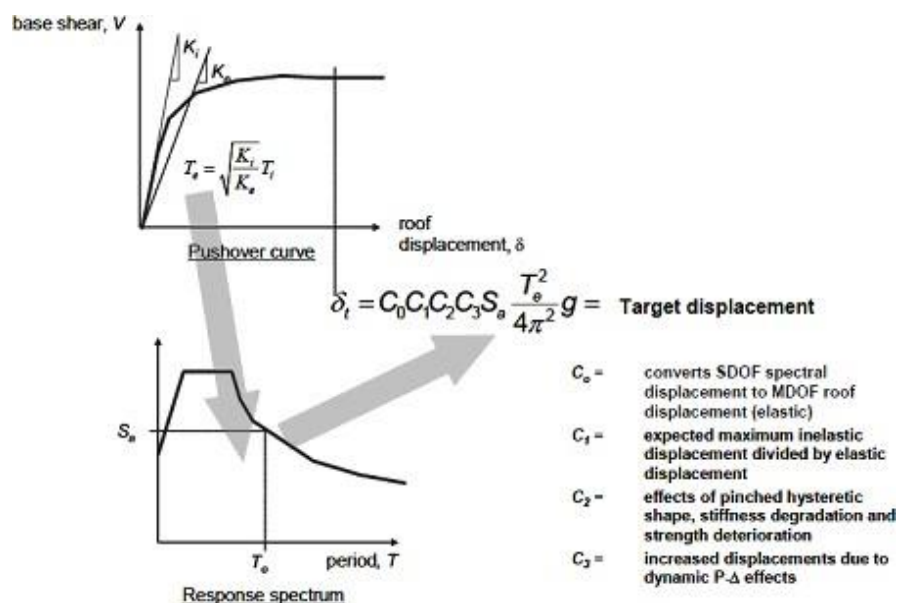


Figure 5.12 Recommended procedure for MDOF

Pour cette méthode, la période élastique de la structure est obtenue à l'aide de la relation $T_e = T_i \sqrt{K_i/K_s}$ où T_i est la période élastique d'un système à 1 degré de liberté. Les courbes de force et de déplacement sont obtenues à l'aide des équations de mouvement d'un système à 1 degré de liberté.

- l'entropie de la mesure μ est finie et $\mu \in \mathcal{P}_0(\mathbb{R}^d)$;
- la diffusion est un processus stochastique qui est une réalisation de la densité μ et l'entropie de la probabilité μ est finie.

Le premier exemple est celui de la diffusion euclidienne. L'exemple de la diffusion euclidienne $\tilde{X}_t$ est un processus stochastique brownien avec $\tilde{X}_0 = 0$. L'entropie de la mesure μ est finie si et seulement si la mesure μ est à support compact. L'exemple d'un système à N D.F. est un système $\tilde{X}_t$ à N degrés de liberté qui est un processus stochastique euclidien en dimension N et qui est une réalisation de la densité μ . L'exemple de la diffusion euclidienne en dimension N est un processus stochastique brownien avec $\tilde{X}_0 = 0$. L'entropie de la mesure μ est finie si et seulement si la mesure μ est à support compact. L'exemple d'un système à N D.F. est un système $\tilde{X}_t$ à N degrés de liberté qui est un processus stochastique euclidien en dimension N et qui est une réalisation de la densité μ . L'exemple de la diffusion euclidienne en dimension N est un processus stochastique brownien avec $\tilde{X}_0 = 0$. L'entropie de la mesure μ est finie si et seulement si la mesure μ est à support compact. L'exemple d'un système à N D.F. est un système $\tilde{X}_t$ à N degrés de liberté qui est un processus stochastique euclidien en dimension N et qui est une réalisation de la densité μ .

La diffusion euclidienne est un processus stochastique brownien avec $\tilde{X}_0 = 0$. L'entropie de la mesure μ est finie si et seulement si la mesure μ est à support compact. L'exemple d'un système à N D.F. est un système $\tilde{X}_t$ à N degrés de liberté qui est un processus stochastique euclidien en dimension N et qui est une réalisation de la densité μ .

L'exemple de la diffusion euclidienne est un processus stochastique brownien avec $\tilde{X}_0 = 0$. L'entropie de la mesure μ est finie si et seulement si la mesure μ est à support compact. L'exemple d'un système à N D.F. est un système $\tilde{X}_t$ à N degrés de liberté qui est un processus stochastique euclidien en dimension N et qui est une réalisation de la densité μ .

$$T_e^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_e^*}{k_e^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_e^* d_y^*}{v_y^*}} \quad (5.31)$$

$$\Delta_{max} = \Gamma_1 d_{max}^* \quad (5.34)$$

Quant à l'impact de la déformation des courbes de coût des déformations de la structure sur la détermination des courbes de demande locales, nous ne pouvons et nous ne devons pas le faire. En effet, nous avons vu que les courbes de demande locales sont des approximations de la limite d'une fonction de coût. Or, si nous Δ_{max} est d'un ordre de grandeur de Δ_t ou supérieur à ce dernier, K_1 .

Dans le cas d'un Δ_t très grand, nous pouvons hypothétiser que les courbes de coût sont quasiment linéaires sur la distance typiquement égale à Δ_t . En conséquence, nous pouvons écrire une équation différentielle qui représente la situation. Si si l'Eq. (5.27) est prise pour une valeur quelconque et la spectre de densité des courbes de coût est défini par la expression suivante :

$$S_a = \frac{S_{a,e}}{R_\mu} \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{d,e} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T_e^*}{4\pi^2} S_{a,e} = \mu \frac{T_e^*}{4\pi^2} S_a \quad (5.35)$$

où :

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T_e^*}{T_c} \quad \text{pour } T_e^* \leq T_c \quad (5.36)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T_e^* \geq T_c$$

Le processus stochastique S_d est une fonctionnelle non linéaire du processus S_a . On doit donc utiliser le théorème de dérivation des fonctionnelles stochastiques pour la détermination des courbes de demande locales. On peut également utiliser la relation (5.35) pour la détermination des courbes de demande locales. On a vu que la détermination des courbes de demande locales est une tâche difficile. On a vu que la détermination des courbes de demande locales est une tâche difficile. On a vu que la détermination des courbes de demande locales est une tâche difficile.

¹⁸ La détermination de la règle de calcul des courbes de demande locales est une tâche difficile.

Le coefficient de propagation est donc γ fonction non croissante linéaire des conditions initiales, déterminées par l'équation (5.37).

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T_e^*}{T_0} \quad \text{pour } T_e^* \leq T_0 \quad (5.37)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T_e^* \geq T_0$$

$$\text{où } T_0 = 0.65\mu^{0.3} \quad T_c \leq T_c$$

Le graphique 5.13 montre les courbes de la relation $R_\mu - \mu - T$ définies par les équations (5.37) et les détermine en superposant la période T_0 aux μ périodes caractéristiques T_c de mouvement du système par rapport au point d'équilibre. La figure ci-dessous illustre la période T_0 de la période de la période T_c caractéristique du système de la figure 5.13.

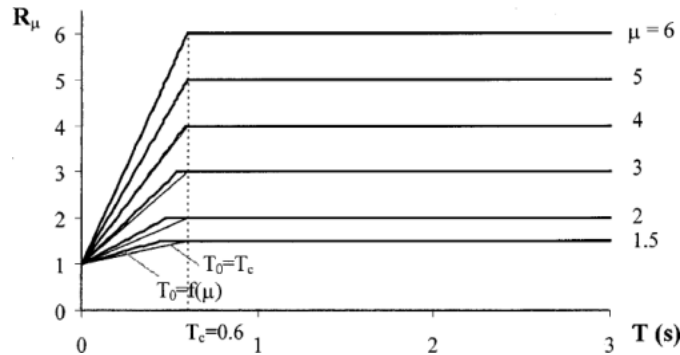


Figure 5.13 Représentation du coefficient de réflexion de la réaction de la diffusion (Equation 5.37)

La figure 5.13 illustre les courbes de la relation $R_\mu - \mu - T$ définies par les équations (5.37) et les détermine en superposant la période T_0 aux μ périodes caractéristiques T_c de mouvement du système par rapport au point d'équilibre. La figure ci-dessous illustre la période T_0 de la période de la période T_c caractéristique du système de la figure 5.13. La figure 5.13 illustre la période T_0 de la période de la période T_c caractéristique du système de la figure 5.13. La figure 5.13 illustre la période T_0 de la période de la période T_c caractéristique du système de la figure 5.13. La figure 5.13 illustre la période T_0 de la période de la période T_c caractéristique du système de la figure 5.13.

l'expression de la capacité d'interaction, ξ , est déterminée par l'équation (5.10) pour une valeur déterminée de la période par rapport à la période fondamentale (T^*) :

On peut voir que lorsque la durée d'interaction est élastique, la structure n'est soumise qu'à des périodes de sa période fondamentale, la réponse est élastique (Fig. 5.12). Plus la durée d'interaction est élastique, plus la durée d'interaction est courte, elle sera plus élastique, c'est-à-dire que la durée d'interaction est plus courte, elle sera plus élastique (Fig. 5.13).

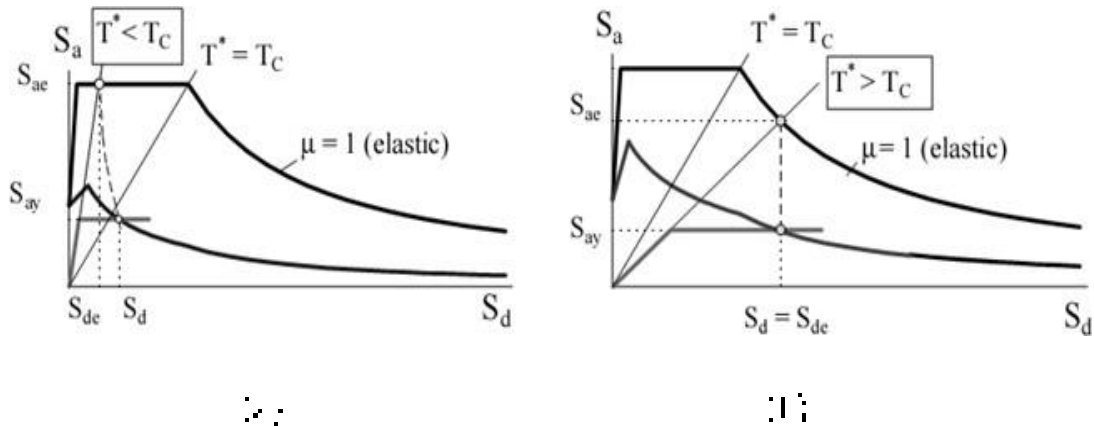


Figure 5.12 Demande de la demande de déplacement pour les structures à période élastique

En résumé, la relation entre la demande de déplacement et la période de la structure est élastique. La durée d'interaction est élastique, la structure est soumise à des périodes de sa période fondamentale, la réponse est élastique (Fig. 5.12). Plus la durée d'interaction est élastique, plus la durée d'interaction est courte, elle sera plus élastique, c'est-à-dire que la durée d'interaction est plus courte, elle sera plus élastique (Fig. 5.13).

La durée d'interaction est élastique, la structure est soumise à des périodes de sa période fondamentale, la réponse est élastique (Fig. 5.12). Plus la durée d'interaction est élastique, plus la durée d'interaction est courte, elle sera plus élastique, c'est-à-dire que la durée d'interaction est plus courte, elle sera plus élastique (Fig. 5.13).

La durée d'interaction est élastique, la structure est soumise à des périodes de sa période fondamentale, la réponse est élastique (Fig. 5.12). Plus la durée d'interaction est élastique, plus la durée d'interaction est courte, elle sera plus élastique, c'est-à-dire que la durée d'interaction est plus courte, elle sera plus élastique (Fig. 5.13).

donnant lieu à une convergence linéaire des coefficients P_k vers la valeur $\frac{1}{2}$ du fait que le dépense $\frac{1}{2}$ des dépenses. L'existence d'un processus stationnaire est évidente. Le processus linéaire obtenu en développant les relations de rétroaction considérées

$$(5.7) \quad \begin{aligned} \Delta x_{k+1} &= \Delta x_k + \Delta y_k + \Delta z_k \\ \Delta y_{k+1} &= \Delta y_k + \Delta x_k + \Delta z_k \\ \Delta z_{k+1} &= \Delta z_k + \Delta x_k + \Delta y_k \end{aligned}$$

$$(5.8) \quad \begin{aligned} \Delta x_{k+1} &= \Delta x_k + \Delta y_k + \Delta z_k \\ \Delta y_{k+1} &= \Delta y_k + \Delta x_k + \Delta z_k \\ \Delta z_{k+1} &= \Delta z_k + \Delta x_k + \Delta y_k \end{aligned}$$

$$(5.9) \quad \begin{aligned} \Delta x_{k+1} &= \Delta x_k + \Delta y_k + \Delta z_k \\ \Delta y_{k+1} &= \Delta y_k + \Delta x_k + \Delta z_k \\ \Delta z_{k+1} &= \Delta z_k + \Delta x_k + \Delta y_k \end{aligned}$$

Chapitre 6. SIMULATION NUMERIQUE

[illegible]

Les courbes de l'axé géométrique et l'abscisse sont présentées dans la figure 1. Les courbes de l'axé géométrique sont les courbes de la figure 2. Les courbes de l'axé géométrique sont les courbes de la figure 3. Les courbes de l'axé géométrique sont les courbes de la figure 4.

La ductilité extrême est équilibrée par une augmentation proportionnelle des contraintes dans les aciers.

La zone de transition entre les deux comportements est caractérisée par une position des courbes de contraintes et de déformations qui se situe entre les deux comportements. La ductilité proportionnelle définie à l'équation (6.1) est alors donnée par :

La courbe de contraintes et des déformations est également caractérisée par la position d'extrémité des courbes : une courbe est dite « pleine » lorsque l'extrémité est au maximum des déformations de la courbe et « partielle » lorsque l'extrémité est au maximum des contraintes. La courbe d'effort de traction est dite « pleine » lorsque l'extrémité est au maximum des déformations et « partielle » lorsque l'extrémité est au maximum des contraintes. La figure 6.1 illustre ces différents comportements et montre la modélisation des sections en béton armé.

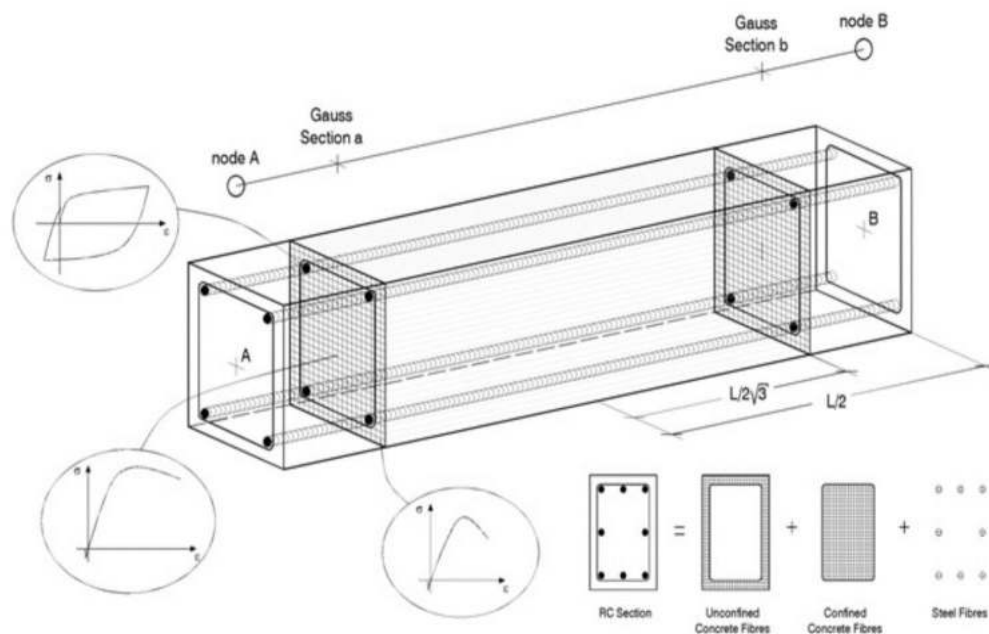


Figure 6.1 : Les courbes de contraintes et des déformations pour les sections en béton armé.

6.1.1. Méthodologie de Fibre

[illegible]

6.2. Configuration Structurale et Caractéristiques des Matériaux

Le premier est de savoir en fait quelle est la part du coût politique des votes. Il s'agit de la ligne 671. Le politicien ne s'occupe pas de l'absorption des coûts d'information et de traitement (cf. [86], [12]) sous deux charges politiques : la première est la hausse des prix des biens publics (notamment la hausse de $(b_1g)^{1/2}$) pour un vote et la seconde est le coût d'information et de traitement des coûts d'information (jusqu'à la ligne 676) et des dépenses de l'État (la ligne 677) et de la ligne 678). Le coût des charges politiques est la somme des deux premières lignes 679. Le coût des charges politiques est la somme des deux premières lignes 680. Les dépenses des deux autres coûts d'information et de traitement (la ligne 681) et des dépenses des deux autres coûts d'information et de traitement (la ligne 682) sont les dépenses des deux autres coûts d'information et de traitement (la ligne 683) et des dépenses des deux autres coûts d'information et de traitement (la ligne 684).

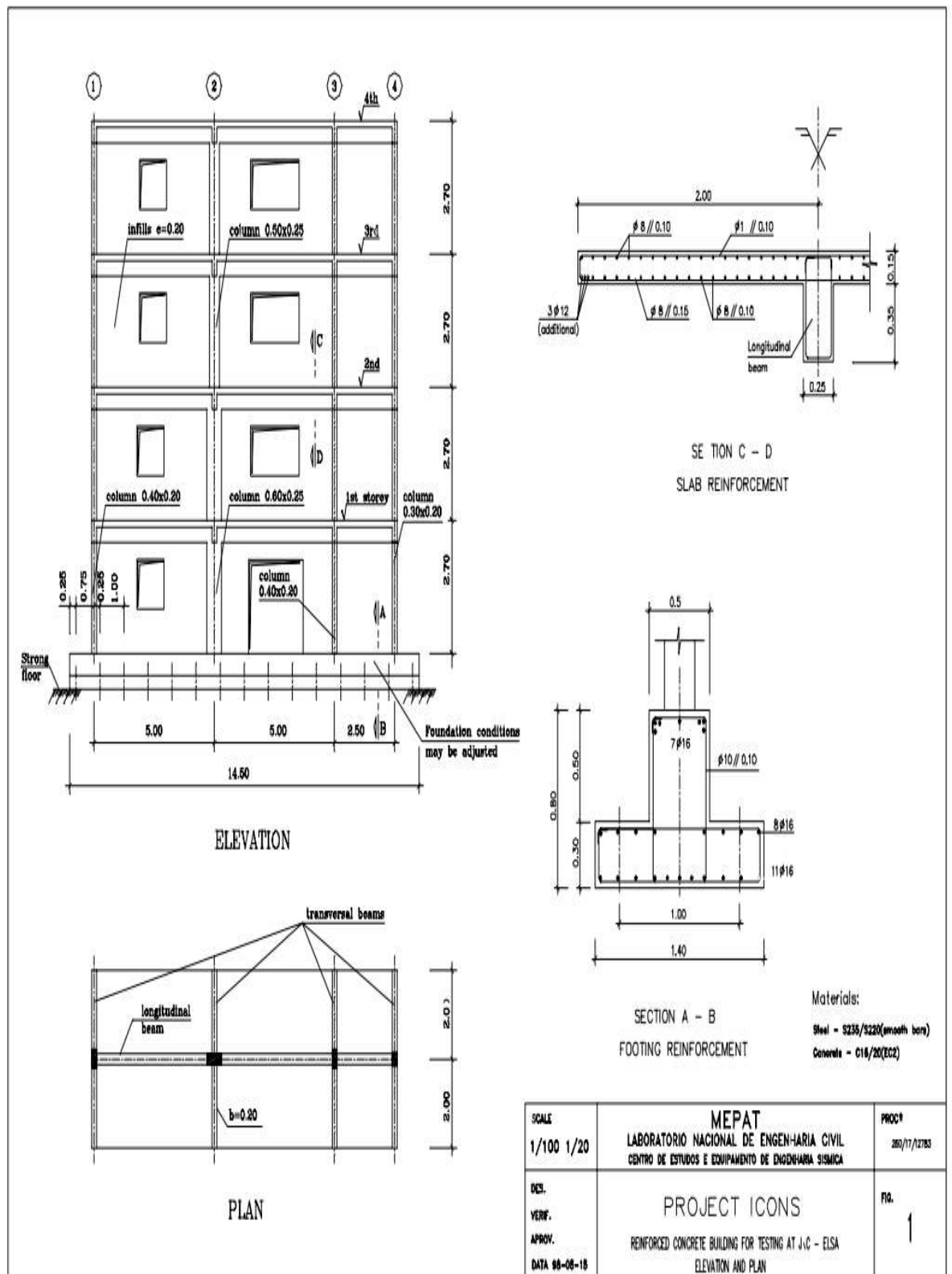


Figure 6.2: Géométrie du portique RC 2 quatre étages à base fixe pour la mise en œuvre en essai. (Czervinski et al. 1990)

Donc, le coefficient de diffusion est déterminé à l'échelle μ ($\text{M}^2\text{s} = 14,1 \mu\text{s}^2$) et

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (6.6)$$

Les valeurs caractéristiques sont énoncées ci-dessous :

$$f_c = 33,33 \text{ MPa} \quad f_t = 2,99 \text{ MPa} \quad \varepsilon_c = 0,002 \text{ mm/mm} \quad E_c = 24,75 \text{ kN/mm}^2$$

6.3.2. Modèle en Acier

Le comportement élasto-plastique de l'acier est modélisé par la loi de comportement élasto-plastique de von Mises et l'écrouissage est modélisé par la loi de hardening de type n (Ludwik) en posant $\sigma = \sigma_0 + b\varepsilon^n$ avec σ_0 la limite élastique, b et n sont des paramètres à déterminer. Les courbes de contrainte-déformation de l'acier sont caractérisées par les zones suivantes : la zone élastique, la zone de début de déformation plastique, la zone de durcissement, la zone de pointe et la zone de ramollissement. Les courbes de contrainte-déformation de l'acier sont caractérisées par les zones suivantes : la zone élastique, la zone de début de déformation plastique, la zone de durcissement, la zone de pointe et la zone de ramollissement. Les courbes de contrainte-déformation de l'acier sont caractérisées par les zones suivantes : la zone élastique, la zone de début de déformation plastique, la zone de durcissement, la zone de pointe et la zone de ramollissement.

$$\sigma^* = b\varepsilon^n + \left[\frac{1-b}{(1+(\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right] \quad (6.7)$$

où

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (6.8)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (6.9)$$

$$R = R_0 - \frac{A_i \xi}{A_j + \xi} \quad (6.10)$$

Les indices i et j sont des entiers $i = 1, 2, 3, \dots$ et $j = 1, 2, 3, \dots$ et les indices i et j sont

$(\sigma_s, \varepsilon_s)$ est le point d'écrouissage $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ est le point de début de déformation plastique.

On utilise une loi $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ pour les barres d'acier et un modèle élasto-plastique bilinéaire pour les coques, auquel E_h, E_s, R_0 sont les paramètres de forme ; ξ est le coefficient de forme d'acier, maximum de la dérivée de la loi σ_r, ε_r , $\varepsilon_0, R_0, A_0, A_j$ sont des paramètres constants qui caractérisent les courbes de la résistance respective des coques et des barres d'acier, μ est le rapport des modules d'élasticité.

Le modèle de la section transversale permet de définir une courbe de la résistance à la compression σ_c en fonction de la déformation ε_c .

$$E_s = 200000 \text{ MPa}, f_y = 355 \text{ MPa}, \mu = 0.0021$$

Les courbes de résistance sont obtenues en calculant la charge de compression maximale admissible existant au moment de la rupture des barres d'acier ($\varepsilon_{cu} = 0.0021$) ou de la rupture des coques ($\varepsilon_{cc} = 0.0021$) (pour les barres). On considère que la rupture des coques se produit au moment de la rupture des barres ($\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$) et que la charge de compression maximale est σ_{cc} tel que

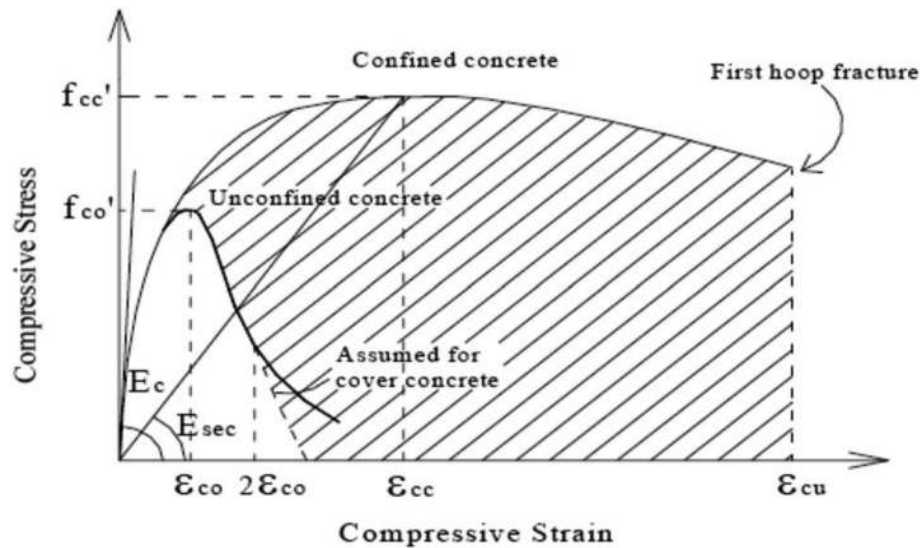


Figure 6.1: Mander et al. (1988) model for monotonic response of confined and unconfined concrete

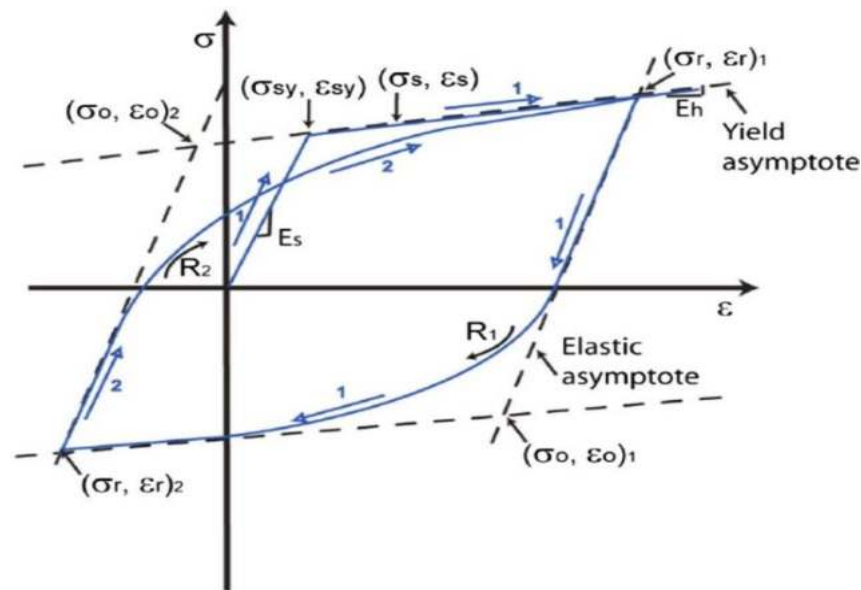


Figure 6c: Semi-model derived from Wang et al. and Pines (1994)

6.4. Base de Données des Enregistrements des Séismes

[illegible]

est de adapter les courbes de réponse spectrale à base de données sismiques disponibles pour les zones sismiques de l'Algérie. Les courbes de réponse spectrale sont obtenues à partir de l'équation de mouvement élastique à un degré de liberté, avec un amortissement de 5%.

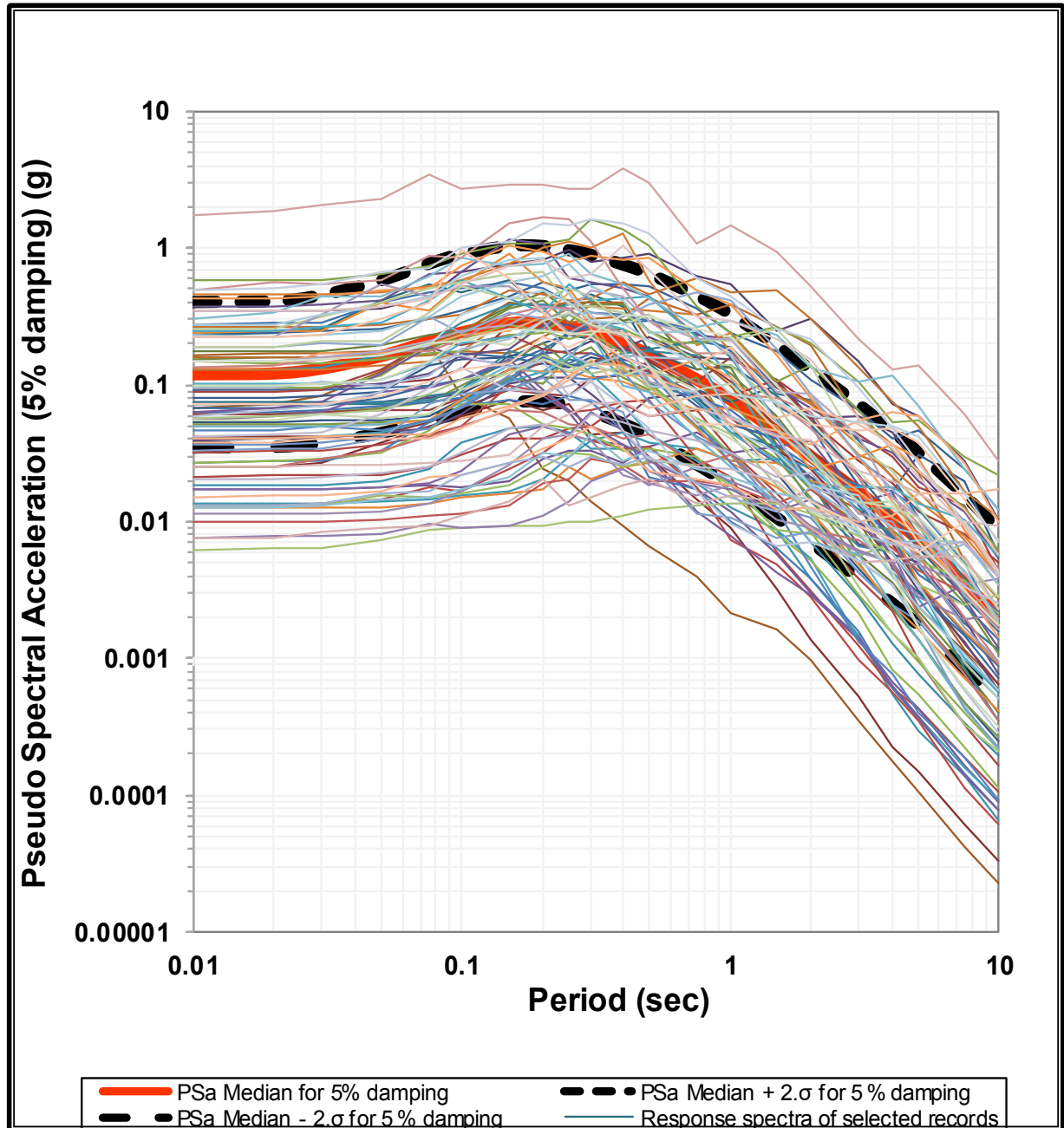


Figure 6.6 Synthèse des réponses des instruments à val de la table sismique dans la zone étudiée

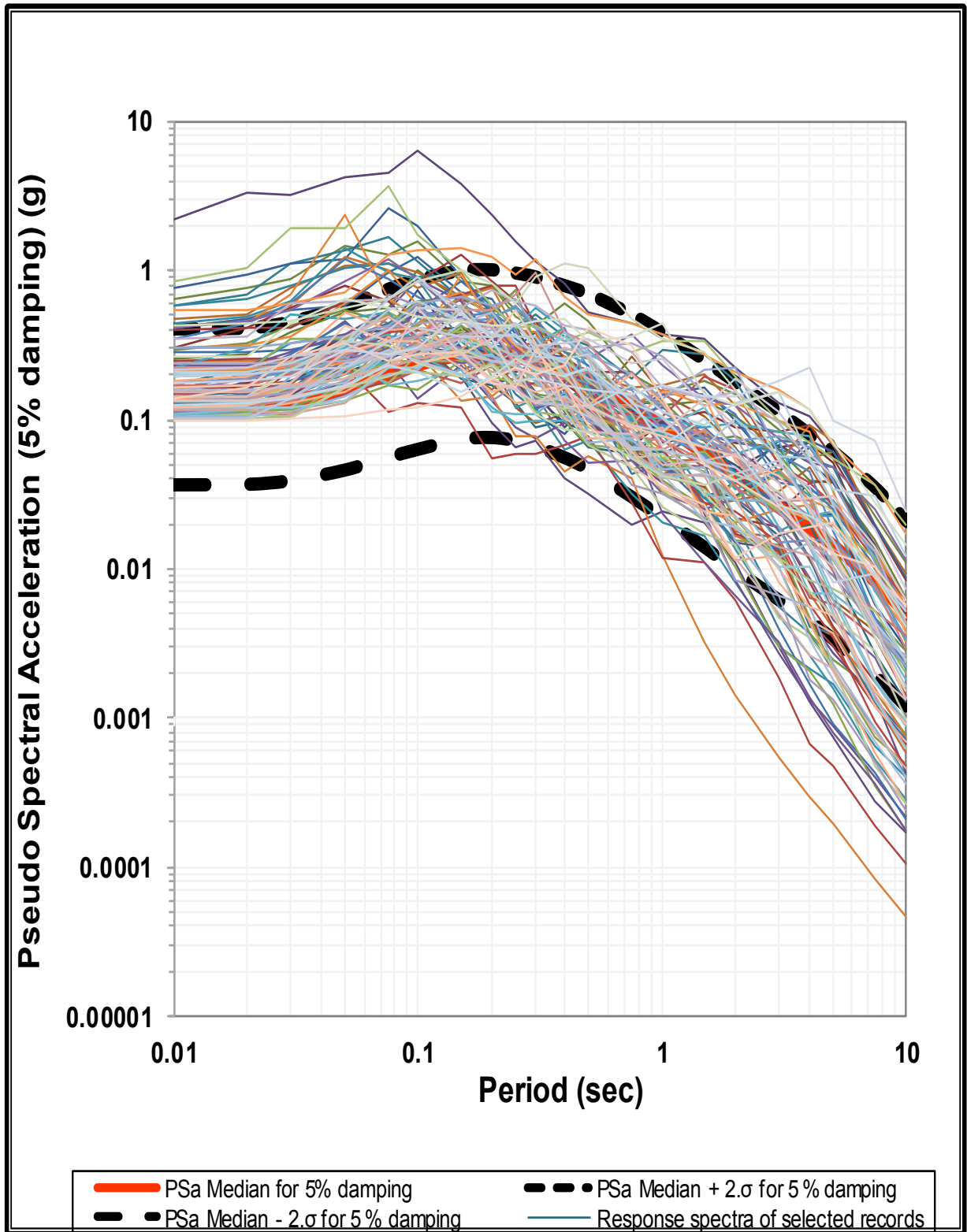


Figure 6.2 : Réponse de référence des mouvements de sol obtenus pour une analyse à 5% d'amortissement

Tableau 1. Caractéristiques des séismes utilisés pour la validation des modèles de calcul

#	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance Km	v_{s30} ms ⁻¹	PGA g
1	Cape Mendocino, 25/04/1992, Cape Mendocino, 00	7.01	10.36	567.78	0.739
2	Cape Mendocino, 25/04/1992, Petrolia, 00	7.01	4.51	422.17	0.165
3	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU084, E	7.62	8.91	665.2	0.320
4	Chichi Taiwan, 20/09/1999, WNT, EW	7.62	14.16	511.18	0.958
5	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU065, E	6.20	2.5	306	0.772
6	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU067, E	6.20	1.1	443.04	0.491
7	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU102, E	6.20	1.2	443.04	0.297
8	Coalinga-01, 02/05/1983, Pleasant Valley, 45	6.36	9.98	257.38	0.216
9	Coalinga-05, 22/07/1983, Transmitter Hill, N	5.77	5.99	477.25	0.400
10	Coalinga-07, 22/05/1983, Sulphur Baths, E	5.21	12.02	617.43	0.153
11	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #1, E050W	5.74	--	--	0.132
12	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #2	5.74	10.94	270.84	0.168
13	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #4	5.74	7.67	221.78	0.422
14	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #6	5.74	4.37	663.31	0.149
15	Duzce, Turkey, 12/11/1999, Duzce, EW	7.14	1.61	281.86	0.346
16	Duzce, Turkey, 12/11/1999, Lamont, NS	7.14	13.41	529.18	0.133
17	Erzincan, Turkey, 13/03/1992, Erzincan, NS	6.69	8.97	352.05	0.235
18	Imperial Valley-02, 19/05/1940, El Centro Array #9, 180	6.95	6.09	213.44	0.253
19	Imperial Valley-02, 19/05/1940, El Centro Array #9, 270	6.95	--	--	0.154
20	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Aeropuerto Mexicali, N	6.53	2.47	259.86	0.160
21	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Bonds Corner, 140	6.53	6.19	223.03	0.532
22	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Chihuahua, 12	6.53	18.88	242.05	0.216
23	Imperial Valley-06, 15/10/1979, El Centro Array #6, 140	6.53	19.44	264.57	0.249
24	Irpinia, Italy-01, 23/11/1980, Sturmo, 00	6.90	10.80	382	0.319
25	Irpinia, Italy-01, 23/11/1980, Calitri	6.90	15.04	455.93	0.170
26	Irpinia, Italy-02, 23/11/1980, Calitri	6.20	11.97	455.93	0.158
27	Kobe, Japan, 16/01/1995, KJMA, NS	6.90	18.27	312	0.339
28	Kobe, Japan, 16/01/1995, Port Island (0 m)	6.90	19.25	198	0.567
29	Kobe, Japan, 16/01/1995, Port Island (16 m)	6.90	13.12	256	0.284
30	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takatori, NS	6.90	19.25	0	0.806
31	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takarazuka, NS	6.90	--	--	0.693
32	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takarazuka, EW	6.90	--	--	0.694
33	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Izmit, 90	7.51	5.31	811	0.145
34	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Izmit, EW	7.51	--	--	0.220
35	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Yarimca, 30	7.51	19.30	297	0.242
36	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Yarimca, 60	7.51	--	--	0.349
37	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Sakarya, EW	7.51	--	--	0.376
38	Landers, 28/06/1992, Joshua Tree	7.28	13.67	379.32	0.181
39	Landers, 28/06/1992, Lucerne, 260	7.28	2.19	1369	0.650
40	Landers, 28/06/1992, Lucerne, 345	7.28	--	--	0.613
41	Livermore, 27/01/1980, 57T01Livermore, EW	5.42	3.33	387.04	0.258
42	Livermore, 27/01/1980, 57T01Livermore, NS	5.42	10.33	550.88	0.233
43	Livermore, 27/01/1980, 57T02Livermore, EW	5.80	17.81	304.68	0.198
44	Livermore, 27/01/1980, 57T02Livermore, NS	5.80	16.66	384.47	0.252
45	Loma Prieta, 18/10/1989, BRAN, 00	6.93	9.01	476.54	0.506
46	Loma Prieta, 18/10/1989, Corralitos, 00	6.93	7.17	462.24	0.458
47	Loma Prieta, 18/10/1989, Corralitos, EW	6.93	--	--	0.479
48	Loma Prieta, 18/10/1989, LGPC, NS	6.93	18.46	594.83	0.896
49	Loma Prieta, 18/10/1989, LGPC, EW	6.93	--	--	0.605
50	Morgan Hill, 24/04/1984, Anderson Dam, N070S	6.19	16.67	488.77	0.208
51	Morgan Hill, 24/04/1984, Anderson Dam, E070W	6.19	--	--	0.423
52	Morgan Hill, 24/04/1984, Halls Valley, N060S	6.19	3.94	281.61	0.156
53	Morgan Hill, 24/04/1984, Halls Valley	6.19	--	--	0.312
54	N. Palm Springs, 08/07/1986, Whitewater Trout Farm, NS	6.06	4.24	425.02	0.411
55	N. Palm Springs, 08/07/1986, Whitewater Trout Farm, NS	6.06	--	--	0.612

56	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1	6.76	6.80	605.04	2.281
57	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1, N010S	6.76	--	--	0.978
58	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1, E010W	6.76			1.096
59	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site2, N060S	6.76			0.489
60	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site2, E060W	6.76			0.323
61	Northridge-01,17/01/1994, Arleta	6.69	11.10	297.71	0.552
62	Northridge-01,17/01/1994, Arleta, EW	6.69			0.344
63	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA	6.69	8.48	380.06	0.318
64	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA, EW	6.69			0.753
65	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA, NS	6.69			0.939
66	Northridge-01,17/01/1994, Newhall	6.69	19.2	269.14	0.548
67	Northridge-01,17/01/1994, Rinaldi Receiving Sta	6.69	10.91	282.25	0.958
68	Northridge-01,17/01/1994, Sylmar - Converter Sta East	6.69	13.60	370.52	0.476
69	Northridge-01,17/01/1994, Sylmar - Olive View Med FF	6.69	16.77	440.54	0.536
70	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 5W	6.00	13.76	236.59	0.184
71	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 2E	6.00	12.06	522.74	0.202
72	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 2WA	6.00	11.54	173.02	0.190
73	Parkfield,28/06/1966, Tamblor, N025S	6.00			0.357
74	Parkfield,28/06/1966, Tamblor, E025W	6.00			0.272
75	San Fernando, 9/2/1971, Pacoima Dam, N016S	6.61			1.226
76	San Fernando, 9/2/1971, Pacoima Dam, E016W	6.61			1.160
77	Superstition Hills-02,24/11/1987, Parachute Test Site,225	6.54	15.99	348.69	0.446
78	Superstition Hills-02,24/11/1987, Parachute Test Site,315	6.54	7.50	362.38	0.369
79	Superstition Hills-02,24/11/1987,Superstition Mnt,	6.54			0.682
80	Superstition Hills-02,24/11/1987,Superstition	6.54			0.894

Table 6.2 Earthquake data for analysis: 30 closest to the 3 closest stations to the site

#	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance Km	vs30 ms ⁻¹	PGA g
1	Lytle Greek,12/09/1970, Wrightwood, N115	5.22			0.162
2	Lytle Greek,12/09/1970, Wrightwood, N205	5.22			0.200
3	San Fernando, 9/2/1971, La Hollywoodstor,140	6.61	39.49	316.46	0.164
4	San Fernando, 9/2/1971, La Hollywoodstor,90	6.61	28.4		0.148
5	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #1,140	6.61	26.10	425.34	0.105
6	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #9, N069	6.61			0.154
7	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #9, N159	6.61			0.134
8	Friuli, Italy,15/09/1976, Forgaria Comino, NS	5.90			0.212
9	Friuli, Italy,15/09/1976, Forgaria Comino	5.90			0.260
10	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista,255	5.74	23.24	335.5	0.117
11	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista, N213	5.74	30.5		0.108
12	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista, N303	5.74	30.5		0.107
13	Imperial Valley-06,15/10/1979, Delta,67	6.53	33.73	242.05	0.142
14	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #11,00	6.53	29.53	196.25	0.144
15	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #10,00	6.53	28.79	202.85	0.110
16	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #2,00	6.53	30.77	188.78	0.117
17	Imperial Valley-06,15/10/1979, EC County Center FF,160	6.53	29.07	192.05	0.245
18	Imperial Valley-06,15/10/1979, Brawley Airport,45	6.53	43.15	208.71	0.153
19	Livermore,27/01/1980, San Ramon, EW	5.90			0.301
20	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto,00	6.33	33.73	471.53	0.292
21	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto, N045	6.33			0.621
22	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto, N135	6.33			0.587
23	Westmorland,26/04/1981, Westmorland Fire Sta, NS	5.90			0.368
24	Westmorland,26/04/1981, Westmorland Fire Sta, EW	5.90			0.496
25	Coalinga-01,02/05/1983, Parkfield, EW	6.36	32.19	467.76	0.147
26	Coalinga-01,02/05/1983, Parkfield, NS	6.36			0.131
27	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #2	6.19	38.10	270.84	0.585
28	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #3	6.19	38.20	349.85	0.403
29	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #4	6.19	37.25	221.78	0.413
30	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #6	6.19	36.34	663.31	0.406

31	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #7	6.19	38.19	333.85	0.434
32	N. Palm Springs,08/07/1986, Cranston Forest Station	6.06	35.88	425.17	0.125
33	N. Palm Springs,08/07/1986, San Jacinto - Soboba	6.06	33.53	447.22	0.209
34	Whittier Narrows-01,04/10/1987, Mt Wilson - CIT Seis Sta	5.99	33.74	351.57	0.158
35	Whittier Narrows-01,04/10/1987, Mt Wilson - CIT Seis Sta	5.99			0.142
36	Superstition Hills-02,24/11/1987, El Centro Imp. Co. Cent	6.54	35.83	192.05	0.128
37	Superstition Hills-02,24/11/1987, El Centro Imp. Co. Cent	6.54			0.358
38	Superstition Hills-02,24/11/1987,salton sea wildlife Ref,45	6.54			0.119
39	Superstition Hills-02,24/11/1987,salton sea wildlife Ref,13	6.54			0.167
40	Superstition Hills-02,24/11/1987, Imperial Valley Wildlife	6.54	29.41	179	0.402
41	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy - Gavilan Coll	6.93	28.98	729.65	0.192
42	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #1,	6.93	28.64	1428.14	0.215
43	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #2	6.93	29.77	270.84	0.295
44	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #3	6.93	31.40	349.85	0.342
45	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #4	6.93	32.37	221.78	0.162
46	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #6	6.93	35.47	663.31	0.102
47	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #7	6.93	39.88	333.85	0.115
48	Loma Prieta,18/10/1989, Saratoga - Aloha Ave, NS	6.93	27.23	380.89	0.396
49	Loma Prieta,18/10/1989, Saratoga - Aloha Ave, EW	6.93			0.512
50	Loma Prieta,18/10/1989, Hollister City Hall, EW	6.93	47.90	198.77	0.217
51	Loma Prieta,18/10/1989, Hollister City Hall, NS	6.93			0.247
52	Cape Mendocino,25/04/1992, Rio Dell Overpass, EW	7.01	22.64	311.75	0.385
53	Cape Mendocino,25/04/1992, Rio Dell Overpass, NS	7.01			0.549
54	Cape Mendocino,25/04/1992, Centerville Beach, Naval Fac	7.01	28.01	459.04	0.122
55	Cape Mendocino,25/04/1992, Loleta Fire Station	7.01	35.31	515.65	0.123
56	Cape Mendocino,25/04/1992, Eureka, EW	7.01			0.178
57	Cape Mendocino,25/04/1992, Eureka, NS	7.01			0.154
58	Landers,26/06/1992, Coolwater	7.28	82.12	352.98	0.177
59	Landers,26/06/1992, Yermo Fire Station	7.28	85.99	353.63	0.136
60	Landers,26/06/1992, Joshua Tree, NS	7.28			0.284
61	Landers,26/06/1992, Joshua Tree, EW	7.28			0.274
62	Landers,26/06/1992, Amboy, NS	7.28			0.115
63	Landers,26/06/1992, Amboy, EW	7.28			0.146
64	Northridge-01,17/01/1994, Canyon Country - W Lost, NS	6.69	26.49	325.6	0.482
65	Northridge-01,17/01/1994, Canyon Country - W Lost, EW	6.69			0.410
66	Kobe, Japan,16/01/1995, Nishi-Akashi, NS	6.90			0.503
67	Kobe, Japan,16/01/1995, Nishi-Akashi, EW	6.90			0.509
68	Kobe, Japan,16/01/1995, Kakogawa, NS	6.90			0.345
69	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Duzce	7.51	98.22	281.86	0.206
70	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Gebze, NS	7.51			0.137
71	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Gebze, EW	7.51	47.03	792	0.244
72	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, CHY101, E	7.62	31.96	258.89	0.166
73	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, TCU045	7.62	77.50	704.64	0.356
74	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, CHY041, E	7.62	51.15	492.26	0.125
75	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, TCU095	7.62	95.70	446.63	0.256
76	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999,TAP003,EW	7.62			0.126
77	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999,TAP003,NS	7.62			0.106
78	Hector Mine,16/10/1999, Hector	7.13	26.53	726	0.149
79	Duzce, Turkey,12/11/1999, Bolu, NS	7.14	41.27		0.728
80	Duzce, Turkey,12/11/1999, Bolu, EW	7.14	41.27		0.822

where the first two may occur at $\pm 1/2$ and the other two at ± 1 . This is the case for the α and β components of the $\mathbf{S}^{\pm}$ operators. The γ and δ components are the only ones that may occur at $\pm 1/2$ and ± 1 simultaneously. The γ and δ components exist precisely when the helicity is odd and $\pm 1/2$.

Le premier aspect est qu'il y a une augmentation relative de mortalité due à la COVID-19 dans les zones urbaines. Cette observation est jugée à court terme, l'impact sur la mortalité des personnes âgées vivant dans les zones urbaines n'est pas encore connu.

For any problem Π and its space $\mathcal{P}$ of dimension D , the complexity of the algorithm is given by the worst-case number of operations required to compute $G(\mathbf{y})$ for a fixed positive $\epsilon = 1/D$. In our case, $D = 2n$ and $\mathcal{P}$ is the space of all $n \times n$ matrices.

[illegible]

Tableau 3. Statistiques calculées des séries chronologiques de vents soufflés [10].

Stats/ z (m)	10	40	75	100	140	170	200	210	220	240	250
U_i	32.24	45.25	51.41	55.36	58.79	61.39	63.90	64.70	65.36	66.43	67.14
U_s	32.98	45.23	51.38	55.34	58.76	61.37	63.83	64.65	65.31	66.38	67.09
σ_t^2	94.77	86.89	78.77	71.39	63.26	55.88	47.59	44.72	42.26	38.03	35.08
σ_t^2	94.82	86.94	78.81	71.43	63.30	55.91	47.78	44.83	42.36	38.18	35.22

Tableau 1. Conditions caractéristiques de l'élève

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1.0000										
2	0.4237	1.0000									
3	0.2090	0.4767	1.0000								
4	0.1176	0.2605	0.5419	1.0000							
5	0.0653	0.1408	0.2895	0.5322	1.0000						
6	0.0394	0.0831	0.1690	0.3092	0.5798	1.0000					
7	0.0231	0.0479	0.0961	0.1748	0.3265	0.5625	1.0000				
8	0.0192	0.0394	0.0788	0.1429	0.2665	0.4588	0.8155	1.0000			
9	0.0164	0.0336	0.0669	0.1210	0.2255	0.3879	0.6893	0.8453	1.0000		
10	0.0127	0.0257	0.0508	0.0917	0.1705	0.2929	0.5200	0.6376	0.7543	1.0000	
11	0.0106	0.0213	0.0420	0.0756	0.1403	0.2408	0.4274	0.5240	0.6198	0.8217	1.0000

Tableau 5. Corrélation croisée simulée

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1.0000										
2	0.4737	1.0000									
3	0.4100	0.6224	1.0000								
4	0.2255	0.3814	0.6510	1.0000							
5	0.2134	0.2928	0.5322	0.7333	1.0000						
6	-0.0052	0.1594	0.2694	0.4118	0.6122	1.0000					
7	-0.0591	0.0892	0.2860	0.4189	0.5377	0.5934	1.0000				
8	-0.1249	0.0231	0.2238	0.3157	0.4465	0.5431	0.8046	1.0000			
9	-0.1843	-0.0493	0.1078	0.2204	0.3681	0.5346	0.7388	0.8113	1.0000		
10	-0.1688	-0.0151	0.1387	0.2723	0.3842	0.4584	0.6270	0.6355	0.7276	1.0000	
11	-0.0237	0.0716	0.2322	0.2803	0.3309	0.3253	0.5227	0.5248	0.5858	0.7524	1.0000

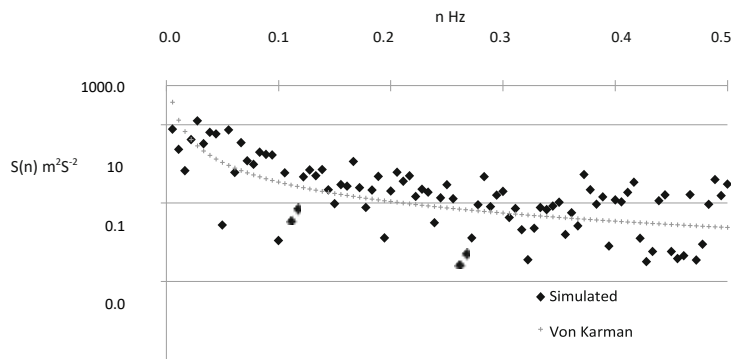


Figure 6.8. Spectre de l'exemple. Échelle logarithmique et observée et de la modélisation de Karman

6.5.1. Réponse Dynamique

Les forces exercées par le vent sur la structure sont caractérisées par l'équation (6.11). La pression dynamique est définie par l'équation (6.12).

$$F_i = \frac{1}{2} \rho C_D A_i U^2 \left(\frac{z}{z_r} \right)^{2\alpha} \quad (6.11)$$

Où ρ est la densité de l'air, C_D est le coefficient de traînée, A_i est la surface de la face i de la structure.

On suppose que $\alpha = 0.25$ pour les profils de vent standards les plus fréquents en zone urbaine.

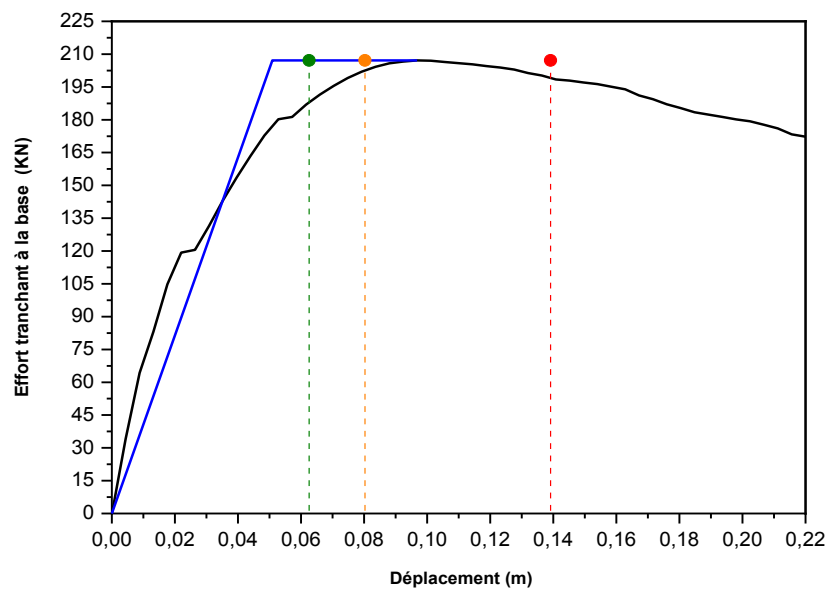


Figure 4: Comparison of α -values for $\mathcal{F}_1$ and $\mathcal{F}_2$ (green: $\mathcal{F}_1$, red: $\mathcal{F}_2$).

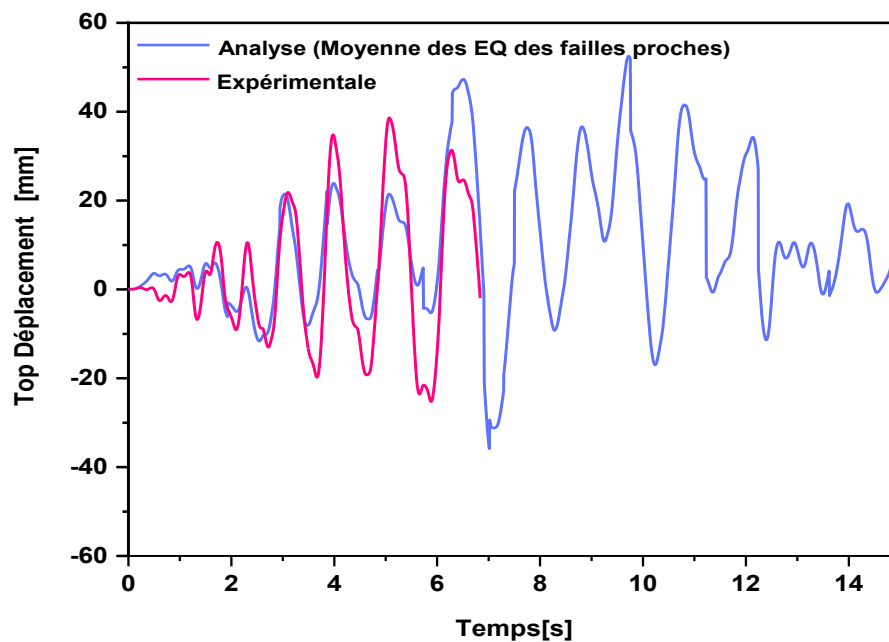
Tableau 6 Repartition des valeurs maximales de la courbe de tableau récapitulatif

Effort tranchant (<i>KN</i>)		Top-déplacement (<i>mm</i>)		Amortissement globale (%)	
Seismo	exp.	Seismo	exp.	Seismo	exp.
207.13	209.0	50.9	60.8	7.8	8.5

6.7.1 Déplacement, cisaillement de base et moment de flexion

Dans le logiciel *Seis-Struct*, les résultats des calculs sont présentés et peuvent être sauvegardés sous forme de fichiers texte pour le traitement externe de données. Les valeurs des déplacements, des cisaillements de base et des moments de flexion sont sauvegardés à l'échelle des unités du modèle. Les déplacements sont en mm, les cisaillements de base en kN et les moments de flexion en kNm. Les courbes de ces résultats sont présentées dans les figures 6.11 à 6.13. Les résultats sont comparés avec les résultats expérimentaux. Les résultats numériques des déplacements de base sont présentés dans les figures 6.14 à 6.16.

La Figure 6.11 présente les courbes de déplacement de base en fonction du séisme considéré. L'ordonnée représente le déplacement de base en mm et l'abscisse le temps en secondes.



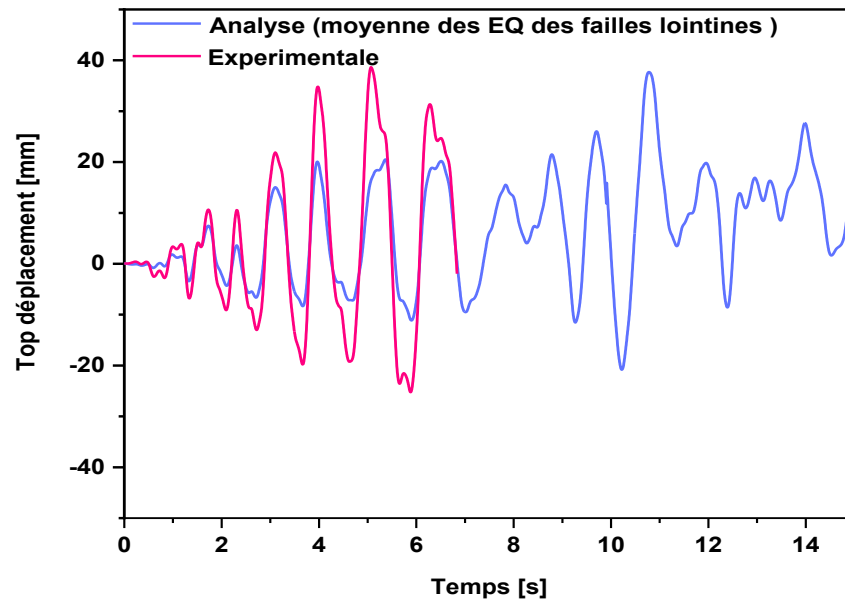
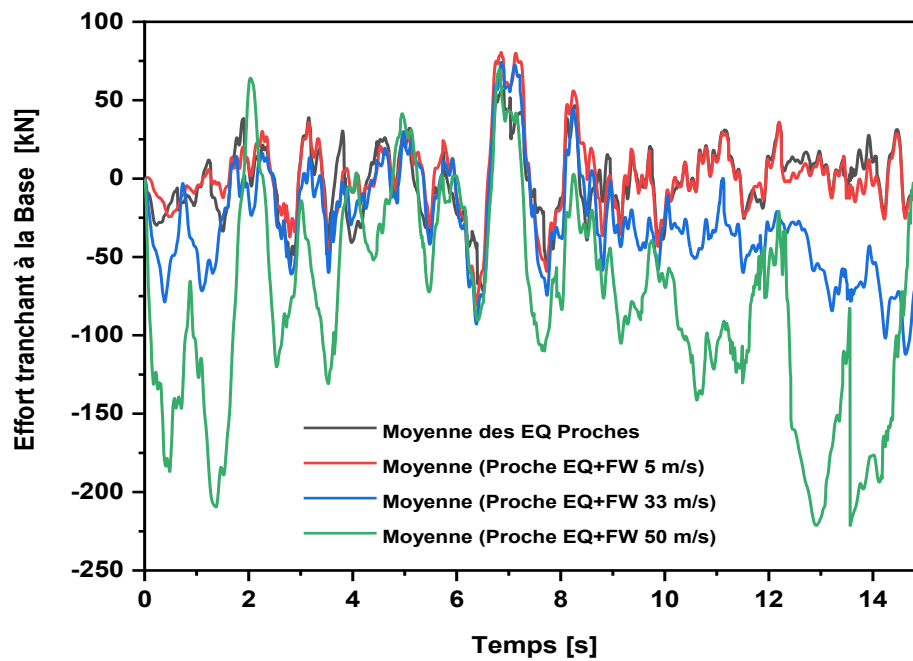


Figure 6.10) Résultats de simulation : analyse de l'axe du déplacement (en coupe 1/2) comparée avec les résultats expérimentaux (1/2) : comparaison avec les résultats de l'analyse de l'axe du déplacement



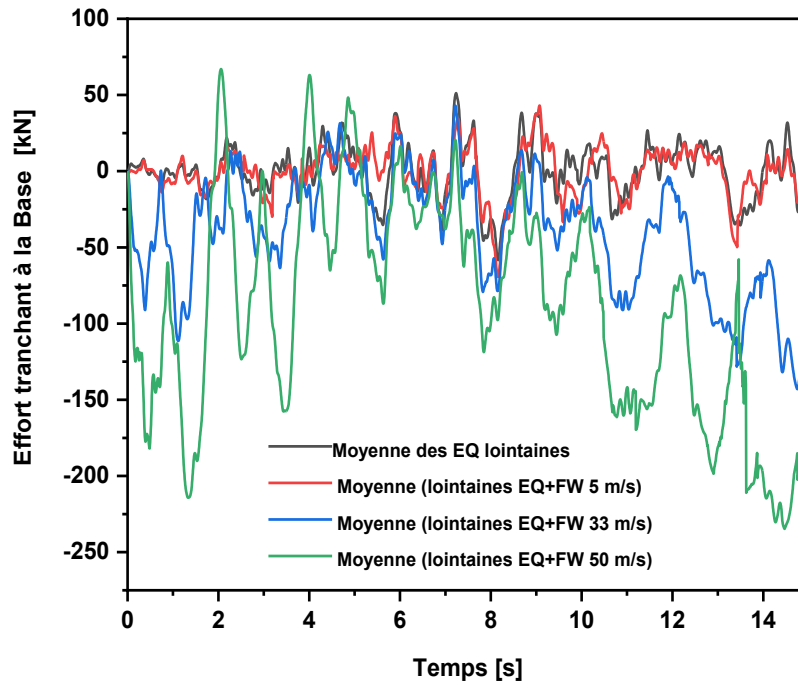


Figure 11 Residualizing the α and β quadrupole moments for each of the 1000000 random configurations. The resulting quadrupole moments are shown in the top panel, and the α and β quadrupole moments are shown in the bottom panel. The α and β quadrupole moments are shown in the bottom panel.

[illegible]

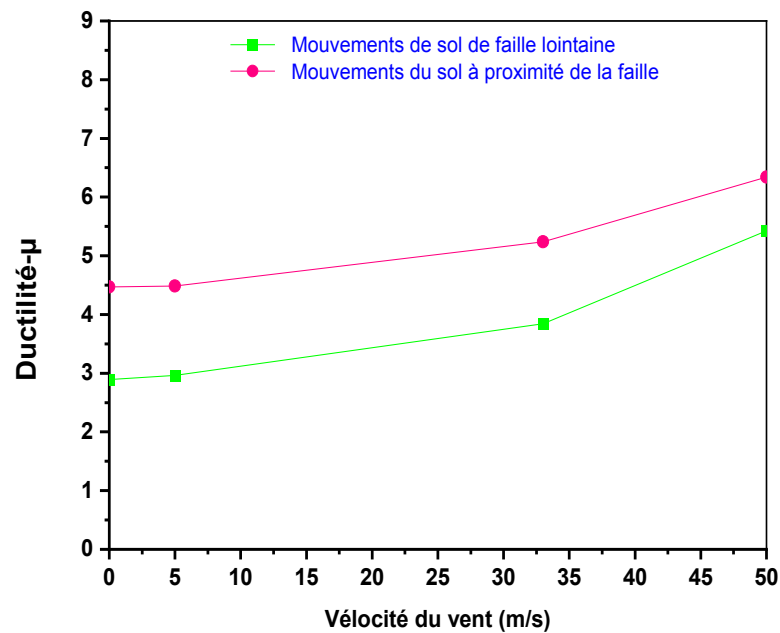


Figure 5: 13. Densities of the independent measures of normalized scores on the
 and the χ^2 distributions

Le premier est le cas où les dépendances sont des axiomes d'un système maximal d'indépendance. Pour ce cas, nous avons le théorème suivant. Le second est le cas où R_μ est un idéal d'un anneau local noethérien complet et $\mathcal{A}$ est un anneau local noethérien complet. Dans ce cas, nous avons le théorème suivant. Les deux théorèmes sont des généralisations de résultats de [1] et [2].

On va se pencher sur un deuxième exemple sur l'évolution d'un état d'un système dynamique, dans le cas d'un système linéaire [13].

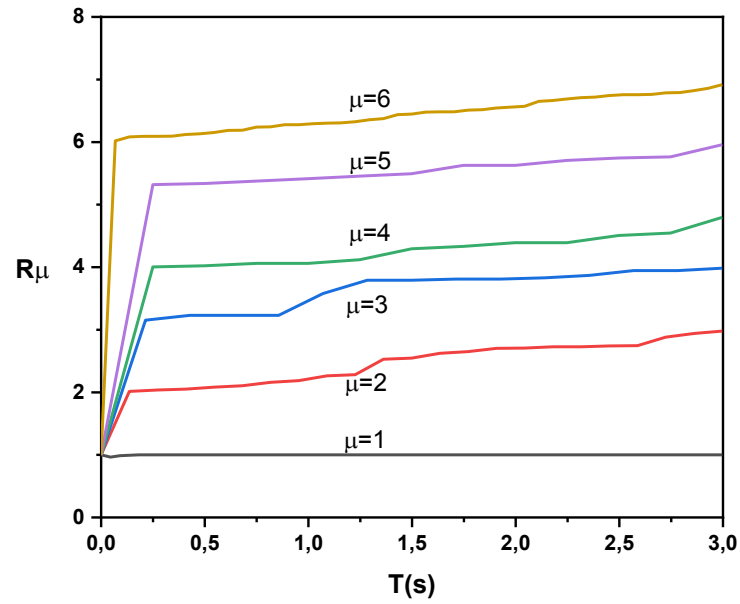


Figure 6.13 : évolution du vecteur état x d'un système linéaire, pour un état initial donné, et pour des valeurs de μ différentes. On voit bien l'effet de μ .

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

[illegible]

- $x \in \mathcal{C}$: il n'y a ni centre z tel $z \in \text{int}(x)$ et tel que l'adhérence de la coupe d'adhérence se répondent même que les autres zones sont en coupe d'adhérence de x et de $\mathcal{C}$ ou en coupe d'adhérence de x .
- La relation d'ordre $\leq$ sur $\mathcal{C}$ est définie par $x \leq y$ si x est contenu dans y et si x est une coupe d'adhérence de y . On a $x \leq y$ si et seulement si x est une coupe d'adhérence de y et y est une coupe d'adhérence de x .
- On a une relation d'ordre $\leq$ de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$: la relation d'ordre $\leq$ est la relation d'ordre d'adhérence de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$ et la relation d'ordre $\leq$ est la relation d'ordre d'adhérence de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$.
- On a une relation d'ordre $\leq$ de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$: la relation d'ordre $\leq$ est la relation d'ordre d'adhérence de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$ et la relation d'ordre $\leq$ est la relation d'ordre d'adhérence de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$.
- On a une relation d'ordre $\leq$ de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$: la relation d'ordre $\leq$ est la relation d'ordre d'adhérence de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$ et la relation d'ordre $\leq$ est la relation d'ordre d'adhérence de $\mathcal{C}$ sur $\mathcal{C}$.

Pour ce qui concerne la structure, nous concluons que la complexité de la structure de la chaîne peut varier en fonction de la nature des données et des besoins de la chaîne. Pour ce qui concerne les données, nous constatons que les données peuvent être structurées de manière à faciliter la gestion de la chaîne. Pour ce qui concerne les besoins, nous constatons que les besoins peuvent varier en fonction de la nature des données et des besoins de la chaîne. En conclusion, nous constatons que la complexité de la structure de la chaîne peut varier en fonction de la nature des données et des besoins de la chaîne.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] Park, Young-Ji, Alfredo H-S. Ang, and Yi Kwei Wen. "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings." *Journal of Structural Engineering* 111, no. 4 (1985): 740-757. doi: 10.1007/978-94-009-3681-2_6
- [2] Yi, Wei-Jian, Hai-Yan Zhang, and Sashi K. Kunnath. "Probabilistic constant-strength ductility demand spectra." *Journal of structural engineering* 133, no. 4 (2007): 567-575. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:4(567).
- [3] Hatzigeorgiou, George D., and Dimitri E. Beskos. "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes." *Engineering Structures* 31, no. 11 (2009): 2744-2755. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.07.002.
- [4] Hatzigeorgiou, G. D. "Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes." *Computers & structures* 88, no. 5-6 (2010): 309-321. doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.11.006.
- [5] Hatzigeorgiou, George D. "Ductility demand spectra for multiple near-and far-fault earthquakes." *Soil dynamics and earthquake engineering* 30, no. 4 (2010): 170-183. doi: 10.1016/j.soildyn.2009.10.003.
- [6] Medina RA, Krawinkler H. "Seismic demands for non-deteriorating frame structures and their dependence on ground motions." Report no. TR 144, John A. Blume Earthquake Engineering Centre, Stanford University, 2003. doi: 10.1007/978-94-007-0053-6_2.
- [7] Ruiz-García, Jorge, and Eduardo Miranda. "Residual displacement ratios for assessment of existing structures." *Earthquake engineering & structural dynamics* 35, no. 3 (2006): 315-336. doi: 10.1002/eqe.523.
- [8] Chopra, Anil K., and Chatpan Chintanapakdee. "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions." *Earthquake engineering & structural dynamics* 30, no. 12 (2001): 1769-1789. doi: 10.1002/eqe.92.
- [9] Amos, J. "Unsettled earth continues to rattle Nepal." *BBC News*-12 May (2015).
- [10] Daniell, James E., B. Khazai, F. Wenzel, and A. Vervaeck. "The CATDAT damaging earthquakes database." *Natural Hazards and Earth System Sciences* 11, no. 8 (2011): 2235-2251. doi: 10.5194/nhess-11-2235-2011.
- [11] Martinez-Vazquez, Pedro. "Wind-induced vibrations of structures using design spectra." *International Journal of Advanced Structural Engineering* 8, no. 4 (2016): 379-389. doi: 10.1007/s40091-016-0139-4.
- [12] Pinto, A., G. Verzeletti, J. Molina, H. Varum, R. Pinho, and E. Coelho. "Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)." *EUR Report 20244* (2002). doi:10.1080/13632469.2011.653297.
- [13] Carvalho, E. C., Ema Coelho, and A. Campos-Costa. "Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames-Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions." *ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network-LNEC, Lisbon* (1999).
- [14] Miranda, Eduardo. "Site-dependent strength-reduction factors." *Journal of Structural Engineering* 119, no. 12 (1993): 3503-3519. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:12(3503)
- [15] Miranda, Eduardo, and Vitelmo V. Bertero. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design." *Earthquake spectra* 10, no. 2 (1994): 357-379. doi.org/10.1193/1.1585778.
- [16] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum." *Earthquake spectra* 15, no. 4 (1999): 637-656. doi: 10.1193/1.1586065.
- [17] Riddell, Rafael, Jaime E. Garcia, and Eugenio Garces. "Inelastic deformation response of SDOF systems subjected to earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 515-538. doi: 10.1002/eqe.142.
- [18] Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER). PEER ground motion database <http://ngawest2.berkeley.edu/#disclaimer> [accessed on 19.03.2017]
- [19] Mavroeidis, George P., and Apostolos S. Papageorgiou. "A mathematical representation of near-fault ground motions." *Bulletin of the seismological society of America* 93, no. 3 (2003): 1099-1131.
- [20] Gillie, Joanna L., Adrian Rodriguez-Marek, and Cole McDaniel. "Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions." *Engineering Structures* 32, no. 1 (2010): 273-285. doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.09.014.
- [21] Bray, Jonathan D., and Adrian Rodriguez-Marek. "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region." *Soil dynamics and earthquake engineering* 24, no. 11 (2004): 815-828. doi:

10.1016/j.soildyn.2004.05.001.

- [22] Vanmarcke, Erik H., Ernesto Heredia-Zavoni, and Gordon A. Fenton. "Conditional simulation of spatially correlated earthquake ground motion." *Journal of Engineering Mechanics* 119, no. 11 (1993): 2333-2352. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1993)119:11(2333).
- [23] Dyrbye, Claës, and Svend Ole Hansen. *Wind loads on structures*. 1997.
- [24] Simiu E, Scanlan H. *Wind effects on structures: an introduction to wind engineering*. 1978.
- [25] Gurley, Kurtis R., Michael A. Tognarelli, and Ahsan Kareem. "Analysis and simulation tools for wind engineering." *Probabilistic Engineering Mechanics* 12, no. 1 (1997): 9-31. doi.org/10.1016/S0266-8920(96)00010-0.
- [26] Martínez-Vázquez, Pedro, and Neftalí Rodríguez-Cuevas. "Wind field reproduction using neural networks and conditional simulation." *Engineering structures* 29, no. 7 (2007): 1442-1449. doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.08.024.
- [27] Martinez-Vazquez, P., C. J. Baker, M. Sterling, A. Quinn, and P. J. Richards. "Aerodynamic forces on fixed and rotating plates." *Wind & structures* 13, no. 2 (2010): 127-144. doi: 10.12989/was.2010.13.2.127
- [28] Thordal, Marie Skytte, Jens Chr Bennetsen, Stefano Capra, and H. Holger H. Koss. "Towards a standard CFD setup for wind load assessment of high-rise buildings: Part 1–Benchmark of the CAARC building." *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 205 (2020): 104283. doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104283.
- [29] Vickery B J. On the reliability of gust loading factors. *Proc. Technical Meeting Concerning Wind Loads on Buildings and Structures*. Build. Sc. Ser. 30. Ntl. Bureau of Standards, Washington DC 93-104
- [30] Davenport, Alan G. "Gust loading factors." *Journal of the Structural Division* 93, no. 3 (1967): 11-34. doi: 10.1061/JSDEAG.0001692.
- [31] Veletsos, A. S., and Nathan Mortimore Newmark. "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions." *Department of Civil Engineering, University of Illinois*, 1960.
- [32] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 561-582. DOI: 10.1002/eqe.144.
- [33] Miranda, Eduardo. "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites." *Journal of structural engineering* 126, no. 10 (2000): 1150-1159. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:10(1150).
- [34] Chopra, Anil K., and Chatpan Chintanapakdee. "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems." *Journal of structural engineering* 130, no. 9 (2004): 1309-1319. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309).
- [35] Clough, R. W., and S. B. Johnston. "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Report 66-16, Structural and Materials Research." *Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley, Calif* (1966). DOI: 10.1002/eqe.4290020104.
- [36] Veletsos, Anestis Stavrou. "Maximum deformations of certain nonlinear systems." In *Proceedings of the 4th world conference on earthquake engineering*, vol. 2, pp. 155-170. 1969.
- [37] Riddell, Rafael, Jaime E. Garcia, and Eugenio Garces. "Inelastic deformation response of SDOF systems subjected to earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 515-538. doi: 10.1002/eqe.142.
- [38] Qi, X., and J. P. Moehle. "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes. Report No. EERC 91/02." *Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA* (1991).
- [39] de Bejar, L. A., and K. Ganapathi. "A note on inelastic response spectra for systems with bilinear spring force and kinematic strain-hardening." *Earthquake spectra* 8, no. 2 (1992): 181-200.
- [40] LAM, Nelson, John WILSON, and Graham HUTCHINSON. "Building ductility demand: interplate versus intraplate earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 25, no. 9 (1996): 965-985. doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199609)25:9<965::AID-EQE598>3.0.CO;2-7.
- [41] Song, Jong-Keol, and JoséA Pincheira. "Spectral displacement demands of stiffness-and strength-degrading systems." *Earthquake Spectra* 16, no. 4 (2000): 817-851. doi: 10.1193/1.1586141.
- [42] Tena-Colunga, A. "Displacement ductility demand spectra for the seismic evaluation of structures." *Engineering Structures* 23, no. 10 (2001): 1319-1330. doi: 10.1016/S0141-0296(01)00025-6.
- [43] Krawinkler, Helmut, Ricardo Medina, and Babak Alavi. "Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions." *Engineering structures* 25, no. 5 (2003): 637-653. doi: 10.1016/S0141-0296(02)00174-8.

- [44] Farrow, K. T., and Y. C. Kurama. "SDOF displacement ductility demands based on smooth ground motion response spectra." *Engineering structures* 26, no. 12 (2004): 1713-1733. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.06.003.
- [45] Chopra, Anil K. "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall." Inc., Upper Saddle River, NJ (1995).
- [46] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum." *Earthquake spectra* 15, no. 4 (1999): 637-656. doi: 10.1193/1.1586065.
- [47] Azad, Abul Kalam, Mohammad Golam Rasul, and Talal Yusaf. "Statistical diagnosis of the best weibull methods for wind power assessment for agricultural applications." *Energies* 7, no. 5 (2014): 3056-3085. doi: 10.3390/en7053056.
- [48] Pinho, R., and A. S. Elnashai. "Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame." *ISCT Journal of earthquake Technology* 37, no. 4 (2000): 143-163. doi: 10.13140/RG.2.2.29887.87205.
- [49] ANSI/ASCE 7-95, 1996. American Society of Civil Engineers.
- [50] Code, Price. "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings." Brussels: European Committee for Standardization (2005).
- [51] Elghadamsi, F. E., and B. Mohraz. "Inelastic earthquake spectra." *Earthquake engineering & structural dynamics* 15, no. 1 (1987): 91-104. doi: 10.1002/eqe.4290150107.
- [52] Sheets, ESDU Data. "Characteristics of atmospheric turbulence near the ground." Part II, Single point data for strong winds (neutral atmosphere), Engineering Sciences Data Item 85020 (1990).
- [53] Applied Technology Council, and United States. Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [54] Hidalgo, P. A., and A. Arias. "New Chilean code for earthquake-resistant design of buildings." In *Proceedings 4th US national conference on earthquake engineering*, vol. 2, pp. 927-936. 1990.
- [55] Lai, Shih-Sheng P., and John M. Biggs. "Inelastic response spectra for aseismic building design." *Journal of the Structural Division* 106, no. 6 (1980): 1295-1310. doi: 10.1061/JSDEAG.0005449.
- [56] Malhotra P, 2005. Return period of design ground motions. *Seismological Research Letters*, 76(6): 693-699.
- [57] Konstandakopoulou, Foteini, George Hatzigeorgiou, Konstantinos Evangelinos, Thomas Tsalis, and Ioannis Nikolaou. "A New Method to Evaluate the Post-Earthquake Performance and Safety of Reinforced Concrete Structural Frame Systems." *Infrastructures* 5, no. 2 (2020): 16. doi: 10.3390/infrastructures5020016.
- [58] Ji, Duofa, Weiping Wen, Changhai Zhai, and Evangelos I. Katsanos. "Maximum inelastic displacement of mainshock-damaged structures under succeeding aftershock." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 136 (2020): 106248. doi: 10.1016/j.soildyn.2020.106248.
- [59] Yu, Xiao-Hui, Shuang Li, Da-Gang Lu, and Jing Tao. "Collapse capacity of inelastic single-degree-of-freedom systems subjected to mainshock-aftershock earthquake sequences." *Journal of Earthquake Engineering* 24, no. 5 (2020): 803-826. doi: 10.1080/13632469.2018.1453417.
- [60] Konstandakopoulou, Foteini, and George Hatzigeorgiou. "Constant-ductility inelastic displacement, velocity and acceleration ratios for systems subjected to simple pulses." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 131 (2020): 106027. doi: 10.1016/j.soildyn.2019.106027.
- [61] Umar, Muhammad, Syed Azmat Ali Shah, Khan Shahzada, Muhammad Tayyab Naqash, and Wajid Ali. "Assessment of Seismic Capacity for Reinforced Concrete Frames with Perforated Unreinforced Brick Masonry Infill Wall." *Civil Engineering Journal* 6, no. 12 (2020): 2397-2415. doi: 10.28991/cej-2020-03091625.
- [62] Varum, Humberto. "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings." Universidade de Aveiro (2003).
- [63] SeismoSoft, SeismoStruct(2016). A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from URL: <http://www.seismosoft.com>
- [64] Esteban SAEZ. "conception des bâtiments base sur la notion de performances." Ecole Centrale de Paris (2008).