

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'Sila

FACULTE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL
N° :/..../2023



DOMAINE : SCIENCES TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par: BEN LECHHEB Ali

Intitulé

**Etablissement des courbes de fragilité
des structures en acier à étage souple**

Soutenu devant le jury composé de:

M. SILINE Mohammed	MAA	Université Med BOUDIAF- M'SILA	Président
M. RAHMANI Abdallah Yacine	MAA	Université Med BOUDIAF - M'SILA	Encadrant
M. MENASRI Youcef	MCA	Université Med BOUDIAF- M'SILA	C
M. HAMITOCHE Amar	MCA	Université Med BOUDIAF- M'SILA	Examineur

Année Universitaire : 2022 /2023

Remerciement

Louange à Allah, par Sa grâce s'accomplissent les bonnes actions. Merci à ma chère mère, merci à mon cher père, merci à ma précieuse famille, vous avez été mon soutien et mon plus grand appui tout au long de mon parcours académique en général, et dans la réalisation de ce mémoire en particulier. Je n'oublie pas de remercier le Dr. Abdallah Yacine Rahmani, dont j'ai appris la courtoisie et la moralité avant même son savoir. Les mots de gratitude se sentent timides devant vous, cher professeur, car vous êtes plus grand qu'eux. Vous avez transformé l'échec en un brillant succès, vous atteignez les sommets. Je vous remercie pour vos efforts et j'apprécie votre travail, car vous êtes une personne d'excellence. Je tiens également à remercier le Dr. Youssef Menacer pour ses conseils et son aide précieuse. Un grand merci et une profonde reconnaissance à tous les professeurs qui m'ont enseigné ou non ici au département de génie civil de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila. Que Dieu vous bénisse tous et tire profit de vous.

Enfin, je tiens à remercier tous mes amis qui ont contribué à mes recherches et à la préparation de ce mémoire, qu'ils soient proches ou éloignés. Je tiens à mentionner deux de mes amis qui m'ont beaucoup aidé dans cette réalisation : Mostapha Omara et Belhout Hamza.

Ben Lechheb Ali

Dédicaces

À celle qui m'a le plus aimée et qui a sacrifié pour moi sans réserve, et n'a jamais ménagé ses efforts pour mon bonheur constant (ma chère mère)...

Nous avançons sur les chemins de la vie, et celui qui domine nos esprits dans chaque parcours que nous empruntons...

Celui au visage bienveillant et aux actions louables, qui ne m'a jamais privé de son soutien tout au long de sa vie (mon cher père)...

À mes amis et à tous ceux qui ont été à mes côtés et m'ont aidé de toutes les manières possibles, à de nombreuses occasions.

Et je ne devrais pas oublier mes professeurs, qui ont joué un rôle majeur en me soutenant et en me fournissant des informations précieuses...

Ben Lechheb Ali

Sommaire

Remerciement.....	2
Dédicaces	3
Sommaire	4
Liste figures.....	6
Liste tableaux	8
Introduction General	1

Chapitre 01 : Recherche bibliographique

1.1. Introduction	4
1.2. Les séismes.....	4
1.3. Risque sismique.....	5
1.3.1. Aléa sismique.....	6
1.3.2. La vulnérabilité sismique.....	7
1.3.3. Evaluation du risque sismique	7
1.4. Constructions en acier dans les zones sismiques	9
1.5. Structure en acier à étage souple	100
1.5.1. Concept d'étage souple	111
1.5.2. Comportement de l'étage souple	111
1.5.3. Implication architecturale	122
1.5.4. Classification de structures à étages souples	13
1.6 Performance des constructions à étage souple pendant les séismes précédents.....	14
1.6.1. Pendant le séisme de San Fernando.....	14
1.6.2. Pendant le séisme de Boumerdès.....	15
1.7. Méthodes de calcul sismique.....	15
1.7.1. Méthode statique équivalent	17
1.7.2. Méthode modale spectrale	17
1.7.3. Méthode statique non linéaire en poussé progressive « pushover »	18
1.7.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle	19
1.8. Conclusion.....	20

Chapitre 02 : Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

2.1. Introduction	22
2.2. Définition de l'analyse Pushover	22
2.3. But de l'analyse pushover.....	23
2.4. Contexte théorique de l'analyse pushover	23

2.5. Distribution des charges latérales appliquées.....	26
2.6. Méthodes d'analyse pushover conventionnelles	28
2.6.1. Méthode de capacité spectrale CSM (ATC-40).....	28
2.6.2. Méthode N2	32
2.7.1. Les avantages de l'analyse pushover	35
2.7.2. Limitations de l'analyse pushover.....	36
2.8. Conclusion.....	37

Chapitre 03 : Courbes de fragilité

3.1 Introduction	39
3.2 Les différentes approches d'évaluation des courbes de fragilité.....	39
3.2.1 Approche basée sur l'opinion des experts	39
3.2.2 Approche analytique.....	39
3.2.3 Approche empirique	40
3.2.4 Approche basée sur les réseaux de neurones.....	40
3.2.5 Approche expérimentale.....	41
3.3 Les procédures d'évaluation des courbes de fragilité des bâtiments.....	41
3.3.1 Méthodologie.....	41
3.3.2 Courbes de réponse.....	42
3.3.3 Les différents états de dommage	44
3.3.4 Estimation du dommage	44
3.3.5 Etapes de construction de la courbe de fragilité	46
3.4 Conclusion.....	49

Chapitre 04 : Etude de cas

4.1. INTRODUCTION.....	52
4.2 Description des structures étudiées	52
4.3 Résultats et discussions	55
4.3.1 Résultats préliminaires	55
4.3.2 Résultats de l'analyse modale spectrale	56
4.3.3 Résultats de l'analyse pushover.....	58
4.4 Les courbes de fragilité	61
4.5 Conclusion.....	63
Conclusion Général	64
Reference.....	65

Liste figures

Chapitre 01

Figure 1.1. Les failles géologiques.	5
Figure 1.2. Dégâts de séisme de Boumerdès, 21 Mai 2003.	5
Figure 1.3. L'impact du séisme de Boumerdès en 2003.	6
Figure 1.4. Profile séisme de Turquie et le nord Syrie 6 février 2023.	7
Figure 1.5. Courbes de fragilité.	9
Figure 1.6. Structure en acier.	11
Figure 1.7. Bâtiment avec un étage souple.	12
Figure 1.6. Le comportement de l'étage souple.	13
Figure 1.7. Le premier étage est souple.	14
Figure 1.8. Hôpital Olive après le séisme de San Fernando.	15
Figure 1.9. Effondrement complet d'un bâtiment en raison du séisme de Boumerdès en 2003.	16
Figure 1.10. Principe de l'analyse pushover.	19

Chapitre 02

Figure 2.1. Signification physique de la courbe de capacité [9].	22
Figure 2.2. Transformation de système PDDL au système SDDL [10].	24
Figure 2.3. Courbe de capacité (a) du système PDDL (b) du système SDDL équivalent [10].	25
Figure 2.4. Bilinéarisation de la courbe de capacité [12].	28
Figure 2.5. Conversion du spectre de réponse élastique au format ADRS.	29
Figure 2.6. Estimation initiale du point de performance par la règle d'égalité de déplacement [12].	30
Figure 2.7. Estimation de l'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode CSM [12].	31
Figure 2.8. Estimation du point de performance en utilisant la méthode CSM [12].	32
Figure 2.9. Relation $R_{\mu} - \mu - T$, [19].	34
Figure 2.10. Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T < T_c$ [20].	35
Figure 2.11. Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T \geq T_c$ [20].	35

Chapitre 03

Figure 3.1. Profile représenter Montre comment déterminer le point de performance à l'aide de la courbe de Pushover et de la courbe de réponse.	48
Figure 3.2. Profile représenter le Courbes de fragilité.	49

Chapitre 04

Figure 4.1. Vue de la structure en 3D.	52
Figure 4.2. Géométrie de la structure étudiée.	53
Figure 4.3. Spectre élastique et inélastique de la structure étudiée.	53
Figure 4.4. Structure avec un 1 ^{er} étage souple.	54

Figure 4.5. Relation moment-rotation des rotules plastiques selon ASCE 41-13 [30].	54
Figure 4.6. Diminution de la rigidité de premier étage.	56
Figure 4.7. Déplacements des étages.	57
Figure 4.8. Déplacement inter-étage relatif des structures étudiées.	57
Figure 4.9. Courbes de capacité des structures étudiées.	58
Figure 4.10. Distribution des rotules plastiques dans éléments de la structure régulière.	59
Figure 4.11. Distribution des rotules plastiques dans éléments de la structure à étage souple.	59
Figure 4.12. Demande en déplacement d'étages des structures étudiées.	60
Figure 4.13. Demande en déplacement inter-étages des structures étudiées.	61
Figure 4.14. Courbe de fragilité de structure régulière.	62
Figure 4.15. Courbe de fragilité de structure à étage souple.	62

Liste tableaux

Chapitre 01

Tableau. 1.1. Méthodes de calcul sismique	17
---	----

Chapitre 02

Tableau 3.1 .La classification des états de dommages [25].	44
--	----

Chapitre 04

Tableau 4.1. Périodes et participation massique des trois premiers modes de la structure	55
Tableau 4.2. Périodes et participation massique des trois premiers modes de la structure avec	55
Tableau 4.3. Points de performance des structures étudiées.	58

ملخص

تعتبر المباني ذات الطوابق الرخوة عرضة للانحيار في حالة وقوع زلازل قوية، ولكن تكون فرص الصمود للمباني المعرضة لزلازل ضعيفة أو متوسطة إلى حد ما جيدة وفقاً لحركة الطوابق الرخوة. يناقش هذا البحث منحنيات الهشاشة التي تحدد احتمالية انهيار المباني ذات الطوابق الرخوة. توفر هذه المنحنيات تمثيلاً واقعياً لضعف المبنى بسبب الزلازل، وذلك بشكل مختلف عن النهج التقليدي الذي يعتمد فقط على تقدير الطلب الزلزالي. تم استخدام طريقة التحليل السكوني غير الخطي بالدفع المتدرج باستخدام برنامج ETABS2016.2.1 وتم استخدام برنامج SPO2FRAG لإنشاء منحنيات الهشاشة. في عملنا تمت دراسة بناء فولاذي. النتائج المحصل عليها تظهر الهشاشة الملحوظة للهياكل ذات الطوابق الرخوة.

الكلمات المفتاحية: طريقة التحليل السكوني اللاخطي، الطابق الرخو، منحنى الهشاشة، الهياكل الفولاذية.

Résumé

Les bâtiments à étages souples sont susceptibles de s'effondrer en cas de séismes violents. Cependant, les chances de survie des bâtiments exposés à des tremblements de terre de faible à modérée intensité sont assez bonnes. Cette étude établit les courbes de fragilité qui déterminent la probabilité d'effondrement des bâtiments. Ces courbes de fragilité offrent une représentation réaliste de la vulnérabilité du bâtiment aux séismes, de manière différente de l'approche traditionnelle qui se base sur la demande sismique. La méthode d'analyse statique non linéaire en poussée progressive a été performée en utilisant le logiciel ETABS. Ensuite, le logiciel SPO2FRAG a été utilisé pour générer les courbes de fragilité. Dans cette étude, une structure en acier a été étudiée. Les résultats obtenus mettent en évidence la fragilité notable des structures à étages souples.

Mots-clés: méthode d'analyse statique non linéaire, étage flexible, courbe de fragilité, structures en acier.

Abstract

Buildings with soft storey are susceptible to collapse in violent earthquakes. However, the chances of withstand when exposed to earthquakes of low to moderate intensity are quite good. This study establishes fragility curves that determine the probability of collapse of buildings. These fragility curves offer a realistic representation of the building's vulnerability to earthquakes, in a different way from the traditional approach, which is based on seismic demand. The nonlinear static pushover analysis was performed using ETABS software. Then, the SPO2FRAG software was used to generate the fragility curves. In this study, a steel structure was investigated. The results obtained highlight the notable fragility of structures with soft storeys.

Keywords: nonlinear static analysis, soft story, fragility curve, steel structures.

Introduction générale

Introduction General

La construction métallique dans les zones sismiques est essentielle pour assurer la sécurité des structures face aux tremblements de terre. Les propriétés du matériau métallique en font un choix idéal pour résister aux forces sismiques. Sa flexibilité permet d'absorber et de dissiper l'énergie sismique, réduisant ainsi les dommages potentiels. De plus, sa résistance élevée et sa ductilité permettent de concevoir des structures capables de supporter les forces sismiques. La légèreté des éléments métalliques facilite leur assemblage et leur transport sur le site de construction.

Les étages souples dans les constructions métalliques peuvent avoir des effets catastrophiques sur leur comportement sismique. Un étage souple se réfère à un niveau de construction qui est beaucoup plus flexible ou déformable que les étages supérieurs, ce qui peut entraîner des déséquilibres structurels lors d'un séisme. Lorsque des forces sismiques sont appliquées, l'étage souple a tendance à se déplacer de manière excessive par rapport aux autres étages, créant des déformations incompatibles avec la structure globale. Cela peut entraîner des défaillances structurales et une perte de stabilité. Par conséquent, il est crucial de prendre en compte la conception structurale et l'équilibre des rigidités des étages pour assurer une réponse sismique appropriée et réduire les effets néfastes des étages souples sur les constructions métalliques.

Dans ce mémoire, notre objectif est d'établir les courbes de fragilité des structures métalliques à étage souple en utilisant la méthode pushover. La méthode pushover est une approche d'analyse qui permet de simuler le comportement progressif des structures sous des charges sismiques. En utilisant cette méthode, nous pourrions évaluer la capacité de résistance et les limites de déformation des structures métalliques à étage souple. Ces courbes de fragilité seront essentielles pour mieux comprendre les vulnérabilités et les risques associés aux constructions de ce type lors d'un séisme, ce qui nous permettra de mettre en place des mesures de renforcement et de conception adéquates pour assurer la sécurité des bâtiments.

Le premier chapitre présente une revue générale des bâtiments à étages souples, en expliquant les concepts et la classification de ces bâtiments. Il inclut également des exemples de dommages exceptionnels observés dans ces bâtiments. Le deuxième chapitre aborde le sujet de l'analyse statique non linéaire en poussée progressive pushover. Le troisième chapitre traite de la construction des courbes de fragilité, expliquant comment les extraire, définir les domaines de fragilité et construire ces courbes, y compris l'utilisation du logiciel SPO2FRAG. Enfin, le

Introduction générale

quatrième chapitre étudie une structure en acier régulière, puis il compare ces résultats à une structure ayant les mêmes caractéristiques, mais avec une hauteur modifiée du premier étage, pour obtenir un étage souple. Les résultats obtenus à l'aide des logiciels ETABS et SPO2FRAG sont ensuite extraits et comparés.

Chapitre 01 : Recherche bibliographique

1.1. Introduction

L'étude de l'impact d'un séisme sur une structure est une démarche essentielle pour assurer la sécurité des bâtiments et des ouvrages en génie civil. Les séismes peuvent causer des dommages significatifs aux structures, ce qui peut avoir des conséquences désastreuses pour la sécurité des personnes et la fonctionnalité de la structure.

Pour étudier l'impact d'un séisme sur une structure, il est nécessaire de comprendre comment les forces sismiques affectent la structure et comment celle-ci y réagit. Les structures doivent être conçues pour résister à ces forces en dissipant l'énergie sismique et en maintenant leur intégrité structurelle.

1.2. Les séismes

Les séismes sont des phénomènes naturels qui se produisent lorsque des forces souterraines, telles que la tectonique des plaques, provoquent une libération soudaine d'énergie. Cette énergie se propage sous forme d'ondes sismiques, qui se diffusent dans toutes les directions à travers le sol et les structures. Les séismes peuvent varier en magnitude, allant des tremblements de terre mineurs aux événements majeurs avec des conséquences catastrophiques pour les populations et les structures touchées.

Les séismes sont généralement classés en fonction de leur magnitude, qui représente la quantité d'énergie libérée lors de l'événement. La magnitude est mesurée sur l'échelle de Richter, qui est une échelle logarithmique allant de 1 à 10. Chaque point sur l'échelle correspond à une multiplication par 10 de l'amplitude de l'onde sismique. Outre la magnitude, la durée de l'événement et la distance par rapport à la source peuvent également avoir un impact significatif sur les dommages causés par un séisme. Les séismes peuvent également être affectés par des facteurs géologiques tels que la nature du sol et la topographie de la zone touchée. Les conséquences des séismes peuvent être catastrophiques, provoquant des pertes en vies humaines et des dégâts matériels importants. Les structures doivent donc être conçues pour résister aux forces sismiques et minimiser les risques de dommages et de pertes. La prise en compte des séismes dans la conception des structures est une démarche importante pour assurer la sécurité et la résilience des bâtiments et des ouvrages de génie civil.

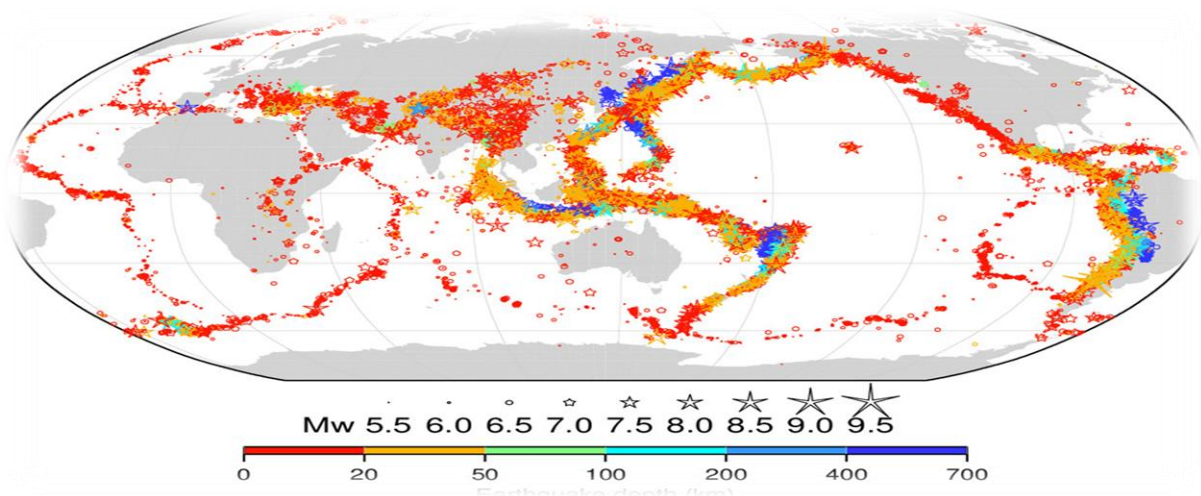


Figure 1.1. Les failles géologiques.



Figure 1.2. Dégâts de séisme de Boumerdès, 21 Mai 2003.

1.3. Risque sismique

Le risque sismique dépend de plusieurs facteurs, notamment la localisation géographique de la zone, la fréquence et l'intensité historique des séismes dans cette zone, la densité de la population, la qualité des constructions et des infrastructures, ainsi que la capacité des autorités et des populations à faire face à un séisme.

Il existe des mesures de prévention et de gestion du risque sismique, comme la construction de bâtiments et d'infrastructures résistant aux séismes, la mise en place de plans d'urgence et de procédures de secours, ainsi que la sensibilisation des populations à la préparation et à la réponse en cas de séisme. Les autorités locales et nationales ont également un rôle important à jouer dans la gestion du risque sismique, en élaborant des politiques et des plans de gestion des catastrophes, en surveillant l'activité sismique et en fournissant des informations et des conseils aux populations concernées.

1.3.1. Aléa sismique

L'aléa sismique désigne l'évaluation de la probabilité qu'un séisme d'une certaine magnitude se produise dans une zone géographique donnée. Cela prend en compte les caractéristiques géologiques de la région, les zones de faille, les mouvements de plaques tectoniques et d'autres facteurs qui peuvent contribuer à la survenue de tremblements de terre.

L'aléa sismique peut être mesuré et cartographié pour aider à évaluer les risques dans une zone donnée. Les cartes d'aléa sismique peuvent être utilisées pour déterminer les zones les plus à risque de séismes et pour aider à orienter les politiques de prévention et de gestion des risques.

Il est important de noter que l'aléa sismique ne prend pas en compte les facteurs tels que la densité de population ou la qualité des constructions, qui peuvent influencer les conséquences d'un séisme. C'est pourquoi il est important de prendre en compte à la fois l'aléa sismique et les vulnérabilités des zones concernées dans l'évaluation des risques sismiques.

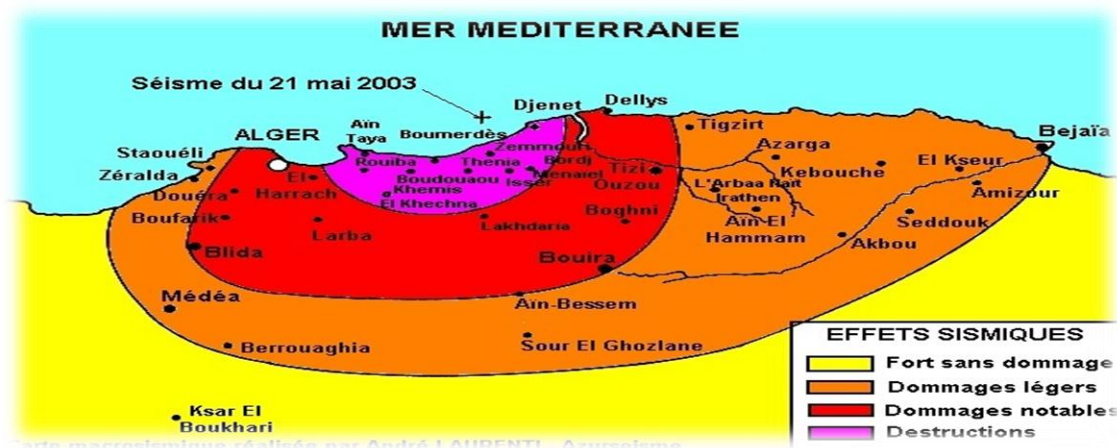


Figure 1.3. L'impact du séisme de Boumerdès en 2003.

1.3.2. La vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique désigne la capacité d'une région, d'un bâtiment ou d'une infrastructure à résister aux effets d'un tremblement de terre. Cette vulnérabilité peut être influencée par différents facteurs tels que la qualité de la construction, le type de sol sur lequel le bâtiment est construit, la localisation géographique et d'autres facteurs.

Une zone présentant une vulnérabilité sismique élevée est susceptible de subir des dommages plus importants lors d'un séisme. Les bâtiments et les infrastructures qui ne sont pas construits pour résister aux séismes sont plus susceptibles de s'effondrer ou de subir des dommages importants, augmentant ainsi les risques pour la sécurité des personnes et les pertes économiques.

Il est possible de réduire la vulnérabilité sismique en prenant des mesures de prévention, telles que la construction de bâtiments et d'infrastructures résistants aux séismes. Des mesures de préparation et de gestion des catastrophes, comme l'élaboration de plans d'urgence et la sensibilisation des populations locales aux risques sismiques et aux mesures à prendre en cas de séisme, peuvent également contribuer à réduire les conséquences des tremblements de terre.

1.3.3. Evaluation du risque sismique

L'évaluation prend en compte à la fois l'aléa sismique (la probabilité d'un tremblement de terre dans la zone) et la vulnérabilité sismique (la capacité des bâtiments et des infrastructures à résister aux effets d'un séisme).

L'évaluation du risque sismique peut être effectuée à différentes échelles, allant de l'évaluation d'un bâtiment individuel à celle d'une région entière. Elle peut être réalisée en utilisant des modèles mathématiques et des simulations informatiques pour estimer les dommages potentiels en fonction de divers scénarios de séismes, tels que leur magnitude et leur localisation.

1.3.3.1. Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité sont des outils d'évaluation du risque sismique qui permettent de quantifier la vulnérabilité des bâtiments et des infrastructures aux tremblements de terre. Ces courbes montrent la probabilité que différents niveaux de dommages surviennent dans un bâtiment en fonction de l'intensité du séisme, mesurée par la magnitude et la distance à l'épicentre.

Les courbes de fragilité sont généralement élaborées à partir de données collectées après des séismes passés et sont souvent spécifiques à un type de bâtiment ou d'infrastructure donné. Elles peuvent être utilisées pour évaluer la vulnérabilité des bâtiments existants, ainsi que pour orienter la conception de bâtiments et d'infrastructures résistants aux séismes.

Les courbes de fragilité sont souvent utilisées dans les modèles d'évaluation du risque sismique pour estimer les dommages potentiels en fonction de divers scénarios de séismes. Les autorités peuvent utiliser ces informations pour planifier les mesures de prévention, de préparation et de gestion des risques, ainsi que pour sensibiliser les populations locales aux risques sismiques.

Il est important de noter que les courbes de fragilité sont basées sur des données empiriques et peuvent varier en fonction des caractéristiques structurelles des bâtiments et des infrastructures. Il est donc essentiel de les adapter aux contextes locaux et de les mettre à jour régulièrement en fonction des nouvelles données disponibles [4].

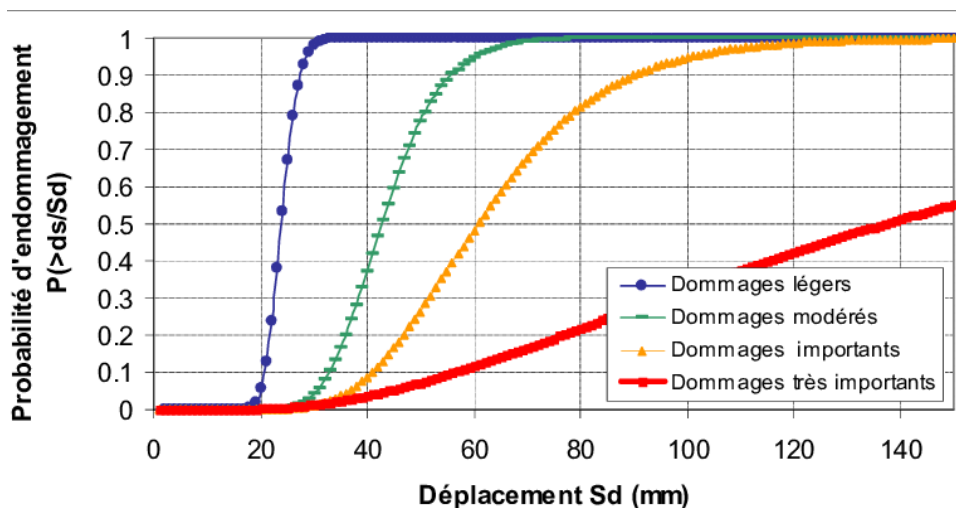


Figure 1.5. Courbes de fragilité.

1.3.3.2. Indice de dommage

L'indice de dommage est un outil d'évaluation du risque sismique qui permet de quantifier la probabilité qu'un bâtiment subisse des dommages lors d'un tremblement de terre. Cet indice est basé sur une échelle de notation qui classe les bâtiments en fonction de leur résistance aux séismes.

L'indice de dommage est souvent utilisé dans les modèles d'évaluation du risque sismique pour estimer les dommages potentiels en fonction de divers scénarios de séismes. Les

autorités peuvent utiliser ces informations pour planifier les mesures de prévention, de préparation et de gestion des risques, ainsi que pour sensibiliser les populations locales aux risques sismiques.

L'indice de dommage est généralement basé sur des facteurs tels que la qualité de la construction, l'âge du bâtiment, le type de sol sur lequel il est construit et la localisation géographique. Les bâtiments qui obtiennent un indice de dommage élevé sont considérés comme ayant une vulnérabilité sismique plus importante et sont donc plus susceptibles de subir des dommages lors d'un tremblement de terre.

L'indice de dommage peut être utilisé pour orienter la conception de bâtiments et d'infrastructures résistant aux séismes, ainsi que pour planifier les mesures d'urgence et de secours en cas de séisme. Cependant, il est important de noter que cet indice est basé sur des estimations et peut varier en fonction des caractéristiques géographiques et structurelles des bâtiments et des infrastructures. Il est donc essentiel de l'adapter aux contextes locaux et de le mettre à jour régulièrement en fonction des nouvelles données disponibles. L'indice de dommage est défini comme suit :

$$DI = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (1.1)$$

Où

δ_m : est le déplacement tiré de la courbe de capacité.

δ_u : est le déplacement ultime (ruine totale).

δ_y : est le déplacement élastique (sans endommagement).

1.4. Constructions en acier dans les zones sismiques

Les structures en acier sont couramment utilisées dans les zones sismiques en raison de leur résistance élevée aux séismes. Les structures en acier sont capables de se déformer sous l'effet des tremblements de terre sans se rompre, ce qui leur confère une grande capacité de résistance sismique. Cependant, la conception des structures en acier en zone sismique doit tenir compte de plusieurs facteurs pour assurer leur résistance aux séismes. Les principaux facteurs sont les suivants :

La localisation géographique : les structures en acier en zone sismique doivent être conçues en fonction de l'aléa sismique local, qui peut varier considérablement d'une zone à l'autre.

La conception de la structure : la conception des structures en acier en zone sismique doit prendre en compte les forces sismiques horizontales, les forces de flexion, les forces axiales et les forces de cisaillement.

Les connexions entre les éléments de la structure : les connexions entre les éléments de la structure en acier doivent être conçues de manière à assurer une résistance suffisante aux forces sismiques.

La qualité des matériaux : les matériaux utilisés dans la construction de la structure en acier doivent être de haute qualité pour assurer une résistance suffisante aux séismes.

En outre, la conception des structures en acier en zone sismique doit être réglementée par des normes et des codes de construction spécifiques, qui sont conçus pour assurer la sécurité des bâtiments et des occupants en cas de séisme.



Figure 1.6. Structure en acier.

1.5. Structure en acier à étage souple

Les structures en acier à étage souple sont une des conceptions architecturales couramment utilisées dans la construction de bâtiments à plusieurs étages. Cependant, cette méthode de conception présente des risques significatifs en cas de séisme, car elle peut conduire

à l'effondrement de la construction. Malgré cela, les architectes continuent d'appliquer cette conception en raison de leurs obligations architecturales et fonctionnelles.

Les raisons de l'existence du mécanisme de l'étage souple sont multiples, comme cela a été déduit des comportements observés lors de précédents séismes. Cela a conduit à la classification des bâtiments à étage souple en plusieurs catégories.

Il est essentiel de calculer la rigidité latérale des niveaux pour déterminer l'existence de l'étage souple. Pour cela, il est important de choisir la méthode optimale de calcul de cette rigidité et de connaître les divers facteurs qui influencent le comportement de cette construction.

1.5.1. Concept d'étage souple

Les étages souples sont souvent utilisés dans les bâtiments commerciaux, les bureaux et les établissements d'enseignement, car ils permettent une certaine flexibilité pour répondre aux besoins des occupants. Ils peuvent également aider à réduire les coûts de construction et de rénovation, car les cloisons amovibles sont moins coûteuses que les murs porteurs rigides.

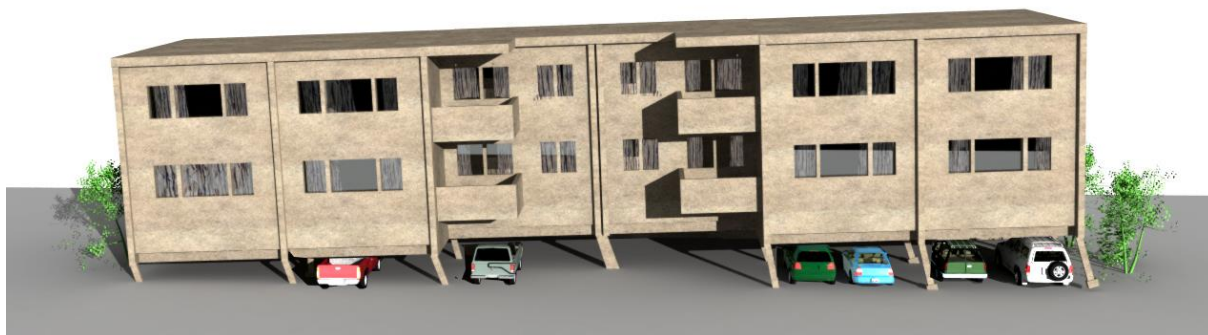


Figure 1.7. Bâtiment avec un étage souple.

1.5.2. Comportement de l'étage souple

L'étage souple est un niveau qui présente une faible rigidité par rapport à celle de l'étage supérieur. Ce phénomène peut se produire à n'importe quel niveau, mais devient crucial s'il se produit au niveau 1 (car les forces sont plus importantes à ce niveau). Si le niveau 1 a une résistance plus faible et une plus grande souplesse, une grande partie du déplacement global de la construction se concentrera à ce niveau.

Selon certains codes parasismiques tels que RPA99 v2003 [3] et UBC 97 [2] (la plupart des codes parasismiques courants ont des identifications similaires avec quelques nuances), un étage souple est défini comme un étage ayant une rigidité latérale inférieure à 70% de la rigidité de l'étage immédiatement supérieur ou à moins de 80% de la rigidité moyenne des trois étages

situés immédiatement au-dessus. Selon ces codes, cette conception est indésirable pour les constructions situées dans des régions à forte activité sismique. Un étage souple peut résulter de l'utilisation du premier niveau comme parking pour voitures, hall d'accueil ou utilités commerciales. Cette utilisation nécessite une augmentation de la hauteur du rez-de-chaussée ou la réalisation de murs qui ne se prolongent pas jusqu'au niveau inférieur. En raison de cette forme irrégulière, la résistance et la rigidité du niveau 1 seront inférieures à celles des étages supérieurs. Par conséquent, lors d'un séisme, le niveau 1 est soumis à un grand effort tranchant avec un grand déplacement concentré à ce niveau, ce qui crée la formation de rotules aux extrémités des poteaux (figure 1.6). Les rotules sont ensuite soumises à de grandes rotations plastiques tandis qu'une grande quantité d'énergie se dissipe, ce qui entraîne la dégradation de la résistance du poteau. Le poteau devient alors incapable de supporter les charges gravitaires, l'effet $P-\Delta$ augmente l'instabilité et, par conséquent, le bâtiment s'effondrera totalement.



Figure1.6. Le comportement de l'étage souple.

1.5.3. Implication architecturale

L'existence d'un étage souple dans un bâtiment a des implications importantes sur sa conception architecturale. Pour éviter ce phénomène, il est essentiel de maintenir une certaine uniformité dans la rigidité des différents niveaux de la construction. Cela signifie qu'il faut éviter toute variation significative de la hauteur du plancher et de la résistance des murs porteurs d'un niveau à l'autre.

Si l'utilisation d'un niveau comme parking pour voitures, hall d'accueil ou utilités commerciales est inévitable, il faut prendre en compte cette situation dès la conception du

bâtiment. Il est possible de remédier à cette situation en augmentant la hauteur du rez-de-chaussée ou en utilisant des murs porteurs renforcés pour maintenir la rigidité nécessaire.

Il est également important de prendre en compte les codes parasismiques lors de la conception architecturale d'un bâtiment situé dans une région à forte activité sismique. Les codes tels que le RPA99 v 2003 et l'UBC 97 définissent des critères stricts pour la rigidité latérale des différents niveaux d'un bâtiment afin de garantir sa stabilité en cas de tremblement de terre.

1.5.4. Classification de structures à étages souples

La caractéristique principale de l'étage souple est la discontinuité de la résistance et de la rigidité au niveau de la connexion avec le poteau du deuxième niveau. Cette discontinuité est due à une résistance plus faible ou à une flexibilité accrue du rez-de-chaussée, ce qui provoque des déplacements importants à cet étage et une concentration des forces au niveau de la connexion avec le premier étage. Selon Arnold Christopher [7], les constructions à étage souple peuvent être classées en plusieurs catégories en fonction des principaux facteurs à l'origine de l'apparition de l'étage souple. La catégorie la plus importante concerne les structures dont la hauteur du premier niveau est supérieure à celle des étages supérieurs, ce qui entraîne une rigidité moindre et des déplacements plus importants à cet étage par rapport aux autres étages. Le danger augmente avec l'augmentation de la hauteur du premier niveau, du nombre d'étages et de la rigidité des autres étages, comme illustré dans la figure 1.7.

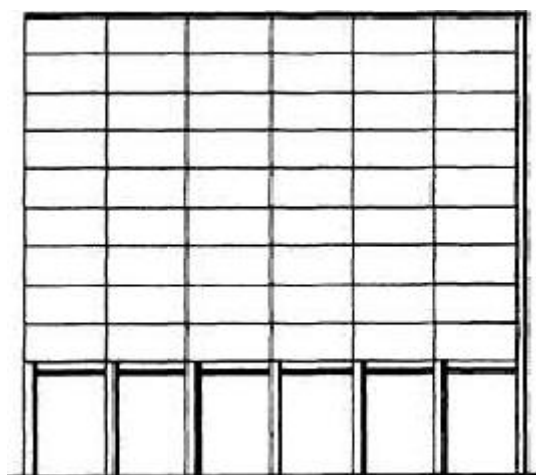


Figure 1.7. Le premier étage est souple.

1.6 Performance des constructions à étage souple pendant les séismes précédents

Après l'étude de diverses défaillances structurelles, il a été découvert qu'un étage souple dans une construction présentait un risque élevé de dommages lors d'un séisme. Nous présentons ici quelques exemples réels de défaillances structurelles causées par un étage souple.

1.6.1. Pendant le séisme de San Fernando

Lors du séisme de San Fernando en 1971, l'hôpital Olive [5], bien que récemment construit, a subi de graves dommages en raison du mécanisme de l'étage souple. À l'époque de sa construction, les chercheurs pensaient que l'étage souple offrait des avantages structurels, notamment en tant que système absorbant les chocs, permettant de concentrer les forces à ce niveau et de laisser les autres niveaux au-dessus étudiés sous l'action des vents uniquement, restant ainsi dans le domaine élastique pendant les séismes. CHOPRA [1] a également conclu que la plastification de l'étage souple protégeait considérablement les étages supérieurs de la plastification. L'hôpital Olive est le meilleur exemple de l'existence de l'étage souple en raison de la discontinuité des murs structurels (figure 1.8), où le système structurel ne se poursuit pas vers le niveau 1 et le sous-sol, laissant les poteaux de ces niveaux se comporter avec une grande flexibilité. Bien que la structure de cet hôpital ait été conçue en utilisant des forces supérieures à celles exigées par les codes, il y a eu des dommages très importants pendant le séisme. L'hôpital a été démoli et reconstruit au même endroit [6].



Figure 1.8. Hôpital Olive après le séisme de San Fernando.

1.6.2. Pendant le séisme de Boumerdès

Le séisme de Boumerdès en 2003 en Algérie, d'une magnitude de 6,7 degrés sur l'échelle de Richter, a mis en évidence de graves faiblesses dans le système (poutre + mur de remplissage). Cette faiblesse est en grande partie due à l'étage souple, qui est l'une des principales causes des dommages subis.



Figure 1.9. Effondrement complet d'un bâtiment en raison du séisme de Boumerdès en 2003.

1.7. Méthodes de calcul sismique

En effet, les codes sismiques proposent plusieurs méthodes d'analyse pour évaluer les performances structurelles des ouvrages soumis aux séismes. La méthode statique linéaire est généralement utilisée pour les bâtiments de faible hauteur ou à faible risque sismique. Elle consiste à appliquer des charges statiques équivalentes aux différents niveaux de l'ouvrage et à évaluer la réponse de la structure en termes de déformations et de contraintes.

La méthode statique non linéaire, également appelée analyse pushover, est une méthode plus avancée qui permet d'évaluer les performances des ouvrages en prenant en compte le comportement non linéaire des matériaux et de la structure. Cette méthode consiste à appliquer des charges horizontales graduellement croissantes à la structure jusqu'à ce que celle-ci atteigne une déformation maximale. L'analyse pushover permet d'évaluer la capacité de la structure à résister aux charges sismiques en termes de déformations et de contraintes, ainsi que la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

L'analyse dynamique linéaire est une méthode qui permet d'évaluer la réponse de la structure à des charges sismiques en utilisant des équations d'équilibre dynamique. Cette méthode est généralement utilisée pour les ouvrages de grande hauteur ou à risque sismique élevé. Elle permet de prendre en compte les effets dynamiques de la charge sismique et de déterminer la réponse de la structure en termes de déformations, de contraintes et de période de vibration.

Enfin, l'analyse dynamique non linéaire temporelle, également appelée analyse du séisme en temps réel, est une méthode avancée qui permet de prendre en compte le comportement non linéaire de la structure en réponse aux charges sismiques en temps réel. Cette méthode est souvent utilisée pour les ouvrages critiques tels que les centrales nucléaires et les barrages. Elle permet de déterminer la réponse de la structure en termes de déformations, de contraintes et de période de vibration, ainsi que la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

En somme, les codes sismiques proposent plusieurs méthodes d'analyse pour évaluer les performances structurelles des ouvrages soumis aux séismes, chacune ayant ses avantages et ses limites en fonction du type de structure et des objectifs de conception.

Tableau. 1.1. Méthodes de calcul sismique

Analyse	Statique	Dynamique
Linéaire	Méthode statique équivalente	Analyse Modale spectrale
Non linéaire	Analyse statique non linéaire en poussée progressive (Pushover)	Analyse dynamique temporelle non linéaire

1.7.1. Méthode statique équivalent

La méthode statique équivalente est souvent utilisée dans les codes sismiques pour évaluer les performances d'un bâtiment sous les charges sismiques. Cette méthode consiste à appliquer des forces statiques équivalentes aux forces sismiques dynamiques réelles, afin de déterminer les charges et les déformations qui seront induites dans la structure.

Ces forces statiques équivalentes sont déterminées à partir de l'accélération du sol en utilisant une courbe de réponse spectrale. Les forces sont ensuite réparties sur la structure en utilisant une combinaison de charge pour produire des moments, des cisaillements et des déformations dans la structure.

Cependant, cette méthode ne tient pas compte de la réponse non linéaire de la structure et peut ne pas être suffisamment précise pour les structures avec des comportements non linéaires importants. En outre, elle peut surestimer ou sous-estimer la réponse de la structure en fonction de la configuration et de la rigidité relative des différents éléments de la structure.

1.7.2. Méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est une technique d'analyse dynamique utilisée pour évaluer la réponse sismique des structures. Elle consiste à décomposer la réponse de la structure en modes de vibration et à déterminer la contribution de chaque mode de vibration à la réponse globale de la structure.

La première étape de la méthode modale spectrale consiste à déterminer les modes de vibration de la structure. Cela peut être fait analytiquement ou numériquement à l'aide d'un logiciel de calcul de structures. Les modes de vibration sont des formes de mouvement caractéristiques de la structure, qui peuvent être représentées par des vecteurs propres orthogonaux et normalisés.

La deuxième étape consiste à déterminer les coefficients de participation modale de chaque mode de vibration à l'excitation sismique. Ces coefficients indiquent l'amplitude de chaque mode de vibration dans la direction de l'excitation sismique.

La troisième étape consiste à combiner les effets de chaque mode de vibration pour obtenir la réponse sismique totale de la structure. Cette étape est réalisée en utilisant la méthode de superposition modale. Cette méthode consiste à multiplier chaque mode de vibration par son coefficient de participation modale et à les additionner pour obtenir la réponse sismique totale.

Enfin, l'accélération maximale de la structure peut être déterminée à partir du spectre de réponse sismique ou de l'analyse des mouvements du sol. Cette accélération peut ensuite être utilisée pour concevoir la structure en conséquence. La méthode modale spectrale est largement utilisée en génie civil pour évaluer la réponse sismique des structures. Elle permet d'obtenir des résultats précis en utilisant un temps de calcul relativement court, ce qui en fait une méthode efficace pour l'analyse sismique des structures.

1.7.3. Méthode statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

La méthode statique non linéaire en poussée progressive, également appelée méthode "pushover", est une technique d'analyse utilisée pour évaluer la résistance et la capacité des structures en cas de charges horizontales telles que des séismes ou des vents forts. Cette méthode consiste à appliquer des charges horizontales croissantes sur la structure, en partant d'une charge initiale jusqu'à une charge maximale. La structure est modélisée comme un système statiquement déterminé et les éléments structurels sont considérés comme ayant des comportements non linéaires.

La méthode pushover utilise une approche incrémentale pour évaluer la réponse de la structure à chaque niveau de charge. À chaque étape, la structure est analysée pour déterminer la distribution des contraintes et des déformations, ainsi que la capacité de chaque élément structurel à supporter la charge.

Le principal avantage de la méthode pushover est qu'elle permet d'obtenir une estimation rapide et précise de la résistance et de la capacité de la structure en cas de charges horizontales. Cependant, la méthode pushover présente également certaines limites. Elle ne prend pas en compte les effets dynamiques de l'excitation sismique,

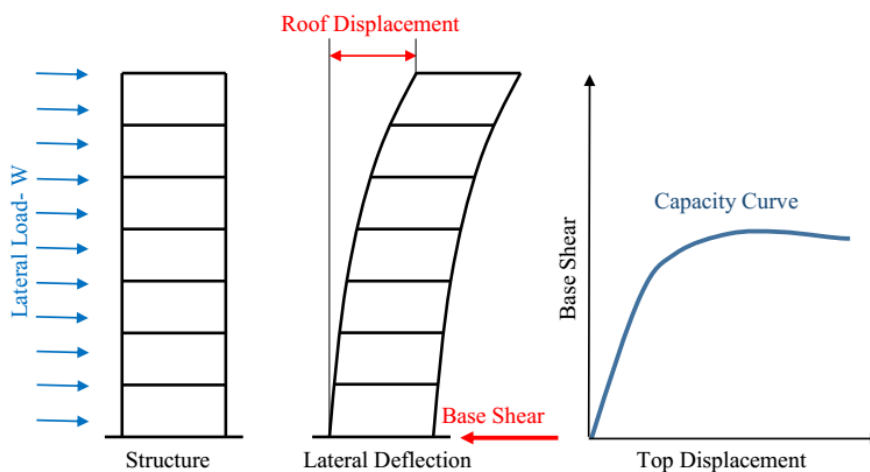


Figure 1.10. Principe de l'analyse pushover.

L'analyse statique non linéaire inclue:

- La méthode proposée par l'Euro code 8 (2005)
- La méthode proposée par le FEMA 356 (ASCE, 2006)
- La méthode proposée par l'ATC-40 (ATC, 1996) et FEMA 440

1.7.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle

La méthode dynamique non linéaire temporelle est une approche avancée utilisée dans l'analyse sismique pour modéliser le comportement non linéaire des structures. Contrairement aux méthodes d'analyse sismique statique qui considèrent les structures comme étant linéaires, la méthode dynamique non linéaire temporelle prend en compte les effets non linéaires tels que la plasticité des matériaux, les déformations importantes et les interactions entre les différents composants de la structure.

L'avantage principal de cette méthode réside dans sa précision et sa fiabilité. Elle permet de capturer les comportements complexes et non linéaires des structures soumises à des charges sismiques, ce qui la rend particulièrement utile pour l'évaluation de la performance sismique des bâtiments et des infrastructures critiques. En utilisant l'intégration directe des équations de mouvement, cette méthode fournit une représentation détaillée de la réponse temporelle de la structure, permettant ainsi de mieux comprendre son comportement lors d'un séisme.

Cependant, la méthode dynamique non linéaire temporelle présente également certaines limites. Tout d'abord, elle est plus complexe et nécessite une expertise spécialisée pour sa mise en œuvre. L'analyse demande une modélisation précise de la géométrie et des matériaux de la structure, ainsi que des charges sismiques appropriées. Cela implique souvent des calculs complexes et une utilisation de logiciels spécialisés.

De plus, cette méthode peut être plus coûteuse par rapport aux méthodes d'analyse sismique statique, en raison du niveau de détail requis et des ressources informatiques nécessaires pour effectuer les calculs. Les modèles complexes et l'intégration numérique directe peuvent augmenter les temps de calcul, ce qui peut entraîner des coûts supplémentaires.

Enfin, l'obtention de données sismiques précises et fiables peut également représenter un défi, en particulier dans certaines régions où les enregistrements sismiques sont limités ou peu disponibles. Une analyse précise nécessite des enregistrements sismiques représentatifs de la

zone d'étude, ce qui peut être difficile à obtenir dans certaines régions géographiques ou dans des contextes où les séismes sont rares.

1.8. Conclusion

Un étage souple peut avoir des effets néfastes sur la structure en acier. En effet, lorsque les étages supérieurs sont plus flexibles que les étages inférieurs, cela peut entraîner une concentration des déformations et des contraintes au niveau des points de liaison, ce qui peut affaiblir la structure et augmenter le risque de dommages lors de séismes ou d'autres charges dynamiques.

Pour analyser les structures en zone sismique plusieurs méthodes sont préconisées par les règlements parasismiques tels que l'analyse modale spectrale et l'analyse pushover. Cette dernière sera utilisée dans cette étude.

Chapitre 02 : Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

2.1. Introduction

Les méthodes d'analyse classiques utilisées dans la conception sismique pour les structures ne représentent pas les mécanismes de rupture de manière adéquate, ce qui peut causer l'effondrement des structures. Cela a conduit à l'intérêt de définir des procédures d'analyse capables de fournir une prédiction précise de tels mécanismes d'effondrement non élastique, en évitant un calcul excessif. La procédure statique non linéaire apparaisse comme un outil attractif car elle est facile à utiliser et fournit une représentation simple et efficace de la réponse structurelle. Cette méthode sera détaillée dans ce chapitre avec une étude approfondie de l'effet du mode de chargement latéral sur les résultats d'analyse.

2.2. Définition de l'analyse Pushover

L'analyse pushover est une méthode d'analyse statique non linéaire utilisée en ingénierie des structures pour évaluer la capacité sismique des bâtiments et d'autres structures. Elle est utilisée pour déterminer comment une structure se comportera lorsqu'elle est soumise à des forces horizontales croissantes, telles que celles générées par un séisme. Le terme "pushover" fait référence à l'application de forces horizontales croissantes à une structure, simulant ainsi l'effet d'un tremblement de terre. Cette méthode d'analyse permet de déterminer les niveaux de contraintes et de déformations dans la structure à chaque étape de l'augmentation de la charge, et permet de déterminer le point de défaillance, c'est-à-dire le point où la structure ne peut plus supporter la charge appliquée.

L'analyse pushover est souvent utilisée pour évaluer les bâtiments existants pour déterminer s'ils sont conformes aux normes sismiques actuelles, ou pour aider à concevoir de nouvelles structures en prévoyant leur comportement en cas de séisme [9].

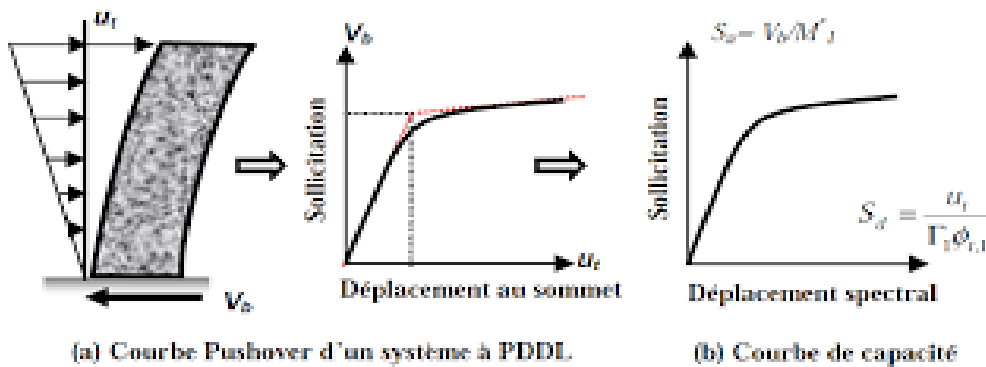


Figure 2.1. Signification physique de la courbe de capacité [9].

2.3. But de l'analyse pushover

L'analyse pushover est utilisée pour évaluer la performance sismique d'une structure en simulant le comportement non-linéaire des éléments structurels soumis à des charges sismiques. Le but de cette analyse est de fournir une estimation de la réponse de la structure aux charges sismiques, en termes de déformations et de contraintes, ainsi que de déterminer le niveau de résistance et de ductilité de la structure.

L'analyse pushover peut également être utilisée pour évaluer la capacité de la structure à résister à des charges sismiques d'intensités différentes, en modifiant les paramètres de l'analyse pour refléter ces charges. Cela peut aider à identifier les éléments structurels les plus critiques et à déterminer les zones de la structure qui nécessitent une amélioration de la résistance sismique. En fin de compte, le but de l'analyse pushover est de fournir des informations précieuses pour la prise de décisions en matière de conception et de renforcement des structures pour résister aux charges sismiques.

2.4. Contexte théorique de l'analyse pushover

Les analyses classiques reposent sur l'hypothèse que la réponse de la structure est principalement contrôlée par le premier ou les premiers modes de vibration, sans base théorique stricte. Elles supposent également que cette forme reste constante tout au long de la réponse élastique et inélastique de la structure. Cependant, cette approche transforme un problème dynamique en un problème statique qui est théoriquement incorrect. De plus, la réponse d'une structure PDDL est liée à la réponse d'un système SDDL équivalent, SDDLE (Figure 2.2). On peut déduire le mouvement d'un système PDDL élastique ou inélastique induit par un tremblement de terre à partir de son équation différentielle [8].

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2.1)$$

Où :

$\{u(t)\}$: le vecteur de déplacement.

\ddot{u}_g : Accélération du sol.

M : matrice de masse.

C : matrice d'amortissement.

$\{F\}$: est le vecteur des forces dans les étages.

$\{1\}$: est un vecteur unitaire.

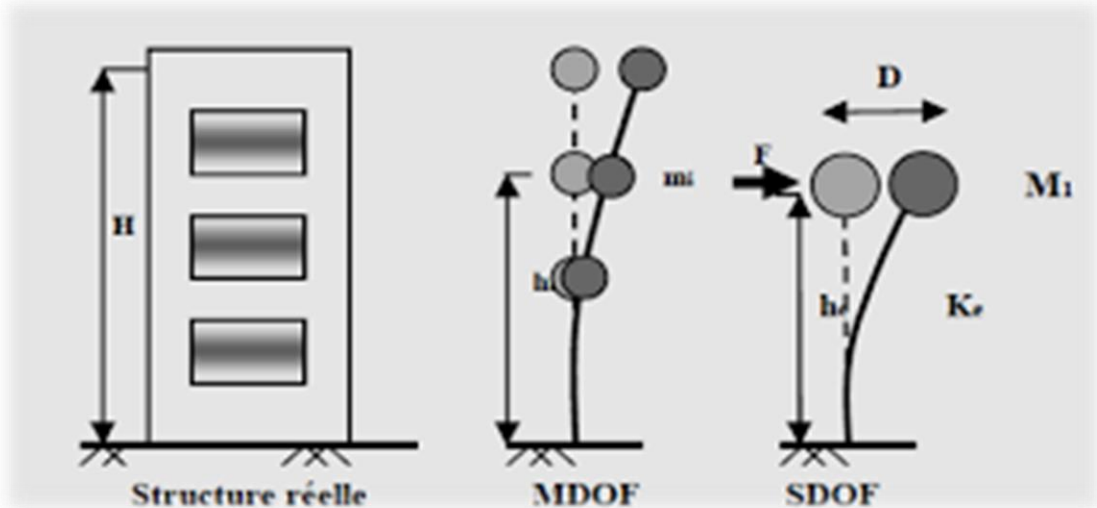


Figure 2.2. Transformation de système PDDL au système SDDL [10].

En supposant l'existence d'un vecteur de déformation modale unique $\{\varphi\}$, qui ne dépend pas du temps, et en définissant un vecteur de déplacement relatif U pour le système PDDL, on peut alors écrire :

$$U = \{\varphi\}u_t \quad (2.2)$$

Où u_t représentent le déplacement du sommet, l'équation différentielle du système PDDL sera transformée en :

$$[M]\{\varphi\}\ddot{u}_t + [C]\{\varphi\}\dot{u}_t + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2.3)$$

Si le déplacement de référence du système SDDL est défini comme u^* :

$$u^* = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}}{\{\varphi\}^T [M] \{1\}} u_t \quad (2.4)$$

En substituant u_t par l'équation (2.4), on obtient l'équation différentielle suivante qui décrit la réponse du système équivalent SDDLE :

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + K^* u^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (2.5)$$

Où :

$$M^* = \{\varphi\}^T [M] \{1\} \quad (2.6)$$

$$C^* = \{\varphi\}^T [C] \{\varphi\} \frac{\{\varphi\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} \quad (2.7)$$

$$K^* = \frac{\{\varphi\}^T [K] \{\varphi\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} \{\varphi\}^T [M] \{1\} \quad (2.8)$$

Une analyse statique incrémentale non linéaire de la structure PDDL permet de déterminer les caractéristiques force-déplacement du système SDDLE. La courbe de capacité de la structure, représentant l'effort tranchant à la base V_b en fonction du déplacement au sommet u , peut être obtenue à partir de cette analyse (Figure 2.3a). Cette courbe est importante car elle donne une idée de la réponse de la structure après avoir dépassé sa limite élastique. Cependant, il existe une incertitude quant à l'étape post-élastique de la courbe de capacité et aux informations qu'elle peut fournir, car les résultats dépendent des modèles de comportement des matériaux utilisés et des hypothèses de modélisation [10].

Pour simplifier, la courbe est souvent idéalisée comme étant bilinéaire, à partir de laquelle la limite d'élasticité V_y , une rigidité élastique effective $K_e = V_y / u_y$ et une rigidité d'écroûissage/adoucissement $K_s = \alpha K_e$ sont définies. Cette courbe idéalisée peut ensuite être utilisée pour définir les propriétés du système SDDL équivalent (Figure 2.3b) [10].

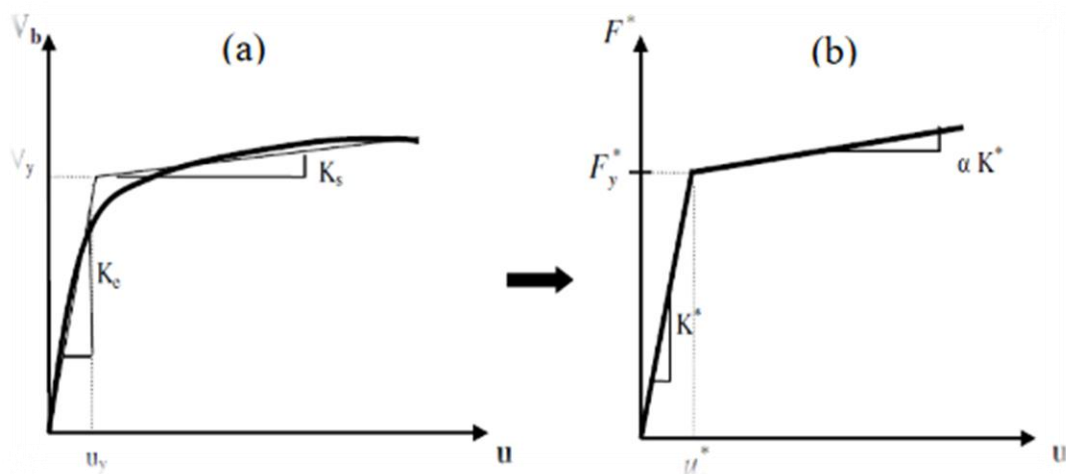


Figure 2.3. Courbe de capacité (a) du système PDDL (b) du système SDDL équivalent [10].

Ainsi, la période du système SDDL équivalent sera égale à T_{eq} :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (2.9)$$

Où K^* définit la raideur élastique du système SDDLE équivalent qui est donnée par :

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad (2.10)$$

Chapitre 02 Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

Le coefficient d'écroûissage α utilisé dans la courbe $F^* - u^*$ du système SDDLE est celui de la structure PDDL. Le déplacement maximal subi par le système SDDLE lors d'un séisme donné peut être déterminé à partir de spectres élastiques ou inélastiques, ou bien à travers une analyse dynamique temporelle. Ensuite, le déplacement correspondant du système PDDL peut être estimé en réarrangeant l'équation 2.4 comme suit :

$$u_t = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} u^* \quad (2.11)$$

Des recherches antérieures ont montré que le choix du mode $\{\varphi\}$ peut influencer le déplacement cible u_t . En particulier, le premier mode de vibration a été identifié comme une option précise pour prédire le déplacement cible si la réponse de la structure est dominée par son mode fondamental [10].

2.5. Distribution des charges latérales appliquées

Afin de réaliser une analyse pushover pour un système PDDL, il est nécessaire d'appliquer un modèle de charges latérales monotones croissantes aux points de masse du système. L'objectif est de représenter toutes les forces qui se produisent lorsque le système est soumis à une excitation sismique, en appliquant progressivement ce modèle jusqu'à la phase inélastique. Le dommage progressif des éléments structurels peuvent être surveillés au cours de cette phase.

Pendant la phase inélastique, le système subira une perte de rigidité et une modification de sa période de vibration, comme cela peut être observé dans la courbe d'effort tranchant-déplacement au sommet du système. Le choix de la distribution de charge pour saisir un phénomène dynamique par le biais d'une analyse statique est d'une grande importance, car il a été reconnu qu'il peut affecter les résultats de manière significative [10]. Pour les analyses pushover conventionnelles, les modèles de charge suivante ont été couramment utilisés [10]:

- ✓ **Charge concentrée en tête de la structure.**
- ✓ **Distribution modale basée sur le mode fondamental ou d'autres modes d'intérêt**

$$F_i = m_i \varphi_{ij} \quad (2.12)$$

Où

m_i : La masse d'i-ème étage.

φ_{ij} : La déformée modale de l'étage i pour un mode j.

Chapitre 02 Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

✓ Distribution triangulaire inversée

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} V_b \quad (2.13)$$

Où

h_i : La hauteur d'i-ème étage.

n : Le nombre total des étages.

V_b : L'effort tranchant à la base donnée par la relation suivante :

$$V_b = S_a(T_i)W \quad (2.14)$$

Où

$S_a(T_i)$: L'accélération spectrale correspondant de la période fondamentale de la structure T_i (à partir d'un spectre de conception).

W : le poids total de la structure.

✓ Distribution uniforme

$$F_i = m_i \quad (2.15)$$

✓ Distribution de FEMA

$$F_i = \frac{m_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n m_i h_i^k} \cdot V_b \quad (2.16)$$

La valeur du coefficient K dépend de la période fondamentale T_i de la structure. Pour les structures avec une période inférieure à 0,5 seconde, K est supposé égal à 1,0, tandis que pour $T > 2,5$ secondes, K est égal à 2,0. Pour obtenir une variation continue entre ces deux valeurs extrêmes, une transition linéaire peut être utilisée.

2.6. Méthodes d'analyse pushover conventionnelles

Il existe plusieurs méthodes conventionnelles d'analyse pushover, toutes comprenant les mêmes étapes générales mais avec des détails différents. Cette section détaille les méthodes suivantes.

2.6.1. Méthode de capacité spectrale CSM (ATC-40)

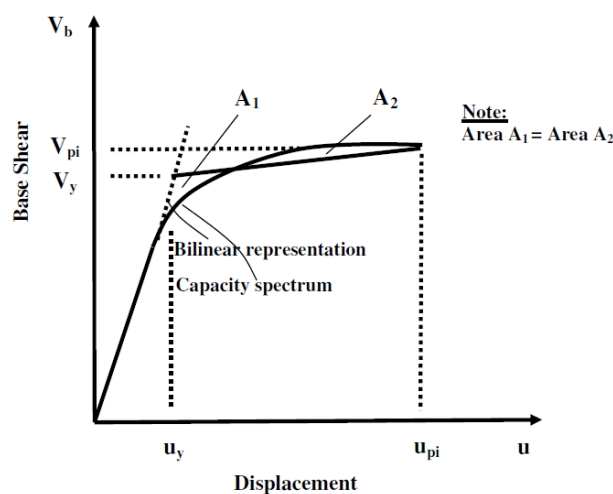
La méthode de capacité spectrale, CSM, a été introduite par Freeman et al. [11] comme un outil simple d'évaluation sismique des bâtiments. Par la suite, cette méthode a été adoptée comme un outil de conception sismique. Les étapes de la méthode sont les suivantes :

2.6.1.1 Analyse statique non linéaire de la structure PDDL

Une distribution de charges latérales est appliquée sur la structure en se basant sur le mode fondamental de vibration. D'autres distributions de charges latérales peuvent également être utilisées, comme indiqué dans la section §2.5. Ensuite, une analyse statique non linéaire est réalisée afin d'obtenir une courbe de l'effort tranchant en fonction du déplacement à la base et au sommet de la structure, également appelée courbe de capacité PDDL (Courbe de capacité).

2.6.1.2. Définition du système inélastique équivalent SDDLE

La courbe de capacité est convertie en un format bilinéaire en choisissant une limite élastique (V_y, u_y) pour le système structurel et un déplacement ultime (V_u, u_u). La limite élastique (V_y, u_y) est définie de manière à ce que la surface A_1 de la figure 2.4 soit approximativement égale à la surface A_2 , assurant ainsi une égalité d'énergie associée à chaque courbe.



Chapitre 02 Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

En utilisant les équations 2.9 et 2.10, les propriétés du système SDDL équivalent inélastique, peuvent être définies.

2.6.1.3. Conversion de courbe de capacité au spectre de capacité

La courbe de capacité est ensuite convertie au spectre de capacité en utilisant les équations suivantes:

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m \cdot M} \quad (2.17)$$

$$S_d = \frac{u}{\Gamma_1 \varphi_{ij}} \quad (2.18)$$

Où M est la masse totale du bâtiment, φ_{ij} est la déformée modale au niveau de l'étage i du mode j . Γ_1 Est le facteur de participation modale et α_m le coefficient de participation massique qui sont donnés par:

$$\Gamma_1 = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} \quad (2.19)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=1}^n m_i \varphi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \varphi_{ij}^2} \quad (2.20)$$

2.6.1.4. Conversion de spectre de réponse élastique au spectre Accélération- déplacement spectrale (format ADRS)

La conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité nécessite de tracer le spectre élastique sous forme d'accélération-déplacement, ADRS, plutôt que sous forme d'accélération-période (Figure 2.5). Le spectre ADRS est également appelé spectre de demande.

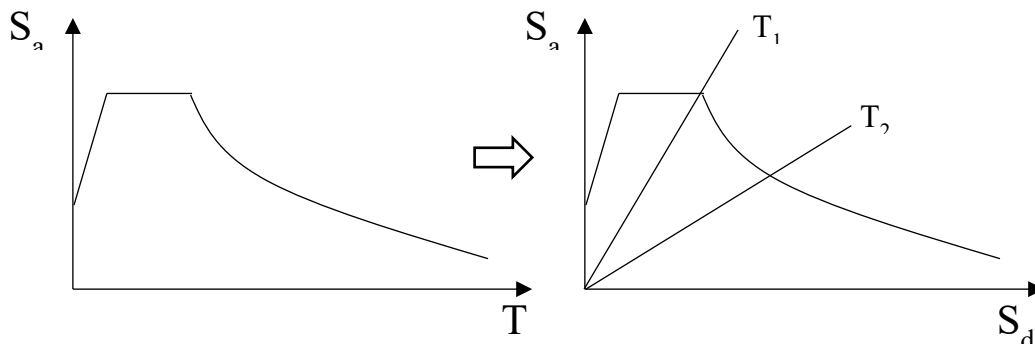


Figure 2.5. Conversion du spectre de réponse élastique au format ADRS.

2.6.1.5. Superposition du spectre de capacité sur le spectre élastique de demande

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique avec un amortissement de 5% ont été tracés ensemble au format ADRS (Figure 2.6), un point de performance (a_{pi}, d_{pi}) peut être obtenu en prolongeant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'il intersecte le spectre de demande élastique. Alternativement, le point de performance peut être supposé être le point final du spectre de capacité, ou il peut être un autre point choisi en fonction d'un jugement d'ingénierie.

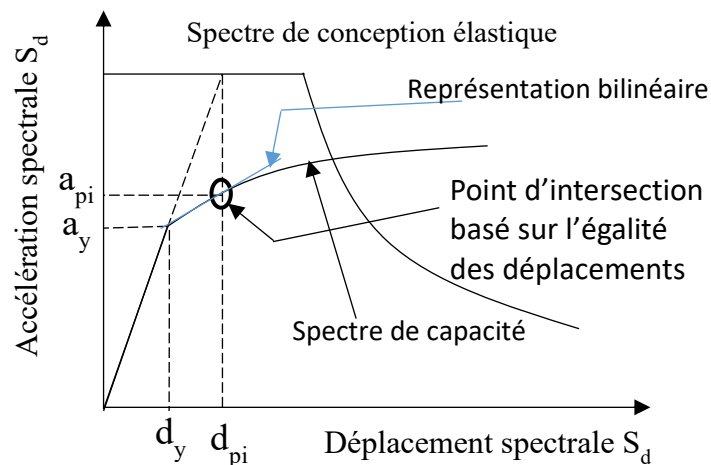


Figure 2.6. Estimation initiale du point de performance par la règle d'égalité de déplacement [12].

2.6.1.6. Amortissement visqueux équivalent

Lorsque les structures entrent dans la phase inélastique lors d'un séisme, elles sont soumises à un amortissement qui est supposé être une combinaison d'amortissement visqueux et d'amortissement hystérétique. L'amortissement visqueux est généralement défini comme une propriété inhérente des structures. L'amortissement hystérétique correspond à l'amortissement associé à l'aire incluse à l'intérieur de la courbe force-déplacement de la structure et est représenté par un amortissement visqueux équivalent. L'amortissement visqueux équivalent est donc associé à un déplacement maximal spécifique d_{pi} et est estimé à l'aide de l'équation suivante:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.21)$$

Chopra [13] a défini β_0 par l'égalité de l'énergie dissipée dans un cycle de vibration du système inélastique et de son système linéaire équivalent (figure 2.6). Ceci est fourni par l'équation suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.22)$$

Où E_D est l'énergie dissipée par l'amortissement, et E_{S0} est l'énergie de déformation élastique maximale.

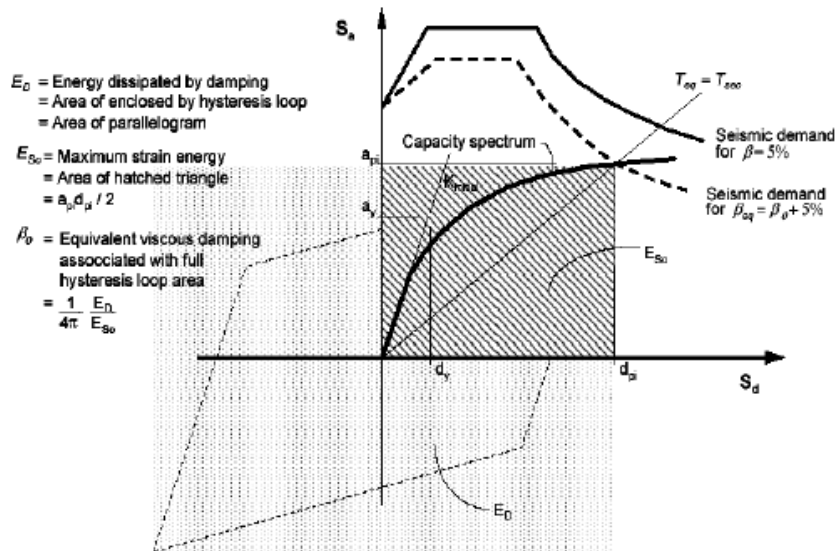


Figure 2.7. Estimation de l'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode CSM [12].

Une fois le déplacement maximal, d_{pi} , est estimé l'équation 2.26 devient:

$$\beta_0 = \frac{200 (a_y d_{pi} - \alpha_{pi} d_y)}{\pi \alpha_{pi} d_{pi}} \quad (2.23)$$

D'autres relations ont également été proposées sur la base de la ductilité, μ et le facteur d'écrouissage α [14].

2.6.1.7. Point de performance du système SDDL équivalent

Le nouveau spectre de demande doit ensuite être vérifié s'il croise le spectre de capacité ou s'il est suffisamment proche de l'estimation du point de performance précédent (Figure 2.8). Si le spectre de demande croise le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est acceptée. Sinon, le point de performance est ré-estimé et la procédure est répétée à partir de l'étape 4 (§ 2.6.1.4).

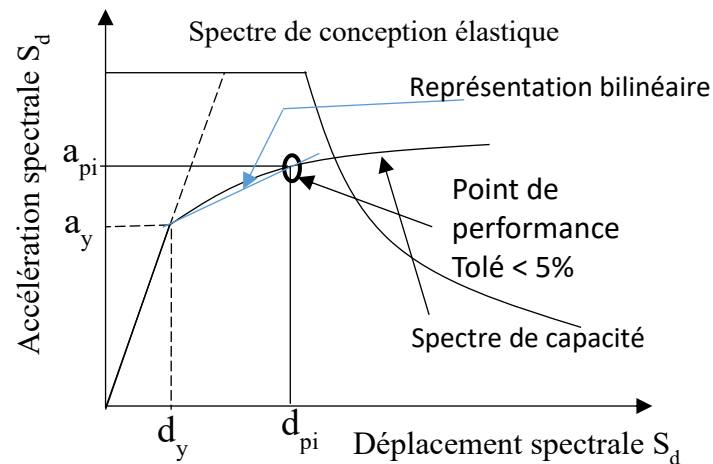


Figure 2.8. Estimation du point de performance en utilisant la méthode CSM [12].

2.6.1.8. Point de performance du système PDDL

Lorsque le point de performance est déterminé, il est converti en déplacement cible du système PDDL en utilisant:

$$u_t = \Gamma_1 S_d \quad (2.24)$$

Où Γ_1 est le facteur de participation défini dans l'équation. 2.19 Et S_d est le déplacement spectral du système SDDL équivalent défini par l'équation. 2.18.

La résistance des éléments structuraux et les déplacements inter-étages peuvent être vérifiés par rapport au déplacement cible.

Paret et al. [15] ont proposé une amélioration de la méthode CSM pour prendre en compte les effets des modes supérieurs, appelée Procédure Modale Pushover (MPP). Cette méthode nécessite d'effectuer plusieurs analyses statiques non linéaires en fonction du nombre de modes de vibration d'intérêt. Ainsi, l'influence de chaque mode individuel peut être observée en superposant les spectres de capacité individuels avec le spectre de demande amorti. Cependant, cette méthode ne permet pas une estimation claire de la réponse et ne permet pas de quantifier précisément les effets des modes supérieurs [16].

2.6.2. Méthode N2

La méthode N2 est proposée par Fajfar et al. [17] en tant qu'alternative à la méthode CSM. L'idée de base de la méthode N2 provient du modèle Q développé par Saiidi et Sozen [18]. La principale différence entre la méthode N2 et la méthode CSM réside dans le type de spectre de demande utilisé pour estimer le déplacement cible. Les étapes de la méthode sont présentées dans les sections suivantes.

Chapitre 02 Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

2.6.2.1. Analyse statique non linéaire de la structure PDDL

Cette étape est la même que pour la méthode de capacité spectrale CSM (§ 2.6.1.1)

2.6.2.2 Définition du système inélastique équivalent SDDLE

La courbe pushover est convertie au spectre de capacité du système SDDL équivalent en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\Gamma_j \cdot M^*} \quad (2.25)$$

$$S_d = \frac{u}{\Gamma_j \varphi_n} \quad (2.26)$$

Où $M^* = \sum M_i \varphi_{ij}$ est la masse effective du bâtiment, φ_n est la composante du mode correspondant de toit de la structure et Γ_j le facteur de participation modale du mode j . Une idéalisation bilinéaire approximative du spectre de capacité est réalisée afin de déterminer la limite d'élasticité F_y^* , le déplacement correspondant u_y^* et la période effective T_{eq} du système SDDLE en utilisant l'équation 2.9.

2.6.2.3. Demande sismique

Le spectre d'accélération élastique amorti à utiliser est défini dans le format ADRS. Les spectres inélastiques sont ensuite calculés à l'aide du facteur de réduction de ductilité R_μ et du facteur de ductilité μ . Le facteur de réduction R_μ est défini comme suit :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (2.27)$$

Où S_{ae} est l'ordonnée pseudo-accélération du spectre de réponse et S_{ay} est l'accélération élastique limite du spectre de capacité. L'ordonnée d'accélération S_a et le déplacement spectral S_d d'un système SDDL inélastique peuvent être calculés comme suit [19]:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.28)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (2.29)$$

Où S_{de} est le déplacement spectral élastique. Le facteur R_μ est habituellement exprimé en termes de ductilité μ et de période T , à travers les relations dites $R_\mu - \mu - T$. Un exemple de

Chapitre 02 Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

relation bilinéaire $R_\mu - \mu - T$ présentée dans [19], est montré graphiquement ci-dessous (figure2.9).

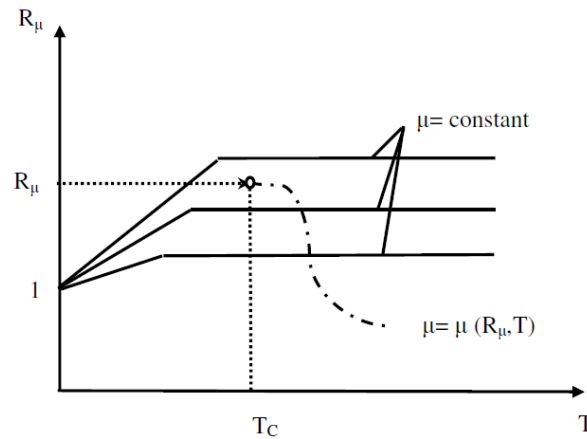


Figure 2.9. Relation $R_\mu - \mu - T$, [19].

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases} \quad (2.30)$$

Où, T_c est la période caractéristique du séisme, définie comme la période de transition entre le domaine d'accélération constante et le domaine de vitesse constante du spectre.

2.6.2.4. Demande sismique pour le système SDDL équivalent

La demande en déplacement S_d du système SDDLE peut être déterminée par :

$$S_d = \begin{cases} \frac{S_{de}}{R_\mu} \left((R_\mu - 1) \frac{T_c}{T} + 1 \right) & T < T_c \\ S_{de} & T \geq T_c \end{cases} \quad (2.31)$$

L'équation 2.31 implique que l'estimation du déplacement sera toujours plus grande que le déplacement élastique initial pour les structures de courte période ($T < T_c$). Ceci est illustré sur la Figure 2.10. La figure 2.11 montre la procédure appliquée dans le cas des structures à moyenne et longue période.

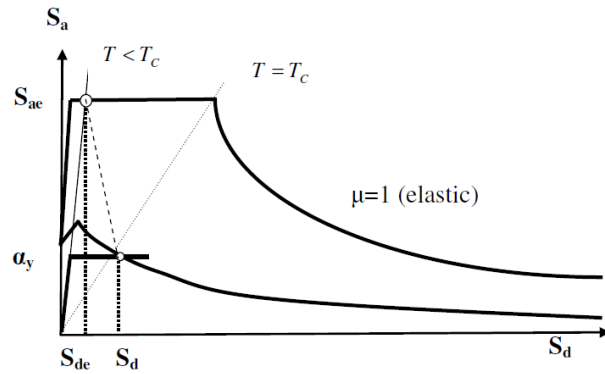


Figure 2.10. Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T < T_c$ [20].

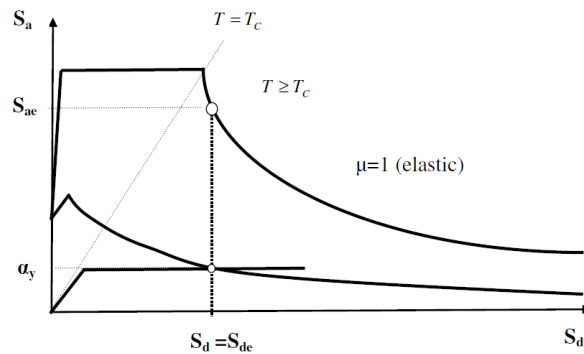


Figure 2.11. Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T \geq T_c$ [20].

2.6.2.5. Demande sismique globale pour le modèle PDDL

Le déplacement S_d de système équivalent SDDL peut être transformé en déplacement au toit u_t du modèle PDDL en utilisant l'équation suivante:

$$u_t = \Gamma_j S_d \quad (2.32)$$

Des quantités locales d'intérêt telles que les rotations, les déplacements inter-étages, ..., correspondant à u_t , peuvent alors être déterminées.

2.7.1. Les avantages de l'analyse pushover

L'avantage de l'analyse pushover est qu'elle s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des bâtiments. L'analyse pushover fournit des informations sur de nombreuses caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique linéaire élastique. Voici quelques exemples de telles caractéristiques de réponse [14]:

Chapitre 02 Analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre, etc.
- L'estimation de la demande en déformation pour les éléments qui doivent se déformer de manière inélastique afin d'absorber l'énergie transmise à la structure par les mouvements du sol.
- Les conséquences de la détérioration des différents éléments sur le comportement du système structural.
- L'identification des régions critiques où l'on s'attend à ce que la demande en déformation soit élevée.
- L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui entraîneront des changements de caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
- L'évaluation des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être utilisés pour contrôler les dommages et évaluer les effets P-delta.
- La vérification de l'exhaustivité du cheminement de charge en considérant tous les éléments de la structure, y compris les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

2.7.2. Limitations de l'analyse pushover

L'analyse pushover est une méthode approximative qui présente certaines limites, découlant [21]:

- Des simplifications nécessaires pour passer à un modèle d'oscillateur simple, la plupart du temps construit sur la base d'un seul mode fondamental du domaine élastique linéaire, dans lequel la masse réelle de la structure n'est pas prise en compte dans le calcul, et le chargement appliqué ne représente pas fidèlement le champ de déplacement subi par la structure après la plastification et la dégradation de certains éléments de la structure.
- De la nature statique de la charge : une charge statique monotone ne peut représenter que de manière imparfaite tous les phénomènes qui se produisent lors des cycles dynamiques.

2.8. Conclusion

Dans ce chapitre, une méthode classée dans la catégorie des méthodes dynamiques simplifiées est présentée. Cette méthode est appelée analyse statique non linéaire en poussée progressive, connue sous le nom d'analyse pushover. Elle a démontré sa performance en termes de précision des calculs, se rapprochant de la méthode dynamique temporelle, tout en étant rapide à exécuter. Dans ce contexte, deux approches de cette catégorie sont présentées.

Chapitre 03 : Courbes de fragilité

3.1 Introduction

La courbe de fragilité présente un intérêt dans l'évaluation des niveaux de dommages subis par les structures. Les méthodes recommandées dans les Règles Parasismiques Applicables en Algérie (RPA99V2003), à savoir l'approche statique équivalente et l'approche dynamique modale spectrale, ne permettent pas de prédire les dommages potentiels d'une structure lors d'un séisme à l'étape de l'étude.

Le développement des courbes de fragilité offre une alternative permettant de prévoir les dommages susceptibles d'affecter une structure lors de la phase d'étude.

Ci-dessous, nous présentons un aperçu des différentes approches d'évaluation des courbes de fragilité ainsi que les principales étapes pour leur construction.

3.2 Les différentes approches d'évaluation des courbes de fragilité

3.2.1 Approche basée sur l'opinion des experts

Le premier effort visant à quantifier la vulnérabilité des structures a été entrepris par l'organisme ATC (Applied Technology Council) avec le rapport ATC13. Ce rapport a été élaboré en 1985 par un groupe de 42 experts en génie parasismique à une époque où les données sur les enregistrements de séismes et les dommages étaient limitées. La vulnérabilité était présentée sous forme d'une matrice de probabilité de dommages, décrivant l'état des dommages pouvant survenir dans un système en fonction de l'intensité du séisme. Dans ce rapport, les structures étudiées étaient classées en 78 systèmes. Les résultats ont été révisés plusieurs fois par les experts afin de minimiser les erreurs, aboutissant à la version finale du rapport ATC-13 qui est rapidement devenue une référence standard pour l'estimation de la vulnérabilité aux séismes. Cependant, après plusieurs séismes, certaines limitations de cette approche ont été identifiées [22].

3.2.2 Approche analytique

Si les données sur les dommages causés par des séismes passés font défaut et que les caractéristiques détaillées des structures sont connues, l'établissement des courbes de fragilité peut être réalisé grâce à une approche analytique. Cette approche peut prendre la forme d'une étude dynamique ou d'une étude simplifiée telle que la méthode statique non linéaire [22].

Les résultats d'analyse sont exploités afin de générer des courbes de vulnérabilité analytique qui évaluent la probabilité de franchir un seuil de dommage prédéfini. Ces courbes se basent sur les caractéristiques propres au système étudié, au site et au modèle de calcul utilisé. Les paramètres sismiques tels que l'Accélération du Sol (PGA), la Vitesse du Sol (PGV), le Déplacement du Sol (PGD), l'intensité et la magnitude du séisme peuvent être utilisés pour représenter ces courbes. Il convient de noter que les courbes analytiques, calculées à partir de modèles numériques, sont plus précises, mais leur applicabilité est limitée à une structure spécifique ou à un type d'ouvrage [9].

3.2.3 Approche empirique

L'approche empirique est considérée comme la plus réaliste car elle permet d'estimer les dommages réels subis par les composants structurels et non structurels après un séisme. Cette méthode réaliste établit une corrélation entre les données de dommages observés et les paramètres du séisme (source, magnitude, etc.), les caractéristiques du site (caractéristiques géotechniques, géologiques, etc.) et les caractéristiques des structures endommagées (type de fondation, type de construction, composants principaux et secondaires, etc.).

Plusieurs chercheurs ont développé des courbes de vulnérabilité empiriques en utilisant des données recueillies à partir d'enregistrements de séismes individuels ou de plusieurs séismes [9]. Il est important de souligner que les résultats obtenus grâce à cette approche sont applicables uniquement au site étudié et au séisme considéré.

De plus, ces résultats sont souvent utilisés pour valider les résultats obtenus par d'autres approches [22].

3.2.4 Approche basée sur les réseaux de neurones

Une approche récente développée pour estimer la vulnérabilité des structures est l'utilisation des réseaux de neurones artificiels, comme mentionné dans la littérature. Cette approche vise à résoudre les défis liés à la prédiction et à la détection des éléments endommagés, à l'incertitude des données, à l'insuffisance des résultats obtenus et aux erreurs de modélisation. Cette méthode comprend quatre étapes :

1. Construction d'une base de données des dommages observés sur les structures lors de séismes passés.

2. Choix de l'architecture du réseau de neurones, en spécifiant le nombre de couches et de neurones par couche, parmi d'autres paramètres.
3. Phase d'apprentissage, où les données sont mises en relation avec les résultats observés. L'algorithme d'apprentissage ajuste alors les relations entre les neurones afin de faire correspondre les données aux résultats connus.
4. Test de validation pour évaluer l'efficacité du réseau.

Cette approche permet de surmonter les difficultés liées à la prévision des dommages et à la détection des éléments endommagés en utilisant des réseaux de neurones qui peuvent capturer des relations complexes entre les données d'entrée et les résultats observés. Elle offre ainsi une méthode prometteuse pour améliorer l'estimation de la vulnérabilité des structures lors de séismes.

3.2.5 Approche expérimentale

L'approche expérimentale est un outil essentiel pour obtenir des informations précises sur le comportement réel des composants d'une structure soumis à différentes charges, qu'elles soient monotones ou cycliques. Cependant, la réalisation de ces tests expérimentaux est coûteuse et il n'est pas possible de les répéter sur différentes structures en raison du coût élevé et du temps nécessaire. De plus, il est difficile de réaliser de tels tests sur une structure réelle qui englobe tous les éléments (poteaux, poutres, fondations, etc.). Cette approche est souvent combinée et utilisée en conjonction avec d'autres approches telles que l'approche analytique.

3.3 Les procédures d'évaluation des courbes de fragilité des bâtiments

3.3.1 Méthodologie

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants repose généralement sur les informations recueillies à partir des dommages causés par les séismes passés, telles que les matrices de probabilité de dommages et les avis d'experts. En l'absence de données suffisantes, l'utilisation de modèles analytiques pour construire des courbes de fragilité pour des bâtiments types et ainsi prédire les dommages est une alternative intéressante. Quatre étapes principales sont nécessaires pour obtenir les courbes de fragilité des bâtiments :

1. Caractérisation structurelle du bâtiment en fonction de différentes classes typologiques, comprenant des aspects tels que le matériau, le système structural et le système de résistance latérale.

2. Modélisation et analyse de la structure en utilisant des approches non linéaires afin d'obtenir une courbe de réponse, qui peut prendre la forme d'une courbe de capacité statique ou d'une courbe de réponse dynamique.
3. Identification de points d'états limites caractéristiques qui représentent le seuil d'initiation de différents niveaux de dommages ou de performance. Ces points permettent de déterminer les limites de résistance et de déformation de la structure.
4. Construction de la courbe de fragilité en combinant la courbe de capacité de la structure avec la demande sismique à laquelle elle est soumise. Cette étape consiste à évaluer la probabilité de dommages à différents niveaux d'intensité sismique, en prenant en compte les caractéristiques de la structure et les paramètres sismiques.

En suivant ces étapes, il est possible de quantifier la vulnérabilité sismique des bâtiments existants et de prédire les dommages potentiels qu'ils pourraient subir lors d'un séisme.

3.3.2 Courbes de réponse

Pour construire la courbe de réponse, il est possible de réaliser deux types d'analyses [23]:

1. Une analyse statique non linéaire de type "pushover" qui permet de générer la courbe de capacité du bâtiment ou sa courbe de réponse statique. Cette analyse consiste à appliquer progressivement des charges horizontales sur la structure afin de déterminer sa capacité de résistance et ses déformations associées.
2. Une analyse dynamique incrémentale temporelle qui génère la courbe de réponse dynamique du bâtiment lorsqu'il est soumis à un séisme. Cette analyse simule le comportement de la structure en prenant en compte les forces sismiques et les interactions entre les différents éléments de la structure au fil du temps.

En utilisant ces deux types d'analyses, il est possible d'obtenir des informations complètes sur le comportement du bâtiment en réponse aux charges sismiques, ce qui est essentiel pour la construction de la courbe de réponse et l'évaluation de sa fragilité face aux séismes.

✓ **Courbes de fragilité par analyse statique non linéaire**

La courbe de capacité, obtenue à partir d'une analyse statique non linéaire, représente la relation entre la force statique totale appliquée sur le bâtiment et le déplacement correspondant

au sommet de celui-ci. Sur cette courbe, cinq niveaux de dommages sont définis : aucun dommage, dommage léger, dommage modéré, dommage important et effondrement. Ces niveaux de dommages peuvent être décrits en termes de fissuration du bâtiment ou de limites de déplacement prescrites au sommet.

Dans certains cas, les limites de déplacement recommandées pour le sommet du bâtiment sont souvent surestimées pour certains types de structures. Par conséquent, il est préférable d'utiliser des descriptions des niveaux de dommages, telles que celles fournies par l'échelle macrosismique européenne ou le logiciel d'estimation des dommages HAZUS. Dans ce cas, le modèle utilisé doit être capable de représenter de manière réaliste les différents états de dommages. Chaque point sur la courbe de capacité, correspondant à un niveau de dommage, est ensuite converti en valeurs spectrales de réponse (accélération et déplacement) pour construire la courbe de fragilité en y associant une probabilité de dommages de 50 %. La pente de la courbe de fragilité est contrôlée par une déviation standard log-normale. Ainsi, une courbe de fragilité est obtenue pour chaque niveau de dommage [23].

✓ Courbes de fragilité par analyse dynamique incrémentale

L'analyse dynamique incrémentale temporelle est une alternative à l'analyse statique non linéaire. Elle présente l'avantage de prendre en compte les propriétés dynamiques de la structure, ce qui permet de considérer les variations de rigidité et de période de la structure sous l'effet des sollicitations dynamiques. Les limites de performance sont définies en fonction des déplacements inter-étages sur la courbe de réponse.

En termes de performance structurale, les limites suivantes sont généralement considérées : (1) Occupation immédiate, (2) Sécurité des occupants, et (3) Prévention de l'effondrement. Chaque limite de performance est associée à un niveau d'accélération spécifique. Les analyses temporelles sont effectuées pour plusieurs séismes, couvrant ainsi différentes régions sismiques. En utilisant une analyse statistique des résultats, il est possible d'obtenir une courbe de fragilité pour chaque niveau de performance du bâtiment, pour différentes régions sismiques [23].

3.3.3 Les différents états de dommage

Le FEMA-356 (FEMA, 2000) est un document qui concerne la réhabilitation sismique des bâtiments existants et définit quatre niveaux de performance correspondant aux dommages attendus après un séisme [24]:

1. Niveau Opérationnel (Léger) : Les fonctions du bâtiment restent intactes ; les dommages sont insignifiants.
2. Niveau Occupation immédiate (Modéré) : Le bâtiment reste sûr et habitable ; les réparations nécessaires sont mineures.
3. Niveau Sécurité des personnes (Important) : La structure reste stable avec une marge de sécurité adéquate ; les dommages sont principalement non structuraux et localisés.
4. Niveau Non-effondrement (Ruine) : Le bâtiment ne s'effondre pas ; les dommages peuvent être étendus.

3.3.4 Estimation du dommage

Dans ce travail, l'indice de dommages (DI) est utilisé pour évaluer le niveau de dommage structurel d'une structure après un séisme. Cet indice est normalisé et discrétisé en une série de valeurs, allant de 0 à 1, pour représenter différents niveaux de dommage. Voici les cinq états de dommages équivalents à l'indice de dommage, comme indiqué dans le Tableau 3.1:

Tableau 3.1. La classification des états de dommages [25].

Indice de dommage	État de dommage
$0 < DI \leq 0.14$	Aucun dégât
$0.14 < DI \leq 0.4$	Léger
$0.4 < DI \leq 0.6$	Modéré
$0.6 < DI \leq 1$	Important
$1 \leq DI$	Ruine

L'indice de dommage est une mesure normalisée qui permet de quantifier le niveau de dommage subi par une structure suite à un séisme. En se référant au tableau, on peut observer que plus l'indice de dommage augmente, plus le niveau de dommage est élevé.

- Pour un indice de dommage inférieur ou égal à 0.14, aucun dégât significatif n'est observé, ce qui indique que la structure est relativement indemne.

- Lorsque l'indice de dommage se situe entre 0.14 et 0.4, on considère que les dommages sont légers. Cela signifie que la structure a subi des dommages mineurs, qui peuvent être superficiels ou cosmétiques.
- Si l'indice de dommage est compris entre 0.4 et 0.6, les dommages sont qualifiés de modérés. Dans ce cas, la fonctionnalité et la stabilité partielle de la structure peuvent être affectées.
- Lorsque l'indice de dommage se situe entre 0.6 et 1, les dommages sont considérés comme importants. Cela indique que la sécurité de la structure est compromise et que des réparations majeures sont nécessaires pour rétablir sa fonctionnalité.
- Enfin, pour un indice de dommage égal ou supérieur à 1, la structure est considérée en état de ruine. Cela signifie qu'elle a atteint sa capacité maximale et qu'une instabilité structurelle est présente, pouvant conduire à une rupture complète ou un effondrement.

Le tableau permet donc de classer les différents niveaux de dommage en fonction de l'indice de dommage, offrant ainsi une évaluation quantitative du niveau de dégât subi par la structure après un séisme.

Pour estimer les probabilités de dommages, il est nécessaire de sélectionner un modèle de distribution statistique qui représente les fonctions de dommage des structures. Un modèle couramment utilisé est la formule Chintanapakdee et Chopra, qui suit une distribution log-normale [26].

La formule Chintanapakdee et Chopra est un modèle statistique qui permet de modéliser les dommages subis par les structures en fonction de paramètres tels que l'intensité du séisme et les caractéristiques de la structure. Ce modèle suppose que les fonctions de dommage suivent une distribution log-normale, ce qui signifie que la variable aléatoire des dommages suit une distribution normale après avoir été transformée logarithmiquement.

En utilisant ce modèle, il est possible d'estimer les probabilités de dommages associées à différents niveaux d'intensité sismique. Les paramètres de la distribution log-normale sont généralement déterminés à partir de données empiriques ou de simulations numériques.

L'utilisation de la formule Chintanapakdee et Chopra et d'autres modèles statistiques similaires permet de quantifier les probabilités de dommages et d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures.

$$P[d_s/S_d] = \phi \left[\frac{1}{\sigma} \ln \left(\frac{d_s}{\bar{S}_d} \right) \right] \quad (3.1)$$

Dans cette formule :

- ϕ est la fonction de répartition de la distribution normale standardisée.
- σ est l'écart-type de la distribution log-normale, qui représente la dispersion des données.
- d_s est la valeur de dommage spécifique à la structure.
- S_d est la valeur de résistance spécifique à la structure.
- \bar{S}_d est la médiane des valeurs de résistance.

La formule indique que la probabilité de dommage d'une structure donnée est calculée en transformant logarithmiquement le rapport entre la valeur de dommage spécifique et la médiane des valeurs de résistance, puis en utilisant la distribution normale standardisée pour estimer la probabilité correspondante.

Cette formule est utilisée dans le contexte de l'estimation des probabilités de dommages pour modéliser la vulnérabilité sismique des structures en se basant sur des données statistiques et des paramètres de résistance et de dommage spécifiques à chaque structure.

3.3.5 Etapes de construction de la courbe de fragilité

La construction d'une courbe de fragilité pour un bâtiment implique plusieurs étapes clés. Voici les principales étapes de construction d'une courbe de fragilité :

1. Collecte des données : La première étape consiste à collecter des données pertinentes sur le bâtiment et son comportement sous différentes sollicitations. Cela peut inclure des informations sur le matériau de construction, le système structural, les données sismiques, les niveaux de dommages observés lors d'événements passés, etc.
2. Modélisation du comportement : En utilisant les données collectées, le bâtiment est modélisé à l'aide d'un modèle analytique ou numérique approprié. Ce modèle doit être capable de représenter avec précision le comportement du bâtiment sous des sollicitations sismiques.
3. Analyse de la performance : Une fois que le modèle est établi, des analyses sont effectuées pour évaluer la performance du bâtiment sous différentes intensités

sismiques. Cela peut impliquer des analyses statiques ou dynamiques, en tenant compte des paramètres sismiques tels que l'accélération, la vitesse ou le déplacement.

4. Définition des états limites : Sur la base des résultats de l'analyse de performance, des seuils de dommages ou d'autres indicateurs de performance sont définis. Ces seuils représentent les états limites au-delà desquels la structure est considérée comme endommagée ou défaillante.
5. Estimation des probabilités de dommages : Les probabilités de dommages sont estimées en utilisant des approches probabilistes. Cela implique d'évaluer la probabilité d'atteindre ou de dépasser chaque état limite défini, en tenant compte des incertitudes associées aux paramètres du modèle et aux sollicitations sismiques.
6. Construction de la courbe de fragilité : En combinant les probabilités de dommages avec les niveaux d'intensité sismique correspondants, la courbe de fragilité est construite. Cette courbe représente la relation entre l'intensité sismique et la probabilité de dommages pour le bâtiment donné.

Il est important de noter que la construction d'une courbe de fragilité nécessite une expertise technique et l'utilisation de méthodologies appropriées. Des ajustements et des itérations peuvent être nécessaires pour obtenir une courbe de fragilité fiable et représentative du comportement réel du bâtiment.

Où l'indice de dommage est donné dans cette étude :

$$DI = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (3.2)$$

Où

- δ_m : Le déplacement spectral est extrait à partir de la courbe de capacité.
- δ_y : Le déplacement spectral élastique est estimé à partir de la courbe de capacité idéalisée (bi-linéaire).
- δ_u : Le déplacement ultime correspond au déplacement de la structure lors de la formation de la première rotule plastique, ce qui indique le niveau d'effondrement de l'élément structurel selon la classification FEMA 356.

L'indice de ductilité (DI) est une mesure de la capacité d'une structure à subir des déformations plastiques importantes avant de se rompre. Il est souvent utilisé pour évaluer la capacité d'une structure à absorber l'énergie sismique et à résister aux séismes.

En utilisant les valeurs de l'indice de dommages, on peut déterminer les états de dommage de la structure en se référant à la classification présentée dans le tableau 3.1. Cela conduit à cinq classes différentes. Pour chaque classe, la moyenne et l'écart-type des déplacements spectraux associés sont calculés.

Ces caractéristiques statistiques permettent de calculer la probabilité d'endommagement en utilisant la formule 3.1. Une fois les probabilités calculées, il est possible de tracer cinq courbes de fragilité correspondant à chaque état de dommage. Sur ces courbes, l'axe des abscisses représente les déplacements spectraux et l'axe des ordonnées représente les probabilités d'endommagement, comme illustré dans la figure 3.1.

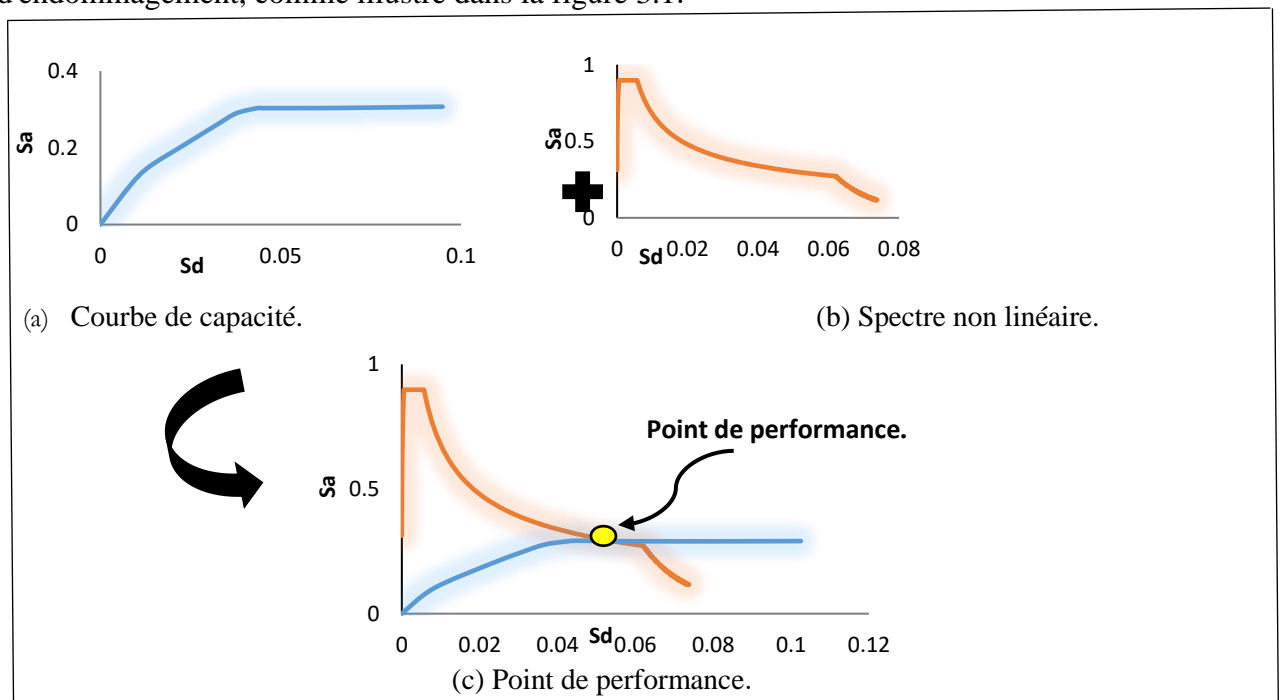


Figure 3.1. Profile représentant comment déterminer le point de performance à l'aide de la courbe de Pushover et de la courbe de réponse.

Après avoir extrait le point d'intersection entre la courbe de pushover et la courbe du spectre de réponse, connu sous le nom de point de performance, nous calculons le coefficient de dommage. Puis classons ce dommage selon l'état dans la figure 3.2.

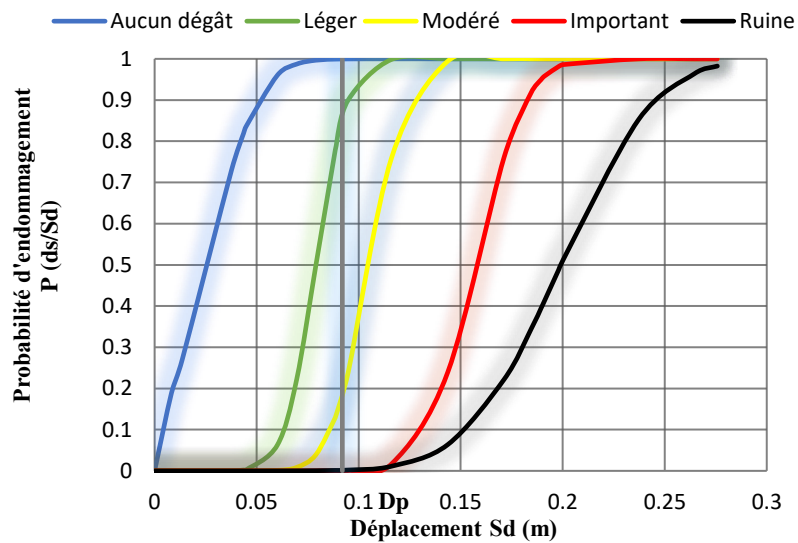


Figure 3.2. Profile représentant le Courbes de fragilité.

La notion de probabilité joue un rôle crucial pour les concepteurs, car elle leur permet d'évaluer les risques associés à un état de dommage donné. Dans cette perspective, ils peuvent exploiter cette notion en projetant le point de performance obtenu à partir de l'analyse pushover sur les courbes de fragilité. Cette démarche permet ainsi d'obtenir une estimation de la probabilité d'occurrence de cet état de dommage spécifique. En intégrant les résultats de l'analyse pushover dans les courbes de fragilité, le concepteur est en mesure de prendre des décisions éclairées quant aux mesures de prévention et d'atténuation nécessaires pour minimiser les risques potentiels et assurer la sécurité des structures. En mettant l'accent sur la probabilité d'occurrence, ils peuvent orienter leurs efforts vers les zones les plus vulnérables et mettre en œuvre des stratégies adaptées pour renforcer la résilience des constructions face à ces scénarios de dommages probables.

3.4 Conclusion

Dans la phase d'étude d'une structure, il est essentiel de déterminer l'état global des dommages attendus après un séisme. Une approche couramment utilisée pour cette évaluation est l'utilisation des courbes de fragilité. Ces courbes sont élaborées en utilisant une méthode connue sous le nom d'analyse "pushover", qui permet d'obtenir la courbe de capacité de la structure. Les courbes de fragilité sont ensuite regroupées en cinq catégories distinctes, en fonction de l'état global de dommage prévu pour la structure. Ces catégories sont déduites à partir du calcul de l'indice de dommages, qui fournit une mesure quantitative de la vulnérabilité de la structure aux effets sismiques. Ce chapitre se consacre à présenter les différentes étapes

impliquées dans le développement des courbes de fragilité. En comprenant et en utilisant ces courbes, il est possible d'évaluer de manière plus précise les niveaux de dommages probables que la structure pourrait subir lors d'un séisme. Cette approche permet d'anticiper les points faibles de la structure et de prendre des mesures de renforcement ou de conception appropriées pour améliorer sa résilience sismique.

Chapitre 04 : Etude de cas

4.1. INTRODUCTION

Ce chapitre vise à réaliser une étude comparative afin de mieux appréhender l'influence de l'étage souple sur le comportement sismique global des structures en acier. Pour ce faire, une structure en acier de trois niveaux est sélectionnée dans la littérature. La géométrie de cette structure est ensuite modifiée de manière à obtenir une structure à étage souple.

4.2 Description des structures étudiées

La structure étudiée est une structure de 3 niveaux (R+2) tirée de la littérature [27]. En plan, cette structure est symétrique dans les deux directions X et Y (voir figure 1 et 2). La structure a 3 travées dans chaque direction de 5 m chacun et une hauteur de 3 m pour chaque étage. La structure a été dimensionnée conformément aux dispositions des Eurocodes 3 et 8 [1] sur la base d'une accélération maximale du sol (PGA) égale à 0,35g, d'un coefficient d'amortissement $\xi = 5\%$, d'un sol de classe B et d'un facteur de comportement $R = 4,0$. La charge de gravité sur les poutres est supposée être égale à 27,5 kN/m (charges permanentes et d'exploitation sur les planchers), tandis que les éléments en acier sont de nuance **S235**.

Puisque le bâtiment est symétrique en plan et en élévation, la modélisation d'un seul portique suffit pour étudier le bâtiment dans son ensemble. Un modèle d'éléments finis bidimensionnel « 2D » de la structure est créé dans le programme ETABS [28] pour effectuer deux types d'analyse ; Analyse modale spectrale et analyse non linéaire en poussée progressive « pushover ».

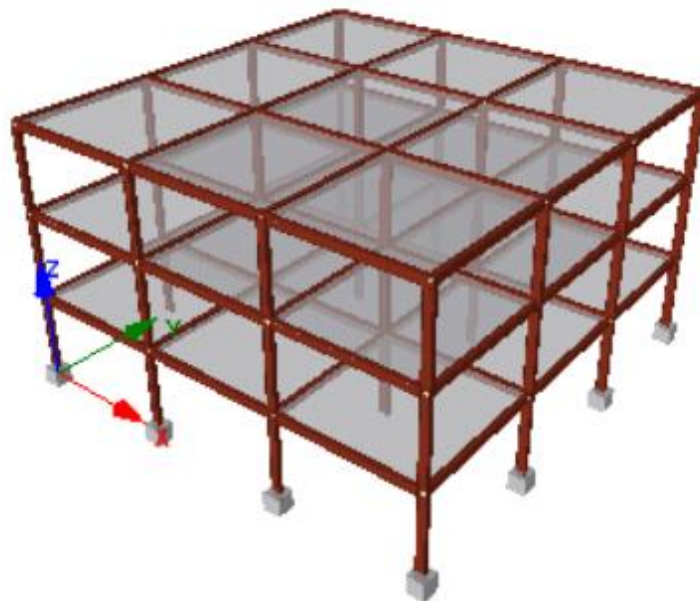


Figure 4.1. Vue de la structure en 3D.

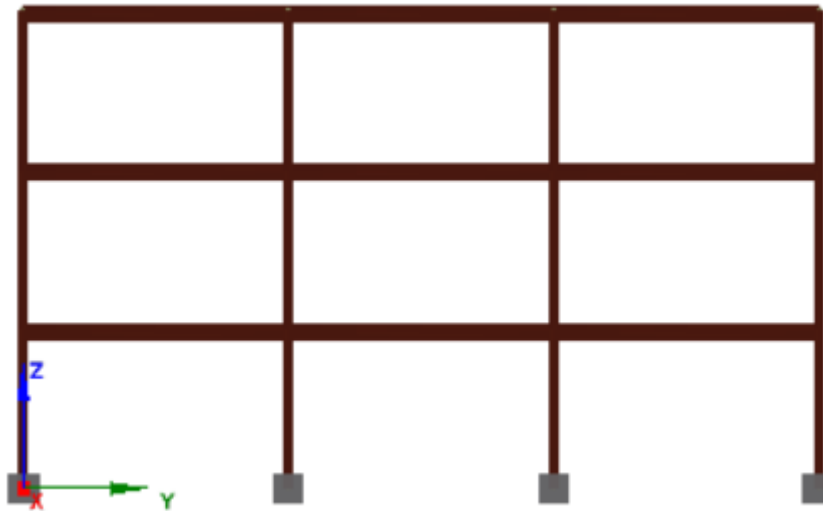


Figure 4.2. Géométrie de la structure étudiée.

La première méthode nécessite un spectre de réponse inélastique ($R=4$) tandis que la seconde nécessite un spectre de réponse élastique avec $R = 1$ Comme le montre la figure 3.

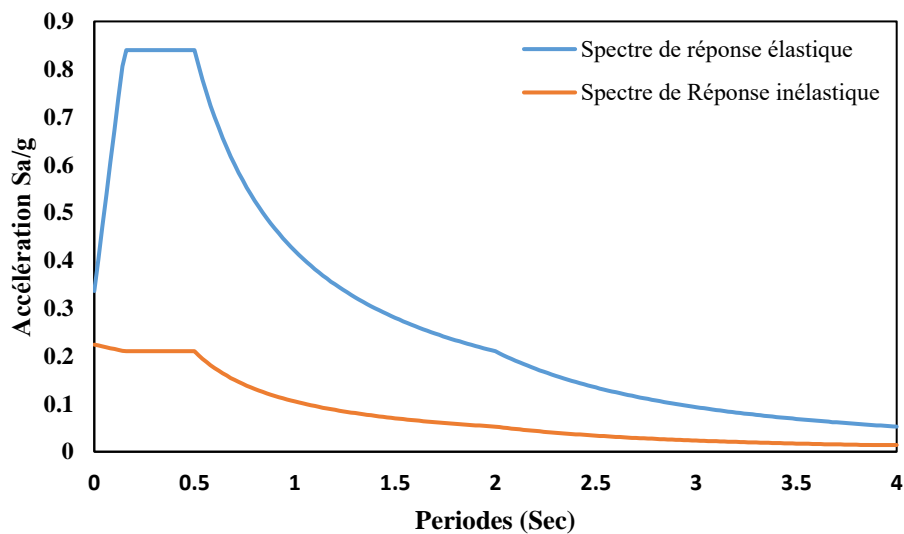


Figure 4.3. Spectre élastique et inélastique de la structure étudiée.

Pour avoir une structure avec étage souple, la hauteur de premier étage de la structure est modifiée de 3 m à 4.5 m. Toutes les données précédemment utilisées ont été conservées à l'exception du coefficient de comportement qui a été réduit conformément aux exigences de la réglementation sismique européenne $R = 0.8 \times 4 = 3.2$ [29]. La nouvelle géométrie du bâtiment est illustrée dans la figure suivante (Figure 4.4).

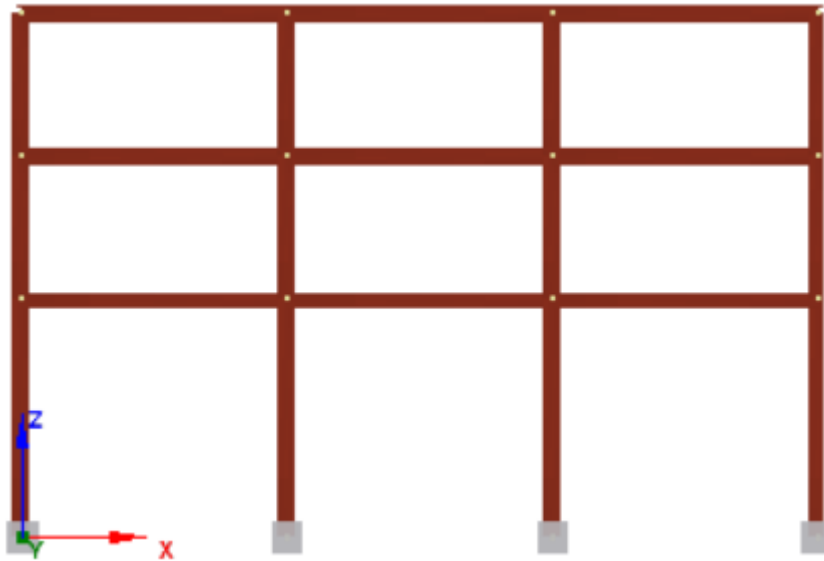


Figure 4.4. Structure avec un 1^{er} étage souple.

Pour l'analyse pushover, la capacité de rotation plastique des poteaux et des poutres a été calculée selon le tableau 9-6 de l'ASCE 41-13 (fig. 4.5) [30]. Pour les poteaux, une rotule plastique P-M combiné mis en œuvre dans ETABS [28] a été utilisé pour les analyses non linéaires. Aussi, une charge incrémentale modal (mode 1) est appliquée sur les structures pour extraire les courbes pushover.

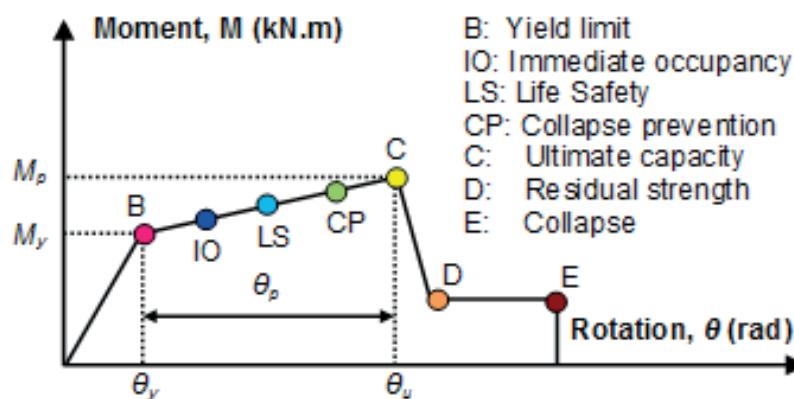


Figure 4.5. Relation moment-rotation des rotules plastiques selon ASCE 41-13 [30].

4.3 Résultats et discussions

4.3.1 Résultats préliminaires

Le tableau 4.1 montre les valeurs des périodes propres des trois premiers modes de vibration de la structure régulière. Ainsi que la participation massique de chaque mode de vibration. On peut remarquer à partir de ce tableau que le premier mode est dominant dans ce cas avec une participation massique de plus de 80%. Pour la structure avec étage souple (Tableau 4.2.) les valeurs de périodes propres et les participations massiques sont changées. La valeur de période de première mode est égale à 0.97 s avec une augmentation de plus de 30%. Aussi cette augmentation est observée dans la participation massique de premier mode de vibration. Cela peut s'expliquer par une diminution de la rigidité de l'ensemble du bâtiment due à la présence d'un étage souple. La figure 4.6 confirme ces résultats ou la rigidité de premier étage (étage souple) a été diminuée d'une manière significative. La nouvelle rigidité reste inférieure à 80% de l'étage adjacent.

Tableau 4.1. Périodes et participation massique des trois premiers modes de la structure régulière.

Mode	Périodes (s)	Participation massique (%)
1	0,73	85,86
2	0,23	11,25
3	0,13	2,89

Tableau 4.2. Périodes et participation massique des trois premiers modes de la structure avec étage souple.

Mode	Périodes (s)	Participation massique (%)
1	0.97	94.94
2	0.27	4.58
3	0.14	0.48

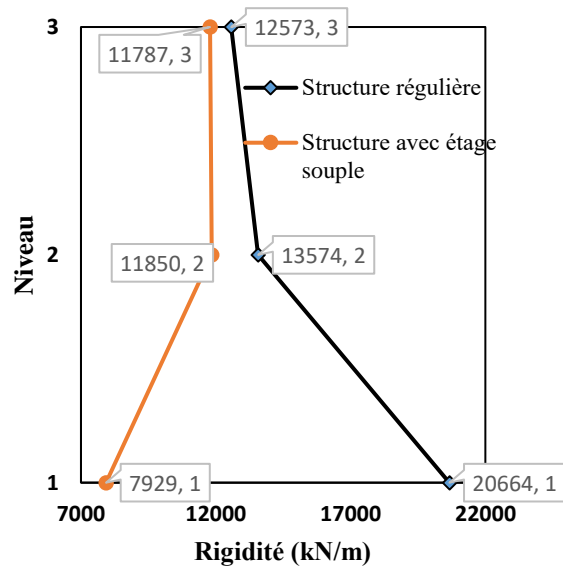


Figure 4.6. Diminution de la rigidité de premier étage.

4.3.2 Résultats de l'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale a été effectuée pour les deux structures. Les résultats sont résumés dans les sections suivantes :

a. L'effort tranchant à la base maximale :

Pour la structure régulière l'effort tranchant à la base après l'application de la charge sismique est de 204.13 kN. Cet effort est augmenté dans le cas où le premier étage est un étage souple de + 5 kN.

b. Déplacements des étages

Les profils de déplacements des étages des structures étudiées sont présentés par la figure 4.7. La différence entre les déplacements de la structure avec étage souple et ceux de la structure régulière est très claire. La présence de l'étage souple a augmenté les déplacements dans tous les étages de la structure.

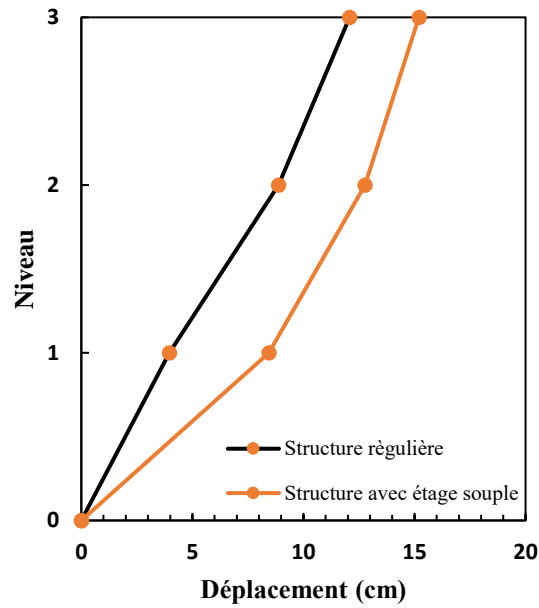


Figure 4.7. Déplacements des étages.

c. Déplacements inter-étage relatif

Le Déplacement Inter-étage Relatif (DIR) est calculer par la division du déplacement inter-étage par la hauteur d'étage. Le résultat est ensuite multiplié par 100. La figure 4.8 présente les valeurs de cet important paramètre dans les deux cas de structure (sans et avec étage souple).

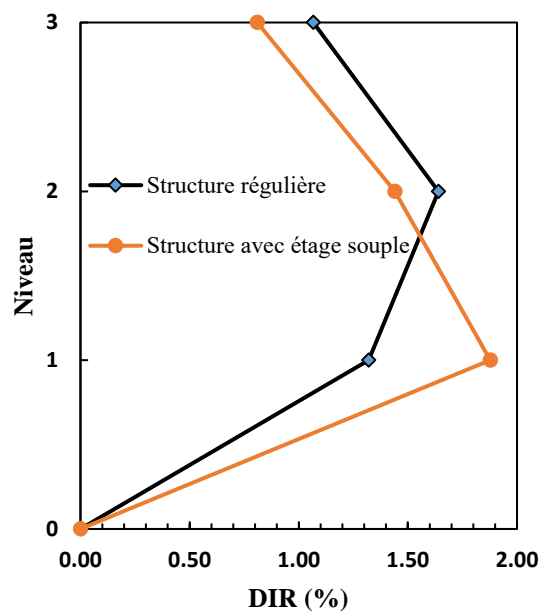


Figure 4.8. Déplacement inter-étage relatif des structures étudiées.

On peut remarquer une augmentation de 42% de DIR dans le premier étage de la structure avec étage souple par rapport à la structure régulière. Pour les deux étages supérieurs une diminution du DIR a été observée.

4.3.3 Résultats de l'analyse pushover

Pour une compréhension plus approfondie du comportement sismique des structures étudiées dans ce mémoire, la méthode pushover a été réalisée. Les résultats en termes de courbe pushover, point de performance, déplacement des étages et déplacement inter-étage sont obtenus.

a. Courbe pushover (de capacité) :

La figure suivante (Figure 4.9) montre la superposition des courbes de capacité obtenues par l'analyse pushover pour les deux structures étudiées. La diminution de la résistance et la rigidité globales de la structure à étage souple est claire. La résistance maximale a été diminuée de 30%.

b. Point de performance :

La demande en déplacement et en effort tranchant est présentée par le tableau 4.3. L'augmentation de la demande en déplacement de la structure à étage souple peut être expliquée par l'augmentation de la souplesse de la structure.

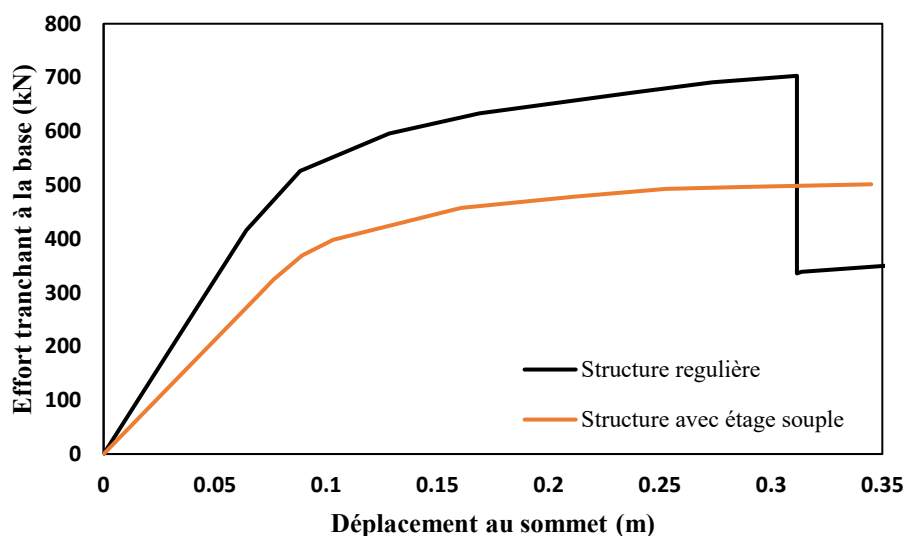


Figure 4.9. Courbes de capacité des structures étudiées.

Tableau 4.3. Points de performance des structures étudiées.

Structure	Déplacement Cible (cm)	Effort tranchant à la base (kN)
Structure régulière	10.31	552.09
Structure avec étage souple	13.68	433.12

c. Mécanismes de ruine :

Figure 4.10 et 4.11 montrent la distribution des rotules plastiques lors de l'analyse pushover.

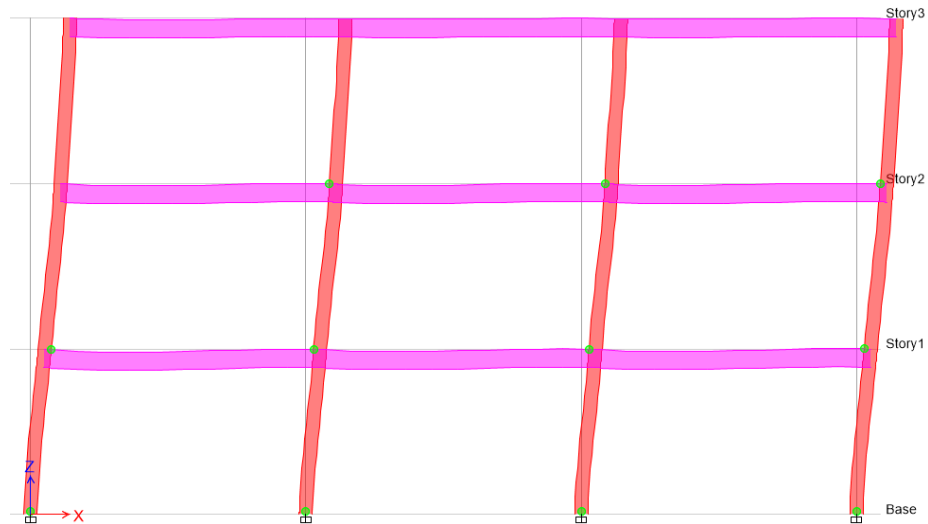


Figure 4.10. Distribution des rotules plastiques dans éléments de la structure régulière.

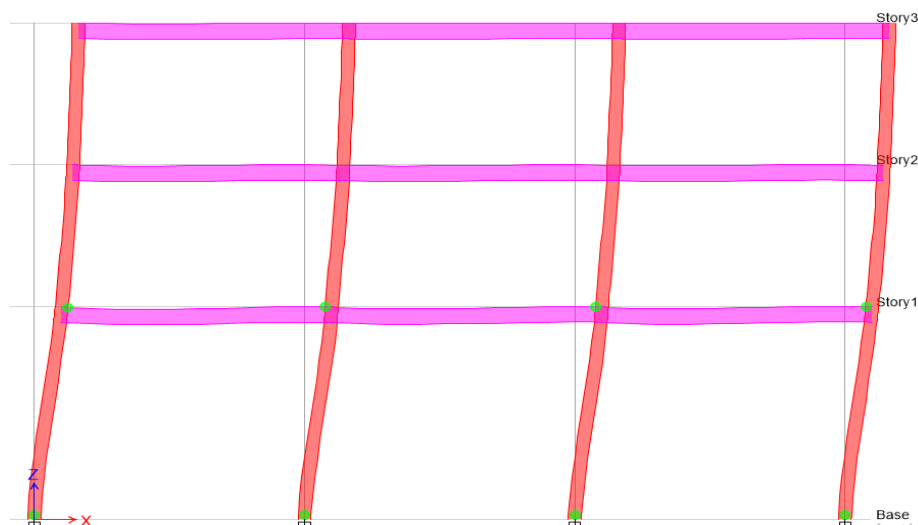


Figure 4.11. Distribution des rotules plastiques dans éléments de la structure à étage souple.

L'apparition des rotules plastiques dans les poutres des étages supérieurs indique que le mécanisme de ruine dans ce cas est un mécanisme global. Cependant, la concentration des rotules plastiques dans les éléments de premier étage dans la structure à étage souple signale la présence du mécanisme local « mécanisme d'étage ». Dans ce cas, le bâtiment risque généralement d'être instable.

d. Déplacements des étages :

Les profils de déplacements des étages des structures étudiées sont présentés par la figure 4.12. et cette fois pour l'analyse pushover.

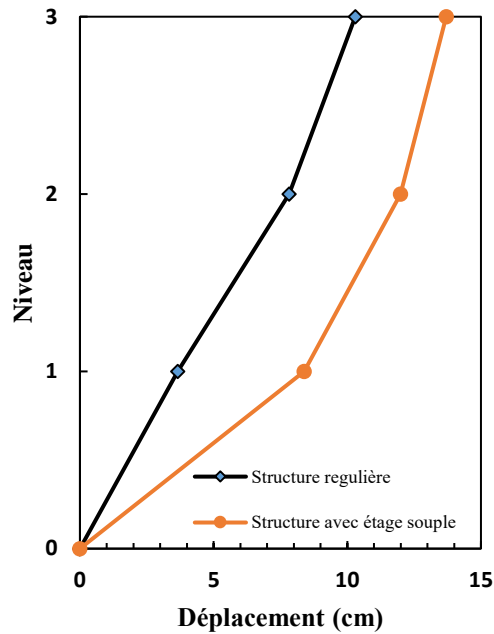


Figure 4.12. Demande en déplacement d'étages des structures étudiées.

La présence de l'étage souple a augmenté les déplacements dans tous les étages de la structure d'une manière significative.

e. Déplacements inter-étages :

La figure 4.13 présente les valeurs de déplacement inter-étages dans les deux cas de structure (sans et avec étage souple). Ces résultats confirment les résultats de l'analyse modale spectrale.

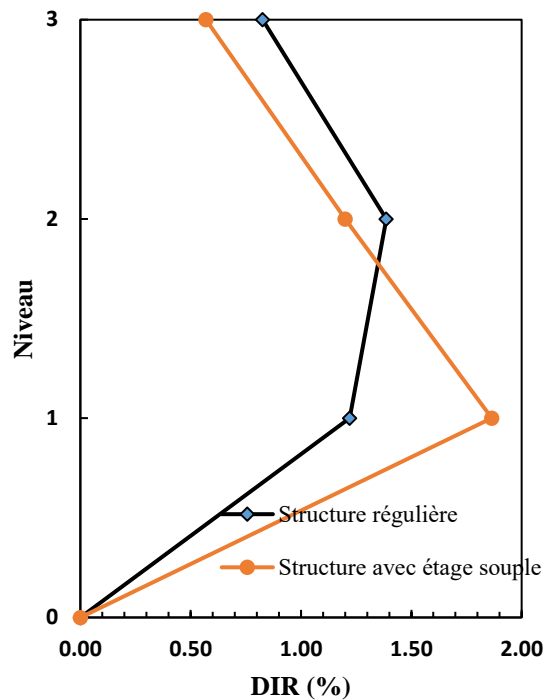
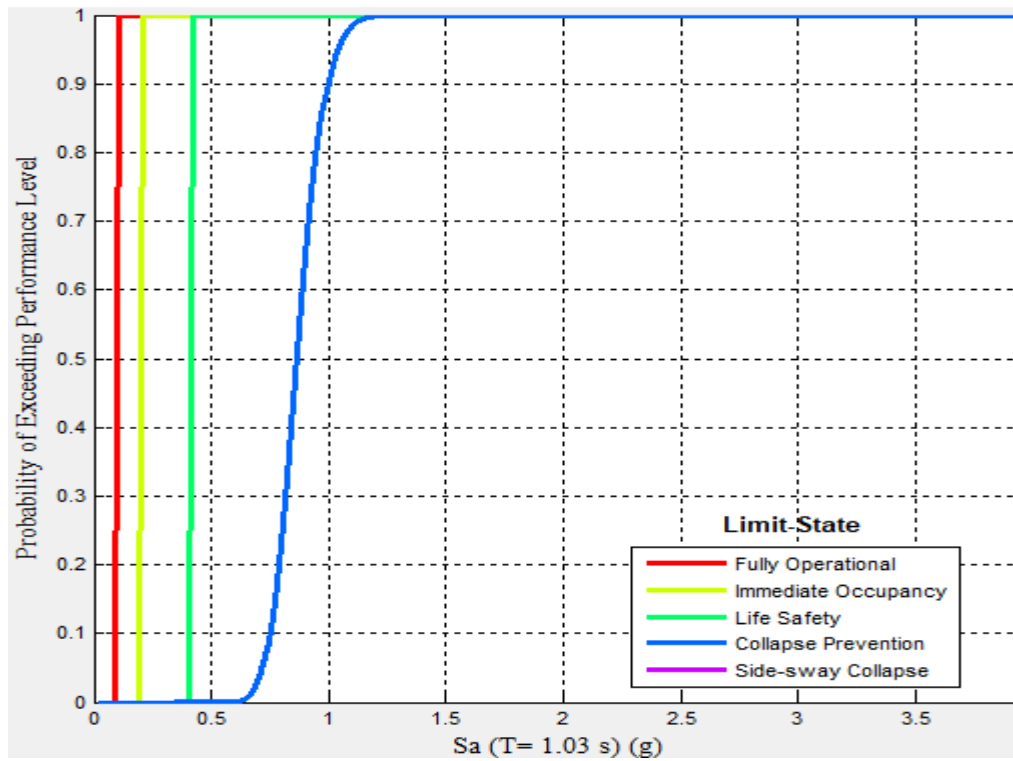


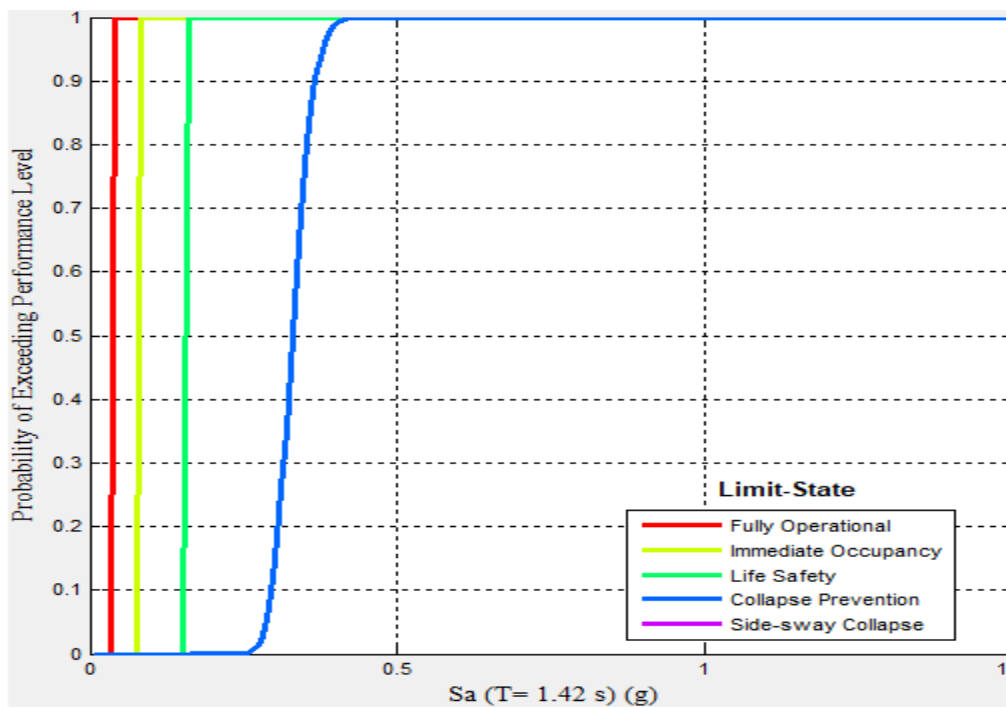
Figure 4.13. Demande en déplacement inter-étages des structures étudiées.

4.4 Les courbes de fragilité

Une fois tous les paramètres nécessaires préparés, le logiciel SPO2FRAG a été utilisé pour extraire les courbes de fragilité. Ces courbes sont tracées dans les figures suivantes. Pour lire les courbes de fragilité, une valeur d'accélération $S_a(T) = 0.5 \text{ g}$ a été choisie. Pour la structure régulière, La projection de la valeur 0.5 g sur les courbes de fragilité obtenues (Figures 4.14) montre que la probabilité de dommage correspondant à la sécurité des personnes (LS) est de l'ordre de 100%. Pour le niveau de dommage « avant l'effondrement CP » la probabilité d'excédence est 0%. Cependant, dans le cas de la structure à étage souple la probabilité de dommage correspond au niveau CP est 100% (Figure 4.15). On peut conclure à partir des deux figures 4.14 et 4.15 que la structure avec étage souple est plus vulnérable que les structures avec des hauteurs des étages égaux.



Figur.4.14. Courbe de fragilité de structure régulière.



Figur.4.15. Courbe de fragilité de structure à étage souple.

4.5 Conclusion

En conclusion, on peut dire que la présence d'un étage souple dans les structures augmente la valeur du déplacement des étages, ce qui entraîne une faiblesse dans la structure, une diminution de sa rigidité et de sa capacité. Les structures comportant un étage souple sont donc très faibles par rapport aux structures régulières.

Conclusion Général

Dans ce mémoire, nous avons étudié le comportement sismique des structures en acier à étage souple. Le problème de l'étage souple pose de nombreux défis lors des séismes récents, et les statistiques du séisme d'İzmir de 1999 ont montré que ce mécanisme de défaillance représentait 85% de tous les problèmes observés après le séisme. Afin de décrire le comportement sismique des structures à étage souple, nous avons sélectionné une structure en acier régulière de 3 étages. Ensuite, nous avons modifié la hauteur du premier étage pour obtenir une structure à étage souple.

La méthode statique non linéaire en poussée progressive « pushover » a été utilisée pour étudier les performances des deux structures, et une comparaison entre les résultats a été réalisée. Enfin, les courbes de fragilité des deux structures ont été calculées à l'aide du logiciel SPO2FRAG. À la lumière des résultats obtenus, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Les périodes de vibrations d'un bâtiment à étages souples sont supérieures à ceux d'une structure régulière.
- L'étage souple peut influencer d'une manière significative sur la résistance globale de la structure.
- Les structures à étage souple sont plus sensibles aux déplacements horizontaux induits par les séismes.
- Les structures à étage souple sont plus sujettes à des défaillances locales, telles que le mécanisme d'étage.
- La conception des structures à étage souple doit tenir compte des effets de la non-linéarité et de la redistribution des contraintes.
- Les résultats ont montré que les structures à étage souple présentaient des courbes de fragilité plus raides, ce qui signifie qu'elles sont plus susceptibles de subir des dommages importants à des niveaux d'intensité sismique relativement faibles. Cela est principalement dû à la déformation accrue et à la concentration des contraintes dans les éléments structuraux lorsqu'un étage est plus souple que les autres.

Finalement, des études supplémentaires sont nécessaires pour développer des méthodologies de conception plus avancées et des systèmes de contreventement efficaces pour les structures à étage souple. Ces résultats soulignent seulement l'importance de prendre en compte le comportement sismique spécifique des structures à étage souple dans la conception et l'évaluation des bâtiments.

References

- [1] Euro code 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 3: assessment and retrofitting of buildings.
- [2] UBC-97. In Structural engineering design provisions. international conference of building officials, Whittier, California.
- [3] DTR, B. (2003). 48: Règles Parasismiques Algériennes, RPA99/Version2003. Centre National Recherche Appliquée En Génie Parasismique (CGS), Algérie.
- [4] Laamayad, Z ,Ouanoughi, A, "Etablissement des courbes de fragilité des structures en acier à nœud semi-rigides ", Mémoire de Master," Université Mohamed Boudiaf, M'sila, 2022.
- [5] Fintel, M., Khan, F.R. (1969, May). Shock-absorbing soft story concept for multistory earthquake structures. In Journal Proceedings (Vol. 66, No.5, pp.381-390).
- [6] Abdesslam, I, "Analyse pushover des structures en béton armé tridimensionnelle à étage souple" , thèse de Doctorat, " Abdesslam Issam" Analyse pushover des structures en béton armé tridimensionnelle à étage souple ", Université Mohamed Khider, Biskra.
- [7] Arnold, C. (1984). Soft first stories: truths and myths. In 8th World Conference on Earthquake Engineering (Vol. 5, pp. 943-950).
- [8] Menasri ,Y, "Approche De La Vulnérabilité Sismique De Structures Portiques En Béton Armé," L'université 8 Mai 1945 Guelma, 2018.
- [9] Boudaoud, Z, " Etablissement des courbes de vulnérabilité des structures, méthodologie et application", Mémoire de Master," Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2014.
- [10] Rahmani, A, Y, " Contribution à l'adaptabilité de l'analyse en poussée progressive (pushover) pour le calcul sismique capacitive ", Thèse de Doctorat," Rahmani A.Y., " Contribution à l'adaptabilité de l'analyse en poussée pro Université Saad Dahlab Blida 1, 2018.
- [11] Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., Tyrell, J.V., "Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, U.S.A., (1975), 113-122.

- [12] ATC, Applied Technology Council. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", V. 1 et 2, Report No. ATC-40. Redwood City, CA, (1996).
- [13] Chopra, A., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall. (1995)
- [14] Krawinkler H., Seneviratna, G., "Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation", Engineering Structures, V.20, (1998), 452-464
- [15] FEMA 440, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", (FEMA 440), Federal Emergency Management Agency. Washington D.C., USA, (2005).
- [16] Antoniou, S., "Advanced Inelastic Static Analysis for Seismic Assessment of Structures", PhD Thesis, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, (2002), Imperial College, London, UK.
- [17] Fajfar, P, Fischinger, M., "N2 – A Method for Non-linear Seismic Analysis of Regular Structures" Proceedings of 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, V.5, (1988), 111-116.
- [18] Saiidi, M, Sozen, M.A., "Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures", Journal of the structural division, ASCE, V. 107, ST5, (1981) 937-952.
- [19] Fajfar, P., Gaspersic, P., "The N2 method for the seismic damage analysis for RC buildings", Earthquake Engineering Structural Dynamics, V.25 n° 1, (1996), 23–67.
- [20] Vidic, T, Fajfar, P, Fischinger, M., "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 23, (1994), 502–521.
- [21] Iwan, W.D, "Implications of Near-Fault Ground Motion for Structural Design" Proceedings of the US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for R/C Building Structures, PEER Center Report, UC Berkeley, (1999), 17-25, Maui, Hawaii.
- [22] Maachou, O, " Etablissement des courbes de fragilité des ouvrages en zones sismiques (application aux ponts) ", Mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid-Tlemcen, 2004.

- [23] Marie-José Nollet, Karbassi A., Lefebvre K., Chaallal C., "Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués ". 9e Colloque national en calcul des structures, May 2009, Giens, France.
- [24] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [25] Bouazza, H, " Etablissement des courbes de fragilité des piles de ponts-application au pont de koudia (Tlemcen) ", mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid-Tlemcen, 2012.
- [26] Hemsas, M, " Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique (Développement de méthodes simplifiées d'analyse dynamique et de vulnérabilité sismique) ", Thèse de docteur, Université Bordeaux 1, 2010.
- [27] Yahmi, D, (2018). "Evaluating the behaviour factor of medium ductile smrf structures.", *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 62.2: 373-385.
- [28] Anjaneyulu, B, Jaya Prakash, K, (2016). "Analysis and design of flat slab by using etabs software." , *International Journal of Science Engineering and Advance Technology* 4.2: 105-112.
- [29] Euro code 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings.
- [30] Pekelnicky, R, (2012). "ASCE 41-13: Seismic evaluation and retrofit rehabilitation of existing buildings.", *Proceedings of the SEAOC*.