

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUARI BOUMEDIENNE

FACULTE DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de **MAGISTER**

EN : Génie Civil

Spécialité : Construction

Par M^{elle} : **Soumia TALEB**

Sujet

**Performance des structures à connexion
évolutive isolées à la base**

Soutenu publiquement le **03/ 11/ 2016**, devant le jury composé de :

Mr. M. CHEMROUK	Professeur	à l'USTHB	Président
Mr. A.N.T. IHADDOUDENE	Maitre de Conférence /A	à l'USTHB	Directeur de mémoire
Mme. G.IKHENAZEN	Maitre de Conférence /A	à l'USTHB	Examinatrice
Mr. M. TOUATI	Maitre de Conférence /A	à l'USTHB	Examineur

NB : les membres du jury doivent être classés conformément au P.V de soutenance

Remerciements

Avant tout je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la volonté et la santé pour mener à terme ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements et ma reconnaissance à mon directeur de mémoire Dr IHADDOUDENE. a qui m'a témoigné de son aide scientifique, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de cette étude.

Je remercie les membres de jury de me faire l'honneur de lire ce mémoire et d'y apporter leurs commentaires.

J'exprime particulièrement toute ma gratitude à ma famille et mes amis qui m'ont beaucoup soutenue et encouragée. Une mention particulière va à mon père et ma mère.

MERCI

RESUME

Durant les dernières années ; un progrès des méthodes d'analyse sismique des structures basées sur l'analyse statique non linéaire est survenu. Généralement ; l'assemblage considéré dans ces modèles est de type rigide. Or, en réalité, et surtout dans le cas de structures métalliques, cet assemblage est semi-rigide.

L'objectif de cette étude vise essentiellement à mettre en œuvre une procédure d'analyse non-linéaire connue par pushover tenant compte de l'assemblage semi-rigide, à l'appliquer sur des structures isolées à la base et étudier l'effet de l'assemblage semi-rigide sur leurs réponses inélastiques. Une comparaison avec l'analyse non-linéaire des structures encastrees à la base avec assemblage rigide sera effectuée.

L'étude comparative effectuée sur quatre types des structures montre l'influence de la semi-rigidité des nœuds et l'effet du système d'isolation sur le comportement inélastique de ces structures, par le rallongement des périodes propres, les déplacements maximums des sommets et la dissipation d'énergie.

Les résultats obtenus à partir l'analyse non linéaire des structures permettent de bien connaître le comportement réel de ce genre des structures vis-à-vis de l'excitation sismique.

Par conséquent, on a proposé des solutions fiables et pratiques pour éviter l'effondrement de ces structures.

Mots clés : Assemblage semi-rigide, Analyse Pushover, isolation sismique, structures métalliques.

SUMMARY

In recent years there has been a progress in the methods of seismic analysis of structures based on nonlinear static analysis. Generally, the assembly considered in these models is rigid. but in reality, and especially in the case of metal structures, this assembly is semi-rigid.

The objective of this study primarily aims to implement a procedure of nonlinear analysis known by pushover, taking into account the semi-rigid assembly, to apply it on isolated structures at the base and to study the effect of semi-rigid assembly on their inelastic responses. A comparison with non-linear analysis of structures fixed at the base with rigid assembly will be performed.

The comparative study on four types of structures shows the influence of the semi-rigidity of the nodes and the effect of the insulation system on the inelastic behavior of these structures by lengthening of the periods, maximum movement of the peaks and the energy dissipation.

Results obtained from the non-linear analysis of the structure allow to know the actual behavior of this kind of structures against seismic excitation.

Therefore, we proposed reliable and practical solutions to avoid the collapse of these structures.

Key words: semi-rigid connection, Pushover analysis, seismic isolation, steel frame.

المخلص

تعتبر الأخطار الطبيعية من بين الأسباب الرئيسية لخسائر اجتماعية واقتصادية مكلفة وخطيرة في بعض الأحيان من حيث الضرر. تميزت العقود الأخيرة بزلزال حادة في العديد من البلدان، وتسببت في خسائر كبيرة في الأرواح البشرية وأضرار مادية كبيرة. دفع ذلك الباحثين لإيجاد حلول للحد من هذه المخاطر. وبالتالي إحرز تقدم هام بشأن أساليب تحليل هياكل الزلزالية استناداً إلى تحليل ثابت غير الخطي مع مراعاة خصوصية الوصلات، التي تعتبر حتى الآن جامدة. و للتقليل من قوى الزلازل في الهياكل نعروض تقنية عزل الاهتزازات.

الهدف من هذه الدراسة تنفيذ إجراء تحليل غير الخطية مع دفع تدريجيا و مراعاة الوصلات شبه صلابة، تطبق على هياكل معزولة في القاعدة ودراسة هذه الآثار المختلفة على ردودها غير مرن. و إجراء مقارنة مع تحليل غير الخطي لهياكل غير معزولة مع وصلات جامدة.

أظهرت دراسة مقارنة عن أربعة أنواع من الهياكل نفوذ كل من وصلات شبه صلابة كتأثير على نظام العزل على السلوك غير المرن لهذه الهياكل من خلال إطالة الفترات الخاصة، الحد الأقصى من التشرذم في تبديد الطاقة وأعلى. تسمح النتائج المتحصل عليها بمعرفة السلوك الفعلي أفضل لهذا النوع من الهياكل ضد الزلازل ثم يتم تقديم حلول موثوقة وعملية لتفادي انهيار هذه الهياكل.

Sommaire

Remerciements	i
RESUME.....	ii
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xi
Notations et Symboles	xii
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre I

La conception parasismique basée sur la performance

Introduction.....	5
I.1 Les méthodes d'analyses des structures.....	5
I.1.1 Les méthodes d'analyse élastique linéaires.....	6
I.1.1.1 Méthode statique linéaire.....	6
I.1.1.2 Méthode dynamique linéaire	7
I.1.2 Méthode statique non linéaire (pushover)	8
I.1.2.1 La méthode de N2 (Eurocode 8)	9
I.1.2.2 La Méthode des coefficients de déplacement (FEMA356)	10
I.1.2.3 La méthode de spectre de capacité (ATC40)	11
I.2 Méthode N2.....	13
I.2.1 Les données.....	14
I.2.2 Transformation du spectre élastique au format Accélération-Déplacement.....	14
I.2.3 L'analyse pushover	16
I.2.4 Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté	17
I.2.5 Détermination de la demande sismique pour le système SDOF équivalent	19
I.2.6 Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté	21
Conclusion.....	22

Chapitre II

Structures à nœuds semi-rigides

Introduction.....	24
II.1 Les assemblages semi-rigides	25
II.2 Différents modèles semi-rigides existants	27
II.2.1 Modèle empirique	27

II.2.2 Modèles mathématique.....	31
II.2.3 Modèle mécanique	32
II.2.3.1 Le modèle de l'Eurocode 3.....	33
II.2.3.2 Idéalisations de la courbe de comportement ($M - \phi$) selon l'EC3	38
II.2.4 Modèle numérique	39
II.3 Présentation des courbes	40
II.3.1 Modèles linéaires.....	40
II.3.2 Modèles bilinéaires	41
II.3.3 Modèles multilinéaires.....	41
II.3.4 Modèles non linéaires	42
II.4 Formulation des assemblages semi-rigides	43
II.5 Avantages et Inconvénients	46
Conclusion.....	47

Chapitre III

Structures isolées à la base

Introduction.....	49
III.1 Aperçu historique.....	50
III.2 Principe d'isolation parasismique	55
III.2.1 1 ^{ère} approche.....	56
III.2.2 2 ^{ème} approche.....	56
III.3 Les différents types d'appuis parasismiques	56
III.3.1 Les appuis à déformation.....	56
III.3.1.1 Les appuis en élastomères à faible amortissement (LRB) Lead rubber bearings)	57
III.3.1.2 les appuis en élastomères fretté à amortissement élevé (HRB) (High Damping Rubber Bearing):.....	58
III.3.2 Appuis à glissement	59
III.4 Les codes d'isolement sismiques	60
III.5 Formulation des équations du mouvement et analyse des structures isolées	60
III.6 Méthodes de calcul.....	65
III.6.1 Méthode statique	65
III.6.2 Méthodes dynamiques.....	68
III.6.2.1 Méthode modale spectrale	69
III.6.2.2 La méthode d'analyse par accélérogramme.....	69
III.7 Avantages et Inconvénients	70
III.7.1 Avantages	70

III.7.2 Inconvénients	70
Conclusion	71

Chapitre IV

Modélisation numérique et évaluation de la performance des structures

Introduction	73
IV.1 La modélisation des structures métalliques	73
IV.1.1 La bibliothèque des éléments	74
IV.2.1 Élément poutre et/ou poteau	74
IV.2.2 Élément de ressort non-linéaire (COMBIN39)	75
IV.2 Exemple de calcul	76
IV.2.1 Loi de comportement des assemblages	77
IV.2.2 Résultats	78
IV.2.3 Interprétation	82
IV.3 Evaluation de la performance des structures	82
IV.3.1 Description de la structure étudiée	82
IV.3.2 L'analyse statique non linéaire	84
IV.3.2.1 Loi de comportement des éléments	84
IV.3.2.2 Loi de comportement de l'assemblage	84
IV.3.2.3 Loi de comportement de l'appui	86
IV.3.3 Résultats	89
IV.3.3.1 Les caractéristiques dynamiques des structures étudiées	89
IV.3.3.2 Courbe de capacité (Pushover)	89
IV.3.3.3 Evaluation de la demande sismique	90
IV.3.4 Evaluation du point de performance (déplacement cible)	92
IV.3.4.1 Idéalisations de la courbe de système SDOF	92
IV.3.4.2 Caractéristiques de système SDOF	92
IV.3.4.3 Déplacement cible et effort tranchant maximum	93
IV.3.4.4 Déplacements inter-étages	98
IV.3.4.5 Distribution des rotules plastiques	99
Conclusions	101

Chapitre V

Etude paramétrique

Introduction	103
V.1 Descriptions des structures étudiées	103
V.1.1 Structure de 10 niveaux	103

V.1.2 Structure de 15 niveaux	107
V.1.3 Structure de 20 niveaux	110
V.2 Résultats	114
V.2.1 Les caractéristiques dynamiques des structures	114
V.2.2 Courbes de capacité (Pushover)	115
V.2.3 Evaluation de la demande sismique	116
V.2.4 Evaluation du point de performance (déplacement cible)	116
V.2.4.1 Idéalisations de la courbe de système SDOF	116
V.2.4.2 Caractéristiques de système SDOF	118
V.2.4.3 Déplacement cible et effort tranchant max	120
V.2.4.4 Déplacements inter-étages	120
V.3 Interprétations des résultats	123
V.4 Proposition	123
Conclusion	124
CONCLUSION GENERALE	126
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	129

Liste des figures

Numéro	Intitulé	Page
<hr/> Chapitre I <hr/>		
Fig 1.1	Répartition conventionnelle de la charge latérale	9
Fig 1.2	Représentation bilinéaire de la courbe Pushover	10
Fig 1.3	La méthode des coefficients (ASCE, 2000)	11
Fig 1.4	La méthode de spectre de capacité (ATC40)	12
Fig 1.5	Transformation du spectre élastique (A-T) au format (A-D)	14
Fig 1.6	Détermination du spectre non linéaire pour différentes valeurs de ductilités	16
Fig 1.7	Transformation le système (MDOF) à un système équivalent (SDOF)	17
Fig 1.8	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité	19
Fig 1.9	Détermination du spectre non linéaire pour différentes valeurs de ductilités	20
Fig 1.10	Détermination de déplacement cible d'un système SDOF	21
Fig 1.11	Transformation le système équivalent (SDOF) à un système (MDOF)	22
<hr/> Chapitre II <hr/>		
Fig 2.1	Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique)	25
Fig 2.2	Les types des assemblages en fonction de leur comportement (a) articulation, (b) rigide et (c) semi-rigide	25
Fig 2.3	Déférents types d'assemblage semi rigide	30
Fig 2.4	Les propriétés géométriques et mécaniques	32
Fig 2.5	Modèle mécanique d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante	33
Fig 2.6	Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple	34
Fig 2.7	Limites de classification de rigidité	34
Fig 2.8	Limites de la classification des assemblages par résistance	35
Fig 2.9	Limites de la classification des assemblages par la capacité de rotation	36
Fig 2.10	Le modèle de TSCHEMMERNEGG	36
Fig 2.11	Le moment résistant de calcul	37
Fig 2.12	Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau	38
Fig 2.13	Courbe moment-rotation non linéaire	38
Fig 2.14	Idéalisations des courbes	39
Fig 2.15	Modèle en éléments finis 3D d'un assemblage boulonné avec des cornières de semelles	39

Fig 2.16	Modèle en éléments finis 3D d'un assemblage boulonné avec platine d'extrémité débordante	40
Fig 2.17	Représentations mathématiques différentes courbe de $(M - \theta)$	41
Fig 2.18	Représentations mathématiques des courbes $(M - \theta)$	42
Fig 2.19	Le modèle de Ramberg-Osgood	43
Fig 2.20	La modélisation de nœud semi rigide en élément	43
Fig 2.21	Élément poutre avec ressort de rotation aux extrémités	43

Chapitre III

Fig 3.1	Changement de comportement pendant l'utilisation d'isolateur	50
Fig 3.2	Le nombre de bâtiments isolés dans les pays les plus actifs	52
Fig 3.3	Des constructions isolées à la base au Japon	53
Fig 3.4	Vue de l'hôpital du comté de Lushan (Chine), avant le tremblement de terre du 20 avril 2013	53
Fig 3.5	Dommmages subis par les deux hôpitaux fondés classiquement	54
Fig 3.6	L'intégrité complète et la fiabilité du bâtiment isolé de l'hôpital	54
Fig 3.7	Les approches de base à l'isolation sismique	56
Fig 3.8	Appuis en élastomères à faible amortissement LRB	57
Fig 3.9	Appuis en élastomères fretté à amortissement élevé (HRB)	58
Fig 3.10	Appuis à glissement	59
Fig 3.11	Modèle structurel isolée à la base à deux masses	61
Fig 3.12	La forme des modes propres de la structure isolée	63

Chapitre IV

Fig 4.1	L'élément BEAM188	74
Fig 4.2	La courbe force-déplacement ou (moment-rotation) d'un élément COMBIN39	75
Fig 4.3	Configuration de structure étudiée	76
Fig 4.4	Numérotation des éléments	78
Fig 4.5	Diagramme des moments (rigide)	79
Fig 4.6	Diagramme des moments (75%)	79
Fig 4.7	Diagramme des moments (50%)	80
Fig 4.8	Diagramme des moments (25%)	80
Fig 4.9	Configuration de portique de 07 niveaux	83
Fig 4.10	Courbe de comportement de matériau	85
Fig 4.11	Les paramètres des dimensions et la géométrie du modèle Ramberg-Osgood	85
Fig 4.12	Courbe moment - rotation des assemblages	86
Fig 4.13	Le comportement bilinéaire de l'appui parasismique	87
Fig 4.14	Courbe force - déplacement des appuis	88
Fig 4.15	La courbe de capacité (Pushover) global de la structure	90

Fig 4.16	Spectre de réponse de RPA99 version2003	91
Fig 4.17	Spectre de réponse au format ADRS	91
Fig 4.18	Les courbes d'idéalisation de SDOF de structure 7 niveaux dans les différent cas étudiés	92
Fig 4.19	Le diagramme du moment de structure Rigide	94
Fig 4.20	Le diagramme du moment de structure Isolée	95
Fig 4.21	Le diagramme du moment de structure Semi-rigide	95
Fig 4.22	Le diagramme du moment de structure Semi-rigide et Isolée	96
Fig 4.23	Numérotation des éléments	96
Fig 4.24	Déplacement inter-étages de la structure	98
Fig 4.25	L'apparition des rotules plastiques	100

Chapitre V

Fig 5.1	Configuration de portique de 10 niveaux	104
Fig 5.2	Assemblage par platine débordante sans raidisseur	105
Fig 5.3	Courbe moment - rotation des assemblages de la structure de 10 étages	106
Fig 5.4	Courbe force - déplacement des appuis de la structure de 10 étages	107
Fig 5.5	Configuration de portique de 15 niveaux	108
Fig 5.6	Courbe moment - rotation des assemblages de la structure de 15 étages	109
Fig 5.7	Courbe force- déplacement des appuis de la structure de 15 étages	110
Fig 5.8	Configuration de portique de 20 niveaux	111
Fig 5.9	Courbe moment - rotation des assemblages de la structure de 20 étages	113
Fig 5.10	Courbe force- déplacement des appuis de la structure de 20 étages	114
Fig 5.11	La courbe de capacité de la structure de 10 étages	115
Fig 5.12	La courbe de capacité de la structure de 15 étages	115
Fig 5.13	La courbe de capacité de la structure de 20 étages	116
Fig 5.14	Courbe d'idéalisation de SDOF de la structure de 10 étages	117
Fig 5.15	Courbe d'idéalisation de SDOF de la structure de 15 étages	117
Fig 5.16	Courbe d'idéalisation de SDOF de la structure de 20 étages	118
Fig 5.17	Déplacement inter-étages de la structure de 10 étages	121
Fig 5.18	Déplacement inter-étages de la structure de 15 étages	121
Fig 5.19	Déplacement inter-étages de la structure de 20 étages	122

Liste des tableaux

Numéro	Intitulé	Page
Chapitre II		
Tab 2.1	Les constantes C et K	29
Tab 2.2	Comparaison de différents modèles de comportement	46
Chapitre III		
Tab 3.1	Facteurs de la zone sismique Z	66
Tab 3.2	Coefficient de proximité de la faille (N)	66
Tab 3.3	Coefficient caractérisant le type de sol (S_I)	67
Tab 3.4	Facteurs d'amortissement B_D et B_M	68
Chapitre IV		
Tab 4.1	Caractéristiques géométriques des éléments structuraux	77
Tab 4.2	Les caractéristiques de matériel des éléments structuraux	77
Tab 4.3	Comparaison des déplacements	78
Tab 4.4	Différents comparaison des moments	81
Tab 4.5	Les charges et les surcharges	83
Tab 4.6	Caractéristiques géométriques des éléments structuraux	83
Tab 4.7	Période fondamentale et les modes propres	89
Tab 4.8	Les caractéristiques de système SDOF	93
Tab 4.9	Déplacement cible et effort tranchant maximal	93
Tab 4.10	Différentes comparaisons des moments en (kN.m)	97
Tab 4.11	La variation des inter-étages maximales et des efforts tranchants	98
Tab 4.12	Evaluation de degré de plasticité	100
Chapitre V		
Tab 5.1	Caractéristiques géométriques des éléments	104
Tab 5.2	Les paramètres des dimensions et la géométrie d'assemblage	105
Tab 5.3	Caractéristiques géométriques des éléments structuraux	109
Tab 5.4	Caractéristiques géométriques des éléments structuraux	112
Tab 5.5	Période fondamentale	114
Tab 5.6	Les caractéristiques des systèmes SDOF des structures étudiées	119
Tab 5.7	Déplacement cible et effort tranchant maximal	120
Tab 5.8	La variation des inter-étages maximales et des efforts tranchants	122

Notations et Symboles

B_D et B_M	Facteurs d'amortissement
C	Coefficient sismique
C	Matrice de correction tient en compte les effets de la semi rigidité
[C]	Matrice d'amortissement
\hat{C}	L'amortissement du système SDOF
C _{1,2,3}	Les constantes d'ajustement de courbe
d_t	Le déplacement cible prévue du système MDOF
d*	Le déplacement du système SDOF
d_t*	Le déplacement cible du système SDOF
d_{et}*	Le déplacement du système élastique correspondant à la période de vibration
d_m*	Le déplacement du système SDOF équivalent à la formation du mécanisme plastique
d_y*	Le déplacement élastique de la courbe élastique parfaitement plastique du système SDOF
d_n	Le déplacement de sommet de l'étage supérieur
D_D et D_M	Déplacement de la conception minimale et maximale
D_y	Déplacement élastique d'un appui
E_y	Module de Young
E_m*	L'énergie de déformation sous la courbe de la capacité du système SDOF
{F}	Vecteur de force qui s'applique aux niveaux des étages
F_b	L'effort tranchant à la base du système SDOF
\hat{F}	Le vecteur de force qui s'applique au système SDOF
F*	L'effort tranchant à la base du système SDOF
F_i	Les forces latérales appliquées aux masses <i>m_i</i> des étages
F_j	La distribution spatiale invariante de charge latérale
F_y*	La force de limite élastique de la courbe élastique parfaitement plastique du système SDOF
F_y	La force de rendement est
F_{max}	La force de cisaillement maximum
F_s, F_b	Forces sismiques
G	La charge permanente
K	Le paramètre de normalisation, est en fonction de la géométrie et de type de connexion
K₀	La matrice de rigidité élastique élémentaire de l'élément rigide
K_a et K_b	Les raideurs du ressort aux deux extrémités
K_e	La rigidité élastique initiale de système MDOF

K_s	La rigidité de phase post-élastique
K_{eff}	La rigidité effective
K_1	Le module d'élasticité
K_2	la rigidité est le poste d'élasticité dans le sens horizontal
LP	Le modèle de charge
L_1, L_2	Les facteurs de participation du premier et du deuxième mode dans la réponse
M	Moment qui sollicite l'assemblage
M	Le moment de sollicitation
$[M]$	Matrice de masse
M_p	Le moment ultime
M_y	Le moment résistant
\hat{M}	La masse du système SDOF
$M_{j,Rd}$	Le moment résistant de calcul
$M_{j,sd}$	Le moment sollicitant
m^*	La masse du système SDOF
$m_{i,j}$	Les masses des étages
n	Le degré de plasticité
N	Coefficient dépendant de la proximité de la faille active
Q	La charge d'exploitation
Q	La force d'élasticité à court terme
q_1, q_2	Coefficients modaux
R_j	La rigidité rotationnelle de l'assemblage semi-rigide en j
R_{no}	Le facteur de combinaison modale
R_u	Le facteur de réduction dû à la ductilité
r_0	Le pic de réponse
r_i	Le facteur de fixité
S	Le module élastique de la section d'acier
S_a	L'accélération spectrale
S_{ae}	L'accélération élastique correspondant à la période T et un amortissement visqueux fixes
S_{de}	Le déplacement spectrale correspondant à la période T et un amortissement visqueux fixes
S_j	La rigidité en rotation
$S_{j,ini}$	La rigidité initiale en rotation
S_j^*	La rigidité idéalisée de la courbe bi-linéaire
S_I	Coefficient caractérisant le type de sol
S_D	le déplacement spectral du mouvement du sol
T	La période fondamentale
T_c	La période caractéristique du mouvement du sol
T^*	La période fondamentale de la vibration du système SDOF
T_D, T_M	Les périodes effectives de la structure isolée

W	Poids de la structure
\hat{x}	Le déplacement du système SDOF
Z	Le module plastique de la section d'acier
Z	Coefficient de zone sismique
β_1, β_2	Les rapports d'amortissements modaux
α_n	Facteur de modification qui peut être supposé positif ou négatif
ϕ_{cd}	La capacité de rotation de calcul
Φ_n	Vecteur des modes propres de n ^{ième} mode
ϕ_j	La rotation correspondante de l'assemblage (la variation angulaire entre les fibres moyennes du poteau et de la partie attachée)
Γ_n	Facteur de participation modale du n ^{ième} mode
μ	Le coefficient de ductilité
Φ_c	La rotation de l'assemblage
θ_{rA} et θ_{rB}	Les rotations relatives des ressorts aux deux extrémités
η	Le facteur de modification
σ_y	La limite élastique de l'acier
ε	La déformation de l'acier

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

I. Introduction

Les risques naturels sont à l'origine de situations socio-économiques coûteuses et quelquefois graves en termes d'endommagement. Dans la famille des risques naturels, les séismes occupent un problème d'actualité provoquant beaucoup de dégâts dans les ouvrages de génie civil. Afin de réduire leur vulnérabilité à des interventions compatibles et légères, il est nécessaire d'avoir des méthodes précises pour l'analyse sismique, capables de simuler le comportement des structures [1]. La méthode basée sur la performance nécessite l'estimation de la capacité et la demande sismique dont le but est l'évaluation et la conception des structures, la capacité sismique étant la capacité du bâtiment à résister aux effets sismiques, alors que la demande sismique sert à la description des effets de tremblement de terre sur le bâtiment.

La performance est évaluée d'une manière telle que la capacité reste plus importante que la demande. Ces quantités peuvent être déterminées en effectuant une analyse inélastique ou une analyse statique non linéaire [2], y est afférente, la méthode statique non linéaire (pushover), méthode simplifiée pour l'analyse sismique, représentant des procédures relativement simples et efficaces [1].

D'autre part, la conception des structures métalliques suppose que les assemblages poteau-poutre sont rigides, en l'absence des rotations relatives qui se produisent entre les éléments assemblés, ou des assemblages articulés qui sont caractérisés par un mouvement de rotation pratiquement libre entre les éléments assemblés [3]. Mais le comportement réel des assemblages pour les structures en acier où, les assemblages semi-rigides sont conçus de telle sorte que chaque élément d'assemblage a une capacité de rotation. Le comportement devant permettre la dissipation d'énergie dans les régions d'assemblage sans mettre en danger la sécurité de la structure [4].

Dans cette optique, la comparaison entre le comportement des structures à nœuds semi-rigides et des structures à nœuds rigides, en termes de déplacements inter-étages des

structures à nœuds semi-rigides sont élevés par rapport à ceux dans le cas rigide [5]. Afin de diminuer les déplacements inter-étages on utilise des isolateurs sismiques.

L'isolation sismique est une approche de réduction sismique où le bâtiment est protégé contre les composants horizontaux des forces de tremblement de terre.

Pour protéger un bâtiment contre les effets dommageables du tremblement de terre, l'isolation sismique spécialement conçue avec une faible rigidité horizontale est introduite au niveau de la fondation.

L'un des principaux avantages de l'isolation sismique est la capacité de réduire considérablement les dommages structurels et non structurels dans un bâtiment, ce qui permet d'améliorer la sécurité de construction, en réduisant les forces sismiques [6].

Ce travail est motivé par diverses questions qui se posent sur la considération de la spécificité de l'assemblage semi rigide dans les structures métalliques isolées à la base construites en zone de haute sismicité en utilisant la méthode N2 proposée dans le règlement européen EC8 [7].

Les principaux objectifs se résument à:

- Etudier l'influence de l'assemblage semi rigide sur le comportement global des structures dans le cas de chargement statique.
- Mettre en œuvre une procédure d'analyse statique non linéaire en tenant compte de cette spécificité de l'assemblage; de l'appliquer sur des structures isolées à la base et étudier l'effet de l'assemblage semi rigide sur leur réponse inélastique.
- La comparaison entre les structures à nœuds semi-rigides, isolées à la base à celles à nœuds rigides et à base fixe à l'aide de l'analyse statique non linéaire.
- Etudier l'influence de la hauteur des structures à nœuds semi-rigides et isolées à la base sur leur réponse sismique.

II. Méthodologie

L'objectif de ce travail vise essentiellement à mettre en œuvre une procédure d'analyse non-linéaire connue par Pushover tenant compte de l'assemblage semi-rigide, de l'appliquer sur des structures isolées à la base et étudier l'effet de l'assemblage semi-rigide sur leurs réponses inélastiques. Une comparaison avec l'analyse non-linéaire des structures

encastrées à la base avec assemblage rigide sera effectuée. Ce travail est structuré en cinq chapitres à savoir :

- **Chapitre I:** Présente un aperçu sur les performances parasismiques et les différentes méthodes d'analyse des structures utilisées dans ce domaine.
- **Chapitre II:** Présente une recherche bibliographique sur les assemblages semi-rigides et les différents types d'assemblage et leurs modèles de comportement.
- **Chapitre III:** Un aperçu général sur la technique d'isolation parasismique et les différents systèmes d'isolation.
- **Chapitre IV:** Cette partie sera consacrée à l'utilisation d'un modèle des éléments finis basé sur la théorie présentée précédemment et ce en utilisant le programme ANSYS.

On fait une comparaison entre les réponses de structure dans deux cas: encastrée à la base et isolée à la base en considérant les deux cas d'assemblage : rigide et semi-rigide, la comparaison sera effectuée à l'aide de l'analyse pushover. Ceci permettra de définir le degré d'importance de la considération de la semi-rigidité sur la réponse des structures isolées à la base.

- **Chapitre V:** Traite l'influence de la hauteur des structures à nœuds semi-rigides et isolées à la base sur leur réponse sismique.

Une conclusion générale résume les principaux résultats obtenus.

Chapitre I

La conception parasismique basée sur la performance

Chapitre I

La conception parasismique basée sur la performance

Introduction

Les séismes représentent la principale cause des dommages pour les structures. Afin de réduire leur vulnérabilité à des interventions compatibles et légères, il est nécessaire d'avoir des méthodes précises pour l'analyse sismique, capable de simuler le comportement non linéaire des structures [1].

La méthode basée sur la performance nécessite l'estimation de la capacité et la demande sismique dont le but est l'évaluation et la conception des structures, la capacité sismique étant la capacité du bâtiment à résister aux effets sismiques, alors que la demande sismique sert à la description des effets de tremblement de terre sur le bâtiment.

La performance est évaluée d'une manière telle que la capacité reste plus importante que la demande. Ces quantités peuvent être déterminées en effectuant une analyse inélastique ou une analyse statique non linéaire [2].

La première est une approche analytique plus réaliste qui permet d'évaluer la performance d'une structure, mais est généralement complexe. Cette complexité a conduit à l'adaptation des méthodes d'analyse statique non linéaire.

Ce chapitre présente les différentes méthodes d'analyse des structures et les diverses procédures d'analyse statique non linéaire pushover et la théorie de base de la méthode N2, appliquée essentiellement dans les codes tel que l'EC8.

I.1 Les méthodes d'analyses des structures

Pour l'évaluation de la performance sismique, plusieurs méthodes peuvent être utilisées, pour décrire la réponse sismique structurelle et la détermination des demandes de force et de déplacement pour les différents étages de la structure.

L'analyse dynamique non linéaire qui est la méthode la plus réaliste est basée sur la variation rapide du comportement structural (des matériaux et de la géométrie) sous actions sismiques. Bien que cette méthode soit la plus précise, ses caractéristiques non linéaires nécessitent des connaissances du comportement structural et les développements théoriques inhérentes mais demande aussi des ressources informatiques importantes.

Cependant, les ingénieurs de conception ont besoin d'outils intuitifs pour déterminer la réponse structurelle sous des actions sismiques, en particulier pour ceux qui sont fortement conditionnée par des actions dynamiques. En ce sens, plusieurs chercheurs ont essayé de développer des méthodes de conception et des analyses simplifiées basée sur l'analyse non linéaire, pour déterminer la réponse structurelle pouvant être couramment utilisées par les concepteurs [8].

Aussi, plusieurs méthodes d'analyse, à la fois élastiques et inélastiques, sont disponibles pour prédire la performance sismique des structures.

I.1.1 Les méthodes d'analyse élastique linéaires

Dans les méthodes élastiques linéaires on utilise la relation linéaire de contrainte-déformation et on introduit des corrections liées à la déformation globale du bâtiment et le comportement des matériaux pour obtenir un comportement sismique crédible. Ces méthodes sont valables pour les structures régulières (en plan et en élévation) ou pour la construction dans laquelle la réponse structurelle est très proche du domaine élastique [8].

Ces procédés sont également connus par les méthodes basées sur la force et qui suppose que les structures répondent de manière élastique aux séismes.

Les méthodes d'analyses élastiques linéaires comprennent la méthode statique linéaire, et la méthode dynamique linéaire [9].

I.1.1.1 Méthode statique linéaire

Dans la méthode statique linéaire le bâtiment est modélisé comme un système élastique linéaire équivalent à un seul degré de liberté (SDOF) avec une rigidité et un amortissement équivalents. La charge sismique est modélisée par une force latérale équivalente avec l'objectif de produire les mêmes forces que le séisme qu'il représente. Basé sur l'estimation de la première période fondamentale du bâtiment à l'aide des relations empiriques,

l'accélération spectrale est déterminée à partir du spectre de réponse adapté qui, multiplié par la masse du bâtiment, se traduit par la force latérale équivalente V :

$$V = S_a \cdot m \cdot \sum_i C_i \quad (1.1)$$

Les coefficients C_i prennent en compte des facteurs comme les effets de second ordre, la dégradation de la rigidité. La force latérale est répartie sur la hauteur du bâtiment, les forces internes et les déplacements correspondants sont déterminés à l'aide de l'analyse élastique linéaire.

Ces méthodes statiques linéaires principalement sont utilisées pour les applications de la conception et elles sont intégrées dans la plupart des codes. Cependant, leur application est limitée aux bâtiments ordinaires pour laquelle le premier mode de vibration est prédominant [9].

I.1.1.2 Méthode dynamique linéaire

Dans la méthode dynamique linéaire le bâtiment est modélisé comme un système élastique linéaire à plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec une matrice de rigidité et une matrice d'amortissement équivalent. La charge sismique est modélisée à l'aide des analyses modales spectrales ou par analyse accélérogramme.

L'analyse modale spectrale suppose que la réponse dynamique d'un bâtiment peut être déterminée en considérant la réponse indépendante de chaque mode propre de vibration à l'aide des spectres de réponse élastique linéaire. Les réponses modales sont combinées en utilisant des programmes tels que la racine carrée de la somme des carrés [9].

Les résultats des méthodes linéaires peuvent être très inexacts une fois appliqués aux bâtiments avec des systèmes structurels fortement irréguliers, sauf si le bâtiment est capable de réponse au séisme d'une manière presque élastique [9].

Lorsque les structures actuelles de fortes irrégularités ou lorsque la réponse se produit sensiblement dans le domaine non linéaire, l'analyse statique non linéaire doit être utilisée [10].

I.1.2 Méthode statique non linéaire (pushover)

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse pushover est une méthode simplifiée pour obtenir la réponse structurelle aux actions sismiques. Cette analyse évalue la performance des structures à travers ses déplacements contrôlés, en donnant des informations sur la ductilité et la capacité de la force résistant.

Ces procédés constituent un progrès par rapport aux procédés associés au comportement linéaire car ils sont basés sur une détermination plus précise de la répartition de la capacité de résistance en structure au lieu de l'hypothèse d'une ductilité uniforme dans toute la structure [8].

L'analyse pushover est effectuée en appliquant à la structure une distribution des forces latérales incrémentées, représentant les forces induites par le séisme, jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini [11].

L'analyse de pushover comprend trois étapes [11]:

- 1- La définition de la capacité résistante de la structure par l'application de charges incrémentales (ou déplacements horizontaux);
- 2- La détermination de l'action sismique et la réponse de la structure basée sur un comportement non linéaire pour établir le niveau de performance qui consiste dans la détermination le déplacement cible ou le point de performance sismique.
- 3- L'évaluation la performance de la structure pour le niveau de charge prédéterminée (correspondant au déplacement cible ou au point de performance).

L'une des phases les plus critiques de ce processus est la définition de la charge latérale appliquée à la structure [11], on a deux formes de chargement [12] :

- chargement de forme triangulaire
- chargement de forme uniforme.

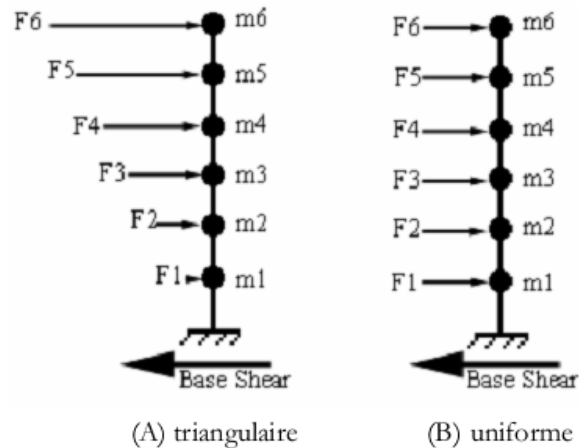


Figure 1.1: Répartition conventionnelle de la charge latérale [12]

La charge structurelle peut être une force contrôlée (appliquée une force jusqu'à une limite prédéfinie) ou un déplacement contrôlé (la charge latérale est appliquée jusqu'à ce qu'un certain déplacement latéral est réalisé). Habituellement, les charges de gravité sont contrôlées par la force et les charges latérales sont contrôlées par le déplacement [11].

Plusieurs méthodes existent associées à ce type d'analyse, dont les suivantes [8] :

- 1- la méthode N2 proposée dans l'Eurocode 8 [7].
- 2- La méthode de coefficient de déplacement proposée dans le règlement FEMA356 [10].
- 3- la méthode de spectre de capacité est proposée dans le règlement ATC40 [2].

I.1.2.1 La méthode de N2 (Eurocode 8) [7]

La méthode N2 qui est décrite dans l'Eurocode 8 [7] a été proposée par Fajfar [13] qui consiste en la définition d'un système à un degré de liberté équivalent (SDOF) bilinéaire correspondant au premier mode de vibration en supposant que l'effet des autres modes est négligeable. Le déplacement cible est défini comme étant le déplacement spectral à la période élastique du système équivalent (SDOF) comptant la ductilité du système, tandis que l'approche de déplacement équivalent entre la réponse du système linéaire et non-linéaire ne peuvent pas être appliquées (gamme de courte période).

I.1.2.2 La Méthode des coefficients de déplacement (FEMA356) [10]

La méthode de coefficient de déplacement décrite dans FEMA356 est une procédure approximative non itérative basée sur la modification des facteurs de déplacement. Le déplacement maximal inélastique considéré du système MDOF non linéaire est obtenu par modification du déplacement spectral élastique d'un système SDOF équivalent avec une série des coefficients.

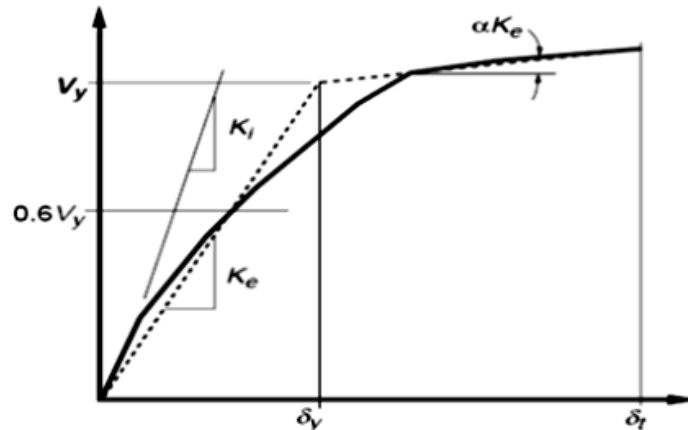


Figure 1.2: Représentation bilinéaire de la courbe Pushover [10]

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité doit être utilisée dans la méthode. Après idéalisation de la courbe bilinéaire et pour calculer la période effective fondamentale (T_e) de la structure, on utilise l'équation suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1.2)$$

T_i : la période élastique fondamentale de la structure dans la direction considérée

K_i : la rigidité latérale élastique de la structure dans la direction considérée.

K_e : la rigidité latérale du bâtiment dans la direction considérée

Le déplacement cible δ_t , est calculée par la modification de la demande de déplacement élastique d'un système de SDOF avec une série des facteurs de modification de déplacement en utilisant la formule comme indiqué ci-dessous :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 C_4 \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1.3)$$

Où :

C_0, C_1, C_2, C_3, C_4 : des facteurs de modification

S_a : accélération du spectre de réponse à la période effective fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur

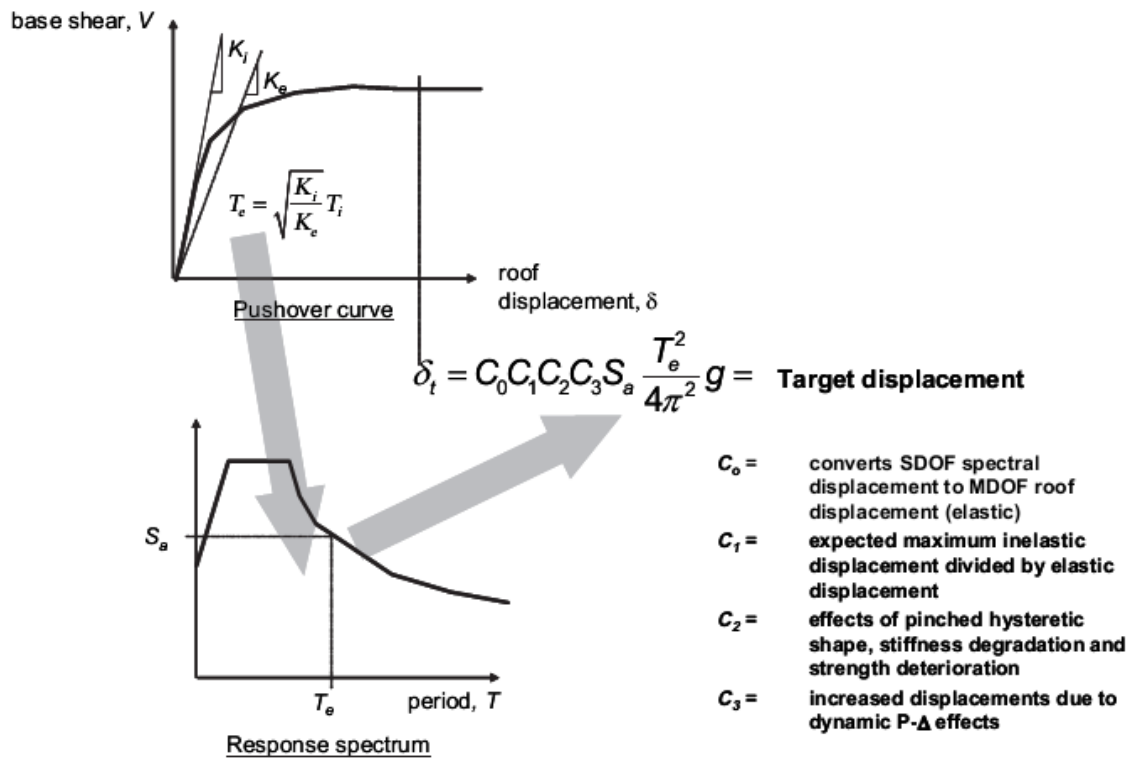


Figure 1.3: La méthode des coefficients (ASCE, 2000) [10]

I.1.2.3 La méthode de spectre de capacité (ATC40) [2]

La méthode de spectre de capacité d'ATC40 [2] utilise la relation force - déformation de la structure. Cette procédure est pratiquement identique à celle de la méthode de coefficient de déplacement de FEMA356, sauf que les résultats sont présentés par un spectre de réponse du format accélération-déplacement (ADRS) comme montré sur la figure (1.4).

Ce format est une conversion simple de relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet en utilisant les propriétés dynamiques du système, dont le résultat obtenu est une courbe de capacité de la structure. Le mouvement sismique est également

converti au format ADRS. Cela permet de tracer la courbe de capacité sur les mêmes axes que la demande sismique. Dans ce format, la période peut être représentée par des lignes radiales provenant de l'origine.

La méthode du spectre de capacité suppose que l'amortissement équivalent du système est proportionnel à la surface délimitée par la courbe de la capacité.

La période équivalente, T_{eq} est supposé être la période sécant à laquelle la demande de mouvement sismique du sol, réduit pour l'amortissement équivalent, coupe les courbes de capacité. Depuis la période et l'amortissement équivalent sont à la fois une fonction du déplacement, la solution pour déterminer le déplacement inélastique maximum (point de performance) est itérative. ATC40 [2] impose des limites à l'amortissement équivalent pour tenir compte de la force et la dégradation de la rigidité.

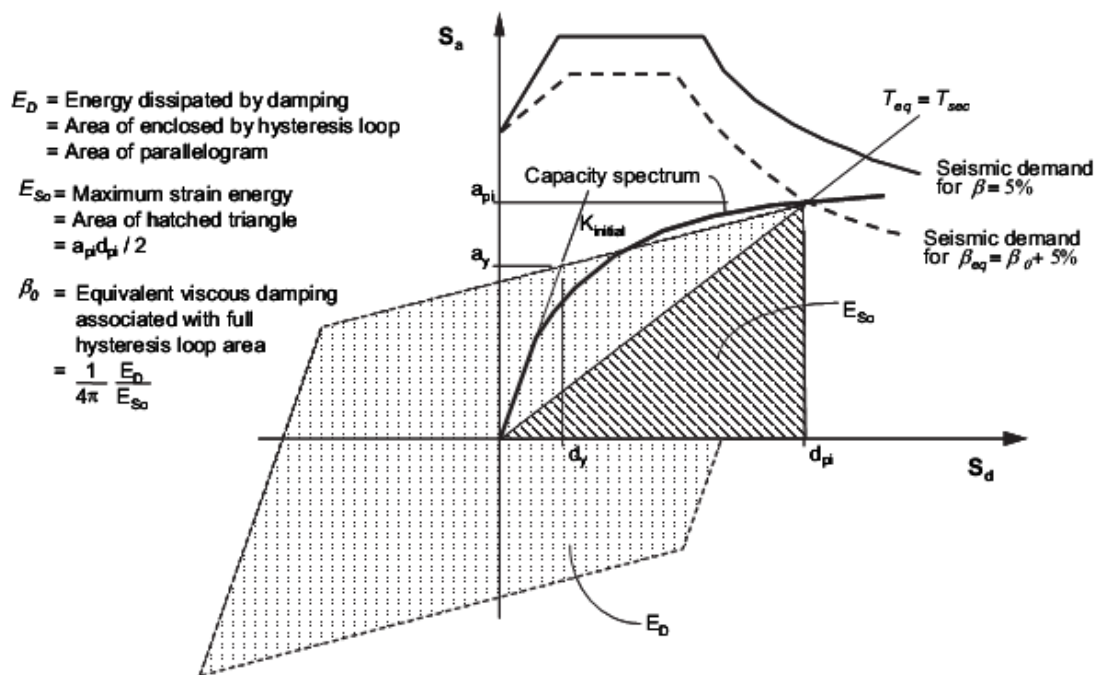


Figure 1.4: La méthode de spectre de capacité (ATC40) [2]

I.2 Méthode N2

La communauté scientifique de la construction a développé une nouvelle génération des méthodes de calcul et de réhabilitation qui intègre les concepts d'ingénierie basés sur la performance. Il a été reconnu par exemple Fajfar et Krawinkler [1] basée sur le contrôle les dommages doit devenir une considération de conception plus explicite. Ce but peut être atteint en introduisant un certain type d'analyse non linéaire dans la méthodologie de conception sismique, à un court terme, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison des analyses statiques non linéaires pushover et aussi l'approche du spectre de réponse [1].

Les exemples d'une telle approche sont la méthode de spectre de capacité, appliquée dans ATC40 [2], et la méthode statique non linéaire, appliquée dans FEMA 273. Plus tard la méthode est également utilisée dans l'ATC40 [2] comme une méthode alternative, qui est appelé la méthode du coefficient de déplacement. Un autre exemple est la méthode N2 (où N représente l'analyse non linéaire et 2 pour deux modèles mathématiques), développé à l'Université de Ljubljana [1].

Le développement de la méthode N2 a commencé dans les années 1980. L'idée de base est venue du Q-modèle développé par Saidi et Sozen en 1981. La méthode a progressivement évoluée vers une version plus mature par Fajfar and Gašperšič en 1996. Récemment, la méthode de N2 a été formulée en format l'accélération-déplacement par Fajfar en 1999. Cette version combine les avantages de la représentation visuelle de la méthode du spectre de capacité développé par Freeman 1998, avec la base physique des spectres de demande inélastique. Les spectres inélastiques ont été utilisés dans un tel contexte également par Goel et Chopra [1].

La méthode N2, dans son nouveau format, est en fait une variante de la méthode de spectre de capacité basée sur des spectres inélastiques. Les spectres de demande inélastique sont déterminés à partir d'un spectre de la conception élastique typique. Les facteurs de réduction, qui se rapportent les spectres inélastiques au spectre élastique de base sont en accord avec le spectre élastique. Le modèle de la charge latérale est prédéfini. Cette fonction conduit à une transformation à partir d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF).

Dans la méthode proposé N2 plusieurs simplifications ont été mises en œuvre.

La procédure de détermination du point de performance peut être résumée comme suit [1]:

I.2.1 Les données

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté MDOF, et on insère les comportements non linéaires des éléments structuraux.

La demande sismique est traditionnellement définie sous la forme d'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 soit un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de nombreux séismes, soit obtenu à partir d'un séisme particulier.

I.2.2 Transformation du spectre élastique au format Accélération-Déplacement

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel ($S_a - T$) au format accélérations- déplacements ($S_a - S_d$). Pour un système à un seul degré de liberté SDOF élastique, en utilisant la relation (1.4) pour tracer les deux spectres (demande – capacité) dans le même graphe.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1.4)$$

La figure (1.5) suivante représente le spectre d'accélération élastique typique (S_{ae})

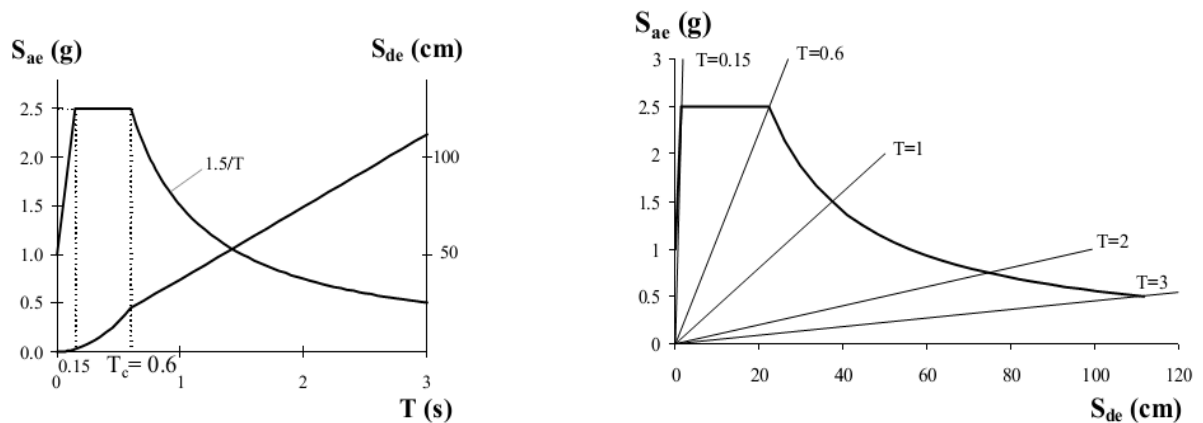


Figure 1.5 : Transformation du spectre élastique (A-T) au format (A-D) [1]

Pour un système à un seul degré de liberté SDOF inélastique avec une relation de force-déformation bilinéaire, le spectre d'accélération (S_a) et le spectre de déplacement (S_d) peut être déterminé :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (1.5)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (1.6. a)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1.6. b)$$

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (1.6. c)$$

Où:

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 (dû à la dissipation d'énergie).

Plusieurs propositions ont été faites pour le facteur de réduction R_μ . Un bon aperçu a été présenté par Miranda et Bertero [1]:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (1.7)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (1.8)$$

T_c est la période caractéristique du mouvement du sol.

Les équations (1.6) et (1.8) indiquent que dans la gamme des moyennes et longues périodes, le déplacement du système non linéaire est égal au déplacement du système élastique linéaire avec la même période.

A partir du spectre élastique de dimensionnement montré sur la figure (1.5) et en utilisant les relations (1.5) à (1.8), on peut construire les spectres non-linéaires pour une ductilité μ constante, dans le format ($S_a - S_d$). Un tel ensemble de spectres est présenté dans la figure (1.6).

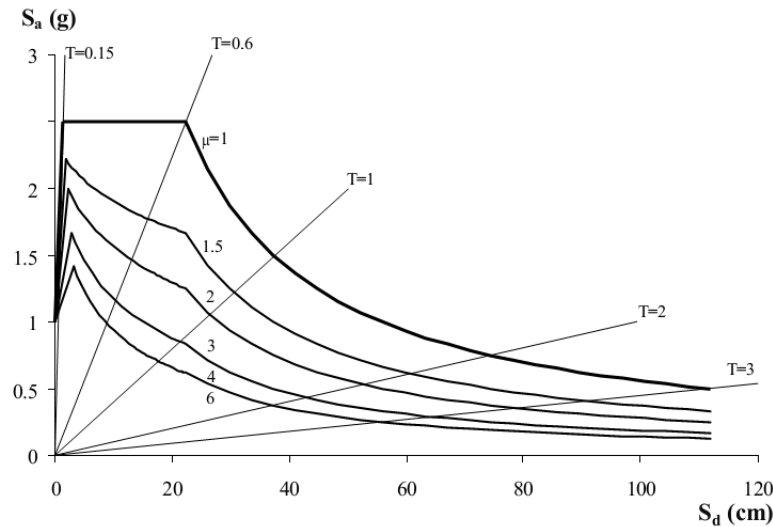


Figure 1.6: Détermination du spectre non linéaire pour différentes valeurs de ductilités [1]

I.2.3 L'analyse pushover

Pour déterminer la capacité de la structure en utilisant l'analyse pushover, où cette analyse est effectuée en soumettant la structure à une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive. On détermine le comportement non linéaire (force-déplacement) du système à plusieurs degrés de liberté MDOF. La courbe de pushover représentée par l'effort tranchant à la base et le déplacement de l'étage supérieur ont été utilisés comme représentatifs de la force et le déplacement. Dans cette analyse le choix d'une répartition de la charge latérale appropriée est une étape importante

Dans la méthode N2, le vecteur des charges latérales "P" utilisée dans l'analyse du pushover est déterminé par:

$$\{P\} = p[M].\{\Phi\} \quad (1.9)$$

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

{Φ} : Vecteur forme normalisé pour le déplacement.

p : facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

D'après l'équation (1.9) il en résulte que la force latérale dans le niveau i-ème est proportionnelle à la Φ_i composant de la forme de déplacement supposé Φ pondérée par la masse m_i d'étage.

$$P_i = pm_i \Phi_i \quad (1.10)$$

Cette approche de la détermination de la répartition des charges latérales a une explication physique: si la forme de déplacement assumé était exacte et constante pendant le séisme, la répartition des forces latérales serait égale à la distribution des forces sismiques efficaces.

I.2.4 Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Dans la méthode N2, la demande sismique est calculée à partir des spectres de réponse. Le comportement inélastique est pris en compte explicitement. Par conséquent, la structure doit, en principe, être modélisée comme un système à un seul degré de liberté SDOF.

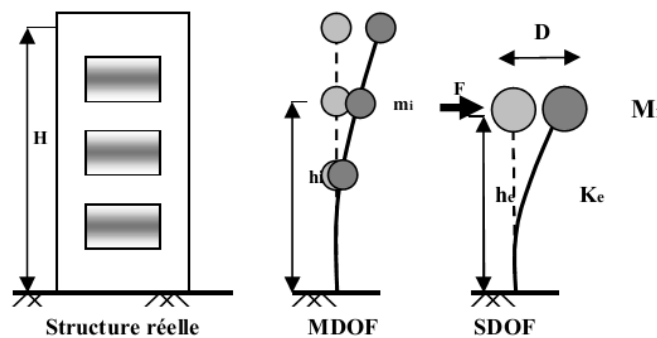


Figure 1.7: Transformation le système (MDOF) à un système équivalent (SDOF)

Différentes procédures ont été utilisées pour déterminer les caractéristiques d'un système de SDOF équivalent. L'un d'eux, utilisé dans la version actuelle de la méthode N2, est le suivant :

Le point de départ est l'équation du mouvement d'un modèle de MDOF plane qui inclut explicitement comprend seulement degré de liberté de translation latérale

$$[M] \{U\} + \{R\} = [M] \{1\} a \quad (1.11)$$

$\{U\}$ et $\{R\}$ sont des vecteurs représentant les déplacements et forces internes, $\{1\}$ est un vecteur unitaire, et "a" est l'accélération du sol en fonction du temps.

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

Par souci de simplicité, l'amortissement n'est pas inclus dans le calcul. Son influence sera incluse dans le spectre de réponse.

On suppose que la forme de déplacement Φ est constante, donc qu'il ne change pas au cours de la réponse des structures à mouvements du sol. C'est la base et l'hypothèse la plus critique dans la procédure. Le vecteur de déplacement $\{U\}$ est défini comme étant :

$$\{U\} = \{\Phi\}d_t \quad (1.12)$$

Où

d_t est le déplacement au niveau du sommet du portique en fonction du temps.

Φ est un vecteur normalisé de telle façon que la composante au sommet est égale à 1.

Dans le cas statique

$$\{P\} = \{R\} \quad (1.13)$$

À savoir, le vecteur des forces internes $\{R\}$ sont égales à des charges externes appliquées de manière statique $\{P\}$.

En introduisant les équations (1.9), (1.12), et (1.13) dans l'équation (1.11), et en multipliant par le côté gauche avec Φ^T , on obtient :

$$\{\Phi^T\}[M]\{\Phi\}D_t + \{\Phi^T\}[M]\{\Phi\}p = -\{\Phi^T\}[M]\{1\}a \quad (1.14)$$

L'équation de mouvement du système de SDOF équivalent peut être écrite comme :

$$m^*d^* + F^* = -m^*a \quad (1.15)$$

Où m^* est la masse équivalente du système SDOF

$$m^* = \{\Phi^T\}[M]\{1\} = \sum m_i \Phi_i \quad (1.16)$$

Et D^* et F^* sont le déplacement et la force du système de SDOF équivalent

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (1.17)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (1.18)$$

V est l'effort tranchant à la base du modèle MDOF

$$V = \sum P_i = p \sum m_i \Phi_i = pm^* \quad (1.19)$$

Le facteur Γ contrôlé la transformation du MDOF au modèle SDOF et vice-versa. Il est défini comme :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (1.20)$$

Γ est généralement appelée le facteur de participation modale. La forme de déplacement assumé Φ est normalisée la valeur au sommet est égal à 1.

La période élastique T^* du système idéalisé bilinéaire peut être déterminée comme suite :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (1.21)$$

Où F_y^* et D_y^* sont respectivement la force et le déplacement élastique.

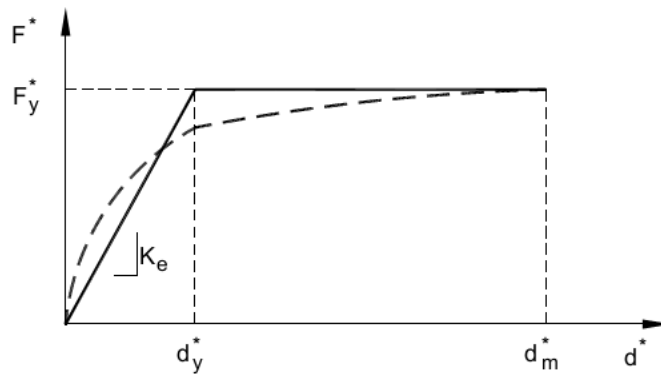


Figure 1.8: Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité (F-d) [7]

Finalement, le diagramme des capacités en format A-D est obtenu par division les forces de diagramme force - déformation ($F^* - D^*$) par la masse équivalente m^*

$$S_a = \frac{F}{m^*} \quad (1.22)$$

I.2.5 Détermination de la demande sismique pour le système SDOF équivalent

La demande sismique pour le système SDOF équivalent peut être déterminée en appliquant la méthode graphique illustrée sur la figure (1.9).

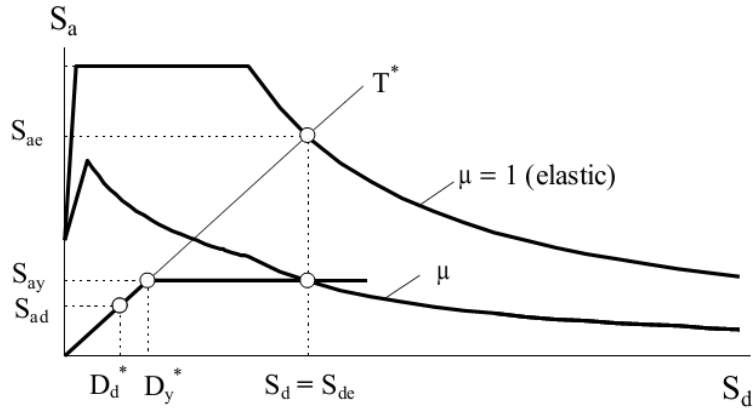


Figure 1.9: Détermination du spectre non linéaire pour différentes valeurs de ductilités [1]

Les deux spectres de la demande et de capacité ont été tracés dans le même graphe. L'intersection de la ligne radiale correspondant à la période élastique du système bilinéaire idéalisé T^* avec le spectre de demande S_{ae} définit la demande d'accélération (Force) requise pour un comportement élastique et la demande de déplacement élastique correspondant.

L'accélération d'élastique S_{ae} représente à la fois la demande d'accélération et la capacité du système non élastique.

Le facteur de réduction R_μ peut être déterminé comme le rapport entre les accélérations correspondant aux systèmes élastiques et inélastiques

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (1.23)$$

On distingue deux cas :

Premier cas : $T^* \geq T_c$

Dans ce cas la demande de déplacement inélastique S_d est égale à la demande de déplacement élastique de S_{de} (voir les équations (1.6) et (1.8), et la figure (1.9)).

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad T^* \geq T_c \quad (1.24)$$

$$\mu = \frac{S_d}{d_y^*} = R_\mu \quad (1.25)$$

Deuxième cas : $T^* < T_c$

Dans ce cas la demande de ductilité peut être calculée à partir de l'équation suivante :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad T^* \leq T_c \quad (1.26)$$

La demande de déplacement peut être déterminée soit à partir de définition de la ductilité ou des équations (1.6) et (1.26) en tant que :

$$S_d = \mu d_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad (1.27)$$

Dans les deux cas : la demande inélastique en termes d'accélération et déplacements correspond au point d'intersection du diagramme de capacité avec le spectre de demande.

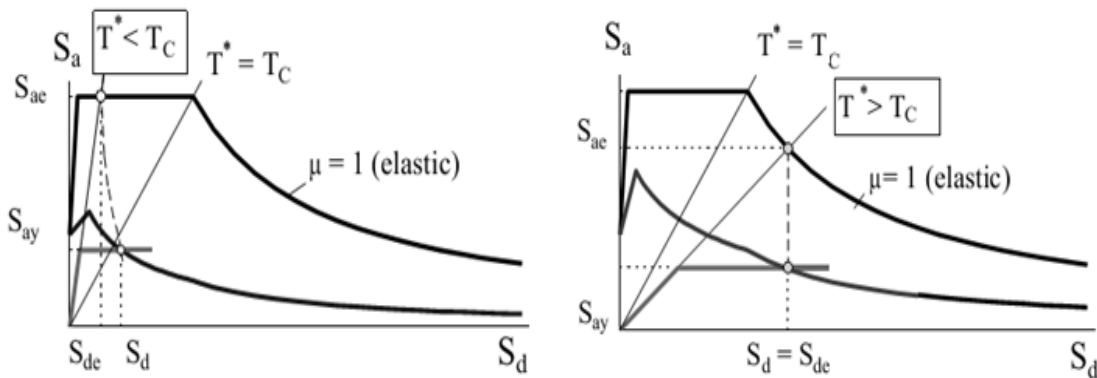


Figure 1.10: Détermination de déplacement cible d'un système SDOF [1]

I.2.6 Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

La demande de déplacement S_d pour le modèle de SDOF est transformée en déplacement cible d_t du système de MDOF en utilisant l'équation suivante :

$$d_t = \Gamma \cdot d^* \quad (1.28)$$

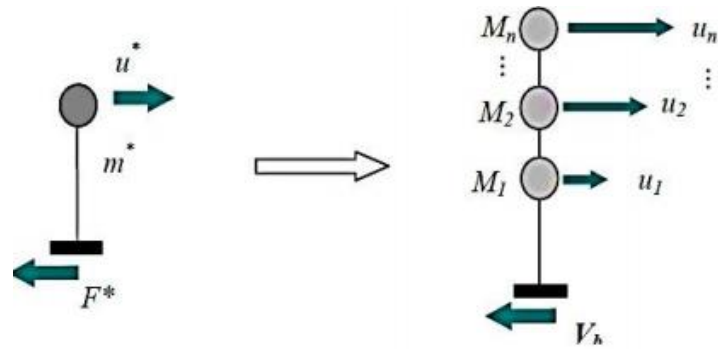


Figure 1.11: Transformation le système équivalent (SDOF) à un système (MDOF)

Conclusion

Les méthodes basées sur le déplacement donnent une approche plus rationnelle par rapport à celles les méthodes basées sur la force, en considérant des déformations non élastiques plutôt que les forces élastiques.

L'apparition d'un comportement non linéaire dans les structures soumises à une action sismique nécessite l'examen des réponses non linéaires dans la conception sismique et l'évaluation des structures

La méthode basée sur la performance nécessite l'estimation, de la capacité sismique et de la demande sismique.

L'analyse pushover a été la méthode la plus pratique pour l'évaluation de la performance sismique des structures représentent un outil relativement simple et efficace pour l'évaluation sismique des structures.

Chapitre II

Structures à nœuds semi-rigides

Chapitre II

Structures à nœuds semi-rigides

Introduction

Les assemblages de structures en acier permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages ont une influence sur le comportement global de la structure dans la mesure où ils sont constitués de zones de discontinuité.

Traditionnellement, la conception des structures métalliques suppose que les assemblages poteau-poutre sont rigides, en l'absence des rotations relatives qui se produisent entre les éléments assemblés (rigidité élevée et rotation nulle), ou des assemblages articulés qui sont caractérisés par mouvement de rotation pratiquement libre entre les éléments assemblés (rigidité nulle et rotation élevée). Malgré ces données, il est largement reconnu que la grande majorité des assemblages ne présentent pas un tel comportement idéalisé [3].

De nombreuses études expérimentales sur le comportement des assemblages ont clairement démontré qu'un assemblage articulé possède une certaine rigidité de rotation, tandis qu'un assemblage rigide possède une certaine souplesse de rotation. La plupart des connexions poteau-poutre couramment utilisées dans la pratique présentent réellement un comportement semi-rigide caractérisée par la relation moment-rotation. 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 [14]. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement montré sur la figure (2.1).

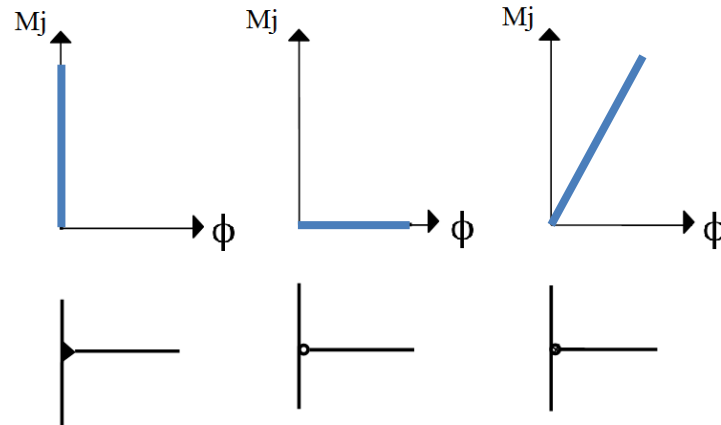


Figure 2.1: Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique) [14].

II.1 Les assemblages semi-rigides

Les assemblages de poteau-poutre dans les structures métalliques sont répertoriés en trois catégories: rigide, articulée, ou semi-rigide montré symboliquement à la figure (2.2). De nombreuses recherches ont été effectuées sur les performances des structures sismiques à nœuds semi-rigides, et les avantages qu'on peut tirer de ce type d'assemblage importants.

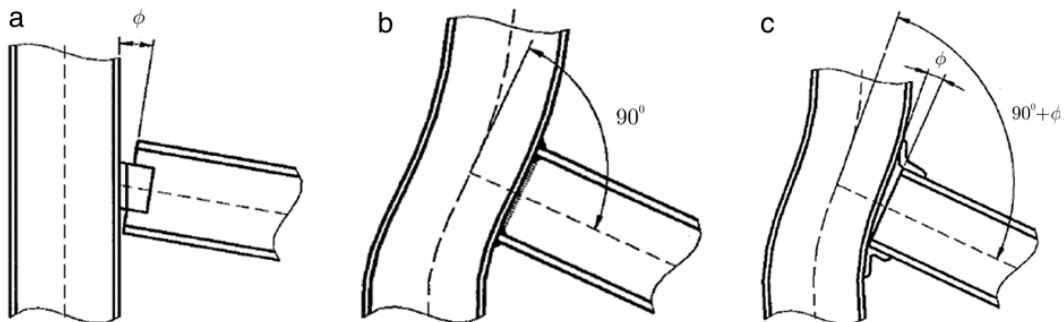


Figure 2.2: Les types des assemblages en fonction de leur comportement: (a) articulation, (b) rigide et (c) semi-rigide [4].

En 1917 déjà, Wilson et Moore ont effectués des tests sur la flexibilité des connexions rivetées dans les structures en acier. Depuis lors, de nombreux travaux expérimentaux et numériques ont été menés et les diverses méthodes de conception ont été proposées pour intégrer le concept semi-rigide. Néanmoins, ces méthodes ne prennent pas beaucoup de considération à cause du processus de calcul long impliqués dans l'hypothèse d'un comportement semi-rigide [15].

Bien plus tard, Kishi et Chen [16], ont collecté les relations moment-rotation par des données expérimentales disponibles, publiés à partir de 1936 jusqu'en 1986 sur les assemblages, et ont construit des bases des données de connexion en acier, la prévision du comportement de la connexion diffèrent sensiblement dès son comportement réel.

Kukreti et Abolmaali [17] ont étudié le comportement de la courbe d'hystérésis de l'assemblage cornières semelles des résultats, obtenus sur quatre modèles ont été proposés afin de prévoir les courbes moment-rotation de ce type d'assemblage. La précision de chaque modèle est ensuite comparée avec les résultats de test et ceci a montré que le modèle Ramberg-Osgood est le plus précis.

Récemment, la modélisation numérique et, en particulier, la méthode des éléments finis sont utilisées pour étudier le comportement des assemblages semi-rigides. Citipitioglu et al [18] ont étudié l'effet des boulons précontraints et le coefficient de frottement des surfaces adjacentes sur le comportement de ces assemblages.

Kishi et al [19] ont étudié le comportement des assemblages semi-rigides en utilisant la méthode des éléments finis en tenant compte de l'évaluation de l'applicabilité de la relation des trois paramètres proposé par Kishi et Chen [19] afin d'estimer le comportement de ce type d'assemblage.

Ahmed et al [20] ont étudié l'action soulèvement des boulons dans les assemblages de cornières semelles en utilisant cette même méthode numérique. Cette étude a montré que la force de soulèvement dépend du diamètre de boulon, la distance de la jauge, et l'épaisseur de cornières semelles. L'étude a également montré que la précontrainte du boulon augmente la rigidité initiale de l'assemblage. Dans cette étude, la détérioration des surfaces de frottement est prise en compte.

Pirmoz et Saïdi Daryan [21] ont étudié l'effet des dimensions de la poutre et le coefficient de frottement des composants d'assemblages sur le comportement de moment-rotation sous chargement monotone et cyclique. L'étude examine également si le comportement de moment-rotation des assemblages obtenus à partir de la méthode des éléments finis s'applique pour l'analyse dynamique des armatures rigides et semi-rigides ou non. Les résultats de ces études ont montré que malgré la souplesse de la méthode des éléments finis pour évaluer le comportement des assemblages boulonnés sous charge cyclique la méthode est très longue. Pirmoz et al [22] ont étudié l'influence de la force de cisaillement sur la

rigidité initiale des assemblages de cornières semelles avec doubles cornières d'âme soumettant à une force de cisaillement en utilisant la méthode des éléments finis.

Ohi et Hyoukchoi [23] ont étudié l'effet de connexions semi-rigides sur le comportement dynamique des structures sous une excitation sismique. Il a été montré qu'il est possible d'ajuster la flexibilité de connexions pour contrôler le mode d'effondrement et la capacité de dissipation d'énergie de structure pendant les tremblements de terre.

Plusieurs chercheurs, comme: Azizinamini et James, Dhillon et Malley, da S. Vellasco et al [4], ont étudié la performance des assemblages semi-rigides de poteau-poutre sous chargements statiques et cycliques. Il a été constaté que l'utilisation des assemblages semi-rigides pour des structures de bâtiment conduira à des économies potentielles en modifiant la rigidité d'assemblage pour obtenir une répartition optimale des moments de flexion des éléments assemblée [4].

II.2 Différents modèles semi-rigides existants

La courbe moment-rotation est nécessaire pour modéliser correctement le comportement des assemblages poteau-poutre. Il existe de nombreux modèles qui peuvent être utilisés, et les plus couramment utilisés [4] sont classés en:

II.2.1 Modèle empirique

Les modèles empiriques sont basées sur des formulations empiriques qui concernent les paramètres de la représentation mathématique de la courbe moment-rotation pour les caractéristiques géométriques et mécaniques des assemblages poteau-poutre. Ces formulations peuvent être obtenu à l'aide de l'analyse de régression des données qui peuvent être tirés de différentes manières telles que:

- des essais expérimentaux,
- étude paramétrique développés à l'aide des modèles éléments finis,
- des modèles analytiques ou des modèles mécaniques.

Le principal inconvénient de ce type de modèle est qu'il est applicable uniquement aux assemblages dont les caractéristiques correspondent à celles utilisées pour générer le modèle. Il est pratiquement impossible de déterminer comment chaque paramètre de l'assemblage affecte sa performance globale [4].

Parmi ces modèles, on peut citer [4]:

- 1- Modèle de Frye et Morris
- 2- Modèle de Krishnamurthy
- 3- Modèle de Kukreti
- 4- Modèle d'Attiogbe et Morris
- 5- Modèle de Faella, Piluso et Rizzano

Le modèle le plus connu et le plus utilisé est le modèle Frye et Morris, proposé sous forme de fonction polynomiale. Ce modèle est basé sur une procédure développée par Sommer, qui a la forme suivante :

$$\phi_c = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (2.1)$$

Où :

ϕ_c : La rotation de l'assemblage

K : le paramètre de normalisation qui est en fonction de la géométrie et le type de l'assemblage.

C_1 , C_2 , et C_3 sont des constantes d'ajustement de courbe.

Les courbes de moment-rotation les plus utilisées pour l'assemblage semi-rigide sont présentées sur la figure (2.3).

Les constantes C_1 , C_2 et C_3 et la constante K pour chaque type de connexion sont résumées dans le tableau (2.1) [24].

Tableau 2.1 : Les constantes C et K [24].

Connection type	Couver-fitting constants	Standardization constants
Single web-angle connection	$C_1 = 4.28 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1.45 \times 10^{-9}$ $C_3 = 1.51 \times 10^{-16}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Double web-angle connection	$C_1 = 3.66 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1.15 \times 10^{-6}$ $C_3 = 4.57 \times 10^{-8}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Top-and seat-angle with double web-angle connection	$C_1 = 2.23 \times 10^{-5}$ $C_3 = 1.85 \times 10^{-8}$ $C_1 = 3.19 \times 10^{-12}$	$K = d^{-1.287} t^{-1.124} t_c^{-0.415} l_a^{-0.694} g^{1.35}$
Top-and seat-angle without double web-angle connection	$C_2 = 8.46 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1.01 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1.24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.1}$
End-plate connection without column stiffeners	$C_1 = 1.83 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1.04 \times 10^{-4}$ $C_3 = 6.38 \times 10^{-6}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} t_f^{-1.5}$
End-plate connection with column stiffeners	$C_1 = 1.79 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1.76 \times 10^{-4}$ $C_3 = 2.04 \times 10^{-4}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.6}$
T-stub connection	$C_1 = 2.1 \times 10^{-4}$ $C_2 = 6.2 \times 10^{-6}$ $C_3 = -7.6 \times 10^{-9}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_t^{-0.7} d_b^{-1.1}$
Header-plate connection	$C_1 = 5.10 \times 10^{-5}$ $C_2 = 6.20 \times 10^{-10}$ $C_3 = 2.40 \times 10^{-13}$	$K = t_p^{-1.6} g^{1.6} d_p^{-2.3} t_w^{-0.5}$

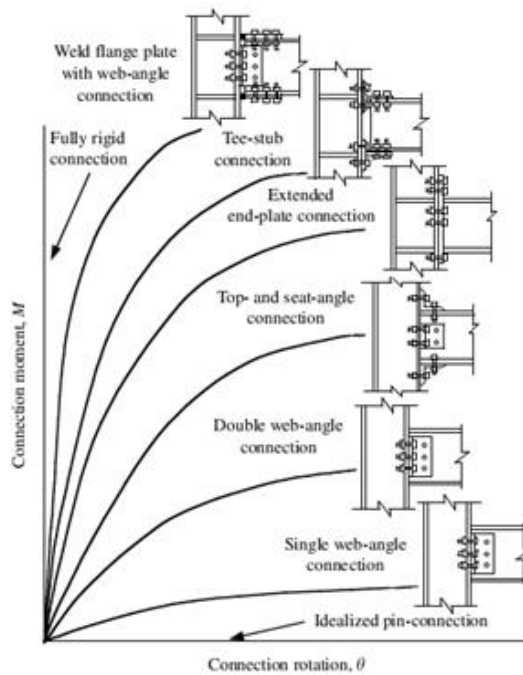
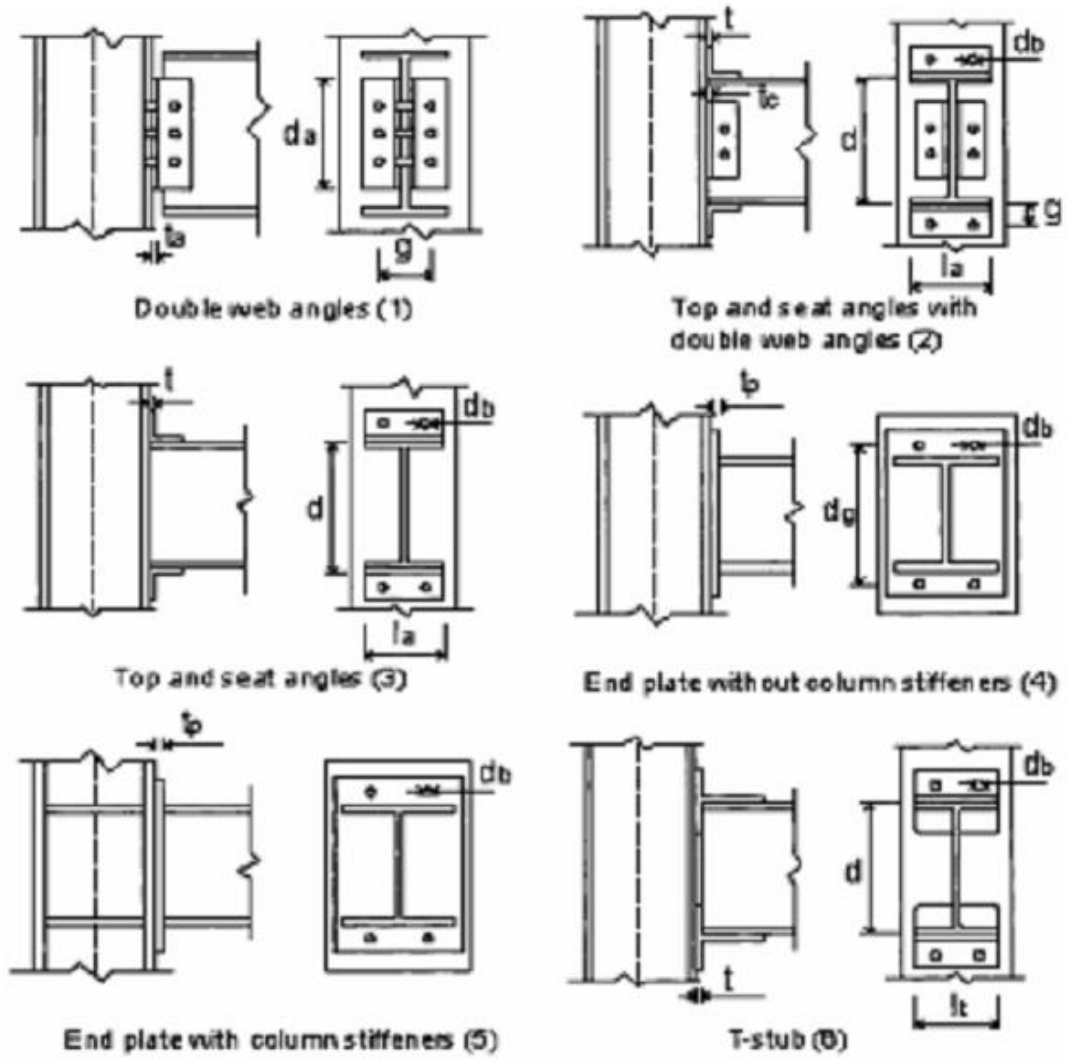


Figure 2.3 : Différents types d'assemblage semi rigide [24].

II.2.2 Modèles mathématique

Actuellement, cette approche est la plus couramment utilisée pour déterminer les relations moment-rotation de connexions est à ajustement de courbe des données expérimentales avec des expressions simples. Ces modèles mathématiques qui ont trait directement le moment et la rotation des connexions à l'aide des fonctions mathématiques avec des constantes d'ajustement de courbe. Les constantes d'ajustement de courbe sont déterminées à partir des données expérimentales. Lorsque ces constantes sont obtenues, la relation $M-\theta$ peuvent être exprimés clairement et utilisée directement dans l'analyse des structures. Par exemples le modèle Richard-Abbott, le modèle de puissance de Colson et Louveau, le modèle exponentiel Chen-Lui [4].

Depuis, de nombreux tests sur des différents types de connexion ont été menées au cours des dernières décennies, données $(M-\phi_c)$ sont disponibles pour calculer les paramètres nécessaires ou constantes des modèles mathématiques par les techniques d'ajustement de courbe.

Chen et al ont présenté un modèle mathématique pour prédire la réponse d'un assemblage poutre-poteau en fonction de ses propriétés géométriques et mécaniques. Le principal problème de ce type des 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 [4].

La figure (2.4) donne les propriétés géométriques et la rigidité initiale de ce modèle est donnée par l'équation (2.2)

$$K_\varphi = \frac{3EI_{ta}d_1^2}{g_1(g_1^2 + 0.78t_{ta}^2)} + \frac{3EI_{wa}d_3^2}{g_3(g_3^2 + 0.78t_{wa}^2)} \quad (2.2)$$

$$I_i = \frac{L_i t_i^3}{12} \quad (2.3)$$

Où I_{ta} et I_{wa} sont les moments d'inertie.

Le moment fléchissant ultime est donné par l'équation (2.4)

$$M_{j,u} = f_y \frac{L_{sa} t_{sa}^2}{4} + \frac{V_{pt}(g_1 + k_t)}{2} + V_{pt}d_2 + 2V_{pa}d_4 \quad (2.4)$$

Où d_2 et d_4 sont donnés respectivement par les équations (2.5) et (2.6).

$$d_2 = d + \frac{t_{sa}}{2} + k_t \quad (2.5)$$

$$d_4 = \frac{2V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2}}{3 \left(V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2} \right)} L_{wa} + \frac{t_{sa}}{2} + L_l \quad (2.6)$$

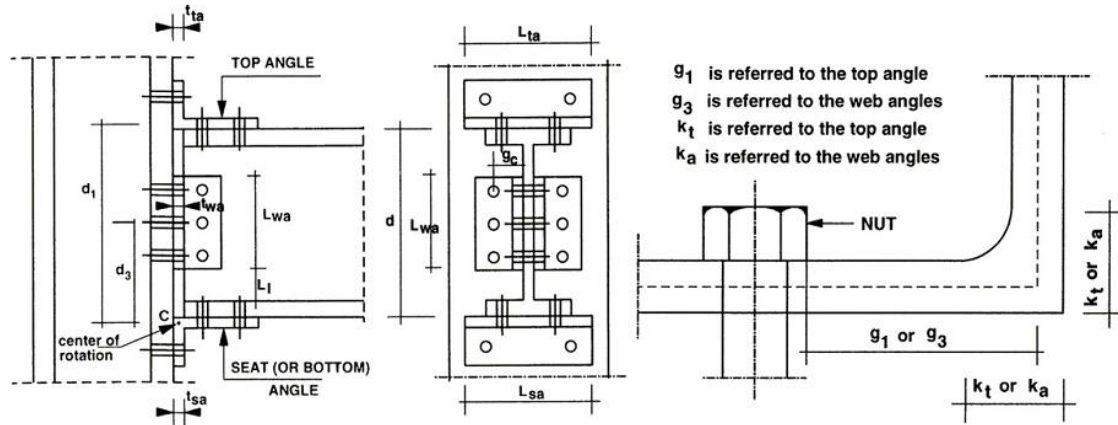


Figure 2.4 : Les propriétés géométriques et mécaniques [4].

Les paramètres V_{pu} , V_{pt} et V_{pa} sont obtenus à l'aide des équations. (2.7)–(2.9) suivantes :

$$\left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}} \right)^4 + \frac{g_c - k_a}{t_{wa}} \left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}} \right) = 1 \quad (2.7)$$

$$\left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}} \right)^4 + \frac{g_1 - k_t}{t_{ta}} \left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}} \right) = 1 \quad (2.8)$$

$$V_{pa} = \frac{V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2}}{2} L_{wa} \quad (2.9)$$

II.2.3 Modèle mécanique

Les modèles mécaniques représentent l'assemblage à l'aide d'une combinaison d'éléments rigides et flexibles, qui sont modélisés au moyen de rigidité obtenue à partir des relations empiriques. La non-linéarité de la réponse est obtenue à l'aide de la loi de comportement inélastique utilisé pour les éléments de ressort. La figure (2.5) représente le modèle mécanique utilisé par Faella [4].

Pour développer un modèle mécanique trois étapes sont nécessaires:

- 1- déterminer les éléments d'assemblage qui fournira la déformation importante et la rupture de l'assemblage.
- 2- déterminer les lois de comportement pour chaque composant de l'assemblage à l'aide des moyens analytiques, expérimentales ou numériques.
- 3- rassembler tous les éléments ensemble pour produire la courbe moment-rotation.

Cette procédure est très souple car elle peut être appliquée à tous les types d'assemblages boulonné ou soudé [4].

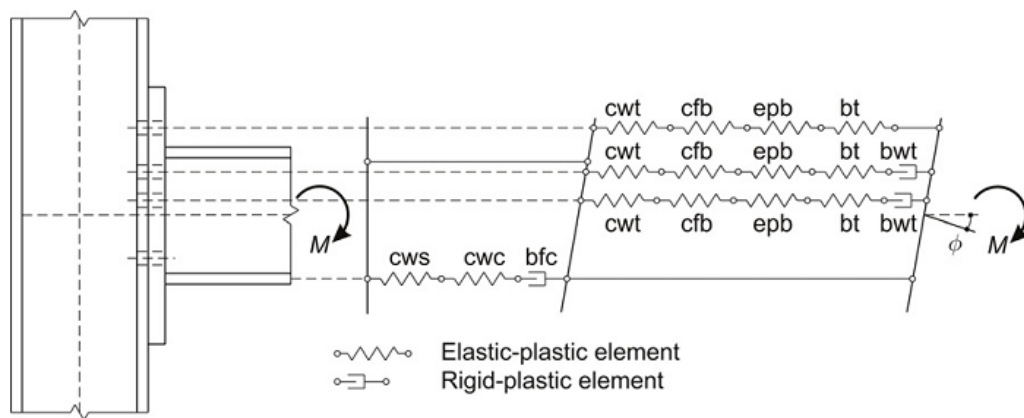


Figure 2.5 : Modèle mécanique d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante [4].

II.2.3.1 Le modèle de l'Eurocode 3

Les assemblages métalliques sont Classifiés selon l'Eurocode 3 [14] comme suit :

1- Classification par la rigidité

La rigidité de l'assemblage intervient dans la phase initiale de l'analyse globale des structures en acier. Ainsi lors de la modélisation de la structure en acier, la rigidité de l'assemblage influe sur le niveau de sollicitations et la flèche dans les poutres, comme illustré sur la figure (2.6). En particulier, la rigidité des assemblages peut également avoir des effets significatifs sur le comportement de la structure en acier et sur sa stabilité globale. La classification des assemblages, établie par l'approche de l'Eurocode 3 [14],

distingue l'assemblage articulé, l'assemblage semi-rigide et l'assemblage rigide et donne les limites de rigidités pour chaque type d'assemblage résumées ci-après :

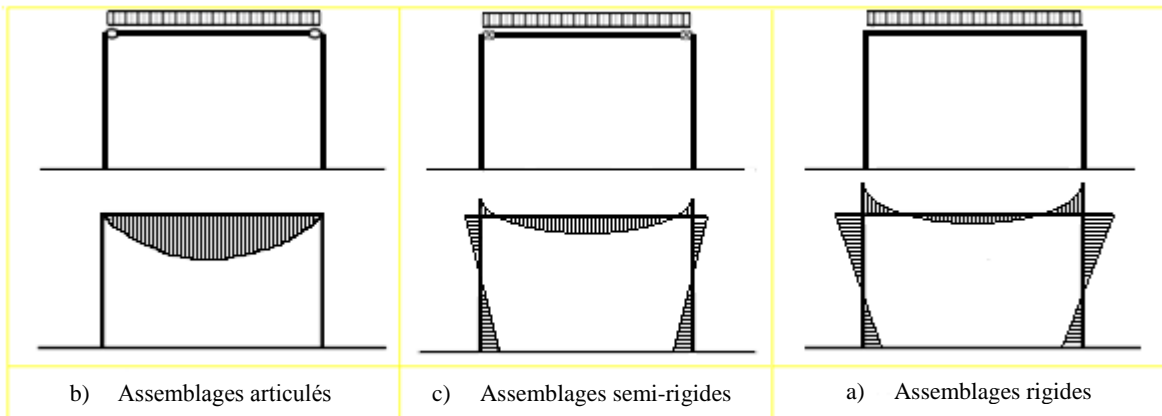


Figure 2.6: Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple [14].

- Assemblage rigide : $S_{j,ini} > 25 E I_b / L_b$
- Assemblage semi-rigide : $S_{j,ini} < 25 E I_b / L_b$
- Assemblage articulé : $S_{j,ini} = 0.5 E I_b / L_b$

Où $S_{j,ini}$, $E \cdot I_b$ et L_b désignent, respectivement, la rigidité initiale de l'assemblage, la rigidité flexionnelle de la poutre assemblée et la longueur de la poutre.

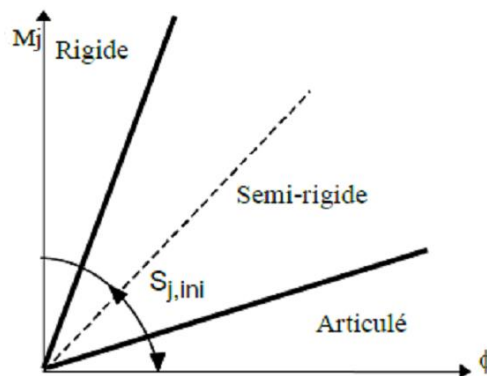


Figure 2.7: Limites de classification de rigidité [14].

2- Classification par la résistance

La classification basée sur la résistance est utile dans le cas de structures en acier calculées par la théorie de plasticité. La classification de l'Eurocode 3 [14] vis-à-vis de la résistance des assemblages fait une distinction entre l'assemblage à résistance complète, l'assemblage à résistance partielle et l'assemblage articulé (figure 2.8).

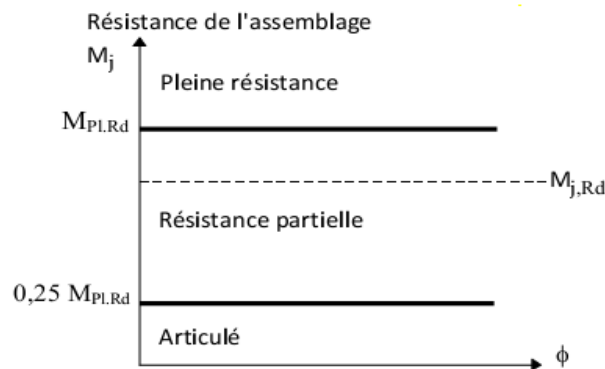


Figure 2.8: Limites de la classification des assemblages par résistance [14].

Avec $M_{pl,Rd}$: Moment plastique de calcul de la poutre assemblée

3- Classification par la capacité de rotation

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation 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 (2.9).

- 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.
- le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

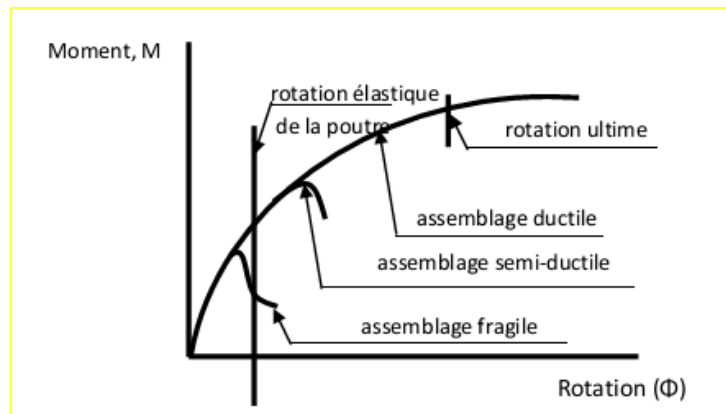


Figure 2.9: Limites de la classification des assemblages par la capacité de rotation [14].

Le modèle mécanique simplifié présenté par l'Eurocode3 est basé sur le modèle présenté par TSCHEMMERNEGG [25] la figure (2.10) :

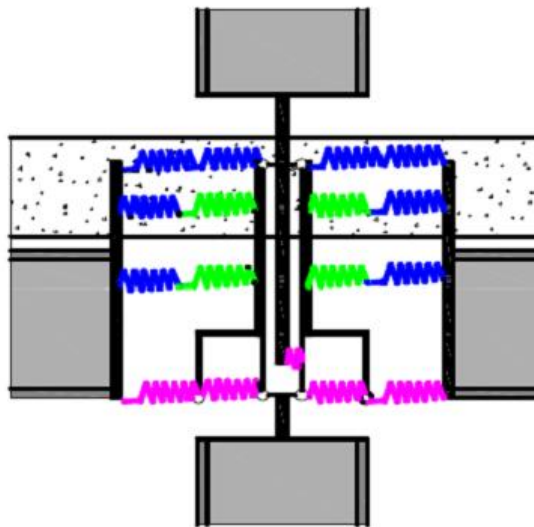


Figure 2.10 : Le modèle de TSCHEMMERNEGG [14].

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

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

1- Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$

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

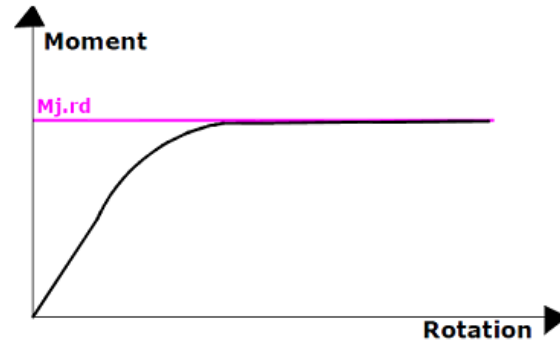


Figure 2.11 : Le moment résistant de calcul [25].

2- La rigidité initial 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), donnée par:

$$S_{j,ini} = \frac{M_{j,Rd}}{\phi_j} \quad (2.10)$$

3- La capacité de rotation de calcul ϕ_{cd}

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

$$\phi_{cd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j} \quad (2.11)$$

Où:

S_j : Rigidité en rotation

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

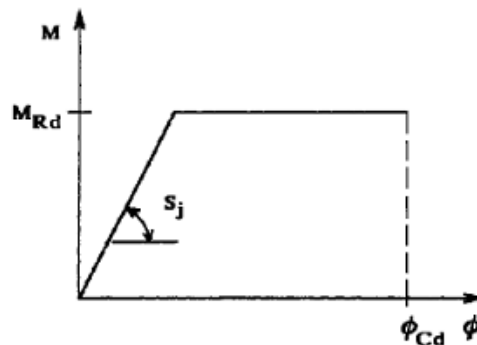


Figure 2.12 : Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau [25].

II.2.3.2 Idéalisation de la courbe de comportement ($M - \phi$) selon l'EC3

La courbe de comportement ($M-\phi$) non linéaire donnée par la pr EN 1993-1-8 [14] comprend trois parties :

- Courbe élastique linéaire de 0 à $2/3M_{j,d}$
- La courbe est non linéaire de $2/3M_{j,d}$ à $M_{j,r,d}$
- Un plateau plastique à $M_{j,d}$

L'extrémité de cette courbe ($M-\phi$) définit la capacité de rotation ϕ_{cd} de l'assemblage.

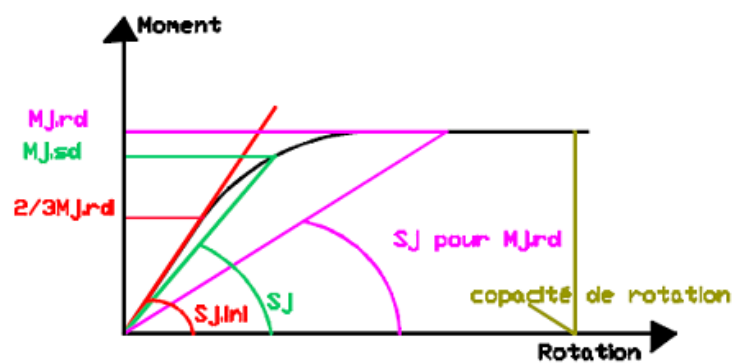


Figure 2.13 : Courbe moment-rotation non linéaire [25].

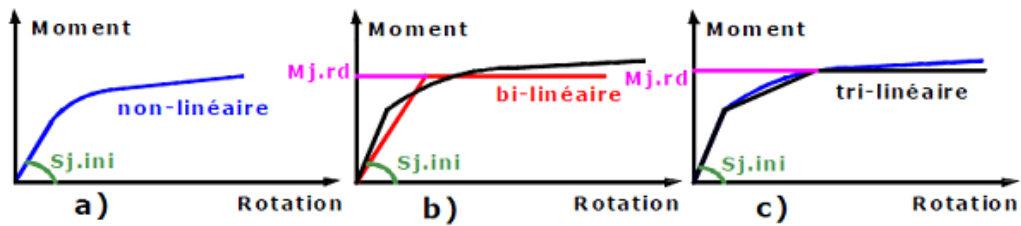


Figure 2.14 : Idéalisations des courbes [25].

II.2.4 Modèle numérique

La simulation numérique est utilisée pour plusieurs raisons [4]:

- 1- En tant que moyen de surmonter l'absence de résultats expérimentaux;
- 2- Afin de comprendre les effets locaux importants qui sont difficiles à mesurer avec une précision suffisante, par exemple les forces de contact entre les boulons et les autres éléments de l'assemblage;
- 3- Pour générer les études paramétriques vastes.

L'analyse en éléments finis est idéalement adaptée pour déterminer la rotation d'un nœud, mais cette analyse est toujours coûteuse en calcul. La courbe moment-rotation est le résultat d'une interaction complexe entre les différents éléments du nœud.

Les figures (2.15) et (2.16) représentent la simulation en éléments finis de quelques types d'assemblage [4].

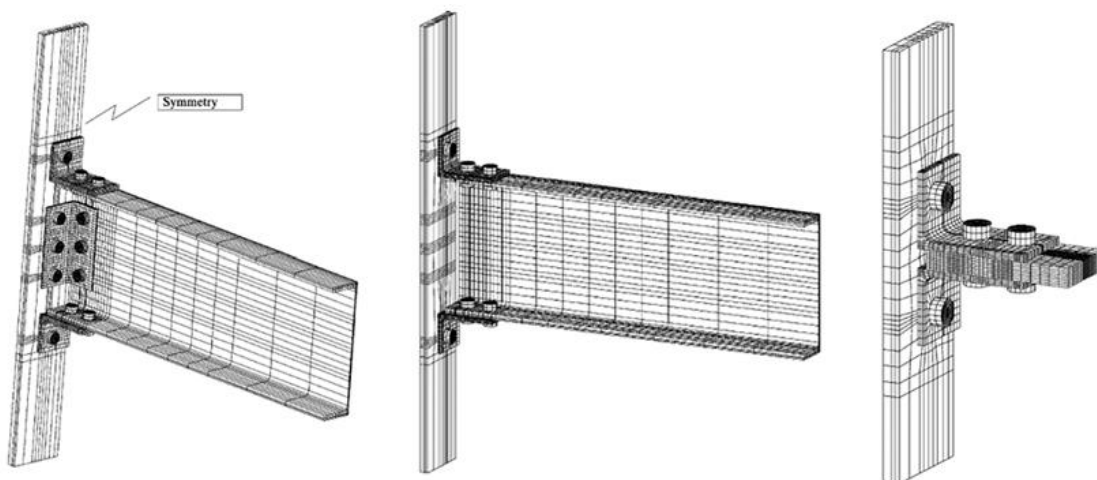


Figure 2.15 : Modèle en éléments finis 3D d'un assemblage boulonné avec des cornières de semelles [4].

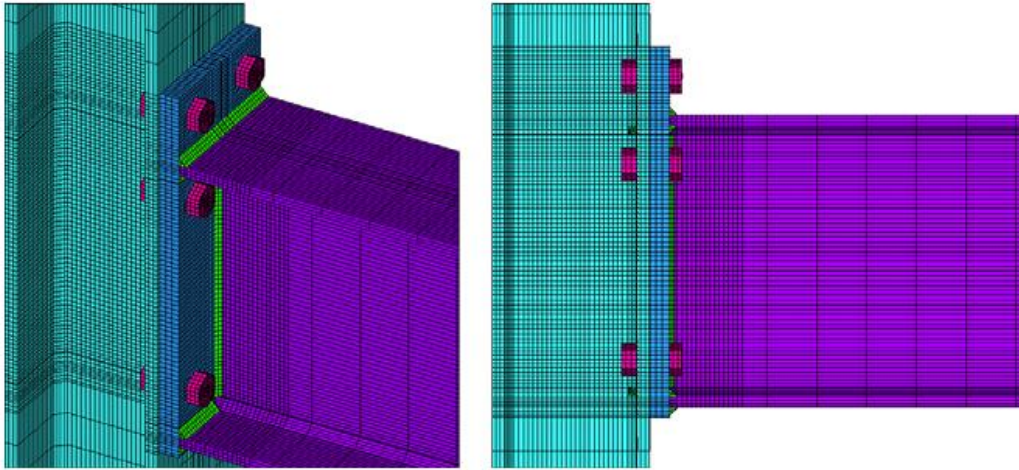


Figure 2.16 : Modèle en éléments finis 3D d'un assemblage boulonné avec platine d'extrémité débordante [4].

II.3 Présentation des courbes

Afin d'étudier le comportement d'un assemblage dans l'analyse globale de la structure, il est nécessaire de tenir compte de la représentation mathématique de la courbe moment-rotation. Cette représentation peut être effectuée au moyen des relations différentes et des niveaux de précision. Les figures (2.17) et (2.18) montrent les différentes représentations mathématiques de la courbe moment-rotation:

II.3.1 Modèles linéaires

Ce modèle est le plus simple à utiliser, et ne nécessite qu'un seul paramètre définissant la rigidité de l'assemblage. Grâce à sa simplicité, le modèle d'assemblage semi-rigide linéaire a été largement utilisé dans les premières étapes de l'élaboration de méthodes d'analyse dans les assemblages semi-rigides (Batho et al, Rathbun, 1936; Baker, Monforton et Wu). La fonction moment-rotation peut être écrite comme [26] :

$$M_j = K_\phi \theta \quad (2.12)$$

Malgré la facilité d'utilisation de ce modèle, il reste le moins précis [4].

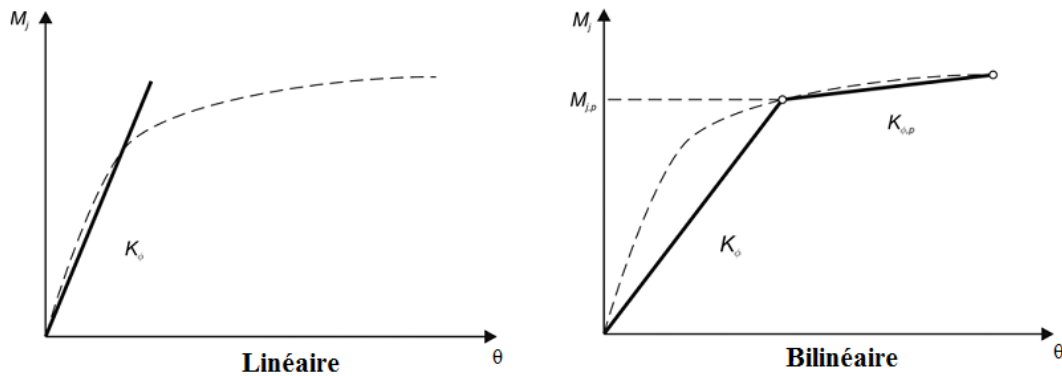


Figure 2.17: Représentations mathématiques différentes courbe de $(M -\theta)$ [4].

II.3.2 Modèles bilinéaires [4]

Melchers et Kaur, Lui et Chen ont également proposé des modèles bilinéaires dans lequel la pente initiale de la ligne moment-rotation est remplacée par une ligne profonde à un certain moment de transition. Ce modèle a été proposé pour améliorer la précision de l'analyse, il est plus performant que le modèle linéaire. Ce modèle dépend de trois paramètres :

- Rigidité en rotation (K_θ).
- Moment plastique ($M_{j,p}$).
- La rigidité rotationnelle plastique ($K_{\theta,p}$) de l'assemblage.

L'équation (2.13), utilisée par des nombreux chercheurs et mis en œuvre dans les programmes de l'analyse par éléments finis mais a un changement brusque de la rigidité [4] :

$$M_j = \begin{cases} K_\theta \theta & \text{pour } M_j \leq M_{j,p} \\ K_{\theta,p} \theta & \text{pour } M_j \geq M_{j,p} \end{cases} \quad (2.13)$$

II.3.3 Modèles multilinéaires

Razzaq a utilisé les modèles linéaires par morceaux complexes représentés par une série de segments de ligne droite [27] donnée sur la figure (2.18). Ce modèle a été proposé pour résoudre le problème du modèle bilinéaire. Moncarz et Gerstle utilisent une représentation tri-linéaire avec cinq paramètres [4] :

- Rigidité en rotation (K_θ).
- Moment élastique ($M_{j,y}$).
- La rigidité rotationnelle post-élastique ($K_{\theta,y}$) de l'assemblage.
- Moment plastique ($M_{j,p}$).
- La rigidité rotationnelle plastique ($K_{\theta,p}$) de l'assemblage.

$$M_j = \begin{cases} K_\theta \theta & \text{pour } M_j \leq M_{j,y} \\ K_{\theta,p} \theta & \text{pour } M_{j,y} \leq M_j < M_{j,p} \\ K_{\theta,p} \theta & \text{pour } M_{j,p} \leq M_j \end{cases} \quad (2.14)$$

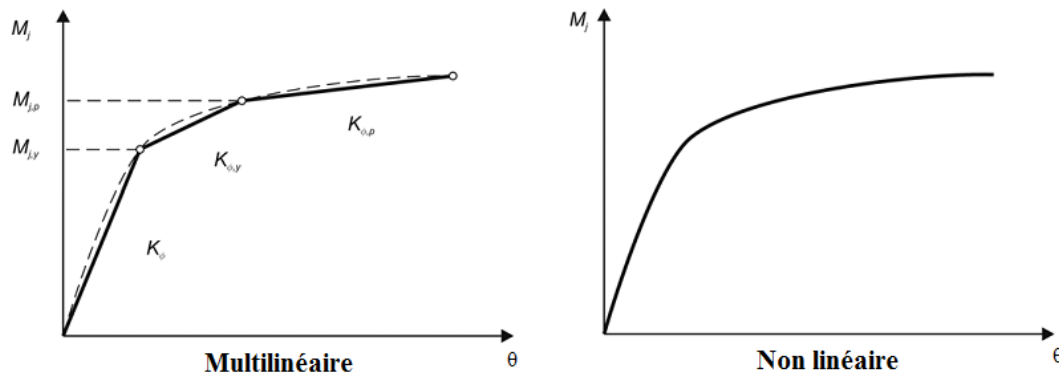


Figure 2.18: Représentations mathématiques des courbes ($M -\theta$) [4].

II.3.4 Modèles non linéaires

Ces modèles, proposés par Ramberg et Osgood, restent les plus précis [4]. Il a été initialement proposé pour les relations non-linéaires des contraintes-déformations, puis normalisée par Ang et Morris.

La courbe moment-rotation du modèle s'exprime sous la forme [28]:

$$\frac{\theta}{\theta_y} = \frac{|M|}{M_y} \left[1 + \left(\frac{|M|}{M_y} \right)^{\xi-1} \right] \quad (2.15)$$

Où M_y et θ_y , qui sont des caractéristiques du moment et de la rotation, définissent la position du point d'intersection "P" comme montré sur la figure (2.19), Ici, la forme est influencée par le paramètre de forme ξ , Il est montré que plus le paramètre de forme augmente la courbe $M-\theta$ devient plus souple.

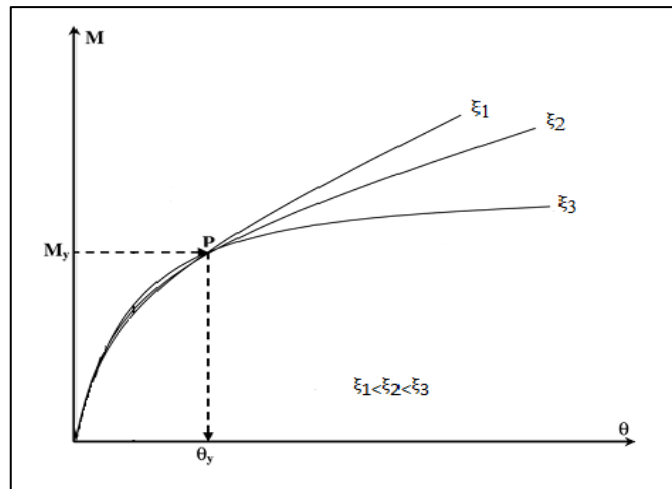


Figure 2.19: Le modèle de Ramberg-Osgood [28].

II.4 Formulation des assemblages semi-rigides

La représentation de nœud semi-rigide est schématisée par un élément supposé être constitué par un élément parfaitement rigide et un ressort de rotation de longueur nulle fixé à chaque extrémité de l'élément [24].

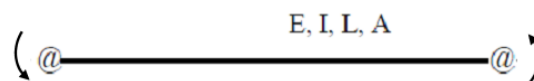


Figure 2.20 La modélisation de nœud semi rigide en élément [25].

Considérons l'élément de poutre illustré ci-dessous avec les deux ressorts d'extrémités. θ_{rA} et θ_{rB} représentent les rotations relatives des ressorts aux deux extrémités, K_a et K_b sont la raideur du ressort correspondant exprimé comme suit:

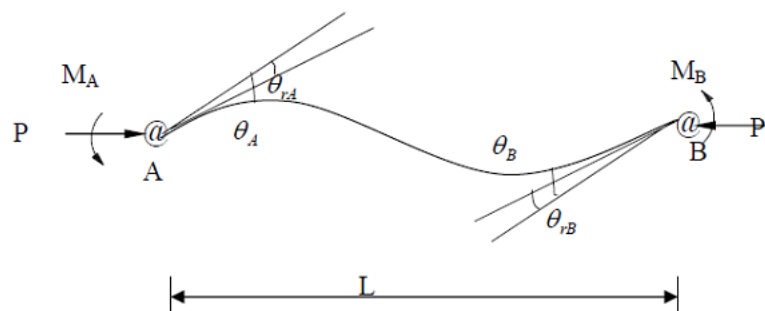


Figure 2.21 Élément poutre avec ressort de rotation aux extrémités [24].

$$K_a = \frac{M_a}{\theta_{rA}}; \quad K_b = \frac{M_b}{\theta_{rB}} \quad (2.16)$$

La relation entre les moments et les rotations aux extrémités de la poutre peut être écrite en remplaçant les rotations θ_A , θ_B respectivement par $(\theta_A - \theta_{rA})$ et $(\theta_B - \theta_{rB})$, dans les expressions des moments d'extrémités suivants:

$$M_A = \frac{EI}{L} \left[4 \left(\theta_A - \frac{M_A}{K_A} \right) + 2 \left(\theta_B - \frac{M_B}{K_B} \right) \right] \quad (2.17)$$

$$M_B = \frac{EI}{L} \left[4 \left(\theta_B - \frac{M_B}{K_B} \right) + 2 \left(\theta_A - \frac{M_A}{K_A} \right) \right] \quad (2.18)$$

La matrice de rigidité élastique de l'élément à nœud semi-rigide, peut alors être formulée sous la forme:

$$K = K_0 C \quad (2.19)$$

Où

K_0 est la matrice de rigidité élastique élémentaire de l'élément rigide,

C , une matrice de correction qui tient compte des effets de la semi rigidité.

$$K_0 = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ & & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ & & & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ & Sym & & & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ & & & & & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

$$C = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4r_2 + 2r_1 + r_1r_2}{4 - r_1r_2} & -\frac{2Lr_1(1 - r_2)}{4 - r_1r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6(r_1 - r_2)}{L(4 - r_1r_2)} & \frac{3r_1(2 - r_2)}{4 - r_1r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4r_1 + 2r_2 + r_1r_2}{4 - r_1r_2} & \frac{2Lr_2(1 - r_1)}{4 - r_1r_2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6(r_1 - r_2)}{L(4 - r_1r_2)} & \frac{3r_2(2 - r_1)}{4 - r_1r_2} \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

r_1 et r_2 sont les facteurs de fixité tels que définis par [26] :

$$r_j = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{R_j L}} ; j = 1, 2 \quad (2.22)$$

R_j est la rigidité rotationnelle de l'assemblage semi-rigide en j .

Physiquement, le facteur de fixité indique la rigidité d'une liaison semi-rigide est par rapport à l'élément de la structure sur laquelle elle se fixe. Deux cas extrêmes sont :

- $r = 1$ pour les assemblages parfaitement rigides.
- $r = 0$ pour les assemblages parfaitement flexibles.
- Pour les assemblages semi rigides le facteur de fixation doivent être entre 0 et 1.

On remarque également que les moments d'extrémité doivent aussi être modifiés en raison de la présence de liaisons semi-rigides. Par exemple, un élément de structure avec des liaisons semi-rigides soumises à une charge uniformément répartie " w ", a les moments d'extrémités suivants [26]:

$$M_1 = \left(\frac{wL^2}{12} \right) \left[3r_1 \left(\frac{2 - r_2}{4 - r_1r_2} \right) \right] \quad (2.23)$$

$$M_2 = \left(\frac{wL^2}{12} \right) \left[3r_2 \left(\frac{2 - r_1}{4 - r_1r_2} \right) \right] \quad (2.24)$$

II.5 Avantages et Inconvénients

Le tableau (2.2) ci-après résume les avantages et les inconvénients des différents modèles de comportement des nœuds semi rigides [4]:

Tableau 2.2: Comparaison de différents modèles de comportement

Modèles	Les avantages	Les inconvénients
Analytique	Facilité d'application. Faible coût de calcul.	Utilise des modèles simplifiés Exige la vérification des résultats expérimentaux pour validation
Empirique	Facilité d'application Faible coût de calcul	Nécessite un étalonnage avec d'autres modèles, par exemple d'expérimental Son applicabilité est limitée aux typologies d'assemblage utilisées Ne peut être utilisé pour déterminer la contribution de chaque composant d'un joint à son comportement global
Mécanique	Applicable à tout type d'assemblage Faible coût de calcul	La précision des résultats dépend du nombre de composants utilisés et sur leurs caractéristiques mécaniques
Numérique	Peut introduire des effets locaux qui sont difficiles à mesurer Peut être utilisé pour réaliser des études paramétriques	Le coût de calcul est élevé

Conclusion

Traditionnellement, la conception des structures métalliques suppose que les assemblages poteau-poutre sont rigides, ou des assemblages articulés, mais le comportement réelle des assemblages est semi-rigide caractérisée par la relation moment-rotation

Il existe plusieurs modèles qui peuvent être utilisés pour prédire le comportement des assemblages semi rigide: modèle mécanique, numérique, empirique. Afin d'étudier le comportement d'un assemblage dans l'analyse globale de la structure, il est nécessaire de tenir compte de la représentation mathématique de la courbe moment-rotation. Il y'a plusieurs représentation : linéaire, bi linéaire, non linéaire mais la représentation mathématique la plus précise est non linéaire pour représenter le comportement réelle des assemblages.

Le concept de la semi-rigidité sera incluse dans notre modélisation, couplée à celle de l'isolation sismique.

Chapitre III

Structures isolées à la base

Chapitre III

Structures isolées à la base

Introduction

Les dommages sismiques occasionnés aux constructions sont dus aux déformations qui se produisent pendant le séisme. Le passage d'ondes sismiques, sont entraînées par les déplacements du sol d'assise auxquelles les constructions sont mécaniquement couplées à leurs fondations.

La protection sismique efficace des ouvrages consiste à les isoler des oscillations du sol par utilisation des appuis parasismiques. Cette isolation qui ne peut être totale, permet souvent de réduire les charges sismiques de la superstructure.

L'isolation sismique est une technique relativement nouvelle permet d'améliorer la performance sismique des structures. Elle repose sur le principe de base quand la période de vibration de la structure est suffisamment augmentée pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, les accélérations transmises à celle-ci (et par conséquent les forces) sont considérablement réduites [29].

L'effet de l'isolation sismique peut être atteint grâce à l'installation des appuis entre le bâtiment et la fondation, de manière à séparer ou d'isoler le mouvement de la construction de celui du sol [30].

La figure (3.1) illustre le comportement de la structure avec et sans le système d'isolation sismique [31].

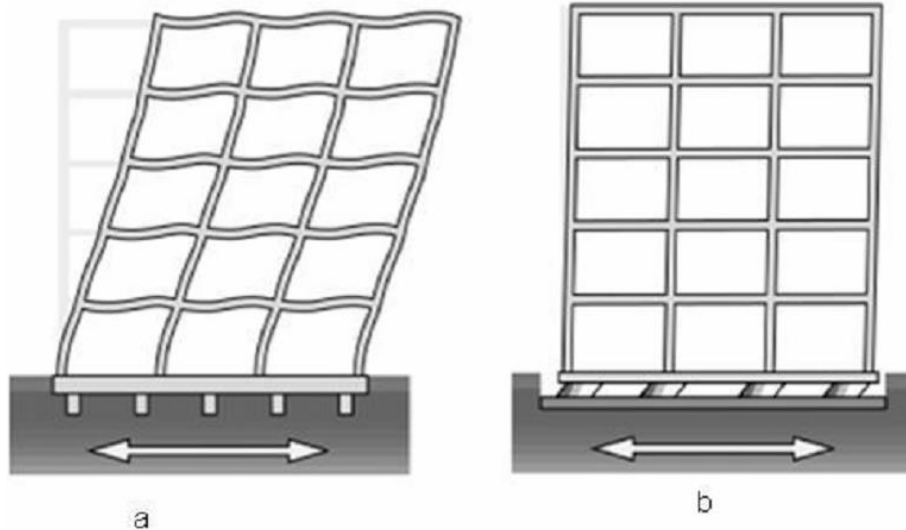


Figure 3.1: Changement de comportement pendant l'utilisation d'isolateur.
(a) sans isolation, (b) avec isolation [31].

Le système d'isolation fournit la flexibilité nécessaire devant éliminer les déplacements inter-étages, les déplacements étant essentiellement concentrés au niveau de l'appui [29].

L'objectif principal de cette partie ; est de mettre en valeur l'influence des isolations sismiques sur le comportement de la superstructure, de donner un aperçu sur la technique d'isolation parasismique, ainsi que les différents types des isolateurs.

III.1 Aperçu historique

Le premier système d'isolation sismique a été proposé par le Dr Johannes Calantarients, en 1909. Son système d'isolation a été entièrement basé sur le glissement. Ainsi si une structure est construite sur une matière fine comme le sable, ce sol fin laisserait la superstructure glisser pendant un tremblement de terre. Ainsi, la force horizontale transmise au bâtiment serait réduite et la structure reste fonctionnelle. Bien que ce système d'isolement proposé était une conception résistante de tremblement de terre primitif, l'idée de base de sa méthode repose sur la philosophie de l'isolation sismique d'aujourd'hui [32].

À l'université de Tokyo, John Milne, a procédé aux premières expériences d'isolement sismiques à la base avec glisser des boules, sur des rouleaux de diamètre 10 pouces [32].

Jusqu'à la fin des années 70, quelques bâtiments seulement isolés à la base ont été construits au Japon, avec les appuis en élastomère, qui est une méthode pratique pour la conception résistante au tremblement de terre [32].

Bien que le concept d'isolation sismique ait été pratiqué aux États-Unis au cours des trois dernières décennies, le premier bâtiment parasismique isolé construit aux États-Unis, n'est seulement réalisé qu'en 1985 [33]. Le Centre de Droit et Justice a été isolé sur 98 appuis en élastomère naturel à amortissements élevés HBR.

La construction des bâtiments isolés à la base a augmenté à un taux presque exponentiel depuis les années 1980 au Japon et Chine, tandis que la construction aux États-Unis est restée modeste [33].

Plusieurs théories ont été avancées pour l'application de la théorie de l'isolation sismique parmi les précurseurs on a en 1986, Kelly [34].

Naharajaiah et al [35] a présenté un modèle analytique et une solution développée pour l'analyse dynamique non linéaire de la structure 3D en béton armé isolée à la base avec des appuis en élastomère et le système d'isolation en glissement. Les modèles uniaxiale et biaxiales pour les deux paliers d'isolation en élastomère et coulissantes ont été présentés.

Taylor et al [36] ont présenté un moyen de l'utilisation d'élastomères dans les appuis parasismique à isolation sismique, en mettant l'accent sur leur comportement à long terme.

Constantinou et al [37] ont proposé un modèle analytique pour analyser plusieurs bâtiments sur un système d'isolation commun et les résultats sont utilisés pour démontrer l'importance de l'analyse du système combiné d'un rapport analysant les bâtiments individuels.

Naharajaiah et Sun [35] ont réalisé une étude ayant pour but d'évaluer la réponse sismique de l'Hôpital à base isolée à Los Angeles pendant le tremblement de terre de 1994 à Northridge.

Mazza et Vulcano [38] ont comparé les différentes techniques d'isolation à la base, afin d'évaluer leurs effets sur la réponse et l'applicabilité structurelles sous les tremblements de terre.

En 2013, un recensement a été effectué par MARTELLI et al [39], a montré que 23.000 structures, nouvelles et existantes, situées dans plus de 30 pays, ont utilisé la technique d'isolation parasismique. Ce recensement est basé sur le nombre des bâtiments construits à travers neuf (09) pays (figure 3.2) qui sont le Japon, Chine, Russie, USA, Italie, France, Taiwan, New Zélande, Armenia.

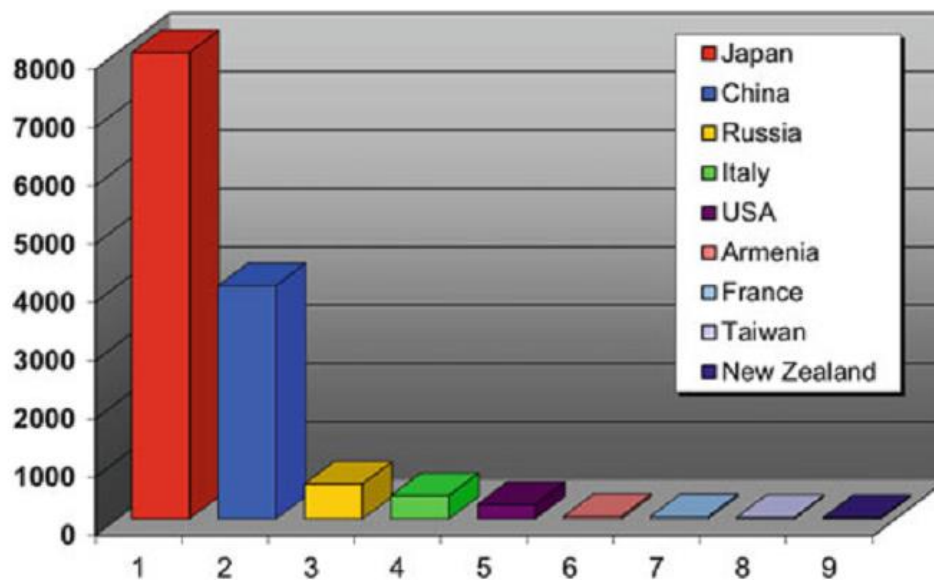


Figure 3.2: Le nombre des bâtiments isolés dans les pays les plus actifs (Martelli et al, 2013) [39]

Au Japon la première application de l'isolation parasismique remonte à 1983 (Eisenberg et al 2011). Grâce à la disponibilité de code spécifique approprié depuis 2000, (Martelli et pour 2010).

Les bâtiments isolés ont en un très bon comportement lors de tremblement de terre violente [39].

Ce pays a ainsi consolidé son leadership mondial de l'utilisation des systèmes antisismiques. Comme illustré par la figure (3.2), les bâtiments japonais protégés par le système isolation à la base, qui étaient de plus de 6 600 en 2011 (Martelli al 2013 a), sont maintenant environ 8 000.

Le Japon continue d'adopter des systèmes antisismiques initiés après l'excellent comportement des deux bâtiments isolés près de Kobe en 1995 Hyogo-ken Nanbu lors du séisme, de magnitude $M=7.3$. Ce comportement a été confirmé par tous les bâtiments japonais protégés par isolation parasismique pendant tous les événements graves qui a

suivi celle de 1995, à savoir ceux de Tokachi Offshore ($M = 8.0$, 2003), Fukuoka Ouest Offshore ($M = 7.0$, 2005), Iwate-Miyagi intérieure ($M = 7.2$, 2008) et Tohoku ($M = 9.0$, 2011). La figure (3.3.a) présente une structure de 10 étages à Hachinohe City Hall (Japon) isolée par LRBs et la figure (3.3.b) présente le Musée National Western Art (Le Corbusier) de 4 étages à Tokyo, après en insérant HDRBs dans une fondation subsidiaire en 1999.



Figure 3.3: Des constructions isolées à la base au Japon

La République Populaire de Chine est en seconde position, avec près de 650 bâtiments et des nombreux ponts qui sont isolés en 2008. Elle se caractérise également par une augmentation rapide de l'utilisation de système d'isolation. Comme au Japon, l'application de ce système a commencé par la modification des acquis culturels et les toits des structures des grandes envergures (stades, etc.). L'excellent comportement de quelques bâtiments de maçonnerie isolés à la base pendant le séisme de Wenchuan a fait accélérer la pénétration de ces systèmes d'isolation dans ce pays.



Figure 3.4: Vue de l'hôpital du comté de Lushan (Chine), avant le tremblement de terre du 20 avril 2013



Figure 3.5: Dommages subis par les deux hôpitaux fondés classiquement



Figure 3.6: l'intégrité complète et la fiabilité du bâtiment isolé de l'hôpital

Quant à l'hôpital du comté (Figure 3.4), les deux bâtiments avec des fondations classiques ont subi des dommages aux deux partitions, toit et équipement contenu, ce qui les rendait inutilisables après le tremblement de terre (Figure 3.5); au contraire, le bloc isolé sismiquement était le seul bâtiment de l'hôpital du comté à être resté complètement intact et fonctionnel (Figure 3.6) : Cela a permis de guérir des milliers blessés, ce qui était impossible dans les autres hôpitaux de Lushan.

En Russie le nombre de bâtiments isolés est approximativement de 600 structures entre réhabilitation des constructions historiques importantes et de nouveaux projets, y compris les gratte-ciels.

Aux Etats-Unis seulement, 200 structures entre réhabilitation des constructions historiques importantes et de nouveaux projets ont été réalisés, et plus de 650 ponts et viaducs ont été isolés. Dans ce pays, la technique d'isolation est relativement limitée à des structures stratégiques et publiques et la moitié de ces applications sont des réhabilitations.

- a- L'université de Californie à Los Angeles qui a été construite en 1992, protégée par des isolateurs. Cette structure a résisté au séisme de Northridge 1994.
- b- Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de LomaPrieta en 1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

A Taiwan, le cas des structures isolées à la base a été introduit en 2005 dans le code parasismique après le séisme de Chichi en 2003. L'adoption de ce code augmente de plus en plus ces nouvelles constructions et des réhabilitations des bâtiments et des ponts.

En ce qui concerne l'Arménie, ce pays a le plus grand nombre de bâtiments isolés par rapport à la densité des habitants.

En Nouvelle Zélande, plus de 45 applications d'isolement de nouveaux et anciens bâtiments ainsi que des ponts et viaducs qui ont été protégés par les différents systèmes d'isolation.

Pour la France, les isolateurs ont été développés dans les années 70 et appliqués non seulement aux bâtiments, mais également aux structures des centrales nucléaires.

En outre, il y a quelques années, des applications importantes ont également commencé en Turquie (après les séismes de Kocaeli et de Duzce en 1999) et dans d'autres pays européens, à savoir en Grèce et au Portugal. Beaucoup de ces derniers se servent des dispositifs d'isolement fabriqués en Italie. Des dispositifs italiens ont été également installés dans plusieurs autres pays, par exemple Taiwan, Corée du sud, Venezuela, Indonésie, et même aux Etats-Unis et Canada.

III.2 Principe d'isolation parasismique

L'isolation sismique à la base consiste à découpler le mouvement du sol de celui de la structure dans le but de réduire les forces qui lui sont transmises. Ces forces sont de moindre importance que celles exercées sur une structure conventionnelle non isolée.

En effet, l'isolateur capte les déformations et filtre les accélérations de sorte que la superstructure isolée (au-dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations [26]. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments des fondations sont limitées et restent inférieures à la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des

dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et la fonctionnalité de la structure après le séisme est préservée [26]. Deux approches de base à l'isolation sismique sont généralement considérées [40]:

III.2.1: 1^{ère} approche

Une approche qui consiste à installer des appuis de rigidité horizontale relativement faible et suffisamment souple sous les forces latérales, mais une grande rigidité verticale pour supporter des charges verticales, entre la structure et sa fondation (Fig 3.7.a)

III.2.2: 2^{ème} approche

Une approche pour augmenter la flexibilité dans une structure est de fournir une surface de glissement ou de frottement entre la fondation et la base de la structure. La force de cisaillement transmise à la superstructure à travers l'interface d'isolation est limitée par la force de frottement statique (Fig 3.7.b).

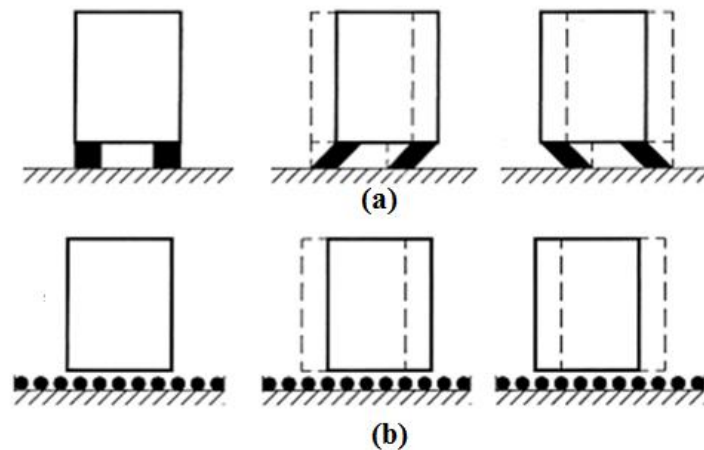


Figure 3.7: Les approches de base à l'isolation sismique [40]

III.3 Les différents types d'appuis parasismiques

Il existe plusieurs types d'appuis parasismiques utilisés à travers le monde ; de part leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en deux catégories :

III.3.1 Les appuis à déformation

Ces types d'appuis qui ont été utilisés depuis plus de 40 ans, sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère caoutchouc naturel ou élastomère synthétique

(néoprène) et de plaques métalliques (frettes) analogues aux appuis [40]. On les classe généralement en 2 catégories :

III.3.1.1 Les appuis en élastomères à faible amortissement (LRB) Lead rubber bearings) :

Les appuis en élastomères à faible amortissement montrés sur la figure (3.8) ont été présentés et utilisés la première fois en Nouvelle-Zélande dans les années 1970. Depuis lors, les roulements plomb caoutchouc ont été largement utilisés pour l'isolation sismique dans le monde, y compris aux États-Unis et le Japon [29].

Ce type se compose de couches minces de caoutchoucs alternés de plaques minces en acier avec un barreau de plomb. Dans cette catégorie, le bâtiment est découplé des composantes horizontales du mouvement du sol dû au séisme en intercalant une couche de faible rigidité horizontale entre la structure et la fondation. Cette couche donne à la structure une fréquence fondamentale qui est bien inférieure à celle d'une structure à base fixe et reste faible aux fréquences prédominantes du mouvement du sol [30].

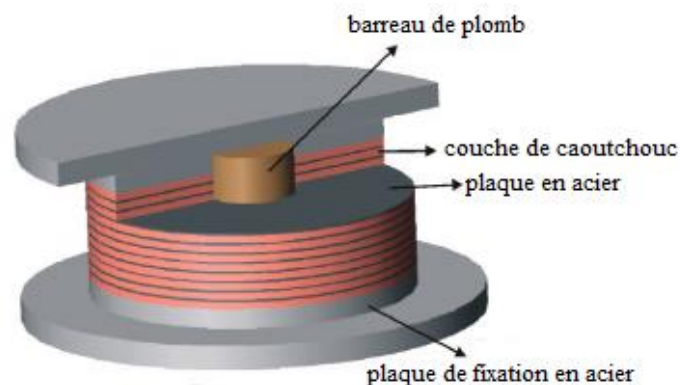


Figure 3.8: Appuis en élastomères à faible amortissement LRB

Un avantage majeur de l'appui en caoutchouc à noyau de plomb est qu'il combine les fonctions suivantes : une rigidité à des niveaux de charge de service, une flexibilité à des niveaux de charge sismique et l'amortissement en une seule unité compacte. Ces propriétés mettent l'appui en caoutchouc à barreau de plomb comme type d'isolateur le plus communément utilisé lorsque des niveaux élevés d'amortissement sont nécessaires (dans les zones à forte sismicité) ou des structures où la rigidité sous des charges de service est importante (par exemple les ponts) [30].

III.3.1.2 les appuis en élastomères fretté à amortissement élevé (HRB) (High Damping Rubber Bearing):

Ce type d'appuis se compose de couches minces de caoutchouc alternées de plaques minces en acier comme montrée sur la figure (3.9). Les couches de caoutchouc sont collées sur les plaques d'acier minces sous la pression et la chaleur.

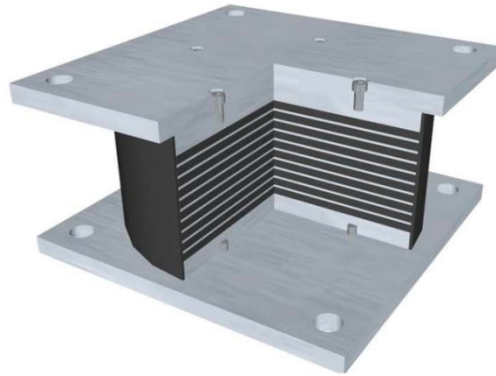


Figure 3.9: Appuis en élastomères fretté à amortissement élevé (HRB)

Les plaques de renfort en acier en haut et en bas réduisent le flambement latéral de l'appui et augmentent la rigidité verticale, qui est plus grande à la rigidité horizontale [30]. Le caoutchouc a un faible module d'élasticité, mais c'est presque incompressible. Les couches de caoutchouc très minces avec les frettes en acier qui sont liées à chaque couche, s'opposant à la déformation latérale de caoutchouc créée par la charge verticale. Cette procédure entraîne très peu de déformation verticale et fournit une forte capacité portante verticale. La déformation de l'appui provoquée par la force horizontale est contrôlée seulement par le module d'élasticité de caoutchouc (déformation de cisaillement apparente). En conclusion, ce processus peut produire un dispositif qui présente une rigidité verticale et une flexibilité latérale [30].

Le premier mode de vibration de la structure isolée entraîne uniquement une déformation dans le système d'isolation, la structure ci-dessus étant supposée rigide.

Le système d'isolation dans ce cas n'absorbe pas l'énergie du séisme, mais plutôt dévie celle-ci par les caractéristiques dynamiques du système. Ce type d'isolation ne fonctionne que lorsque le système est linéaire et même lorsqu'il est non amorti [30].

III.3.2 Appuis à glissement

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement. On trouve dans la famille des appuis glissants [41] :

- 1- le système du pendule de frottement.
- 2- le système d'appui glissant.

Cette catégorie d'isolateur fonctionne en limitant le transfert de cisaillement à travers l'interface d'isolation. La réponse d'un bâtiment reposant sur ce type d'appui est conditionnée par le coefficient de frottement entre les plaques ainsi que la masse du bâtiment. L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure et inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Le déplacement résiduel après un séisme de ces plaques est un problème qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage [41].

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Parmi ces appuis, on peut citer les appuis en pendules glissants qui comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule (voir la figure 3.10) [41].

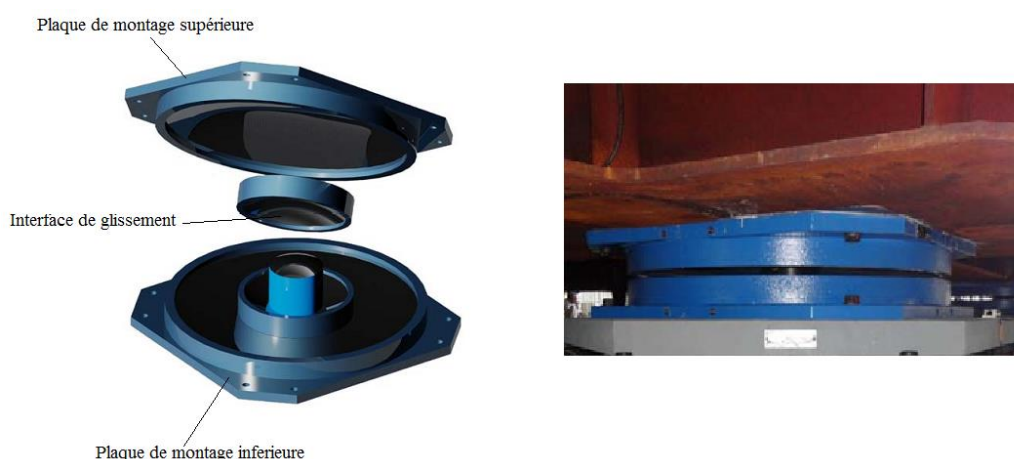


Figure 3.10: Appuis à glissement

Le système appuis à glissement est fonctionnellement équivalent au système LRB et HRB dans le décalage de la période fondamentale, avec des avantages supplémentaires tels que l'invariance de la période, la résistance à la torsion, l'insensibilité à la température et sa durabilité. Bien que les appuis en élastomères ont été largement adoptés pour l'isolation parasismique, récemment le système appuis à glissement trouve une large application (Buckle al, Zayas et al, Kawamura et al). L'appui à pendule de frottement fourni une résistance et une stabilité qui excèdent celles des appuis en élastomères. Leurs propriétés ne seront pas affectées par le vieillissement et la température [42].

Cependant, la plupart des systèmes de glissement présentent l'inconvénient qu'ils sont incapables de retourner la structure à sa position initiale.

III.4 Les codes d'isolement sismiques

Les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003[43], décrivent les principes généraux de conception et les méthodes de calcul pour étudier les ouvrages parasismiques. Ces règles sont applicables à toutes les constructions courantes, mais ne développent aucune idée sur le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques. Pour cette raison on doit recourir à d'autres règlements mondiaux pour mener des calculs sur les structures isolées.

Le code le plus détaillé est certainement celui des États-Unis Uniform, le Building Code 1997 (UBC1997) [44], et remplacé par International Building Code 2000 (IBC2000) [45].

III.5 Formulation des équations du mouvement et analyse des structures isolées

La théorie linéaire d'isolation sismique qui a été présentée en détail par Kelly [32] est basée sur un modèle structurel à deux masses, comme la montre la figure (3.11). La masse "m" représente la superstructure du bâtiment et " m_b ", la masse de l'étage de base au-dessus du système d'isolation.

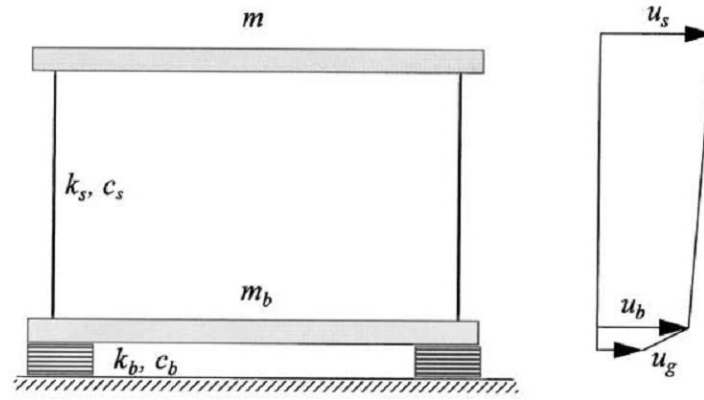


Figure 3.11: Modèle structurel isolée à la base à deux masses [32].

Les équations du mouvement du modèle à deux degrés de liberté sont :

$$(m + m_b)\ddot{U}_b + m\ddot{U}_s + c_b\dot{U}_b + k_b U_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (3.1)$$

$$m\ddot{U}_b + m\ddot{U}_s + c_s\dot{U}_s + k_s U_s = -m\ddot{u}_g \quad (3.2)$$

k_s, k_b, c_s, c_b : respectivement, rigidités de la structure et amortissements de l'isolation sismique

u_s, u_b : respectivement, déplacements absolus de la structure et de l'étage de base.

U_s, U_b : respectivement, déplacements relatifs de la structure et de l'étage de base.

Où :

$$U_b = u_b - u_g \quad U_s = u_s - u_b$$

Sous la forme matricielle, les équations du mouvement deviennent :

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_b \\ \dot{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_b \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (3.3)$$

Avec :

$$M = m + m_b \quad (3.4)$$

Les fréquences propres sont déterminées à partir de relation suivante :

$$\det([K] - \omega_n^2[M]) = 0 \quad (3.5)$$

$$\text{Det} \left(\begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (3.6)$$

L'équation caractéristique donne :

$$(1 - \gamma)\omega_n^4 - (\omega_s^2 + \omega_b^2)\omega_n^2 + \omega_s^2\omega_b^2 = 0 \quad (3.7)$$

Avec :

$$\frac{m}{M} = \gamma \quad (3.8. a)$$

$$\frac{K_s}{m} = \omega_s^2, \quad (3.8. b)$$

$$\frac{K_b}{M} = \omega_b^2 \quad (3.8. c)$$

Dont les solutions sont données par les relations suivantes :

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) - [(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)\omega_s^2\omega_b^2]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (3.9)$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) + [(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)\omega_s^2\omega_b^2]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (3.10)$$

La plus petite valeur de ω_1 et ω_2 notée (ω_b^*) représente la fréquence d'isolation translaturée, l'autre valeur notée (ω_s^*) représente la fréquence modifiée de la structure.

Posons $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$ qui varie entre 10^{-1} et 10^{-2}

Vu que $\omega_b \ll \omega_s$ en tenant compte de ε , les deux équations (3.9), (3.10), se réduisent à :

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \quad (3.11)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)}(1 + \gamma\varepsilon) \quad (3.12)$$

Du fait que la déformation "ε" est de l'ordre de 10^{-2} , il peut être suffisamment précis dans beaucoup de cas de prendre comme approximation pour ω_1 et ω_2 les premiers termes :

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \quad (3.13. a)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)}(1 + \gamma\varepsilon) \quad (3.13. b)$$

Les modes propres de vibration de la structure associés aux fréquences approximatives sont déterminés par l'équation suivante :

$$([K] - \omega_n^2[M])\{\Phi^n\} = \{0\} \quad (3.14)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} (\omega_b^2 - \omega_n^2)\Phi_b^n - \omega_n^2\gamma\Phi_s^n = 0 \\ -\omega_n^2\Phi_b^n + (\omega_s^2 - \omega_n^2)\Phi_s^n = 0 \end{cases}$$

Le premier mode $\Phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$, correspond à la pulsation ω_1

Le deuxième mode $\Phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \end{Bmatrix}$, correspond à la pulsation ω_2

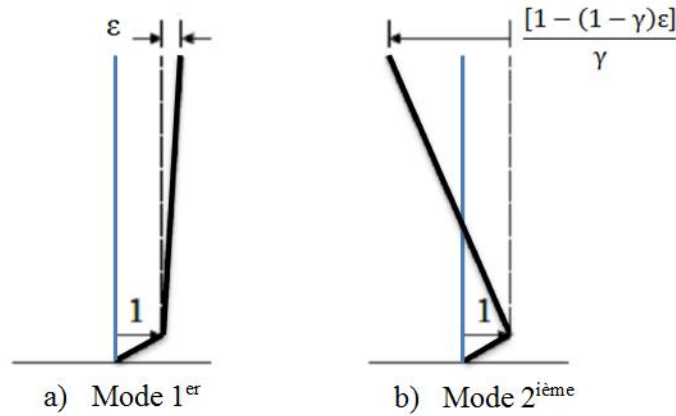


Figure 3.12: La forme des modes propres de la structure isolée [32].

Après obtention des deux modes, les déplacements relatifs U_s , U_v peuvent s'écrire sous la forme :

$$U = \begin{Bmatrix} U_b \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi_b^1 & \Phi_b^2 \\ \Phi_s^1 & \Phi_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

Les coefficients modaux q_1 et q_2 qui dépendent du temps, ont pour expressions :

$$q_1 = \frac{L_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\omega_1\beta_1\tau} \sin \omega_1\tau d\tau \quad (3.16)$$

$$q_2 = \frac{L_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\omega_2\beta_2\tau} \sin \omega_2\tau d\tau \quad (3.17)$$

Dans les quelles, les facteurs de participation du premier et du deuxième mode L_1 et L_2 dans la réponse, et ont pour expressions :

$$L_1 = 1 - \gamma\varepsilon \quad (3.17. a)$$

$$L_2 = \gamma\varepsilon \quad (3.17. a)$$

Du fait que, $\gamma < 1$ et que ε est de l'ordre de 10^{-2} , le facteur de participation dans la réponse pour le deuxième mode qui entraîne la déformation dans la structure est très petit. Par conséquent, ce résultat montre l'efficacité des systèmes d'isolation, car quand la valeur de la fréquence du deuxième mode est translatée à une valeur plus élevée que celle associée au cas d'une structure à base fixe, le décalage entre ces deux valeurs de la structure isole du mouvement fort du séisme.

Les rapports β_1 et β_2 d'amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation sont donnés par [40]:

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{2}{3} \gamma\varepsilon \right) \quad (3.18. a)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{(1 - \gamma)^{\frac{1}{2}}} \left(\beta_s + \gamma\beta_b \varepsilon^{\frac{1}{2}} \right) \quad (3.18. b)$$

Les valeurs maximales des coefficients nodaux q_1, q_2 sont tels que :

$$|q_1|_{\max} = L_1 S_D(\omega_1, \beta_1) \quad (3.19. a)$$

$$|q_2|_{\max} = L_2 S_D(\omega_2, \beta_2) \quad (3.19. b)$$

Où $S_D(\omega, \beta)$ est le déplacement spectral du mouvement du sol, fonction de la fréquence ω et au facteur d'amortissement β .

Ainsi, les déplacements U_s, U_b maximums s'écrivent :

$$|U_s|_{\max} = \varepsilon S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (3.20. a)$$

$$|U_b|_{\max} = S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (3.20. b)$$

Les forces sismiques F_s, F_b recherchées auront pour expressions :

$$F_s = m_s \{ S_A^2(\omega_1, \beta_1) + \varepsilon^2 (1 - \gamma)^2 (1 - 2\varepsilon)^2 S_A^2(\omega_2, \beta_2) \}^{\frac{1}{2}} \quad (3.21)$$

$$F_b = m_b \omega_b^2 \left\{ (1 - \gamma \varepsilon)^2 \frac{S_A^2(\omega_1, \beta_1)}{\omega_1^4} + \gamma \varepsilon^2 \frac{S_A^2(\omega_2, \beta_2)}{\omega_2^4} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (3.22)$$

III.6 Méthodes de calcul

III.6.1 Méthode statique

Pour tous les modèles d'isolation sismique, il est nécessaire d'effectuer une analyse statique. Elle est appliquée dans la phase préliminaire de conception et qu'aux systèmes d'isolation linéaires pour l'établissement d'un niveau minimum de déplacements de conception. Dans certaines circonstances, elle peut être la seule méthode de conception utilisée [40] :

- 1- Elle peut être la seule méthode de conception utilisée pour les structures satisfaisant les conditions suivantes :
 - La structure est située sur un site avec $S_I \leq 0.6g$ (est déterminée en utilisant les cartes d'accélération spectrales publiés dans le code de l'IBC 2000).
 - La structure est située sur un site de classe A (roche dure), B (roche), C (Sol très dense et roche meuble) ou D (sol ferme)
 - La période de conception de la structure isolée à la base (T_D) est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
 - La structure au-dessus du plan d'isolation est régulière en plan et en élévation.
- 2- Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :
 - La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement de conception.
 - Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel.

- **Calcul des déplacements**

Les deux déplacements de conception minimale D_D et maximale D_M de base du système d'isolation à calculer correspondent aux respectivement niveaux DBE et MCE. Ces déplacements sont calculés au centre de rigidité du système d'isolation en utilisant les formules suivantes [40]:

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C \cdot T_D}{B_D} \quad (3.23. a)$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C \cdot T_M}{B_M} \quad (3.23. b)$$

Où "C" représente le coefficient sismique prévus pour définir les ordonnées spectrales minimales à employer dans la conception. Il est fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol. Sa valeur [40] est donnée par la formule suivante :

$$C = ZNS_1 \quad (3.24)$$

Z : Coefficient de zone sismique. Il est donné selon l'IBC2000 [40] (3.1)

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active. Ces valeurs sont données par le tableau (3.2)

S₁: Coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau (3.3)

Tableau 3.1 : Facteurs de la zone sismique Z

Zone	I	IIA	IIB	III	IV
Z	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

Tableau 3.2 : Coefficient de proximité de la faille (N)

Distance à la faille	Magnitude MCE		
	≥ 8.0	7.0	≤ 6.0
15 Km	1.0	1.0	1.0
10 Km	1.2	1.0	1.0
5 Km	1.5	1.3	1.1

Tableau 3.3 : Coefficient caractérisant le type de sol (S_I)

Type de sol	S_I
S_1 : sol ferme	1.0
S_2 : sol moyen	1.4
S_3 : sol meuble	2.3
S_4 : sol très meuble	2.7

Les périodes effectives de la structure isolée T_D et T_M correspondent respectivement aux niveaux DBE et MCE sont déterminées par :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,eff} g}} \quad (3.25. a)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M,eff} g}} \quad (3.25. b)$$

$K_{D,eff}$, $K_{M,eff}$ sont les rigidités effectives du système d'isolation correspondant au déplacement de conception D_D et D_M respectivement, de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype. Ces rigidités sont données par les équations suivantes [40]:

$$K_{D,eff} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \quad (3.26. a)$$

$$K_{M,eff} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-} \quad (3.26. b)$$

Avec :

F_i^\pm ($i=D, M$) et D_i^\pm ($i=D, M$); sont respectivement les forces et les déplacements maximum ou minimum correspondant aux niveaux de réponse de DBE (the Design Basis Earthquake) ou MCE (The Maximum Considered Earthquake) sur les systèmes d'isolation de prototype employés dans les essais sous chargements cycliques.

Dans les formule (3.23.a) et (3.23.b) B_D , B_M ont des coefficients reliés aux amortissements effectifs $\xi_{eff,D}$ et $\xi_{eff,M}$ du système d'isolation correspondant respectivement aux niveaux de réponse DBE et MCE, qui sont calculés par les formules suivantes [40]:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{la surface totale de la boucle hystérésis}}{K_{D,\max} D_D^2} \right) \quad (3.27.a)$$

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{la surface totale de la boucle hystérésis}}{K_{D,\max} D_M^2} \right) \quad (3.27.b)$$

Les coefficients d'amortissement B_D et B_M sont donnés en termes d'amortissement effectif β dans l'UBC-97[44]. Une approche d'approximation des valeurs du tableau est donnée par :

$$\frac{1}{B} = 0.25(1 - \ln \xi_{\text{eff}}) \quad (3.27.c)$$

Tableau 3.4 : Facteurs d'amortissement B_D et B_M

Amortissement effectif ξ_{eff} (% de l'amortissement critique)	facteur B_D ou B_M
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
50%	2.0

D'après la comparaison entre les paramètres des relations (3.23.a) et (3.23.b) on a les périodes effectives de la structure isolée sont les paramètres qui influent le plus sur le déplacement de conception

III.6.2 Méthodes dynamiques

L'analyse dynamique peut être utilisée dans tous les cas, elle est effectuée sous forme d'une analyse modale spectrale ou d'une analyse de réponses temporelles (analyse par accélérogrammes) [40].

III.6.2.1 Méthode modale spectrale

Dans cette méthode la période fondamentale de la structure est utilisée pour obtenir l'accélération spectrale maximale (ou le déplacement). Ces accélérations spectrales peuvent ensuite être utilisées pour déterminer les forces maximales, les accélérations et les déplacements, tout au long de la structure. Les spectres de mouvement du sol utilisé doivent refléter le risque sismique de mouvement du sol à longue période [46].

L'application de la méthode modale spectrale est exigée dans les cas suivants [40] :

- La structure est située sur un site de classe A (roche dure), B (roche), C (Sol très dense et roche meuble) ou D (sol ferme)
- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement de conception.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel.
- Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge bilatérale

III.6.2.2 La méthode d'analyse par accélérogramme

L'analyse par accélérogramme consiste à soumettre un modèle mathématique d'un système de sol-structure à un enregistrement de séisme. En général, le modèle est soumis à plusieurs enregistrements du séisme [46].

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale [40].

Les codes exigent l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme dans les cas suivants :

- La structure située sur un site de classe E (sols meuble; mouvement de longue période) ou F (sols sujets aux problèmes de liquéfaction).
- La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30%
- La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

Les codes exigent d'autres conditions, au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées devraient être choisies.

III.7 Avantages et Inconvénients

On peut citer quelques avantages et inconvénient concernant l'emploi des appuis parasismiques.

III.7.1 Avantages :

- Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé dans les règles parasismiques.
- Les ouvrages restent opérationnels même après les séismes violents.
- Les dégâts aux éléments non structuraux et aux équipements sont faibles ou nuls.
- La réduction des charges sismiques permet de calculer la structure en hypothèse de comportement élastique. c'est-à-dire sans déformations permanentes, On évite la détérioration progressive de la construction.
- Les appuis restent intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis de nouveau séisme.

III.7.2 Inconvénients:

- Tous les ouvrages avec reliant le bâtiment (escaliers, tuyauterie, réseaux, ...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations.
- Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment isolée à la base nécessitent des largeurs importantes en raison des déplacements de chaque bloc, pour éviter l'entrechoquement des bâtiments
- Les transformations ultérieures de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas modifier d'une manière significative le comportement dynamique initial du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des isolateurs, sous peine d'entraîner des coûts d'adaptation élevés.

Conclusion

L'isolation sismique est une technique relativement nouvelle pour améliorer la performance sismique des structures civiles. Elle consiste à découpler le mouvement du sol de celui de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. L'effet de l'isolation sismique peut être atteint grâce à l'installation des appuis entre le bâtiment et la fondation.

Il existe plusieurs types d'isolation peuvent être utilisés basée sur, une approche qui consiste à installer des appuis de rigidité horizontale relativement faible et plus souple sous les forces latérales et l'autre pour augmenter la flexibilité dans une structure est de fournir une surface de glissement ou de frottement entre la fondation et la base de la structure.

Chapitre IV

**Modélisation numérique et évaluation de la
performance des structures**

Chapitre IV

Modélisation numérique et évaluation de la performance des structures

Introduction

Dans le cadre de ce travail, nous utilisons le programme ANSYS v13 pour modéliser les structures métalliques à des nœuds semi-rigides et isolées à la base.

Pour évaluer la performance des structures isolées à la base et des nœuds semi-rigides, une étude comparative entre une structure isolée à la base à nœuds semi-rigides et une structure sans le système isolation et des nœuds rigides sera faite.

La méthode d'analyse statique non linéaire (pushover) est utilisée, la comparaison doit être faite en terme de réponse en déplacements cibles, déplacements inter-étages et efforts tranchants à la base ainsi que dans un calcul plastique où l'on suit l'apparition des rotules plastiques et leur changement dans leur ordre d'apparition.

Cette comparaison est faite pour une même structure en utilisant le logiciel d'analyse des structures (ANSYS) en utilisant le même spectre de réponse élastique.

IV.1 La modélisation des structures métalliques

Le programme utilisé dans cette étude est l'un des principaux programmes d'éléments finis dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie, Il possède beaucoup de capacités d'analyse telles que, l'analyse statique linéaire, l'analyse statique non linéaire et l'analyse dynamique transitoire [47].

IV.1.1 La bibliothèque des éléments

Les types d'élément sont sélectionnés du logiciel basé sur le comportement prévu des éléments composant la structure.

IV.2.1 Élément poutre et/ou poteau [47]

L'élément poutre à deux nœuds et à trois dimensions quadratiques BEAM188 utilisé, possède six degrés au niveau de chaque nœud. Les degrés de liberté à chaque nœud translation en x, y et z, et les rotations autour de x, y et z.

Les caractéristiques de BEAM188 [47] :

- L'élément poutre doit se situer dans un plan XZ et ne doit pas avoir à une longueur ou à une section nulle.
- L'élément poutre peut avoir n'importe quelle forme de section pour laquelle le moment d'inertie peut être calculé. Cependant, les contraintes sont déterminées comme si la distance de l'axe neutre et la fibre extrême est la moitié de la hauteur.

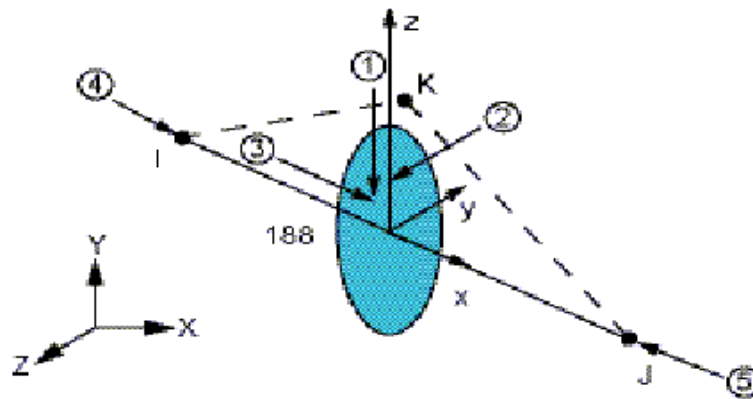


Figure 4.1: L'élément BEAM188 [47]

La géométrie, les emplacements de nœuds, et le système de coordonnées pour cet élément sont présentés sur la figure (4.1), BEAM188 est définie par des nœuds I et J dans le système de coordonnées globales [47].

IV.2.2 Élément de ressort non-linéaire (COMBIN39) [47]

L'élément ressort non linéaire est utilisé pour les assemblages à travers COMBIN39 qui est un élément unidirectionnel avec une capacité de déviation non linéaire de force-déplacement ou de moment-rotation peut être utilisé dans n'importe quelle analyse. L'élément a une capacité se déformer dans le sens longitudinal ou flexionnel par les applications à 1-D, 2-D ou 3-D.

La déformation longitudinale par traction-compression uni-axiale a jusqu'à trois degrés de liberté à chaque nœud: translation dans les axes x, y, et z. L'option de déformer avec torsion par de rotation purement à trois degrés de liberté au niveau de chaque nœud: les rotations autour les axes x, y et z. La flexion ou translation ne sont pas considérés.

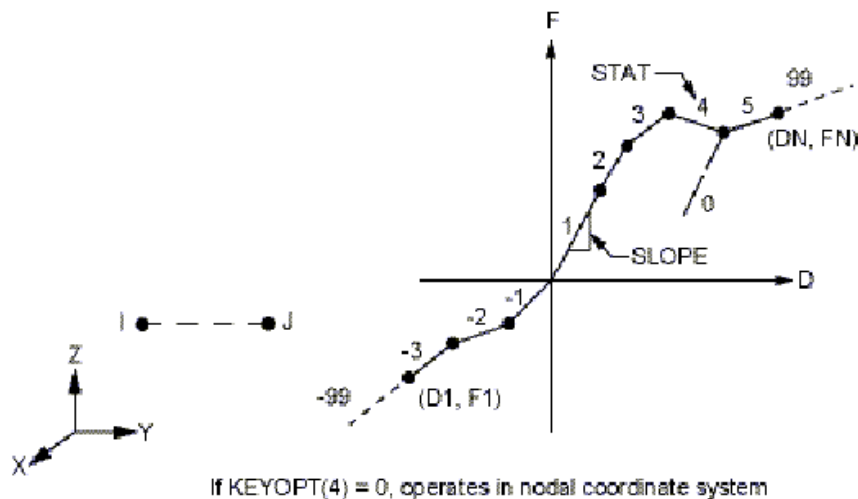


Figure 4.2: La courbe force-déplacement ou (moment-rotation)
d'un élément COMBIN39 [47]

La géométrie, les emplacements de nœuds, et le système de coordonnées pour cet élément sont présentés sur la figure (4.2). L'élément est défini par deux points d'une courbe Force-déplacement généralisé. Les points sur cette courbe (D1, F1, etc.) représentent la force (ou le moment) par rapport à la translation relative (ou rotation) pour les analyses structurelles.

L'analyse caractéristique a trois étapes essentielles [47]:

- 1- Création du modèle : Définition des types des éléments, des constantes, des propriétés des matériaux, des sections des éléments, couplages des nœuds coïncidents.
- 2- Appliquer les charges et obtenir la solution : Définition du type d'analyse et des options d'analyses, Les charges extérieures et les conditions aux limites puis du lancement de l'analyse linéaire ou non linéaire
- 3- Examiner les résultats.

IV.2 Exemple de calcul

On évaluera l'influence de la semi-rigidité de l'assemblage sur le comportement global de la structure par une analyse statique linéaire. L'exemple traité est une structure à trois niveaux (figure 4.3) proposée par Barakat and Chen [48], Les caractéristiques géométriques de la structure étudiée sont données dans le tableau (4.1)

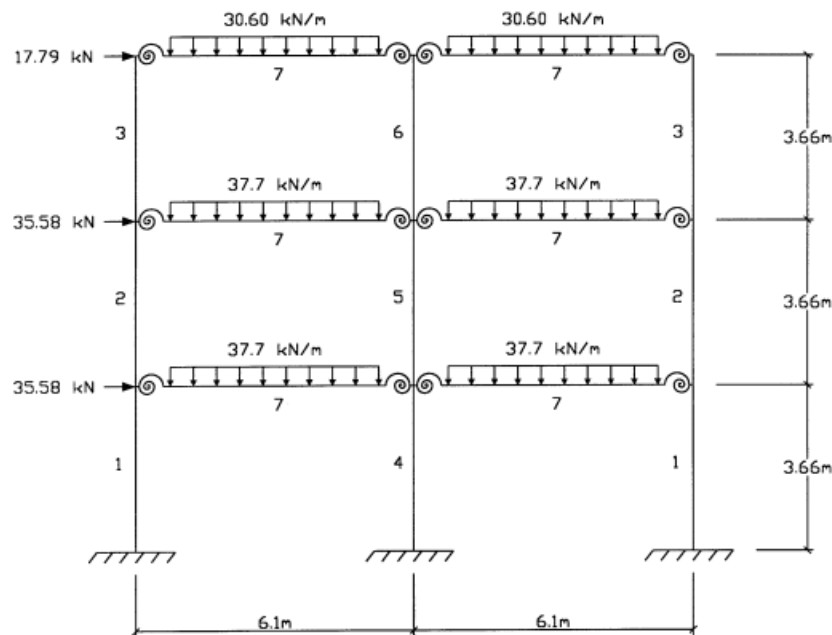


Figure 4.3: Configuration de structure étudiée [48]

Tableau 4.1: Caractéristiques géométriques des éléments structuraux [48]

Elément	Section
1	W24X55
2	W21X44
3	W12X26
4	W30X108
5	W24X55
6	W18X35
7	W14X26

IV.2.1 Loi de comportement des assemblages

Pour la semi-rigidité de l'assemblage on utilise le facteur de fixité (75 % et 50%, 25%), et on calcule la rigidité rotationnelle d'après la relation (2.22).

$$r_j = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{R_j L}} ; j = 1,2 \quad (2.22)$$

Le tableau suivant représente le comportement des assemblages utilisés:

Tableau 4.2: Les caractéristiques de matériel des éléments structuraux

Section	Facteur de fixité	La rigidité rotationnelle R_j (kN.rad/m)
W14X26	75%	30091.5
	50%	10030.5
	25%	3343.5

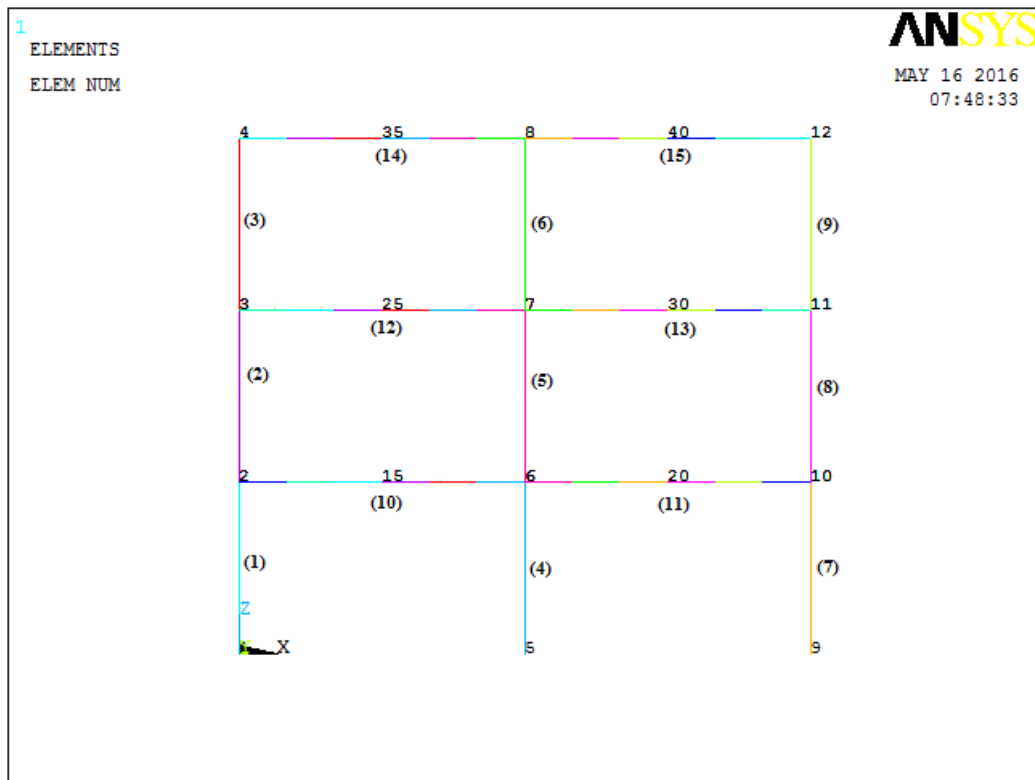


Figure 4.4: Numérotation des éléments

IV.2.2 Résultats

Les résultats et comparaisons entre les déplacements et les efforts internes pour les différents cas de rigidité sont montrés dans les tableaux (4.3) et (4.4) respectivement et les diagrammes des moments présentés dans les figures (4.5), (4.6), (4.7) et (4.8).

Tableau 4.3: Comparaison des déplacements

/	Rigide	Semi-Rigide		
		75%	50%	25%
Déplacement max (cm)	1.24	1.62	2.11	2.86

On remarque que le déplacement d'étage a changé dans une direction progressivement croissante de 75%, 50% et 25%.

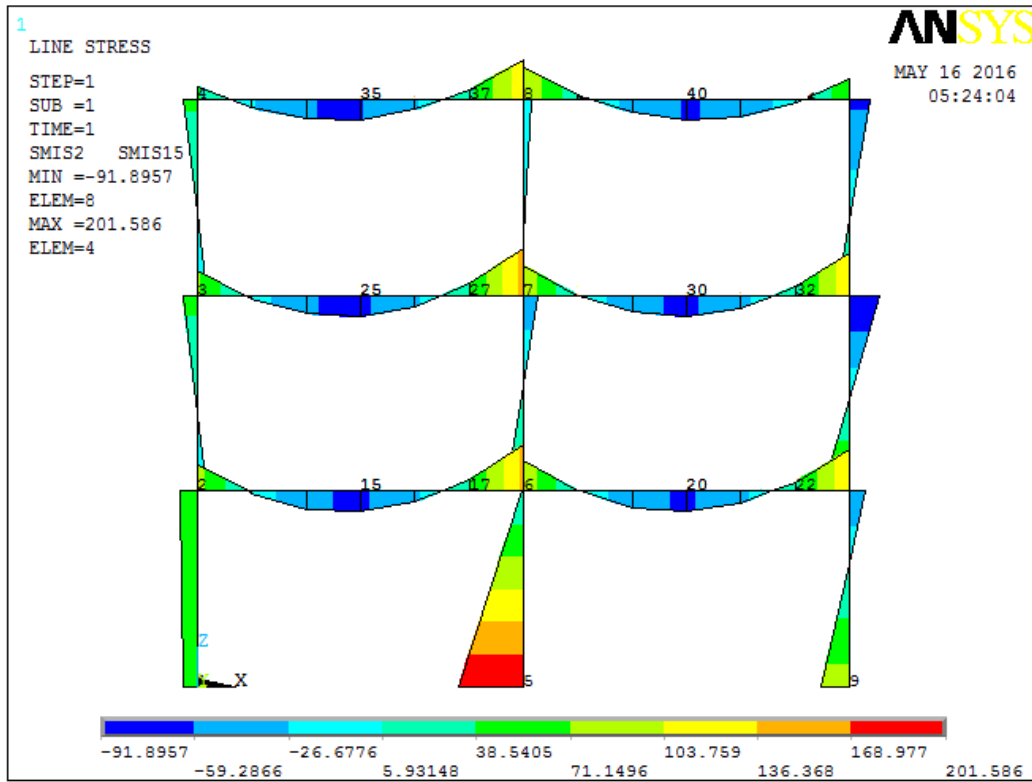


Figure 4.5: Diagramme des moments (rigide)

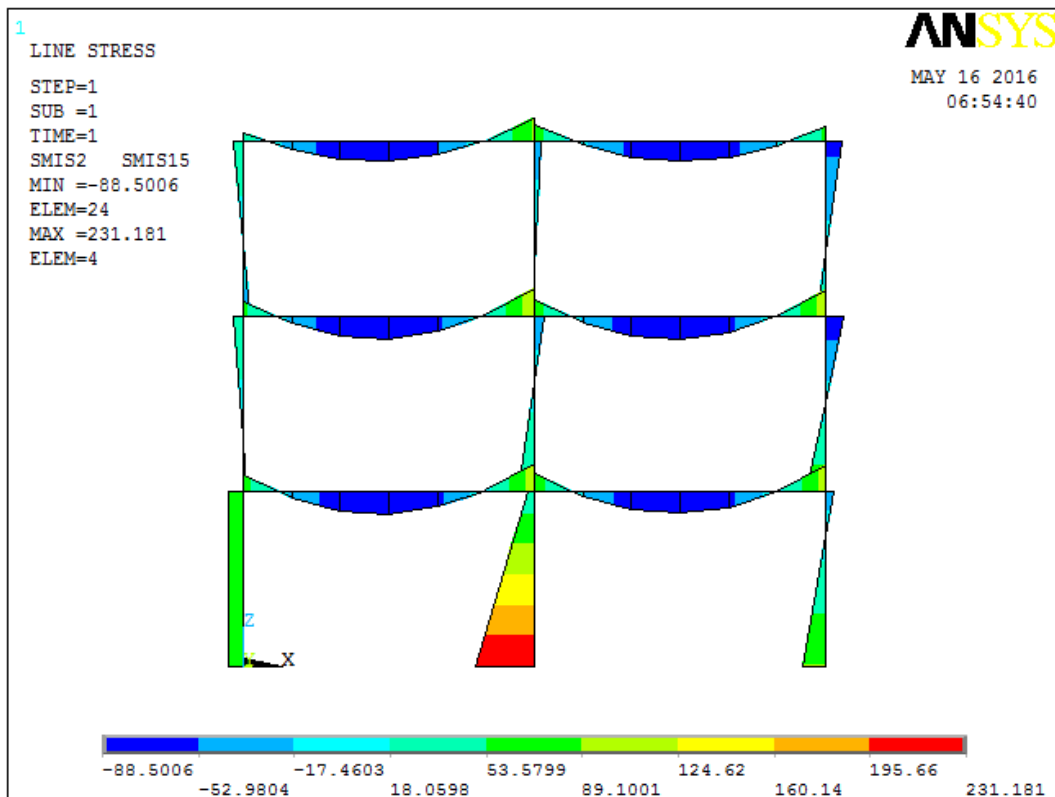


Figure 4.6: Diagramme des moments (75%)

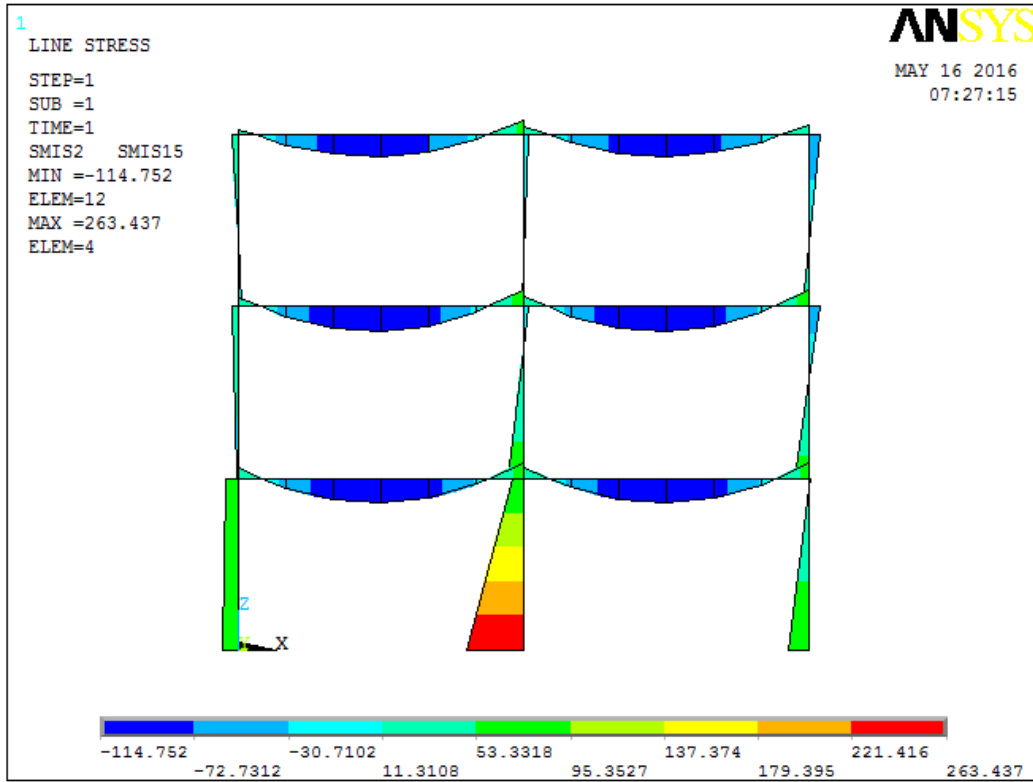


Figure 4.7: Diagramme des moments (50%)

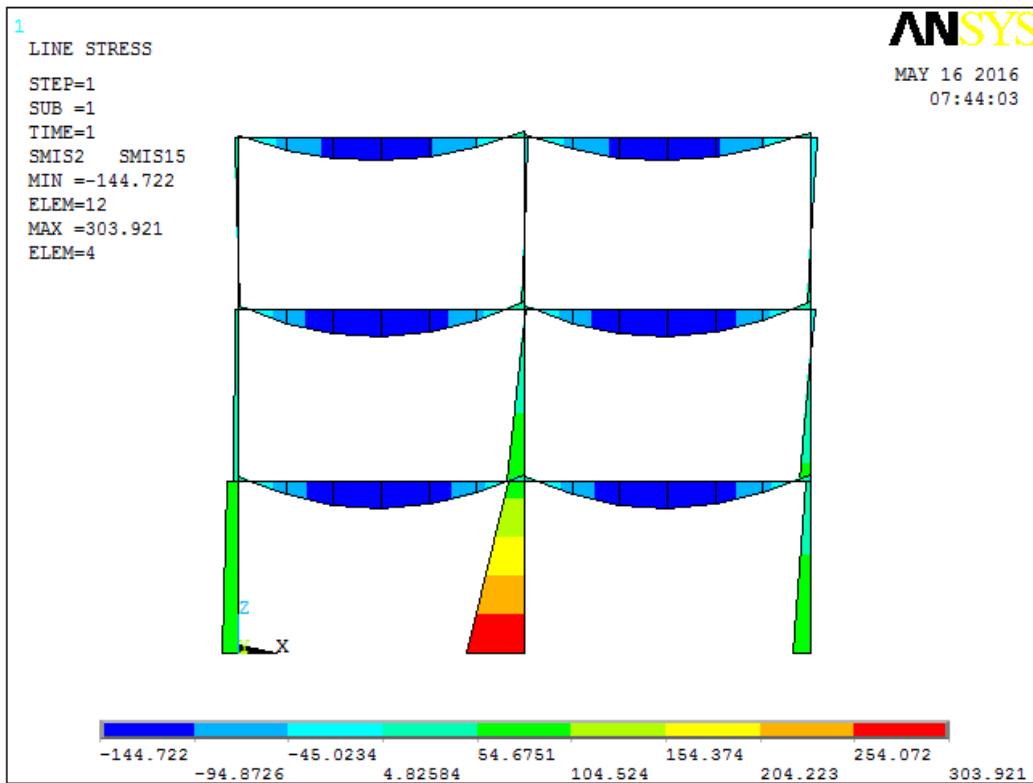


Figure 4.8: Diagramme des moments (25%)

Tableau 4.4: Différentes comparaisons des moments en (kN.m)

Elément	Nœud	Rigide	Semi-rigide		
			75%	50%	25%
1	1	43.763	56.04	69.819	86.447
	2	-54.584	-54.982	-54.424	-54.97
2	2	-29.513	-15.196	3.2625	27.332
	3	-45.929	-36.292	-26.1	-17.342
3	3	-31.725	-27.739	-19.898	-6.8893
	4	-42.652	-38.342	-29.094	-15.439
4	5	201.59	231.18	263.44	303.92
	6	-3.9767	-27.277	-52.084	-82.392
5	6	52.506	61.783	74.545	93.802
	7	43.963	36.259	24.722	6.0272
6	7	10.162	8.4859	8.7895	13.71
	8	23.947	24.947	23.949	18.505
7	9	87.207	90.039	92.492	95.911
	10	51.562	30.557	6.3184	-23.36
8	10	82.411	75.679	68.805	63.5
	11	91.896	73.101	50.098	22.016
9	11	40.432	35.846	29.236	21.574
	12	64.948	61.913	52.13	33.651
10	2	84.097	70.178	51.162	27.638
	15	60.878	84.818	111.5	141.47
	6	-144.85	-110.89	-76.532	-40.117
11	6	96.322	76.385	54.071	28.708
	20	60.204	84.042	110.75	140.93
	10	-133.97	-106.24	-75.124	-40.14
12	3	77.654	64.031	45.998	24.231
	25	62.062	85.253	111.4	141.16
	7	-148.93	-116.17	-81.903	-44.159
13	7	94.803	71.422	48.391	24.422
	30	61.787	85.168	111.49	141.35
	11	-132.33	-108.95	-79.334	-43.59
14	4	42.652	38.342	29.094	15.439
	35	58.283	75.575	94.333	115.96
	8	-125.44	-95.164	-66.896	-37.302
15	8	101.49	70.217	42.947	18.797
	40	59.109	76.263	94.79	116.1
	12	-64.948	-61.913	-52.13	-33.651

IV.2.3 Interprétation

Dans les résultats précédents on remarque :

Une diminution des moments fléchissent au niveau des nœuds d'une façon progressive pour le facteur de fixation est égale 75%, 50% et 25% d'environ 20%, 40%, et 70% par rapport aux résultats dans le cas rigide par contre au niveau des travées le moment a augmenté d'environ 30%, 60%, et 100% par rapport aux résultats dans le cas rigide. Ces résultats sont logiques car la rigidité en rotation est inférieure à celle du cas rigide.

En termes de déplacement, nous remarquons que le déplacement d'étage a augmenté dans une direction progressivement de 75% à 25% d'environ 30%, 70% et 130% par rapport aux résultats dans le cas rigide.

On peut constater que, les structures sont très sensibles au type d'assemblages du point de vue de l'encastrement vers l'articulation. Mais, il faudra faire attention au déplacement horizontal et ses conséquences sur les structures.

IV.3 Evaluation de la performance des structures

IV.3.1 Description de la structure étudiée [49]:

Dans cette partie on va évaluer la performance des structures isolées à la base et des nœuds semi-rigides, on fait une étude comparative entre une structure isolée à la base à nœuds semi-rigides et une structure sans le système isolation et des nœuds rigides.

La structure étudiée est un bâtiment à usage de bureaux de 7 étages, le contreventement du bâtiment est assuré par 3 portiques métalliques de longueur 6.35 m et de hauteur d'étage 3.56 m, il fait partie du groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).

Les caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé sont:

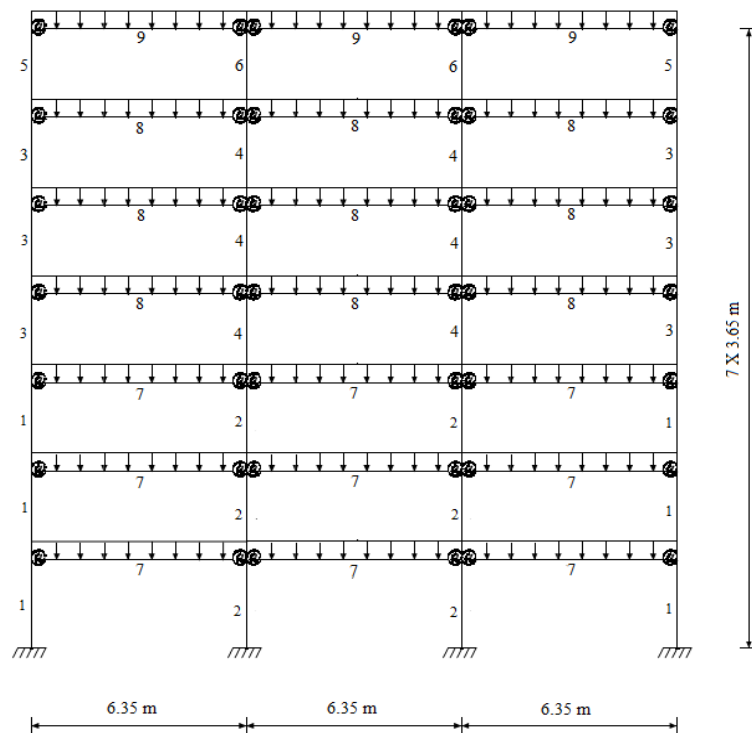
- Pour l'acier de construction, la limite élastique est 345 Mpa.
- Pour les platines d'extrémité de l'assemblage, la limite élastique est 250 Mpa

Les charges et surcharges sont représentées dans le tableau (4.5) suivant:

Tableau 4.5: Les charges et les surcharges [49]

	Etages courant	Terrasse inaccessible
G kN/m	24.52	24.52
Q kN/m	17.16	9.81

Le dimensionnement des éléments structuraux est donné dans le tableau (4.6) et la vue en élévation est présentée dans la figure (4.9) suivante :

**Figure 4.9:** Configuration du portique de 07 niveaux [49]**Tableau 4.6:** Caractéristiques géométriques des éléments structuraux [49]

Elément	Profile
1	W24 x 104
2	W24 x 117
3	W21 x 101
4	W24 x 104
5	W16 x 67
6	W12 x 35
7	W21 x 62
8	W18 x 35
9	W21 x 57

IV.3.2 L'analyse statique non linéaire

L'analyse statique par poussée progressive permet l'évaluation de la performance de la structure ci-dessus, elle sera menée pour les différentes situations de structures nœuds rigides avec et sans système d'isolation (notée respectivement, "IS" et "rigide"), et de structures à nœuds semi-rigides avec et sans système d'isolation (notée respectivement, "IS+SR" et "SR").

IV.3.2.1 Loi de comportement des éléments

Dans cette étude, on utilise la loi de comportement élastique non linéaire parfaitement plastique avec écrouissage de $(0.01E_y)$. La courbe de comportement des éléments (poteaux, poutres) est donnée sur la figure (4.10).

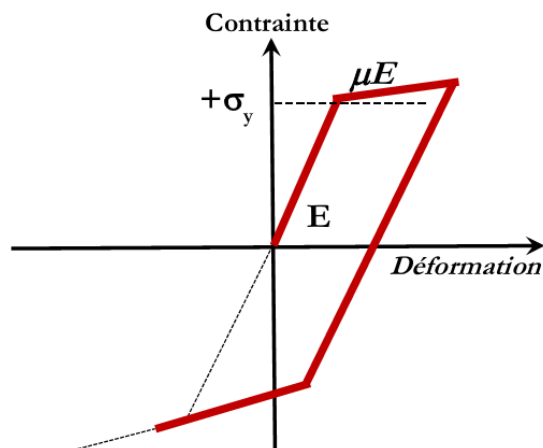


Figure 4.10: Courbe de comportement de matériau [47]

IV.3.2.2 Loi de comportement de l'assemblage

Dans cette étude on a utilisé le modèle non linéaire de Ramberg–Osgood,. La forme générale de la courbe moment-rotation du modèle est donnée par la relation (2.15) et la figure (2.19) du chapitre II précédent.

$$\frac{\theta}{\theta_y} = \frac{|M|}{M_y} \left[1 + \left(\frac{|M|}{M_y} \right)^{\xi-1} \right] \quad (2.15)$$

Le modèle Ramberg-Osgood nécessite trois paramètres : M_y , θ_y , ξ . Ils sont calculés à partir des équations (4.1), (4.2) et (4.3) ci-dessous :

$$M_y = e^{0.507} (g)^{-0.003} (d_b)^{1.130} (p_f)^{0.448} (b_p)^{0.139} (t_p)^{0.095} (t_f)^{0.117} \\ \times (t_w)^{0.134} (h)^{1.136} (F_y)^{0.296} \quad (4.1)$$

$$\theta_y = e^{-6.266} (g)^{0.555} (d_b)^{0.231} (p_f)^{2.938} (b_p)^{-0.499} (t_p)^{-0.563} (t_f)^{-0.08} \\ \times (t_w)^{-0.485} (h)^{-1.102} (F_y)^{-0.062} \quad (4.2)$$

$$\xi = e^{16.315} (g)^{0.077} (d_b)^{0.974} (p_f)^{0.946} (b_p)^{-1.009} (t_p)^{-0.478} (t_f)^{-0.287} \\ \times (t_w)^{-0.451} (h)^{0.011} (F_y)^{-1.363} \quad (4.3)$$

Les dimensions et la géométrie de ce type d'assemblage sont indiquées sur la figure (4.11) suivante :

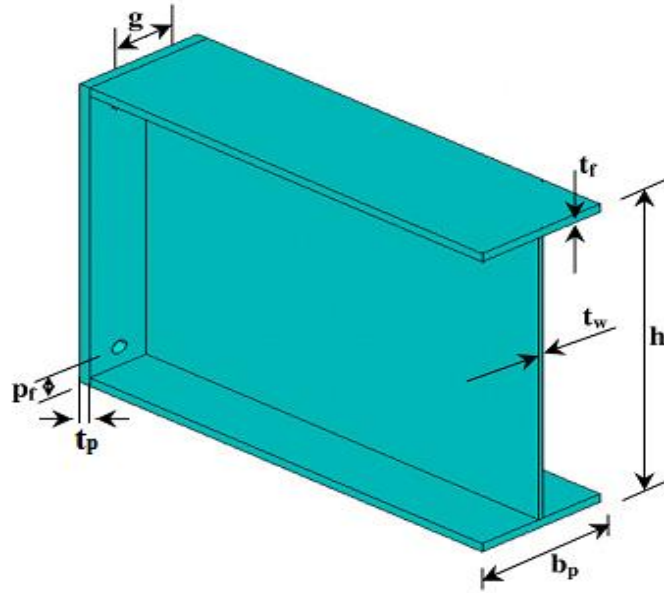


Figure 4.11: Les paramètres des dimensions et la géométrie du modèle Ramberg-Osgood [28].

Les courbes (M- θ) de l'assemblage semi-rigide seront tracées pour toutes les poutres en utilisant la relation (2.15) du modèle de Ramberg-Osgood. Ces courbes sont données sur la figure (4.12) suivante :

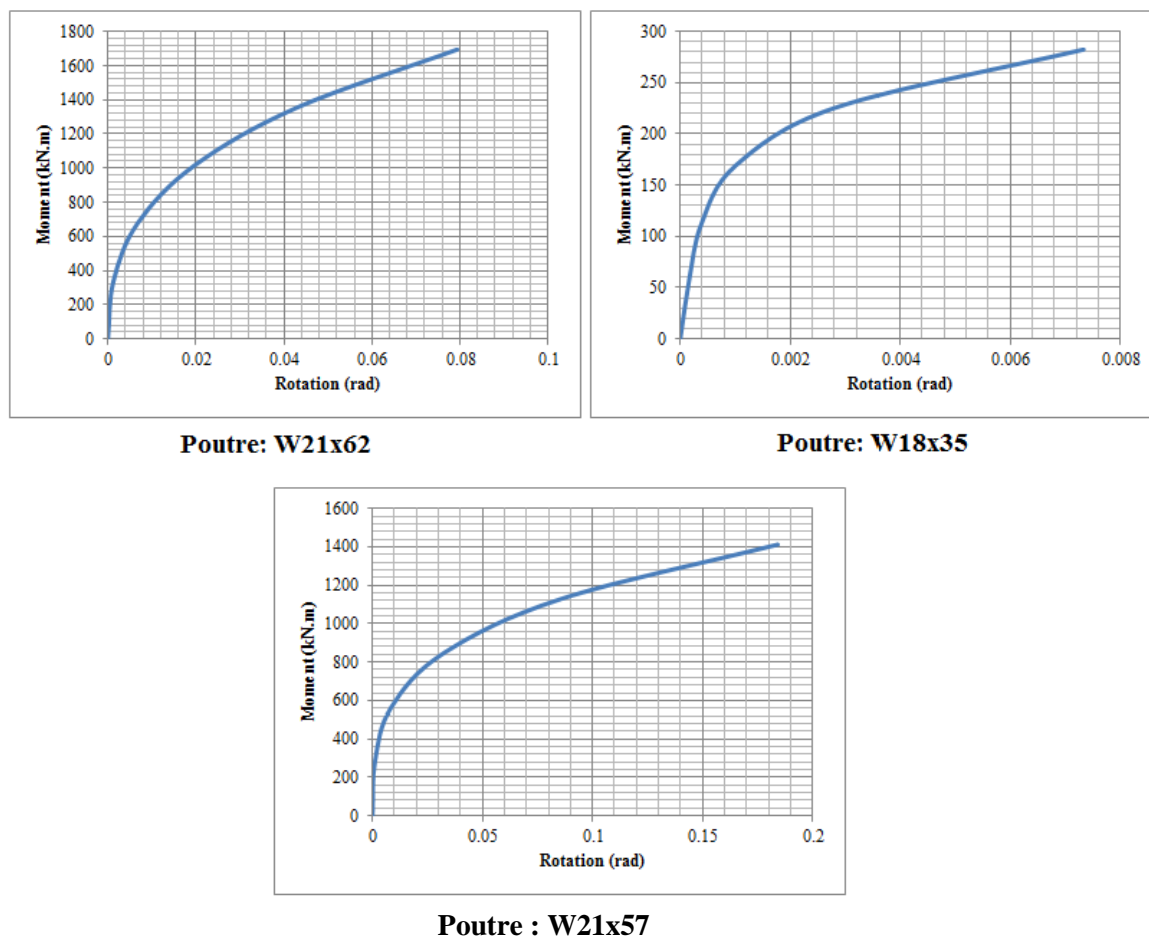


Figure 4.12: Courbe moment - rotation des assemblages des poutres

D'après la comparaison entre les lois de comportement des assemblages, on remarque que les dimensions de la poutre ont une influence sur la rigidité rotationnelle, plus les dimensions sont petites, plus la rigidité rotationnelle diminue.

IV.3.2.3 Loi de comportement de l'appui

On utilise des appuis parasismiques pour réduire les efforts sismiques ainsi que les déplacements inter-étages de structure, dans ce cas le système d'isolation consiste en 04 appuis placés d'une façon concentrique sous chaque poteau, les appuis doivent être calculés sous la charge qui leur revient.

Dans notre illustration, la loi de comportement des appuis parasismiques sera déterminée.

Pour cet exemple :

- Le rapport d'amortissement effective est $\xi_{\text{eff}} = 20\%$ [45].
- Le coefficient d'amortissement est $B_D = 1.5$ [45].

- Pour le site du bâtiment isolé avec de longues périodes, le coefficient sismique est $S_D=0,4$.
- la période d'isolation effective de conception T_D de la structure isolée doit être supérieure à trois fois la période de base fixe. Dans ce cas, nous supposons que: $T_D = 4.5$ s.
- La charge verticale W supportée par l'appui est égale à: 1811.55 kN.

La loi de comportement de l'appui parasismique est bilinéaire, la figure (4.13) représente les caractéristiques de ce comportement.

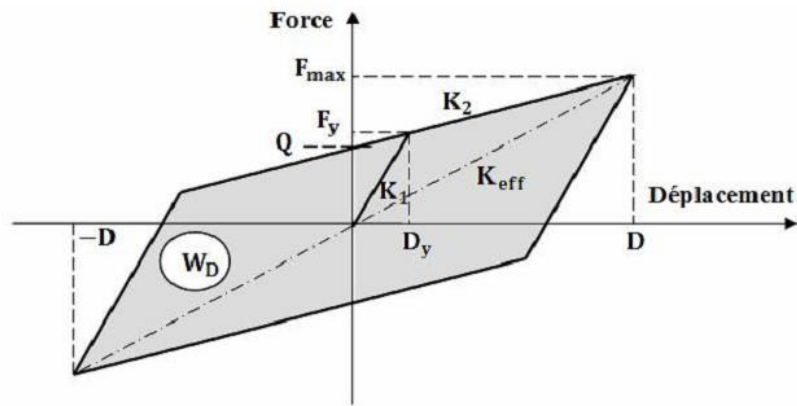


Figure 4.13: Le comportement bilinéaire de l'appui parasismique [41].

Les paramètres de l'approximation bilinéaire exprimant la loi du comportement sont les suivants [45]:

La rigidité effective K_{eff} est :

$$K_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 = \frac{1811.55}{9.81} \times \left(\frac{2\pi}{4.5} \right)^2 = 360.01 \text{ kN/m} \quad (4.4)$$

Le déplacement de conception est :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) S_D T_D}{B_D} = \frac{\left(\frac{9.81}{4(\pi)^2} \right) \times 0.4 \times 4.5}{1.5} = 0.3 \text{ m} \quad (4.5)$$

La force d'élasticité à court terme est :

$$Q = \frac{\pi}{2} K_{\text{eff}} \cdot \xi_{\text{eff}} \cdot D_D = \frac{\pi}{2} \times 360.01 \times 0.2 \times 0.3 = 33.71 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Où la rigidité K_2 est le poste d'élasticité dans le sens horizontal [32] :

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D} = 360.01 - \frac{33.71}{0.3} = 246.97 \text{ kN/m} \quad (4.7)$$

Le module d'élasticité K_1 [45] :

$$K_1 = 10K_2 = 2469.70 \text{ kN/m} \quad (4.8)$$

Le déplacement élastique d'un appui :

$$D_y = \frac{Q}{(K_1 - K_2)} = \frac{33.71}{(2469.70 - 246.97)} = 0.015 \text{ m} \quad (4.9)$$

La force de rendement est :

$$F_y = K_1 D_y = 37.05 \text{ kN} \quad (4.10)$$

La force de cisaillement maximale correspondant au déplacement de conception D_D :

$$F_{\text{max}} = K_2 (D_D - D_y) + F_y = 107.43 \text{ kN} \quad (4.11)$$

Les résultats obtenus précédemment permettent de tracer la loi de comportement (Force – Déplacement) de l'appui de notre structure étudiée, tracée à la figure (4-14).

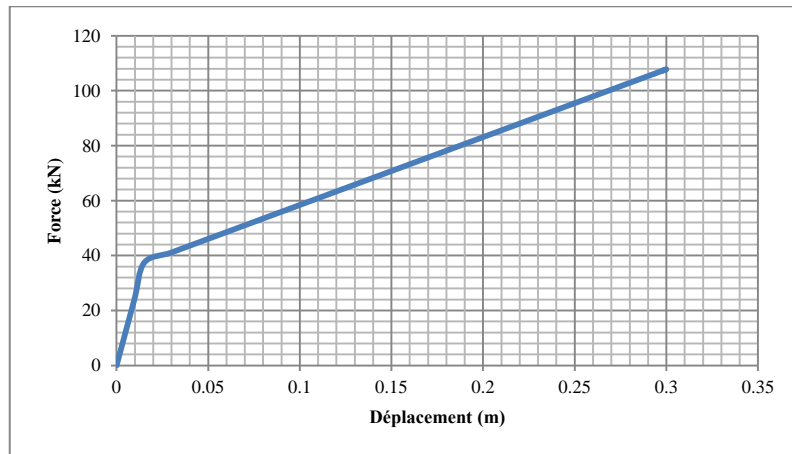


Figure 4.14: Courbe force - déplacement des appuis

Celle-ci est bilinéaire, le premier palier représente le déplacement élastique de l'appui et le deuxième celui du déplacement de conception.

IV.3.3 Résultats

IV.3.3.1 Les caractéristiques dynamiques des structures étudiées

L'analyse modale et les périodes propres des différents cas des structures étudiés obtenues sont données dans le tableau (4.7):

Tableau 4.7: Période fondamentale et les modes propres

	Étages	Rigide	Isolée à la base	Semi rigide	Semi rigide et isolée à la base
Modes propres $\{\Phi_i\}$	7	1	1	1	1
	6	0.884	0.899	0.876	0.888
	5	0.725	0.756	0.696	0.721
	4	0.535	0.581	0.494	0.530
	3	0.357	0.407	0.316	0.355
	2	0.207	0.250	0.177	0.209
	1	0.072	0.096	0.059	0.076
Période (s)		1.53	2.22	1.77	2.4
Variation en %		/	1.45	1.16	1.57

On remarque l'augmentation de la période fondamentale de la structure isolée à la base qui atteint 45%, et dans le cas de structure à nœuds semi-rigide un taux de 16%. Pour la structure à nœuds semi-rigides et isolée à la base le taux de 57%. Ce résultat montre que l'effet du système d'isolation assouplit la structure par le rallongement de la période fondamentale à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour les autres cas.

IV.3.3.2 Courbe de capacité (Pushover)

Afin de déterminer le déplacement cible, la courbe de capacité pour chaque configuration est nécessaire. Elle est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce que l'on atteigne la rupture, comme montré à la figure (4.15) qui représente les courbes Pushover de la structure dans les différents cas étudiés.

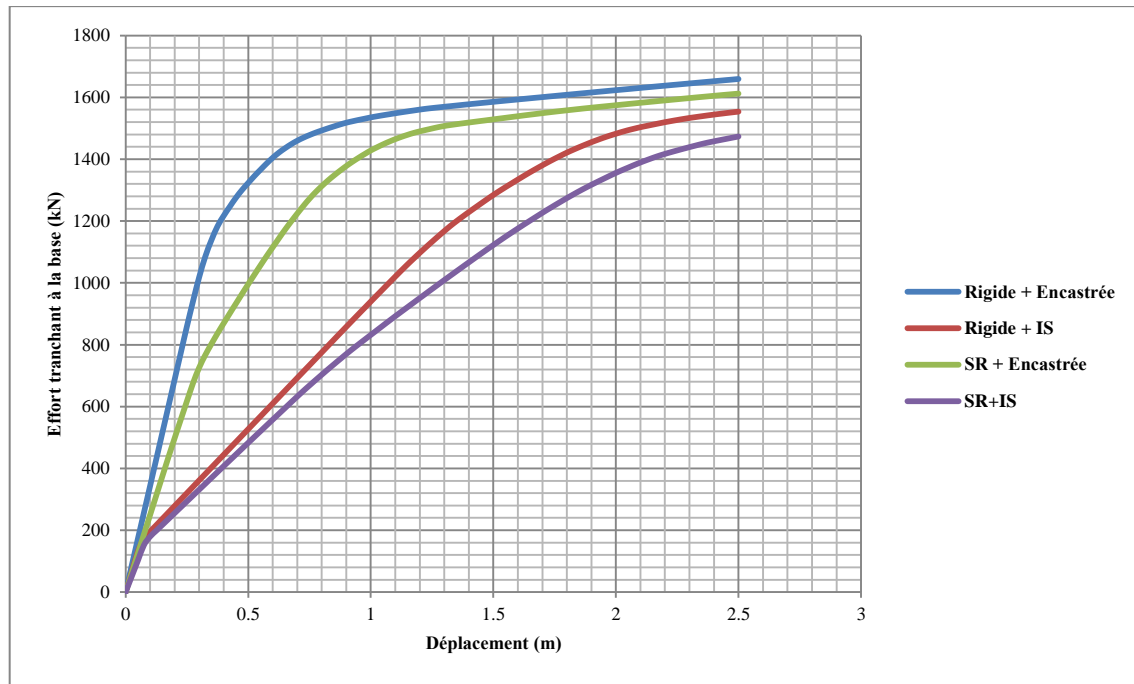


Figure 4.15: La courbe de capacité (Pushover) global de la structure

Ces courbes montrent l'influence de la semi-rigidité d'assemblage et l'isolation parasismique sur la capacité des structures. Les structures à nœuds rigides et à base fixe présentent une rigidité initiale supérieure à la rigidité des structures à nœuds semi-rigides, avec et sans l'isolation, en plus un changement des déplacements d'ordre décroissant rigide, semi-rigide, isolée, semi-rigide et isolée.

IV.3.3.3 Evaluation de la demande sismique

1) Spectre de réponse élastique

Dans cette étude, on utilise le spectre de réponse de règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 [43] de la figure (4.16), dont les caractéristiques sont :

- La zone III de forte sismicité.
- Groupe d'usage 1B (usage à bureaux).
- L'amortissement critique égal à 5%.
- Facteur de qualité Q égal à 1.35.
- Site S3 (Site meuble)

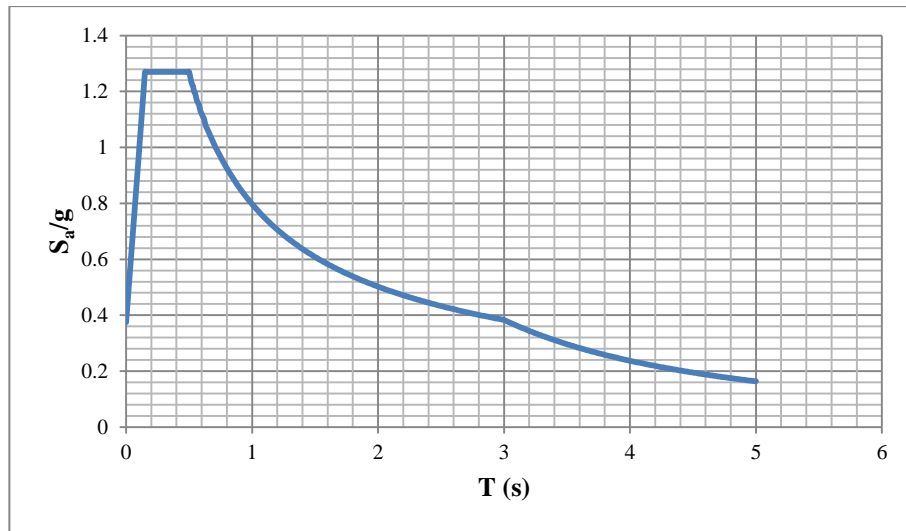


Figure 4.16: Spectre de réponse de RPA99 version 2003

2) Spectre de réponse au format ADRS

Le spectre de réponse élastique ($S_a - T$) est transformé au format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$). A partir la relation (1.4) pour tracer les deux spectres (demande – capacité) dans le même graphe.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1.4)$$

La figure (4.17) représente le spectre de réponse au format ADRS correspond au spectre de réponse élastique de calcul.

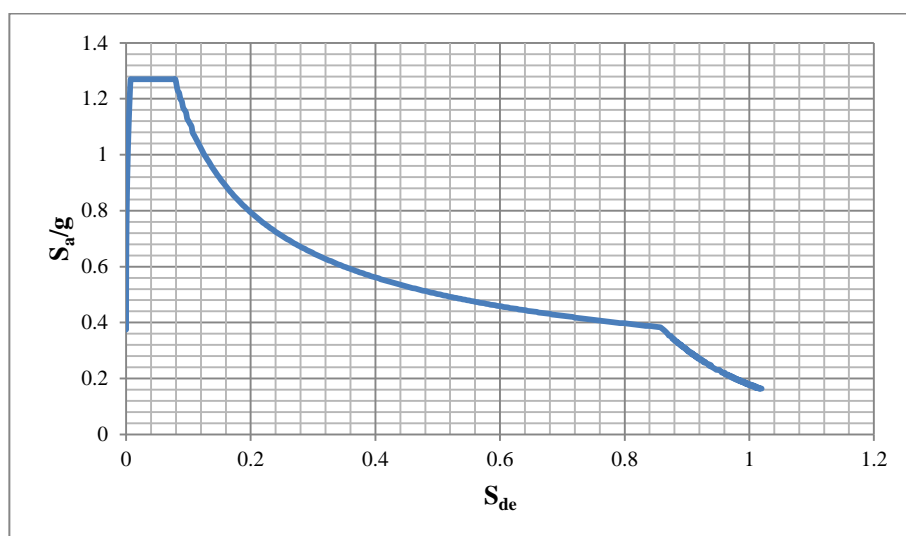


Figure 4.17: Spectre de réponse au format ADRS

IV.3.4 Evaluation du point de performance (déplacement cible)

IV.3.4.1 Idéalisation de la courbe de système SDOF

La détermination du déplacement (d^*) et la force (F^*) du système SDOF, respectivement à partir des équations (1.17) et (1.18). Suppose l'idéalisation des courbes pushover pour les différents cas des structures données à la figure (4.18).

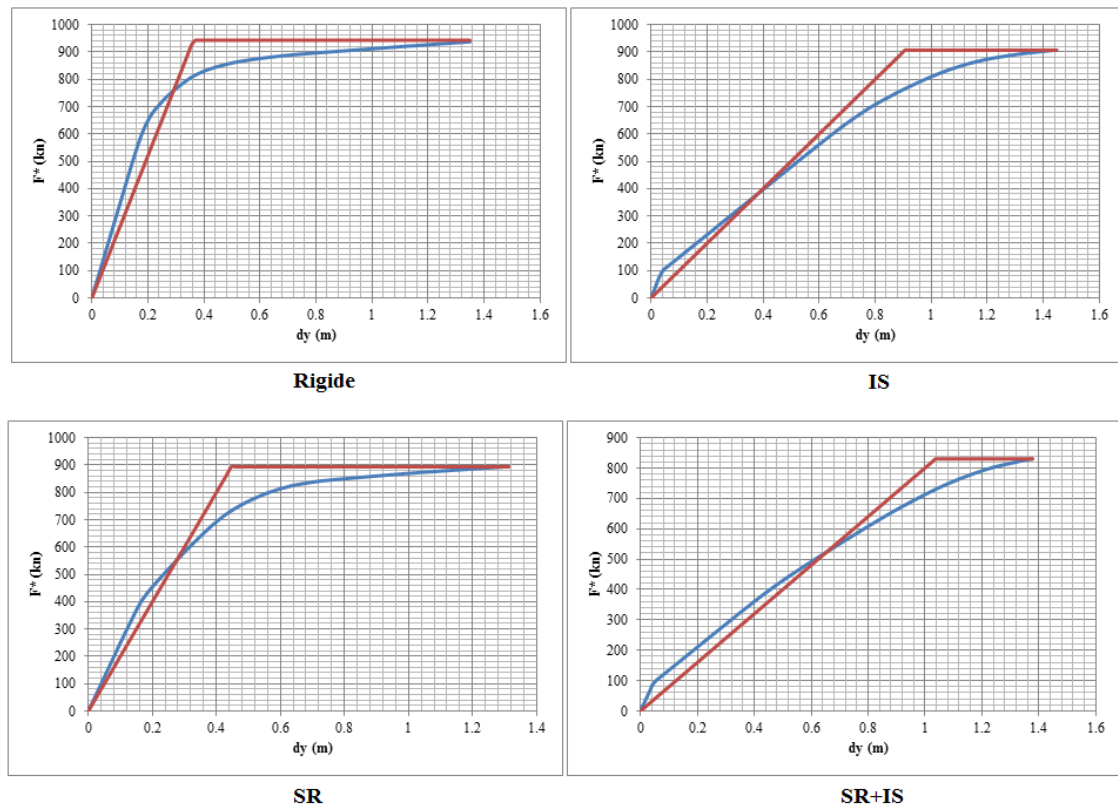


Figure 4.18: les courbes d'idéalisation de SDOF de structure 7 étages dans les différents cas étudiés

On remarque que la force et le déplacement équivalents (d^* et F^*) ont diminués dans une direction progressive de : Rigide, Semi-rigide, Isolée, Semi-Rigide et Isolée. Ce résultat montre que les effets de la semi rigidité de l'assemblage et les appuis parasismiques ont assoupli la structure.

IV.3.4.2 Caractéristiques de système SDOF

La détermination des caractéristiques du système SDOF afin de calculer le déplacement cible de système SDOF est importante. Elles sont résumées dans le tableau (4.8) ci-dessous.

Tableau 4.8: Les caractéristiques de système SDOF

Les caractéristiques de SDOF	Rigide	Isolée à la base	Semi rigide	Semi rigide et isolée à la base
Masse équivalent de système m^* (t)	3.07	3.37	2.85	3.08
Facteur de participation modale Γ	1.76	1.71	1.79	1.76
Limite élastique F_y^* (kN)	924.80	906.85	893.98	830.55
Période fondamentale T^* (s)	0.22	0.37	0.24	0.39
Déplacement de limite élastique d_y^* (m)	0.36	0.91	0.45	1.03
Déplacement cible de système d_t^* (m)	0.13	0.24	0.15	0.27

Dans les résultats précédents on remarque :

Une augmentation les périodes fondamentales d'une façon progressive rigide, semi-rigide, isolée, semi-rigide et isolée, ainsi les déplacements cible de système SDOF.

IV.3.4.3 Déplacement cible et effort tranchant maximum

Le déplacement cible et l'effort tranchant à la base se déterminent selon le modèle de SDOF est transformée en système de MDOF selon la relation (1.28) :

$$d_t = \Gamma \cdot d^* \quad (1.28)$$

Le tableau (4.9) ci-dessous résume leurs valeurs respectives :

Tableau 4.9: Déplacement cible et effort tranchant maximal

Type de structure	Déplacement cible (m)	Variation en %	Effort tranchant (kN)	Variation en %
Rigide	0.228	/	791.07	/
Isolée à la base	0.411	80	463.78	40
Semi rigide	0.269	18	627.97	21
Semi rigide et isolée à la base	0.476	209	453.35	43

Le tableau (4.9) nous montre une augmentation du déplacement cible de la structure à nœuds semi-rigide d'environ 18% et la structure isolée à la base atteint une valeur de 80.26%. Dans le cas de la structure à nœuds semi-rigides et isolée à la base une valeur double par rapport au déplacement de la structure à nœuds rigide et encastree à base. Par contre on a une diminution de l'effort tranchant à la base de la structure à nœuds semi-rigide d'environ 21%, pour la structure isolée à la base d'environ 40%, et pour la structure à nœuds semi-rigide isolée à la base à une valeur 43%.

Les figures (4.19), (4.20), (4.21) et (4.22) présentent les digrammes des moments correspondent les points cibles dans les différent cas de structure étudiés.

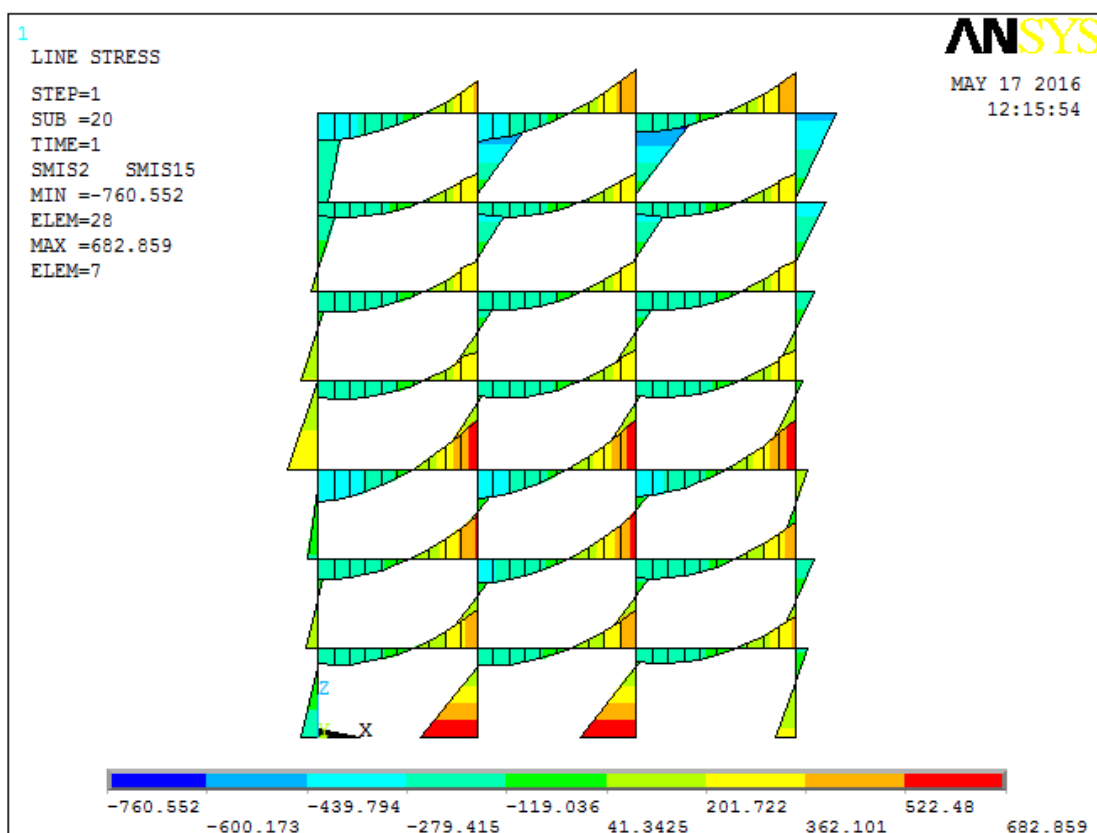


Figure 4.19: Le diagramme du moment de structure Rigide

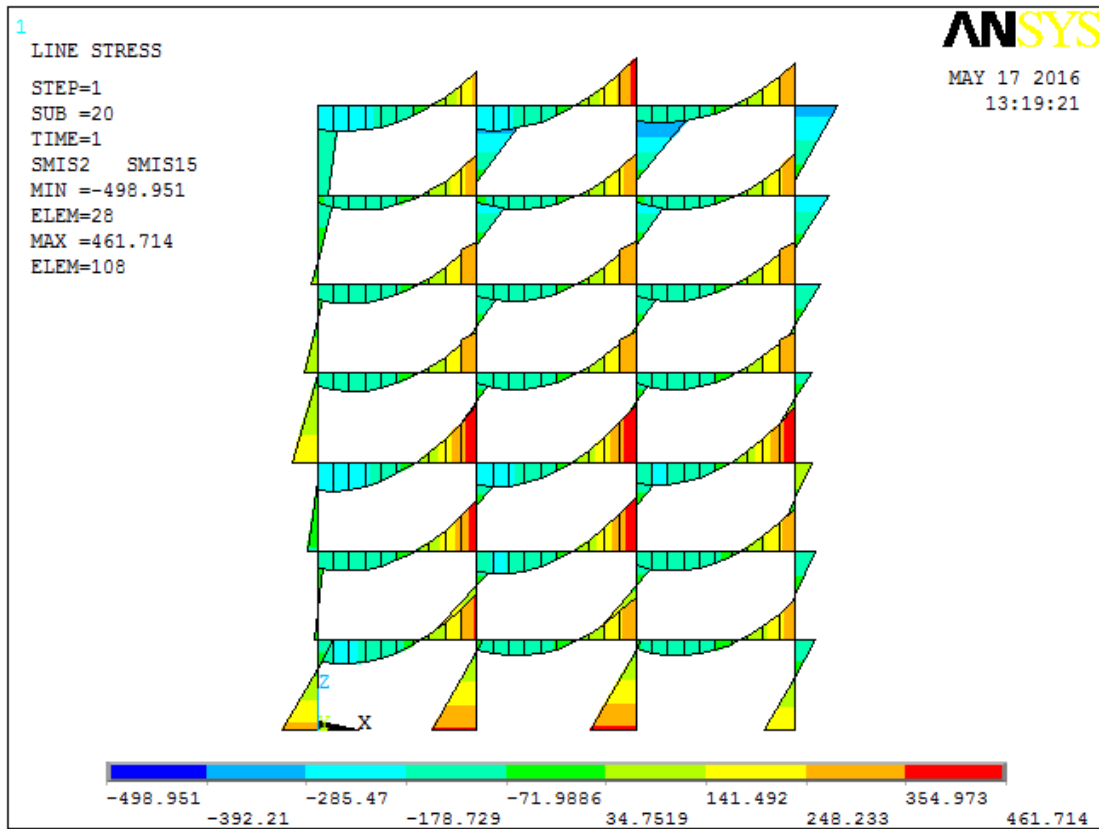


Figure 4.20: Le diagramme du moment de structure Isolée

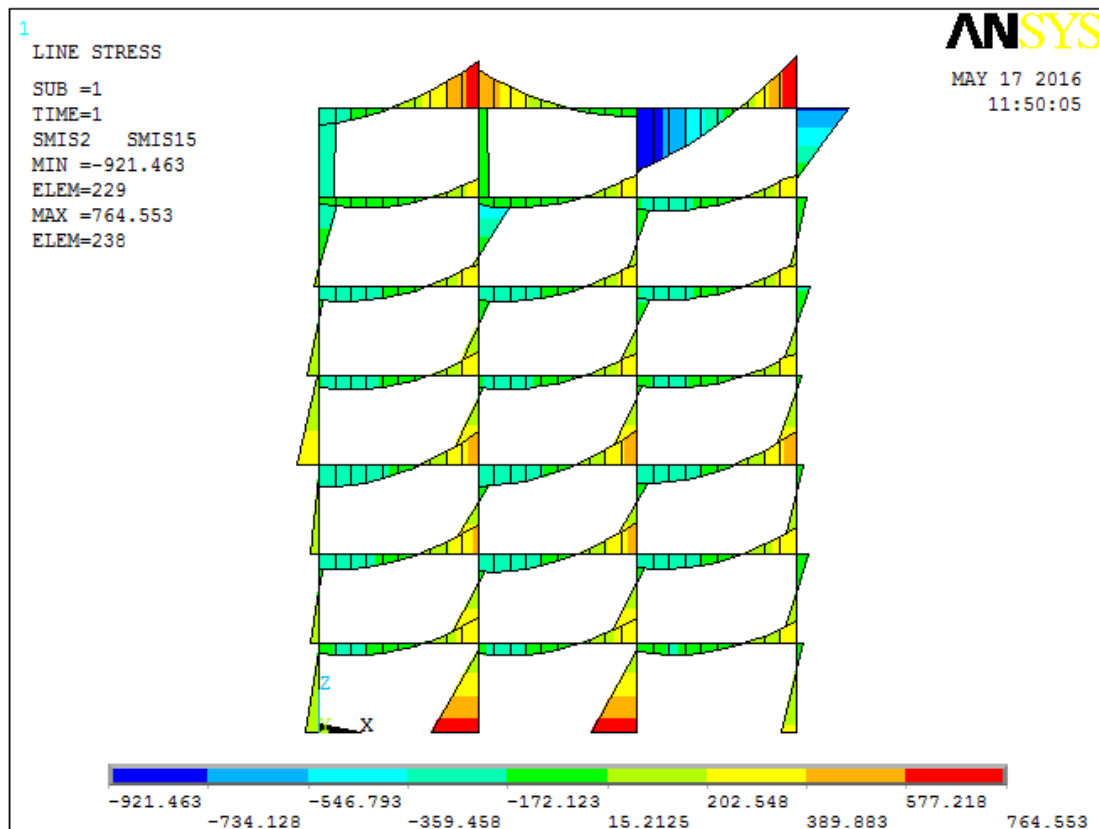


Figure 4.21: Le diagramme du moment de structure Semi-rigide

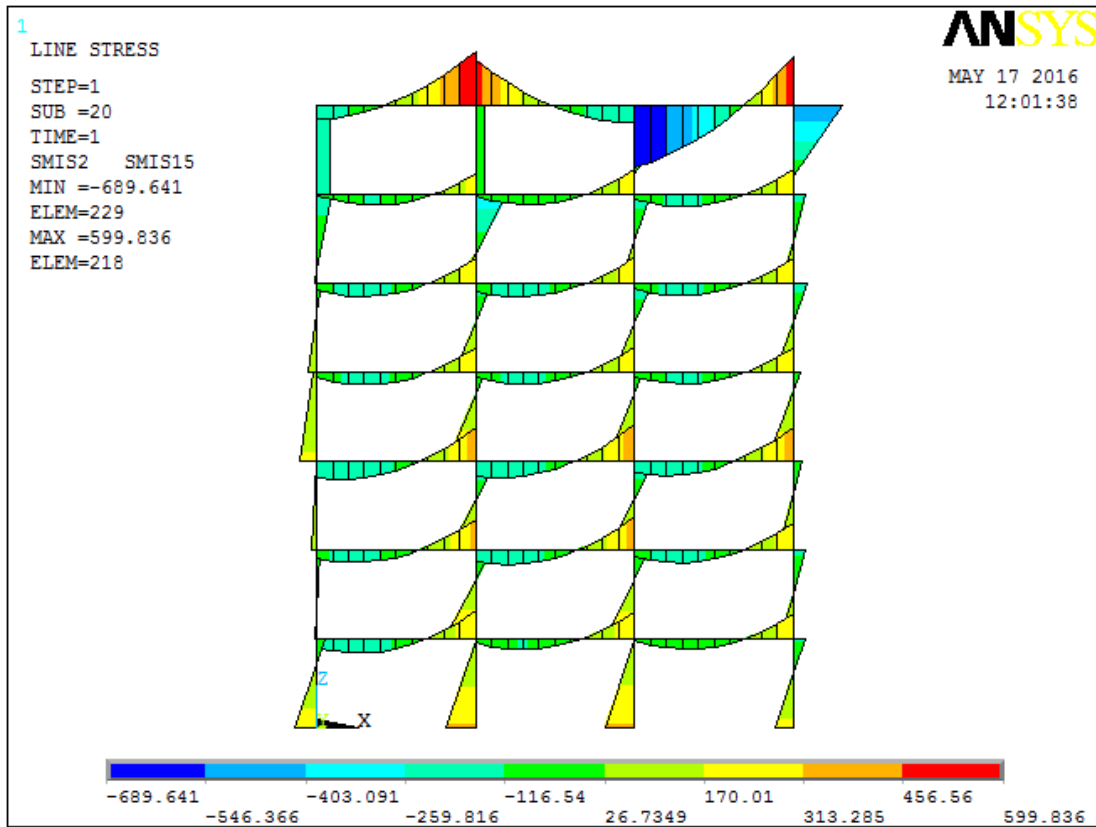


Figure 4.22: Le diagramme du moment de structure Semi-rigide et Isolée

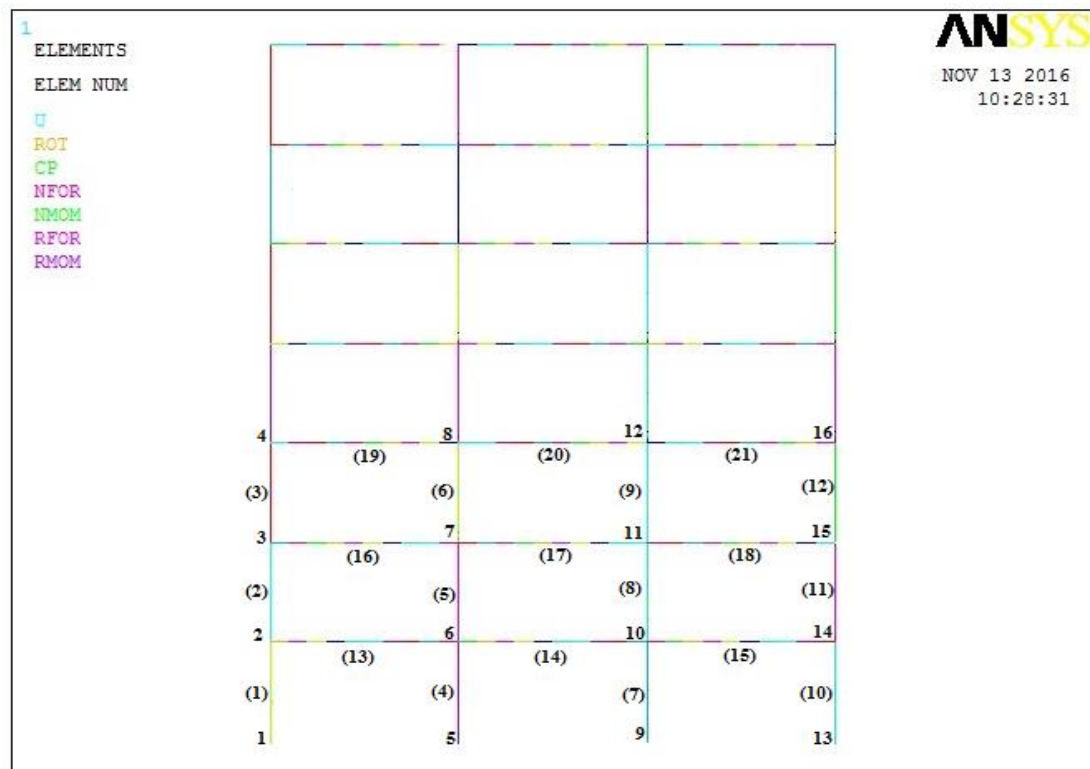


Figure 4.23: Numérotation des éléments

Tableau 4.10: Différentes comparaisons des moments en (kN.m)

Elément	Nœud	Rigide	IS	SR	SR+IS
1	1	554.2	2.4574	503.93	454.39
	2	-58.588	-402.9	-117.4	-43.592
2	2	279.46	87.591	271.37	135.85
	3	-80.467	-15.731	-2.5833	-11.035
3	3	249.56	112.8	263.68	168.7
	4	-59.856	-0.94278	-34.348	-33.527
4	5	701.9	361.26	631.82	421.62
	6	-118.57	-41.149	-17.311	-8.9048
5	6	558.25	341.56	505.77	388.79
	7	-345.3	-202.26	-212.58	-167.02
6	7	561.87	316.21	531.83	376.66
	8	-374.29	-211.36	-221	-171.76
7	9	705.61	361.15	635.16	420.51
	10	-121.95	-41.379	-20.899	-7.6677
8	10	558.16	335.07	506.18	385.13
	11	-351.02	-203.21	-217.31	-167.5
9	11	572.57	330.77	540.35	388.52
	12	-387.41	-225.58	-231.92	-182.8
10	13	604.63	345.12	548.53	400.82
	14	-64.796	-57.077	-7.2085	-11.592
11	14	421.96	274.09	397.02	306.25
	15	-218.45	-152.61	-120.24	-109.71
12	15	394.08	258.65	384.29	295.15
	16	-213.43	-155.81	-94.332	-99.162
13	2	-220.87	-85.134	-153.96	-92.263
	6	476.86	335.51	382.48	316.9
14	6	-199.96	-47.198	-140.59	-62.987
	10	480.13	327.23	386.25	312.83
15	10	-199.98	-49.215	-140.83	-64.639
	14	486.75	331.17	389.81	317.84
16	3	-330.02	-128.53	-266.26	-157.67
	7	583.1	390.9	482.62	387.72
17	7	-324.08	-127.57	-261.79	-155.96
	11	603.04	406.05	496.02	399.2
18	11	-320.55	-127.92	-261.64	-156.82
	15	520.52	350.26	384.53	320.86
19	4	-433.62	-186.01	-385.4	-241.06
	8	680.69	443.64	590.4	459.38
20	8	-434.15	-189.43	-383.44	-241.07
	12	712.6	467.98	610.46	476.94
21	12	-428.22	-191.93	-383.22	-244.01
	16	724.55	477.8	623.07	487.38

D'après les résultats précédents, les structures à nœuds semi-rigide dissipent plus l'énergie que la structure à nœuds rigides et les structures isolées à la base dissipent plus l'énergie que la structure à nœuds rigides et la structure à nœuds semi-rigides.

IV.3.4.4 Déplacements inter-étages

Ce qui nous amène à la détermination des déplacements inter-étages des structures, qui est indispensable pour l'évaluation des performances sismiques car les dommages structuraux sont liés directement aux déplacements inter-étages.

Les résultats de déplacement inter-étages de notre structure sont représentés sur la figure (4.24) suivante :

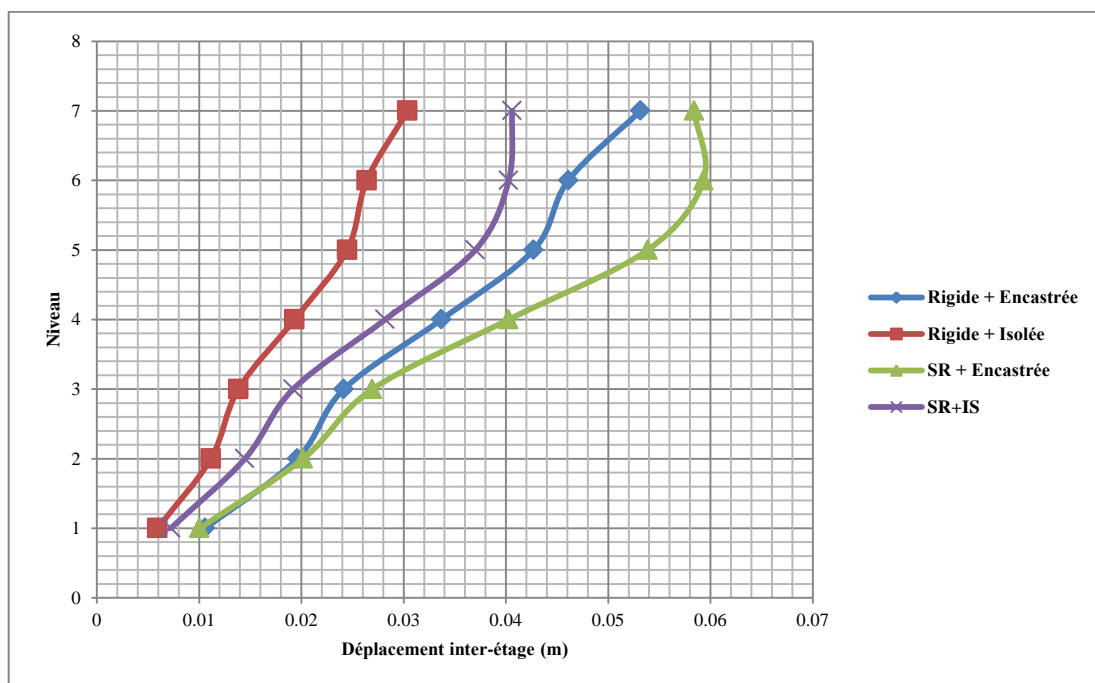


Figure 4.24: Déplacement inter-étages de la structure

Les variations des déplacements inter-étages maximaux de la structure étudiée par rapport à la structure rigide sont résumées dans le tableau (4.11).

Tableau 4.11: La variation des déplacements inter-étages maximaux

Type de structure	Variation de δ_{\max} en %
IS	57.14
SR	111.61
IS+SR	76.43

La figure (4.24) montre que les déplacements inter-étages de la structure à nœuds semi-rigide sont élevés par rapport à ceux des structures à nœuds rigides. Cette différence s'explique par la flexibilité des nœuds semi-rigides et son influence sur l'augmentation du déplacement inter-étages. Par contre les déplacements inter-étages des structures isolées à la base sont petits par rapport à ceux des structures à base fixe. Cette différence est due aux grands déplacements de la base de la structure isolée. Et les déplacements inter-étages de la structure à nœuds rigide et encastree à la base et la structure à nœuds semi-rigide et isolée à la base sont presque identiques. Ce résultat s'explique par l'augmentation de flexibilité des nœuds semi-rigides et la diminution des déplacements par l'isolation à la base.

IV.3.4.5 Distribution des rotules plastiques

Les forces et les déplacements causés par le séisme peuvent dépasser le seuil de l'élasticité des éléments de structures, et certaines zones entrent dans le domaine post élastique d'où l'apparition des rotules plastiques. Pour la détermination de ces zones qui sont dans le domaine post élastique, on utilise les formules suivantes [50]:

$$\% \text{ de plasticité} = 0 \quad \text{si} \quad M \leq M_y \quad (4.12)$$

$$\% \text{ de plasticité} = \frac{M - M_y}{M_p - M_y} \quad \text{si} \quad M > M_y \quad (4.13)$$

Où:

M : est le moment de sollicitation.

M_y : est le moment résistant.

M_p : est le moment ultime.

La figure (4.25) suivante représente la distribution des rotules plastiques aux déplacements cibles de notre structure:

Le point "A" pris pour explication nous montre clairement la différence de l'apparition des rotules plastiques selon les différentes configurations avec :

- Pour $M \geq M_p$ pour les éléments de la structure.
- ▲ Pour $M \geq M_y$ pour les éléments de la structure.
- Pour $M \geq M_p^{\text{ass}}$ pour les assemblages.

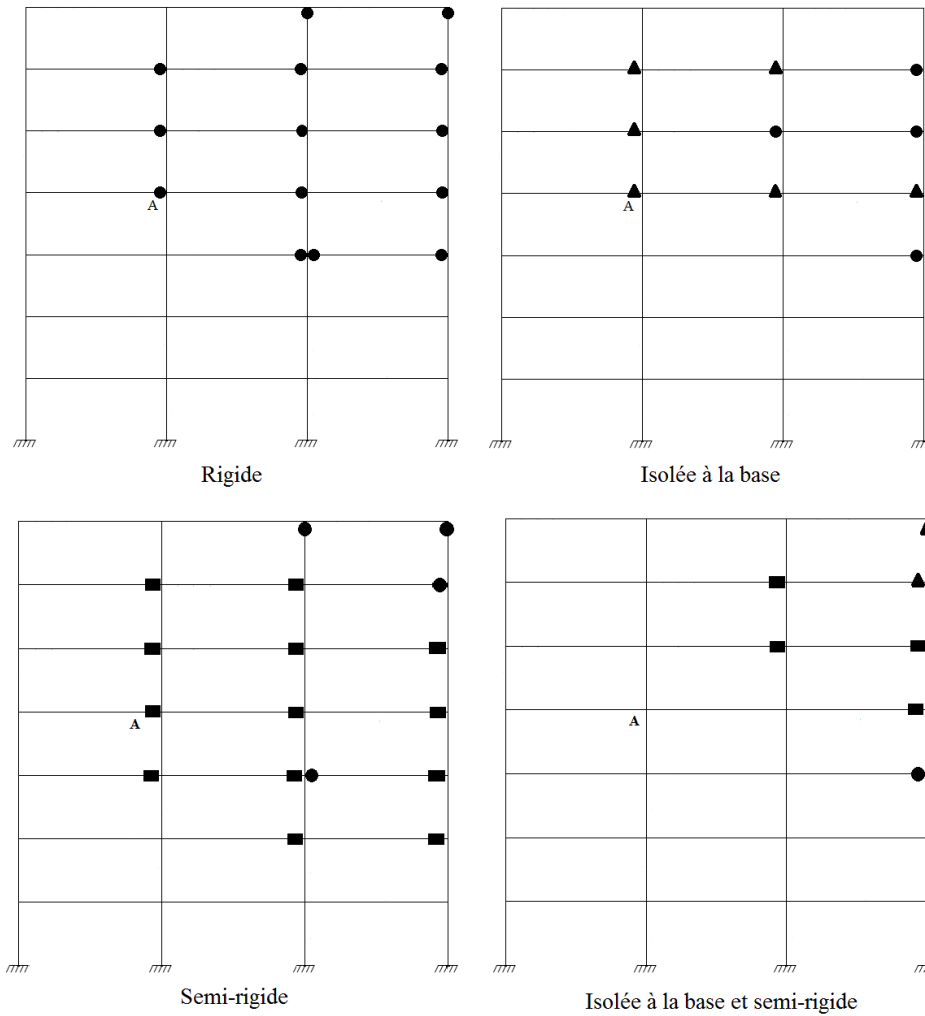


Figure 4.25: l'apparition des rotules plastiques

On peut déterminer l'apparition des rotules plastiques dans une poutre au niveau de nœud (A) de section W18x35 pour les différents cas étudiés, tableau suivant:

Figure 4.12: Evaluation du degré de plasticité

Pour les éléments de structure							
Type de structure	M (kN.m)	Z (m ³)	S (m ³)	Fy (Mpa)	My (kN.m)	Mp (kN.m)	(M/M _p)%
Rigide	490.96	0.0011	57.6	345	326.92	375.96	334.50
Isolée	337.61						21.80
Semi rigide	350.83						48.77
Semi rigide + isolée	290.23						0
Pour les assemblages							
Type de structure	M (kN.m)	My (kN.m)	Mp (kN.m)	(M/M _p)%			
Semi rigide	350.83	236.90	322.43	133.21			
Semi rigide + isolée	290.23			62.35			

Les résultats précédents montrent que les structures à nœuds semi-rigides et les structures isolées à la base dissipent plus d'énergie plus que la structure à nœuds rigides et encastrée à base.

Dans le cas des structures à nœuds semi-rigides l'énergie se dissipe par la flexibilité des nœuds semi-rigides et dans le cas des structures isolées à la base ; l'énergie dissipant par le déplacement de l'isolateur.

Conclusions

L'exécution de calcul statique non linéaire par la méthode pushover a été réalisée à partir de charges latérales pour évaluer les paramètres de réponse : la demande de déplacement et la force maximale supportée par la structure. Dans le cas de structures à nœuds semi-rigide et isolée à la base on a constaté les résultats suivants :

- La structure isolée à la base dissipe plus l'énergie que la structure à nœuds rigide et la structure à nœuds semi-rigides.
- Une augmentation du déplacement cible de la structure à nœuds semi-rigide et isolée à la base à une valeur double par rapport au déplacement de la structure à nœuds rigide et encastrée à la base, et par contre on a une diminution de l'effort tranchant.
- les déplacements inter-étages de la structure à nœuds semi-rigide sont élevés par rapport à ceux des structures à nœuds rigide, par contre les déplacements inter-étages de structure isolée à la base sont petits par rapport à ceux de structure à base fixe.

Chapitre V
Etude paramétrique

Chapitre V

Etude paramétrique

Introduction

L'influence de la semi-rigidité des assemblages et l'isolation sismique sur les déplacements des étages a été clairement établie au chapitre précédent.

Dans ce chapitre l'étude paramétrique concerne l'influence de la hauteur des structures sur le comportement non linéaire des structures à nœuds semi-rigides et isolée à la base. Aussi, on se propose d'étudier des structures à 10, 15 et 20 niveaux et étudier la performance de ces structures dans quatre cas d'une structure rigide avec et sans système d'isolation (noté respectivement "IS" et "Rigide") et de structures à nœuds semi-rigides avec et sans système d'isolation (notée respectivement, "IS+SR" et "SR").

Le calcul des déplacements cibles et les efforts tranchants à la base de nos structures seront menés dans les différents cas étudiés.

V.1 Descriptions des structures étudiées

V.1.1 Structure de 10 niveaux [49]

Dans cette partie on va évaluer la performance de structure 10 niveaux isolées à la base et des nœuds semi-rigides, la structure métallique de la figure (5.1), qui a une longueur de 7.11 m chacune et de hauteur d'étage est de 3.05 m.

Les charges et les surcharges appliquées sur la structure sont données comme suit :

Étage terrasse inaccessible :

- Charges permanentes $G = 30.65 \text{ kN/m}$
- Charges d'exploitations $Q = 12.26 \text{ kN/m}$

Étages étage courant:

- Charges permanentes $G = 30.65 \text{ kN/m}$
- Charges d'exploitations $Q = 21.37 \text{ kN/m}$

La limite élastique des éléments structuraux (poteaux, poutres) est: $\sigma_y = 354 \text{ Mpa}$

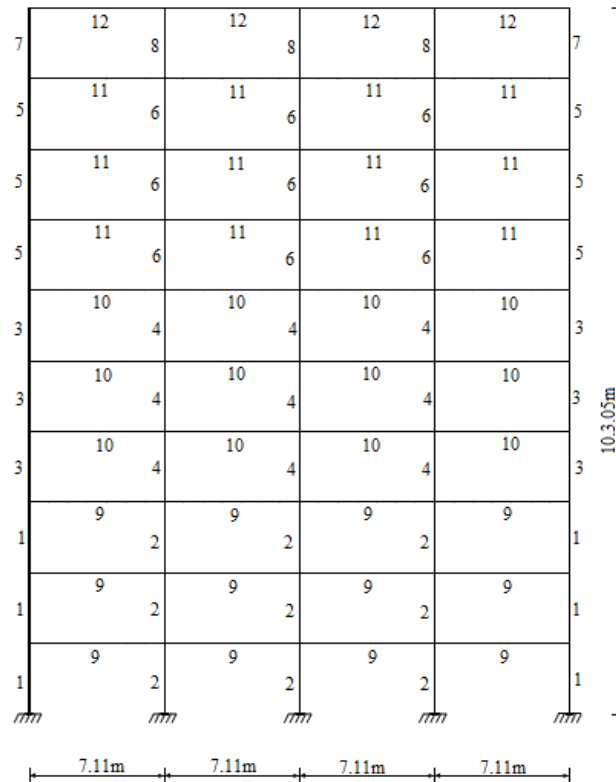


Figure 5.1: Configuration du portique à 10 niveaux [49]

Les caractéristiques géométriques des éléments de la structure analysée sont représentées dans le tableau (5.1)

Tableau 5.1: Caractéristiques géométriques des éléments

Elément	Profil	Elément	Profil
1	W18 x 76	7	W12 x 72
2	W24 x 146	8	W10 x 68
3	W18 x 76	9	W18 x 46
4	W24 x 104	10	W24 x 55
5	W16 x 67	11	W21 x 50
6	W12 x 72	12	W21 x 62

- **Loi de comportement de l'assemblage**

Pour nos structures, on choisit le type d'assemblage par platine débordante sans raidisseur. Les paramètres des dimensions et la géométrie de ce type d'assemblage sont montrés dans la figure (5.2) et le tableau (5.2).

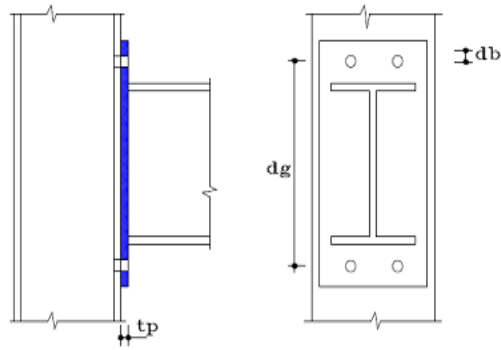


Figure 5.2: Assemblage par platine débordante sans raidisseur

Tableau 5.2: Les paramètres des dimensions et la géométrie d'assemblage [24]

Type d'assemblage	Les constantes d'ajustement de courbe (C) [in]	le paramètre de normalisation (K) [in]
Platine débordante sans raidisseur	$C_1=1.83 \times 10^{-3}$ $C_2=-1.04 \times 10^{-4}$ $C_3=6.38 \times 10^{-6}$	$K=d_g^{-2.4} \cdot t_p^{-0.4} \cdot d_p^{-1.5}$
Dimensions de paramètres d'assemblage [in]		
$t_p=1$	$d_g=h+6$	$d_b=1.125$

D'après la relation (2.1) dans le chapitre II on peut tracer les courbes de comportement des assemblages (moment-rotation).

$$\phi_c = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (2.1)$$

Les courbes de comportement (moment-rotation) obtenues des assemblages semi-rigides pour les structures étudiées sont:

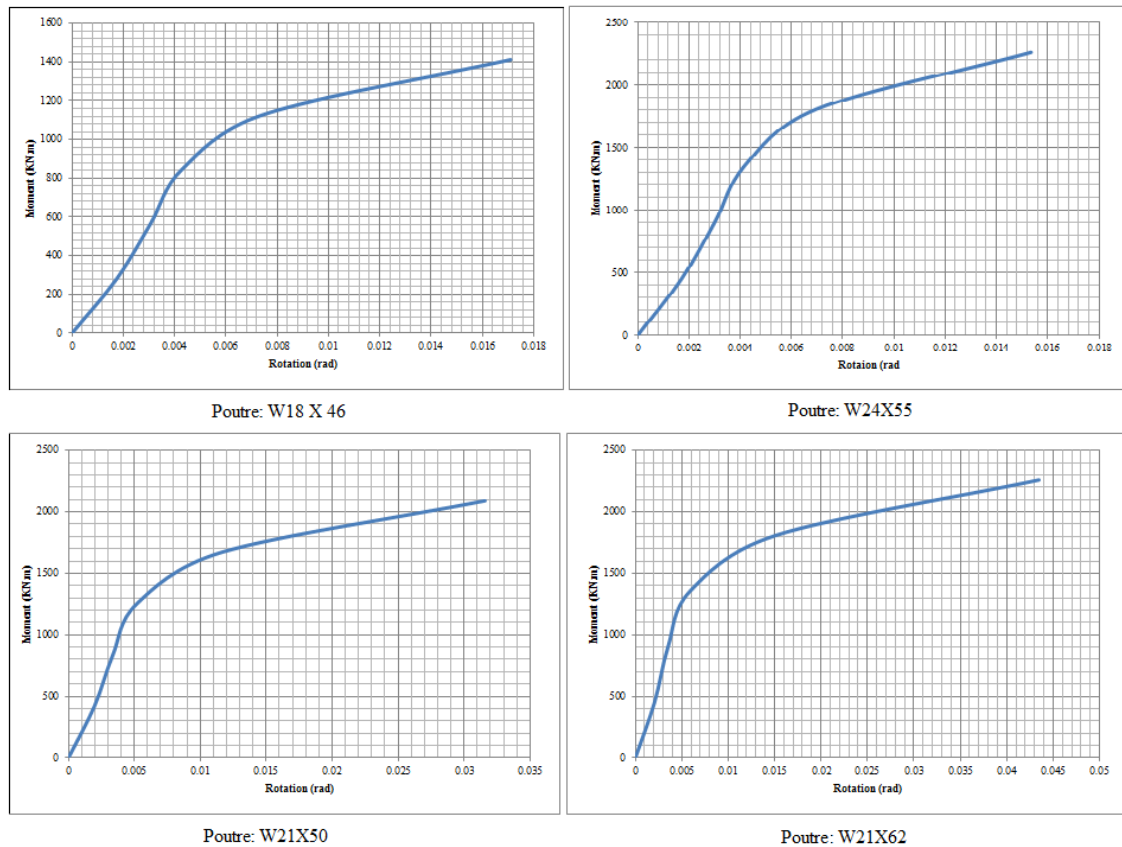


Figure 5.3: Courbe moment - rotation des assemblages

D'après la comparaison entre les lois de comportement de ce type d'assemblage, on remarque que la hauteur de la poutre a une influence sur la rigidité rotationnelle, plus la hauteur est petite, plus la rigidité rotationnelle diminue.

- **Loi de comportement de l'appui**

Pour nos structures on prend les mêmes caractéristiques des appuis tel que (d'amortissement effective ξ_{eff} , le coefficient sismique S_D) dans le chapitre précédent avec la période d'isolation effective est $T_D=6s$. La courbe de comportement (force-déplacement) obtenue des appuis pour la structure étudiée est:

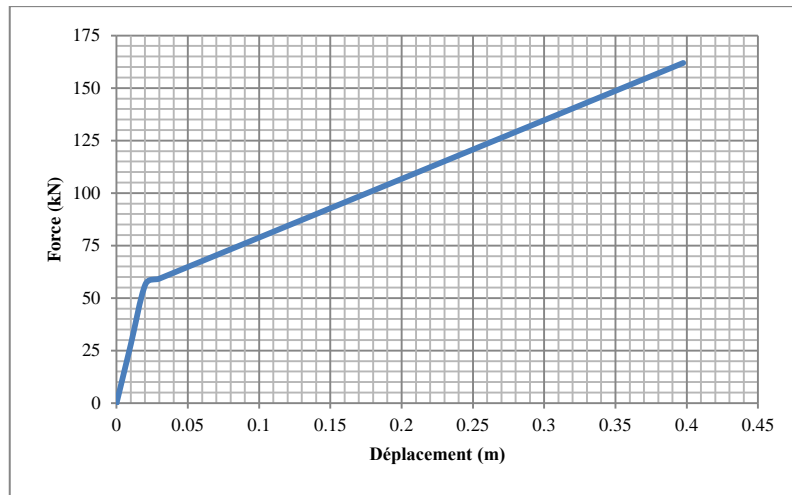


Figure 5.4: Courbe force - déplacement des appuis

Celle-ci est bilinéaire, le premier palier représente le déplacement élastique de l'appui et le deuxième celui du déplacement de conception.

V.1.2 Structure de 15 niveaux [51]

La structure métallique comportant trois travées avec une longueur de 6 m chacune, la hauteur de RDC est 4m et autres étages est de 3.5 m (Figure 5.5).

Les charges verticales réparties appliquées sur toutes les poutres de la structure est :
 $W=50\text{kN/m}$

La limite élastique des éléments structuraux (poteaux, poutres) est: $\sigma_y= 248.2 \text{ Mpa}$

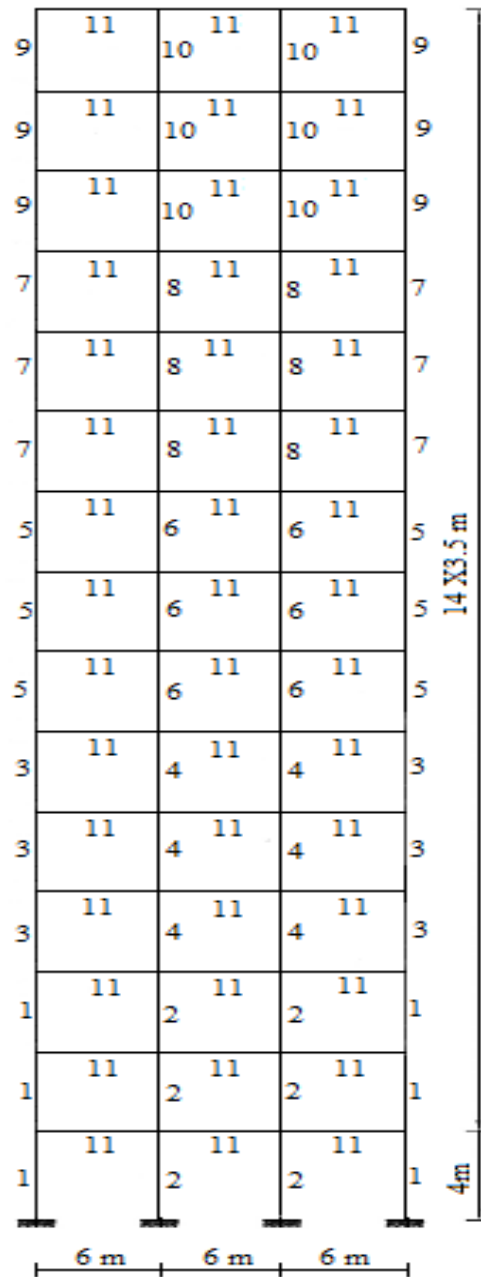


Figure 5.5: Configuration de portique de 15 niveaux [51]

Les caractéristiques géométriques des éléments de structure analysée sont représentées dans les tableaux (5.3)

Tableau 5.3: Caractéristiques géométriques des éléments structuraux [49]

Elément	Section
1	W24X 117
2	W21X 132
3	W21X 93
4	W18X 119
5	W21X 93
6	W18X 97
7	W18X 76
8	W18X 65
9	W18X 60
10	W10X 39
11	W21 x 48

- **Loi de comportement de l'assemblage**

A partir de l'équation (2.1) on trace la courbe de comportement d'assemblage (moment-rotation). La courbe obtenue de l'assemblage semi rigide pour les structures étudiées est :

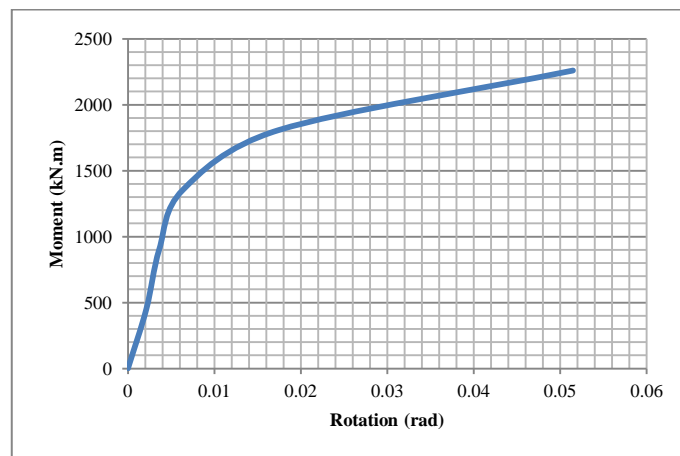


Figure 5.6: Courbe moment - rotation des assemblages

- **Loi de comportement de l'appui**

Pour notre structure on prend la période d'isolation effective est : $T_D = 7.5s$. La courbe de comportement (force-déplacement) obtenue des appuis pour les structures étudiées est:

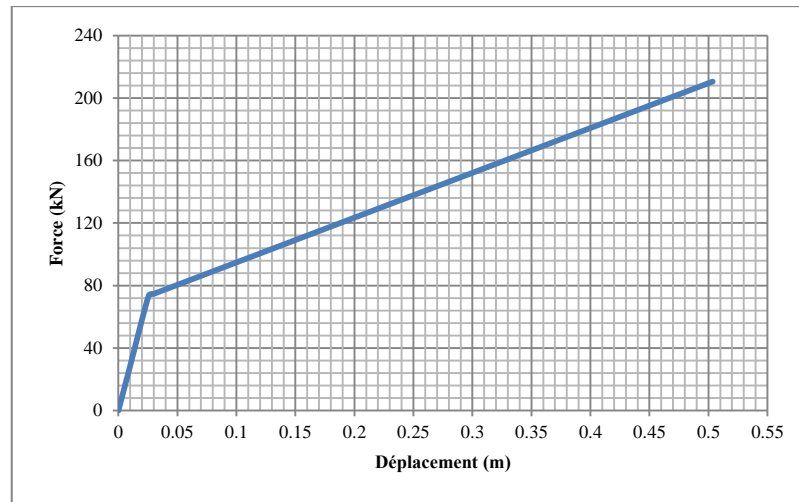


Figure 5.7: Courbe force- déplacement des appuis

V.1.3 Structure de 20 niveaux [5]

Après la comparaison entre le comportement des structures à nœuds semi-rigides et des structures à nœuds rigides, Les déplacements inter-étages des structures à nœuds semi-rigides sont élevés par rapport à ceux dans le cas rigide [5], dans cette partie on va étudier le même exemple de boukhalkhal [5] de 20 étages mais avec les appuis parasismiques pour diminuer les déplacements inter-étages.

La structure métallique comportant cinq travées de 6.1m, avec une hauteur de RDC de 5.49m alors que pour les autres niveaux une hauteur de 3.96 m (Figure 5.5).

Les charges verticales réparties appliquées sur les poutres de la structure est : $W = 50 \text{ kN/m}$

Les caractéristiques des matériaux sont:

$$\sigma_y = 397 \text{ Mpa (poteaux)}$$

$$\sigma_y = 339 \text{ Mpa (poutres)}$$

Les caractéristiques géométriques des éléments de structure analysée sont représentées dans les tableaux (5.4)

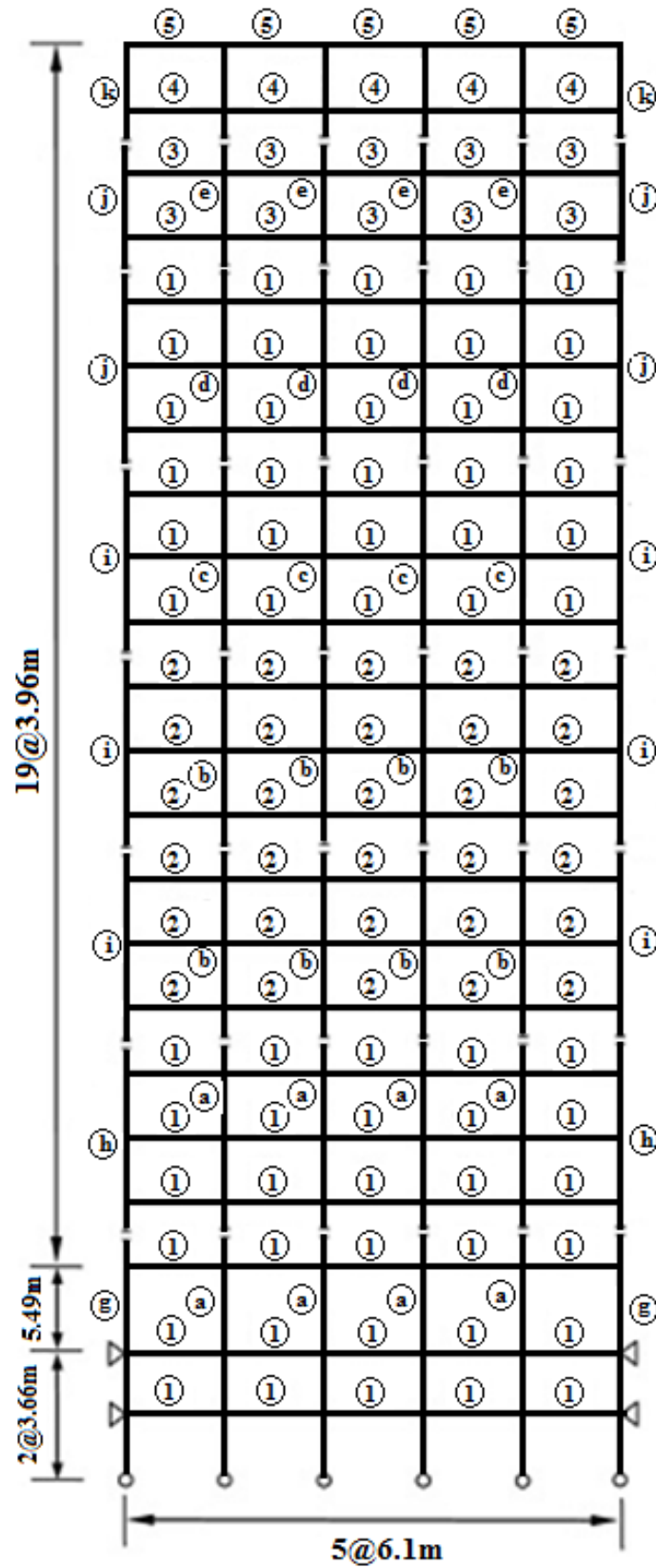


Figure 5.8: Configuration de portique de 20 niveaux [5]

Tableau 5.4: Caractéristiques géométriques des éléments structuraux [5]

N°	Section
1	W30x99
2	W30x108
3	W27x84
4	W24x62
5	W21x50
a	W24x335
b	W24x229
c	W24x192
d	W24x131
e	W24x117
f	W24x84
g	(38x38x5.08) cm (Box)
h	(38x38x3.18) cm (Box)
i	(38x38x2.54) cm (Box)
j	(38x38x1.91) cm (Box)
k	(38x38x1.27) cm (Box)

- **Loi de comportement de l'assemblage**

Les courbes de comportement (moment-rotation) à partir de l'équation (2.1) obtenues de l'assemblage semi rigide pour les structures étudiées sont:

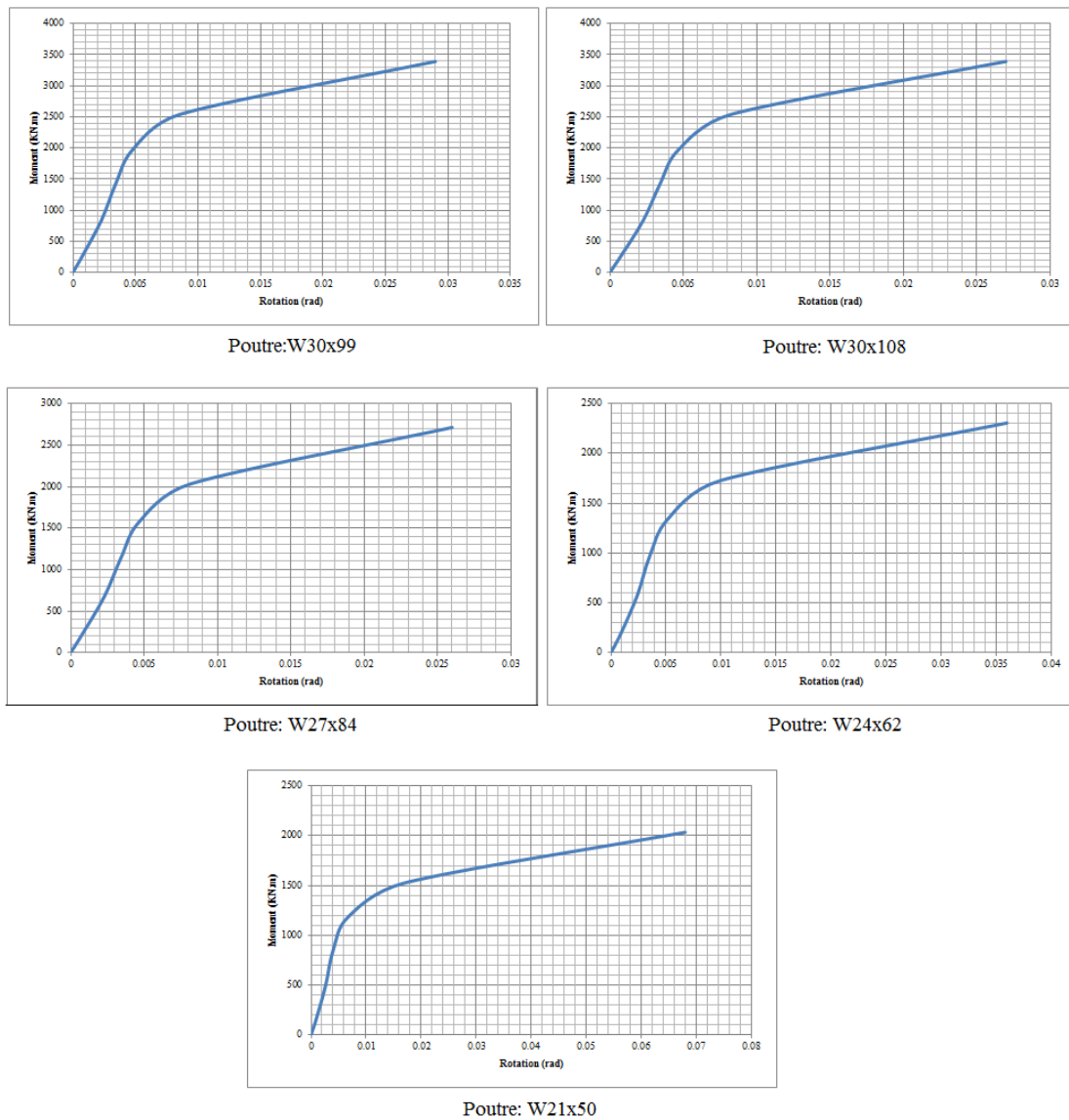


Figure 5.9: Courbe moment - rotation des assemblages

D'après la comparaison entre les lois de comportement des assemblages, on remarque que les dimensions de la poutre ont une influence sur la rigidité rotationnelle, plus les dimensions sont petites, plus la rigidité rotationnelle diminue.

- **Loi de comportement de l'appui**

Pour notre structure on suppose que la période d'isolation effective est $T_D = 10s$. La courbe de comportement (force-déplacement) obtenue des appuis pour les structures étudiées sont:

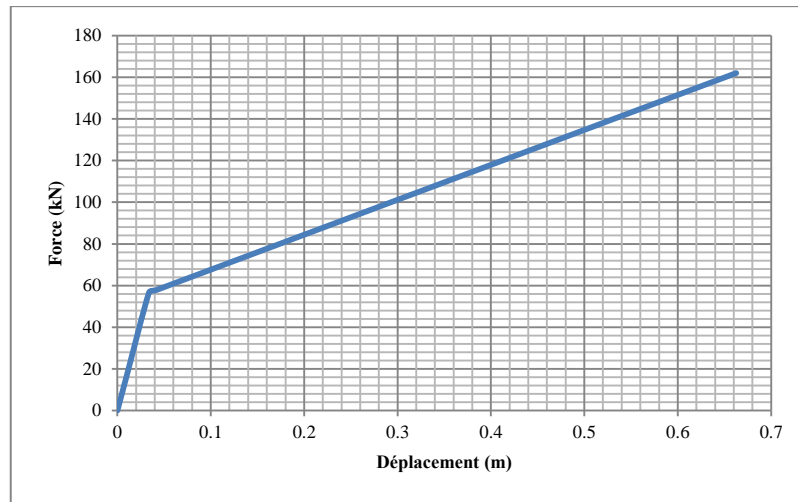


Figure 5.10: Courbe force- déplacement des appuis

V.2 Résultats

V.2.1 Les caractéristiques dynamiques des structures

Les résultats obtenus par l'analyse modale pour les structures étudiées des différentes conditions sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 5.5: Période fondamentale

Nombre d'étages	Période (s)			
	Rigide	Isolée à la base	Semi rigide	Semi rigide et isolée à la base
10	2.04	2.82	2.28	3
15	3.05	3.48	3.28	3.77
20	3.92	5.23	4.25	5.97

On remarque l'augmentation des périodes fondamentales des structures à nœuds semi-rigide isolée à la base dans les différents niveaux, mais les périodes fondamentales augmentent plus que les structures à nœuds semi-rigide et rigide. Ce résultat montre que l'effet du système d'isolation assouplit la structure par le rallongement de la période fondamentale à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour les autres cas.

V.2.2 Courbes de capacité (Pushover)

Les figures (5.11), (5.12) et (5.13) suivantes représentent les courbes pushover de structures étudiées respectivement de 10,15 et 20 niveaux dans les différents cas:

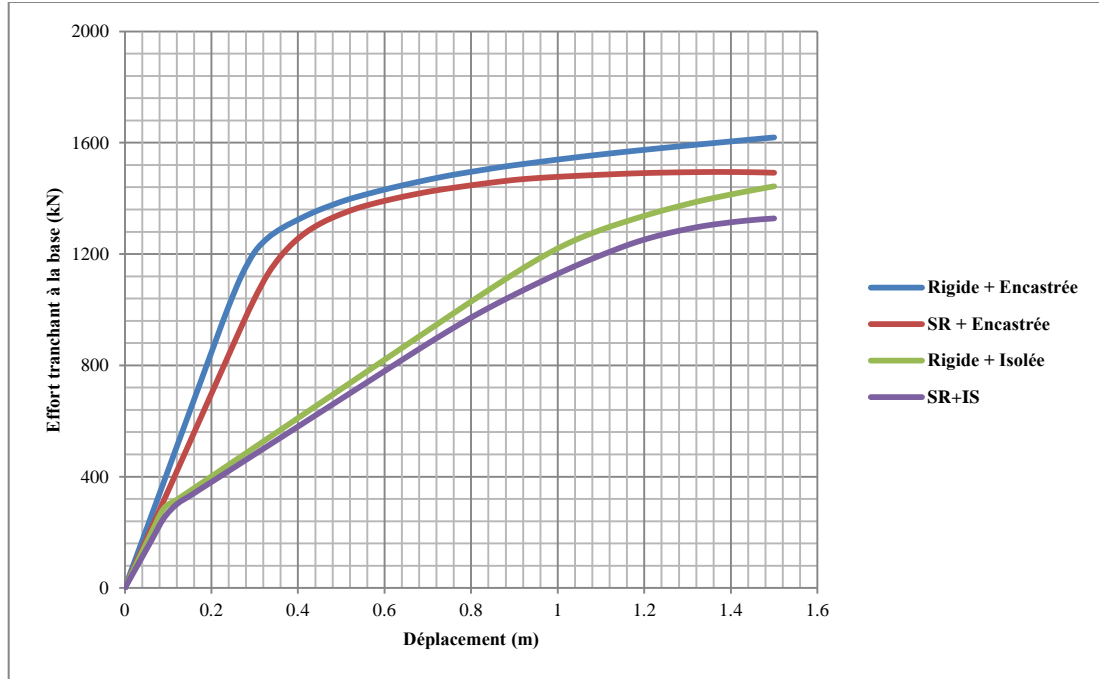


Figure 5.11: La courbe de capacité de la structure de 10 étages

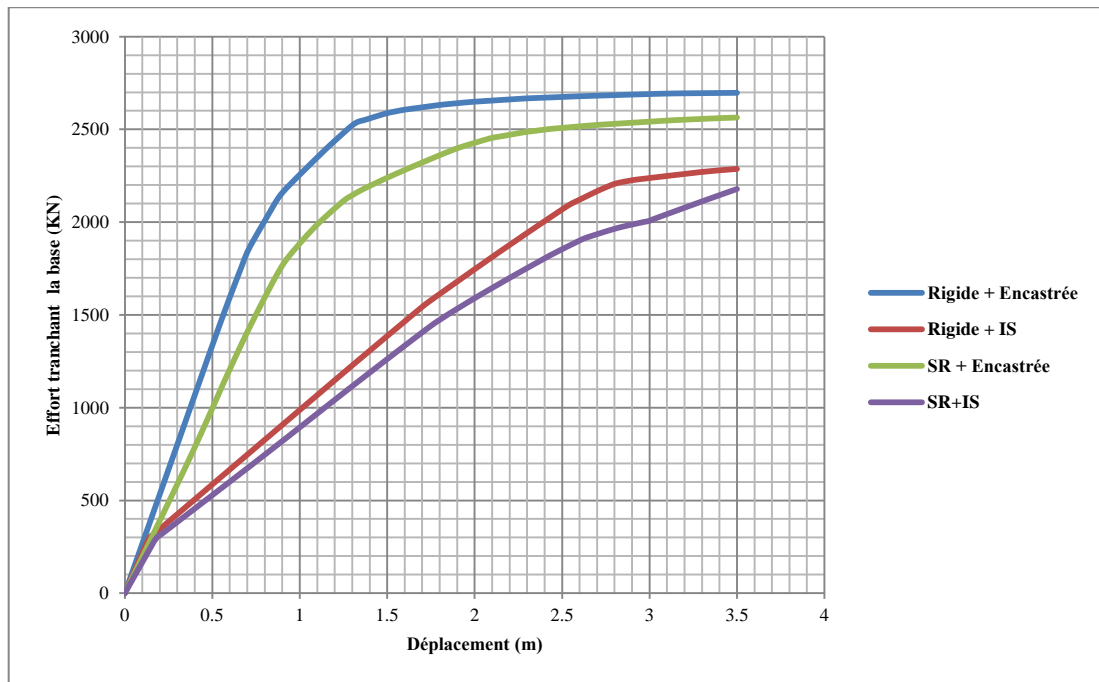


Figure 5.12: La courbe de capacité de la structure de 15 étages

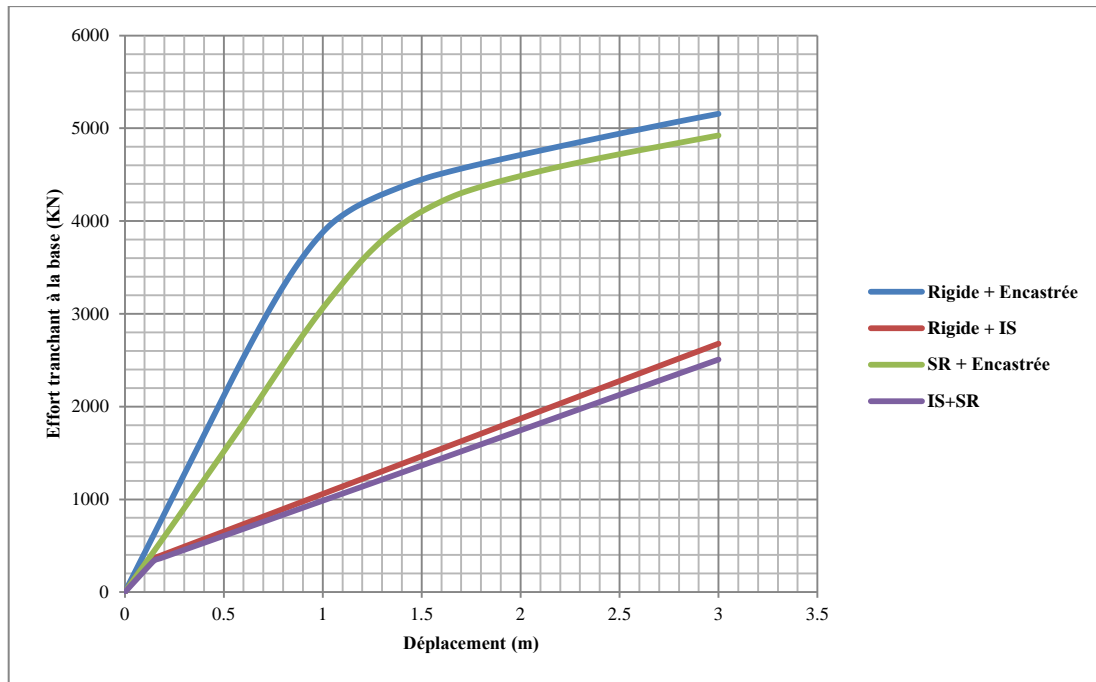


Figure 5.13: La courbe de capacité de la structure de 20 étages

Ces courbes montrent l'influence de la semi-rigidité d'assemblage et l'isolation parasismique sur la capacité des structures dans les différents niveaux (10,15 et 20). Les structures à nœuds rigides et à base fixe présentent une rigidité initiale supérieure à la rigidité des structures à nœuds semi-rigides, avec et sans l'isolation, en plus un changement des déplacements d'ordre décroissant rigide, semi-rigide, isolée, semi-rigide et isolée.

V.2.3 Evaluation de la demande sismique

Dans cette partie de calcul, on utilise le même spectre de réponse de la demande sismique utilisé dans le chapitre IV, avec les mêmes caractéristiques (Figures (4.9) et (4.10)).

V.2.4 Evaluation du point de performance (déplacement cible)

V.2.4.1 Idéalisation de la courbe de système SDOF

Les figures (5.14), (5.15) et (5.16) représentent l'idéalisation des courbes de capacité de système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) des différents cas des structures étudiées.

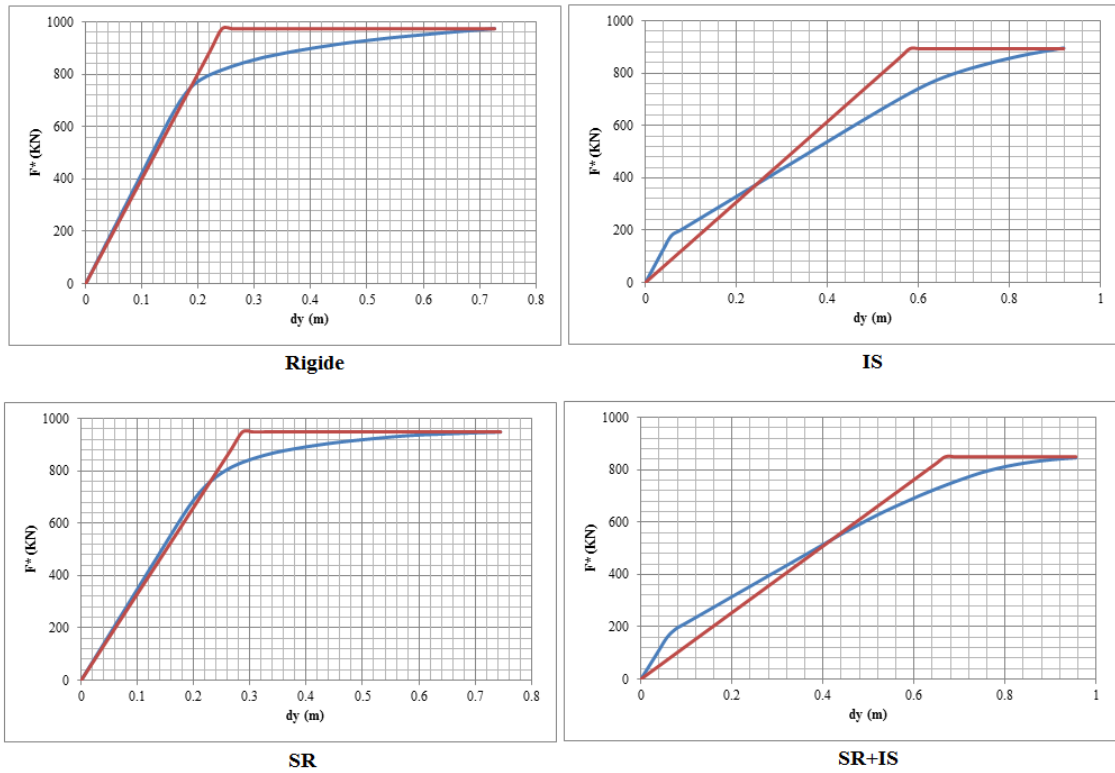


Figure 5.14: Courbe d'idéalisation de SDOF de la structure de 10 étages

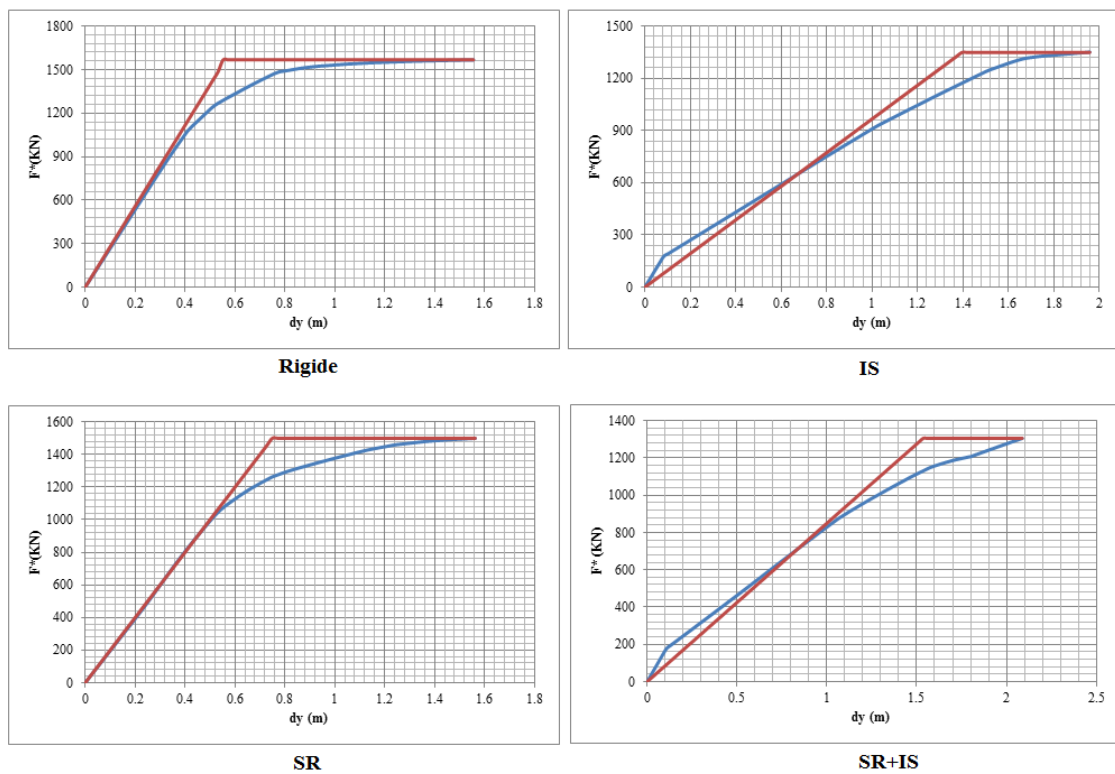


Figure 5.15: Courbe d'idéalisation de SDOF de la structure de 15 étages

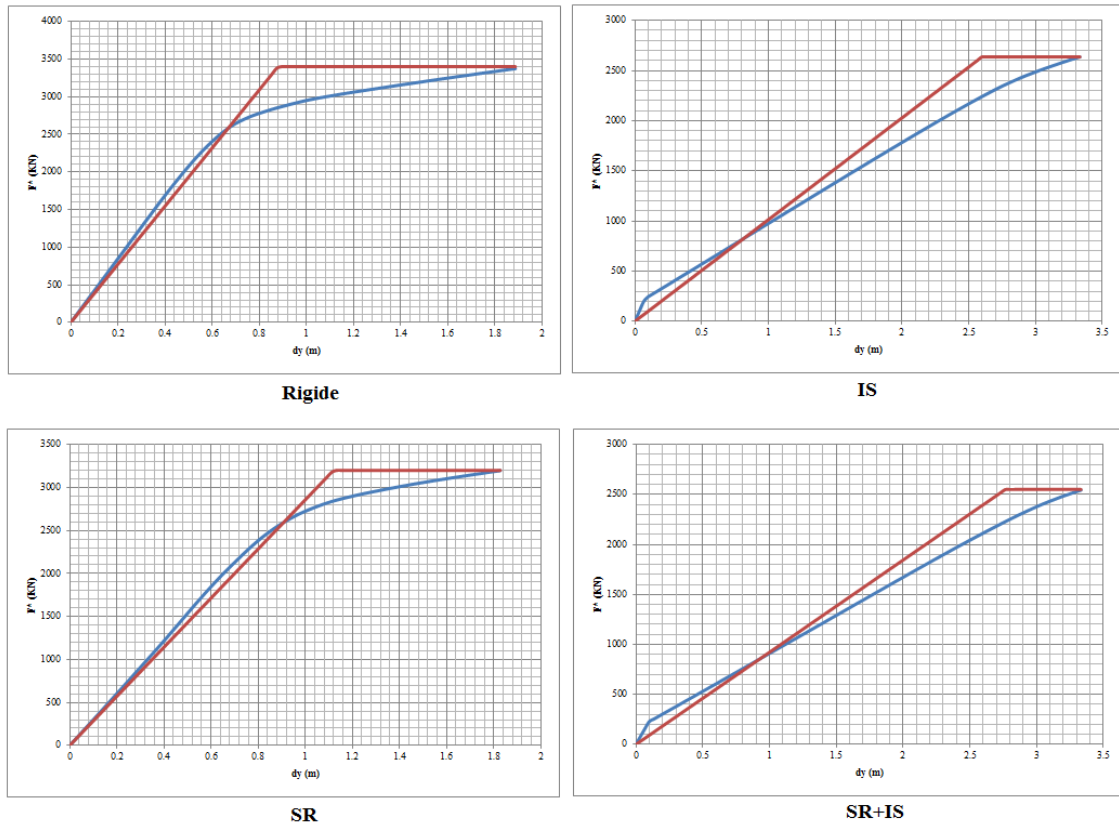


Figure 5.16: Courbe d'idéalisation de SDOF de la structure de 20 étages

V.2.4.2 Caractéristiques de système SDOF

Après la transformation de système MDOF à un système SDOF par la relation (1.17) et (1.18) on peut déterminer les caractéristiques de système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) de nos structures dans le tableau (5.7) suivant:

Tableau 5.6: Les caractéristiques des systèmes SDOF des structures étudiées

Niveaux	Les caractéristiques de SDOF	Rigide	Isolée à la base	Semi rigide	Semi rigide et isolée à la base
10	Masse équivalent de système m^* (t)	9.23	10.04	9.17	9.85
	Facteur de participation modale Γ	1.61	1.57	1.6	1.57
	Limite élastique F_y^* (kN)	974.78	894.33	894.33	850.14
	Période fondamentale $T^*(s)$	0.3	0.51	0.33	0.55
	Déplacement de limite élastique dy^* (m)	0.24	0.58	0.29	0.67
	Déplacement cible de système dt^* (m)	0.183	0.367	0.275	0.412
15	Masse équivalent de système m^* (t)	12.63	13.15	12.82	13.23
	Facteur de participation modale Γ	1.71	1.68	1.68	1.66
	Limite élastique F_y^* (kN)	1567.49	1349.3	1499.63	1305.97
	Période fondamentale $T^*(s)$	0.41	0.73	0.5	0.78
	Déplacement de limite élastique dy^* (m)	0.55	1.4	0.75	1.54
	Déplacement cible de système dt^* (m)	0.27	0.56	0.36	0.61
20	Masse équivalent de système m^* (t)	113.64	115.87	113.64	115.87
	Facteur de participation modale Γ	1.51	1.50	1.51	1.50
	Limite élastique F_y^* (kN)	3400	2636.06	3200	2550
	Période fondamentale $T^*(s)$	1.08	2.12	1.25	2.23
	Déplacement de limite élastique dy^* (m)	0.88	2.60	1.12	2.76
	Déplacement cible de système dt^* (m)	0.88	1.20	0.957	1.27

V.2.4.3 Déplacement cible et effort tranchant max

Le déplacement cible et l'effort tranchant à la base se déterminent selon le modèle de SDOF est transformée en système de MDOF selon la relation (1.28) :

$$d_t = \Gamma \cdot d^* \quad (1.28)$$

Le tableau (5.7) suivant représente le déplacement cible et l'effort tranchant correspondant aux structures étudiées:

Tableau 5.7: Déplacement cible et effort tranchant maximal

Nombre d'étages et type de structure		Déplacement (m)	Effort tranchant (kN)
10	Rigide	0.295	1210.62
	Isolé à la base	0.577	810.3
	Semi rigide	0.441	1136.38
	Semi rigide et isolée à la base	0.647	796.24
15	Rigide	0.47	1166.35
	Isolé à la base	0.94	937.99
	Semi rigide	0.60	1160.87
	Semi rigide et isolée à la base	1.01	900.87
20	Rigide	1.329	4329.800
	Isolé à la base	1.800	1707.580
	Semi rigide	1.445	4040.000
	Semi rigide et isolée à la base	1.905	1672.91

V.2.4.4 Déplacements inter-étages

Les résultats des profils de déplacement inter-étages correspondant le déplacement cible de nos structures sont représentés dans les figures (5.17), (5.18) et (5.19) suivantes:

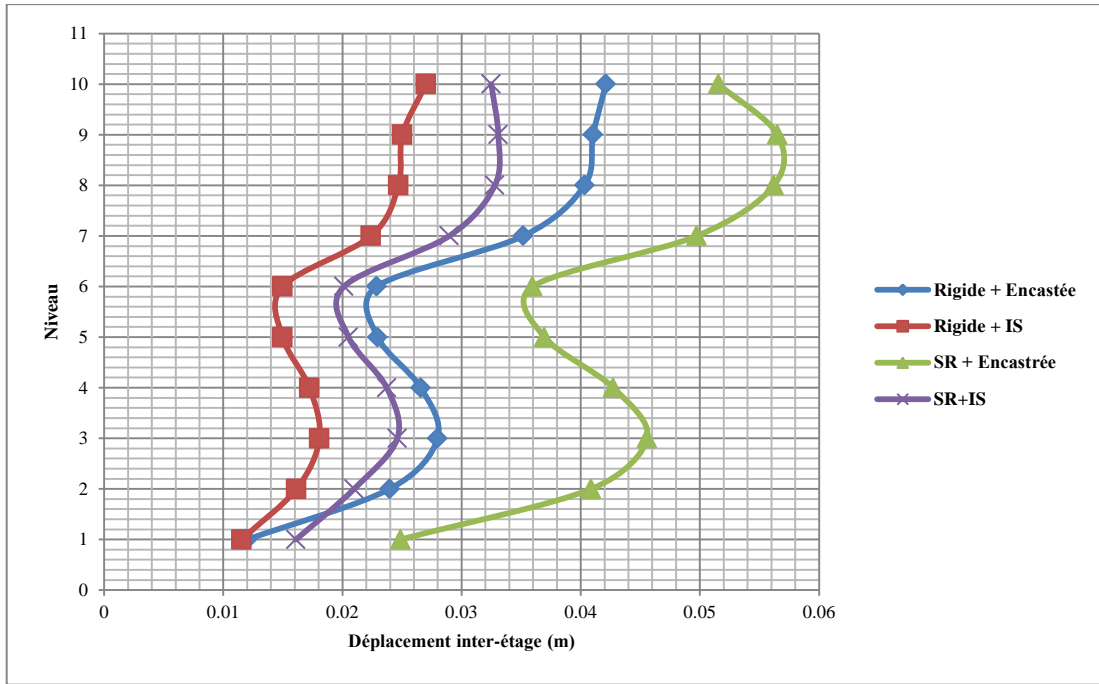


Figure 5.17: Déplacement inter-étages de la structure de 10 étages

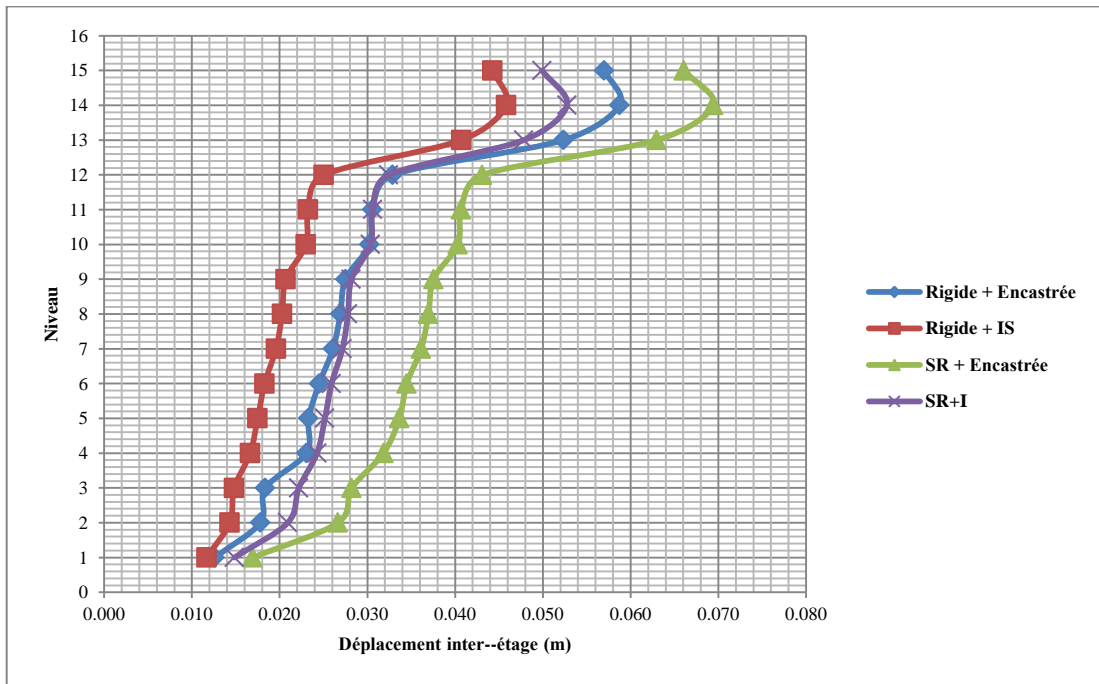


Figure 5.18: Déplacement inter-étages de la structure de 15 étages

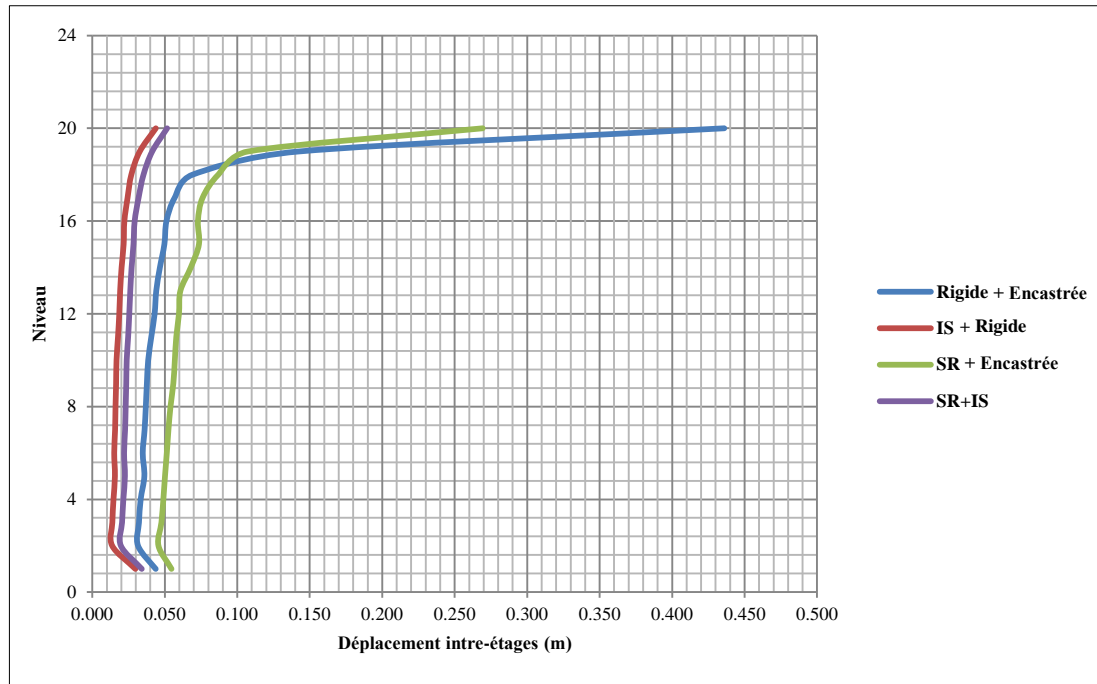


Figure 5.19: Déplacement inter-étages de la structure de 20 étages

Les variations des efforts tranchants à la base et les déplacements inter-étages maximales des différentes structures étudiées par rapport à les structures rigide sont résumés dans le tableau (5.7).

Tableau 5.7: la variation des inter-étages maximales et des efforts tranchants

Niveau	Type de structure	Variation de δ_{\max} en %	Variation de l'effort tranchant en %
10	IS	64.12	33.07
	SR	133.48	6.13
	IS+SR	78.56	34.23
15	IS	78.02	19.58
	SR	118.22	0.47
	IS+SR	89.80	22.76
20	IS	13.83	60.56
	SR	77.34	6.69
	IS+SR	16.29	61.36

V.3 Interprétations des résultats

D'après les résultats obtenus on a :

- Une augmentation des périodes fondamentales des structures isolées à la base environ de 30% par rapport aux structures à base fixe de 10 et 20 étages. Par contre, dans la structure de 15 étages l'ordre est de 15%. Et pour les structures à nœuds semi-rigides on remarque une augmentation d'environ 10% par rapport aux structures à nœuds rigides. Pour les structures à nœuds semi-rigides et isolées à la base une augmentation d'environ 50% par rapport aux structures à base fixe de 10 et 20 étages et 15% pour la structure de 15 étages.
- Une augmentation des déplacements cibles des structures isolées à la base a une valeur double par rapport aux structures encastrees à la base mais pour les structures à nœuds semi-rigide on remarque une augmentation de 35%, par contre on a une réduction de l'effort tranchant à une grande valeur dans les structures isolées à la base jusqu'à 30% mais dans les cas des structures à nœuds semi-rigide à une valeur 7%
- Concernant les déplacements inter-étages on remarque une réduction des déplacements inter-étages des structures isolées à la base dans tous les cas étudiés, par contre, pour les structures à nœuds semi-rigides on a une augmentation des déplacements inter-étages, mais dans le cas des structures de 15 et 20 niveaux on remarque un rupture par cisaillement au niveau des appuis tels que les déplacements des appuis sont plus grands par rapport aux déplacements de conception tel que dans le cas de structure de 15 étages le déplacement au niveau de l'appuis est 0.58m supérieur le déplacement de conception est 0.5m et pour la structure de 20 étages le déplacement au niveau de l'appuis est 1.12m supérieur le déplacement de conception est 0.66m , et dans le cas de la structure à nœuds semi-rigide de 20 niveaux, on remarque un décalage à partir de niveaux 18.

V.4 Proposition

On propose l'utilisation du système de contreventement pour traiter le problème de flexibilité des structures élevées à des nœuds semi-rigides et isolée à la base,

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs...etc.

La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux-poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

Conclusion

Les résultats obtenus par l'étude sur l'influence la hauteur sur le comportement des assemblages semi-rigides sur des structures isolées à la base a permis de déduire que:

- les périodes des structures isolées à la base sont plus grandes que les périodes des structures à nœuds semi-rigide et les structure encastées à la base.
- l'effet la semi-rigidité des assemblages est d'assouplir la structure mais l'effet du système d'isolation est d'assouplir la structure plus que la semi-rigidité des assemblages.
- le risque de rupture par cisaillement aux niveaux des appuis dans le cas des structures élevées 15 et 20 étages.
- l'influence de l'assemblage semi rigide dans la réponse sismique des structures apparait dans les structures de faible à moyenne hauteur.
- Les structures contreventées sont plus rigides et moins déformables.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce mémoire est de mettre en évidence l'influence de l'assemblage semi-rigide sur la réponse sismique des structures métalliques isolées à la base.

Dans le calcul des structures, les méthodes basées sur le déplacement donnent une approche plus rationnelle par rapport à celles des méthodes basées sur la force, en considérant des déformations non élastiques plutôt que les forces élastiques. L'exécution de calcul statique non linéaire par la méthode Pushover a été réalisée à partir de charges latérales pour évaluer les paramètres de réponse : la demande de déplacement et la force maximale supportées par la structure.

D'autre part, la conception des structures métalliques suppose que les assemblages poteau-poutre sont rigides, ou des assemblages articulés, mais le comportement réel des assemblages est semi-rigide caractérisé par la relation moment-rotation. Cependant, la semi-rigidité des assemblages fait augmenter les déplacements inter-étages, pour diminuer ces déplacements nous avons utilisé des isolations sismiques.

Dans le présent travail, plusieurs structures à nœuds semi rigides et isolées à la base dans les deux cas statique linéaire et non linéaire ont été étudiées.

Pour le cas statique linéaire, on constate que la semi rigidité des assemblages influe fortement sur la distribution des efforts internes ainsi que sur le déplacement d'étage qui augmente.

Ceci a amené à une application de la méthode Pushover qui a été réalisée sur une structure de 7 niveaux dans deux cas: encastrée à la base et isolée à la base en considérant les deux cas d'assemblage : rigide et semi-rigide d'une part, une étude d'évaluation des demandes sismiques d'autre part a été faite en utilisant la méthode N2.

L'étude comparative effectuée sur les structures avec et sans système isolé dans les deux cas d'assemblage rigides et semi rigides nous a permis de mettre en évidence l'influence de

la semi rigidité d'assemblage sur la réponse sismique des structures métalliques isolées à la base, les principaux résultats peuvent être énumérés comme suit:

- Les périodes des structures isolées à la base sont allongées par rapport aux périodes des structures encastrées à la base et celle des structures à nœuds semi-rigides.
- Les déplacements cibles des structures à nœuds semi-rigides et isolés à la base sont deux fois plus importants par rapport à ceux des structures à nœuds rigides et encastrées à la base.
- L'effort tranchant est réduit d'environ 30% pour les structures isolées à la base et à une valeur de 10% pour les structures à nœuds semi-rigides par rapport aux structures à nœuds rigides et encastrées à la base.
- Les déplacements inter-étages des structures isolées à la base sont réduits par rapport à ceux dans le cas encastré à la base, par contre ; les déplacements inter-étages des structures à nœuds semi-rigides sont élevés, mais dans le cas des structures à nœuds semi-rigides et isolées à la base on remarque que les déplacements inter-étages presque identiques à ceux des structures à nœuds rigides et encastrées à la base.

Afin de tenir compte des points énumérés ci-dessus une étude paramétrique a été effectuée. L'influence de la hauteur de structure isolée à la base et à nœuds semi rigides sur leur réponse sismique est prise en considération à travers l'étude de trois structures de 10, 15 et 20 niveaux. Ceci nous a permis d'étudier l'influence de la hauteur sur la réponse sismique des structures à nœuds semi rigides, dont les principaux résultats sont résumés ci-après:

- Dans les structures de faible et moyenne hauteurs, les systèmes d'isolation se montrent plus efficaces mais pour des structures élevées on a un risque de rupture par cisaillement aux niveaux des appuis.
- L'influence de l'assemblage semi rigide dans la réponse sismique des structures apparaît dans les structures de faible à moyenne hauteur.
- Dans le cas des structures élevées on peut ajouter des barres de contreventement pour résoudre le problème de flexibilité des structures et pour réduire les déplacements au niveau des appuis parasismiques.

L'influence de la semi rigidité d'assemblage et l'isolation sismique sur la réponse sismique des structures métalliques a été clairement montrée. Cependant d'autres pistes restent à explorer pour mettre en évidence les études d'optimisation dans l'évaluation de la performance des structures isolées à la base et les structures à nœuds semi rigides. Finalement nous pouvons suggérer d'étudier l'influence des barres de contreventements en X de types CHS ou RHS couplées à la nature des assemblages Et de faire une comparaison entre l'effet de celles-ci sur la structure et le cas d'introduction des amortisseurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] P.Fajfar; *"The extension of the N2 method to asymmetric buildings"*, Proceedings of the Fourth Forum on Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk; TIT/EERG02-1, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp 291-308, 2002.
- [2] ATC; *"Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"*. ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council, 1996.
- [3] J.Silva; *"Nonlinear dynamic analysis of steel portal frames with semi-rigid connections"*. Journal of Engineering Structures, vol 30, pp 2566–2579, 2008.
- [4] D.Concepción; *"Review on the modelling of joint behaviour in steel frames"*. Journal of Constructional Steel Research Vol 67, pp 741–758, 2011.
- [5] S.H.Boukhalkhal; *"Performance des Structures à Nœuds Semi-rigides Situées En Zone Sismique"*. Mémoire magister à U.S.T.H.B. Algérie. 2013.
- [6] N.Gupta, D.sharma; *"State Of Art Review-Base Isolation for Structures"*. International Journal of Scientific and Engineering Research, Volume5, ISSN 2229-5518, 2014.
- [7] CEN; *"Eurocode 8- Design provisions for earthquake resistance of structures"* European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.
- [8] M.T.Braz-César; *"Seismic performance of metallic braced frames by pushover analyses"*. Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes, Greece, June 2009.
- [9] L.Kerstin, *"Seismic vulnerability of existing buildings"*. Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology. Zurich. 2002.
- [10] FEMA, NEHRP; *"Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356)"*. American Society of Civil Engineers (ASCE): Reston, VA, U.S.A 2000.
- [11] K.Chopra and K.Goel; *"A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings"*: Earthquake engineering and structural dynamics. issue 33, pp 903–927, 2004.
- [12] M.Seifi, J.Noorzaei; *"Nonlinear Static Pushover Analysis in Earthquake Engineering: State of Development"*. International Conference on Construction and Building Technology. pp 69-80, 2008.
- [13] P.fajfar; *"A nonlinear analysis method for performance based seismic design"*. Journal of Earthquake Spectr, vol.16, pp.573-592, 2000.
- [14] Eurocode 3; *"Design of steel structures"*, part 1.1: general rules and rules for buildings, DD ENV 1993-1-1, British Standards Institution, London, 1993.
- [15] H.Shakir (2013); *"Modern Engineering Design: Analytical and Numerical Modelling of Semi-rigid Connections"*. A thesis submitted to The University of Manchester for the degree of Doctor of Philosophy in the Faculty of Engineering and Physical Sciences,

- [16] N.Kishi, WF.Chen; "*Elasto-plastic FE analysis on moment–rotation relations of top-and seat-angle connections*". International Conference of Connections in Steel Structures Vol 140, pp 289-301, 2006.
- [17] AR.Kukreti, AS.Abolmaali; "*Moment–rotation hysteresis behavior of top and seat angle steel frame connections*". Journal of Structural Engineering, Issue 8, pp 810-820, 1999.
- [18] AM.Citipitioglu; "*Refined 3Dfinite element modeling of partially restrained connections including slip*". Journal of Construct Steel, Issues 5–8, PP 995–1013, 2002.
- [19] N.Kishi; "*Nonlinear finite element analysis of top-and-seat angle with double web angle connections*", Journal of Structural Engineering and Mechanics, Issue 2, pp.201-214, 2001.
- [20] A.Ahmed, N.Kishi; "*Nonlinear analysis on prying of top-and seat-angle connections*". Journal of Applied Mechanics, Vol 4, pp227-236, 2001.
- [21] A.Pirmoz, D.Säidi; "*Numerical modeling of bolted angle connections subjected to monotonic and cyclic loads*". 5th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, 2007.
- [22] A.Pirmoz, A.Seyed Khoei, "*Moment–rotation behavior of bolted top–seat angle connections*". Journal of Constructional Steel Research, Vol 65, pp 973–984 (2009).
- [23] K.Ohi, J.Hyoukchoi, "*Hybrid simulation on semi-rigid partial-strength connection*". International Journal of Modern PhysicsB, Vol 20, pp 4445-4450, 2006.
- [24] T.Wondimu; "*behavior and modeling of semi-rigid steel beam to column connections*", Master thesis, the Addis Ababa University. Ethiopia. September 2007.
- [25] M.Takouachet , "*Caractérisation des assemblages Structuraux en construction métallique selon L'EC3*". Mémoire magister à Université des Frères Mentouri Constantine, Algérie .2008.
- [26] M.L.Scott, A.Burns; "*Multiple Fully Stressed Designs of Steel Frame Structures with Semi Rigid Connections*". Journal of Numerical Methods in Engineering, issue 58, pp 821–838, 2003.
- [27] S.Sup-Lee; "*Moment–rotation model of semi-rigid connections with angles*". Journal of Engineering Structures, issue 24, pp 227–237, 2002.
- [28] A.Abolmaali and J.H.Matthys, "*Development of moment–rotation model equations for flush end-plate connections*". Journal of Constructional Steel Research. 61 1595–1612, 2005.
- [29] J.M. Kelly; "*Base Isolation: Origins and Development*". National Information Service for Earthquake Engineering, 1998.
- [30] Y.B.Yang; "*Base isolation*". Earthquake Engineering Handbook, Chapter 17, CRC Press, Washington DC, 2003.
- [31] A.B.Saiful Islam, M.Jameel, "*Seismic isolation in buildings to be a practical reality: Behavior of structure and installation technique*". Journal of Engineering and Technology Research, Vol 3, pp 99-117, 2011.
- [32] F.Naeim and J.M.Kelly; "*Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*", 1st edition John Wiley and Sons: Hoboken, NJ, USA, 1999.
- [33] A.Taylor and I.Aiken; "*What's Happened to Seismic Isolation of Buildings in the*

- U.S.A". *Journal of Structure*, March 2011.
- [34] J.M.Kelly; "*Aseismic base isolation: Review and bibliography*". *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol 5, pp 202-216. 1986.
- [35] S.Naharajaiah and S.Xiahong. "*Seismic Performance of base Isolated Buildings in the 1994 Northridge Earthquake*", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996,
- [36] A.W.Taylor and A.N.Lin, "*Performance of elastomers in isolation bearings*": A literature review. *Earthquake Spectra*, Vol 8, , pp 279-303, 1992.
- [37] M.C. Constantinou. "*Non-linear dynamic analysis of multiple building base isolated structures*", *Computers and Structures*, Vol 50, pp 47-57, 1992
- [38] M.Fabio and V.Alfonso; "*Base-Isolation techniques for the seismic protection of RC Framed Structures subjected to near-fault ground motions*", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2935, 2004.
- [39] A.Martelli, P.Clemente; "*Recent Development and Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use*", Vol 34, pp 449- 488, 2014.
- [40] R.L.Mayes, F.Naeim; "*Design of structures with seismic isolation*". The Seismic Design Handbook Chapitre 14, pp 723-755, 2001.
- [41] C.A.Kircher. "*Seismically isolated structures*". FEMAP-751 NEHRP Recommended, Chapitre 12, 2000.
- [42] R.S. Jangid,T.K Datta, (1995) "*Seismic behavior of base isolated buildings: a state of the art review*". *Civil Engineering Structures & Buildings*, Vol 110, pp 186-203, 1995.
- [43] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme (2004) ; "*Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003*". Document technique réglementaire (D.T.R.-B.C.2.48). O.P.U, Algérie, 2004.
- [44] "*Uniform Building Code*"; International Conference of Building Officials, California, 1997.
- [45] "*International Building Code*" (2000); International Code Council Inc. USA, (2000).
- [46] University of Canterbury Research (2011); "*Base isolation and damping devices*". Report No. 2011-02
- [47] ANSYS Release 13.0, finite element program system, ANSYS Inc. (2010).
- [48] M.Barakat, Chen W-F; "*Practical analysis of semi-rigid frames*"; *Engineering Journal.*, AISC, Vol 27, pp 54–68, 1990.
- [49] M.S. Hayalioglu and S.O. Degertekin (2005); "*Minimum cost design of steel frames with semi-rigid connections and column bases via genetic optimization*". *Computers and Structure*, Vol 83, pp1849–1863, 2005.
- [50] A.S.Elnashai, H.Mahmoud; "*The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections*". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 67, pp 114-126, 2011.
- [51] S.Talatahari; "*Optimum design of frame structures using the Eagle Strategy with Differential Evolution*". *Engineering Structures*, Vol 91, pp16–25, 2015.