

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNIQUES
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

N° :

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

Par: Laamayad Zoheir Sadek

Ouanoughi Abderrahmen

Intitulé

**Etablissement des courbes de fragilité des
structures en acier à nœud semi-rigides**

Soutenu devant le jury composé de:

M. Boulaouad Abderrachid	Université de M'sila	Président
M. Rahmani Abdallah Yacine	Université de M'sila	Encadreur
M. Menasri Youcef	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2021 /2022

DÉDICACES

Au nom de dieu qui j'éprouve à chacune des personnes qui m'entourent et qui m'ont
toujours solidement soutenu le long de ce long parcours

A mes chers parents qui m'ont toujours éclairé le chemin de la vie en me tenant la main
tout au long de mes années d'études «que dieu me les garde »

A toute ma famille

A tous mes amis

**A tous ceux qui m'ont aimé, m'aiment et m'aimeront pour moi-même, je dédie ce
modeste travail.**

Zoheir Sadek Laamayad

Au nom de dieu qui j'éprouve à chacune des personnes qui m'entourent et qui m'ont
toujours solidement soutenu le long de ce long parcours

A mes chers parents qui m'ont toujours éclairé le chemin de la vie en me tenant la main
tout au long de mes années d'études «que dieu me les garde »

A toute ma famille

A tous mes amis

**A tous ceux qui m'ont aimé, m'aiment et m'aimeront pour moi-même, je dédie ce
modeste travail.**

Abderrahmen ouanoughi

Remerciement

un grand merci à ma très cher mère et mon chère père, pour leur amour, leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel, à la fois morale et économique, que m'a permis de réaliser les études que je voulais et par conséquent ce mémoire, que Allah prolonge sa vie inshaalah.

*Je voudrais tout d'abord adresser tout ma gratitude au mon encadreur de ce mémoire, **Mr Abdallah Yacine Rahmani**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances aux responsables et au personnel de l'Université Mohamed Boudiaf Msila.

Enfin, je tiens à remercier tous mes amis qui ont participé à mes recherches et à l'élaboration de cette thèse de près ou de loin, Je voudrais mentionner trois de mes amis qui m'ont beaucoup aidé dans ce travail : Saad Dardour, Chems Eddine Djaith et Yazid Bakache .

Zoheir Sadek Laamayad

Remerciement

un grand merci à ma très cher mère et mon chère père, pour leur amour, leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel, à la fois morale et économique, que m'a permis de réaliser les études que je voulais et par conséquent ce mémoire, que Allah prolonge sa vie inshaalah.

*Je voudrais tout d'abord adresser tout ma gratitude au mon encadreur de ce mémoire, **Mr Abdallah Yacine Rahmani**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances aux responsables et au personnel de l'Université Mohamed Boudiaf Msila.

Enfin, je tiens à remercier tous mes amis qui ont participé à mes recherches et à l'élaboration de cette thèse de près ou de loin, Je voudrais mentionner trois de mes amis qui m'ont beaucoup aidé dans ce travail : Saad Dardour, Chems Eddine Djaith et Yazid Bakache .

Abderrahmen Ouanoughi

Table des matières

DEDICACE	I
Remerciement	II
Listes des figures	IV
Liste des tableaux	VII
List des abréviations	VIII
Résumé	XI

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

□ **Chapitre 1: Recherche Bibliographique**

1.1. Introduction	2
1.2. Les séismes	2
1.3. Risque sismique	3
1.3.1. L'aléa sismique	3
1.3.2. La vulnérabilité sismique	4
1.3.3. Evaluation du risque sismique	4
1.3.3.1. Courbes de fragilité	5
1.3.3.2. Indice de dommage	5
1.4. Structures en acier en zone sismique	6
1.5. L'assemblage dans les structures en acier	7
1.5.1. Classification des assemblages	9
1.5.2. Les méthodes d'analyse des nœuds semi-rigides	13
1.5.3. Modélisation des nœuds semi-rigides	14
1.6. Méthodes de calcul sismique	17

1.6.1. Méthode statique équivalent.....	18
1.6.2. Méthode modale spectrale.....	18
1.6.3. Méthode statique non linéaire en poussé progressive « pushover »	18
1.6.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle.....	20
1.7. Conclusion	20
 <i>□ Chapitre 2: Analyse Statique Non Linéaire « Pushover »</i>	
2.1. Introduction	21
2.2. Définition de l'analyse pushover	21
2.3. But de l'analyse pushover	22
2.4. Contexte théorique de l'analyse pushover	22
2.5. Distribution des charges latérales appliquées	26
2.6. Méthodes d'analyse pushover conventionnelles.....	28
2.6.1. Méthode N2.....	28
2.6.2. Méthode de capacité spectrale CSM (ATC-40)	38
2.7.1. Les avantages de l'analyse pushover	39
2.7.2. Limitation de l'analyse Pushover	40
2.8. Conclusion.....	40
 <i>□ Chapitre 3: Etude de Cas</i>	
3.1. Introduction	41
3.2. Description des structures étudiées	41
3.3. Chargement sismique.....	43
3.3.1. Le spectre de réponse cible :.....	44
3.4. Modélisation numérique	45
3.5. Logiciels utilisés	47
3.6. Les étapes de la modélisation	48
Sur SAP 2000	48

Sur SPO2FRAG	50
3.7. Conclusion	53
□ Chapitre 4 : Résultats et Discussions	
4.1. Introduction	54
4.2. Résultats préliminaires	54
4.3. Les courbes pushover	54
4.4. Les déplacements des étages	56
4.5. Les déplacements inter-étages	57
4.6. Les courbes de fragilité :	58
4.7. Conclusion	63
CONCLUSION GENERALE	
Conclusion Générale	64
REFERENCE	XV

Listes des figures

CHAPITRE 1 : Recherche Bibliographique

1.1	Les failles géologiques.....	2
1.2	Dégâts de séisme de Boumerdès, mai 2003.	3
1.3	Carte de zonage sismique du nord de l'Algérie	4
1.4	Courbes de fragilité	5
1.5	(a Structure en acier, b) Rupture de l'assemblage en soudure lors du séisme de Northridge 1994	7
1.6	Assemblage poteau-poutre.	7
1.7	Comportement d'un assemblage poteau-poutre.	8
1.8	La semi-rigidité de l'assemblage.	8
1.9	Idéalisation du comportement des assemblages en acier.	9
1.10	Répartition élastique des moments fléchissants dans un portique simple.	9
1.11	Limites de la classification des assemblages par résistance.....	11
1.12	Classification des assemblages par la capacité de rotation.....	13
1.13	Modèle mécanique d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante	15
1.14	Le moment résistant de calcul.....	16
1.15	Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre _poteau.....	17
1.16	La phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.	19

CHAPITRE 2 : Analyse statique non linéaire

2.1	Signification physique de la courbe de capacité.	21
2.2	Transformation de système PDDL au système SDDL.....	23
2.3	Courbe de capacité (a) du système PDDL (b) du système SDDL équivalent ...	25
2.4	Conversion du spectre de réponse élastique au format ADRS.....	30
2.5	Relation $R_{\mu} - \mu - T$	32
2.6	Courbe Pushover.	33
2.7	Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.....	35
2.8	Détermination du déplacement du système équivalent.....	36
2.9	Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T < T_c$	37
2.10	Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T \geq T_c$	37

CHAPITRE 3 : Etude de cas

3.1	Géométrie des structures étudiées.	41
3.2	Site de l'Eurocode applied (l'ec8)	44
3.3	Les informations de base sur l'extraction du spectre	44

Listes des figures

3.4.1	Spectre de réponse en fonction la période	45
3.4.2	Définition du spectre de réponse sur la structure	45
3.5	Loi de comportement généralisée de FEMA 356	46
3.6	Modélisation des nœuds poteau-poutre.	46
3.7	Réduction de la rigidité et la résistance de la poutre pour obtenir les caractéristiques de l'assemblage semi-rigide.	47
3.8	Interface graphique de logiciel SAP2000 v14.2.2.	48
3.9	Interface graphique de logiciel SPO2FRAG.	48
3.10	Le dimensionnement de structure R+8.....	49
3.11	Les types des matériaux.....	49
3.12	Les sections de structure R+8.....	49
3.13	Les types des LINK.....	49
3.14.1	fenêtres globales de LINK (lin1 par ex)	50
3.14.2	les informations de LINK (lin1 par ex)	50
3.15	Structure à nœud semi-rigide R+8.....	50
3.16	Panneau des caractéristiques dynamiques d'entrée	51
3.17	Paramètre de demande d'ingénierie de commutation.	52
3.18	Paramètres d'estimation des courbes de fragilité log-normales	53
3.19	Tracé des courbes de fragilité	53
CHAPITRE 4 : Résultats et discussion		
4.1	Courbe pushover de structure à 3 étages	55
4.2	Courbe pushover de structure à 6 étages	55
4.3	Courbe pushover de structure à 9 étages	55
4.4	Courbe pushover de structure à 12 étages	56
4.5	Déplacement étage étudiée	57
4.6	Déplacement inter-étage étudiée	58

Listes des figures

4.7 Courbe de fragilité R+2 à nœud rigide	59
4.8 Courbe de fragilité R+2 à nœud semi-rigide	59
4.9 Courbe de fragilité R+5 à nœud rigide	60
4.10 Courbe de fragilité R+5 à nœud semi-rigide	60
4.11 Courbe de fragilité R+8 à nœud rigide	61
4.12 Courbe de fragilité R+8 à nœud semi-rigide.....	61
4.13 Courbe de fragilité R+11 à nœud rigide	62
4.14 Courbe de fragilité R+11 à nœud semi-rigide	62

Listes des tableaux

Liste des tableaux

Tableau.1.1.	Méthodes de calcul sismique.....	18
Tableau 3.1.	Types des sections de la structure R+2.	42
Tableau 3.2.	Types des sections de la structure R+5.....	42
Tableau 3.3.	Types des sections de la structure R+8.....	42
Tableau 3.4.	Type des sections de la structure R+11.....	42
Tableau 4.1.	Périodes propres et participation massique de trois premiers modes de vibration	54
Tableau 4.2.	L'effort tranchant et le déplacement max des structures.....	56

Listes des abréviations

DI	Indice de dommage.
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).
$\{u(t)\}$	Le vecteur de déplacement.
M	Matrice de masse.
C	Matrice d'amortissement.
$\{F\}$	Est le vecteur des forces dans les étages.
$\{1\}$	Est un vecteur unitaire.
U	Déplacement relatif du système PDDL.
U_t	Déplacement du sommet.
U^*	Déplacement de référence du système SDDL.
T_{eq}	La période système SDDL équivalent.
K^*	La raideur élastique du système SDDL.
α	Facteur d'écrouissage.
m	La masse d' i -ème étage.
φ_{ij}	La déformée modale de l'étage i pour un mode j .
h	La hauteur d' i -ème étage.
n	Le nombre total des étages.
V	L'effort tranchant à la base.
$S_a(T_i)$	L'accélération spectrale correspondant de la période fondamentale de la structure T_i .
W	Le poids total de la structure.
ω_1, ω_2	Les fréquences propres du premier et du second mode.
$\varphi_{i1}, \varphi_{i2}$	Les i -èmes composantes de premier et de deuxième mode normalisée.
q_1, q_2	Les coordonnées généralisées des modes 1 et 2.
Γ_1, Γ_2	Sont les facteurs de participation modale des deux premiers modes de vibration.

Listes des abréviations

D_1, D_2	Sont les déplacements spectraux obtenus à partir du spectre de réponse de déplacement élastique.
a_{mr}	Un facteur de modification qui peut contrôler les effets relatifs de chaque mode inclus et qui peut prendre des valeurs positives ou négatives.
$S_a(\xi_j, T_j)$	L'accélération spectrale pour un séisme donné à une fréquence correspondant à la période T et un taux d'amortissement ξ pour le mode j .
M^*	La masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration aux masses m des différents niveaux.
ϕ_{t1}	L'amplitude du premier mode de vibration au sommet.
S_{ae}	L'accélération spectrale.
S_{de}	Est le déplacement spectral correspondant aux périodes T .
μ	Facteur de ductilité.
R_μ	Facteur de réduction dû à la ductilité c'est-à-dire dû à la dissipation d'énergie d'hystérésis.
T_c	Est la période caractéristique du mouvement sismique.
$P[d/S]$	Est la probabilité d'obtenir un niveau de dégât donné ds pour un déplacement spectral S_d .
Φ	Est la fonction de distribution cumulative normale standard.
\bar{S}_d	Est la valeur moyenne de déplacement spectral pour lequel une structure atteint le seuil de l'état de dommage pour état de dommage d .
σ	Est l'écart type du logarithme népérien du déplacement spectral pour l'état de dommage ds .
E	Le module d'élasticité.
ρ	La masse volumique.
ν	Le coefficient de poisson.
ξ	Taux d'amortissement critique.
A	Coefficient d'accélération de zone.
Q	Coefficient de qualité.
ξ	Taux d'amortissement critique.
A	Coefficient d'accélération de zone.
Q	Coefficient de qualité.
R	Coefficient de comportement.
T_1, T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
d_{min}	Largeur de joint sismique.

Listes des abréviations

δ_1, δ_2	Déplacements maximaux des deux blocs.
δ_{ek}	Déplacement du aux forces sismiques F_1 .
Δ_k	Déplacements inter-étages dans la structure étudiée.
h_e	Hauteur d'étage.
P_k	Poids total de structure et des charges des exploitations associés au-dessus du niveau "k".
V_k	Effort tranchant d'étage au niveau "k " ($V = \sum F$).
Δ_k	Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".
h_k	Hauteur de l'étage "k".
B_c	La section de poteaux.
f_{c28}	Force de compression a 28 jour.
b_0	Largeur de la section.
D	Hauteur utile= 0.9h.
h	Hauteur totale de la section brute

RESUME :

Dans les analyses structurelles, certaines hypothèses sont prises en compte pour des raisons de simplicité lors de la phase de conception. Les assemblages poteau-poutre sont supposés être articulés ou entièrement rigides lors de la conception des structures en acier. En fait, les assemblages se comportent entre ces deux conditions extrêmes et possèdent une certaine rigidité en rotation (semi-rigide). Dans ce mémoire, les courbes de fragilité ont été établis pour évaluer le comportement sismique des structures en acier a nœuds semi-rigides. L'analyse statique non linéaire en poussé progressive « pushover » a été utilisé pour obtenir ces courbes de fragilité à l'aide de logiciel SPO2FRAG. Dans notre travail, quatre structures en acier de différentes hauteurs sont étudiées. Les résultats obtenus montrent la vulnérabilité remarquable des structures à nœuds semi-rigides.

Mots-clés : Analyse pushover ; nœud semi-rigide ; courbes de fragilité ; structures en acier

ملخص :

في التحليلات الهيكلية، يتم أخذ بعض الافتراضات من أجل التبسيط أثناء مرحلة التصميم. يتم في العادة إفتراض أن العقد التي تربط العمود بالرأفة تشكل مسند بسيط أو مسند ثلاثي صلب عند تصميم الهياكل الفولاذية. في الواقع، تتصرف العقد بين هذين الشرطين ولديها صلابة دورانية معينة (شبه صلابة). في هذه المذكرة، تم حساب منحنيات الهشاشة لتقييم السلوك الزلزالي للهياكل الفولاذية ذات العقد شبه الصلبة. تم أيضا استخدام التحليل السكوني غير الخطي بالدفع المتدرج للحصول على منحنيات الهشاشة هذه باستخدام برنامج SPO2FRAG. في عملنا، تمت دراسة أربعة هياكل فولاذية بارتفاعات مختلفة. النتائج التي تم الحصول عليها تظهر الهشاشة الملحوظة للهياكل ذات العقد شبه الصلبة.

الكلمات المفتاحية: التحليل السكوني غير الخطي، عقدة شبه صلابة، منحنيات الهشاشة، الهياكل المعدنية.

ABSTRACT:

In structural analyses, some assumptions are taken into account for simplicity during the design phase. Column-beam connections are assumed pinned or fully rigid when designing steel structures. In fact, the connections behave between these two conditions and possess a certain rotational rigidity (semi-rigid). In this work, fragility curves have been established to evaluate the seismic behavior of steel structures with semi-rigid nodes. Nonlinear static analysis “pushover analysis” was used to obtain these fragility curves using SPO2FRAG software. In our work, four steel structures of different heights are studied. The results obtained show the remarkable vulnerability of structures with semi-rigid connections.

Keywords: Pushover analysis; semi-rigid connection; fragility curves; steel structures.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les bâtiments en acier sont un type de structures très répandu, qui subit souvent des dommages importants en cas de tremblements de terre en raison de ses caractéristiques de rigidité élevée, de faible résistance à la traction et au cisaillement au niveau des assemblages. En Algérie, Les efforts déployés dans l'étude et l'amélioration de ce type de construction sont très limités.

L'effondrement d'un bâtiment lors d'un tremblement de terre peut entraîner un nombre important de victimes et de blessés. Par conséquent, la prévention des effondrements est une considération majeure dans la conception parasismique, soulignant la nécessité d'une évaluation du risque sismique des structures pour estimer leur risque potentiel d'effondrement. La meilleure façon d'évaluer le risque d'effondrement par une évaluation probabiliste du risque sismique consiste à utiliser des courbes de fragilité qui expriment une relation continue entre une mesure d'intensité de mouvement du sol (IM) et la probabilité que la structure atteigne ou dépasse des états limites de dommage prédéfinis.

Dans ce mémoire, une méthodologie avancée d'obtention de courbes de fragilité analytiques pour des bâtiments en acier est appliquée à des bâtiments de différentes hauteurs, afin d'illustrer toutes ses étapes. Une telle approche est basée sur l'analyses statiques non linéaire en poussée progressive « pushover ». Un programme d'analyse pour tracer ces courbes appelées SPO2FRAG est utilisé. Dans un premier temps, les hypothèses retenues pour identifier les quatre états d'endommagement mécaniques considérés sont présentées. Des analyses statiques non linéaires (pushover) sont ensuite effectuées sur le modèle numérique des bâtiments et des distributions de probabilité des différents états de dommages sont obtenues. Ces distributions sont ensuite convoluées avec la distribution cumulée de la demande de déplacement imposée à la structure. Une telle convolution fournit les points de fragilité, qui seront ensuite ajustés par des distributions log-normales, afin d'obtenir des courbes de fragilité analytiques.

Pour effectuer ce travail, nous avons subdivisé cette étude en plusieurs chapitres. Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique sur les différentes méthodes de calcul dynamique des structures, des notions de base sur la vulnérabilité des structures et les différents modèles d'estimation de dommages sismiques. Dans le deuxième chapitre, les différentes étapes de l'analyse statique non linéaire en poussée progressive sont présentées. Dans le troisième chapitre, La théorie présentée dans les chapitres précédents est appliquée sur des cas de structure. Dans le chapitre 4, les résultats tirés de cette étude sont discutées.

→ *Chapitre 1: Recherche Bibliographique*

1.1. Introduction

L'étude de l'impact d'un séisme sur une structure est une tâche très importante dans la procédure de la conception. Cette étude est formulée par l'évaluation des dommages qui peuvent se produire au niveau des éléments de la structure. Cette évaluation peut être arborée suivant nombreuses manières telles que, les courbes de fragilité et de la vulnérabilité ou bien en termes de coût de perte. Ce chapitre présente une étude bibliographique portant sur l'impact des séismes, les assemblages dans les structures en acier et finalement les modèles d'estimation des dommages sismiques.

1.2. Les séismes

Un Tremblement de terre est toute secousse soudaine du sol causée par le passage d'ondes sismiques à travers les roches de la Terre. Les ondes sismiques sont produites lorsqu'une certaine forme d'énergie stockée dans la croûte terrestre est soudainement libérée, généralement lorsque des masses de roche se tendant les unes contre les autres se fracturent et « glissent » soudainement. Les tremblements de terre se produisent le plus souvent le long des failles géologiques, des zones étroites où les masses rocheuses se déplacent les unes par rapport aux autres. Les principales lignes de faille du monde sont situées en marge des immenses plaques tectoniques qui composent la croûte terrestre (Figure 1.1).

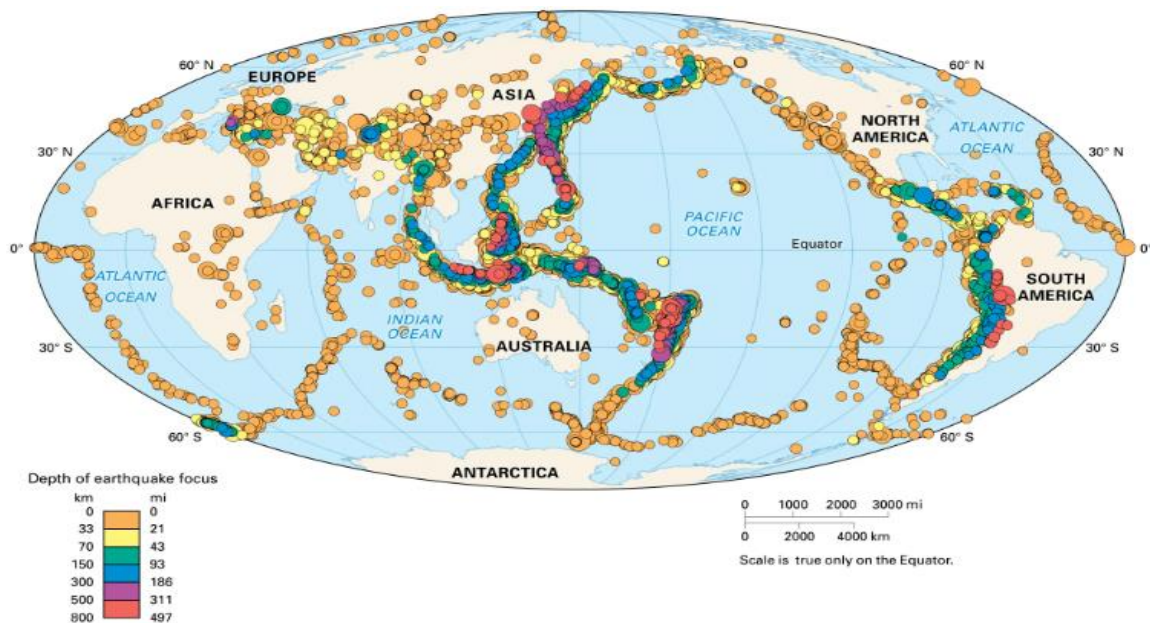


Figure 1.1. Les failles géologiques.



Figure 1.2. Dégâts de séisme de Boumerdès, mai 2003.

1.3. Risque sismique

L'évaluation des risques sismiques consiste à prédire la probabilité de dommages aux bâtiments et aux infrastructures et les pertes économiques en fonction de l'aléa sismique potentiel ou des scénarios de tremblements de terre. Généralement, elle se compose de deux procédures : l'analyse de l'aléa sismique et l'évaluation de la vulnérabilité structurelle. L'évaluation de la vulnérabilité structurelle est l'aspect majeur pour estimer le risque sismique.

1.3.1. L'aléa sismique

L'évaluation de l'aléa sismique régional relève de la Commission géologique. Les cartes des risques sismiques préparées par les Commissions géologiques sont tirées de l'analyse statistique des tremblements de terre passés et des connaissances sur la structure tectonique et géologique du pays. Sur les cartes, l'aléa sismique est exprimé comme le mouvement du sol le plus puissant qui devrait se produire dans une zone pour un niveau de probabilité donné [1].

Les cartes des risques sismiques (Figure 1.3.) et les lignes directrices sur les charges sismiques incluses dans les codes parasismiques des bâtiments sont utilisées pour concevoir et construire des bâtiments aussi résistants que possible aux séismes. Les dispositions du code du bâtiment se veulent une norme minimale. Ils sont destinés à prévenir l'effondrement des structures lors de tremblements de terre majeurs et à protéger ainsi la vie humaine. Les dispositions ne peuvent cependant pas empêcher des dommages graves au niveau de la structure.

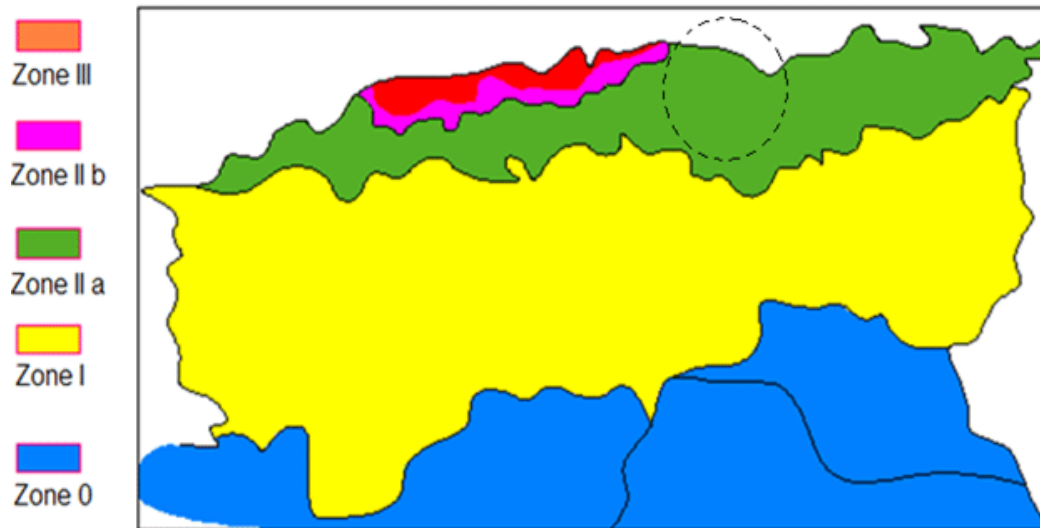


Figure 1.3. Carte de zonage sismique du nord de l'Algérie [2].

1.3.2. La vulnérabilité sismique

L'analyse de la vulnérabilité de la structure est une sorte de méthode de reconnaissance de dommages causés par les tremblements de terre. Les méthodes pour estimer la vulnérabilité sismique peuvent être divisées en deux catégories [3] :

- la méthode de jugement expérimental direct,
- et la méthode de jugement basée sur l'analyse de la réponse sismique.

La première approche identifie la relation entre les dommages structurels et les principaux facteurs contrôlant la vulnérabilité structurelle à travers l'analyse statistique des données de dommages. Habituellement, l'indice de dommage structurel représentant la capacité de résistance aux séismes, est utilisé pour définir les états de dommage.

La deuxième approche consiste à déterminer les valeurs seuils pour différents états de dommage en utilisant un code de conception sismique et/ou une analyse de réponse dynamique. Les valeurs seuils peuvent être modifiées en fonction de la qualité et de l'état des ouvrages.

1.3.3. Evaluation du risque sismique

Pour évaluer le risque sismique l'approche la plus utilisée consiste à réaliser des scénarios d'événements sismiques qui permettent la mise en place de plans de gestion et de plans d'action pour réduire le risque sismique.

A partir d'un scénario de risque sismique, il est possible d'estimer le niveau de dommages des différents bâtiments, les préjudices humains en décès et blessés, ainsi que les pertes économiques directes et indirectes.

1.3.3.1. Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurels ou non structurels, pour une valeur donnée du déplacement correspondant au point de demande. Les courbes de fragilité expriment donc le déplacement spectral S_{DD} en fonction de la probabilité d'endommagement. Dans une telle courbe, on dit qu'un pourcentage de bâtiments par rapport au nombre total de bâtiments dans la classe considérée, sont susceptibles de subir un degré d'endommagement donné sous l'action d'un séisme ou d'un déplacement spectral donné.

Ces courbes accompagnées d'inventaires de bâti, permettent une quantification des dommages subis pour un événement sismique [4].

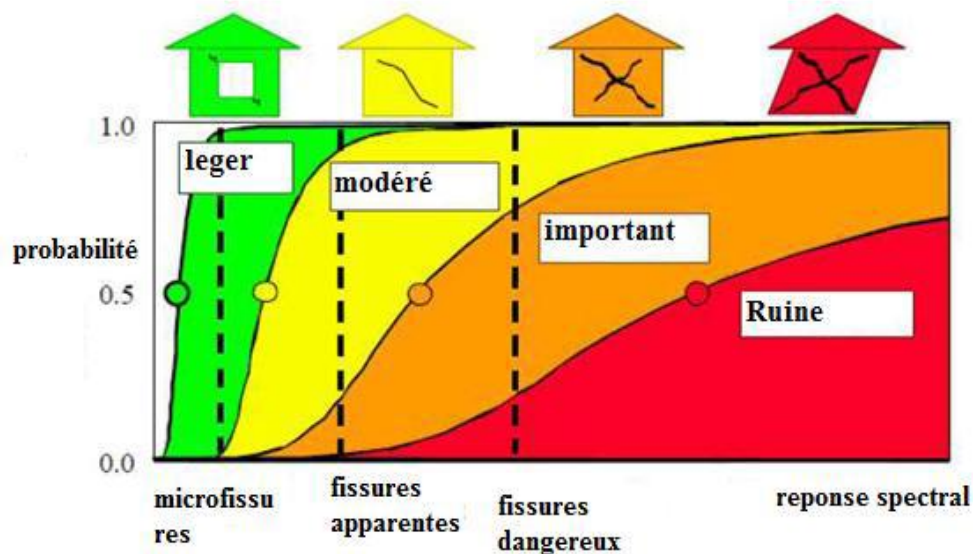


Figure 1.4. Courbes de fragilité [4].

La naissance du terme courbe de vulnérabilité est marquée par la première fois en 1985 par ATC (Applied Technology Council) [5], aujourd'hui on compte cinq approches [4].

1.3.3.2. Indice de dommage

L'un des paramètres représentatifs de l'évolution des degrés de dommages dans une structure ou d'un élément structural est l'indice de dommages ou l'indice d'endommagement ('Damage Index', DI). Cet indice est normalisé et discrétisé en une série de valeurs partant de '0', indiquant que la structure n'a subi aucun dommage structurel, jusqu'à la valeur de '1'

indiquant que la structure a atteint sa capacité maximale (instabilité structurelle au voisinage de la rupture ou l'effondrement total) [6].

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. Structures en acier en zone sismique

Les structures en acier ont toujours été considérées comme une solution appropriée pour les constructions dans les zones à forte sismicité, en raison de la très bonne résistance et la ductilité structurelle du matériau, de la haute assurance qualité garantie par la production industrielle de profilés et de plaques en acier et de la fiabilité des assemblages. Construit à la fois en atelier et sur le terrain. Malgré ces avantages naturels, les chercheurs s'inquiètent de la nécessité, pour assurer un comportement structural ductile, d'accorder une attention particulière à la conception de zones dissipatives, qui doivent être correctement détaillées, assurant des boucles d'hystérésis stables, capables de dissiper l'énergie sismique à haut rendement. Pour confirmation, lors des récents événements sismiques de Northridge (Los Angeles, 17 janvier 1994) et Hyogoken-Nanbu (Kobe, 17 janvier 1995), même si les cas d'effondrement de bâtiments en acier ont été extrêmement rares, les bâtiments à ossature métallique, considérés comme des systèmes hautement ductiles, ont présenté un comportement fragile inattendu. Ils ont présenté de nombreuses défaillances situées au niveau des jonctions poutre-poteau, remettant en question l'hypothèse d'une ductilité élevée et démontrant que les connaissances sur les ossatures en acier ne sont pas encore complètes [7].

Afin d'améliorer les détails de construction et de proposer de nouvelles solutions de conception pour parvenir à une correspondance entre les exigences de conception et la réponse structurelle réelle, la communauté scientifique a commencé à approfondir les raisons de ce mauvais comportement : dépend-il de la qualité du matériau, de conception, sur le schéma structurel, sur les détails de construction, sur la disposition du code? La plupart de ces questions sont encore

en cours d'analyse, mais beaucoup plus a été compris sur le comportement sismique des structures en acier. Par conséquent, au cours des dernières années, la plupart des connaissances récentes ont déjà été ou vont être introduites dans les dispositions de conception structurelle pour la conception parasismique dans tous les pays sujets aux tremblements de terre, donnant lieu à une nouvelle génération de codes sismiques.



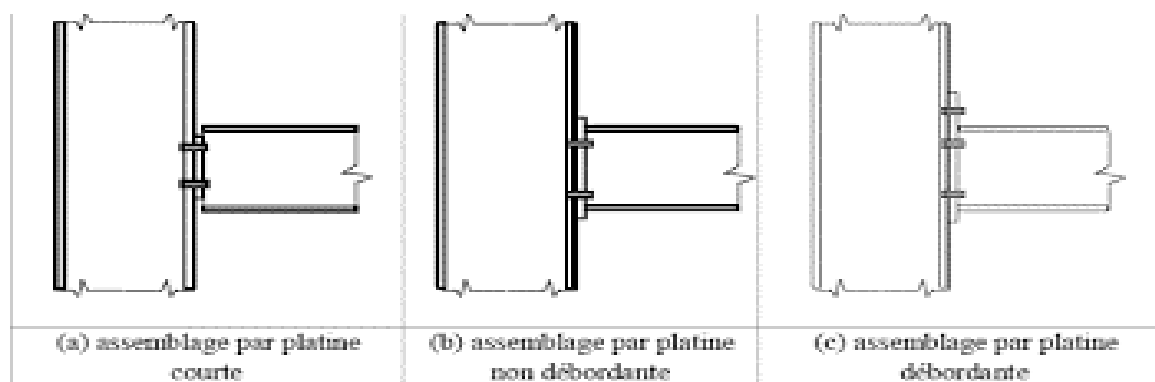
(a)

(b)

Figure 1.5 : (a Structure en acier, b) Rupture de l'assemblage en soudure lors du séisme de Northridge 1994.

1.5. L'assemblage dans les structures en acier

D'habitude dans l'analyse globale des structures poutres-poteaux en acier, l'assemblage boulonné par platine d'extrémité courte, dimensionné pour ne transmettre aucun moment de flexion, est idéalisé comme un nœud articulé — assemblage articulé (rigidité nulle) — qui n'empêche aucune rotation (rotation élevée) des sections assemblées. L'assemblage boulonné par platine d'extrémité débordante, dimensionné pour transmettre l'ensemble des sollicitations, est idéalisé comme un nœud rigide — assemblage rigide (rigidité élevée) — qui interdit toute rotation relative (rotation nulle) entre les sections assemblées [8].



(a) assemblage par platine courte

(b) assemblage par platine non débordante

(c) assemblage par platine débordante

Figure 1.6. Assemblage poteau-poutre.

La Figure 1.7 présente des exemples de comportement d'assemblages poutre-poteau par platine d'extrémité. La courbe 1 correspond à l'assemblage idéalisé comme un nœud articulé tandis que la courbe 2 correspond à l'assemblage idéalisé comme un nœud rigide. Les courbes 1, 2 et 3 correspondent aux assemblages boulonnés par platine d'extrémité courte, non débordante et débordante, respectivement. Chaque assemblage possède un comportement non-linéaire intermédiaire (semi-rigide) situés entre les deux extrêmes (courbes 1 et 2).

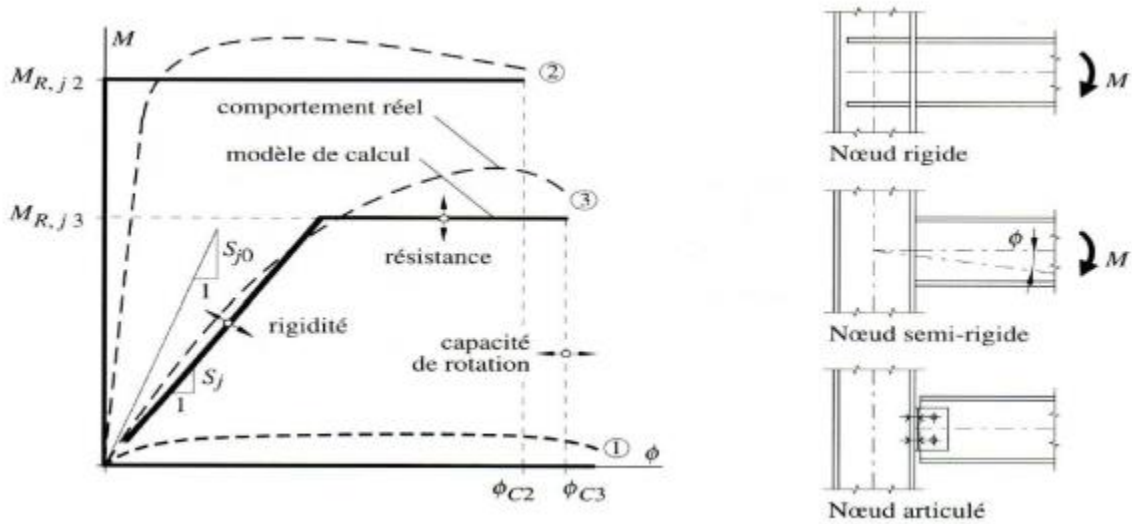


Figure 1.7. Comportement d'un assemblage poteau-poutre.

L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure 1.8). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau. [10]

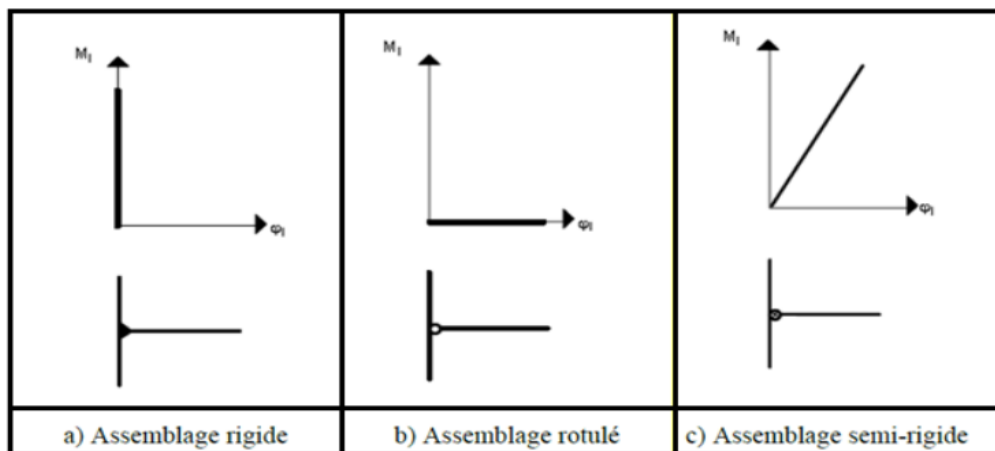


Figure 1.8. La semi-rigidité de l'assemblage.

1.5.1. Classification des assemblages

L'approche de l'Eurocode 3, qui traite de la classification des assemblages, fournit les règles de calcul de la rigidité initiale et de la résistance ultime. En vue d'une application pratique, l'approche idéalise le comportement réel des assemblages en utilisant le modèle linéaire, le modèle bilinéaire ou le modèle trilineaire de la Figure 1.9 [8].

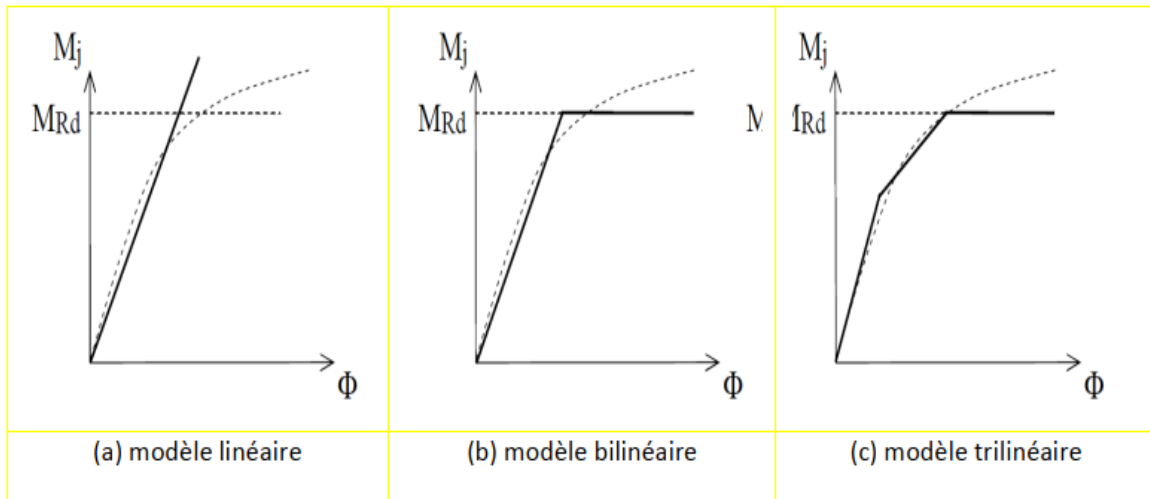


Figure 1.9. Idéalisations du comportement des assemblages en acier.

L'Eurocode 3 a classé l'assemblage selon : la rigidité, la résistance et la capacité de rotation

a. Classification par la rigidité :

La rigidité initiale d'un assemblage qui caractérise sa réponse élastique peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'EC3 offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Il permet de classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité : articulé, rigide ou semi-rigide [8].

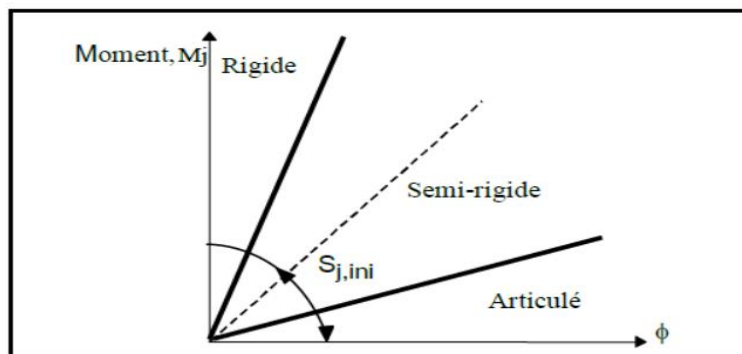


Figure 1.10. Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple.

➤ Assemblage rigide

Lorsque l'assemblage rigide est considéré dans l'analyse globale de la structure en acier, sa conception et son dimensionnement doivent effectivement être tels pour que ses déformations aient une influence négligeable sur la distribution des efforts et sur les déformations de la structure en acier. Les assemblages rigides sont usuellement utilisés dans les structures en acier non contreventées. L'assemblage est considéré rigide si:

$$S_{j.ini} > 8E \frac{I_b}{L_b} \quad (\text{Structure contreventée}) \quad (1.2)$$

$$S_{j.ini} > 25E \frac{I_b}{L_b} \quad (\text{Structure non contreventée}) \quad (1.3)$$

Où $S_{j.ini}$, $E I_b$ et L_b désignent, respectivement, la rigidité initiale de l'assemblage, la rigidité flexionnelle de la poutre assemblée et la longueur de la poutre. Même si en règle générale un assemblage rigide est un assemblage qui permet de transmettre à la fois un moment de flexion, un effort tranchant et parfois un effort normal, il n'en reste pas moins que son rôle principal est de transmettre un moment de flexion.

➤ Assemblage semi-rigide

$$0,5 E \frac{I_b}{L_b} < S_{j.ini} < \frac{8E I_b}{L_b} \quad (\text{structure contreventée}) \quad (1.4)$$

$$S_{j.ini} < \frac{25E I_b}{L_b} \quad (\text{structure non contreventée}) \quad (1.5)$$

➤ Assemblage articulé

Ce type d'assemblage doit être suffisamment souple pour se déformer lors de la rotation. Il doit être conçu et dimensionné pour ne transmettre, en règle générale, aucun moment de flexion. Assemblage est considéré articulé si :

$$S_{j.ini} < \frac{0,5 E I_b}{L_b} \quad (1.6)$$

Un assemblage articulé a donc pour mission de reporter depuis la poutre au poteau qu'un effort tranchant et/ou un effort normal. On comprend dès lors que ce type d'assemblage convient aux structures contreventées. Au niveau de chaque assemblage, les charges verticales sont transmises du plancher aux poutres et des poutres aux poteaux ; les charges horizontales sont reprises directement par le système de contreventement adopté. **Source spécifiée non valide.**

b. Classification par la résistance :

La classification fondée sur la résistance est utile dans le cas de structures en acier calculées par la théorie de plasticité. La classification de l'Eurocode 3 vis-à-vis de la résistance des assemblages fait une distinction entre l'assemblage à résistance complète, et l'assemblage à résistance partielle et l'assemblage articulé [8].

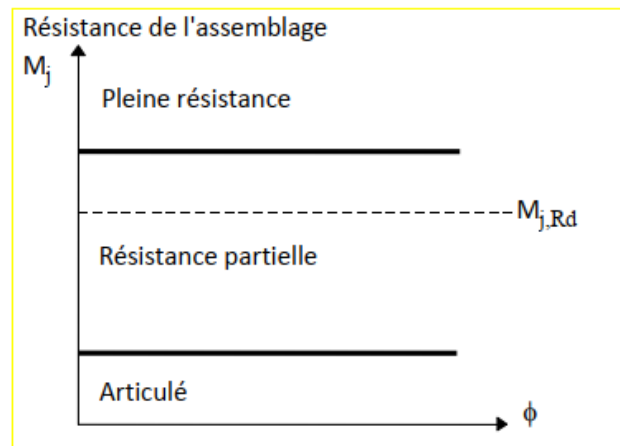


Figure. 1.11. Limites de la classification des assemblages par résistance

➤ Assemblage à résistance complète :

Un assemblage à résistance complète est un assemblage qui possède une résistance plus grande que la résistance de la poutre assemblée. Dans Ce cas, la déformation plastique est supposée se former dans la poutre Assemblée [8]. L'assemblage est considéré à résistance complète si :

$$M_{Rd} > M_{PLRd} \quad (\text{avec vérification de la capacité de rotation}) \quad (1.7)$$

$$M_{Rd} > M_{PLRd} \quad (\text{sans vérification de la capacité de rotation}) \quad (1.8)$$

Où M_{Rd} désigne le moment résistant de calcul de l'assemblage et M_{PLRd} le moment plastique de calcul de la poutre assemblée. Il n'est pas rare que la limite d'élasticité du matériau dont est constituée la poutre assemblée soit élevée par rapport à celle de l'assemblage. Dans ce cas, le calcul conduit alors à une sous-estimation de la résistance de la poutre assemblée et la rotule plastique se formerait dans l'assemblage.

➤ **Assemblage à résistance partielle**

Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire. L'assemblage doit posséder une capacité de rotation suffisante pour assurer la formation de la rotule plastique.

L'assemblage est considéré à résistance partielle si :

$$0,25 M_{PLRd} < M_{Rd} < M_{PLRd} \quad (1.9)$$

➤ **Assemblage articulé :**

Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage résistance complète.

$$M_{Rd} < 0,25 M_{PLRd} \quad (1.10)$$

c. Classification par la capacité de rotation:

La capacité de rotation est une mesure de la déformation qui peut être atteinte avant que la ruine, dans l'assemblage ne provoque une chute de la résistance flexionnelle. Dans l'approche de l'EUROCODE 3, la classification des assemblages en termes de leur capacité de rotation demeure toujours vague. Cette classification constitue en principe une mesure de l'aptitude des assemblages à résister à une rupture fragile ou à instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale basée sur un calcul plastique peut être conduite [8].

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation est toutefois proposée dans la littérature et qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies à savoir, l'assemblage ductile, l'assemblage semi-ductile et l'assemblage fragile, voir [figure 1.12](#). Le comportement ductile est caractérisé par une courbe moment-rotation avec un plateau étendu qui indique généralement l'apparition de déformations plastiques avant la rupture. Le comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Enfin, le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

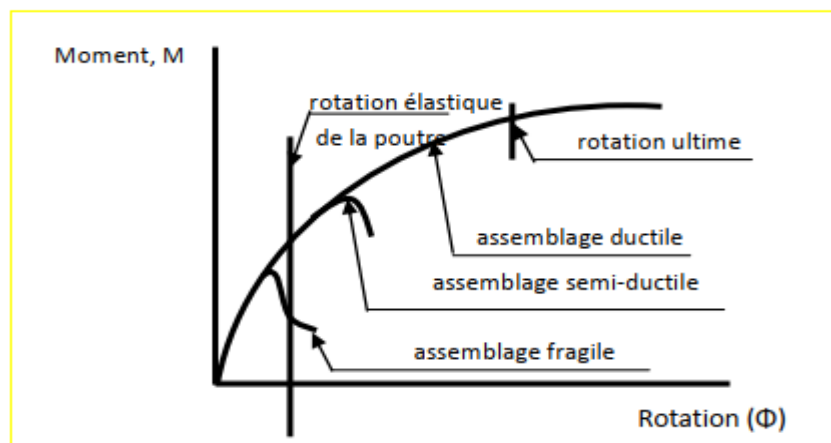


Fig.1.12: Classification des assemblages par la capacité de rotation

1.5.2. Les méthodes d'analyse des nœuds semi-rigides

Les méthodes d'analyse des nœuds semi-rigides Les premières études sur les nœuds semi-rigides ont été réalisées en 1917, lorsque Wilson et Moore ont étudié la rigidité des assemblages rivetés des structures métalliques. En 1930 les études ont commencé dans la relation entre le moment et la rotation des articulations semi-rigides et leur effet le comportement global des structures métallique. Batho et Rowan ont proposé une méthode graphique, appelée "Beam-Line", qui a été utilisée pour déterminer les réactions fournies par chaque nœud. Pour appliquer cette méthode, il nécessite l'utilisation de la courbe moment-rotation expérimentale. Baker et Rathbun, ont été les premiers à appliquer la méthode pente- déflexion et la méthode de distribution du moment pour l'analyse des nœuds semi-rigides.

Entre 1936 et 1950, la plupart des recherches ont été axées sur l'application de ces méthodes pour l'analyse des structures à nœuds semi-rigides. Le comportement dynamique des structures à nœuds semi-rigides a été étudié par Lionberger et Weaver en 1969, et Suko et Adams en 1971.

Dans ces analyses le comportement élasto-plastique des nœuds semi-rigides a été modélisé par des ressorts équivalents. En 1981, Moncarz et Gerstle ont proposé une nouvelle approximation de l'analyse des structures à nœuds semi-rigides sur la base de la modification de la technique de matrice de rigidité élémentaire. D'après les études de l'ECCS, en 1984, la Commission de la Communauté européenne a publié la première version de l'Eurocode 3. Dans ce document, les articulations sont classés comme rigides et semi-rigides pour l'analyse élastique linéaire. En 1987, Lui et Chen , et Goto et Chen , ont proposées des méthodes pour l'analyse des structures à nœuds semi-rigide basée sur l'analyse de la matrice de rigidité. En

2005, l'Eurocode 3 a été publié. Il prend en compte de tous les types des nœuds, notamment semi-rigides, où la réponse d'un nœud dépend sur les propriétés géométriques et mécaniques de ses composants, en utilisant la méthode des composantes. Ce code est un résultat de plusieurs décennies de recherche dans des structures métalliques. D'autres codes internationaux qui traitent sur le comportement des nœuds. Aux l'Etats-Unis, on trouve AISC-ASD, LRFD, AISCASD / LRFD et en Chine, on trouve le règlement GB. Il existe actuellement une grande variété d'études sur le comportement des structures à nœuds semi-rigides. Ces études ont porté sur deux thèmes principaux.

- 1- l'évaluation des propriétés mécaniques des nœuds en termes de rigidité en rotation, moment de résistance et de capacité de rotation.
- 2- les méthodes d'analyse et de conception des structures à nœuds semi-rigides.

Toutes ces études s'accordent à dire que lors de la réalisation d'une analyse des structures métalliques, le comportement de rotation des nœuds doivent être pris en considération. La prédiction du comportement commun au moyen d'une des méthodes ci-dessus doit être en général accompagnée d'une représentation mathématique [9].

1.5.3. Modélisation des nœuds semi-rigides

➤ Les modèles empiriques

Les modèles empiriques sont basés sur des formulations empiriques qui concernent les paramètres de la représentation mathématique de la courbe moment-rotation pour les propriétés géométriques et mécaniques des assemblages poutre-poteau. Ces formulations peuvent être obtenues en utilisant des analyses de régression des données qui peuvent être tirés de différentes façons telles que:

- Les tests expérimentaux;
- Analyses paramétriques développés par des éléments finis des modèles;
- Des modèles analytiques ou modèles mécaniques.

Le principal inconvénient de ce type de modèle est qu'il est uniquement applicable aux assemblages dont les caractéristiques correspondent à celles utilisées pour générer le modèle. Il n'est également pas possible de déterminer comment chaque composant d'assemblage affecte sur la performance globale de structure [7].

➤ Les modèles analytiques :

Les modèles analytiques utilisent les concepts de base de l'analyse structurelle: les relations constitutives équilibre, compatibilité et matérielles, pour obtenir la rigidité en rotation (k_r) et la résistance de moment ($M_{j, Rd}$) d'un assemblage due à ses propriétés géométriques et mécaniques,

Chen et al. ont présenté un modèle analytique pour prédire la réponse d'un assemblage poutre-poteau en fonction de ses propriétés géométriques et mécaniques. Le principal problème de ce type de modèles, est qu'ils ne considèrent pas la déformation de panneau d'âme, et pour résoudre ce problème, ont considéré un panneau d'âme rigide.

➤ **Les modèles mécaniques :**

Dans les modèles mécaniques ou à ressorts représentant l'assemblage en utilisant une combinaison d'éléments rigides et flexibles, qui sont modélisés au moyen de valeurs de rigidité et de résistance obtenues à partir des relations empiriques. La non linéarité de la réponse est obtenue au moyen de lois de comportement inélastique utilisé pour les éléments de ressort [7].

La figure 1.13 montre le modèle mécanique utilisé par Falla pour l'assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante.

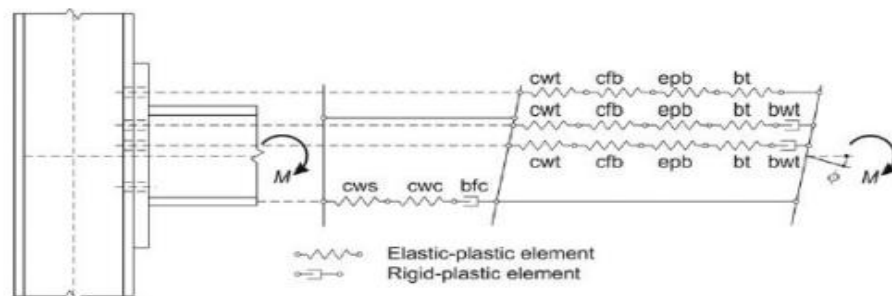


Fig.1.13: Modèle mécanique d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante.

Pour développer un modèle mécanique, trois étapes sont nécessaires.

- 1- Identifier toutes les composantes de l'assemblage qui influent sur la déformation et la rupture de nœud d'assemblage;
- 2- Déterminer les lois de comportement pour chaque composante de nœud à l'aide des moyens analytiques, expérimentaux ou numériques,
- 3- L'assemblage de toutes les composantes ensemble pour produire la courbe moment-rotation pour le nœud complet.

La méthode des composantes est une méthode d'analyse mécanique hybride (figure 1.12). Cela consiste à modéliser un nœud comme un assemblage de ressorts (composants) et de liaisons rigides, où chaque ressort représente une partie spécifique dans le nœud avec sa propre force et rigidité, en fonction du type de chargement. Le comportement du nœud est obtenu en ayant les propriétés mécaniques et géométriques de chaque composant de nœud. Il donne de bons

résultats lorsque le nœud d'assemblage agit principalement en flexion avec une faible force axiale.

Modèle de l'Eurocode 3:

Dans ce modèle de calcul présenté par l'eurocode-3, le comportement des assemblages est considéré à travers trois caractéristiques clés suivantes [7] :

- Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$
- La rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$
- La capacité de rotation de calcul ϕ_{cd}

Le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$:

Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ est pris comme le moment maximum de la courbe de comportement moment-rotation ($M - \phi$).

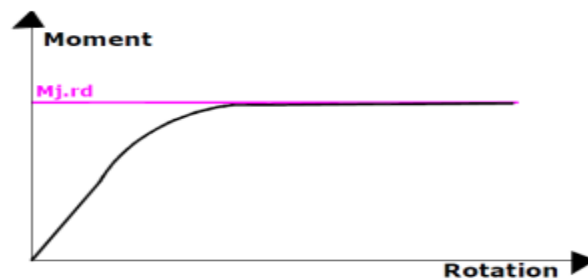


Figure 1.14 : Le moment résistant de calcul

Rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$

La rigidité en flexion (ou en rotation) est définie comme étant le rapport entre le moment sollicitant l'assemblage " $M_{j,Rd}$ " et la rotation " ϕ_j " correspondante de l'assemblage (la variation angulaire entre les fibres moyennes du poteau et de la partie attachée), donc:

$$S_{j,ini} = \frac{M_{j,Rd}}{\phi_j}, \quad (1.11)$$

À $S_{j,ini}$ est la rigidité initiale.

La capacité en rotation:

La prise en considération de l'aptitude de l'assemblage à rester cohérent et à accepter les rotations imposées sans rupture, telles la capacité de rotation est très importante.

$$\phi_{cd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j} \quad (1.12)$$

Où:

$M_{j Rd}$: Moment résistant de calcul

S_j : Rigidité en rotation

ϕ_{Cd} : Capacité de rotation de calcul

Les trois caractéristiques ($M_{j Rd}$, S_j , ϕ_{Cd}) clés des assemblages influent directement sur le comportement de ces derniers et sur leur classification.

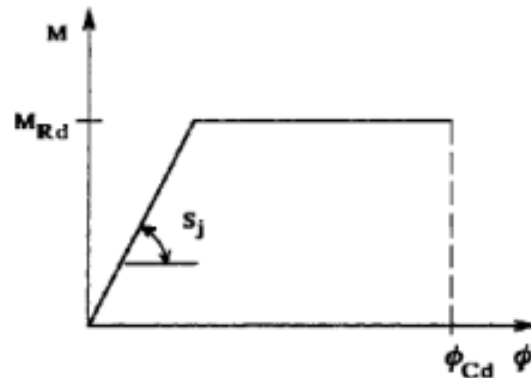


Figure 1.15: Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre -poteau

1.6. Méthodes de calcul sismique

L'objectif premier des codes sismiques est d'assurer un haut niveau de sécurité et d'opérabilité face aux catastrophes naturelles. Ils proposent plusieurs procédures de calcul pour y parvenir. Les ouvrages doivent pouvoir résister aux séismes de manière quantifiable et atteindre des niveaux de performances cibles correspondant à des niveaux de dommages économiquement et socialement acceptables. Les codes recommandent l'utilisation de divers types de méthodes d'analyse pour évaluer les performances structurelles les codes suggèrent l'utilisation de différents types de méthodes d'analyse :

Méthode Statique linéaire, méthode statique non linéaire (Nonlinear static pushover analysis), Analyse dynamique linéaire, Analyse dynamique non linéaire temporelle (Nonlinear Time History Analysis).

Tableau. 1.1. Méthodes de calcul sismique.

Analyse	Statique	Dynamique
Linéaire ou non linéaire équivalente (avec coéf R)	Analyse statique linéaire (Méthode statique équivalente)	Analyse dynamique linéaire
Non linéaire	Analyse statique non linéaire Méthode de la poussée progressive (Pushover))	Analyse dynamique temporelle non linéaire

1.6.1. Méthode statique équivalent

Dans la méthode statique équivalente, une analyse statique est effectuée par des forces statiques équivalentes aux forces dynamiques réellement appliquées à la structure. Dans cette approche, la résistance effective de la structure est supposée supérieure à la résistance de conception pour que la structure puisse dissiper l'énergie jusqu'à la limite élastique.

1.6.2. Méthode modale spectrale

L'analyse dynamique peut être soit une analyse spectrale, soit une analyse dynamique par accélération. La première commence par identifier les différentes fréquences naturelles et les modèles de vibration. Les équations des mouvements couplés sont alors séparées par une transformation conditionnelle dans laquelle se trouve le principe de l'orthogonalité des modes de vibration par rapport à la masse. La fourniture de schémas d'accélération est faite pour obtenir la réponse "précise" de la structure en fonction du temps. Il est déterminé naturellement à l'aide de l'équation pas à pas de l'intégration numérique du mouvement.

En conséquence, cette analyse est effectuée à l'aide d'un logiciel informatique en obtenant l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse sismique ou de tous les mouvements du sol.

1.6.3. Méthode statique non linéaire en poussé progressive « pushover »

Les procédures statiques non linéaires ont été officiellement introduites dans les codes de conception dans le monde entier. Elles ont commencé à être mises en œuvre dans le cadre de

l'ingénierie basée sur la performance sismique et (ATC-40 1996), (FEMA-273 1997) et (FEMA-356). (1996; 2000) a été implantée dans l'Eurocode 8

Il s'agit d'une approximation statique non linéaire de la réponse montrée par la structure lorsqu'elle est exposée à une charge sismique dynamique MDOF en réponse à une phrase équivalente qui a un degré de liberté ESDOF **Figure 1.16**

La méthode est relativement simple et fournit des informations sur la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire, permettant l'identification des modes de défaillance ainsi que les zones où se forment les rotules plastiques. Elle possède des rotules plastiques malgré certaines limitations inhérentes telles que la négligence de la variance des modes de chargement ainsi que l'influence des modes aériens, cette méthode donne une estimation raisonnable de la puissance de déformation globale, en particulier pour les structures où le premier mode est dominant Il est plus adapté aux courtes durées et aux structures mal surélevées [3].

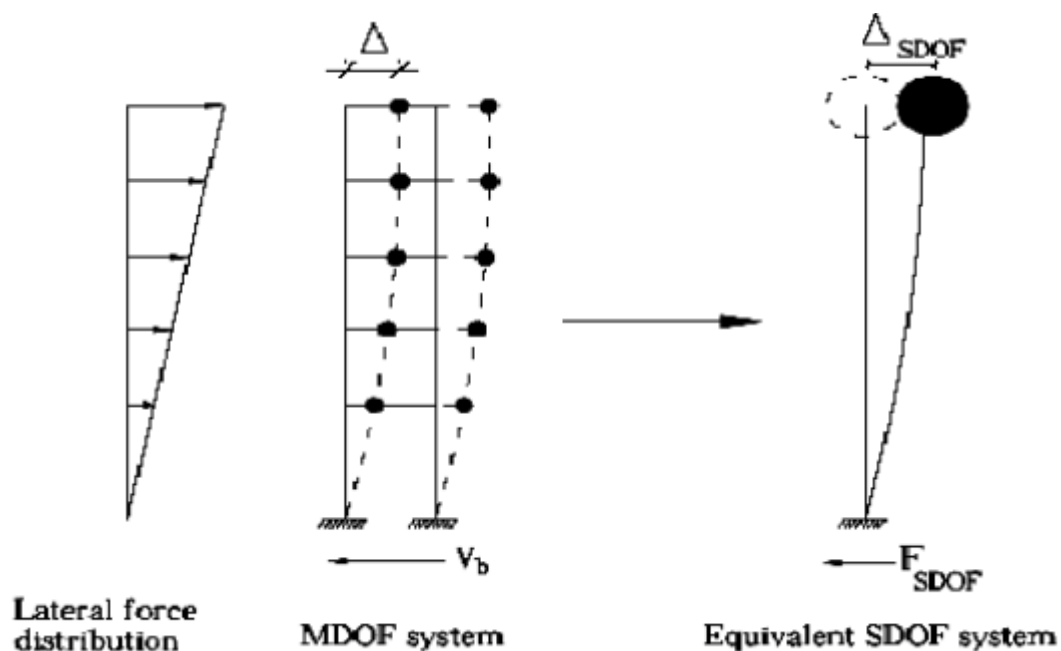


Figure 1.16: la phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.

Récemment, l'analyse du modèle de défilement a été développée. Cette méthode est une amélioration majeure par rapport à l'analyse Pushover statique couramment utilisée, Prise en compte de la contribution des modes supérieurs à la réponse ou à la répartition des forces d'inertie dues à la dégradation de la raideur. Distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode Pushover. Typique est généralement similaire aux résultats dits "précis" obtenus à l'aide d'une analyse temporelle inélastique, si l'on compare les valeurs moyennes ou moyennes du déplacement du sol. [12]

L'analyse statique non linéaire inclue:

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

1.6.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle

Il utilise un modèle qui exprime le comportement non linéaire des éléments. La méthode la plus précise et la plus fiable pour évaluer le comportement sismique est souvent basée sur l'analyse des enregistrements temporels sismiques. Cette utilise soit l'intégration directe des équations de mouvement (à partir d'enregistrements réels ou simulés), soit des algorithmes intégrant les déformations élastoplastiques de la structure. Si la méthode est a priori capable de décrire le comportement réel lors d'un séisme, l'enjeu principal est de déterminer le bon enregistrement (accélérogrammes) du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. De ce fait, plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogrammes artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels deviennent nécessaires.

1.7. Conclusion

Des recherches expérimentales montrent que le comportement réel des assemblages dans les structures en acier se situe entre un assemblage parfaitement articulé et un assemblage complètement rigide : ces assemblages sont nommés assemblages semi-rigides. Les modèles simples utilisés dans la procédure de conception actuelle sont clairement efficaces pour analyser un grand nombre de structures, mais dans de nombreux cas, l'évaluation correcte de la fiabilité structurelle nécessite la prise en compte du comportement semi-rigide des joints. Cela devrait améliorer la fiabilité de la prédiction de la réponse structurelle, lui permettant de bénéficier du comportement réel des jonctions. En fait, de nombreuses études ont souligné les avantages économiques qui peuvent résulter d'une conception tenant compte du comportement réel des assemblages poutre-poteau.

En raison de la nature aléatoire des secousses sismiques, il serait avantageux d'étudier le problème d'un point de vue probabiliste. Ce travail est une tentative d'évaluation de la fragilité sismique de telles structures dans un cadre probabiliste.

→ *Chapitre 2: Analyse Statique Non*

Linéaire « Pushover »

2.1. Introduction

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base –déplacement au sommet.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou trilineaire. La charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.

Ci-dessous, nous donnons une méthode détaillée pour l'analyse pushover.

2.2. Définition de l'analyse pushover

L'analyse « pushover » est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (Figure 2.1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure [4].

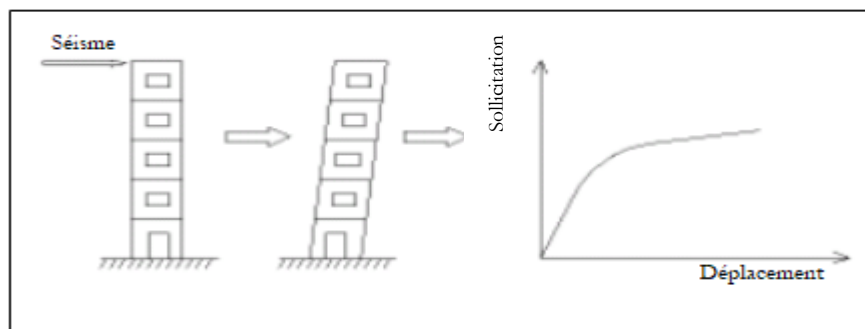


Figure 2.1 : signification physique de la courbe de capacité [4].

2.3. But de l'analyse pushover

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite [10] :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

2.4. Contexte théorique de l'analyse pushover

Toutes les analyses classiques, n'ont pas de base théorique stricte. Elles reposent principalement sur l'hypothèse que la réponse de la structure est contrôlée par le premier/les premiers modes de vibration, et que cette forme reste constante le long de la réponse élastique et inélastique de la structure. Ceci fournit la base pour transformer un problème dynamique en un problème statique qui est théoriquement erroné. De plus, la réponse d'une structure PDDL est liée à la réponse d'un système SDDL équivalent, SDDLE (Figure 2.2).

Le mouvement induit par un tremblement de terre d'un système PDDL élastique ou inélastique peut être dérivée de son équation différentielle [3]:

$$M\{\ddot{u}(t)\} + C\{\dot{u}(t)\} + \{F\} = -M\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

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

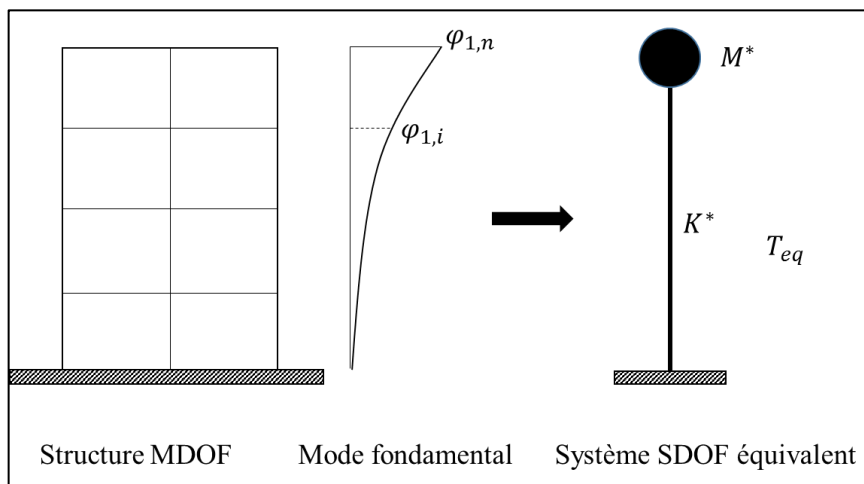


Figure 2.2 : Transformation de système PDDL au système SDDL [11]

En supposant un vecteur de déformée modale unique $\{\varphi\}$, Qui n'est pas en fonction du temps et définissant un vecteur de déplacement relatif, U , du système PDDL comme.

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

Où u_t dénote 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 u^* du système SDDL est défini comme :

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

Substituant par u_t en utilisant l'équation (2.4) L'équation différentielle suivante décrit la réponse du système équivalent SDDLE :

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

Où :

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

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

$$F^* = \{\varphi\}^T \{F\} \quad (2.8)$$

Une analyse statique incrémentale non linéaire de la structure PDDL peut maintenant être effectuée à partir de laquelle il est possible de déterminer les caractéristiques force-déplacement du système SDDLE. Le résultat de l'analyse de la structure PDDL est une courbe de l'effort tranchant à la base V_b - déplacement au sommet u_t , appelée courbe de capacité de la structure (Figure 2.3a). Cette courbe de capacité fournit des informations précieuses sur la réponse de la structure car elle se rapproche de la façon dont elle se comportera après avoir dépassé sa limite élastique. Il existe une certaine incertitude concernant l'étape post-élastique de la courbe de capacité et aux informations qu'elle peut fournir puisque les résultats dépendent des modèles (loi de comportement) des matériaux utilisés ainsi les hypothèses de modélisation [11]

Pour simplifier, la courbe est idéalisée comme bilinéaire à partir de laquelle la limite d'élasticité V_y , une rigidité élastique effective $K_e = V_y / u_y$ et la rigidité d'écrouissage/adoucissement $K_s = \alpha K_e$ sont définies. La courbe idéalisée peut ensuite être utilisée pour définir les propriétés du système SDDL équivalent (Figure 2.3b) [11]

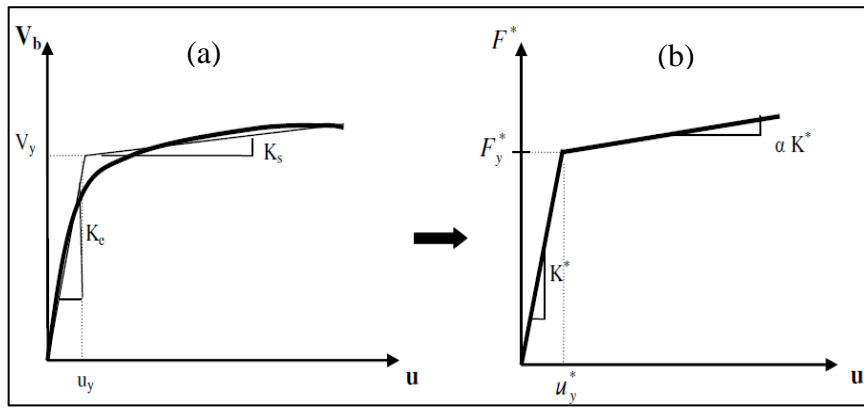


Figure 2.3: Courbe de capacité (a) du système PDDL (b) du système SDDL équivalent [11]

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

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

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

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \tag{2.10}$$

Le facteur d'écrouissage α dans la courbe $F^* - u^*$ du système SDDLE est pris comme celui de la structure PDDL.

Le déplacement maximal du système SDDLE soumis à un séisme donné peut être trouvé à partir des spectres élastiques ou inélastiques ou d'une analyse dynamique temporelle. Ensuite, le déplacement correspondant du système PDDL peut être estimé en réorganisant l'équation 2.4 comme suit :

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

Le déplacement cible u_t dépend du choix du mode $\{\varphi\}$. Des études antérieures ont montré que le premier mode de vibration peut fournir des prédictions précises du déplacement cible si la réponse de la structure est dominée par son mode fondamental [11].

2.5. Distribution des charges latérales appliquées

Afin d'effectuer une analyse pushover pour un système PDDL, un modèle de charges latérales monotones croissantes doit être appliqué aux points de masse du système. Le but de ceci est de représenter toutes les forces qui sont produites quand le système est soumis à une excitation sismique. En appliquant progressivement ce modèle jusqu'à et dans la phase inélastique. L'endommagement progressif des éléments structurels peut être surveillé. Pendant la phase inélastique, le système subira une perte de rigidité et un changement de sa période de vibration. Cela peut être vu dans la courbe d'effort tranchant-déplacement au sommet du système.

Le choix de distribution de charge pour capturer un phénomène dynamique à travers une analyse statique est d'une grande importance car il a été reconnu, qu'il peut affecter les résultats de manière significative [11].

Pour les analyses pushover conventionnelle, les modèles de charge suivants ont été couramment utilisés [11]:

- 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 est la masse d'i-ème étage, φ_{ij} est la déformée modale de l'étage i pour un mode j .

- **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 est 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 $S_a(T_i)$ est l'accélération spectrale correspondant de la période fondamentale de la structure T_i (à partir d'un spectre de conception).

W est le poids total de la structure.

➤ **Distribution uniforme**

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

➤ **Distribution de FEMA**

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

Où k est un coefficient qui peut être supposé dépendant de la période fondamentale T_1 de la structure. Il peut être égal à 1,0 pour les structures ayant une période inférieure à 0,5 seconde et égal à 2,0 pour $T > 2,5$ secondes. Une variation linéaire entre 1 et 2 peut être utilisée pour obtenir une transition simple entre les deux valeurs extrêmes.

➤ **Distribution Upper-bound**

$$F_i = \omega_1^2 m_i \varphi_{i1} + \omega_2^2 m_i \varphi_{i2} \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \quad (2.17)$$

Dans lequel ω_1 et ω_2 sont respectivement les fréquences propres du premier et du second mode ; φ_{i1} et φ_{i2} sont les i -èmes composantes de premier et de deuxième mode normalisée, respectivement ; q_1 , q_2 sont les coordonnées généralisées des modes 1 et 2. Le rapport $(q_2/q_1)_{UB}$ est défini par l'équation suivante :

$$\left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} = \left| \frac{\Gamma_2 D_2}{\Gamma_1 D_1} \right| \quad (2.18)$$

Où Γ_1 , Γ_2 sont les facteurs de participation modale des deux premiers modes de vibration et D_1 , D_2 sont les déplacements spectraux obtenus à partir du spectre de réponse de déplacement élastique.

➤ **Distribution de Kunnath**

$$F_i = \sum_{j=1}^n a_{mr} \Gamma_j m_i \varphi_{ij} S_a(\xi_j, T_j) \quad (2.19)$$

Où

a_{mr} est un facteur de modification qui peut contrôler les effets relatifs de chaque mode inclus et qui peut prendre des valeurs positives ou négatives.

$S_a(\xi_j, T_j)$ est l'accélération spectrale pour un séisme donné à une fréquence correspondant à la période T et un taux d'amortissement ξ pour le mode j .

Il a été convenu que l'application d'un modèle de charge unique ne serait pas en mesure de capturer la réponse dynamique d'un système lors d'un séisme. Ceci est reflété dans FEMA356 et l'Eurocode 8 qui recommandent qu'au moins deux modèles de charge soient utilisés afin d'envelopper les réponses.

2.6. Méthodes d'analyse pushover conventionnelles

Il existe plusieurs méthodes d'analyse pushover conventionnelles, toutes avec les mêmes étapes générales mais des détails différents. Ce chapitre considère les méthodes suivantes [11]:

- Méthode N2.
- Méthode de capacité spectrale (CSM) de l'ATC-40.

2.6.1. Méthode N2

Le premier modèle mis en œuvre dans cette étude est établi par P. Fajfar (Fajfar, 1999) et validé sur une structure-test au laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) en Italie.

L'abréviation (N2) indique que la méthode est basée principalement sur la combinaison de deux modèles mathématiques tenant compte du comportement non-linéaire à savoir [12] :

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

➤ Principe de la méthode et équations

Le principe du modèle N2 consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire en poussée progressive (pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de considérations qui vont suivre représente un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré de pénétration dans le domaine plastique. La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. Des spectres non-linéaires, en lieu et place des spectres élastiques, avec un facteur d'amortissement et une période propre équivalents, sont utilisés.

L'analyse par cette méthode requiert donc à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande de déformation) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non-linéaire (capacité) qui caractérisent « l'offre de déformation ».

La sollicitation sismique est représentée directement au format (S_a-S_d) , c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée et le déplacement spectral en abscisse. La courbe représentant le comportement de la structure est directement issue de la courbe Pushover reliant la force appliquée au déplacement en tête (V_b en fonction de u_t). Cette courbe n'est pas directement superposée au spectre (S_a-S_d) , elle doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale S_a et en déplacement spectral S_d . La courbe Pushover subit donc les transformations suivantes [12] :

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (2.20)$$

$$S_d = \frac{u_t}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad (2.21)$$

M_1^* est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration aux masses m_j des différents niveaux.

$\phi_{t,1}$ est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet.

Γ_1 est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad (2.22)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad (2.23)$$

La procédure peut être décomposée selon les six étapes suivantes :

ETAPE 1 : Introduction des données

L'on considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations (S_a) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure. Le spectre de réponse peut soit être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de nombreux séismes (par exemple le spectre de réponse de l'Eurocode 8, PS92, ...), soit obtenu à partir d'un séisme particulier [12].

ETAPE 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes (S_a-T) au format accélérations-déplacements (S_a-S_d) en utilisant la relation suivante [12] :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.24)$$

Où S_{ae} est l'accélération spectrale.

S_{de} est le déplacement spectral correspondant aux périodes T , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5%.

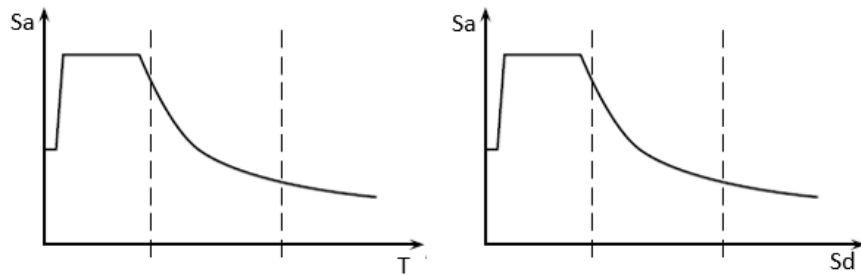


Figure 2.4 : Conversion du spectre de réponse élastique au format ADRS [11].

Basée sur le principe que la structure (M , K , ξ , données), est modélisée par un oscillateur simple équivalent à un seul degré de liberté, caractérisé par :

- Sa période propre

$$T = 2\pi\sqrt{\left(\frac{m}{k}\right)} \quad (\text{en seconde}) \quad (2.25)$$

- Sa fréquence propre ou sa pulsation propre respectivement

$$F = \frac{1}{T} \quad (\text{en Hertz}) \quad (2.26)$$

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad \left(\text{en } \frac{\text{rad}}{\text{s}}\right) \quad (2.27)$$

- Sa constante d'amortissement critique

$$\xi = \frac{C}{2\sqrt{km}} = C/2m\omega \quad (2.28)$$

Le spectre non-linéaire (inélastique), peut être facilement déterminé à partir du spectre élastique avec une relation force-déplacement bilinéaire en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.29)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.30)$$

Où :

S_a : Spectre d'accélération non-linéaire ;

S_d : Spectre de déplacement non-linéaire ;

μ : Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

R_μ : Facteur de réduction dû à la ductilité c'est-à-dire dû à la dissipation d'énergie d'hystérésis.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction R_μ et qui ont fait l'objet d'une attention particulière. Parmi ces propositions l'on utilise celle donnée par les relations suivantes [12] :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (2.31)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (2.32)$$

T_c : est la période caractéristique du mouvement sismique. Elle est typiquement définie comme la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (la gamme des courtes périodes) passe au segment des vitesses constantes du spectre (la gamme des moyennes périodes).

Les équations (2.30) et (2.32) indiquent que dans la gamme des moyennes et longues périodes, le principe des déplacements égaux s'applique, c'est-à-dire que le déplacement du système non-linéaire est égal au déplacement du système élastique linéaire avec la même période. Les équations (2.31) et (2.32) représentent une version simple de la formule proposée par Vidic et al. (1994), avec bien entendu, certaines limites d'application.

A partir du spectre élastique de dimensionnement et en utilisant les relations (2.29) à (2.32), on peut construire les spectres non-linéaires pour une ductilité μ constante, dans le format (S_a - S_d) [12].

Un exemple de relation bilinéaire $R_\mu - \mu - T$ présentée dans, est montré graphiquement ci-dessous (figure 2.5) [11].

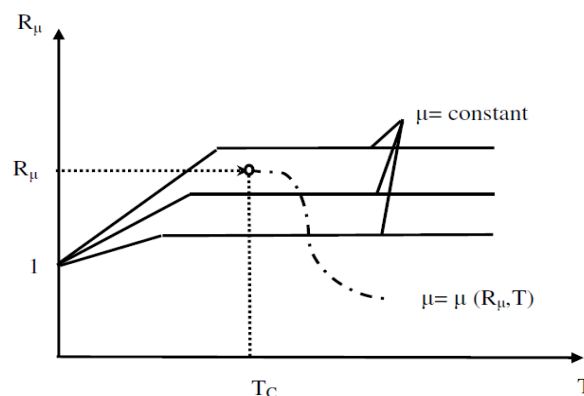


Figure 2.5 : Relation $R_\mu - \mu - T$ [11].

ETAPE 3 : Analyse en poussée progressive « Pushover »

L'analyse "Pushover" est effectuée en appliquant sur la structure une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive et incrémentées jusqu'à ce que le déplacement de la structure atteigne son maximum. La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet u_t et en ordonnée l'effort tranchant à la base V_b (Figure 2.6).

Ce calcul non-linéaire est coûteux. C'est à cette étape que le recours aux macro-éléments permettra une économie significative [12].

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse "Pushover". Si on note par P , le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante [12] :

$$P = PM\phi, P = Pm_i\phi_i \quad (2.33)$$

$[M]$: Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau.

$\{\phi\}$: Vecteur forme normalisé pour le déplacement.

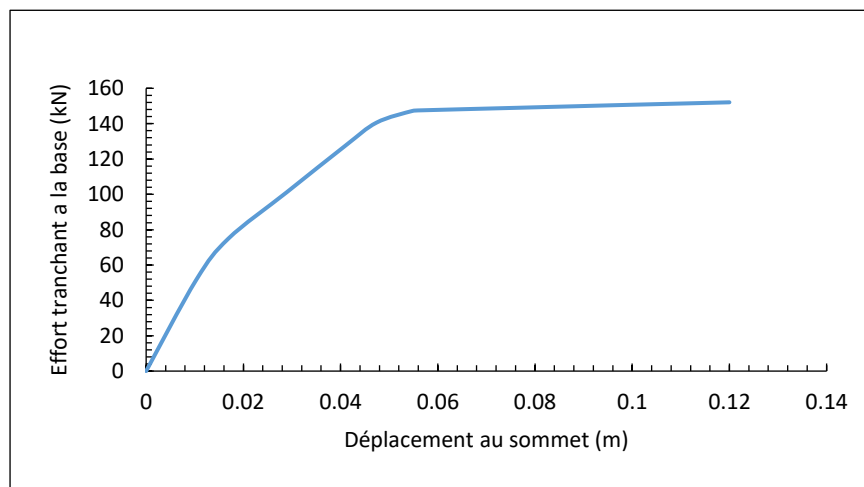


Figure 2.6 : courbe Pushover.

P : Facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

Une telle distribution a un sens physique (forces d'inertie exprimées en fonction des modes et des masses), et reste d'utilisation simple quant à la transformation des systèmes à plusieurs degrés de liberté en systèmes à un seul degré de liberté. Cependant, n'importe quelle distribution raisonnable peut également être employée. La distribution de forces latérales reste constante pendant le processus de l'analyse pushover [12].

ETAPE 4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Une fois la courbe pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement.

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation suivante :

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.34)$$

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression se réduit à :

$$u_1(t) = \Gamma_1 \phi_1 D_1(t) \quad (2.35)$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement au sommet u_t (composante N de $u(t)$) et le déplacement correspondant au premier mode est :

$$U^* = \frac{U_t}{\Gamma} \quad (2.36)$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe pushover aux déplacements correspondant à un seul système degré de liberté.

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe pushover et l'accélération correspondante du système à un seul degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (2.37)$$

Tel que $V = p\{\phi\}^T M\{1\}$ l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté. u^* et F^* sont respectivement le déplacement et la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

La constante Γ , habituellement appelée facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et vice versa. Il est déterminé à partir de l'équation suivante [12] :

$$\Gamma = \frac{\phi^T M_t}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.38)$$

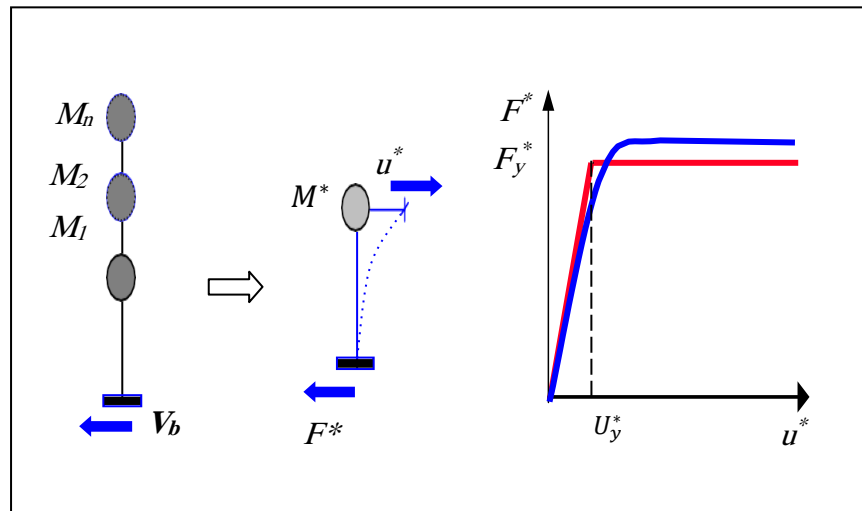


Figure 2.7 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté [12].

La courbe pushover ($F^*_u^*$) ainsi obtenue, est idéalisée par une courbe bi-linéaire (Figure 2.7), ce qui permet de déterminer respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique F_y^* et u_y^* du système équivalent.

La période élastique du système équivalent peut être déterminée à partir de la courbe idéalisée, par l'expression suivante :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* u_y^*}{F_y^*}} \quad (2.39)$$

F_y^* et u_y^* sont respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent [12].

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélérations-déplacements (S_a-S_d) est obtenu comme suit [12] :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} ; S_d = u^* \quad (2.40)$$

ETAPE 5 : Détermination du déplacement du système équivalent

Le calcul du déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique T^* (équation (2.39)) et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique T_c . Il peut être déterminé en utilisant une procédure graphique illustrée à la Figure (2.8). Les deux diagrammes du spectre de dimensionnement et de capacité sont tracés dans le même graphe. L'intersection de la droite correspondant à la période élastique de la courbe de capacité idéalisée T^* avec le spectre de réponse élastique fournit l'accélération du système élastique (S_{ae}) et le déplacement élastique correspondant (l'exigence). L'accélération

à la limite élastique S_{ay} représente l'accélération du système non-linéaire (la capacité). Le facteur de réduction R_μ peut être défini comme le rapport entre les deux accélérations comme suit [12] :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (2.41)$$

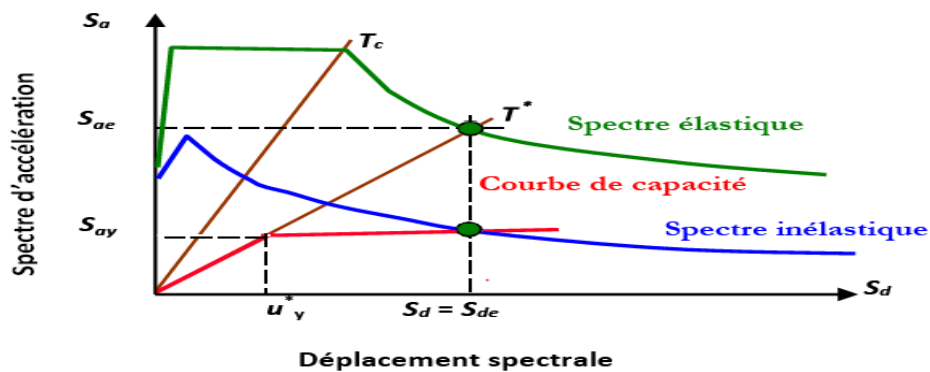


Figure 2.8 : Détermination du déplacement du système équivalent [12].

On distingue deux cas [12] :

Premier cas : $T^* \geq T_c$

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique T_c , le déplacement non-linéaire S_d est égal au déplacement élastique S_{de} conformément au critère de l'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes (équations (2.29) et (2.32)).

La Figure (2.9) illustre graphiquement cette étape (triangles semblables) et la ductilité définie par $\mu = S_d / u_y^*$, est égale au facteur de réduction selon les équations ci-après :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (2.42)$$

$$\mu = R_\mu \quad (2.43)$$

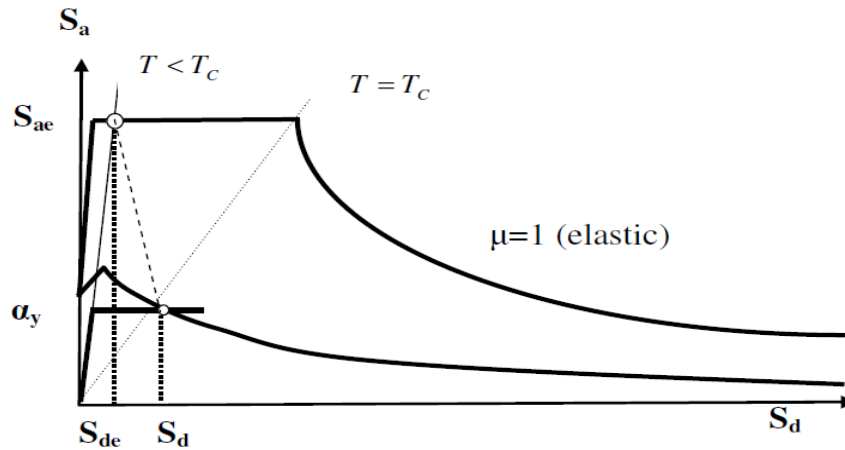


Figure 2.9: Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T < T_c$ [11].

Deuxième cas : $T^* < T_c$

Dans le cas où la période élastique est inférieure à la période caractéristique T_c , la ductilité peut être calculée (à partir de l'équation 2.31) comme suit :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_c} + 1 \tag{2.44}$$

En se référant à la figure 2.10, le déplacement non-linéaire défini en fonction de la ductilité, est déterminé par les relations suivantes :

$$S_d = \mu u_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \tag{2.45}$$

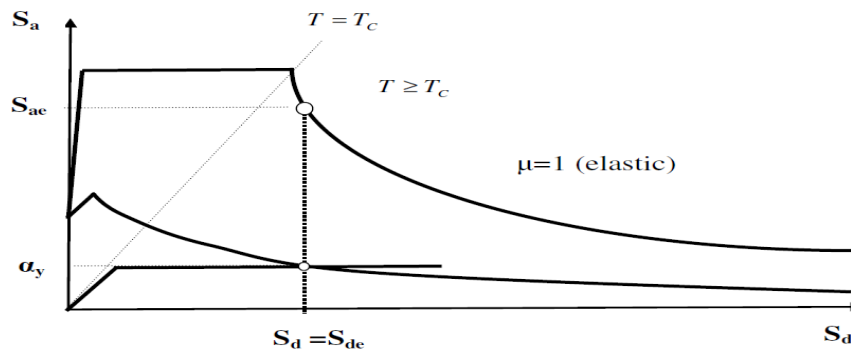


Figure 2.10 : Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T \geq T_c$ [11].

La figure 2.9 et 2.10 indique que si la structure réagit de manière élastique face au spectre de réponse (séisme), les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement). La valeur en déplacement du point de performance indique l'état de la structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement [12].

ETAPE 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (déplacement cible) en utilisant l'équation suivante [12] :

$$u_t = S_d \Gamma \quad (2.46)$$

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

Le code ATC 40 (1996) spécifie trois types de méthodes pour estimer la déformation induite, tous les trois basées sur les principes déjà exposés. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C'est plutôt graphique [13].

En général la méthode A donné des meilleurs résultats. Il est important d'ajouter que la convergence d'aucune des méthodes n'est garantie, les chances d'obtenir un résultat dépend principalement de la courbe de pushover originale. La procédure A suit les cas suivants [13] :

1. Ajustement de la courbe bilinéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite élasticité D_y et la courbe bilinéaire pendant les itérations.
2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan A – D pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement D_i et de l'accélération respective A_i . Initialement prendre la valeur $D_i = D$ ($T_e, \zeta_e = 5\%$).
4. Calcul de la ductilité $\mu = D_i/D_y$.
5. Calcul de l'amortissement équivalent ζ_{eq} .
6. Construction du spectre A – D pour ζ_{eq} (avec de facteur de réduction, courbes R – T – μ ou le simple recalculé). Obtention de la nouvelle intersection D_j .
7. Si $D_j - D_i/D_j \leq tol$ le séisme induit une déformation de $D = D_j$. Sinon, $D_i = D_j$ et répétition des pas 4-7.

2.7.1. Les avantages de l'analyse pushover

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

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme 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 déformer inélastiquement afin d'absorber l'énergie donnée à la structure par les mouvements de sol.
- Conséquence de la détérioration de différents éléments sur le comportement du système structural.
- L'identification des régions critiques dans lesquelles on s'attend que la demande en déformation soit haute.
- L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
- L'évaluations des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets P-delta.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes en forces et en déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de structure. D'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte le processus de conception,

du point de vue pratique, les procédures statiques non linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamiques non linéaires.

- L'analyse pushover fournit des données sur la force et la ductilité de la structure qui ne peut pas être obtenue par l'analyse élastique. En outre, elle expose les faiblesses de conception qui peuvent demeurer cachées dans une analyse élastique.

2.7.2. Limitation de l'analyse Pushover

L'analyse Pushover est une méthode approximative présentant certaines limites qui découlent [15] :

- Des simplifications nécessaires pour passer à l'oscillateur simple, la plupart du temps construit sur la base d'un mode fondamental unique du domaine élastique linéaire dans lequel la masse réelle de l'ouvrage n'est pas incluse dans le calcul et le chargement appliqué ne représente pas fidèlement le champ de déplacement subi par la structure après plastification et dégradation de certains éléments de la structure.
- Du caractère statique du chargement : un chargement monotone statique ne peut représenter qu'imparfaitement tous les phénomènes qui se produisent lors des cycles dynamiques.

2.8. Conclusion

Dans ce chapitre une analyse classée dans la catégorie des méthodes dynamique simplifiée est exposée. Cette procédure est appelée analyse statique non linéaire en poussée progressive connue par l'analyse pushover. Elle a montré sa performance dans la précision des calculs proches de la méthode dynamique temporelle et dans sa rapidité d'exécution des calculs.

Dans ce contexte, deux approches de cette catégorie sont présentées. L'analyse de capacité spectrale (CSM) préconisée par le code ATC 40 et l'analyse N2 recommandée pour l'Eurocode 8.

→ *Chapitre 3: Etude de Cas*

3.1. Introduction

La méthode pushover théoriquement présentée précédemment est appliquée sur des structures en acier auto-stables pour étudier leur comportement sismique. Les étapes de la modélisation ainsi que les étapes de la sélection des enregistrements sismiques sont présentés dans ce chapitre.

3.2. Description des structures étudiées

Pour évaluer la procédure utilisée dans ce mémoire, quatre structures en acier auto stables, régulières en plan et en élévation ont été considérées. Les hauteurs des bâtiments sélectionnés vont de 3 à 12 étages [16]. Ce sont des structures typiques représentant des bâtiments résidentiels ordinaires et conçus selon les codes Européens [17, 18]. Toutes les structures sont des portiques à trois travées. La longueur de chaque travée est égale à 5 m. les étages ont une hauteur de 3 m. Les charges de gravité (charges permanentes et d'exploitation) ont été prises égales à 27.5 kN/m² pour une combinaison de charges $G + 0.2 Q$ et les diaphragmes ont été modélisés comme rigides.

La configuration de portiques est illustrée à la Fig. 3.1, tandis que les détails des sections des éléments sont indiqués dans les tableaux 3.1, 3.2, 3.3 et 3.4. Plus de détails sur ces structures peuvent être trouvés dans la référence [16].

Les coefficients sismiques utilisés dans les calculs sont :

- Coefficient d'amortissement $\xi = 5\%$
- Eléments en acier **S235**
- Facteur de comportement $R = 4$.
- $(PGA) = 0,35 \text{ g}$.

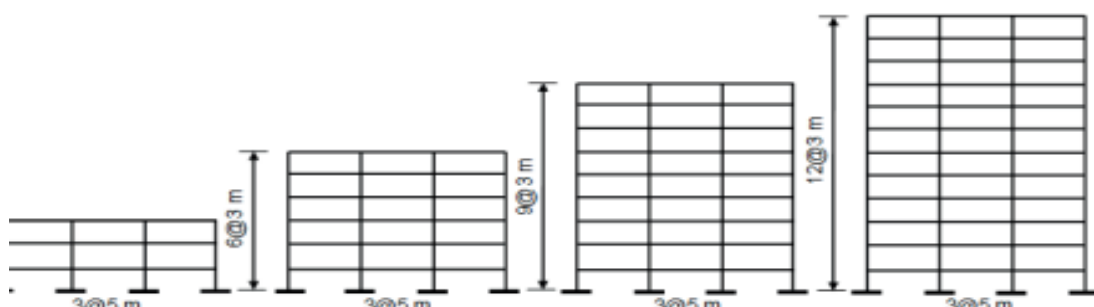


Figure 3.1 : Géométrie des structures étudiées.

Tableau 3.1. Types des sections de la structure R+2.

Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB240	IPE330
2	HEB240	IPE330
3	HEB240	IPE330

Tableau 3.2. Types des sections de la structure R+5.

Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB280	IPE360
2	HEB280	IPE360
3	HEB280	IPE360
4	HEB280	IPE360
5	HEB260	IPE330
6	HEB260	IPE330

Tableau 3.3. Types des sections de la structure R+8.

Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB340	IPE360
2	HEB400	IPE400
3	HEB400	IPE400
4	HEB400	IPE400
5	HEB400	IPE400
6	HEB320	IPE360
7	HEB320	IPE360
8	HEB300	IPE330
9	HEB300	IPE330

Tableau 3.4. Type des sections de la structure R+11.

Étage	Section des Poteau	Section des poutres
RDC	HEB400	IPE360
2	HEB400	IPE400
3	HEB400	IPE400
4	HEB400	IPE450
5	HEB400	IPE450
6	HEB360	IPE400
7	HEB360	IPE400
8	HEB340	IPE400
9	HEB340	IPE400
10	HEB340	IPE360
11	HEB340	IPE330
12	HEB340	IPE330

3.3. Chargement sismique

Le chargement sismique est généralement caractérisé par des spectres de réponse qui décrivent son contenu spectral. Les spectres cibles à utiliser pour des études mécaniques sont prescrits par les réglementations. Par ailleurs, des modèles sismologiques (appelés aussi loi d'atténuation) fournissent des spectres empiriques déterminés à partir des bases de données internationales (par exemple RESORCE, KIK-Net au Japon ou NGA aux US). Or, pour les études « best-estimate », il faut disposer d'un jeu d'accélérogrammes en accord avec la réglementation et si possible possédant des allures réalistes. Ces signaux peuvent être naturels, sélectionnés dans une base de données ou artificiels, générés par un code. Dans les deux cas, les signaux doivent respecter un certain nombre de critères. En particulier les indicateurs sismiques doivent être en accord avec les valeurs (médiane et écart-type) correspondant au scénario cible. Si l'on considère un spectre de dimensionnement UHS (Uniform Hazard Spectra), alors il est possible de réduire celui-ci en un ensemble de spectres cibles correspondant aux scénarios prépondérants. La tâche consiste alors à obtenir des accélérogrammes pour un ensemble de scénarios conditionnels (Lin *et al.* 2013). Dans les études qui suivent, nous considérons le cas plus simple d'un seul scénario. [24]

Pour les analyses dynamiques d'ISS, on doit donc disposer d'un jeu d'accélérogrammes correspondant à ce(s) scénario(s). La méthodologie implémentée dans *Code_Aster* permet de générer des signaux sismiques non stationnaires en accord avec un spectre cible. Il est possible de fournir la médiane et l'écart-type du spectre cible afin d'obtenir des signaux ayant une variabilité proche des séismes naturels, pour un scénario donné.

Pour les courbes de fragilité, le niveau du chargement sismique doit être résumé par un seul indicateur. Dans cette étude, nous considérons le PGA (Peak Ground Acceleration) ainsi que l'ASA (Average Spectral Acceleration, (De Biasio *et al.* 2014 & 2015) comme indicateurs du niveau de sollicitation sismique au sol [24]

L'indicateur du mouvement sismique ASA se détermine comme la moyenne de l'accélération spectrale (f) sur une gamme de fréquence, ici l'intervalle $[f_1, f_2]$: [25]

$$ASA = \frac{1}{f_2 - f_1} \int_{f_1}^{f_2} S_a(f) df \quad (3.1)$$

3.3.1. Le spectre de réponse cible :

Le spectre cible est la représentation spectrale des accélérations absolues auxquelles une structure doit être en mesure de résister en illustrant l'accélération $S_a(T)$ en fonction des périodes de vibration, T . Il change d'une région à l'autre en fonction des sols et de l'aléa sismique.

- Définition de spectre de réponse élastique :

- ❖ Les étapes par des images :

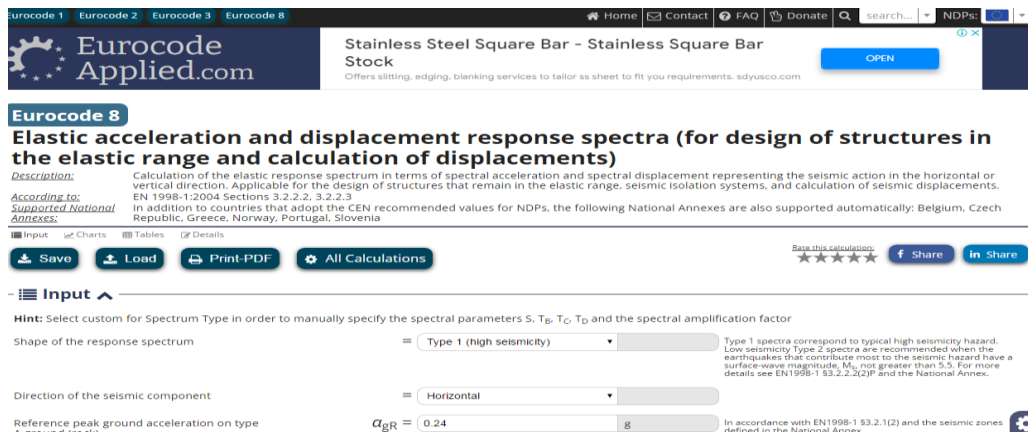


Figure 3.2: site de l'Eurocode applied (l'ec8)

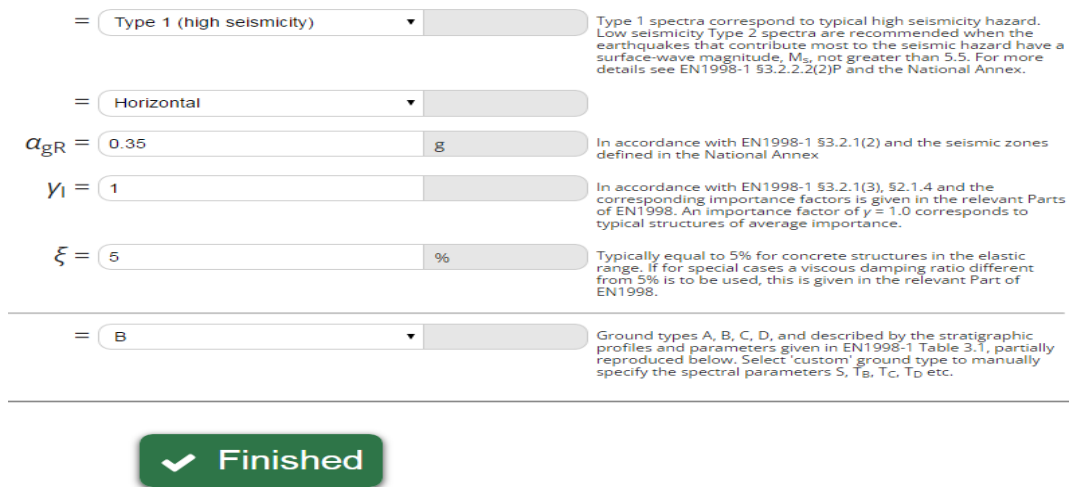


Figure 3.3 : les informations de base sur l'extraction du spectre.

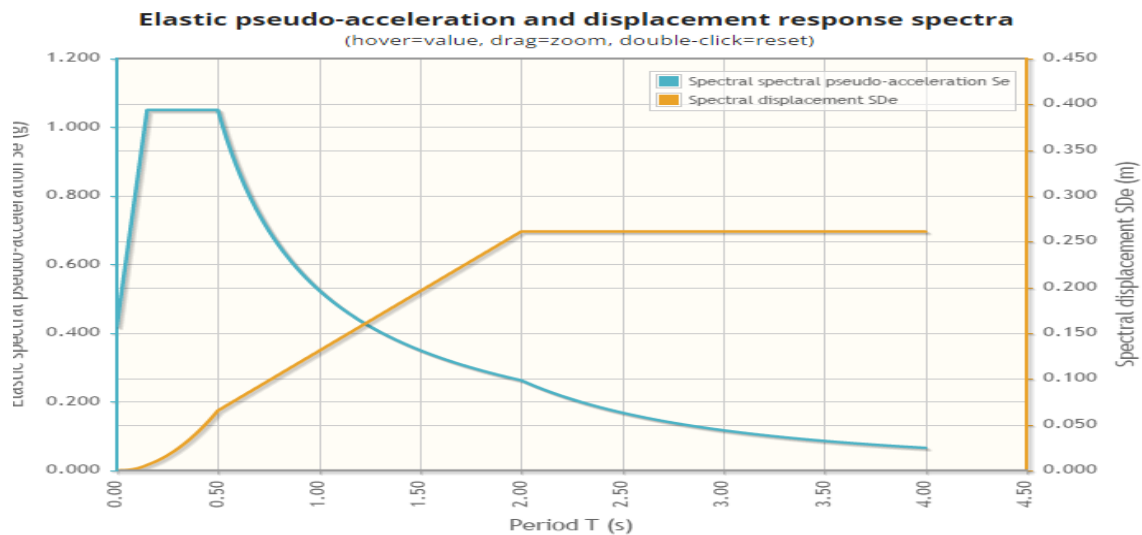


Figure 3.4.1 : spectre de réponse en fonction la période

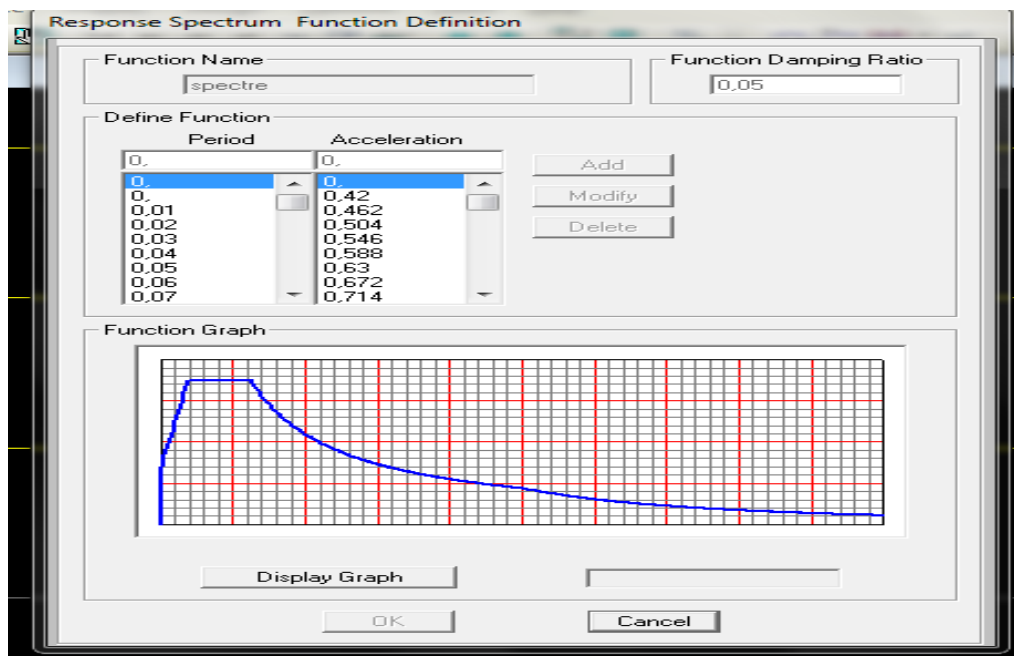


Figure 3.4.2: définition du spectre de réponse sur SAP2000.

3.4. Modélisation numérique

L'analyse modale élastique, l'analyse pushover ont été réalisés à l'aide du logiciel SAP2000 [19]. Des éléments élastiques couplés à des rotules plastiques (ressort de rotation non-linéaire) à l'extrémité des éléments de structure ont été adoptés pour modéliser le non linéarité au niveau des éléments. Les caractéristiques des rotules plastiques aux extrémités des poutres et des poteaux sont définies selon FEMA-356 [20]. L'interaction entre les forces normales et le moment de flexion est considérée pour les poteaux, alors que pour les poutres, seul le moment fléchissant est envisagé pour contrôler le développement des rotules plastiques. Le modèle

force-déformation généralisé utilisé pour modéliser les rotules plastiques est représenté sur la figure 3.5. Plus de détails sur la détermination des paramètres a , b et c du modèle de la figure 3.5 peuvent être trouvés dans FEMA-356 [20]. L'effet $P-\Delta$ est également inclus dans cette étude, pour l'analyse statique non linéaire.

Un ressort rotationnel ($M-\theta$) a été utilisé pour simuler la flexibilité de l'assemblage semi-rigide (Figure 3.6).

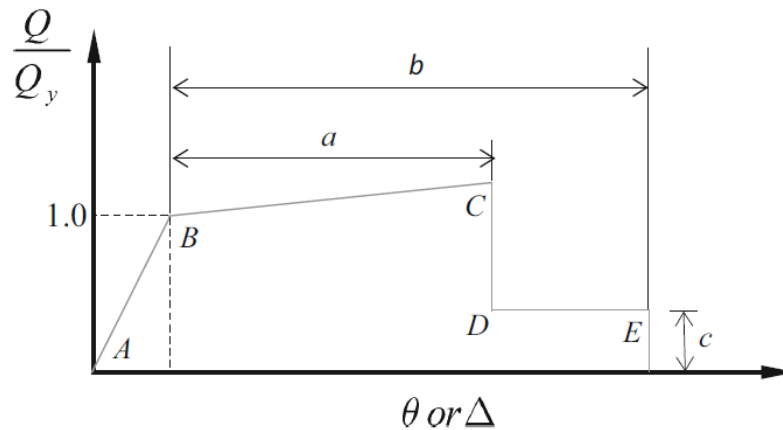


Figure 3.5 : Loi de comportement généralisée de FEMA 356 [20]

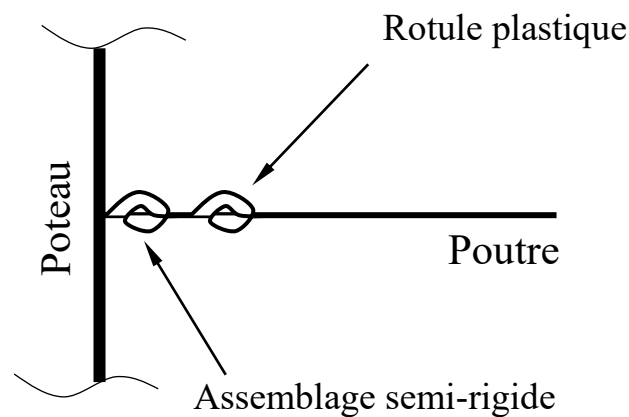


Figure 3.6 : Modélisation des nœuds poteau-poutre.

Pour l'assemblage semi-rigide, on a considéré une diminution de la rigidité et de la résistance de l'assemblage rigide (par défaut) de 20% (Figure 3.7).

Pour la ADNT, le schéma d'intégration numérique pas à pas de Newmark a été utilisé pour réaliser la solution de l'analyse. L'amortissement de Rayleigh a été introduit pour l'analyse d'intégration directe, en considérant un taux d'amortissement de 5% pour le premier et le troisième mode de vibration [21].

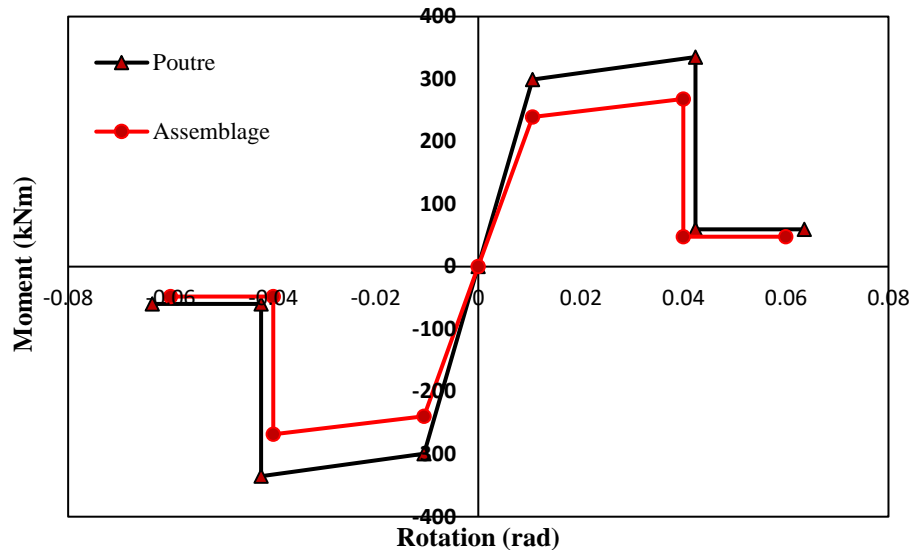


Figure 3.7 : Réduction de la rigidité et la résistance de la poutre pour obtenir les caractéristiques de l'assemblage semi-rigide.

3.5. Logiciels utilisés

Dans notre étude, deux logiciels sont utilisés : SAP2000 et SPO2FRAG. SAP2000 [19] est un logiciel de génie civil à usage général, idéal pour l'analyse et la conception de tout type de système structurel. Les systèmes de base et avancés, 2D ou 3D, de géométrie simple à complexe, peuvent être modélisés, analysés, conçus et optimisés à l'aide d'un environnement de modélisation pratique et intuitif basé sur des objets qui simplifie et rationalise le processus d'ingénierie. Une suite supplémentaire de fonctionnalités d'analyse avancées est disponible pour les utilisateurs avec une considération non linéaire et dynamique. SAP2000 est l'outil logiciel idéal pour les utilisateurs de tout niveau d'expérience, concevant n'importe quel système structurel. La version 14.2.2 est utilisée pour effectuer nos analyses.

Le logiciel SPO2FRAG [22] est un outil interactif qui permet le calcul des fonctions de fragilité sismique du bâtiment, basé sur l'analyse pushover statique. Au cœur de l'outil SPO2FRAG se trouve l'algorithme SPO2IDA, qui permet la prédiction analytique des courbes dynamiques incrémentales. SPO2FRAG, est destiné à lier les résultats de l'analyse pushover statique à la variabilité qui caractérise généralement la réponse structurelle dynamique non linéaire. Ce logiciel fournit une solution rapide à la tâche informatique (post-traitement) nécessaire pour évaluer la fragilité sismique. Les entrées pour SPO2FRAG est sont simplement la courbe pushover et les caractéristiques dynamiques (modales) de la structure étudiée. SPO2FRAG s'articule autour d'une interface utilisateur graphique (GUI) qui permet à l'utilisateur de visualiser immédiatement tous les résultats intermédiaires et finaux.

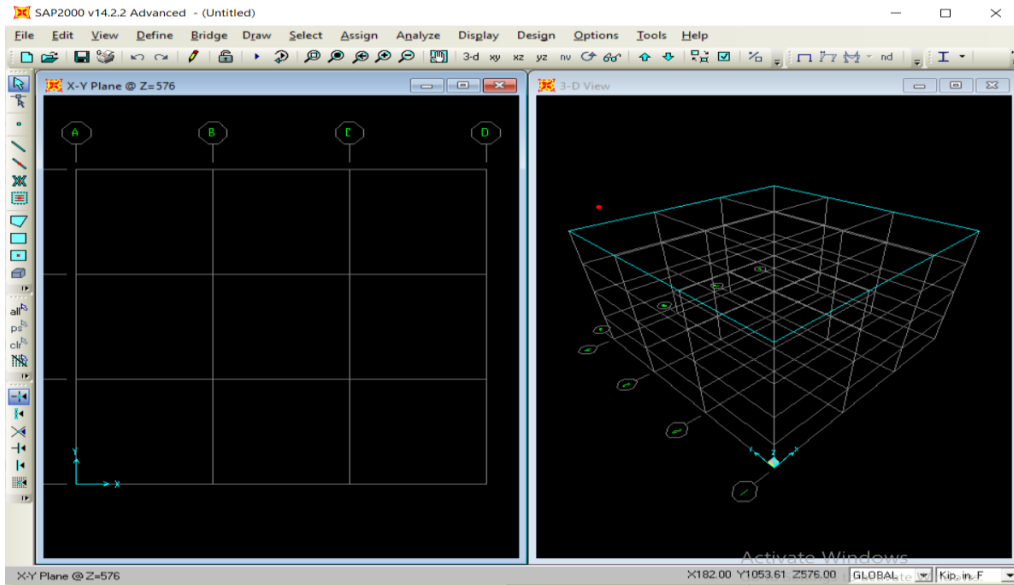


Figure. 3.8 : Interface graphique de logiciel SAP2000 v14.2.2.

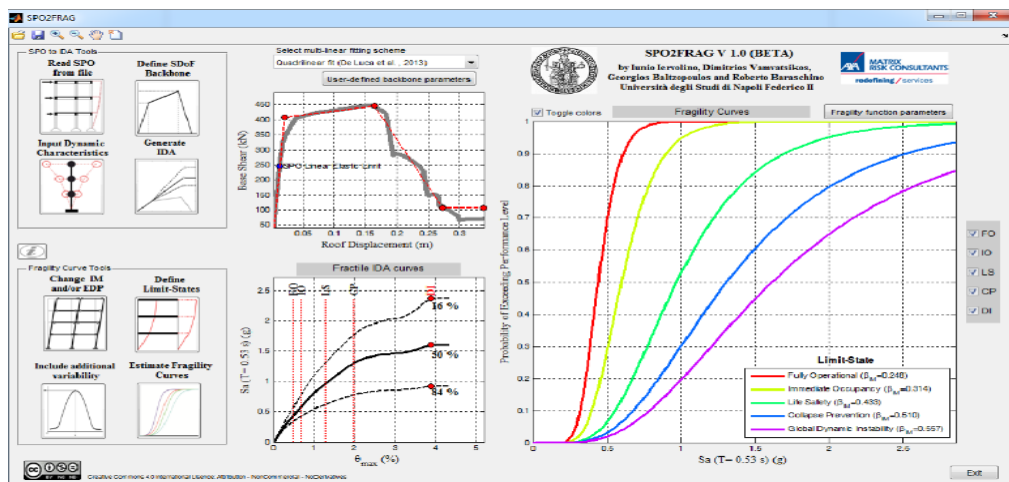


Figure. 3.9 : Interface graphique de logiciel SPO2FRAG.

3.6. Les étapes de la modélisation

Sur SAP 2000

❖ Les étapes de modélisation :

- 1^{er} : Nous choisissons l'unité pour faire le travail **KN m.C**
- 2^{ème} : Nous choisissons la forme, puis passons aux données de **GRID ONLY DATA** et entrons les informations pour notre installation

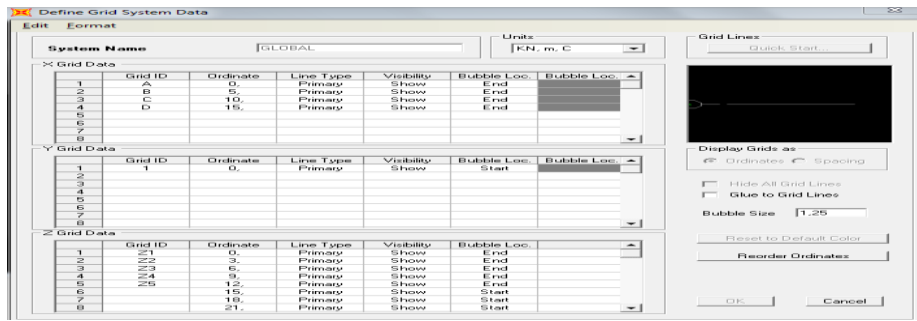


Figure 3.10 : dimensions de la structure R+8

- 3^{ème} : définition des notre matériaux sur la structure.

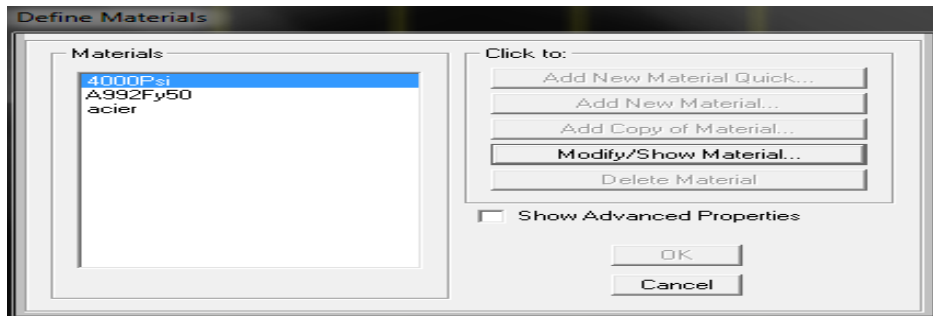


Figure 3.11: les types des matériaux.

- 4^{ème} : définition des sections de notre structure.

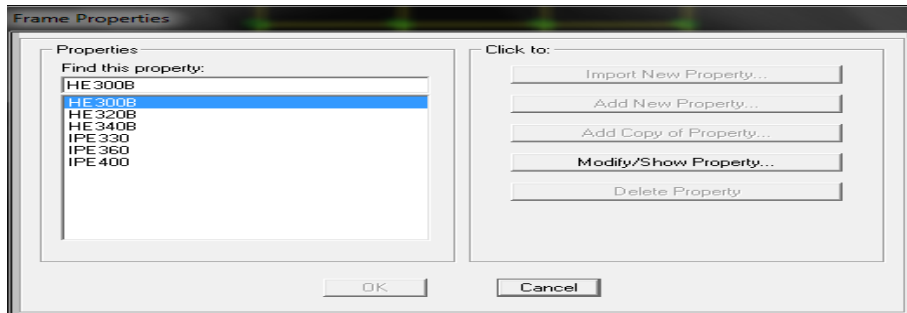


Figure 3.12 : les sections de la structure R+8.

- 5^{ème} : déclaration des LINK sur la structure.

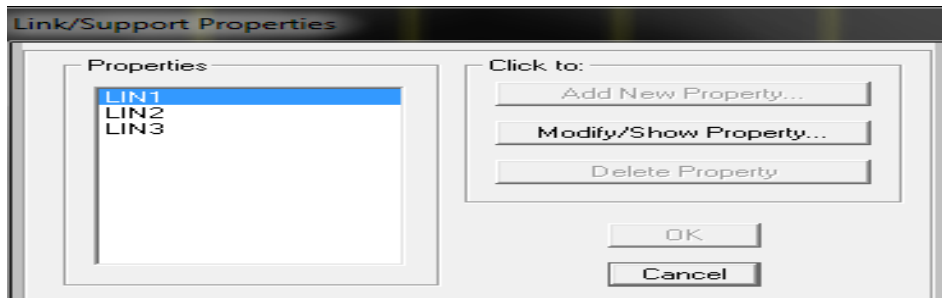


Figure 3.13: définition de l'assemblage semi-rigides.

- 6^{ème} : définition les informations de chaque LINK.

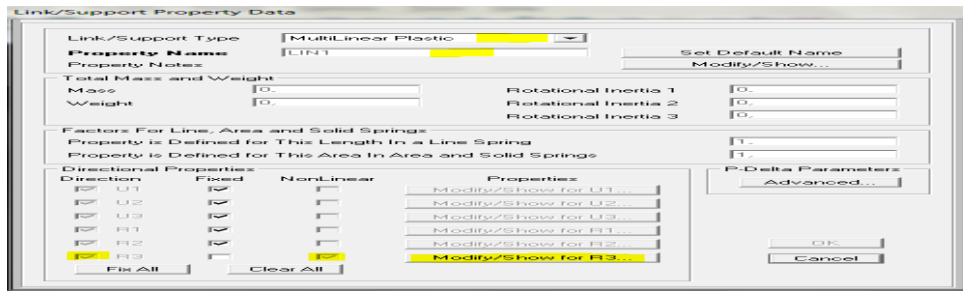


Figure 3.14.1 : fenêtre globale de LINK (lin1 par ex)

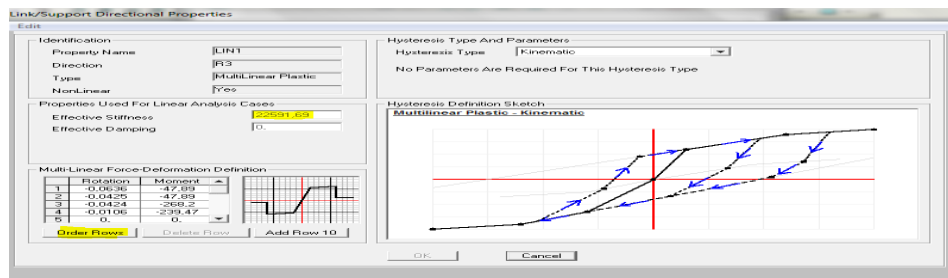


Figure 3.14.2 : les informations de LINK (lin1 par ex)

- 7^{ème} : Éclater et connecter des poteaux et des poutres à l'aide de chaque LINK spécifique pour un étage spécifique.

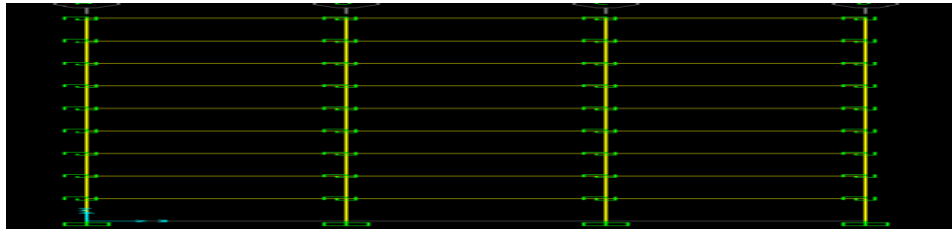


Figure 3.15 : Structure à nœud semi-rigide R+8

Sur SPO2FRAG

1^{ère} étape : Appuyez sur l'icône numéro 1, Lire SPO à partir du fichier, parmi la boîte à outils "SPO to IDA tools" située dans le coin supérieur gauche de l'interface graphique. Appuyez sur Parcourir et sélectionnez un fichier .txt ASCII simple contenant deux colonnes de texte, la première représentant le cisaillement de la base et la seconde le déplacement du toit. [23] Appuyez sur OK et un tracé de la courbe pushover devrait apparaître à droite de la boîte à outils "SPO to IDA tools".

2^{ème} étape : Appuyez sur l'icône numéro 2, Définir le backbone SDoF. Après quelques secondes, une fenêtre affichant la courbe dorsale monotone équivalente du SDoF [23], selon le

schéma d'ajustement quadrilinéaire par défaut, apparaîtra. Appuyez sur OK pour voir que l'ajustement multilinéaire est tracé sur la courbe SPO.

3^{ème} étape : Appuyez sur l'icône numéro 3, Caractéristiques dynamiques d'entrée. Dans la nouvelle fenêtre qui apparaît (Figure 2), remplissez les champs Nombre d'étages, Hauteur d'étage uniforme et Masse d'étage uniforme. Appuyez ensuite sur les deux boutons Calculer à côté des flèches noires pour remplir automatiquement les champs Hauteur totale et Masse totale. Remplissez maintenant les champs Γ_1 , Facteur de masse participant, T_1 et T_2 ci-dessous, en utilisant les valeurs de l'analyse modale de la structure. Appuyez sur OK pour fermer cette fenêtre [23].

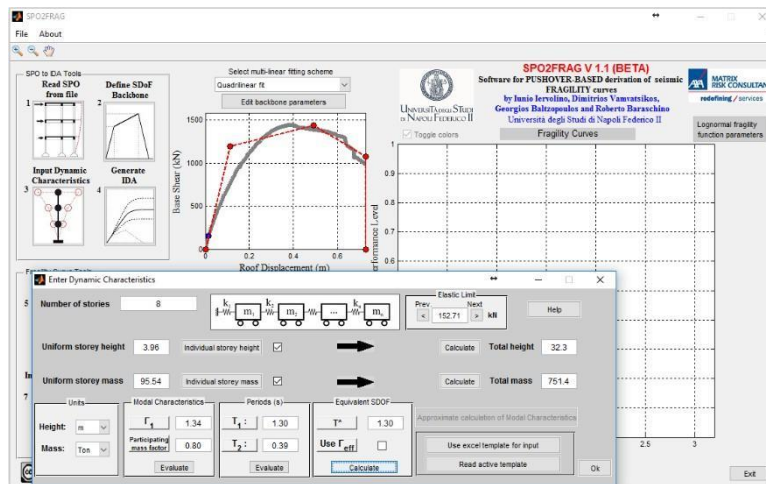


Figure 3.16 : Panneau des caractéristiques dynamiques d'entrée [23]

4^{ème} étape : Appuyez sur l'icône numéro 4, Générer IDA. Les courbes fractiles IDA prédites analytiquement (fractiles 16 %, 50 % et 84 %) seront tracées dans la case intitulée "Courbes fractiles IDA".

5^{ème} étape : Appuyez sur l'icône numéro 5, Switch EDP, parmi la boîte à outils "Fragility Curve Tools" située dans le coin inférieur gauche de l'interface graphique. Une fois la nouvelle fenêtre ouverte, choisissez "Maximum Interstorey Drift Ratio" et appuyez sur OK. Dans la fenêtre suivante [23], choisissez "Moment Frame" et "Triangular" Load Condition et appuyez sur OK (Figure 3). Le tracé des « courbes fractiles IDA » sera mis à jour pour refléter le changement du paramètre de demande technique de la dérive du toit à la dérive inter-étages.

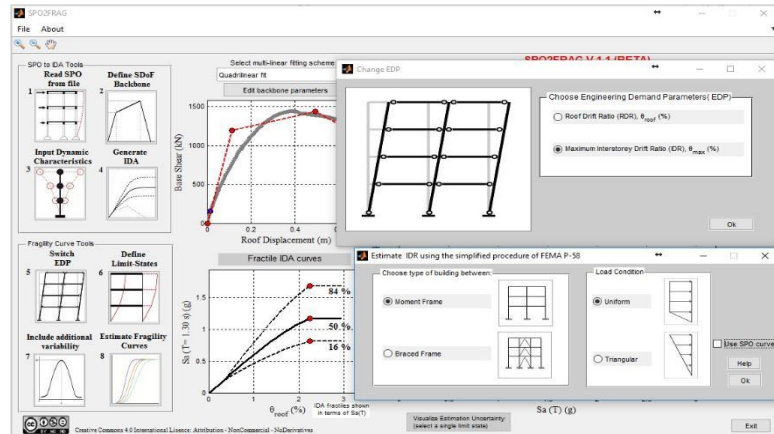


Figure 3.17 : Paramètre de demande d'ingénierie de commutation. [23]

6^{ème} étape : Appuyez sur l'icône numéro 6, Définir les états limites. Ceci ouvre une nouvelle fenêtre. Accédez au panneau "Définir les valeurs de seuil (fixes ou médianes)" et remplissez la troisième colonne avec les rapports de dérive signalant le dépassement de chaque état limite. Appuyez sur OK pour voir que les valeurs de seuil sont maintenant indiquées sur le tracé IDA par des lignes rouges pointillées.

7^{ème} étape : Appuyez sur l'icône numéro 7, Inclure une variabilité supplémentaire. Une nouvelle fenêtre s'ouvre, divisée en trois panneaux. Allez dans le panneau le plus à gauche "Variabilité supplémentaire au rendement nominal due aux effets de mode supérieur" et appuyez sur le bouton Mettre à jour IDA trouvé en bas. Appuyez sur OK pour fermer cette fenêtre. Le tracé des « Courbes fractiles IDA » sera mis à jour pour refléter la variabilité supplémentaire attribuée au point de rendement nominal.

8^{ème} étape : Appuyez sur l'icône numéro 8, Estimer les courbes de fragilité. Lorsque la fenêtre contextuelle vous demande comment estimer β (Figure 4), appuyez sur OK pour accepter le choix par défaut. Le panneau « Courbes de fragilité » sur la partie droite de l'interface graphique sera mis à jour avec un tracé des fonctions de fragilité estimées (Figure 5). Allez dans le menu "Fichier" situé dans le coin supérieur gauche de l'interface graphique et sélectionnez Exporter les résultats. Sélectionnez un chemin et un nom de fichier pour le fichier texte de sortie et appuyez sur OK. Toujours dans le menu "Fichier",

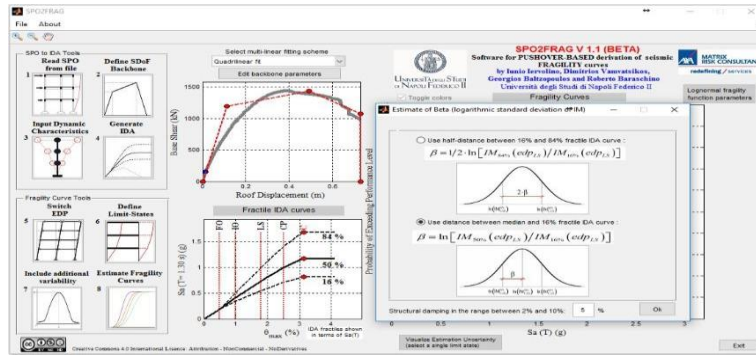


Figure 3.18 : Paramètres d'estimation des courbes de fragilité log-normales [23]

9^{ème} étape : choisissez Enregistrer le projet, entrez un nom de fichier et appuyez sur OK. Cela permet à l'utilisateur de recharger un projet précédemment enregistré et de reprendre là où il s'est arrêté [23].

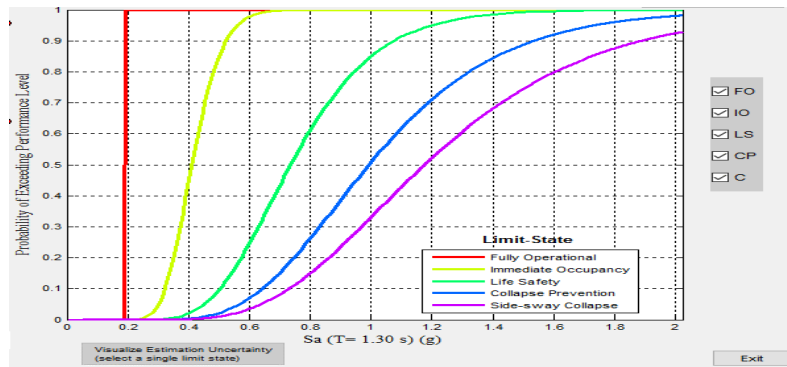


Figure 3.19 : Tracé des courbes de fragilité [23]

3.7. Conclusion

La description des structures étudiées, ainsi que ces caractéristiques mécaniques ont été présenté dans ce chapitre. Les structures étudiées ont des différentes hauteurs, Afin que nous puissions tirer des conclusions claires et générales sur le comportement sismique des structures en acier à nœuds semi-rigides lors de l’application de l’analyse pushover. Les résultats de l’analyse sont présentés dans le chapitre suivant.

→ *Chapitre 4 : Résultats et Discussions*

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, les résultats de l'analyse statique non linéaire « pushover » en terme de déplacement au sommet, déplacement des étages, déplacement inter-étage et effort tranchant à la base sont présentés. Ensuite, les courbes de fragilité sont établies en utilisant le logiciel SPO2FRAG. Finalement, Une étude comparative est faite pour clarifier l'effet de l'assemblage semi-rigide sur le comportement sismique des structures en acier.

4.2. Résultats préliminaires

Le tableau 4.1 présente les caractéristiques modales des portiques étudiés en termes des périodes propres, ainsi, les participations massiques pour les trois premiers modes de vibration. Comme le montre le tableau 4-1, la période fondamentale (du premier mode) des structures à nœuds semi-rigides sont les plus grandes, tandis que la période la plus basse correspond à la structure R+2 à nœuds rigides. Pour le taux de participation de la masse modale, le tableau 4-1 illustre la diminution de la participation massique du 1^{er} mode pour les structures à nœuds semi-rigides par rapport au portiques à nœuds rigides. La structure R+11 a le plus petit pourcentage de la participation massique de 1^{er} mode (pour les deux cas d'assemblage).

Tableau 4-1. Périodes propres et participations massiques des structures étudiées.

Structures	Nature de l'assemblage	Périodes propres (Sec)			Participation massique (%)		
		T1	T2	T3	α_1	α_2	α_3
R+2	Rigide	0,73	0,22	0,13	85,85	11,25	2,89
	Semi-rigide	0,90	0,25	0,13	83,31	12,97	3,71
R+5	Rigide	1,25	0,42	0,23	81,35	10,50	4,41
	Semi-rigide	1,71	0,52	0,27	79,29	11,19	4,87
R+8	Rigide	1,59	0,55	0,30	79,83	10,62	3,91
	Semi-rigide	2,03	0,69	0,37	77,99	11,05	4,40
R+11	Rigide	1,94	0,68	0,38	79,30	10,67	3,26
	Semi-rigide	2,47	0,85	0,47	77,97	10,6	3,69

4.3. Les courbes pushover

Les quatre figures suivantes présentent les courbes pushover (de capacité) des structures étudiées.

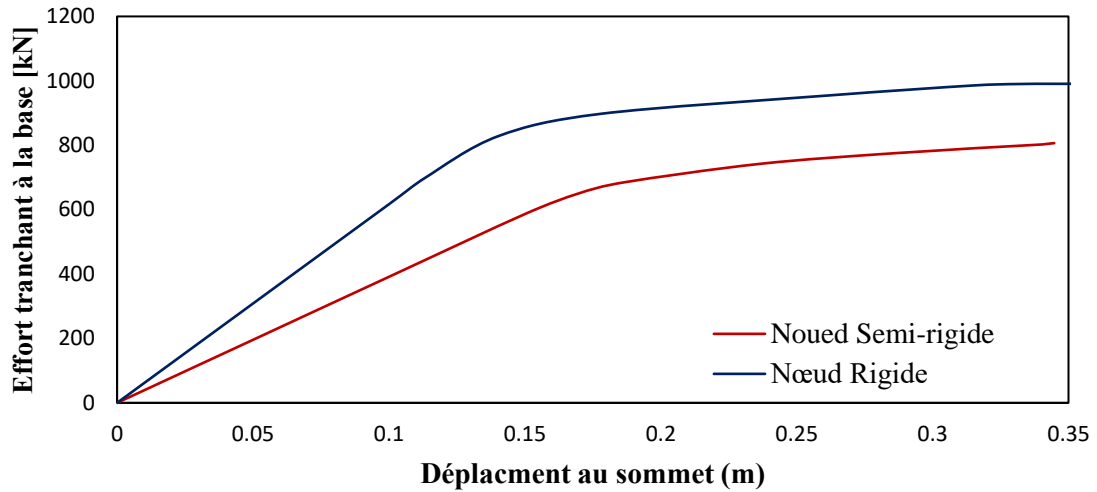


Figure 4.1 : Courbes pushover de la structure R+2.

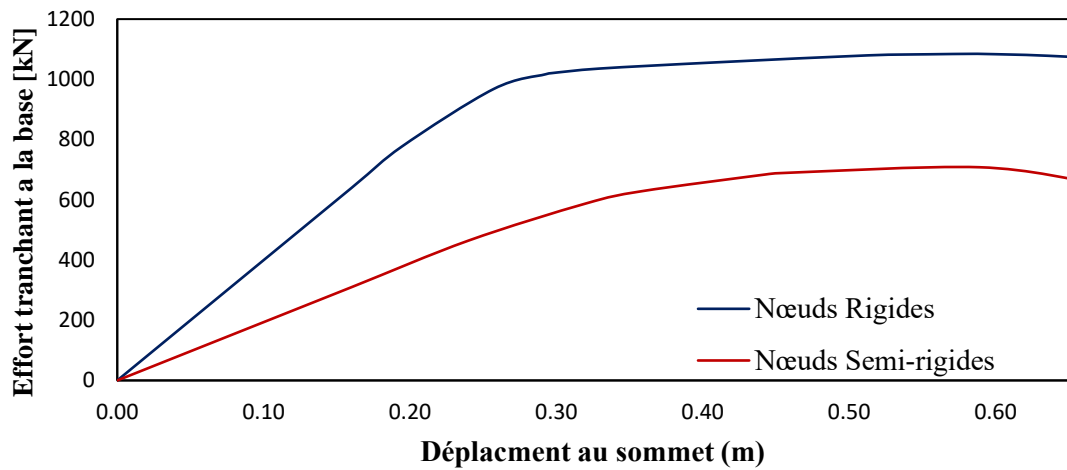


Figure 4.2 : Courbes pushover de la structure R+5.

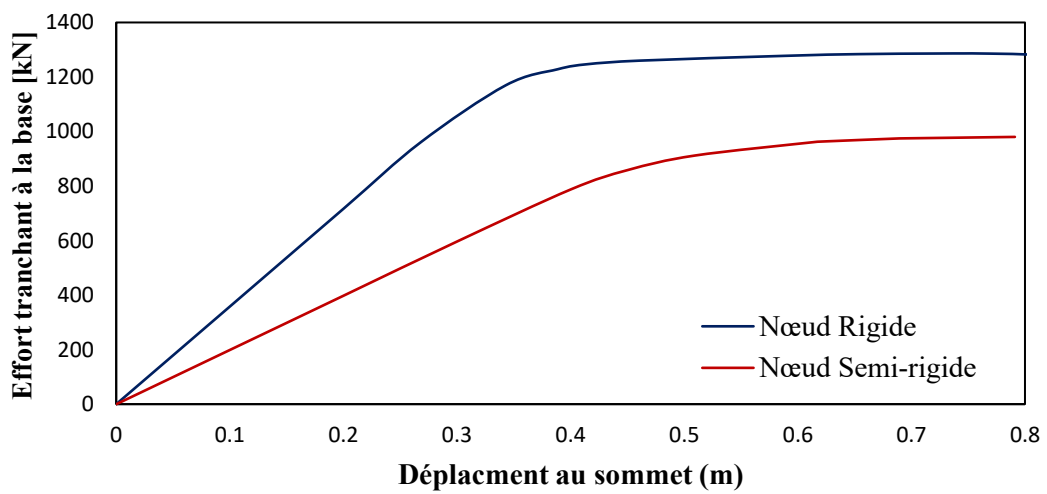


Figure 4.3 : Courbes pushover de la structure R+8.

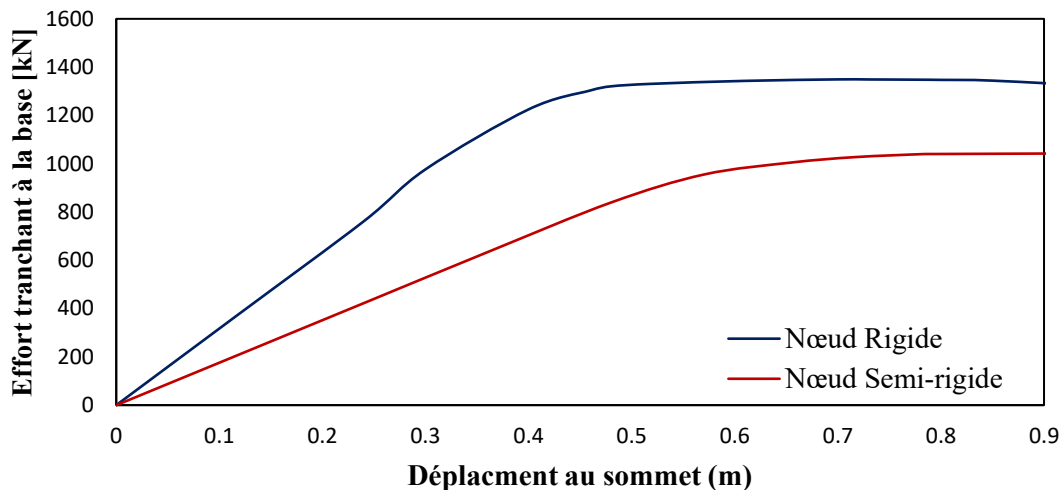


Figure 4.4 : Courbes pushover de la structure R+11.

On peut remarquer que les résistances des structures à nœuds semi-rigides sont moins que les résistances des structures avec des nœuds rigides. La différence entre les résistances peut atteindre 34% dans le cas de la structure R+5. Le tableau 4-2 présente les valeurs des points de performance pour chaque structures (les coordonnées des points sont : le déplacement max et l'effort tranchant à la base). On peut conclure à partir de ces résultats que la considération de la semi-rigidité augmente le déplacement maximal et diminue l'effort tranchant à la base pour tous les cas étudiés.

Tableau 4-2. Points de performance des structures étudiées.

Structure	Nature de structure	Déplacement max (cm)	Effort tranchant (kN)
R+2	Rigide	12,00	730,1
	Semi-rigide	15,01	588,5
R+5	Rigide	21,20	831,6
	Semi-rigide	29,02	541,0
R+8	Rigide	21,48	1286,4
	Semi-rigide	27,89	554,7
R+11	Rigide	33,78	1051,5
	Semi-rigide	35,09	618,0

4.4. Les déplacements des étages

La Figure 4.5 nous montrons l'augmentation des déplacements des étages dans toutes les structures étudiées lorsque l'assemblage est d'une nature semi-rigide. Cette augmentation est très élevée pour la structure R+5 (augmentation par 37% au sommet). Pour la structure

R+11, l'augmentation est négligeable (Figure 4.5) et les résultats pour les deux cas d'assemblage sont très proches.

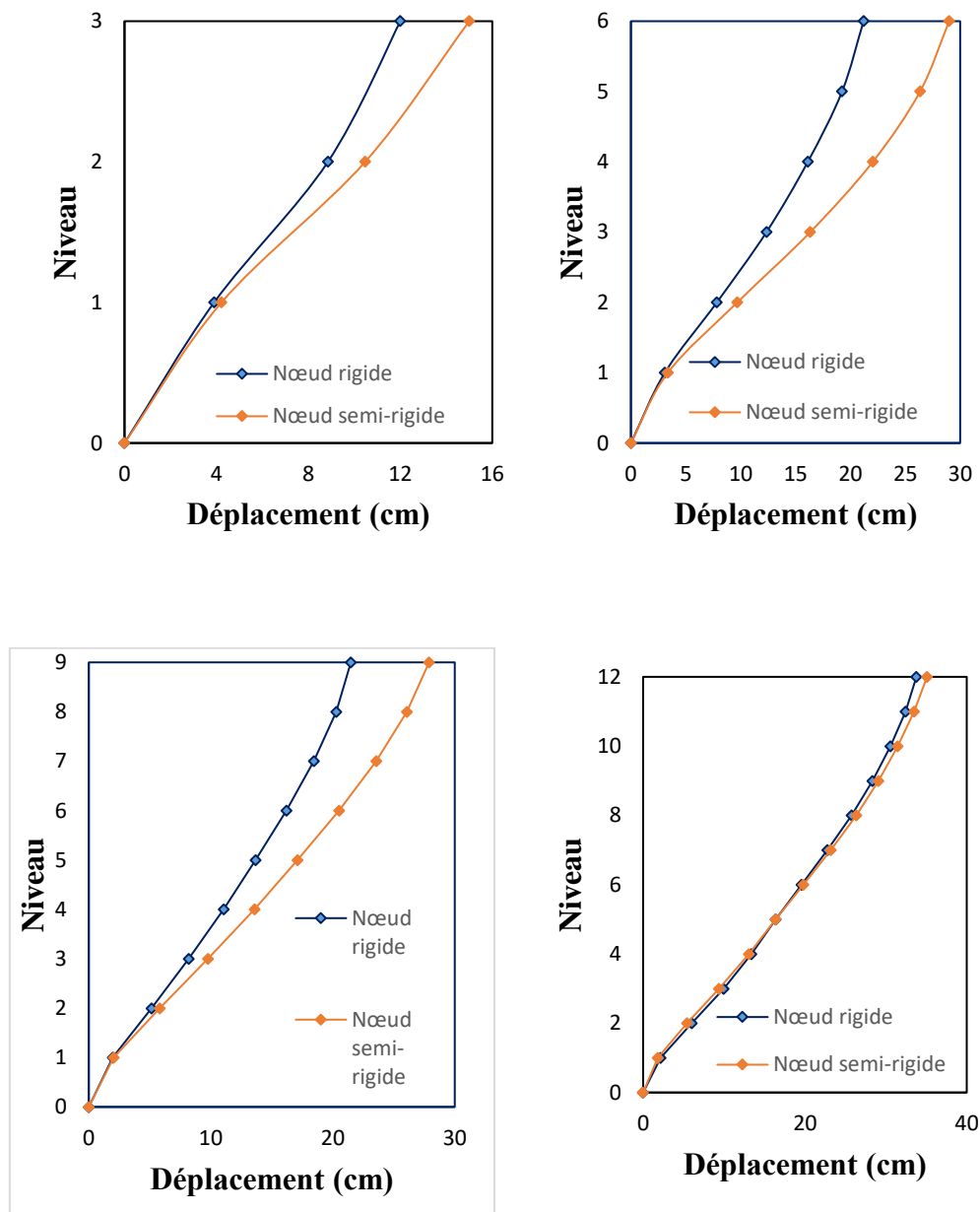


Figure 4.5 : déplacements des étages des structures étudiées.

4.5. Les déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étages est le paramètre le plus couramment utilisé pour évaluer le comportement structural sous une charge sismique donnée. La Figure 4.6 présente les valeurs de déplacement inter-étage pour chaque structure étudiée.

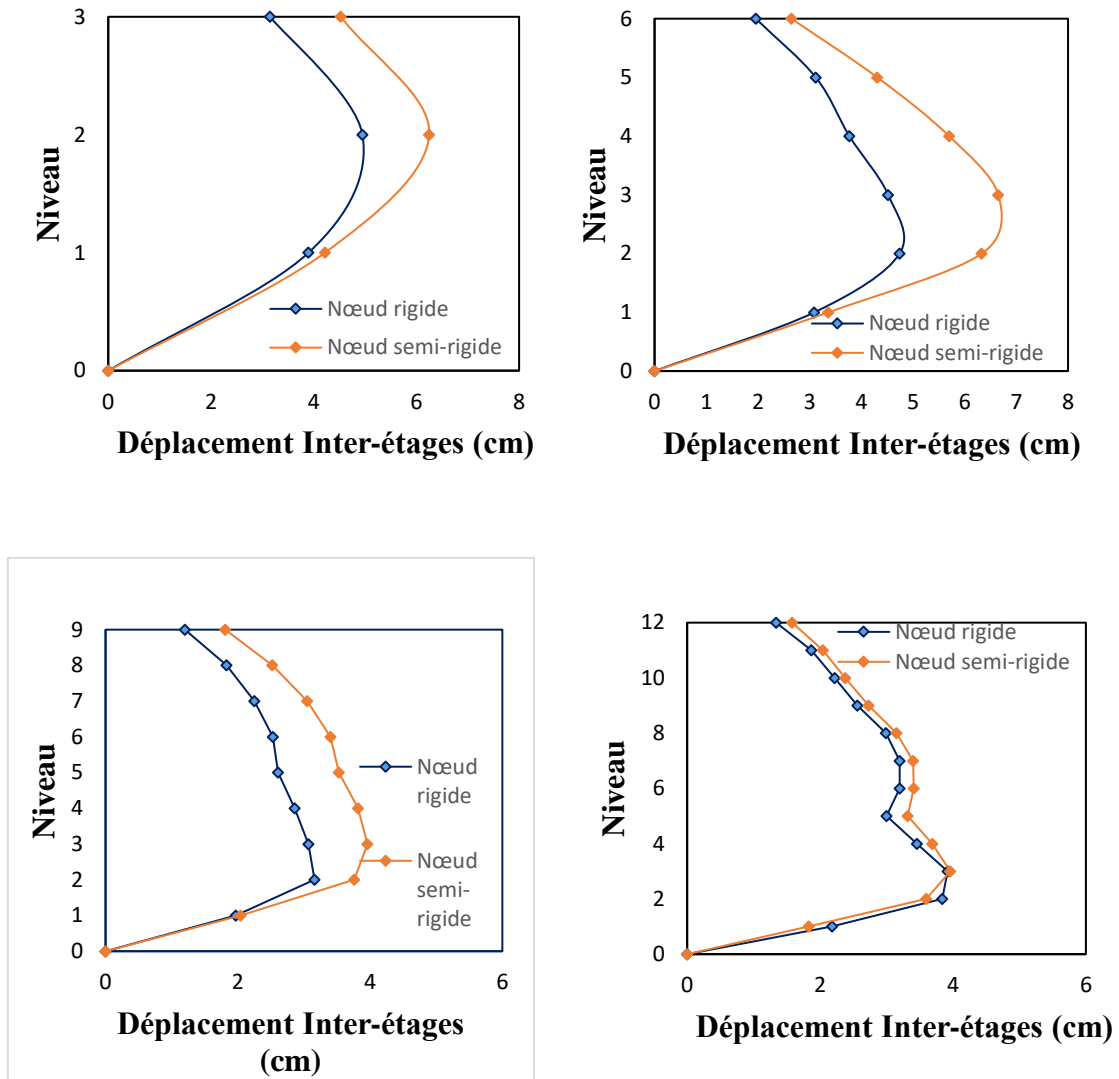


Figure 4.6 : déplacements inter-étages des structures étudiées.

Ce paramètre est calculé pour mesurer l'influence des assemblages poutre-poteau sur l'instabilité globale des bâtiments. Les déplacements inter-étages dans le cas où les assemblages sont flexibles, sont plus importantes que celles des structures à nœuds rigides. Les valeurs données en considérant les assemblages comme rigides restent sous la valeur limite exigée par le Eurocode 8 (1% - 1.5%) [18] pour l'ensemble des portiques étudiés. Cependant, si la flexibilité des assemblages est prise en compte, les valeurs des déplacements inter-étages dépassent cette limite et la conception n'est pas sûre. Dans ce cas, les sections des poutres et des poteaux doivent être redimensionnées.

4.6. Les courbes de fragilité :

Après avoir préparé tous les paramètres nécessaires, 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 $S_a(T) = 1.0 \text{ g}$ a été choisi. Pour la structure R+2, La projection de la valeur 1.0 g sur les courbes de fragilité obtenues (Figures 4.8, 4.9) montre que la probabilité de dommage correspond à la sécurité des personnes (LS) est de l'ordre de 85% dans le cas où l'assemblage est considéré comme semi-rigides.

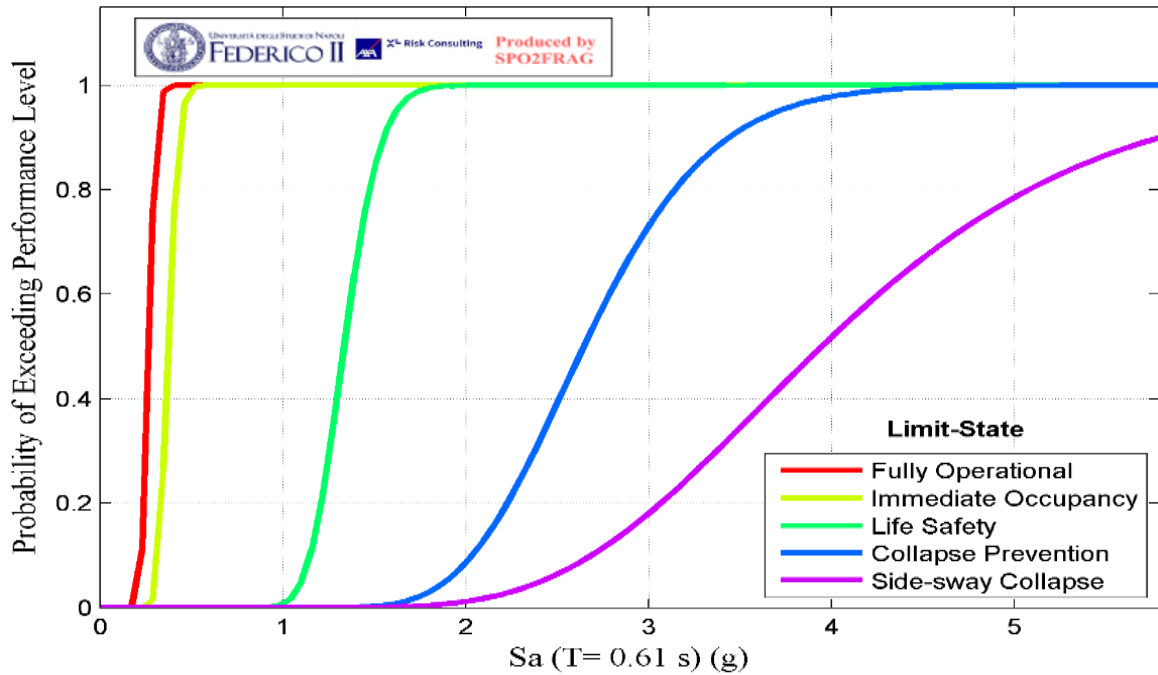


Figure 4.7 : Courbes de fragilité de la structure R+2 (Nœuds rigides)

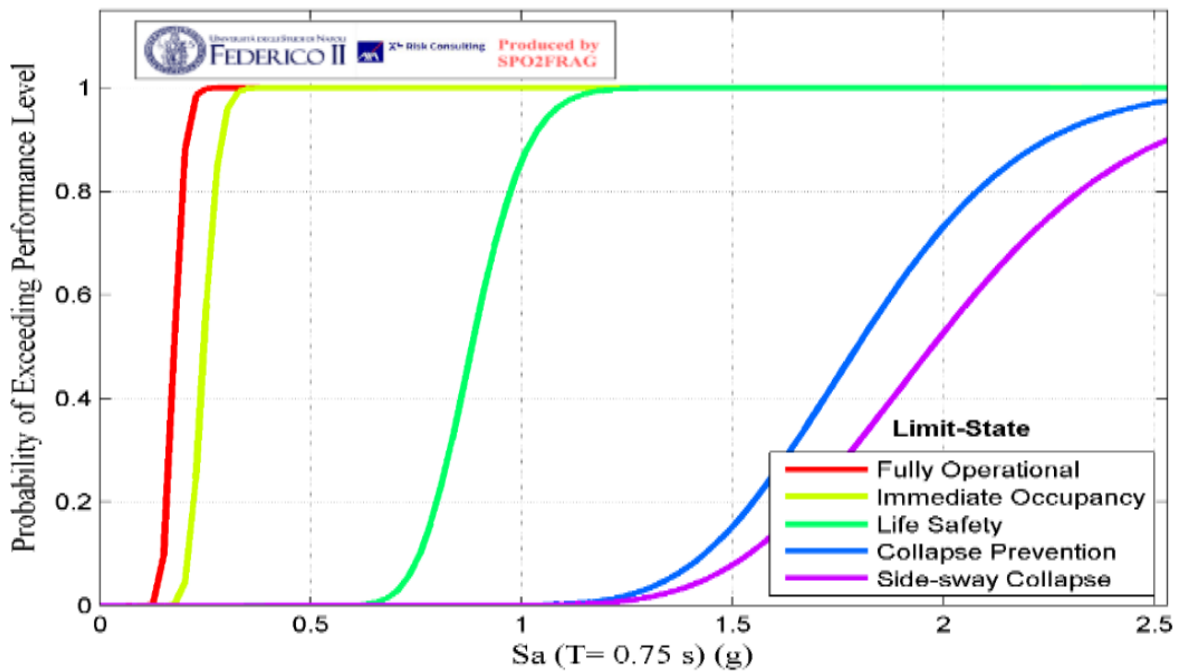


Figure 4.8 : Courbes de fragilité de la structure R+2 (Nœuds semi-rigides).

Cette probabilité est diminuée d'une manière significative ($< 1\%$) dans le cas où l'assemblage est rigide. Pour la structure R+5, la probabilité d'attendre le niveau de dommage LS pour une accélération de 1.0 g est 100% dans le cas où l'assemblage est semi-rigide. Dans le cas d'un assemblage semi-rigide cette probabilité est égale à 73% .

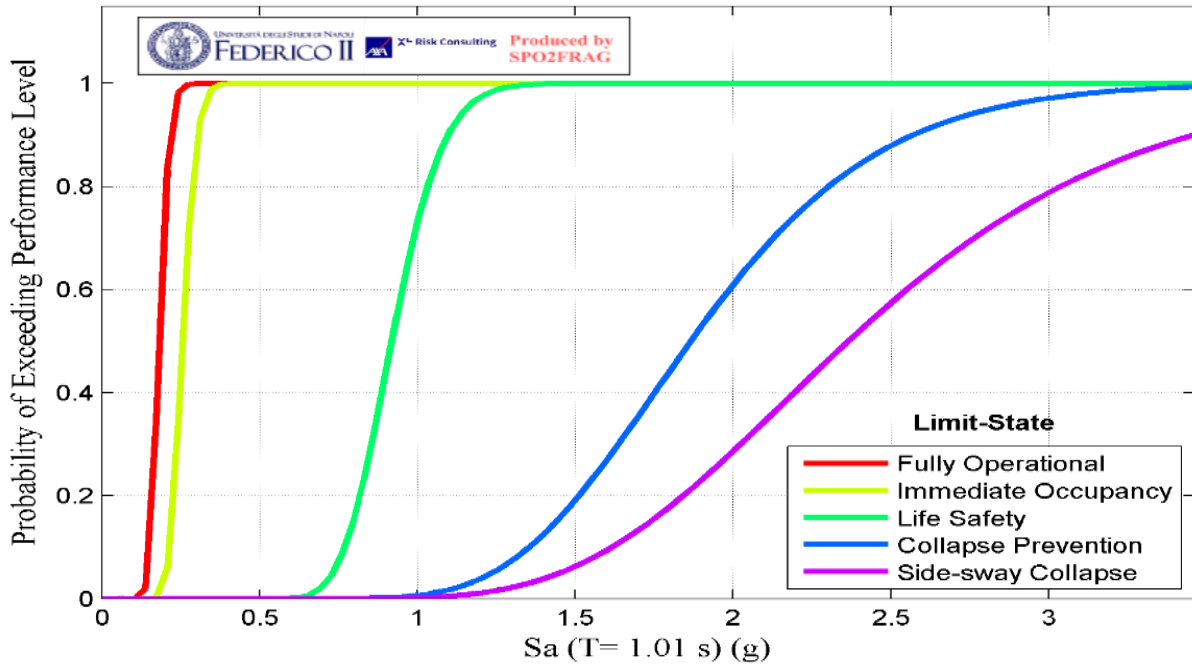


Figure 4.9 : Courbes de fragilité de la structure R+5 (Nœuds rigides)

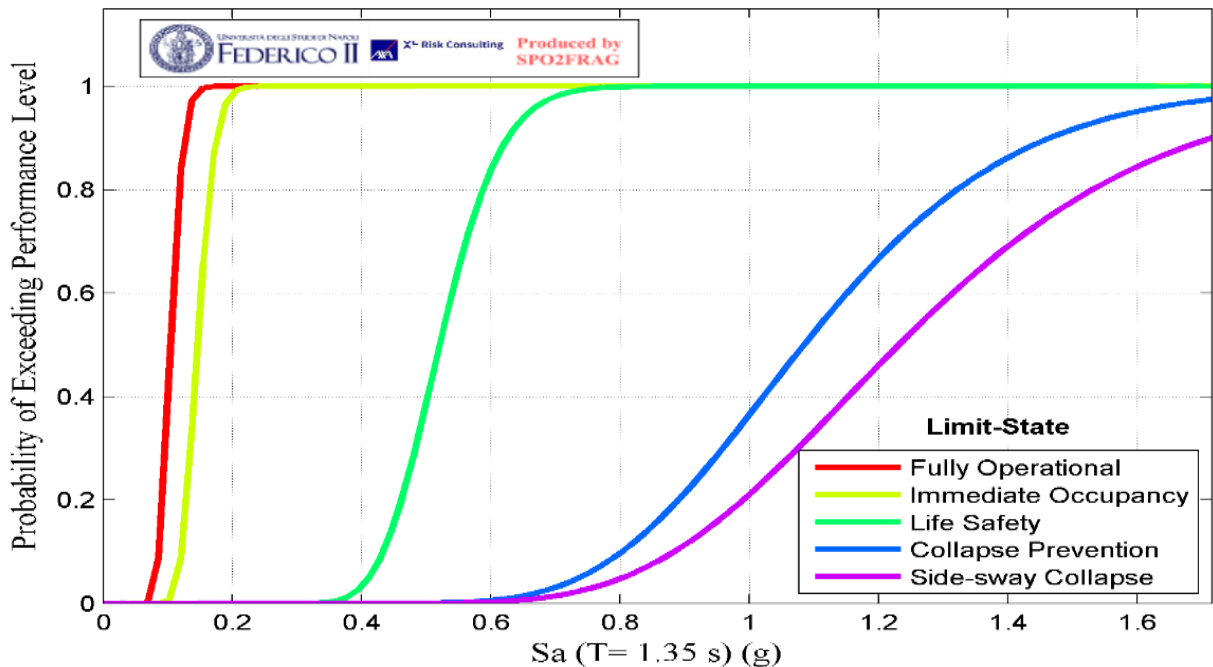


Figure 4.10 : Courbes de fragilité de la structure R+5 (Nœuds semi-rigides)

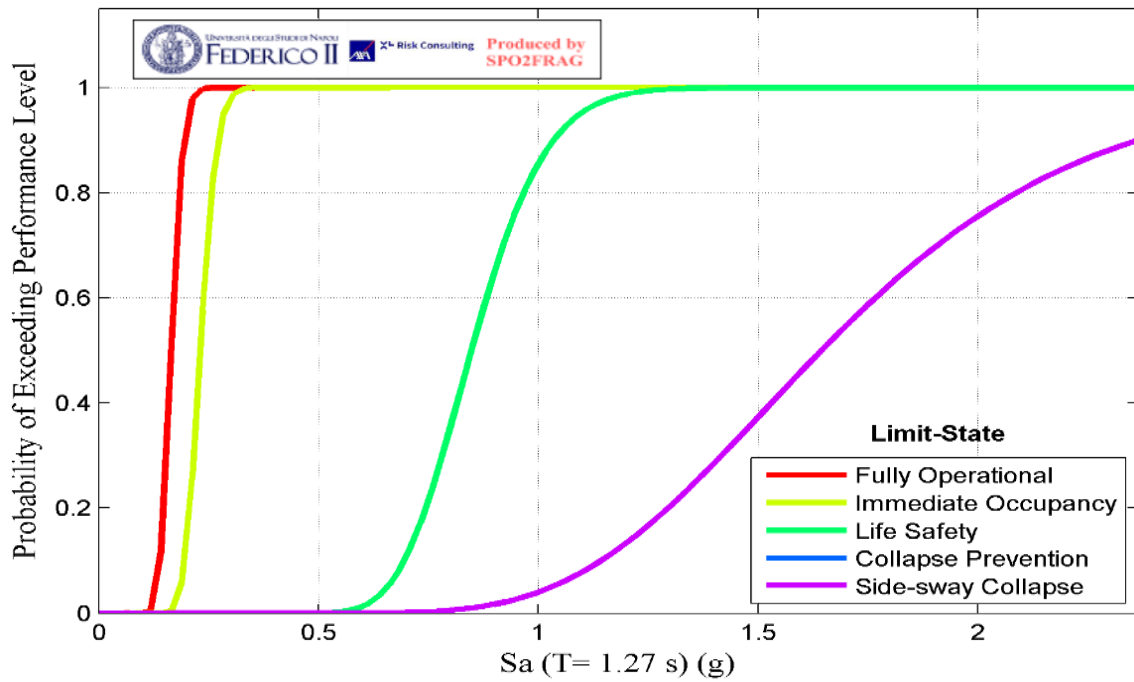


Figure 4.11 : Courbes de fragilité de la structure R+8 (Nœuds rigides)

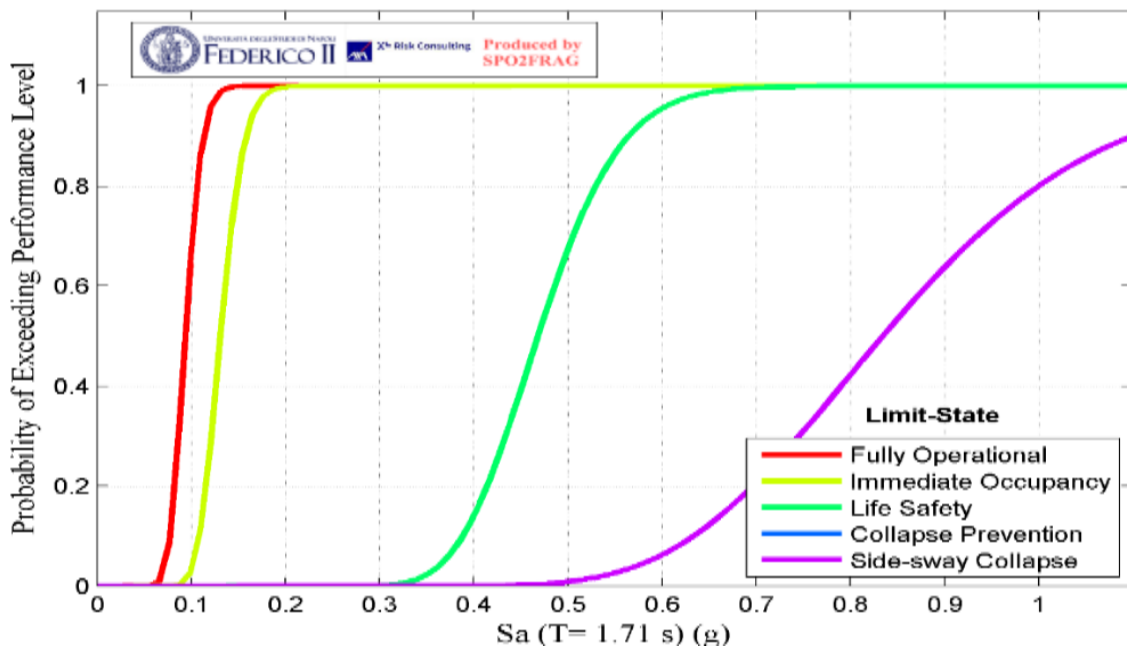


Figure 4.12 : Courbes de fragilité de la structure R+8 (Nœuds semi-rigides).

Les deux structures R+8 et R+11 (Figure 4.11 – 4.14) confirment les remarques précédentes pour les deux type d’assemblages. La probabilité de dommage correspond au niveau LS pour la structure R+8 (avec des nœuds rigides) est toujours 100%. Cependant, cette probabilité est diminuée (84%) dans le cas où l’assemblage est semi-rigide.

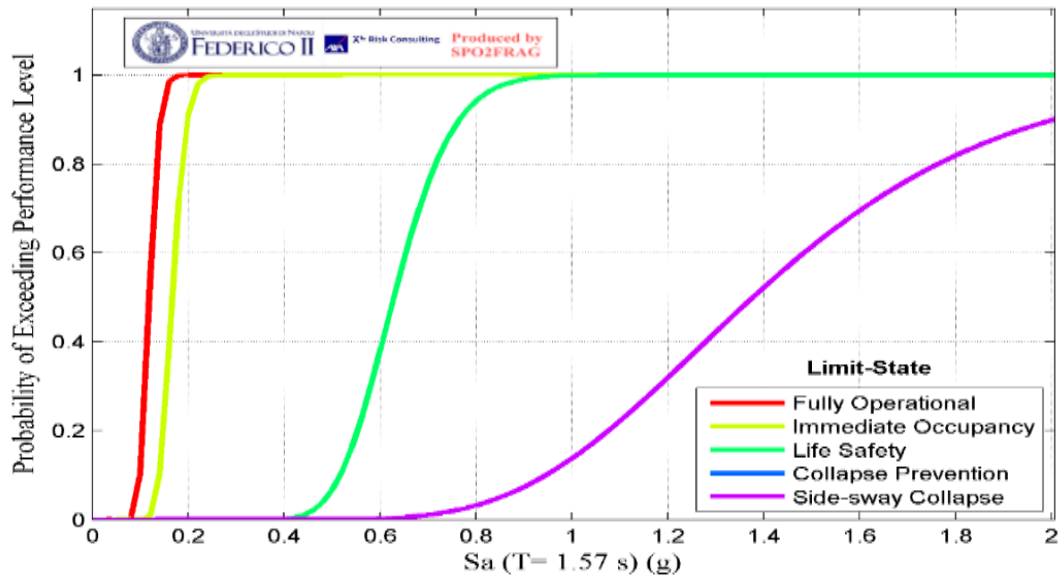


Figure 4.13 : Courbes de fragilité de la structure R+11 (Nœuds rigides)

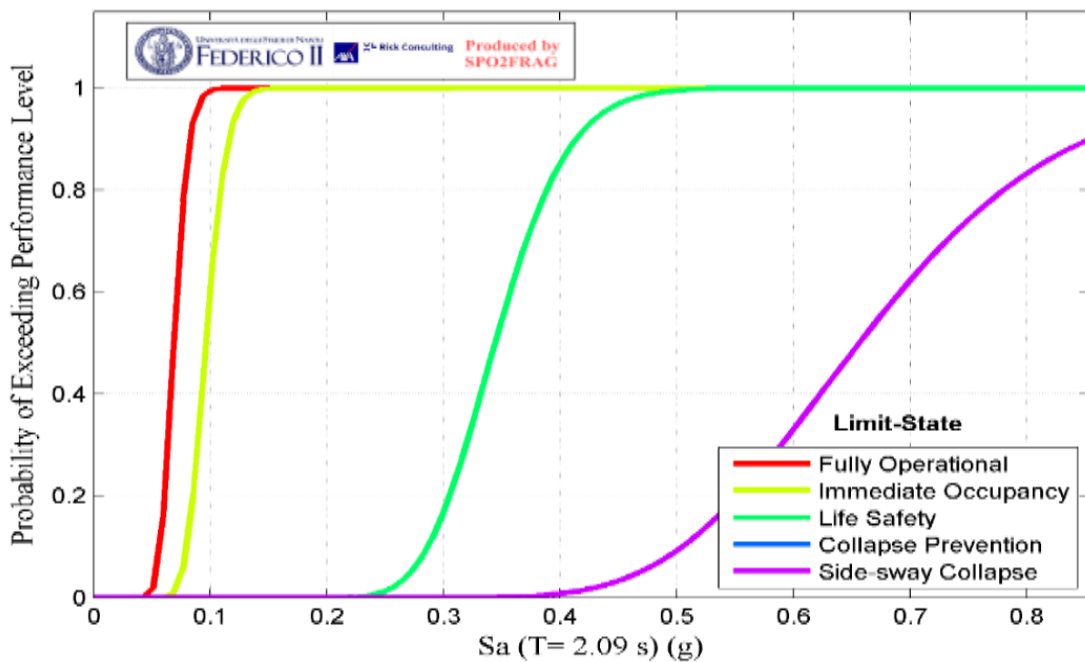


Figure 4.14 : Courbes de fragilité de la structure R+11 (Nœuds semi-rigides).

Il est clair dans les deux Figures 4.13 et 4.14 que les structures de grande hauteur sont plus vulnérables que les structures moins élevées. La structure R+11 donne des probabilités de dommage LS similaires pour les deux cas d'assemblage (100% dans les deux cas). Pour cette structure une autre valeur d'accélération a été choisie (0.4 g). La probabilité d'attendre le niveau de dommage LS est de 85% dans le cas d'assemblage semi-rigide et presque 0% dans le cas où la nature de l'assemblage est rigide.

4.7. Conclusion

Dans ce chapitre, les résultats de l'analyse pushover en termes de courbes pushover, déplacements des étages, déplacement inter-étages sont obtenus pour les quatre structures étudiées et dans les deux cas d'assemblage.

En conclusion, on peut dire que les structures à nœuds semi-rigides sont des structures vulnérables par rapport aux structures rigides. En plus de ça, la hauteur de la structure peut affecter cette vulnérabilité d'une manière significative.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'examen des assemblages dans une structure en acier est d'une importance primordiale et le manque de précision dans la conception et la mise en œuvre des assemblages dans les structures en acier entraînera non seulement une défaillance de l'assemblage lui-même, mais également des effets dévastateurs sur les éléments structuraux et ainsi sur l'ensemble de la structure.

Dans les analyses structurelles, certaines hypothèses sont prises en compte pour des raisons de simplicité lors de la phase de conception. Les assemblages poteau-poutre sont supposés être parfaitement articulés ou entièrement rigides dans la plupart des conceptions de charpentes en acier. Cette simplification peut conduire à une estimation incorrecte du comportement de la structure. En fait, les assemblages se comportent entre ces deux conditions extrêmes et possèdent une certaine rigidité en rotation (semi-rigide).

Dans ce mémoire, les courbes de fragilité ont été établies pour évaluer le comportement sismique des structures en acier à nœuds semi-rigides. L'analyse statique non linéaire en poussée progressive « pushover » a été utilisée pour obtenir ces courbes de fragilité à l'aide de logiciel SPO2FRAG. Dans notre travail, quatre structures en acier de différentes hauteurs sont étudiées.

Les conclusions générales tirées de cette étude sont comme suit :

- On a remarqué que les résistances des structures à nœuds semi-rigides sont moins que les résistances des structures avec des nœuds rigides. La différence entre les résistances peut atteindre 34%.
- En termes de points de performance, la considération de la semi-rigidité augmente le déplacement maximal et diminue l'effort tranchant à la base de la structure.
- Les déplacements inter-étages dans le cas où les assemblages sont flexibles (semi-rigides), sont plus importants que ceux des structures à nœuds rigides.
- Après la lecture des courbes de fragilité, on peut dire que les structures à nœuds semi-rigides sont des structures vulnérables par rapport aux structures rigides. En plus de ça, la hauteur de la structure peut affecter cette vulnérabilité d'une manière significative.

Sur la base de ces résultats, on peut dire qu'une attention particulière doit être portée lors de l'utilisation de ce type d'assemblage.

Références

- [1] f. mandroux and p. dominique, evaluation probabiliste de l'alea sismique, rapport de brgm, mars 1996.
- [2] "craag.dz," [Online].
- [3] E. M. L. ., Menasri Youcef, "Approche De La Vulnérabilité Sismique Des Structures Portiques En Béton Armé,," L'université 8 Mai 1945 Guelma, 2018.
- [4] B. Z, " " Etablissement des courbes de vulnérabilité des structures, méthodologie et application", Mémoire de Master," Université Abou Bekr Belkaid, tlemcen, 2014.
- [5] ATC-40, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings",ATC 40, Redwood City : Applied Technology Concuil, 1996.
- [6] B. H, " " Etablissement des courbes de fragilité des piles de ponts-application au pont de koudia (Tlemcen) ", mémoire de Magister," Bouazza H., " Etablissement des courbes de fragilité des piles de ponts-aUniversité Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2012.
- [7] M. A. ANIS, "Calcul des assemblages en acier poutre-poteau boulonnés par platine d'extrémité"application de l'approche de l'eurocode 3", " Maître de Conférences Classe B.
- [8] C.J.Maoet Y.J.Chiou, "The stiffness estimation of steel semi-rigid beam–column moment connections in a fire," *Journal of Constructional Steel Research*, Vols. Volume 66, Issue ,, pp. Pages 680-694, 5, May 2010.
- [9] .. ., Said Hicham BOUKHALKHAL, ", Performance des Structures à Nœuds Semi-rigides Situées En Zone Sismique," UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE HOUARI BOUMEDIENNE, Oran , 2013.
- [10] T. S, " " Conception et vérification d'un mur de soutènement type cantilever par la méthode de chargement progressives (pushover) ", Mémoire de Master," Tedjini S., " Conception et vérification d'un mur de soutènement type cantilever p Université Ziane Achour , Djelfa, 2017.
- [11] A. Y. Rahmani, "" 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 proUniversité Saad Dahlab Blida 1, 2018..
- [12] 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.

REFERENCE

- [13] S. E, "" Conception des bâtiments basse sur la notion de performance ", Rapport technique," Ecole Centrale de Paris, 2008.
- [14] H. S, "" Analyse Pushover D'un bloc En béton armé d'une mosquée ", Mémoire de Master," Université Badji Mohktar, Annaba, 2017.
- [15] M. M, " " Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil ", Thèse de docteur," Université Bordeaux, 2015.
- [16] Y. Djamel.
- [17] N. E. A. Kishi, " Study Of Eurocode 3 steel connection classification.", (1997).
- [18] B. Standard, "Eurocode 8" , chez Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1 : 1998-1, (2005).
- [19] SAP 2000.
- [20] FEMA-356, " Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings",Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000
- [21] A. K. Chopra, Dynamique des structures : théorie et applications au génie parasismique Série Génie Civil, The American Society, 2012.
- [22] SPO2FRAG TUTORIAL.
- [23] I. Iunio, V. dimitrios, B. Georgios and . B. Roberto , SPO2FRAG v 1.22 "Software for PUSHOVER-BASED derivation of seismic FRAGILITY curves", Napoli: Università degli studi di Federico II.
- [24] Z. B. T. J. Jadot, "Définition du chargement sismique temporel et calcul de courbes de fragilité par simulation numérique - Application à l'étude Karisma Conférence," Colloque AFPS
- [25] B. Y. Campbell K.W., "Ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10s. Earthquake," 2008. .