

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Djilali Bounaama Khemis Miliana

Faculté de science et de la technologie

Département de la technologie



Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme **Master** Académique
en Génie Civil.*

Spécialité : Structures

Thème :

***ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE D'OSSATURES METALLIQUES EN
PORTIQUES***

Présenté par :

- ❖ M^{lle}. BOUCHERF Khawla
- ❖ M^{lle}. HADJER Fawzia

Dirigé par :

- ❖ Dr. YAHMI Djamel

Année universitaire 2022-2023

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu
le Tout-Puissant qui nous a donné la force et la
patience pour faire ce travail humble.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Dr.
YAHMI Djamal et à lui exprimer notre gratitude
pour sa présence, son écoute, ses conseils avisés
et son soutien afin de nous permettre de mieux
définir le travail qui doit être fait dans notre
mémoire.

Nous sommes heureux de remercier sincèrement
tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à
développer ce travail. J'exprime également nos
sincères remerciements à tous ceux qui ont
participé avec nous dans les moments les plus
difficiles de ce travail et à tous ceux qui nous ont
souhaité le meilleur.

Enfin, je dédie ces notes à mon père et la famille
de mon cher ami, pour leur amour inestimable,
leur confiance, leur soutien, leurs sacrifices et
toutes les valeurs qu'ils sont capables de nous
inculquer.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont soutenu
durant les moments les plus pénibles depuis mes
premiers pas à l'école.

A mes frères **Abd El Djalil** et **Ahmed Cherif** et
ma sœur **Tassnim** et mon fiancé **Youssouf** et ma
cousine **Houda** pour leur précieux aide.

Ainsi, qu'à mes chers amis surtout **Fawzia** et
Hanane et **Bouchra** pour tous les moments de
bonheurs.

De joie et de folie, des moments que je
n'oublierai jamais.

BOUCHERF KHAWLA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont soutenu
durant les moments les plus pénibles depuis mes
premiers pats à l'école.

A mes frères **Moustapha** et **Houssam** et **Khaled**
et **Abdellah** mes sœurs **Farida** et **Meryem** pour
leur précieux aide.

Ainsi, qu'à mes chers amis surtout **Rania** et
Nacira et **Zoulikha** et **Saliha** et **Assia** et **Nawal**
et **Kenza** et **Lamia** et **Naima** et **Samira** pour tous
les moments de bonheurs.

De joie et de folie, des moments que je
n'oublierai jamais.

HADJER FAWZIA

SOMMAIRE

Résumé	I
Abstract	ii
Résumé en Arabe	iii
Introduction	1
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique	
1. Introduction.....	4
2. Travaux antérieurs	5
3. Conclusions.....	19
Chapitre 2 : Systèmes de contreventement des structures métalliques	
1 Introduction.....	20
2. Types de structure métallique.....	21
2.1 Structures en portique auto-stable (MRF).....	21
2.2 Structures avec triangulations à barres centrées (CBF).....	21
2.3 Structures avec triangulations à barres excentrées (EBF).....	22
3. Comportement non linéaire des structures métalliques.....	24
3.1 Ossature à cadre ou en portique.....	24
3.2 Ossatures avec triangulation à barres centrées.....	25
3.2.1 Contreventement en X (croix de Saint André).....	26
3.2.2 Contreventement en V.....	26
3.2.3 Contreventement en K.....	27
3.3 Ossatures avec triangulation à barres excentrées.....	27
4. Coefficient de comportement.....	28
4.1 Facteur de ductilité.....	29
4.2 Facteur de résistance de réserve.....	30
4.2.1 Facteur de résistance de réserve de conception.....	30
4.2.2 Facteur de redondance (résistance de réserve plastique).....	30
4. Conclusions.....	30
Chapitre 3 : Choix et description des structures étudiées	
1. Introduction.....	32
2. Description des structures considérées.....	32
2.1 Propriétés mécaniques du matériau utilisé.....	32
2.2 Modélisation et analyse des structures considérées par le logiciel SAP2000.....	33

2.2.1 Présentation du logiciel de calcul SAP2000.....	34
2.2.2 Modélisation de la structure sous SAP2000.....	34
2.2.3 Analyse sous SAP2000.....	34
2.3 Structures en portiques auto-stable.....	35
2.3.1 Description des structures.....	35
3. Charges permanentes et surcharge d'exploitation.....	38
3.1 Charges permanentes.....	38
3.1.1 Plancher terrasse.....	38
3.1.2 Plancher courant.....	39
3.1.3 Murs extérieurs.....	40
3.2 Surcharges d'exploitation.....	40
4. Analyse élastique linéaire.....	40
4.1 Résultat de l'analyse élastique linéaire.....	40
4.2 Discussions des résultats obtenus.....	41
5. Conclusion.....	42
Chapitre 4 : Modélisation et application de la méthode statique non-linéaire Push-over.	
1. Introduction.....	43
2. Présentation de la méthode Pushover.....	44
3. Définition de l'analyse Pushover.....	45
4. Origine de l'analyse Pushover.....	46
5. But de l'analyse Pushover.....	46
6. Principe.....	47
7. L'hypothèse de l'analyse Pushover.....	48
a- Les avantages de l'analyse Pushover:.....	49
b- Les limites de l'analyse Pushover.....	50
8. Modes de chargements latéraux.....	51
8.1 Distribution triangulaire.....	51
8.2 Distribution uniforme.....	52
8.3 Détermination du chargement latéral pour l'analyse Pushover.....	52
9. Définition des rotules plastiques.....	58
10. Niveaux de dommages.....	59
10.1 Limites de performance structurelle (L_i).....	61

11. Conclusion.....	62
Chapitre 5 : Analyse et discussions des résultats	
1. Introduction.....	63
2. Courbes de capacité des structures étudiées.....	63
3. Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastique.....	69
4. Evaluation du facteur de résistance de réserve des structures étudiées.....	76
4.1 Effet des caractéristiques structurelles sur le facteur de résistance de réserve	78
4.2 Effet de niveau de dommage sur le facteur de résistance de réserve	79
4.3 Effet de la réponse locale des poteaux sur la résistance de réserve.....	79
5. Conclusion.....	84
Conclusions.....	85
Recommandations	86
Références bibliographiques.....	87

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre1 : Synthèse bibliographique

Chapitre 2 : Systèmes de contreventement des structures métalliques

Tableau 2.1.:Coefficient d'accélération de zone A.....	28
--	----

Chapitre 3 : Choix et description des structures étudiées

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques du matériau utilisé (acier S235).....	33
---	----

Tableau 3.2 : Types de profilés métalliques utilisés dans la structure R+02	35
---	----

Tableau 3.3 : Types de profilés métalliques utilisés dans la structure R+05	36
---	----

Tableau 3.4 : Types de profilés métalliques utilisés dans la structure R+08	37
---	----

Tableau 3.5 : Caractéristiques dynamiques des structures étudiées	40
---	----

Tableau 3.6 : Poids et effort tranchant à la base de conception des structures étudiées	40
---	----

Chapitre 4 : Modélisation et application de la méthode statique non-linéaire

Push-over

Tableau 4.1 : Chargement latéral pour les structures de 3 étages (Distribution triangulaire).....	53
---	----

Tableau 4.2 : Chargement latéral pour les structures de 6 étages (Distribution triangulaire).....	53
---	----

Tableau 4.3 : Chargement latéral pour les structures de 9 étages (Distribution triangulaire).....	54
---	----

Tableau 4.4 : Chargement latéral pour les structures de 3étages (Distribution uniforme).....	55
--	----

Tableau 4.5 : Chargement latéral pour les structures de 6étages (Distribution uniforme).....	56
--	----

Tableau 4.6 : Chargement latéral pour les structures de 9étages (Distribution uniforme).....	57
--	----

Tableau 4.7 : Niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif	61
--	----

Chapitre 5 : Analyse et discussions des résultats

Tableau 5.1 : Facteur de résistance de réserve des structures étudiées (3 travées) sous un chargement triangulaire.....	76
---	----

Tableau 5.2 : Facteur de résistance de réserve des structures étudiées (3 travées) sous un chargement uniforme.....	76
---	----

Tableau 5.3 : Facteur de résistance de réserve des structures étudiées (5 travées) sous un chargement triangulaire.....	76
---	----

Tableau 5.4 : Variation du moment fléchissant et de l'effort normal pour les 03 structures étudiées sous un chargement triangulaire.....	82
Tableau 5.5 : Variation du moment fléchissant et de l'effort normal pour les 03 structures étudiées sous un chargement uniforme.....	82

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

Figure 1.1 : Structures étudiées (régularité en élévation).....	5
Figure 1.2 : Structures étudiées (irrégularité en élévation).....	6
Figure 1.3 : Variation de la valeur des composantes du facteur de comportement	7
Figure 1.4 : Variation de la valeur du coefficient de comportement.....	8
Figure 1.5 : Evaluation de la résistance de réserve d'une structure en portique.....	8
Figure 1.6 : Structures étudiées.....	9
Figure 1.7 : Résultats de l'analyse push-over d'une structure de 10 étages.....	9
Figure 1.8 : Vue en plan et en élévation des structures étudiées.....	10
Figure 1.9 : Structure conçue pour résister aux charges de gravité.....	12
Figure 1.10 : Structures conçue pour résister aux efforts sismique.....	12
Figure 1.11 : Courbe Pushover des structures étudiées.....	12
Figure 1.12 : Configurations des structures étudiées.....	13
Figure 1.13 : Facteur de modification de la réponse pour le CBF conventionnels...	14
Figure 1.14 : Facteur de comportement des structures étudiées.....	14
Figure 1.15 : Courbe Pushover des structures avec un contreventement en V inversé.....	15
Figure 1.16 : Courbe Pushover des structures avec un contreventement en V.....	15
Figure 1.17 : Courbe push-over des structures avec un contreventement en X.....	16
Figure 1.18 : Réponse de la structure.....	19
Chapitre 2 : Systèmes de contreventement des structures métalliques	
Figure 2.1 : Effondrement total des constructions non ou mal contreventées.....	20
Figure 2.2 : (a) portique auto-stable (b) type de diagrammes des moments de flexion aux charges latérales.....	21
Figure 2.3 : Différents types de système de contreventement par palées triangulés centrée.....	22
Figure 2.4 : Configuration et mécanisme plastique des ossatures avec triangulations A barres excentrées (a) en D, (b) en Ket(c) en V.....	23
Figure 2.5 : Bâtiment avec triangulation excentrée en cours de construction (USA)	24
Figure 2.6 : Ossature à cadre ou en portique.....	25
Figure 2.7 : Ossatures avec triangulation à barres centrées.....	25
Figure 2.8 : Contreventement en X.....	26

Figure 2.9 : Contreventement en V.....	27
Figure 2.10 : Contreventement en K.....	27
Figure 2.11 : Ossatures avec triangulation à barres excentrées.....	28
Figure 2.12 : Courbe charge – déplacement.....	29
Chapitre 3 : Choix et description des structures étudiées	
Figure 3.1 : Caractéristiques mécaniques du matériau utilisé (acier S235)	33
Figure 3.2 : Vue en plan des structures étudiées.....	35
Figure 3.3 : Structure R+02 en 3D.....	36
Figure 3.4 : Structure R+05 en 3D.....	36
Figure 3.5 : Structure R+08 en 3D.....	37
Figure 3.6 : Spectre de réponse selon l’EC8.....	41
Chapitre 4 : Modélisation et application de la méthode statique non-linéaire Push-over	
Figure 4.1 : Méthode basée sur la déformation non-linéaire (Push-Over).....	43
Figure 4.2 : Courbe de capacité (Pushover) d’une structure.....	44
Figure 4.3 : Signification physique de la courbe de capacité.....	45
Figure 4.4 : Courbe de capacité (Pushover) d’une structure.....	45
Figure 4.5: Niveaux d’endommagement.....	48
Figure 4.6: Hypothèse de l’analyse Pushover.....	48
Figure 4.7 : Schéma de distribution des charges latérales.....	51
Figure 4.8: Loi force - déplacement non-linéaire utilisée pour les poteaux et poutres des structures étudiées	58
Figure 4.9: Courbe Force-déplacement ou moment – rotation pour la définition de rotule utilisée dans le SAP2000 (courbe de déformation plastique).....	59
Chapitre 5 : Analyse et discussions des résultats	
Figure 5.1 : Courbe de capacité de structure analysée de 3 étages sous une distribution triangulaire.....	64
Figure 5.2 : Courbe de capacité de structure analysée de 6 étages sous une distribution triangulaire.....	64
Figure 5.3: Courbe de capacité de structure analysée de 9 étages sous une distribution triangulaire.....	64
Figure 5.4: Courbe de capacité de structure analysée de 3 étages sous une distribution uniforme.....	65

Figure 5.5: Courbe de capacité de structure analysée de 6 étages sous une distribution uniforme.....	65
Figure 5.6: Courbe de capacité de structure analysée de 9 étages sous une distribution uniforme.....	65
Figure 5.7: Courbe de capacité de structure analysée de 3 étages (5 travées) sous une distribution triangulaire	67
Figure 5.8: Courbe de capacité de structure analysée de 6 étages (5 travées) sous une distribution triangulaire	67
Figure 5.9: Courbe de capacité de structure analysée de 9 étages (5 travées) sous une distribution triangulaire	67
Figure 5.10: Distribution des rotules plastique pour la structure R+02 sous un chargement triangulaire	69
Figure 5.11: Distribution des rotules plastique pour la structure R+05 sous un chargement triangulaire	70
Figure 5.12: Distribution des rotules plastique pour la structure R+08 sous un chargement triangulaire.....	71
Figure 5.13: Distribution des rotules plastique pour la structure R+02 sous un chargement uniforme.....	73
Figure 5.14: Distribution des rotules plastique pour la structure R+05 sous un chargement uniforme.....	74
Figure 5.15: Distribution des rotules plastique pour la structure R+08 sous un chargement .uniforme.....	75
Figure 5.16: Variation de la valeur du facteur de résistance.....	77
Figure 5.17 : Les efforts axiaux et les moments sous une distribution triangulaire ...	80
Figure 5.18 : Les efforts axiaux et les moments sous une distribution uniforme	81
Figure 5.19 : Variation du rapport « moment sollicitant / moment résistant » sous une distribution triangulaire.....	83
Figure 5.20 : Variation du rapport « moment sollicitant / moment résistant » sous une uniforme	83

Résumé

L'objectif de cette étude est de mettre en évidence l'influence de la réponse locale des éléments structuraux sur le comportement non-linéaire des structures métalliques en portiques de moyenne ductilité (DCM). Pour atteindre cet objectif, on a identifié trois structures en portiques de niveau 3, 6 et 9 étages situées dans une zone de forte sismicité, dimensionnées selon les recommandations du règlement parasismique Européen (EC8 et EC3). Afin de vérifier les caractéristiques dynamique de ces structures, une étude dynamique et sismique est réalisée dans ce contexte. Ensuite, une analyse statique non-linéaire en poussée progressive a été menée en utilisant le logiciel SAP2000. Cette analyse a permis d'étudier l'effet de plusieurs paramètres tels que la hauteur et la largeur de la structure, la forme du chargement latéral, le niveau d'endommagement des éléments structuraux et la réponse locale des poteaux sur le comportement non-linéaire des structures considérées. Les résultats obtenus des analyses statiques non linéaires sont alors comparés. A la lumière des informations obtenues à partir des analyses statique non linéaires, il est observé que la valeur du facteur de résistance de réserve, R_s , augmente avec la diminution de la hauteur de la structure et l'augmentation du niveau d'endommagement de ses éléments structuraux. La largeur de la structure a le même effet sur le même facteur. Ce résultat montre que le comportement non linéaire de la structure dépend entre autres de l'élanement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques. Il est observé également que la formation des rotules plastiques les plus dangereux sont localisées au niveau de la base des poteaux du rez-de-chaussée ce qui affaiblie la structure.

Mots clés : *Comportement ; non-linéaire ; ductilité ; analyse push-over ; réponse locale ; courbe de capacité.*

Abstract

The objective of this study is to highlight the influence of the local response of structural members on the nonlinear behavior of medium ductile steel moment-resisting frames (DCM). To achieve this objective, we have identified three moment-resisting frames structures with 3, 6 and 9 stories located in a zone of high seismicity, designed in accordance with the provisions of structural Euro-codes (EC8 and EC3). In order to verify the dynamic characteristics of these structures, a dynamic and seismic study is carried out in this context. Then, a nonlinear static pushover analysis was carried out using the SAP2000 software. The effect of several parameters such as the height and width of the structure, the shape of the lateral load, the level of damage to the structural elements and the local response of the columns on the nonlinear behavior of the considered structures. The results obtained from the nonlinear static analyses are then compared. In the light of the information obtained from the nonlinear static analyses, it is observed that the value of the reserve resistance factor, R_s , increases with the decrease of the structure height and the increase of the level of structural elements damage of their structural members. The width of the structure has the same effect on the same factor. This result shows that the nonlinear behavior of the structure depends, among other things, on the height of a structure, which parameter is not taken into account by the seismic design codes. It is also observed that the formation of the most dangerous plastic hinges is located at the first storey base column, which reduces the overall strength of the structure.

Keywords: *Behavior; Nonlinear; ductility; pushover analysis; local response; capacity curve.*

Résumé en Arabe

الهدف من هذه الدراسة هو تسليط الضوء على تأثير الاستجابة المحلية للعناصر الهيكلية على السلوك الغير الخطي للهياكل المعدنية الغير المدعمة ذات ليونة متوسطة. لتحقيق هذا الهدف، تم تحديد ثلاثة هياكل غير مدعمة تتكون من 3 و 6 و 9 طوابق تقع في منطقة عالية الزلازل، مصممة وفقاً لتوصيات اللوائح الأوروبية لمكافحة الزلازل (EC8 و EC3). من أجل التحقق من الخصائص الديناميكية لهذه الهياكل، تم إجراء دراسة ديناميكية وزلزالية في هذا السياق. بعد ذلك، تم إجراء تحليل ثابت غير خطي (الدفع التدريجي المتزايد) باستخدام برنامج SAP2000. أتاح هذا التحليل دراسة تأثير العديد من المعاملات مثل طول وعرض الهيكل، شكل التحميل الجانبي، مستوى تلف العناصر الهيكلية والاستجابة المحلية للأعمدة على السلوك الغير خطي للبنىات. ثم تتم مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها من التحليلات اللاخطية الاستاتيكية. في ضوء المعلومات التي تم الحصول عليها من التحليلات الثابتة غير الخطية، يلاحظ أن قيم معامل المقاومة الاحتياطي، R_s ، تزداد مع انخفاض طول الهيكل وزيادة مستوى الضرر عناصره الهيكلية. عرض الهيكل له نفس التأثير على نفس المعامل. تظهر هذه النتيجة أن السلوك غير الخطي للهيكل يعتمد، من بين أمور أخرى، على طول الهيكل، وهو معامل لا يؤخذ في الاعتبار في قوانين الضد الزلزالية لتصميم المباني. ويلاحظ أيضاً أن تشكيل أخطر المفصلات البلاستيكية يقع على مستوى قاعدة أعمدة الطابق الأرضي، مما يضعف هيكل البناية.

الكلمات المفتاحية: سلوك، التحليل الغير خطي، المرونة، تحليل الدفع المتزايد، الاستجابة المحلي، منحى القدرة.

NOTATIONS

q	Coefficient de comportement
R	Coefficient de modification de réponse
R_{Ω}	Facteur de résistance de réserve de conception
R_{ρ}	Facteur de redondance
R_{μ}	Facteur de ductilité
μ	Ductilité globale de la structure
V	Effort tranchant à la base
V_e	Effort tranchant élastique
V_u	Effort tranchant ultime
V_y	Effort tranchant limite élastique
V_d	Effort tranchant de dimensionnement
Δ	Déplacement en tête de la structure
Δ_y	Déplacement limite élastique
Δ_u	Déplacement ultime
Δ_e	Déplacement élastique
F	Force latérale
Ω_i	Sur-résistance
$N_{pl,Rd,i}$	Résistance plastique à l'effort normal
N_{Ed}	Résistance élastique à l'effort normal
$V_{p,link}$	Résistance plastique en cisaillement
V_{Ed}	Effort tranchant de calcul
$M_{p,link}$	Résistance plastique en flexion du tronçon
M_{Ed}	Moment fléchissant de calcul
f_y	Limite d'élasticité
F_u	Limite ultime de traction
E	Module d'élasticité longitudinal
G	Module d'élasticité transversal
P	Poids volumique de l'acier
T	Période propre
α_{mode}	Mode propre de vibration

W	Poids total de la structure
θ_y	Rotation limite élastique de la section
θ_u	Rotation ultime de la section
θ_p	Rotation plastique de la section
M_y	Moment élastique limite de la section
M_p	Moment plastique de la section
L	Longueur de l'élément
I	Inertie de l'élément dans le sens de flexion
P	Effort normal
P_y	Effort normal à l'état limite élastique
A	Section transversale
M_p	Moment plastique
M_e	Moment élastique
H	Hauteur de section
$EC8$	Eurocode 8

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

De nombreux constats, à posteriori de dommages subis par les structures à la suite de tremblements de terre, attestent que les structures en charpente métallique sont celles qui se comportent le mieux. Il y a plusieurs raisons à cela :

- La ductilité de l'acier, des éléments et de la structure elle-même. On retiendra que la ductilité est la propriété qu'a un matériau, un élément, une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture ou ruine prématurée.
- Grande capacité des éléments métalliques d'absorber l'énergie dissipée par le séisme.
- Rapport élevé résistance/masse qui permet d'avoir des structures légères.

Le dimensionnement des structures métalliques prend en compte de manière approximative le comportement non linéaire (résistance de réserve et ductilité) des structures par le biais d'un coefficient appelé "coefficient de comportement", q dans le règlement parasismique européen et R dans le règlement algérien. Les actions sismiques agissant sur une structure réelle sont déduites de celles appliquées sur la structure idéalement élastique associée en les divisant par ce coefficient R appelé aussi facteur de réduction.

La plupart des codes prennent en compte une valeur constante de ce coefficient, dont la justification n'est pas toujours explicitée clairement. Le mauvais choix de la valeur de ce coefficient peut entraîner une mauvaise estimation de l'effort appliqué sur la structure et un danger pour sa stabilité.

Objectifs du mémoire

Les objectifs du mémoire consistent en l'évaluation du facteur de résistance de réserve R_s (l'un des facteurs du coefficient de comportement) des structures métalliques en portiques auto stables dimensionnées selon les prescriptions du règlement parasismique européen (EC8 et EC3) en utilisant l'analyse statique non linéaire. L'effet de la hauteur et la largeur de la structure, la forme du chargement latéral, le niveau d'endommagement des éléments structuraux et la réponse locale des poteaux sur le comportement non-linéaire est pris en compte.

INTRODUCTION GENERALE

La détermination du facteur de résistance de réserve se fera sur la base des critères de ruine suivants :

1. L'atteinte du déplacement relatif d'étage limite de 3% comme préconisé par l'EC8 ;
2. La formation d'une rotule plastique de niveau capacité ultime au niveau des poteaux ;
3. la ruine globale (capacité ultime) de la structure.

Le mémoire est organisé en cinq chapitres décrits ci-dessous.

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique des travaux de recherche existants sur l'analyse statique non linéaire d'ossatures métalliques et en béton armé. Nous avons présenté un aperçu global des investigations existantes sur les méthodes numériques et les résultats obtenus dans ce domaine. Cette synthèse permettra de positionner notre étude par rapport aux travaux antérieurs et d'identifier les lacunes à combler.

Dans le deuxième chapitre, nous avons examiné les différents systèmes de contreventement des structures métalliques. Nous présentés les différents types de contreventements utilisés pour assurer la stabilité et la résistance des structures. Nous avons abordé également le concept du coefficient de comportement sismique, qui mesure la capacité d'une structure à résister aux charges sismiques. Nous avons discuté les différentes méthodes de calcul du coefficient de comportement et ses composantes pour des structures métalliques.

Le troisième chapitre est axé sur l'analyse linéaire des structures métalliques en portique dimensionnées le règlement européen. Nous avons présenté les exigences de calcul et les méthodes de vérification de la résistance et de la stabilité des structures. Nous avons souligné également les limitations de l'approche linéaire et la nécessité d'une analyse non linéaire.

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation et l'application de la méthode statique non linéaire Pushover des ossatures métalliques en portique. Nous avons expliqué les principes de la méthode Pushover, qui permet d'estimer le comportement non linéaire des structures soumises à des charges progressives. Nous avons présenté les étapes de modélisation, les critères de performance. Nous avons discuté également les deux modes de chargements latéraux triangulaire et uniforme et de leur impact sur le comportement des structures métalliques en portique.

INTRODUCTION GENERALE

Le dernier chapitre est consacré à la présentation des résultats obtenus par les analyses statiques non-linéaires tels que les courbes push-over, la distribution des rotules plastiques et les modes de ruine des structures considérées dans cette étude. Nous avons examiné la distribution des rotules plastiques, qui indique les zones et le niveau de plasticité dans les éléments de la structure. Nous avons évalué également le facteur de résistance de réserve, qui mesure la capacité (résistance supplémentaire) de la structure à résister aux charges ultimes. Enfin, nous avons discuté et présenté les différents paramètres qui ont une influence sur la courbe de capacité, de la distribution des rotules plastiques et le facteur de résistance de réserve.

CHAPITRE 1
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction

Au cours des dernières années, la communauté scientifique du génie parasismique a réévalué ses procédures de conception, et ce grâce à une meilleure compréhension du phénomène sismique. Ces procédures de dimensionnement considèrent les spécificités de l'action des tremblements de terre et tirent parti des particularités de la réponse sismique des structures. Cependant, les séismes étant des événements rares et imprévisibles, il n'est pas raisonnable de vouloir que les constructions ressortent indemnes de tous les tremblements de terre. Dans ce sens, l'objectif premier de la construction parasismique consiste généralement à *éviter l'effondrement* des structures pour sauver les vies humaines. Ainsi, dans les codes et règlements parasismiques, pour permettre un dimensionnement économique, les recommandations pour le calcul sismique de structures prennent en compte *le comportement ductile* et hystérétique de ces dernières. En effet, une structure en zone sismique est dimensionnée d'une manière qu'une part de l'énergie sismique introduite par un tremblement de terre sévère soit dissipée par le biais de déformations plastiques. Cependant, pour empêcher la ruine de la structure, l'amplitude de ces déformations plastiques doit être limitée à des valeurs qui sont compatibles avec la ductilité locale et globale disponibles dans la structure, c'est-à-dire avec sa capacité de dissipation d'énergie. Cette dernière est assurée par les zones dissipatives qui sont essentiellement des rotules plastiques dans les éléments fléchis, des barres en traction plastique pour les éléments de contreventement, ou des panneaux d'âme cisailés des nœuds poutre-poteau en construction métallique [1].

Dans ce qui suit, nous allons essayer de donner un aperçu global sur les études (les travaux) qui ont été menées par le passé sur *le comportement inélastique des structures* en béton armé ou en charpente métallique (en acier) à travers l'étude de leurs résistances aux efforts statiques et dynamiques auxquelles elles ont été soumises. Dans ce contexte, ces travaux sont choisis de façon à se fixer comme objectif l'analyse du rôle et de l'impact de la présence de ce dénommé « *coefficient de comportement* » dans les efforts sismiques appliqués aux structures implantées en zones sismiques. En plus, dans cette présente recherche bibliographique le concept du coefficient de comportement et sa formulation, ainsi que des généralités sur *ses composantes* seront présentées.

2. Travaux antérieurs

Cette section présente une synthèse bibliographique concernant les études qui traitent du comportement inélastique des ossatures (en acier et en béton armé), ainsi que le problème lié à l'évaluation du facteur de la résistance de réserve « R_s », de la ductilité « R_μ » et celui du comportement (facteur R), des structures de bâtiments. Les résultats obtenus de ces recherches sont brièvement présentés ci-après :

La plupart des codes parasismiques actuels sont basés sur une conception à force contrôlée ou une conception de capacité, en utilisant le concept de l'effort tranchant à la base. Le paramètre le plus important dans cette approche est *le coefficient de modification de la réponse sismique*, également appelé *coefficient de comportement*, qui permet de dimensionner la structure à l'état limite ultime en tenant compte de sa capacité à dissiper l'énergie à travers des déformations plastiques.

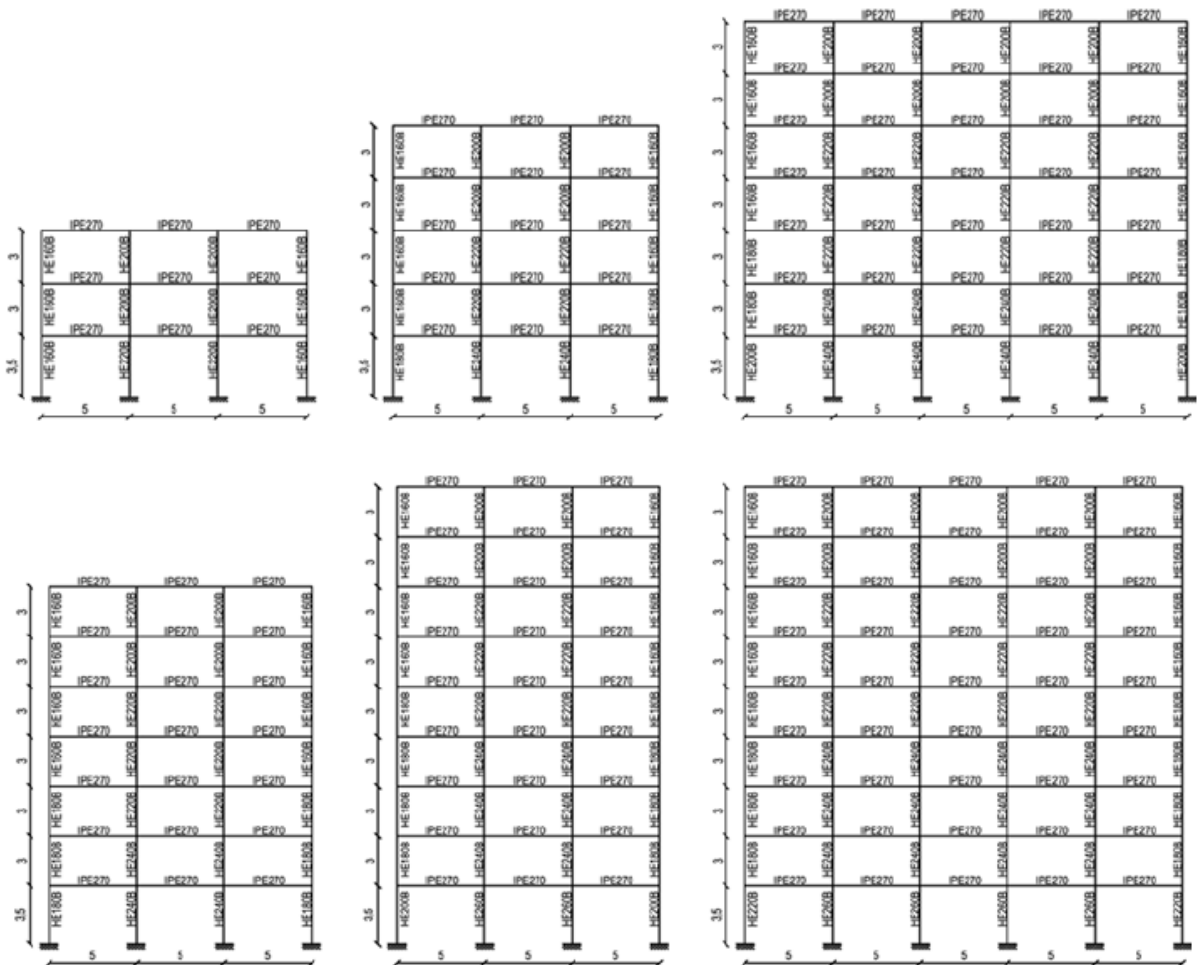


Figure 1.1 : Structures étudiées (régularité en élévation).

(représente le phénomène de la redistribution des efforts) des structures métalliques analysées déduite à partir de l'EC8 est inférieure à celles calculées dans l'étude. En effet, la valeur moyenne du facteur de redondance calculée à partir des analyses est de 1.64 alors que la valeur recommandée dans le règlement Européen EC8 est de 1.30. Au contraire, le coefficient de comportement proposé par l'EC8 ne peut pas être conservateur. Ce résultat provient de l'effet de la force axiale qui réduit la capacité de moment plastique au niveau des poteaux du premier étage dans les structures de grande hauteur. Dans ces cas, la capacité de rotation limitée des sections des poteaux du premier étage limite la capacité de déplacement ultime de la structure et, par conséquent, le facteur de réduction de la ductilité.

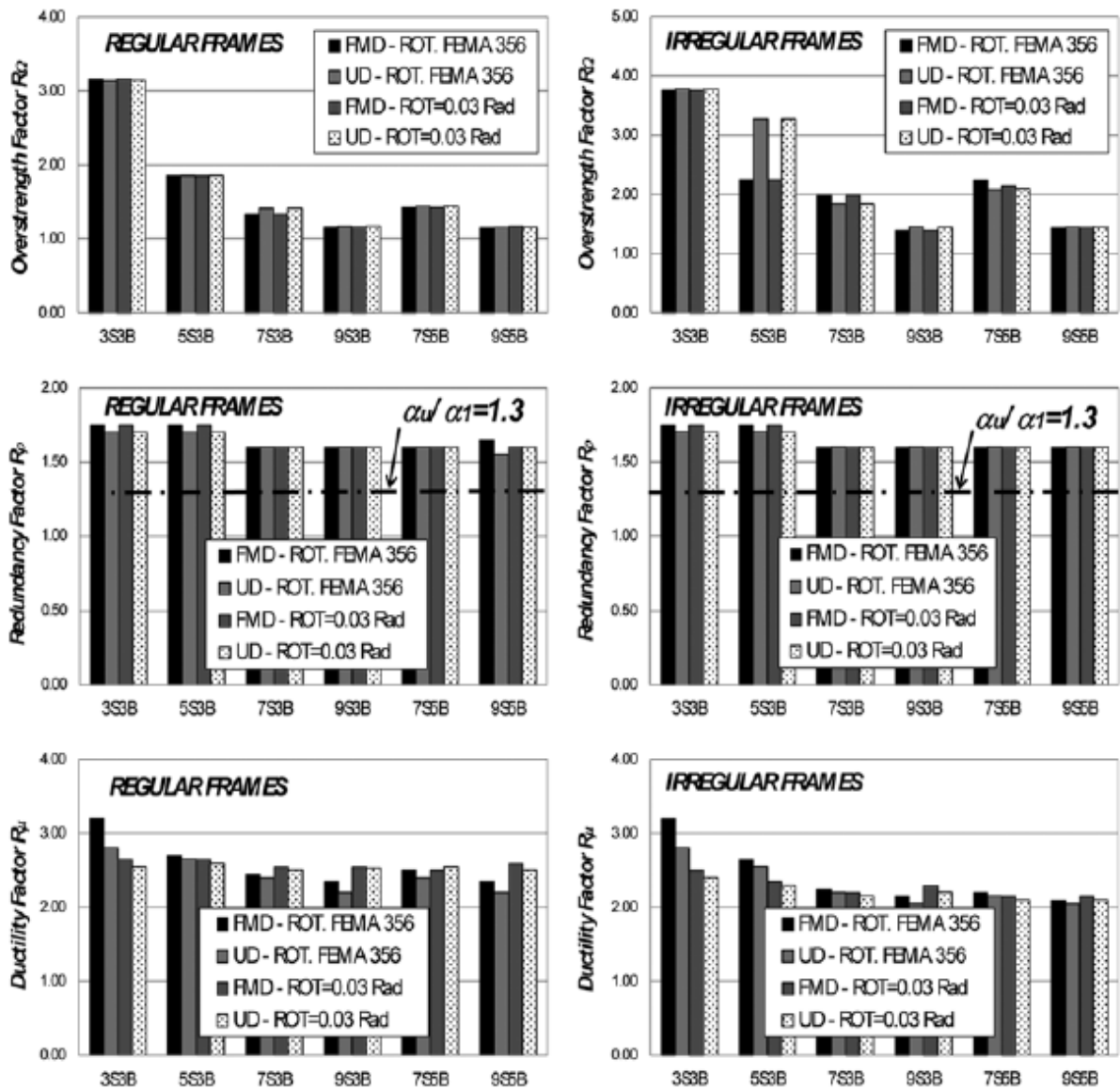


Figure 1.3 : Variation de la valeur des composantes du facteur de comportement.

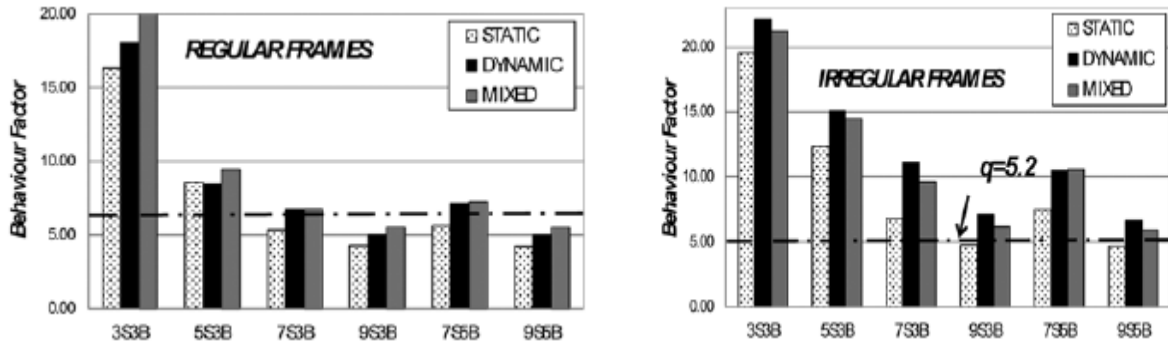


Figure 1.4 : Variation de la valeur du coefficient de comportement.

Sur la base de ces résultats, un critère de ductilité locale basé sur le contrôle du niveau de charge axiale a été proposé pour s'assurer implicitement que les poteaux présentent un comportement plus ductile et pour améliorer les dispositions données dans le code parasismique Italien NTC08 [4].

Les observations lors de nombreux séismes ont montré que les structures des bâtiments sont capables de supporter sans dommage des forces sismiques considérablement plus importantes que celles pour lesquelles elles ont été conçues. Cela s'explique par la présence dans de telles structures d'une résistance de réserve importante non prise en compte dans la conception. S'appuyant sur une telle sur-résistance, de nombreux codes sismiques permettent une réduction des charges de conception.

Pour évaluer la réserve de résistance due à la redistribution des efforts internes (Figure 1.5), en 1996, Humar et Rahgozar [5] ont examiné un groupe de structures de bâtiment en acier contreventés par des portiques avec et sans palées de stabilités concentrique de 2 à 30 étages (Figure 1.6).

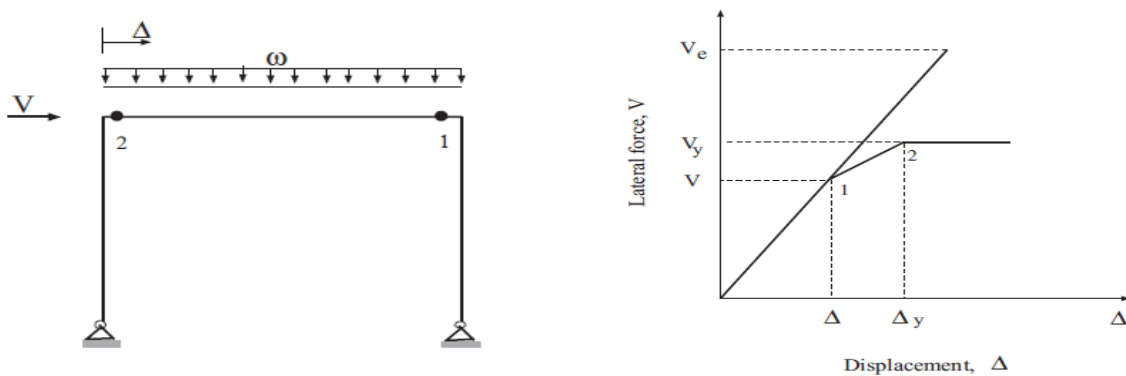


Figure 1.5 : Evaluation de la résistance de réserve d'une structure en portique.

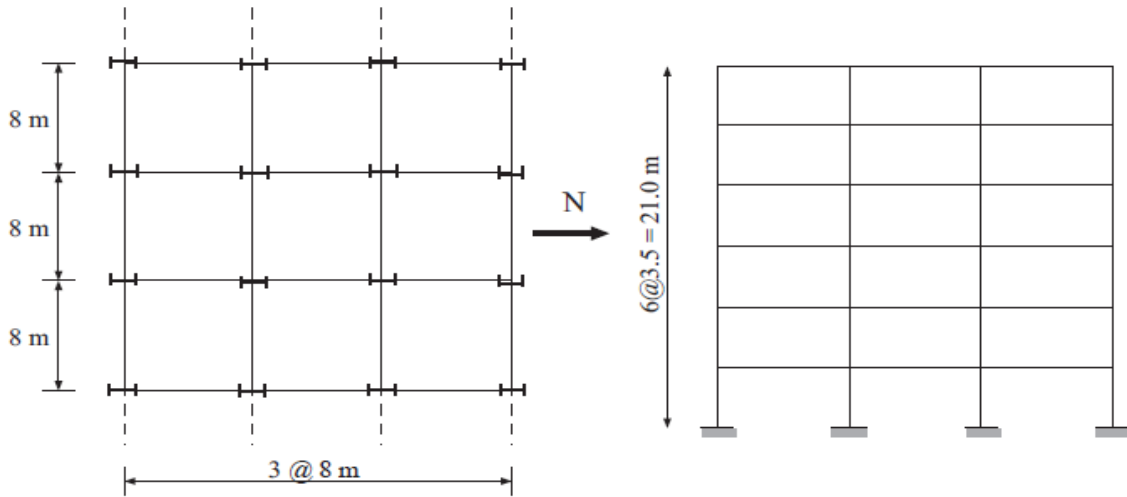


Figure 1.6 : Structures étudiées.

Une analyse statique non linéaire Pushover est utilisée dans laquelle les charges de gravité sont maintenues constantes tandis que les forces sismiques sont progressivement augmentées jusqu'à ce qu'un mécanisme se forme. D'après les résultats obtenus dans cette étude (Figure 1.7), il est à noter que pour les structures en portiques, la résistance de réserve diminue avec une augmentation du nombre d'étages ainsi que du niveau des forces sismiques de calcul (figure3). L'effet P-Δ provoque une réduction supplémentaire. Dans les structures avec palées de stabilités, le paramètre principal contrôlant la résistance de réserve est le rapport d'élanement des éléments de contreventement. Dans ces structures, la résistance de réserve est presque indépendante à la fois de la hauteur de la structure et de l'effet du déplacement latéral du bâtiment.

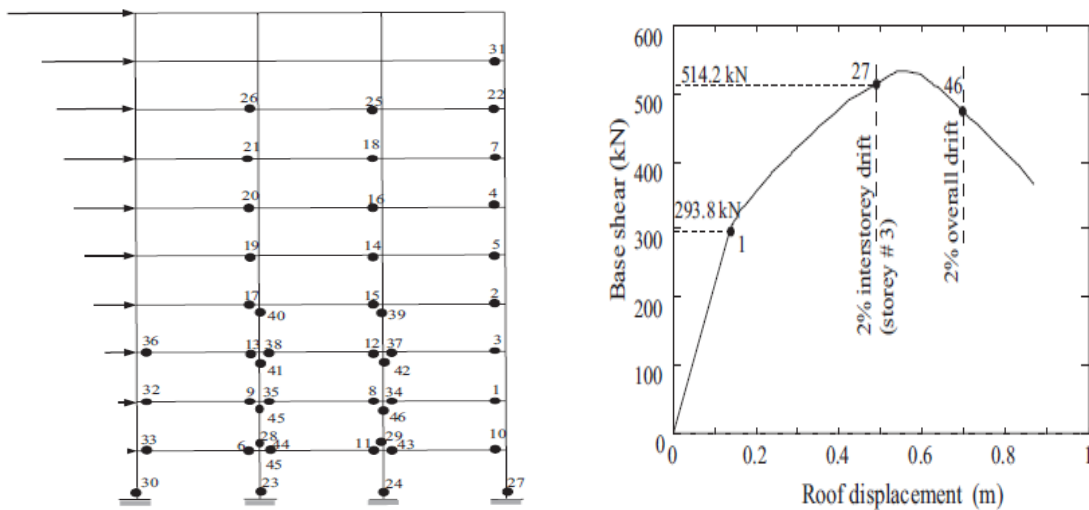


Figure 1.7 : Résultats de l'analyse push-over d'une structure de 10 étages.

En 2014, M. Louzai et Abed [6] ont évalué le facteur de comportement R des structures en portiques en béton armé sur la base d'analyse comparative entre l'analyse statique non-linéaire (analyse Pushover) et l'analyse dynamique non-linéaire (analyse dynamique incrémentale). A cet effet, trois portiques plans en béton armé d'élancements différents sont considérés ; il s'agit d'un portique de faible élancement de 3 niveaux (portique R+2), d'un autre moyennement élancé à 6 niveaux (portique R+5) et d'un troisième portique élancé avec 9 niveaux (portique R+8) (Figure 1.8).

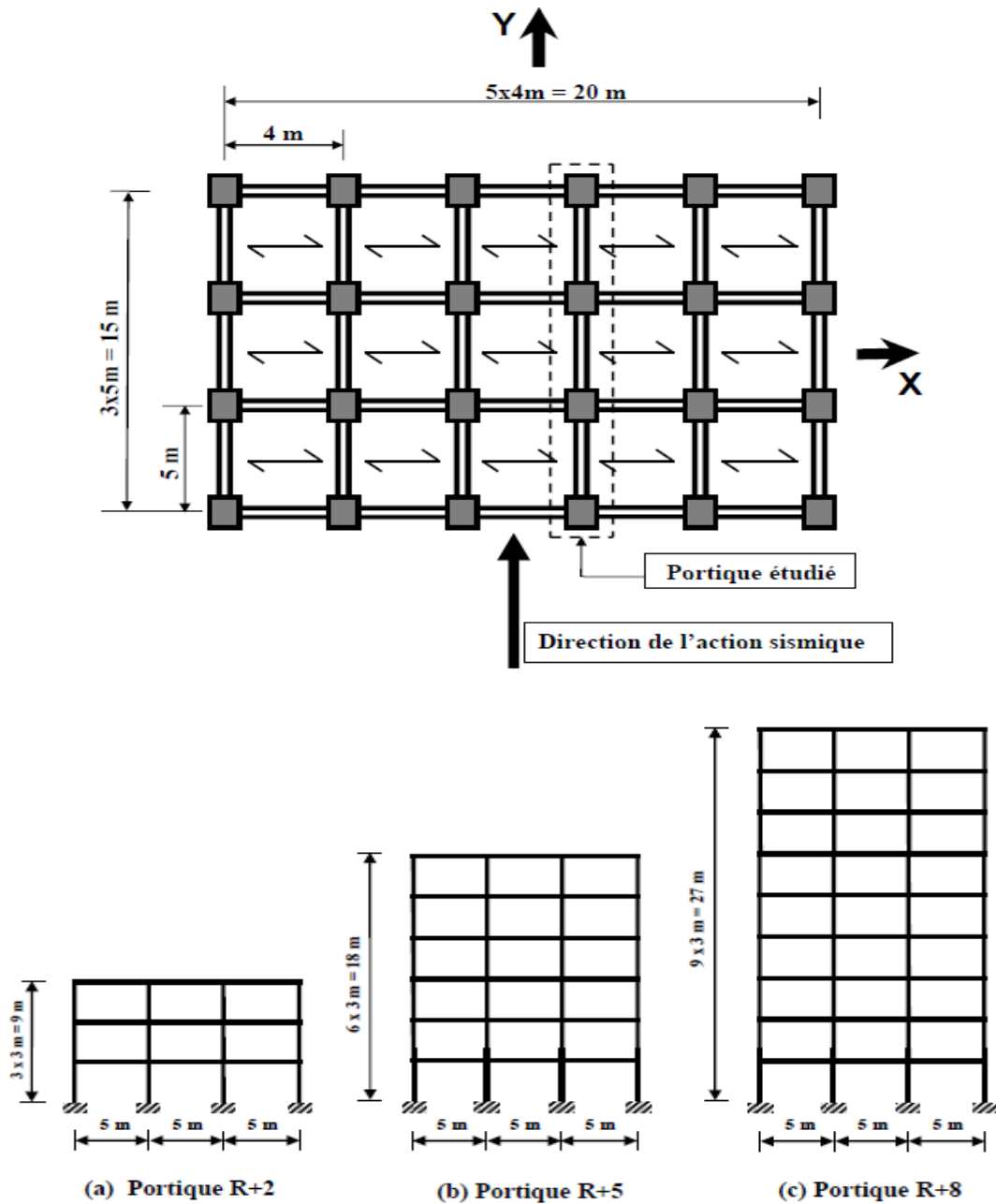


Figure 1.8 : Vue en plan et en élévation des structures étudiées.

Les trois portiques ont été dimensionnés suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003. Des analyses statiques non linéaires (analyse Pushover) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée et des analyses dynamiques non linéaires (analyse dynamique incrémentale) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés ont été effectuées pour chaque portique, et ce dans le but de calculer les paramètres du facteur R , à savoir : le facteur de ductilité et le facteur de sur-résistance. Plusieurs critères de ruine, aussi bien au niveau de l'élément structural poutre ou poteau qu'au niveau de la structure, sont pris en considération dans le but d'évaluer la ruine de la structure en portique. Les résultats obtenus des analyses statique et dynamique non linéaires sont alors comparés. Selon les résultats d'analyses, il est observé que la valeur du facteur de comportement, R , diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses Pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la valeur du facteur de comportement, R , augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux. Ce résultat montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques. A la lumière des informations obtenues à partir des analyses dynamiques incrémentales, il est observé que la valeur du facteur R adoptée par le code RPA99/version2003 est surestimée, spécialement pour la structure en portique de faible élancement, en l'occurrence le portique R+2.

D. Roberta et F. Shahrina [7] ont étudié la performance des structures régulières et irrégulières à faible hauteur et fournit une comparaison entre les valeurs du facteur de sur-résistance des structures étudiées. Cette étude examine le facteur de sur-résistance (résistance de réserve) d'une ossature en béton armé conçue selon les prescriptions du code Européen (EC2 et EC8). Deux familles de bâtiments sont considérées dans cette étude, à savoir : régulier et irrégulier en élévation. La première famille est conçue pour résister uniquement aux charges gravitaires (Figure 1.9) et la deuxième est conçue pour résister aux charges sismiques (Figure 1.10) avec une ductilité moyenne et une classe de ductilité élevée. Par conséquent, au total, 6 modèles ont été considérés dans cette étude. L'analyse statique non linéaire ou l'analyse Pushover a été utilisée pour évaluer le facteur de sur-résistance des modèles considérés. D'après les résultats de cette étude, nous avons constaté que la géométrie et la ductilité de la structure ont une influence sur la valeur du facteur de sur-résistance. En plus, les résultats de cette étude amènent aux conclusions suivantes :

- Le bâtiment conçu pour résister aux efforts sismiques a une résistance, une capacité de déplacement et une ductilité plus grande que ceux pour les bâtiments conçus pour résister aux charges de gravité.
- Le facteur de sur résistance augmente à mesure que la capacité de déformation (ductilité) du bâtiment augmente.

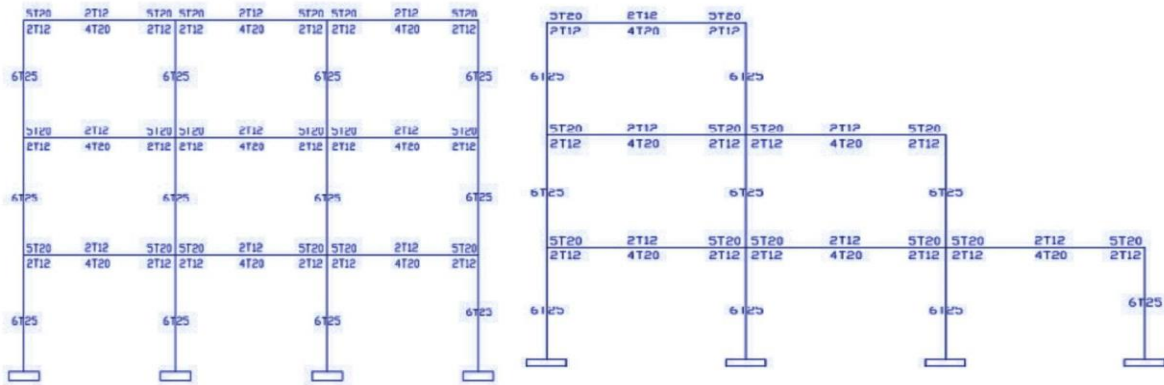


Figure 1.9 : Structure conçue pour résister aux charges de gravité.

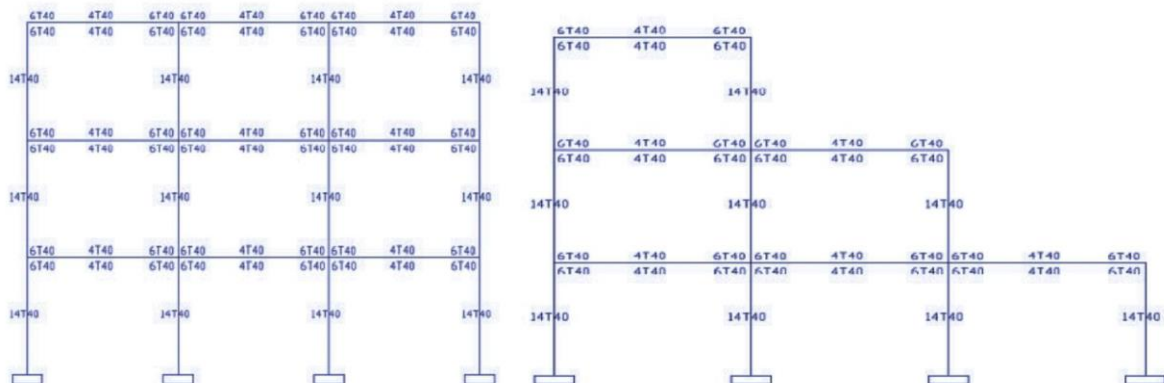


Figure 1.10 : Structures conçue pour résister aux efforts sismique.

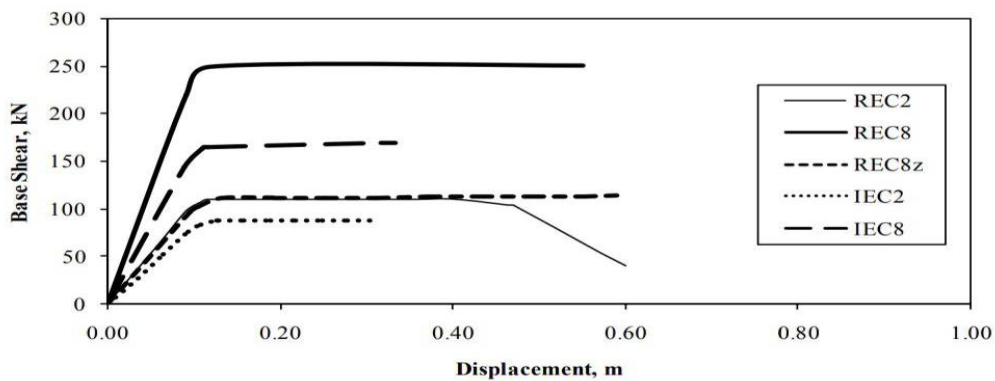


Figure 1.11 : Courbe Pushover des structures étudiées.

En 2010, M. Mahmoudi et M. Zaree [8] ont évalué le coefficient de comportement des structures métalliques avec un contreventement concentrique conventionnel (CBF) ainsi que avec un contreventement confinés (BRBF). Étant donné que le coefficient de comportement dépend deux facteurs importants : la ductilité et la sur-résistance de la structure. Dans cette étude, l'analyse statique non linéaire a été effectuée sur des modèles de bâtiment comprenant des travées de contreventement simples et doubles (Figure 1.12), des étages multiples et différentes configurations de contreventement (chevron V, contreventement en V inversé et X). Les valeurs des facteurs de ductilité, sur-résistance et de comportement pour CBF et BRBF ont été évaluées pour tous les bâtiments : 30 CBF conventionnels et 20 BRBF. Ainsi, une analyse statique non linéaire (Pushover) a été effectuée sur les bâtiments considérés avec un simple et double contreventement, divers nombre étages et différentes configurations de contreventement (conventionnel et résistantes au flambement). Les assemblages poutre - poteau ont été supposés être articulés afin que la force sismique soit principalement supportée par des contreventements.

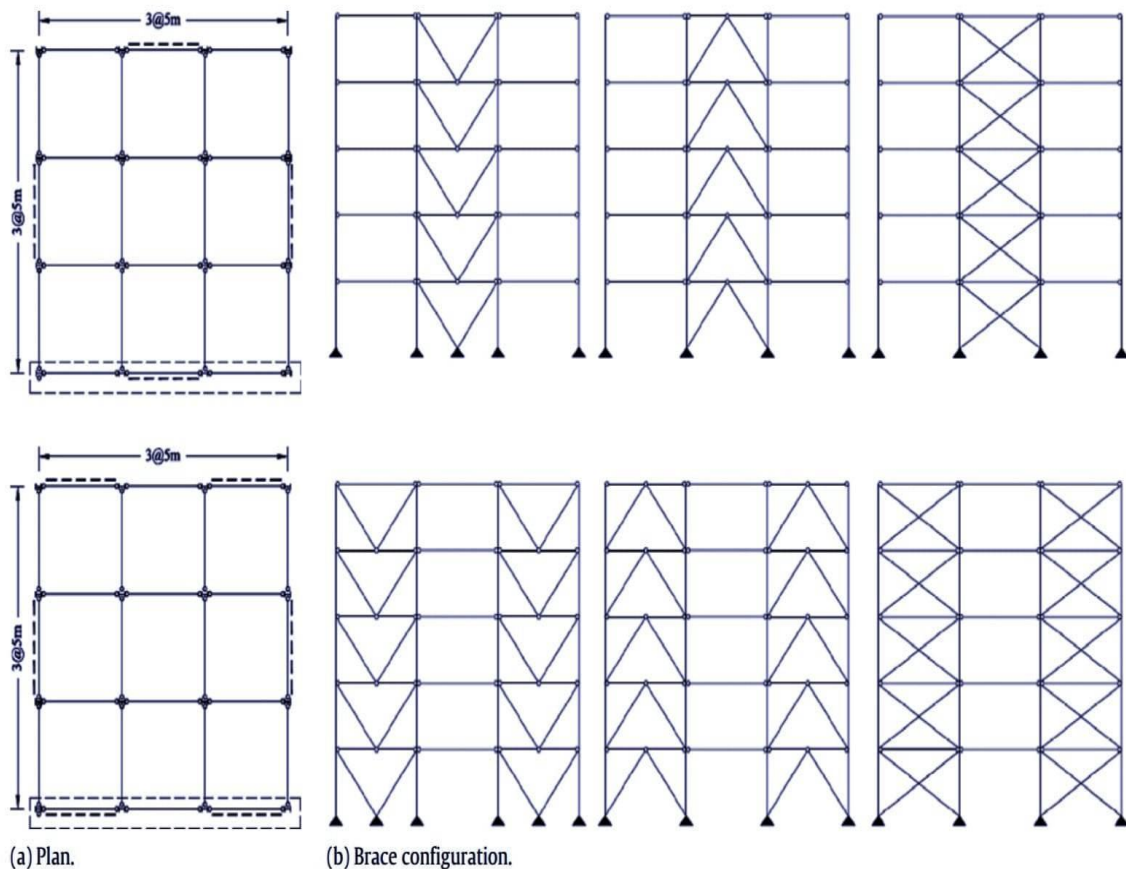


Figure 1.12 : Configurations des structures étudiées.

Les résultats obtenus (Figure 1.13) ont montré que les facteurs de comportement pour les BRBF ont des valeurs supérieures à ceux des CBFs. Il a été constaté que le nombre de travée de contreventement et la hauteur (nombre d'étages) des bâtiments ont un effet important sur la valeur de facteur de comportement.

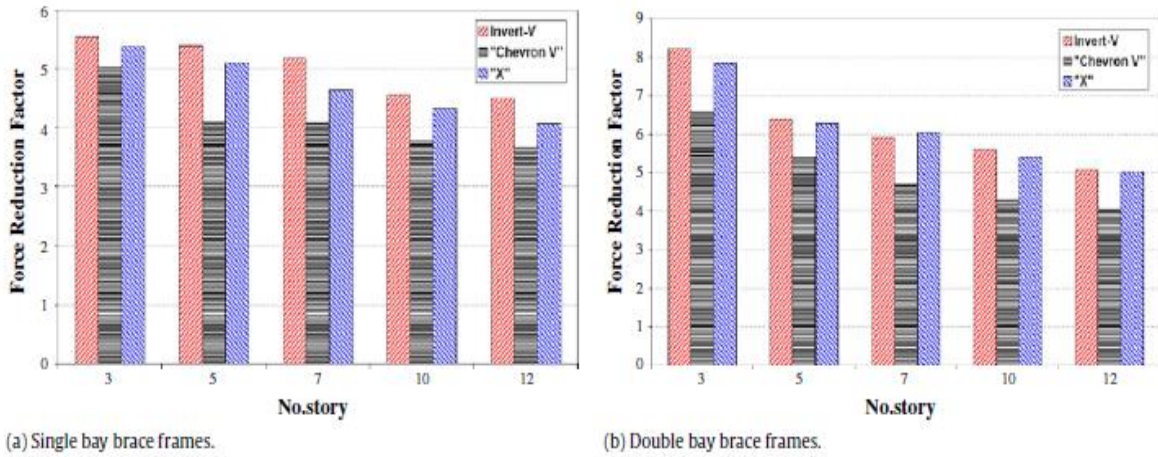


Figure 1.13: Facteur de modification de la réponse pour le CBF conventionnels.

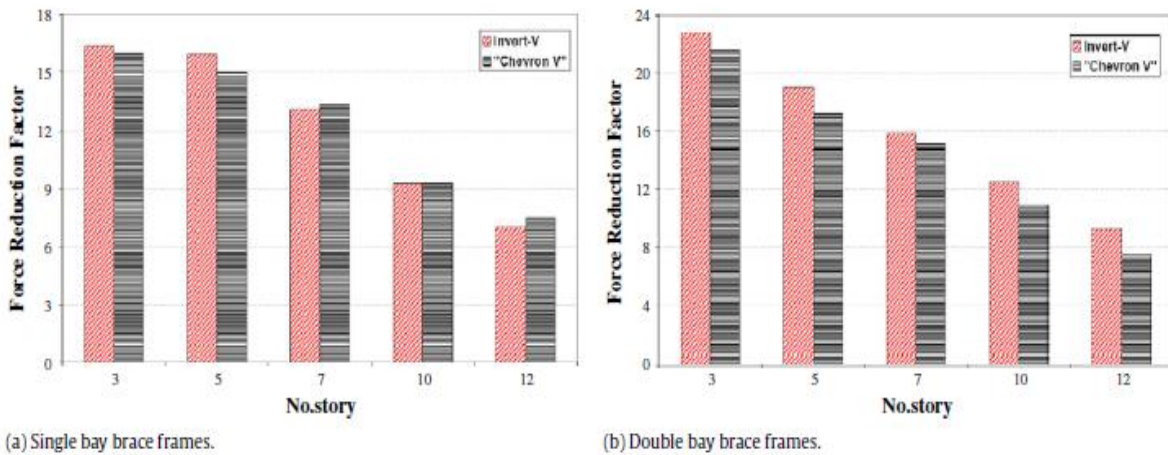


Figure 1.14: Facteur de comportement des structures étudiées.

En 2011, M. Mahmoudi et M. Zaree [8] ont tenté d'évaluer la sur-résistance des ossatures métalliques avec un contreventement concentrique (CBF), en tenant compte de la résistance réservée due à la plastification des diagonales comprimées (post flambement). Pour atteindre cette objectif, une analyse statique non linéaire Pushover a été effectuée sur des bâtiments avec un contreventement simple et double, différents nombre d'étages et configurations de contreventement (chevron en V, en V inversé et contreventement en X). Les assemblages poutre - poteau ont été considérés comme articulés (la force sismique est

principalement supportée par les diagonales de contreventement). Les résultats de cette étude montrent (Figure 1.14, 1.15 & 1.16) que le nombre de travées contreventées et la hauteur de bâtiments ont un faible effet sur la résistance de réserve plastique. Cependant, ces paramètres ont un effet profond sur le facteur de résistance de réserve de conception. De plus, les résultats indiquent que les valeurs de sur-résistance pour les CBFs, proposées dans les codes de conception parasismique, doivent être modifiées.

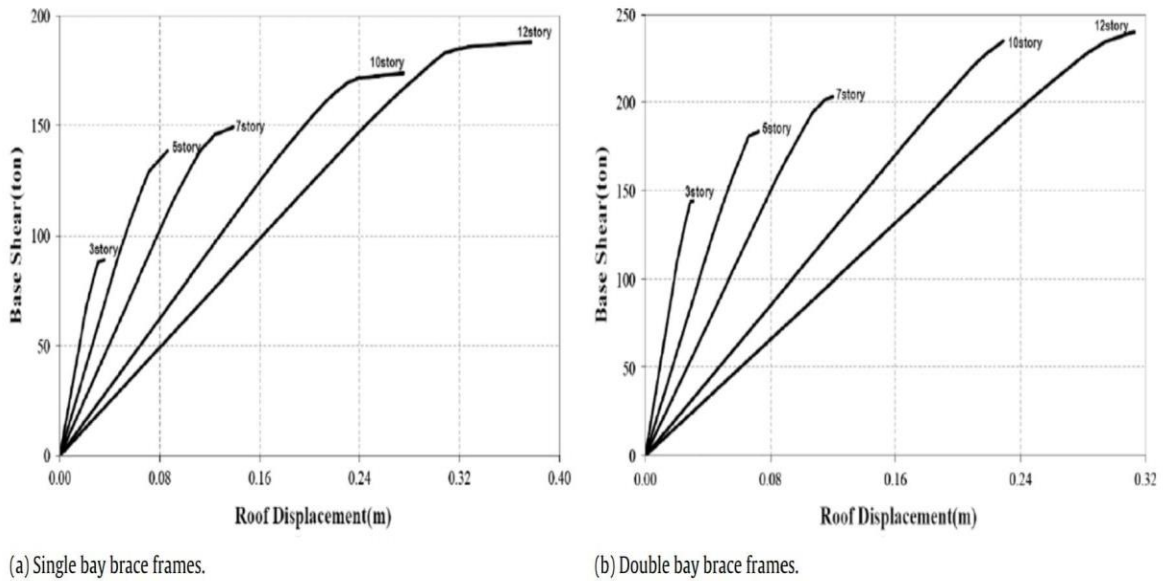


Figure 1.15 : Courbe Pushover des structures avec un contreventement en V inversé.

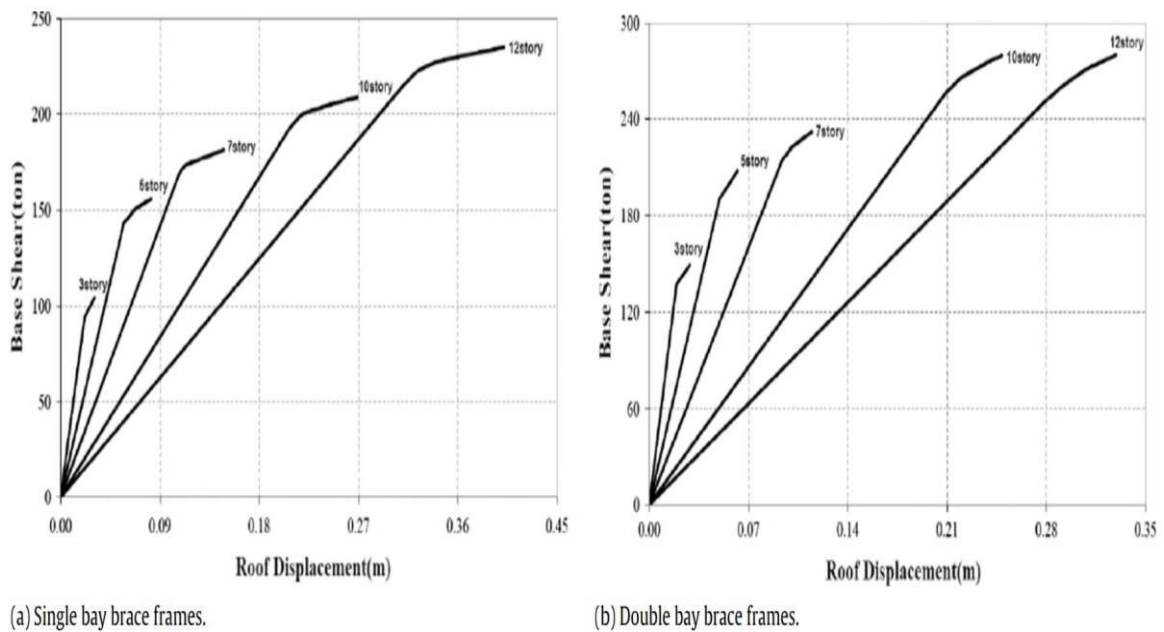


Figure 1.16 : Courbe Pushover des structures avec un contreventement en V.

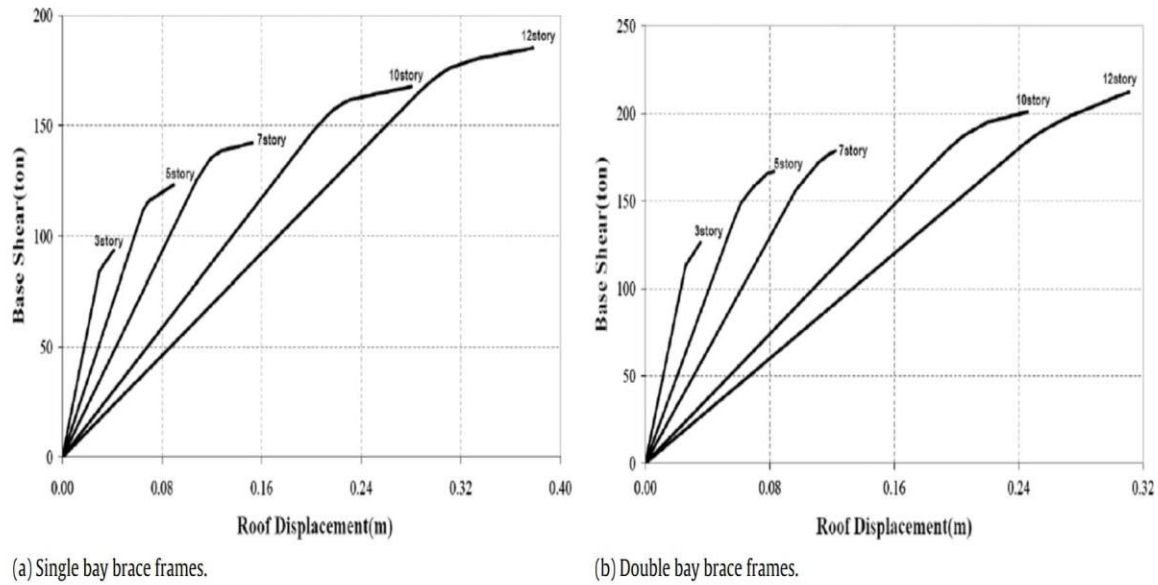


Figure 1.17: Courbe push-over des structures avec un contreventement en X.

Plus récemment, en 2016, Irheem et Attia [9] ont conduit une étude sur l'évaluation du facteur de comportement (R -facteur) en considérant des ossatures métalliques en portiques dimensionnées selon le règlement parasismique Egyptien (ECP-201 et ECP-205). Les effets des conditions aux limites telles que : la direction de l'axe fort des poteaux, le type d'assemblage à la base des poteaux (Figure 1.13) ainsi que le nombre d'étages (la hauteur de la structure) et de travées (la longueur de la structure), sur la variation de la valeur du facteur de comportement sont étudiées. Pour atteindre cet objectif, des investigations ont été menées sur un groupe de structures métalliques en portiques, en utilisant l'analyse statique non-linéaire à l'aide du logiciel SAP2000. Les résultats obtenus montrent que la valeur du facteur q n'est pas constante et qu'un changement des conditions aux limites provoque un changement direct sur la valeur du facteur q . La valeur minimale obtenue du facteur q est proche de celle recommandée par le code, ce qui signifie que le code Egyptien est plus conservatif. Enfin, comme conclusion de cette étude, le paramètre le plus important qui affecte le facteur q est le type d'assemblage à la base des poteaux.

En 2017, Irheem et Attia [9] ont conduit une étude sur l'évaluation du facteur de comportement en considérant des ossatures métalliques en portiques dimensionnées selon le règlement parasismique Egyptien (ECP-201 et ECP-205). Cette étude est une tentative d'évaluation de la sur-résistance, de la ductilité et du facteur de comportement des ossatures en acier non contreventées sous un changement des conditions aux limites comme un changement dans la direction de l'axe fort du poteau et du type de support à côté de

la variation de l'étage et du nombre de travées à 9 cadres et chaque image a 8 conditions aux limites différentes comme somme de 72 cas pour l'analyse. Ces cadres ont été analysés à l'aide d'une analyse "Pushover" statique non linéaire à l'aide du programme SAP2000. À la suite de cette étude, le facteur R n'a pas de valeur constante, lorsque le changement des conditions aux limites, le facteur R change directement, la valeur minimale de 8 conditions aux limites est proche de la valeur du code, ce qui signifie que le code est plus conservateur et donne un grand facteur de sécurité. Le facteur de réduction de ductilité augmente avec l'augmentation du nombre d'étages pour toutes les conditions aux limites, mais la sur-résistance a une règle différente. Le facteur de modification de la réponse, le facteur de sur-résistance et le facteur de réduction de la ductilité diminuent lorsque la période des fondamentaux augmente pour les ossatures étudiées. La plupart des codes utilisaient un facteur pour réduire la force sismique, ce facteur a un nom différent dans les codes, le facteur de modification de réponse dans le code IBC (IBC-2012) [10] et le code égyptien (EC-201-2012) [11], le facteur de comportement (q -facteur) sur l'Euro code (EC-2003) [12], coefficient de modification de réponse dans ASCE [13], facteur de comportement sismique et facteur de réduction de force dans d'autres codes .

F.M. Mazzolani et Piluso [14] ont abordé plusieurs approches théoriques telles que les approches de déformation plastique maximale, l'approche énergétique et la fatigue cyclique pour calculer la valeur du facteur de comportement. ATC-34 [15], ATC3-06 [16] et ATC-19 [17] ont proposé une formule simplifiée pour estimer la valeur du facteur de comportement.

Le facteur R est le produit de trois facteurs : le facteur de réduction due à ductilité (R_μ), le facteur de réduction due à la sur-résistance de conception (R_Ω) et le facteur de sur-résistance due à la redondance (R_ρ). Par conséquent, le facteur de comportement R s'écrit comme suit :

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_\mu \cdot \mathbf{R}_\Omega \cdot \mathbf{R}_\rho$$

La plupart des conceptions sismiques actuelles incluent la réponse non linéaire d'une structure à travers un facteur de réduction de réponse (R). Cela permet au concepteur d'utiliser une approche basée sur la force élastique linéaire tout en tenant compte du comportement non linéaire et des limites de déformation de la structure. En fait, le facteur de réduction de réponse (coefficient de comportement) est utilisé dans les codes parasismiques modernes pour réduire la réponse élastique d'une structure. En 2014, Chaulagain et al [18] ont évalué la valeur réelle de « R » pour douze structures irrégulières en portiques en béton armé situées

dans une zone de forte sismicité (la vallée de Katmandou). Une analyse statique non linéaire Push-over a été réalisée sur les structures considérées dans cette étude afin d'évaluer leurs performances sismiques. En outre, les effets de la sur-résistance sur le facteur de ductilité, le rapport de capacité poteau-poutre sur la ductilité du bâtiment ont été examinés. D'après les résultats obtenus de cette étude, il est remarqué que les structures qui ne respectent pas le critère de « poteau fort-poutre faible » ont des facteurs *de* ductilité faibles et que les valeurs du coefficient de comportement obtenues par cette étude sont inférieures aux valeurs recommandées par les codes de conception parasismique.

R.R. Uang [19], Freeman [20], Rahgozar et Humar [5] et Balendra et Huang [21] ont considéré la résistance de réserve due aux conditions minimale de conception et la résistance de réserve due à la redondance (redistribution des efforts internes) comme une seule composante (Figure 1.17). En effet, la résistance de réserve (ou sur-résistance), R_s , que développe une structure durant un séisme est considérée comme étant la caractéristique la plus importante parmi toutes les autres caractéristiques existantes. En effet, il a été constaté, après de forts tremblements de terre, que les structures de bâtiments peuvent reprendre des efforts plus élevés que ceux pour lesquels elles ont été dimensionnées grâce à la présence d'une sur-résistance qui n'a pas été prise en compte durant les calculs de dimensionnement. En partant de cette constatation, il est supposé que la résistance réelle de la structure est supérieure à celle du dimensionnement et la structure est donc capable de dissiper de l'énergie au cours de sa plastification. D'ailleurs, cette sur-résistance dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels :

- Le comportement plastique de l'acier,
- Les exigences minimales et les dispositions des codes de dimensionnement,
- La différence entre les résistances réelle et nominale du matériau,
- Les différences entre les charges réelles et celles de calcul,
- Le choix de la section des éléments (qui peut être surdimensionnée),
- La redistribution des efforts et la redondance de la structure,
- Le non prise en compte de certains éléments dans le calcul et la présence des éléments non structuraux,
- Le non prise en compte de l'effet tridimensionnel du comportement de la structure,
- Le non prise en compte de la ductilité de la structure qui est le facteur le plus important.

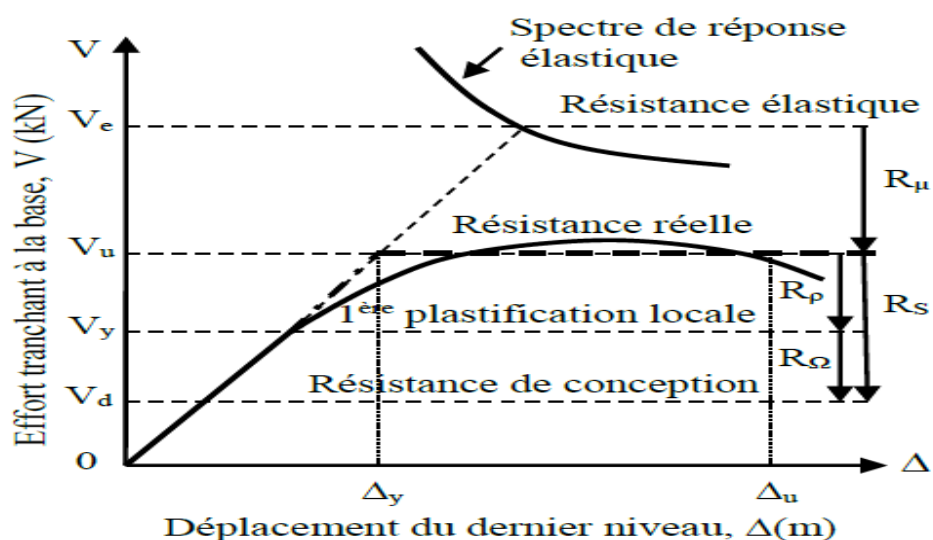


Figure 1.18: Réponse de la structure.

3. Conclusion

Comme une conclusion, les travaux de recherche sur le comportement des structures métalliques et en béton armé ont contribué de manière significative à améliorer la compréhension de ces matériaux et de leur comportement, ce qui a permis de développer des méthodes de conception, de construction, de renforcement et de réparation plus efficaces et plus durables.

Dans le deuxième chapitre, on présente un aperçu général sur les différents systèmes de stabilités des structures en charpente métalliques et leurs réponses sismiques.

CHAPITRE 2
SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT DES
STRUCTURES METALLIQUES

CHAPITRE 2 : SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES

METALLIQUES

1. Introduction

En génie civil, *un contreventement* est un système statique destiné à *assurer la stabilité globale* d'un ouvrage vis-à-vis *des effets horizontaux* issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple: vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Comme le montre la figure 2.1, un effondrement total des constructions non ou mal contreventées.



Figure 2.1: Effondrement total des constructions non ou mal contreventées.

Le contreventement en charpente métalliques s'effectue généralement par les trois principaux systèmes structuraux, à savoir les portiques auto-stables (MRF, en anglais ; Moment Resistant Frames), les portiques avec triangulation centrée (CBF, en anglais ; Centrically Braced Frame) et avec triangulation excentrée (EBF, en anglais ; Eccentrically Braced Frame). Ces systèmes de contreventement s'avèrent très importants dans le cheminement des forces jusqu'aux fondations, qui sont imposées soit par les charges gravitaires, soit par les charges latérales, dont celles-ci sont provoquées généralement par le vent ou le séisme.

Ces trois systèmes seront définis dans les paragraphes mentionnés ci-après.

2. Types de structure métallique

2.1 Structures en portique auto-stable (MRF)

Les portiques auto-stables sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales (Figure 2.2). Les charges latérales sont reprises essentiellement par les actions de flexion et de cisaillement des poutres et poteaux, la rigidité latérale est assurée par la rigidité de flexion de ces deux éléments. Bien que la flexibilité des assemblages poutre-poteau est souvent ignorée dans les structures métalliques, n'empêche que celles-ci jouent un rôle non négligeable dans la résistance des portiques auto-stables vis-à-vis des actions sismiques [22]. Ces assemblages qui sont le lien entre la jonction des poutres et des poteaux influent de manière très sensible sur la ductilité des portiques auto-stables.

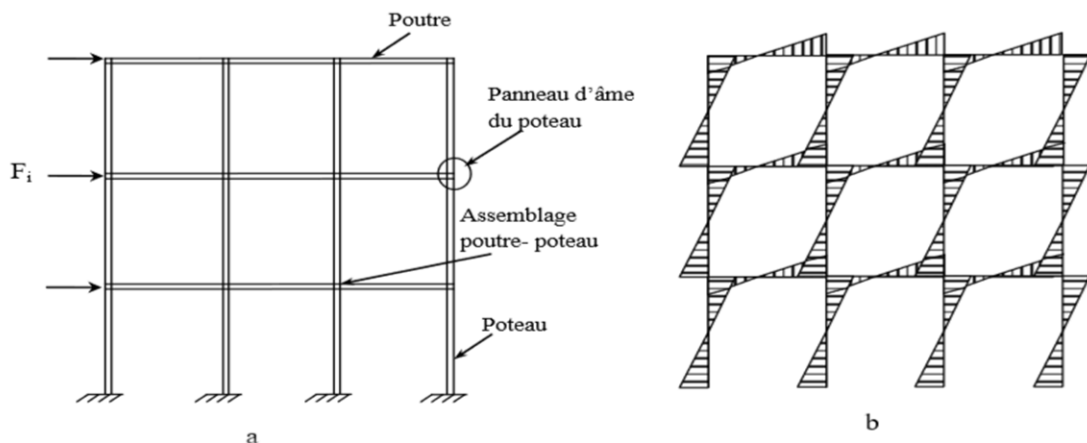


Figure 2.2:(a) portique auto-stable (b) type de diagrammes des moments de flexion aux du charges latérales.

2.2 Structures avec triangulations à barres centrées (CBF)

Les palées triangulées centrées sont fréquemment employées afin d'augmenter la résistance et la rigidité latérale des structures des bâtiments soumis aux effets du vent et des actions sismiques. Dans ces structures, les charges latérales sont principalement reprises sous forme d'efforts axiaux par le système structural qui est formé par les poteaux, les poutres et les palées triangulées [23].

Les différents types usuels utilisés de ce système de contreventement sont présentés sur la figure 2.3.

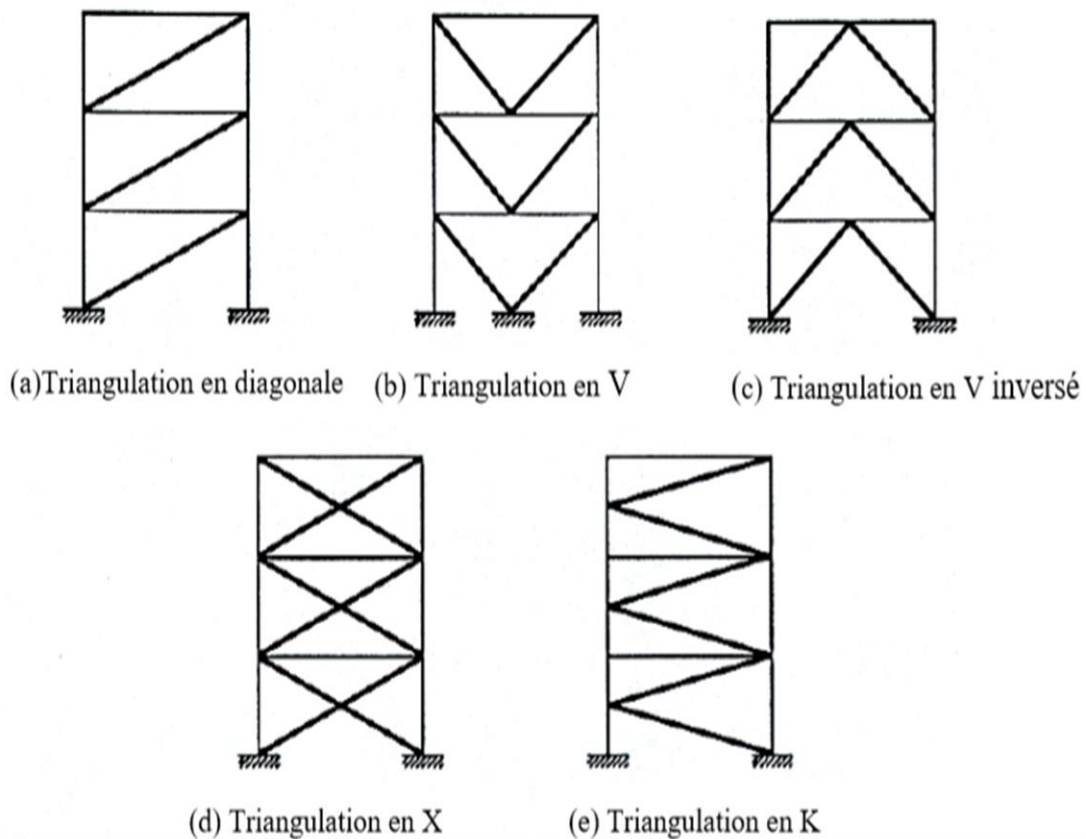


Figure 2.3 : Différents types de système de contreventement par palées triangulés centrées.

2.3 Structures avec triangulations à barres excentrées (EBF)

Bien que les portiques auto-stables soient connus pour leur comportement très ductile, en raison de leur très bonne flexibilité, ils sont néanmoins conditionnés par les limitations du déplacement latéral. Par ailleurs, les ossatures avec triangulation à barres centrées présentent une grande rigidité latérale, mais leur capacité de dissipation d'énergie est affaiblie par le flambement des diagonales.

Au début des années 70, un nouveau système de contreventement en acier, intitulé triangulations à barres excentrées, qui consiste à combiner les avantages du portique auto-stable et le système de triangulations à barres centrées, a été inventé pour la première fois au Japon (Fujimoto et al 1972, Tanabashi et al 1974) [22]. Certains types de ce système de contreventement avec leur mécanisme plastique adéquat sont illustrés sur la figure 2.4, bien qu'il existe d'autres configurations, ces trois systèmes présentés sur cette figure sont les plus performants.

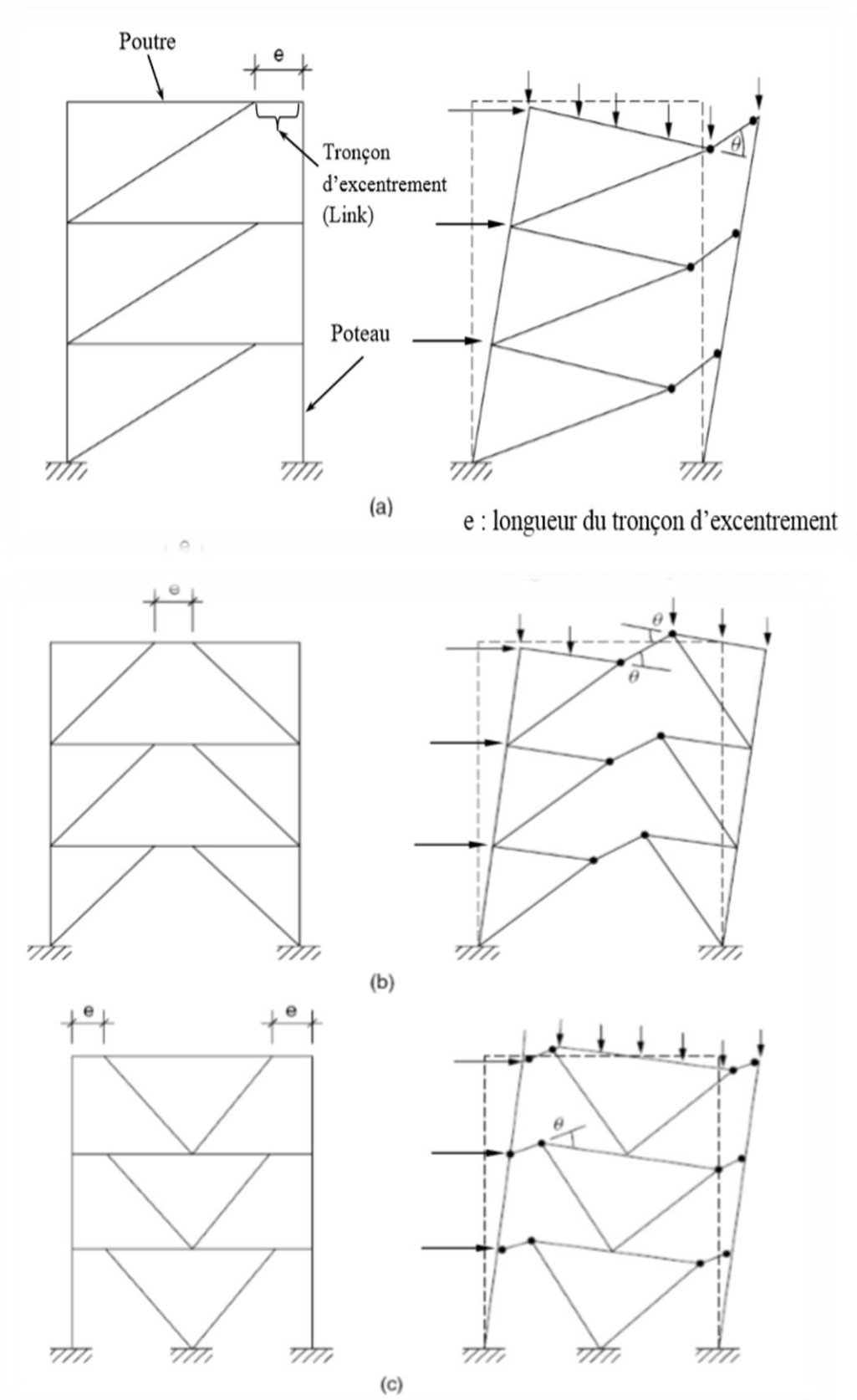


Figure 2.4 : Configuration et mécanisme plastique des ossatures avec triangulations
 A barres excentrées (a) en D, (b) en K et (c) en V.

Ces systèmes sont caractérisés par une excentricité située entre la diagonale et la poutre de jonction, intitulé « tronçon d'excentrement sismique » (en anglais, Link), ou la dissipation d'énergie est assurée par le comportement plastique de ce tronçon sismique en cisaillement ou en flexion. La figure 2.5 montre un bâtiment avec triangulations excentrées.



Figure 2.5 : Bâtiment avec triangulation excentrée en cours de construction(USA) [24].

3. Comportement non linéaire des structures métalliques

3.1 Ossature à cadre ou en portique

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages (Figure 2.6).

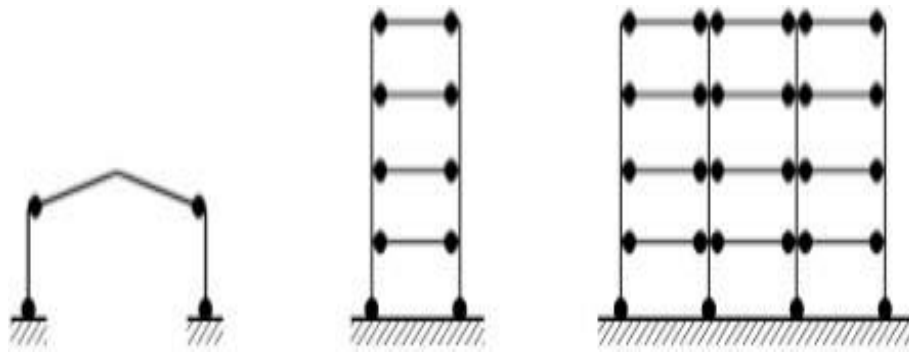


Figure 2.6: Ossature à cadre ou en portique.

Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes). Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

3.2 Ossatures avec triangulation à barres centrées

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.

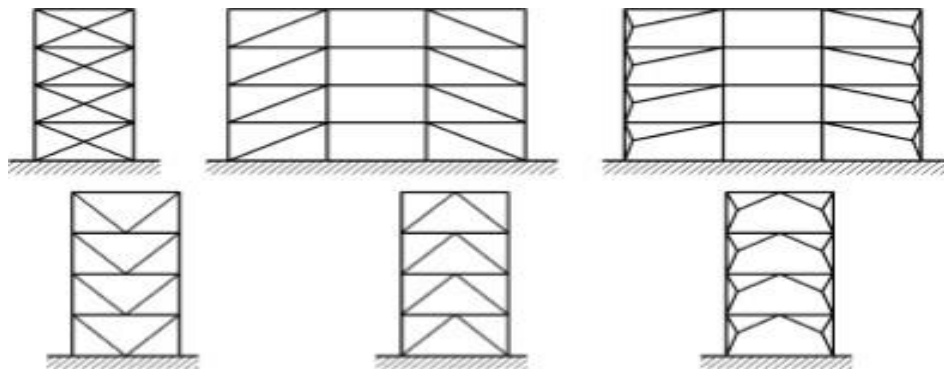


Figure 2.7: Ossatures avec triangulation à barres centrées.

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement à barres centrées parmi lesquelles on peut citer :

3.2.1 Contreventement en X (croix de Saint André)

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée (Figure 2.8).

Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

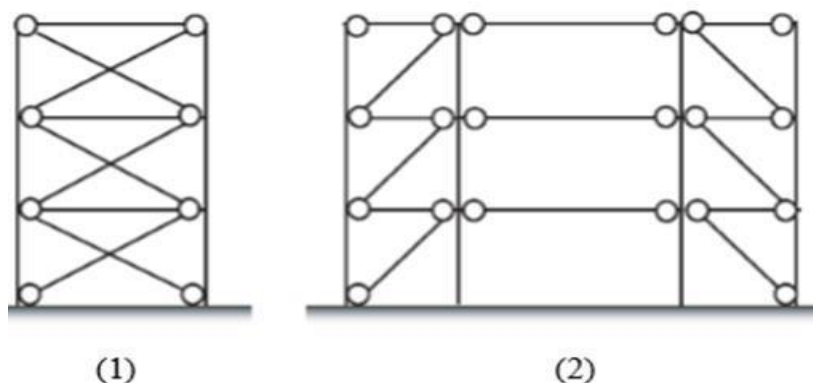


Figure 2.8: Contreventement en X (1) Diagonale sur la même travée
(2) Diagonales sur deux travées différentes.

3.2.2. Contreventement en V

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue (Figure 2.9). La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

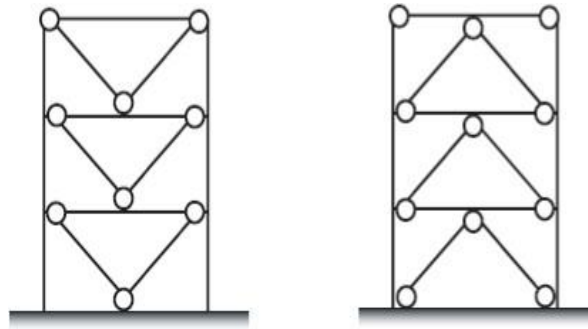


Figure 2.9 : Contreventement en V.

2.2.3 Contreventement en K

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique.

Les contreventements en K sont à éviter sur tout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

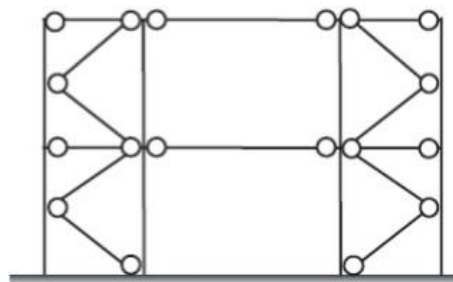


Figure 2.10 : Contreventement en K.

3.3 Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée (Figure 2.11). La dissipation de l'énergie sismique se fait principalement par plastification des barres tendues mais peut se faire par formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique

travaillant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs.

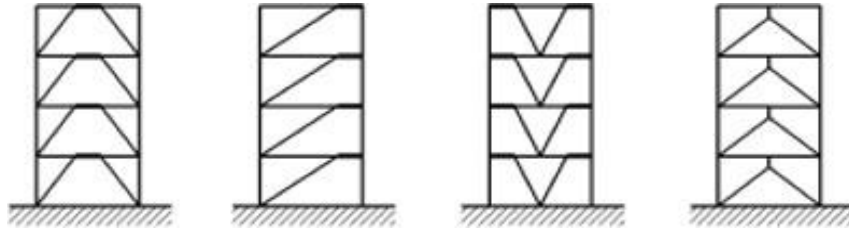


Figure 2.11: Ossatures avec triangulation à barres excentrées.

4. Coefficient de comportement

Il est possible de faire travailler les structures soumises aux sollicitations sismiques à des déformations qui sont *au-delà de leur domaine élastique*, ce qui suppose une dissipation d'énergie dans les éléments structuraux (poteaux, poutres etc.....). En contrepartie, les efforts sismiques présents sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en utilisant la résistance des matériaux et en supposant un comportement élastique parfaitement linéaire. D'ailleurs, ces charges sismiques sont modifiées en introduisant le facteur modificateur de la force sismique (coefficient de comportement) pour tenir compte du comportement inélastique.

Tableau 2.1 : Limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement pour le système régulier en élévation.

Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
a) Ossatures en portique	4	5 α_v/α_1
b) Ossature avec triangulation à barres centrées entretoises diagonales entretoises en V	4 2	4 2,5
c) Ossature avec triangulation à barres excentrées	4	5 α_v/α_1
d) Pendule inversé	2	2 α_v/α_1
e) Structures avec noyaux ou murs en béton	voir Article 5	
f) Ossature en portique avec triangulation centrée	4	4 α_v/α_1
g) Ossature en portique avec remplissages Remplissages en béton ou en maçonnerie non connectés, en contact avec l'ossature Remplissages en béton armé connectés	2	2
Remplissages isolés de l'ossature en portique (voir ossatures en portique)	voir Article 7	
	4	5 α_v/α_1

Le coefficient de comportement a été formulé comme étant le produit de deux facteurs principaux, en tenant compte de *la résistance de réserve* de la structure, de sa *ductilité*.

4.1 Facteur de ductilité

Le facteur de ductilité est un paramètre important dans la conception et l'analyse des structures. Il mesure la capacité de la structure à se déformer de manière plastique avant de subir une rupture en cas de sollicitations importantes. En d'autres termes, la ductilité est la capacité de la structure à subir des déformations importantes sans se rompre.

En pratique, le facteur de ductilité est pris en compte dans la conception et l'analyse des structures, notamment dans la conception des éléments structuraux tels que les poutres, les colonnes et les joints de poutres. Il est utilisé pour s'assurer que la structure peut résister à des charges importantes et pour minimiser les risques de rupture ou d'effondrement.

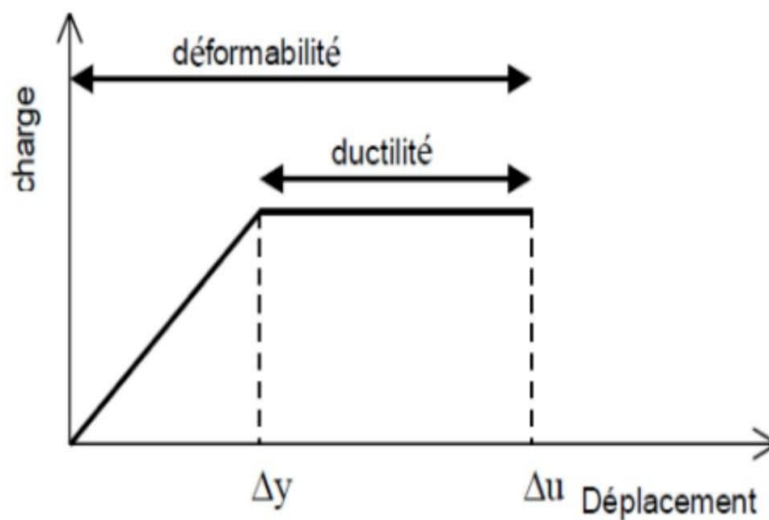


Figure 2.12 : Courbe charge – déplacement

En résumé, le facteur de ductilité mesure la capacité de la structure à se déformer de manière plastique avant de subir une rupture en cas de sollicitations importantes. Cette propriété est importante pour les structures soumises à des charges cycliques ou sismiques afin de réduire les dommages causés à la structure.

4.2 Facteur de résistance de réserve

4.2.1 Facteur de résistance de réserve de conception

La sur-résistance (ou résistance de réserve) que développe une ossature durant un séisme est la caractéristique la plus importante de toutes les autres caractéristiques existantes. Comme il a été constaté après de forts tremblements de terre, il semble que les ossatures de bâtiments peuvent reprendre des efforts plus élevés que ceux pour lesquels elles ont été calculées. La présence d'une résistance de réserve dont il n'a pas été tenu compte durant les calculs de dimensionnement explique ce phénomène. Selon cette approche, il est supposé que la résistance réelle de l'ossature est supérieure à celle de la conception et l'ossature est capable de dissiper de l'énergie au cours de sa plastification.

4.2.2 Facteur de redondance (résistance de réserve plastique)

La redondance est définie comme étant la capacité d'une structure à redistribuer des efforts dans l'ensemble de ses éléments constitutifs, notamment lorsqu'un ou plusieurs éléments sont défaillants ou endommagés. En d'autres termes, la redondance est considérée, d'une part comme la performance du système global formé par l'ouvrage et d'autre part comme la réserve entre la performance des éléments individuels et celle du système global, notamment en présence d'endommagements. Cela exprime l'importance des éléments individuels sur la réserve du système global.

5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de présenter les différents systèmes de contreventement des structures métalliques (structures en portiques MRFs, avec triangulation à barres centrées CBFs et avec triangulation à barres excentrées EBFs), leurs réponses sismiques et l'approche de conception parasismique de ces structures selon les dispositions du règlement européens, EC8. Il en ressort d'après ce chapitre les points suivants :

- Les systèmes de contreventement sont une partie essentielle de la conception des structures métalliques, car ils assurent la sécurité et la durabilité de la structure, en réduisant les déformations excessives et les oscillations causées par les charges horizontales, telles que le vent ou les séismes.
- Le Coefficient de comportement R (q dans le règlement parasismique Européen), tenant compte du comportement non-linéaire des éléments de la structure, en limitant

seulement à quelques paramètres spécifiques, par exemple le type de contreventement de la structure.

- Les dommages ou les déformations inélastiques ont lieu dans des zones de la structure bien déterminées et sont choisies spécialement dans ce but. La formation de rotules plastiques dans des zones autres que celles choisies engendrerait des instabilités dans la structure d'une manière localisée, ce qui est contraire au but recherché qui est d'avoir un mécanisme de ruine global et non un mécanisme de ruine partiel.

Dans ce qui suit, le troisième chapitre sera consacré à une description des structures qui vont faire l'objet d'études de modélisation numérique moyennant l'utilisation du logiciel **SAP2000 version 14** (et **ETABS pour la modélisation en 3D**). Finalement, une présentation et une discussion des résultats des analyses élastiques linéaires seront brièvement résumées.

CHAPITRE 3
CHOIX ET DESCRIPTION DES STRUCTURES
ETUDIEES

CHAPITRE 3 : CHOIX ET DESCRIPTION DES STRUCTURES ETUDIEES

1. Introduction

Ce troisième chapitre est axé sur le développement de modèles numériques en éléments finis, permettant de simuler et d'analyser le comportement sismique de certaines configurations de structures métalliques. Celles-ci concernent les structures métalliques en portiques. L'idée du choix de ces structures a été déduite principalement à partir des conclusions tirées de l'étude bibliographique (Chapitres 1 et 2) dans le but de pouvoir analyser leur comportement linéaire (élastique) et non-linéaire (inélastique) à l'aide du logiciel de calcul *SAP2000* [25]. La description des structures considérées ainsi que les résultats globaux de leurs analyses élastiques linéaires, à savoir les périodes de vibrations, le pourcentage de participation massique et l'effort tranchant de conception à la base, sont présentés dans ce présent chapitre.

2. Description des structures considérées

Les structures considérées dans la présente étude sont des structures métalliques en portiques auto-stables (Figures 3.2 à 3.8). Les caractéristiques géométriques de tous les éléments structuraux (poteaux, poutres) ont été obtenues par un calcul préliminaire conformément aux dispositions des règles de construction métalliques adoptées selon l'EC3 [26], ainsi que les exigences sismiques préconisées par l'EC8 [3]. Toutes les structures considérées sont régulières en plan et en élévation et seront modélisées en 2D.

2.1 Propriétés mécaniques du matériau utilisé

La nuance d'acier utilisée pour les éléments structuraux est de nuance S235 ($f_y=235\text{MPa}$) dont les caractéristiques mécaniques sont présentées dans le Tableau 3.1. A titre d'illustration, on donne à la Figure 3.1 une courbe de traction-compression de l'acier établie par le logiciel SAP2000.

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques du matériau utilisé (acier S235)

Limite d'élasticité	$f_y = 235000 \text{ kN/m}^2$
Limite ultime de traction	$f_u = 360000 \text{ kN/m}^2$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0.3$
Module d'élasticité longitudinal	$E = 210000000 \text{ kN/m}^2$
Module d'élasticité transversal	$G = 81000000 \text{ kN/m}^2$
Poids volumique de l'acier	$\rho = 78.5 \text{ kN/m}^3$

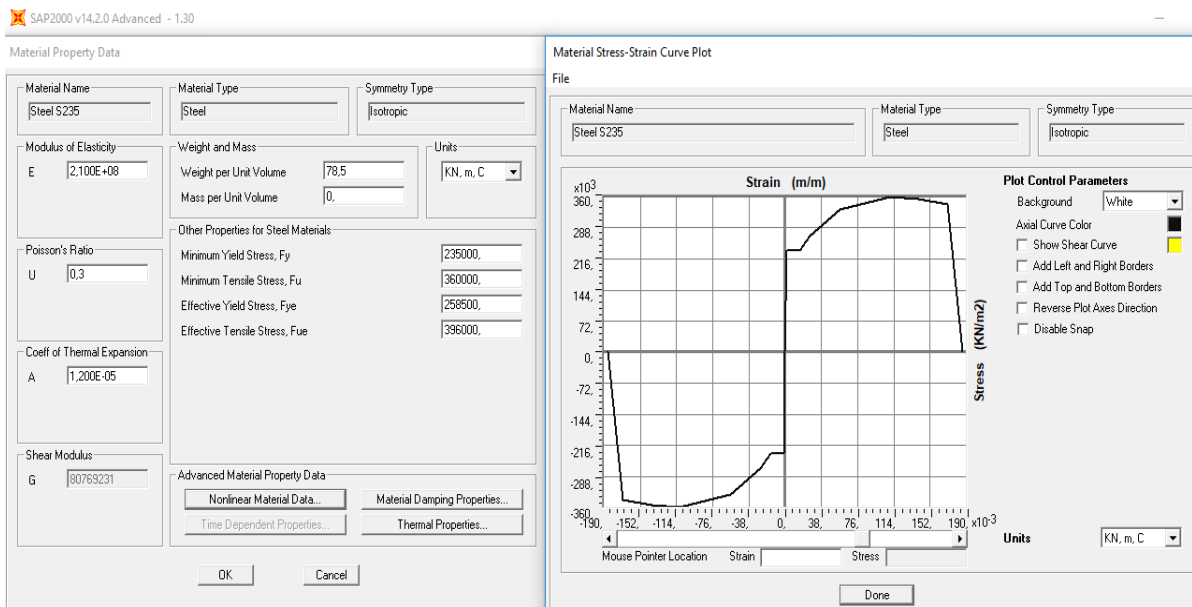


Figure 3.1 : Caractéristiques mécaniques du matériau utilisé (acier S235) [27]

2. 2 Modélisation et analyse des structures considérées par le logiciel SAP2000

Dans l'analyse des structures, la modélisation est la phase la plus importante, car c'est sur elle que repose tout le reste du calcul. SAP2000 « Structural Software for Analysis and Design » étant considéré parmi les logiciels de calcul comme étant le mieux adapté et le plus performant pour ce type d'analyse car il est doté de plusieurs interfaces permettant de faciliter le bon déroulement des opérations à travers un enchaînement des éléments de la structure grâce à la saisie graphique manuelle, d'une part, et grâce à sa bibliothèque standard, d'autre part, offrant ainsi à la fois plusieurs possibilités d'analyses qu'elles soient statiques ou dynamiques (linéaires et non-linéaires). Le logiciel dispose aussi d'une option liée au ferrailage pour les structures en béton armé selon l'EC2 [28] et la vérification pour les structures en acier selon l'EC3 [26].

2.2.1 Présentation du logiciel de calcul SAP2000

Le logiciel SAP2000 utilisé dans la présente étude a les caractéristiques principales suivantes :

- Il est conçu généralement pour le calcul de divers ouvrages et particulièrement les structures (bâtiments, pont...etc.). Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.
- Il permet la prise en compte des propriétés non- linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode [3] ...etc.).
- Il offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

2.2.2 Modélisation de la structure sous SAP2000

Dans cette section sont présentées les étapes de modélisation sous le logiciel SAP2000 :

- Choix d'un système d'unités unique (kN/m) ;
- Définition de la géométrie de base ;
- Définition des matériaux (acier, béton...etc.);
- Définition des sections (les dimensions des éléments de la structure);
- Ajout de différents groupes pour faciliter la localisation des éléments ;
- Définition des charges à appliquer (charge gravitaire, charge latérale...etc.) ;
- Définition des combinaisons de charges.

2.2.3 Analyse sous SAP2000

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse. Le logiciel SAP2000 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire ;
- Analyse statique non-linéaire ;
- Analyse dynamique ;
- Analyse dynamique non-linéaire.

2.3 Structures en portiques auto-stable

2.3.1 Description des structures

Un groupe de portiques auto-stables en acier de 3, 6 et 9 étages avec 3 travées de 5m chacune, d'une hauteur de 3m pour chaque étage sont modélisés (Figure 3.2). Les trois portiques étudiés sont dimensionnés selon les prescriptions de l'EC3 [26] et l'EC8 [3] avec une accélération maximale de sol égale à 0.35g et de classe B. L'acier a une limite d'élasticité « f_y » égale à 235MPa avec une loi élasto-plastique. La charge gravitaire de 27.5kN/m (charge permanente + exploitation) est choisie en s'appuyant sur la référence [29]. Les caractéristiques géométriques des éléments structuraux des ossatures analysées sont définies dans le Tableau 3.2 et les Figures 3.2 à 3.5 indiqués ci-dessous.

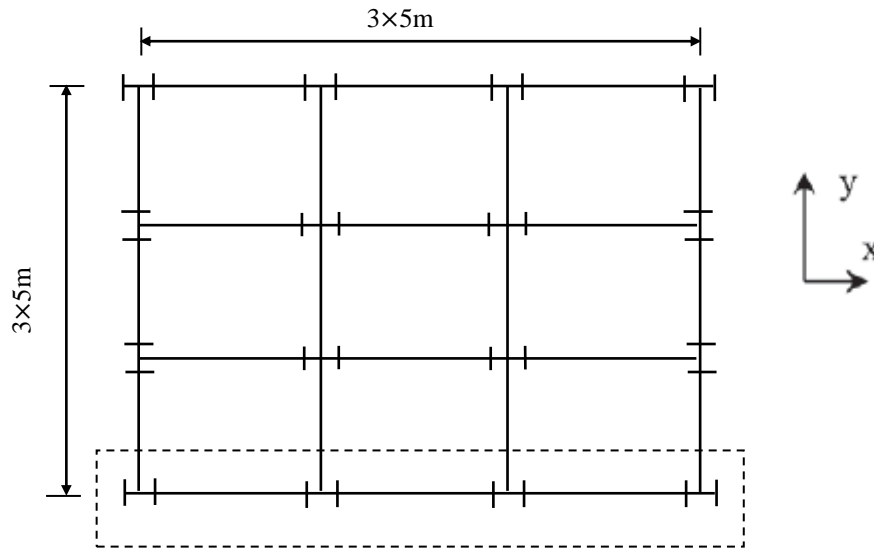


Figure 3.2 : Vue en plan des structures étudiées.

Tableau 3.2 : Types de profilés métalliques utilisés dans la structure R+02

Etage	Section des poteaux (HEB)	Section des Poutres : (IPE)
RDC	HEB240	IPE330
1 ^{er} étage	HEB240	IPE330
2 ^{ème} étage	HEB240	IPE330

Les assemblages poteau - poutre et pied de poteau - fondation sont considérés comme rigides.

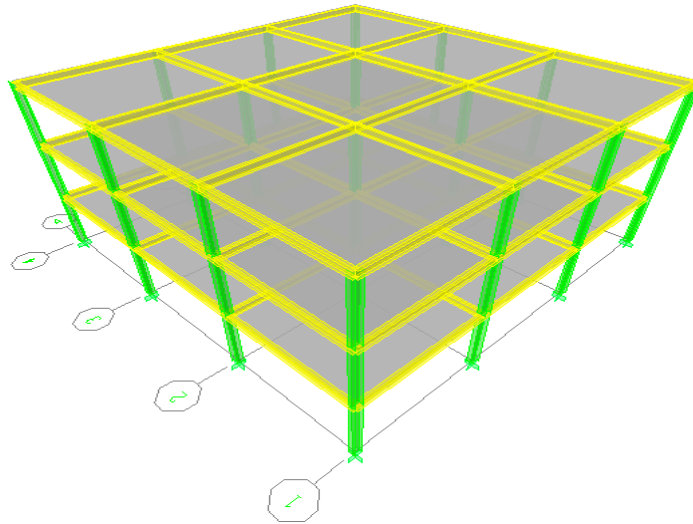


Figure 3.3 : Structure R+02 en 3D

Tableau 3.3 : Types de profilés métalliques utilisés dans la structure R+05

Étage	Section des poteaux (HEB)	Section des Poutres : (IPE)
RDC	HEB280	IPE360
1 ^{er} étage	HEB280	IPE360
2 ^{ème} étage	HEB280	IPE360
3 ^{ème} étage	HEB280	IPE360
4 ^{ème} étage	HEB260	IPE330
5 ^{ème} étage	HEB260	IPE330

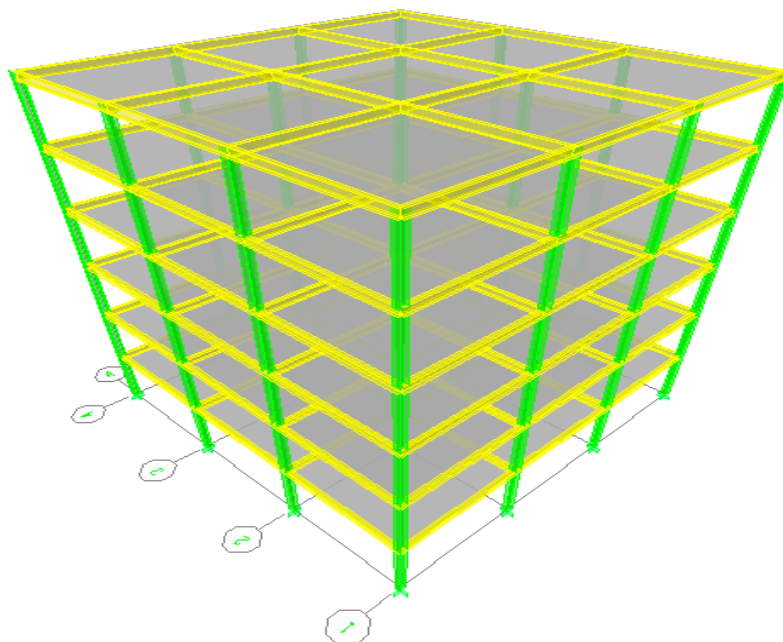


Figure 3.4 : Structure R+05 en 3D

Tableau 3.4 : Types de profilés métalliques utilisés dans la structure R+08

Etage	Section des poteaux (HEB)	Section des Poutres : (IPE)
RDC	HEB340	IPE360
1^{er} étage	HEB340	IPE400
2^{ème} étage	HEB340	IPE400
3^{ème} étage	HEB340	IPE400
4^{ème} étage	HEB340	IPE400
5^{ème} étage	HEB320	IPE360
6^{ème} étage	HEB320	IPE360
7^{ème} étage	HEB300	IPE330
8^{ème} étage	HEB300	IPE330

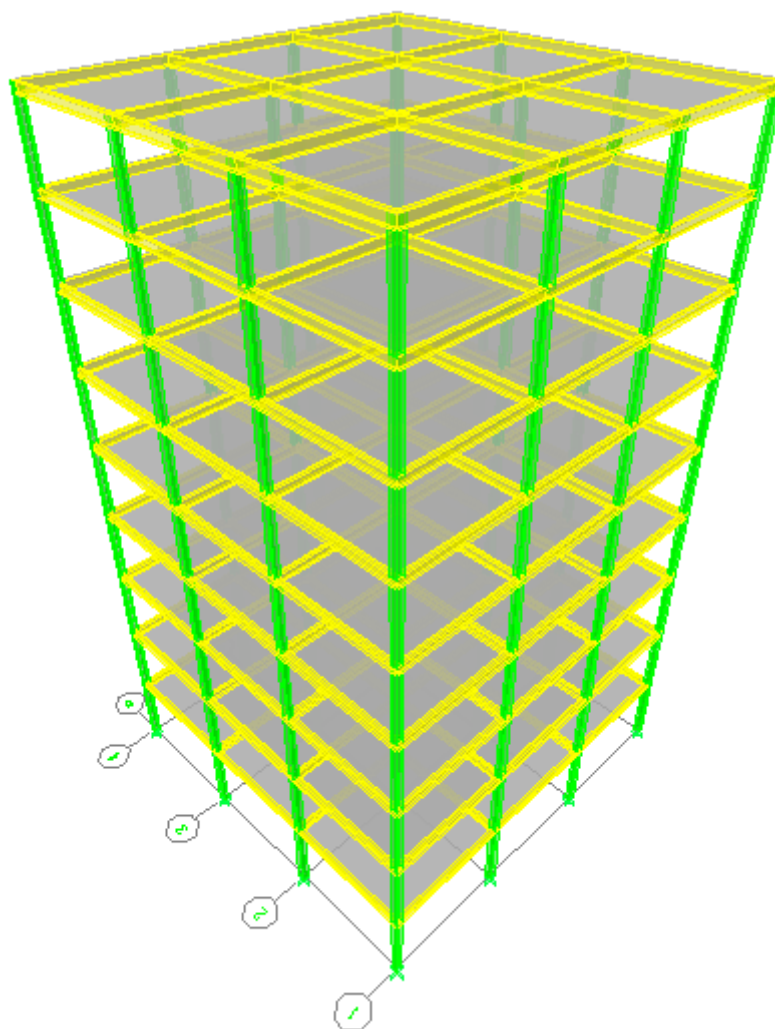


Figure 3.5 : Structure R+08 en 3D

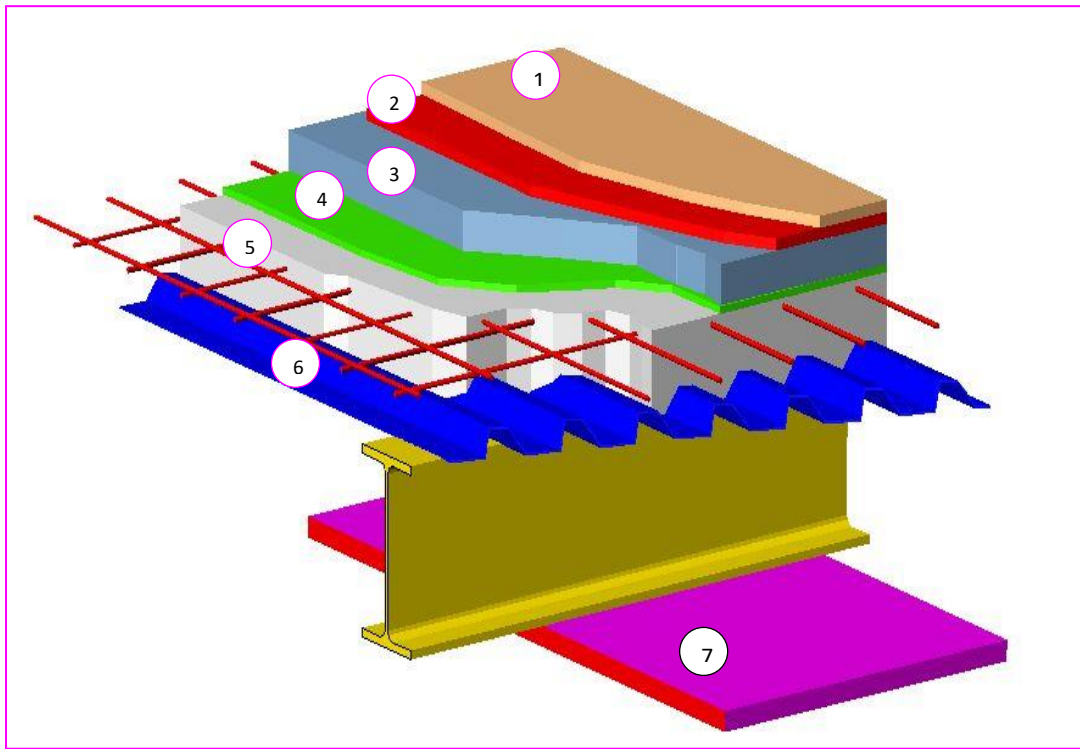
3. Charges permanentes et surcharge d'exploitation

3.1 Charges permanentes

Plancher terrasse

1-protection gravillon	4cm.....	0.72 KN/m ²
2-Étanchéité multicouche	2cm.....	0.12 KN/m ²
3-Forme de pente.....	2 % (10cm)	2.20 KN/m ²
4-Film polyane	0.10 KN/m ²
5-Dalle BA	10cm.....	2.50 KN/m ²
6-Béton TN 40.....	4/2 cm.....	0.50 KN/m ²
7- Faux plafond en plâtre	4cm.....	0.40 KN/m ²

$$G_{TEB} = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

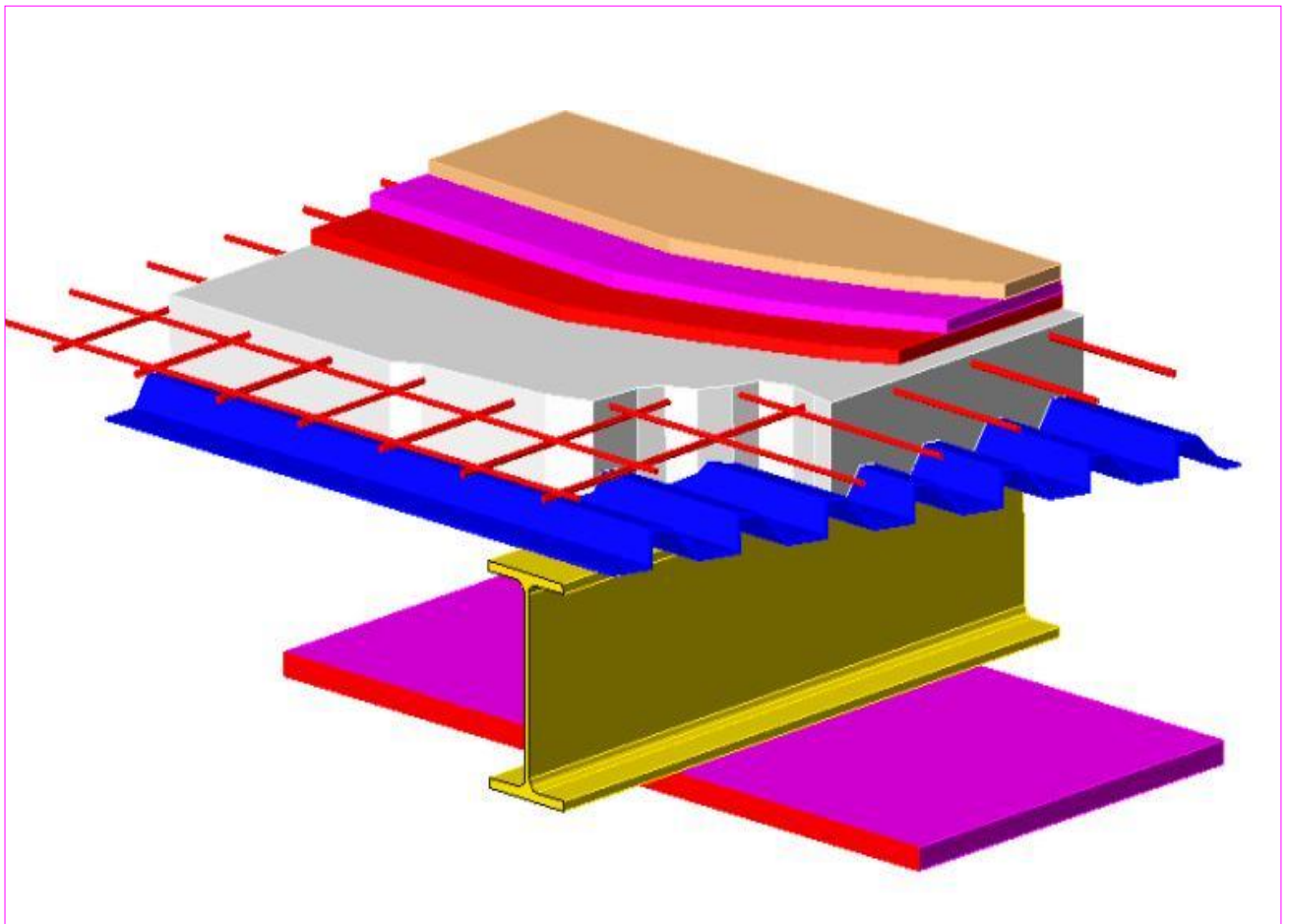


PLANCHER TERRASSE

Plancher courant

- | | | |
|--------------------------------|-------------|------------------------|
| 1. Carrelage | 2cm..... | 0.44KN/m ² |
| 2. Mortier de pose | 3 cm..... | 0.6 KN/m ² |
| 3. Sable sec | 2cm..... | 0.36 KN/m ² |
| 4. Dalle B.A | 10 cm..... | 2.5 KN/m ² |
| 5. Béton TN 40 | 4/2 cm..... | 0.5 KN/m ² |
| 6. Faux plafond en plâtre..... | 4 cm..... | 0.4 KN/m ² |
| 7. Cloison | 10 cm..... | 1 KN/m ² |

$$G_{EC} = 5.8 \text{ KN/m}^2$$



PLANCHER COURANT

Murs extérieurs

Enduit de plâtre	2 cm.....	0.20 KN/m ²
Enduit de ciment.....	2cm.....	0.36 KN/m ²
Brique creuse	15 cm.....	1.35 KN/m ²
Brique creuse	10 cm.....	0.90 KN/m ²

$G_M = 2.81KN/m^2$

3.2 Surcharges d’exploitation

- *Plancher terrasse* ----- 1.0 KN/m²
- *Plancher courant* ----- 1.5KN/m²
- *Escalier* 2.5 KN/m²
- *Balcon* 3.5 KN/m²

3. Analyse élastique linéaire

3.1 Résultat de l’analyse élastique linéaire

Dans cette étude, la méthode d’analyse modale spectrale est utilisée pour analyser les différentes structures considérées. Cette méthode d’analyse est choisie par la plupart des ingénieurs pour l’analyse sismique des structures, en raison de la possibilité de son utilisation pour tous les cas, ainsi que pour sa facilité d’application à l’aide de l’outil informatique.

Tableau 3.5: Caractéristiques dynamiques des structures étudiées.

Nombre d’étages	Périodes propres			Modes propres de vibration			
	T _{mode1} (s)	T _{mode2} (s)	T _{mode3} (s)	α _{mode1}	α _{mode2}	α _{mode3}	Σα (%)
3 étages	0.731	0.226	0.131	0.858	0.112	0.028	0.998
6 étages	1.225	0.409	0.227	0.813	0.105	0.044	0.962
9 étages	1.557	0.541	0.301	0.798	0.106	0.039	0.943

Tableau 3.6: Poids et effort tranchant à la base de conception des structures étudiées.

Nombre d’étages	V _d (kN)	W (kN)
3 étages	229.92	130.64
6 étages	277.28	264.08
9 étages	330.84	400.08

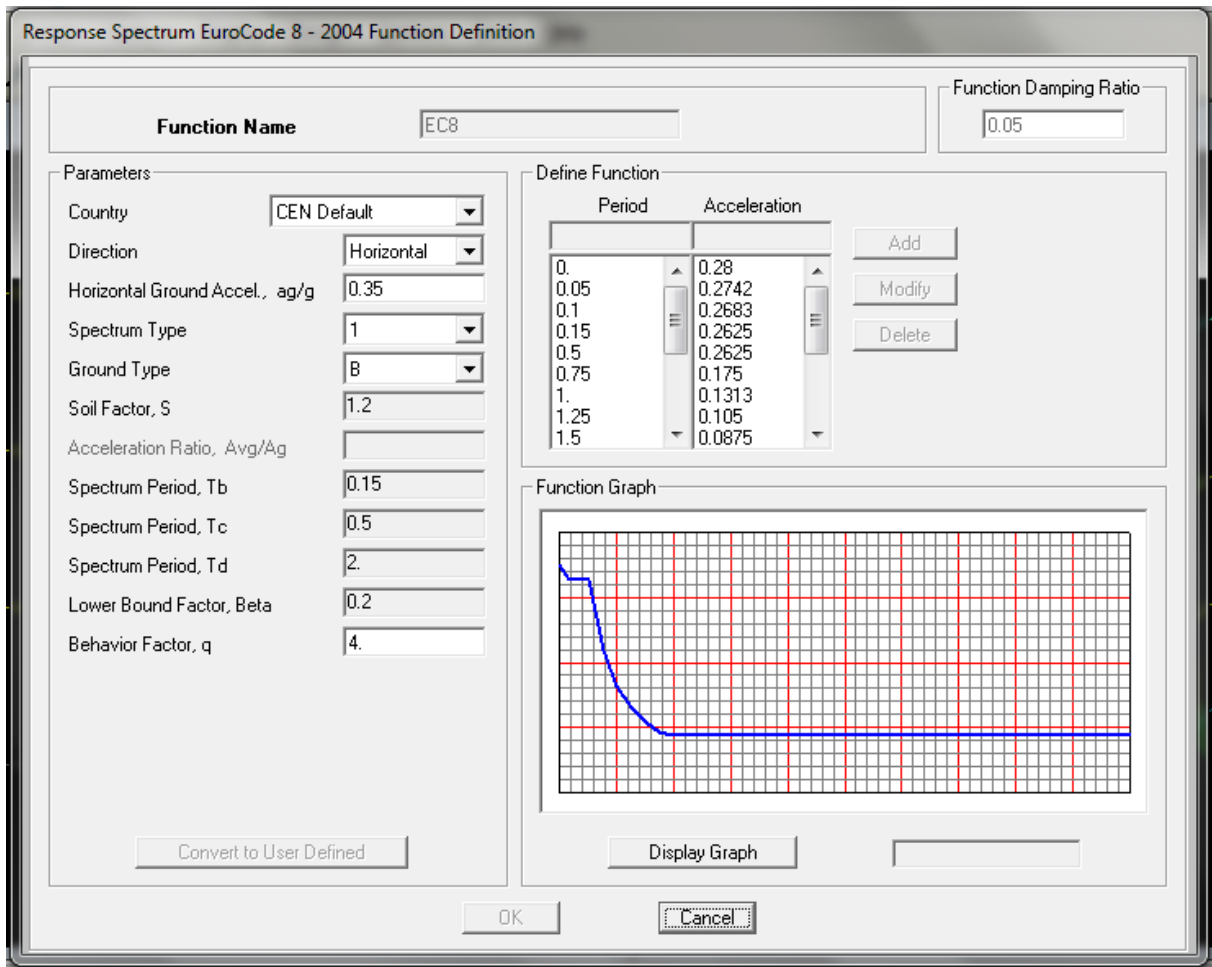


Figure 3.6 : Spectre de réponse selon l'EC8.

3.2 Interprétation des résultats obtenus

Les résultats de l'analyse numérique des structures étudiées sont discutés dans cette section. Les périodes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont donnés dans le Tableau 3.5. L'effort tranchant à la base de conception « V_d », le poids total de chaque structure étudiée sont présentés dans le Tableau 3.6. L'analyse des caractéristiques dynamiques des structures étudiées nous permet de faire les commentaires suivants :

1. Pour tous trois cas étudiés, les structures ont une participation massique supérieur ou égale à **80%** pour le premier mode propre de vibration (α_{mode1});
2. La hauteur de la structure (ou le nombre d'étages) a une influence remarquable sur la période de vibration de la structure ;
3. Lorsque la hauteur du bâtiment augmente, la période fondamentale augmente également. La structure R+08 à la valeur la plus importante 1.557 s pour le premier mode de vibration ;

4. De plus, lorsque le nombre d'étages augmente, le poids de la structure augmente également et par conséquent une augmentation de la valeur de l'effort tranchant (V_d).

4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les structures considérées dans cette étude (R+02, R+05 et R+08), la modélisation et les résultats de l'analyse élastique linéaire de ces structures par le logiciel d'éléments finis *SAP2000 version 14*. Comme une conclusion, l'analyse élastique linéaire est une méthode couramment utilisée en ingénierie pour évaluer la résistance aux forces sismiques et la stabilité des structures. Elle est basée sur la théorie de l'élasticité et permet de calculer les déformations et les contraintes dans chaque partie de la structure, en fonction des charges appliquées. Cela permet de déterminer la réponse globale de la structure aux charges.

Cependant, il est important de garder à l'esprit que l'analyse élastique linéaire a ses limites. Elle ne peut être utilisée que pour des charges relativement faibles et pour des matériaux élastiques. Pour des charges plus élevées ou pour des matériaux non linéaires, d'autres méthodes d'analyse doivent être utilisées, parmi les quelles les deux méthodes : statique et dynamique non-linéaire.

Malgré ses limites, l'analyse élastique linéaire est une méthode précieuse pour la conception et l'analyse des structures, et elle est largement utilisée dans l'industrie de la construction.

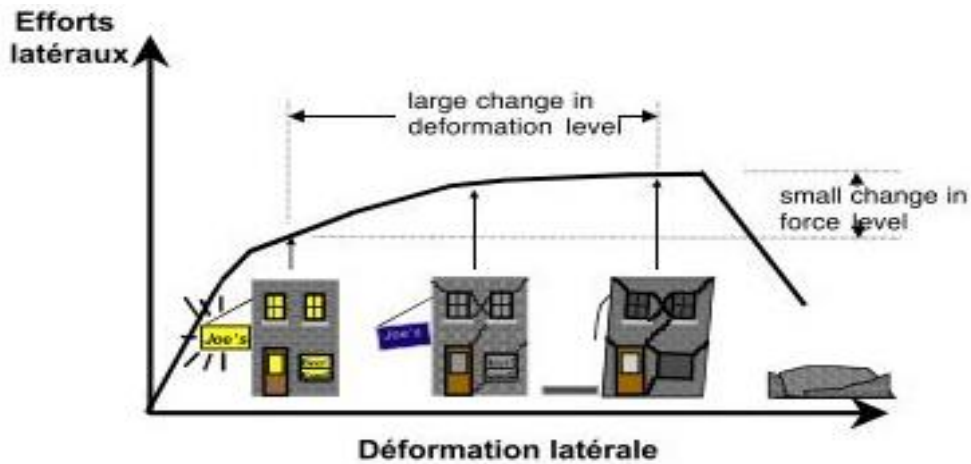
Dans les chapitres suivants, nous allons étudier la réponse non-linéaire des structures considérées dans cette partie en mettant l'accent sur les effets de quelques paramètres principaux. Ceci concerne le nombre d'étages, la forme de la charge latérale (deux chargements différents : Triangulaire et Uniforme) et l'instabilité locale des éléments structuraux sur la réponse globale de la structure.

CHAPITRE 4
APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE NON-
LINEAIRE PUSH-OVER

CHAPITRE 4 : APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE NON-LINEAIRE PUSH-OVER

1. Introduction

La méthode statique non-linéaire push-over est une approche d'analyse de la résistance sismique des structures qui est de plus en plus utilisée dans l'industrie de la construction. Elle est basée sur le concept de la courbe de capacité de charge-déplacement, qui permet de déterminer la résistance sismique d'une structure en analysant son comportement sous des charges croissantes [30].



Classification:

action / structure	statique	dynamique
élastique	Forces de Remplacement	Spectre de Réponse
non-linéaire	"Push-Over"	Non-Linéaire Dynamique

Figure 4.1: Méthode basée sur la déformation non-linéaire (Pushover)

Cette méthode permet de modéliser le comportement non-linéaire des structures sous des charges sismiques, ce qui la rend plus précise que les méthodes traditionnelles qui ne prennent pas en compte les comportements non-linéaires. Elle est particulièrement utile pour les structures complexes et les bâtiments de grande hauteur.

L'analyse push-over est également utile pour déterminer les points faibles d'une structure, ce qui permet aux ingénieurs de concevoir des solutions pour renforcer ces zones. Elle peut également être utilisée pour évaluer la capacité de charge résiduelle d'une structure existante après un tremblement de terre.

2. Présentation de la méthode Pushover

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

L'analyse Pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer *une courbe de capacité* ou *courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet* [31].

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre *une première plastification* d'un élément (apparition de rotule plastique).

En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continue jusqu'à avoir *un déplacement limite* au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.

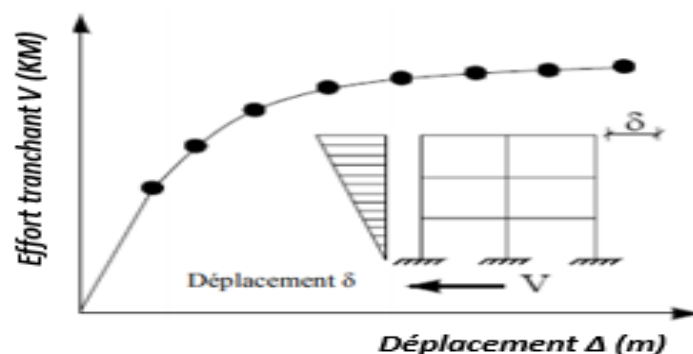


Figure 4.2: Courbe de capacité (Pushover) d'une structure.

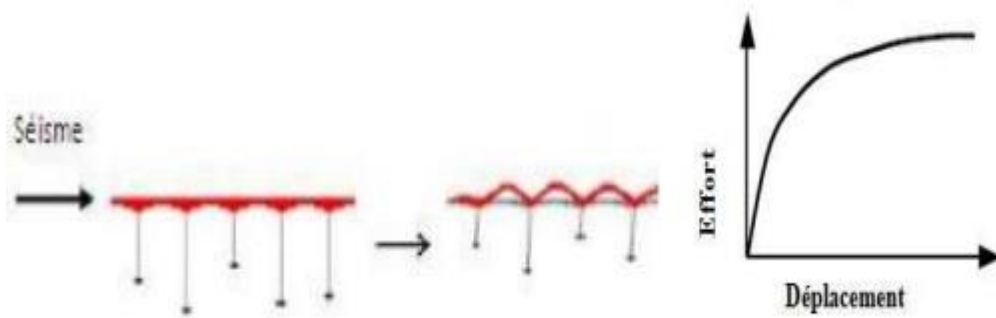


Figure 4.3 : Signification physique de la courbe de capacité.

3. Définition de l'analyse Pushover

L'analyse *en poussée progressive* (pas à pas) est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure (la rupture globale).

Le résultat de l'analyse push-over est une courbe de "capacité" de la structure (appelée aussi *courbe Pushover*), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (de cette dernière et le déplacement de contrôle, qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier.

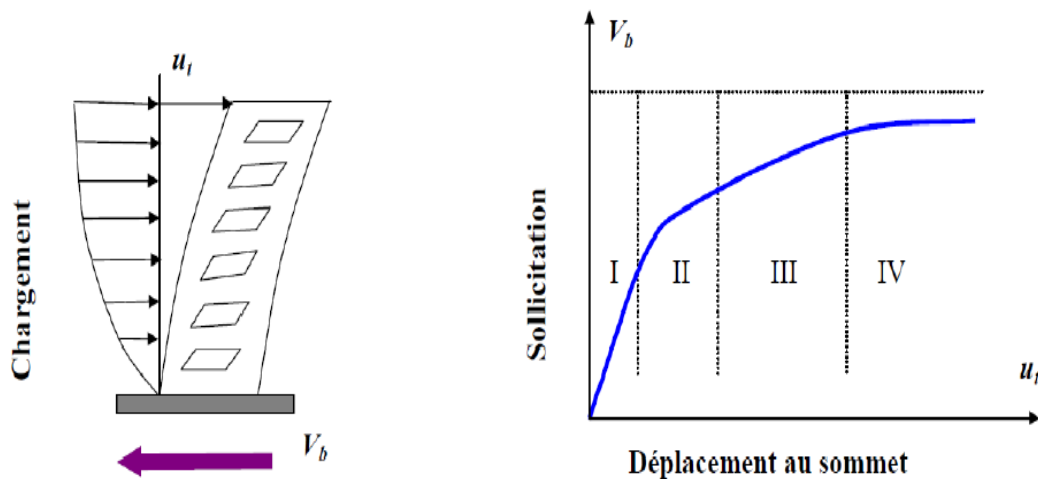


Figure 4.4 : Courbe de capacité (Pushover) d'une structure.

D'après la figure, on remarque que la courbe est composée de trois segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement :

- **Le premier niveau** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).
- **Le deuxième niveau** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **Le troisième niveau** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

4. Origine de l'analyse Pushover

L'analyse statique non-linéaire Pushover est une méthode pratique qui adopte certaines simplifications. Avec cette méthode, la structure est soumise à des forces latérales proportionnellement croissantes sur toute la hauteur jusqu'à l'atteinte du déplacement cible. Un modèle de charge latérale prédéfinie est appliqué sur toute la hauteur de la structure. Ces forces latérales sont augmentées jusqu'à ce qu'apparaissent des rotules plastiques dans certains membres. Le modèle structurel est alors modifié pour tenir compte de la rigidité réduite des membres et les forces latérales sont à nouveau augmentées jusqu'à ce qu'apparaissent des rotules plastiques supplémentaires. [32].

5. But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse push-over est de décrire le comportement *réel de la structure* et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse push-over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [33].

L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement

Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.

L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.

L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [34].

6. Principe

Il s'agit donc d'une analyse sous charge permanente constante qui consiste à augmenter progressivement les actions horizontales tout en respectant leur distribution jusqu'à atteindre la rupture. Le but est de vérifier une structure dans l'état de son dimensionnement. Si la structure est capable de résister à une force horizontale supérieure à la valeur réglementaire (moyennant un coefficient de sécurité tout de même), le dimensionnement est jugé satisfaisant, quel que soit la valeur du coefficient de comportement réellement atteint.

Etant donné la nature non linéaire du comportement du bâtiment, il s'agit en fait d'une analyse en déplacement. L'idée est de fixer un objectif en déplacement et de vérifier que le bâtiment peut résister aux efforts qui en résultent. Cet objectif est censé représenter le déplacement maximal qu'aura à subir le bâtiment lors du séisme. Il en résulte que l'outil de base de cette méthode est la courbe de capacité du bâtiment qui donne la relation entre le déplacement horizontal en tête du bâtiment et la force horizontale à la base de celui-ci. C'est cette courbe qui tient compte du comportement non linéaire de l'ouvrage.



Figure 4.5: Niveaux d'endommagement [35].

7. L'hypothèse de l'analyse Pushover

L'analyse statique Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [36].

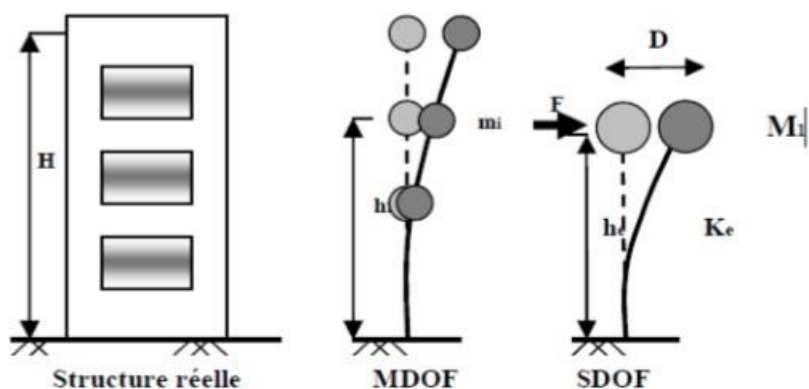


Figure 4.6: hypothèse de l'analyse Pushover

a- Les avantages de l'analyse Pushover:

L'avantage de l'analyse Pushover est qu'il s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. L'analyse Pushover fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Ce qui suit sont des exemples de telles caractéristiques de réponse [34] :

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- L'estimation de la demande en déformation pour les éléments qui doivent déformer inélastiquement afin d'absorber l'énergie donnée à la structure par les mouvements de sol.
- Conséquence de la détérioration de différents éléments sur le comportement du système structural.
- L'identification des régions critiques dans lesquelles on s'attend que la demande en déformation soit haute.
- L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
- L'évaluations des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets P-delta.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.
- La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes en forces et en déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de structure. d'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte le processus de conception, du point de vue pratique, les procédures statiques non linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamique non linéaires [36].

- L'analyse Pushover fournit des données sur la force et la ductilité de la structure qui ne peut pas être obtenue par l'analyse élastique. En outre, elle expose les faiblesses de conception qui peuvent demeurer cachées dans une analyse élastique [37].

b- Les limites de l'analyse Pushover

Comme la méthode statique non linéaire présente des avantages elle a plusieurs limitations : On doit souligner que l'analyse Pushover est approximative en nature et basée sur le chargement statique.

Car elle ne peut pas représenter des phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude. Une évaluation complète de l'exactitude des prévisions de demande de Pushover exigera l'exécution d'un grand nombre de cas d'études pour plusieurs configurations différentes [38].

Les charges latérales représentent la distribution probable des forces d'inertie imposées à la structure pendant un tremblement de terre. La distribution des forces d'inertie changent avec la sévérité du tremblement de terre et avec le temps pendant le tremblement de terre.

La courbe de capacité est très sensible au choix de la répartition des charges latérale [39], le choix de modèle latéral de charge est plus critique pour l'évaluation précise du déplacement de cible. N'importe quel modèle invariable de charge mènera à une concentration des déformations non élastiques dans l'étage supérieure, et ne peut jamais lancer des déformations non élastiques dans les autres étages.

Ainsi, le bon jugement doit être utilisé en choisissant des modèles de charge et en interprétant les résultats obtenus à partir des modèles choisis de charge [40].

Il est recommandé d'utiliser au moins deux modèles fixés [41] de charge qui forment les limites supérieures et inférieures pour que les distributions de force d'inertie prévoient des variations probables de comportement structurale globale et des demandes locales.

Le premier modèle devrait être avec une répartition des charges uniforme et l'autre devrait être profil de "code" ou modèle multimodal de charge. Le type de chargement code est permet si plus de **75% de toute la masse participe à la charge fondamentale**.

Les modèles invariables de charge ne peuvent pas expliquer la redistribution des forces d'inertie en raison de la déformation progressive et les changements dans les propriétés dynamiques de la structure [36]. La discussion sur le déplacement cible et le modèle latéral de charge indique que l'analyse Pushover suppose que la réponse de la structure peut être liée à cela d'un système équivalent à un seul degré de liberté. En d'autres termes, la réponse est contrôlée par le mode fondamental qui reste constant pendant tout l'historique de réponse.

Bien que cette hypothèse soit incorrecte, quelques chercheurs ont obtenu 8 prévisions Pushover locales et globales satisfaisantes sur le bas et a mis structures dans lesquelles la réponse est dominée par le mode fondamental et l'inélasticité est distribuée dans toute la taille de la structure [36 ; 38].

8. Modes de chargements latéraux

La méthode statique non linéaire peut être utilisée pour évaluer la résistance des structures soumises à différents types de charges latérales, y compris les charges latérales triangulaires et uniformes.

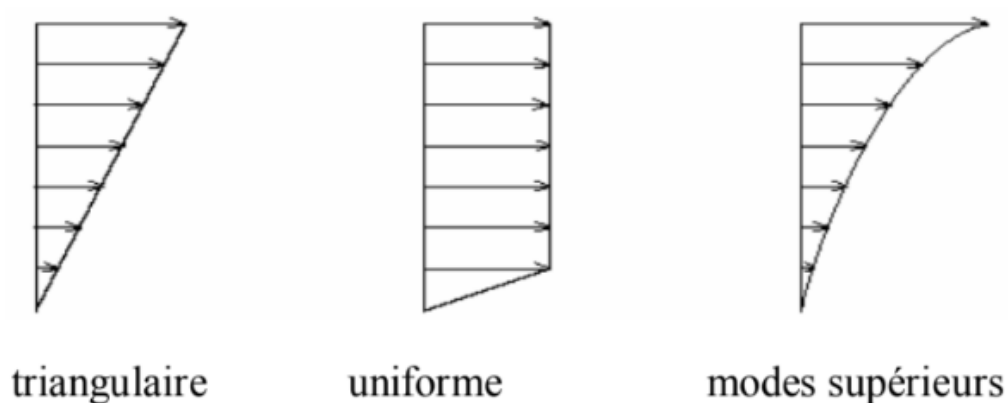


Figure 4.7 : Schéma de distribution des charges latéral

Dans le cas d'une charge latérale triangulaire selon l'Eurocode 8, la méthode statique non linéaire consiste à appliquer progressivement la charge triangulaire sur la structure jusqu'à ce que la limite soit atteinte. Les charges sont appliquées *étape par étape*, en augmentant progressivement l'amplitude de la charge jusqu'à ce que la limite soit atteinte. Cette méthode permet de prendre en compte les effets de la non-linéarité des matériaux et de la déformation inélastique pour fournir une évaluation précise de la capacité de la structure à résister aux charges latérales triangulaires.

8.1 Distribution triangulaire

Ce modèle est issu de l'analyse modale. La charge est proportionnelle aux forces latérales qui sont consistantes avec la distribution des forces latérales déterminée lors de l'analyse élastique.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_i m_i} \quad (4.1)$$

Où :

F_i est la force horizontale agissant au niveau i ;

F_b est l'effort tranchant à la base ;

s_i, s_j sont les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental ;

m_i, m_j sont les masses des niveaux.

Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur. Les forces effectives sismiques augmentent linéairement de zéro à la base de la structure à une valeur maximale en tête. Les forces horizontales F_i sont calculées en utilisant l'expression de l'équation 4.2 :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i m_i} \quad (4.2)$$

Où :

z_i, z_j sont les hauteurs des masses m_i, m_j au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (fondations ou sommet d'un soubassement rigide).

8.2 Distribution uniforme

Il s'agit d'un modèle uniforme avec les forces latérales proportionnelles aux masses. Les forces effectives sismiques sont constantes sur toute la hauteur de la structure. Les forces horizontales F_i sont calculées en utilisant l'expression de l'équation 4.3 :

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i}{\sum m_i} \quad (4.3)$$

8.3 Détermination du chargement latéral pour l'analyse Pushover

En utilisant les formules précédentes, les formes des différentes distributions des forces sismiques selon la hauteur des structures étudiées (les deux distributions des forces latérales recommandées par l'EC8 : uniforme et triangulaire), sont résumées dans les tableaux ci-dessous (Tableaux 4.1 à 4.7):

Tableau 4.1 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 3 étages
(Distribution triangulaire).

Niveau	$Z_i(m)$	poids	$Z_i * m_i$	$\frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i m_i}$	F_b (kN)	F_i (KN)
3	9	43.32	389.88	0.497	229.92	114.27
2	6	43.84	263.04	0.335	229.92	77.09
1	3	43.84	131.52	0.168	229.92	38.55
		131.00	784.44			

Distribution triangulaire, F_i (kN)	
$F_3 = 114.27$	
$F_2 = 77.09$	
$F_1 = 38.55$	

Tableau 4.2 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 6 étages
(Distribution triangulaire).

Niveau	$Z_i(m)$	poids	$Z_i * m_i$	$\frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i m_i}$	F_b (kN)	F_i (KN)
6	18	43.38	780.84	0.282	277.28	78.29
5	15	43.96	659.4	0.238	277.28	66.11
4	12	44.14	529.68	0.191	277.28	53.11
3	9	44.2	397.8	0.143	277.28	39.88
2	6	44.2	265.2	0.095	277.28	26.59
1	3	44.2	132.6	0.047	277.28	13.29
		264.08	2765.52			

Distribution triangulaire, F_i (kN)	
$F_6 = 78.29$	
$F_5 = 66.11$	
$F_4 = 53.11$	
$F_3 = 39.88$	
$F_2 = 26.59$	
$F_1 = 13.29$	

Tableau 4.3: Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 9 étages (Distribution triangulaire).

Niveau	Z_i (m)	poids	$Z_i * m_i$	$\frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i m_i}$	F_b (kN)	F_i (KN)
9	27	43.52	1175.04	0.196	330.84	64.99
8	24	44.24	1061.76	0.177	330.84	58.72
7	21	44.42	932.82	0.155	330.84	51.59
6	18	44.48	800.64	0.133	330.84	44.28
5	15	44.68	670.2	0.112	330.84	37.07
4	12	44.72	536.64	0.089	330.84	29.68
3	9	44.72	402.48	0.067	330.84	22.26
2	6	44.72	268.32	0.044	330.84	14.84
1	3	44.58	133.74	0.022	330.84	7.397
		400.08	5981.64			

Distribution triangulaire, F_i (kN)	
$F_9 = 64.99$	
$F_8 = 58.72$	
$F_7 = 51.59$	
$F_6 = 44.28$	
$F_5 = 37.07$	
$F_4 = 29.68$	
$F_3 = 22.26$	
$F_2 = 14.84$	
$F_1 = 7.397$	

Tableau 4.4 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 3 étages (Distribution uniforme).

Niveau	m_i	$\frac{m_i}{\sum m_i}$	F_b (kN)	F_i (kN)
3	43.32	0.331	229.92	76.03
2	43.48	0.335	229.92	76.94
1	43.84	0.335	229.92	76.94
	131.00			

Distribution uniforme	
$F_3 = 76.03$	
$F_2 = 76.94$	
$F_1 = 76.94$	

Tableau 4.5: Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 6 étages
(Distribution uniforme).

Niveau	m_i	$\frac{m_i}{\sum m_i}$	F_b (kN)	F_i (KN)
6	43.38	0.164	277.28	45.55
5	43.96	0.166	277.28	46.16
4	44.14	0.167	277.28	46.35
3	44.2	0.167	277.28	46.41
2	44.2	0.167	277.28	46.41
1	44.2	0.167	277.28	46.41
	264.08			

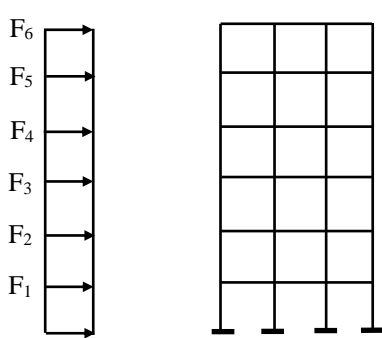
Distribution uniforme	
$F_6 = 45.55$	
$F_5 = 46.16$	
$F_4 = 46.35$	
$F_3 = 46.41$	
$F_2 = 46.41$	
$F_1 = 46.41$	

Tableau 4.6 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 9 étages
(Distribution uniforme).

Niveau	m_i	$\frac{m_i}{\sum m_i}$	F_b (kN)	F_i (KN)
9	43.52	0.108	330.84	35.99
8	44.24	0.110	330.84	36.58
7	44.42	0.111	330.84	36.73
6	44.48	0.111	330.84	36.78
5	44.68	0.111	330.84	36.95
4	44.72	0.111	330.84	36.98
3	44.72	0.111	330.84	36.98
2	44.72	0.111	330.84	36.98
1	44.58	0.111	330.84	36.98
	400.08			

Distribution uniforme	
$F_9 = 35.99$	<p>The diagram shows a 9-story frame structure with four columns. On the left side, horizontal arrows represent lateral loads F_1 through F_9 applied at each floor level. The arrows are of equal length, indicating a uniform distribution of lateral loads. The structure is supported by four columns at the base.</p>
$F_8 = 36.58$	
$F_7 = 36.73$	
$F_6 = 6.78$	
$F_5 = 36.95$	
$F_4 = 36.98$	
$F_3 = 36.89$	
$F_2 = 36.98$	
$F_1 = 36.98$	

9. Définition de la rotule plastique

Cette section est consacrée à la modélisation des éléments structuraux des structures considérées, présentés au chapitre 3. Cette modélisation est effectuée en tenant compte du comportement non-linéaire des poteaux et poutres des structures en charpente métallique. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires [42].

Dans la présente étude, la modélisation des poutres et des poteaux est faite en supposant des rotules situées aux deux extrémités de chaque élément ; travaillant en flexion pour les poutres et en flexion-compression pour les poteaux (flexion composée) [43, 44, 45]. Le comportement en cisaillement est supposé élastique. Il n'y a pas de formation de rotules plastiques sous effort tranchant. L'analyse non-linéaire est faite en supposant que le comportement des éléments de la structure peut être défini par un modèle analytique de type élasto-plastique, comme représenté dans la Figure 4.8. Les poteaux sont modélisés en tenant compte de la loi de variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau.

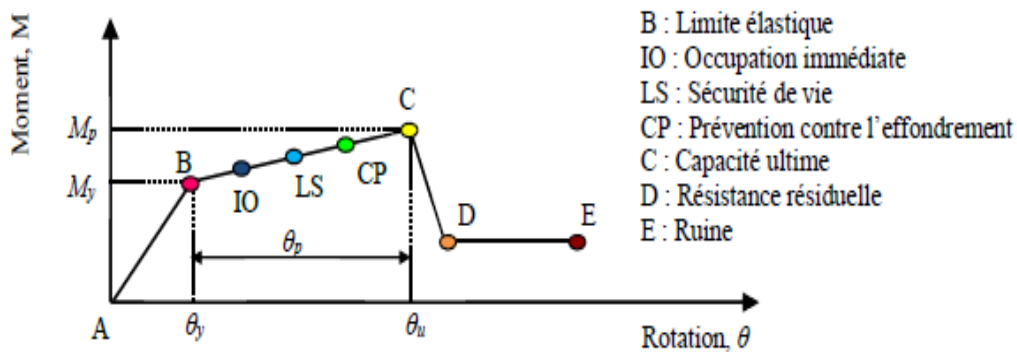


Figure 4.8: Loi force - déplacement non-linéaire utilisée pour les poteaux et poutres des structures étudiées.

Sur le SAP2000, le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules plastiques aux extrémités des éléments là où on assume que le rendement par flexion se produit. Les caractéristiques de flexion des poutres sont définies par des relations *moment-rotation* assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres. Une surface d'interaction en tridimensionnelle avec cinq diagrammes de force axiale-flexion équidistants d'interaction de moment et une relation moment-rotation

sont définies pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules plastiques aux extrémités du poteau.

Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit :

- ✓ Poutres: Rotules de flexion (M3), cisaillement (V2).
- ✓ Poteaux: Rotules de flexion (PM3), cisaillement suivant axe 2-2 (V2), cisaillement suivant axe 3-3 (V3).

10. Niveaux de dommages

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (4.9) :

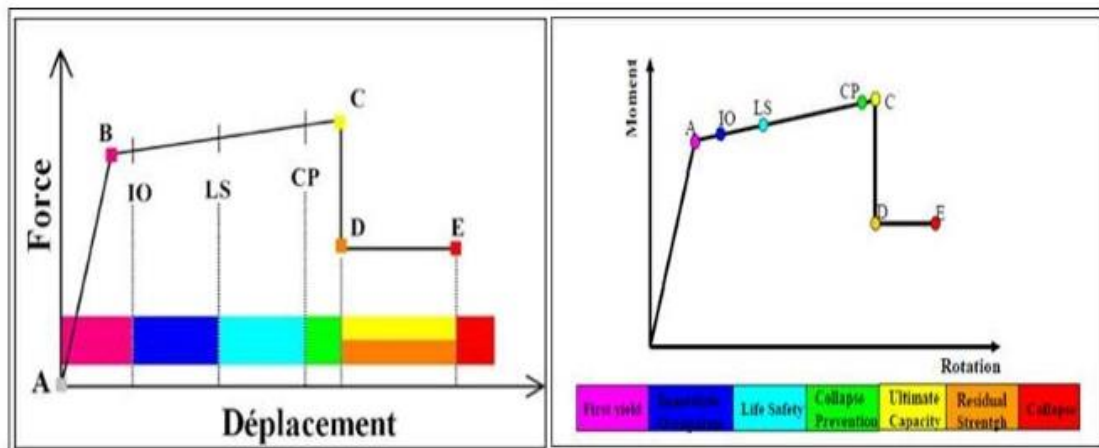


Figure 4.9: Courbe Force-déplacement ou moment – rotation pour une définition de rotule utilisée dan SAP2000 (courbe de déformation plastique)

Les différents points sur la courbe représentent :

- **Le point (A)** représente l'origine.
- **Le point (B)** représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- **Le point (C)** représente la capacité ultime pour l'analyse Pushover.
- **Le point (D)** représente la résistance résiduelle pour l'analyse Pushover.
- **Le point (E)** représente la rupture totale des éléments.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité.

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points IO, LS et CP, ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapporté dans les résultats d'analyse et utilisées pour la conception basé sur la performance, n'ayant aucun d'effet sur le comportement de la structure.

Selon *FEMA* [41]:

- **Le niveau IO (Immediate Occupancy)** : Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieur au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.
- **Le niveau LS (Life Safety)** : Indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la chute de débris importants à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdit jusqu'à réparation.
- **Le niveau CP (Collapse Prevention)** : Il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral

avec la présence d'une marge infime contre l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances des chargement latéral, il est impératif pour les éléments principaux des systèmes de résistance aux forces de gravité doit continuer à résister. Il peut exister un grand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure, sécuritaire ment il est inutilisable, par l'existence de répliques. Qui peut entraîner l'effondrement de la construction.

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur mais, elle doit rester debout après le mouvement de terre. Alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être adopté comme une philosophie de base de la conception sismique en terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement Tableau (4.7).

Tableau 4.7 : Niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
Totalement opérationnel, occupation immédiate	négligeable	< 0,2 %
Opérationnel, endommagement modéré	réparable	< 0,5%
Sécurité sur les vies	irréparable	< 1,5%
Pré ruine, sécurité limitée	sévère	< 2,5%
Ruine		>2,5%

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain *FEMA* [41].

10.1 Limites de performance structurelle (L_i)

Pour évaluer le facteur de résistance de réserve (R_s), une limite de performance structurelle est nécessaire en vue de définir l'état limite ultime de la structure à partir des résultats de modélisation Pushover.

Pour les structures considérées dans notre étude, trois critères pour définir la limite de performance structurelle sont utilisés (L_i) :

- **Limite 1 (L_1)** : est définie par un déplacement inter-étage égal à 3% de la hauteur d'étage ;
- **Limite 1 (L_2)** : La deuxième est basée sur la formation de la première rotule plastique de niveau capacité ultime dans les poteaux ;
- **Limite 1 (L_3)** : La troisième liée à l'effort tranchant ultime de la structure.

Conclusion

La méthode statique non-linéaire Pushover est une méthode avancée d'analyse de la résistance sismique des structures, qui permet une modélisation plus précise du comportement non-linéaire des structures sous des charges sismiques. Elle est de plus en plus utilisée dans l'industrie de la construction pour évaluer et renforcer la résistance sismique des structures, ce qui contribue à la sécurité des bâtiments et des personnes qui les utilisent.

Dans le cinquième chapitre, nous allons procéder à la présentation des résultats de l'analyse Pushover, à savoir les courbes de capacité, la distribution des rotules plastiques (les dommages), les modes de ruine (pour chaque cas), ... etc. De plus, les facteurs de plasticité (résistance de réserve R_s) vont être évalués. En dernier lieu, seront analysés et évalués les effets d'un certain nombre de paramètres clés sur le comportement non-linéaire des mêmes structures étudiées et sur leurs facteurs de plasticité. Parmi ces paramètres : la hauteur et la largeur de la structure, la forme du chargement latéral, la réponse locale du poteau ...etc.

CHAPITRE 5
ANALYSE ET DISCUSSIONS DES RESULTATS

CHAPITRE 5 : ANALYSE ET DISCUSSIONS DES RESULTATS

1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente et on discute les résultats des analyses Pushover effectuées sur les trois portiques étudiés, R+2 (3 niveaux), R+5 (6 niveaux) et R+8 (9 niveaux), présentés au chapitre 3.

Les résultats de l'étude sont présentés comme suit :

On montre d'abord les courbes de capacité des trois structures étudiées, R+2, R+5 et R+8, obtenues par les analyses Pushover, donnant, chacune, l'effort tranchant à la base du portique en fonction de son déplacement latéral en tête. Ensuite, on présente et on analyse leurs mécanismes de ruine, en se basant sur les critères de ruine définis au *paragraphe 4.10.1* du chapitre 5. Enfin, on procède à une analyse comparative des résultats obtenus, relatifs au paramètre étudié : résistance de réserve.

2. Courbes de capacité des structures étudiées

Les figures 5.1 - 5.9 montrent les courbes de capacité des structures R+2, R+5 et R+8 ainsi que leurs performances maximum, L_i , associés à la valeur limite du déplacement inter-étages $\Delta = 3\%$ de la hauteur d'étage (L_1), la formation de la première rotule plastique de niveau capacité ultime dans les poteaux (L_2) et l'effort tranchant ultime (L_3). Ces limites sont considérées comme des critères de ruine à retenir en situation de ruine globale. D'après ces figures, pour les structures de faible hauteur (R+02), on remarque que le déplacement latéral à la limite L_3 est plus grand que celui à la limite L_1 . Par contre, pour les structures de moyenne et de grande hauteur (R+05 et R+08) la différence est moins importante. La comparaison entre les résultats obtenus pour les trois limites considérées dans cette étude (L_1 , L_2 et L_3) est très importante, car L_3 est la limite au-delà de laquelle il y a une rupture de la structure, ce qui signifie que le comportement plastique de la structure est complètement épuisé. Par conséquent, les observations précédentes permettent de déduire que la limite L_1 est acceptable pour contrôler la ruine des structures de grande hauteur, alors que pour les structures de faible, elle implique de limiter leur comportement non-linéaire. Les mêmes constatations pour les deux types du chargement latéral (triangulaire et uniforme).

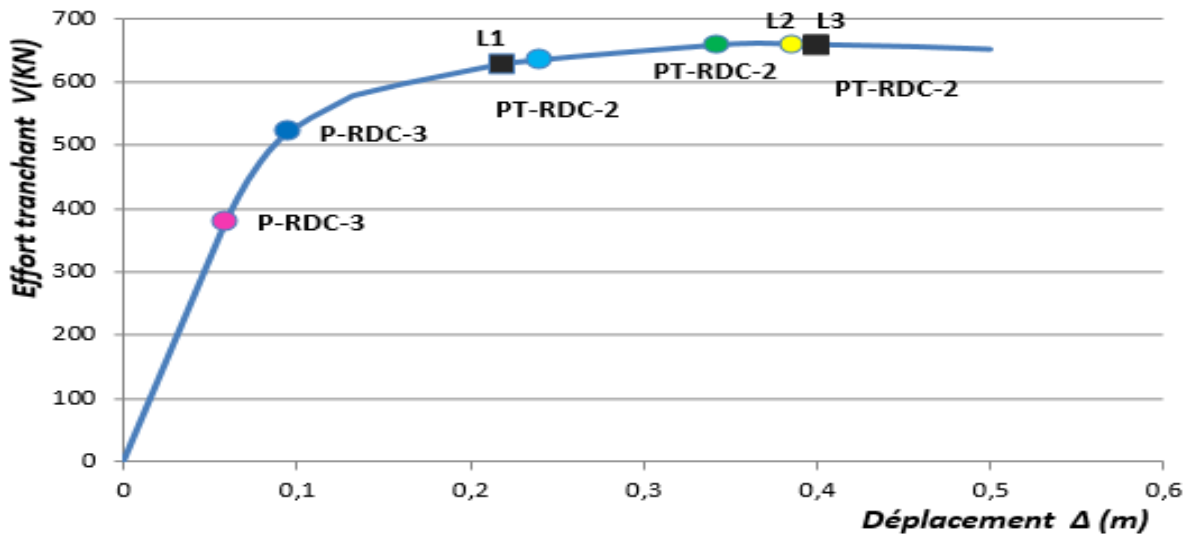


Figure 5.1 : Courbe de capacité de structure analysée de 3 étages sous une distribution triangulaire (3 travées)

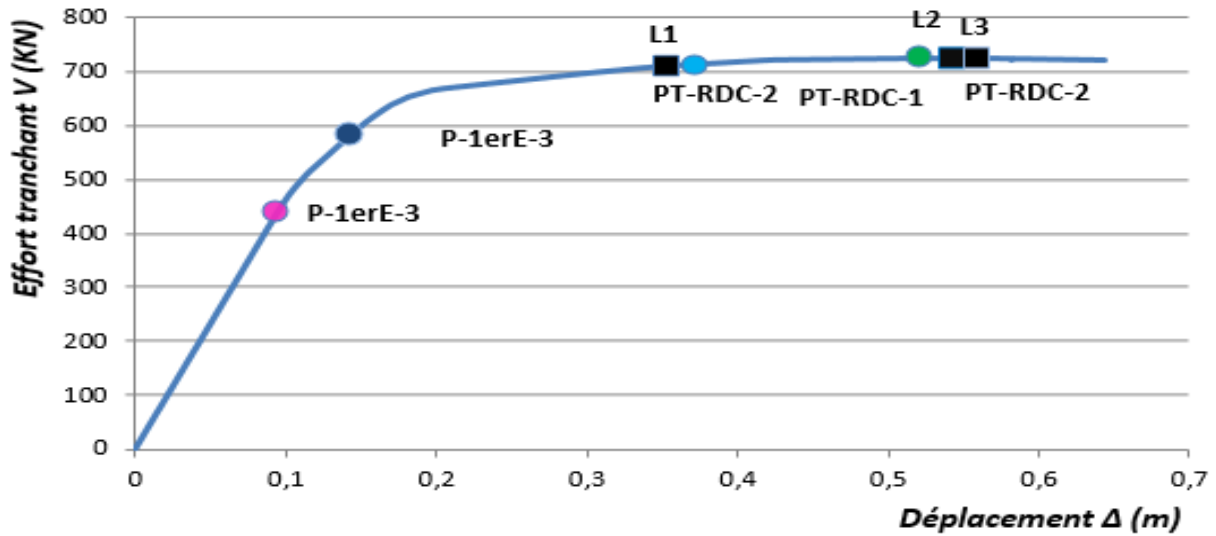


Figure 5.2 : Courbe de capacité de structure analysée de 6 étages sous une distribution triangulaire (3 travées).

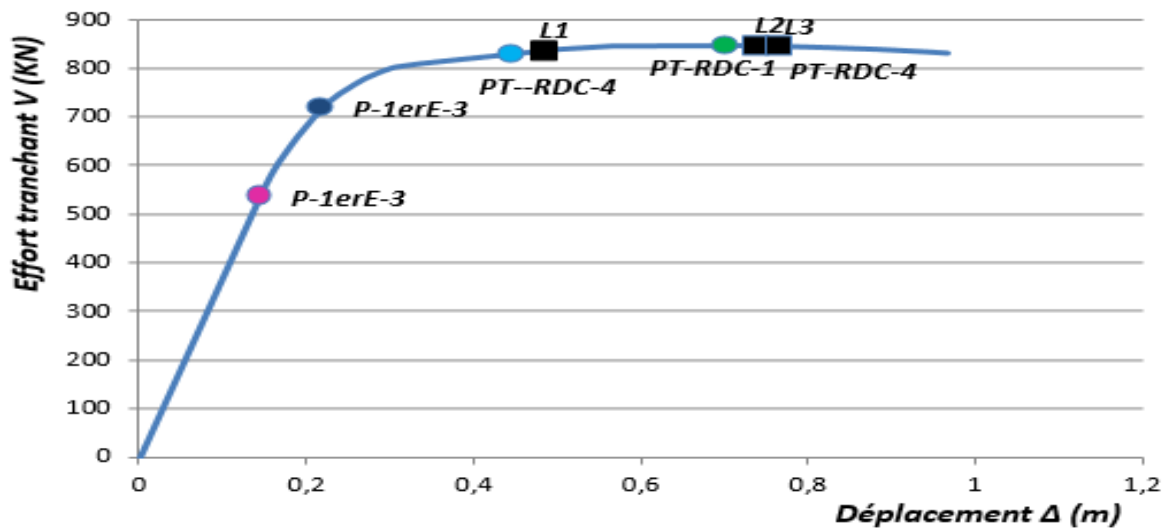


Figure 5.3 : Courbe de capacité de structure analysée de 9 étages sous une distribution triangulaire (3 travées).

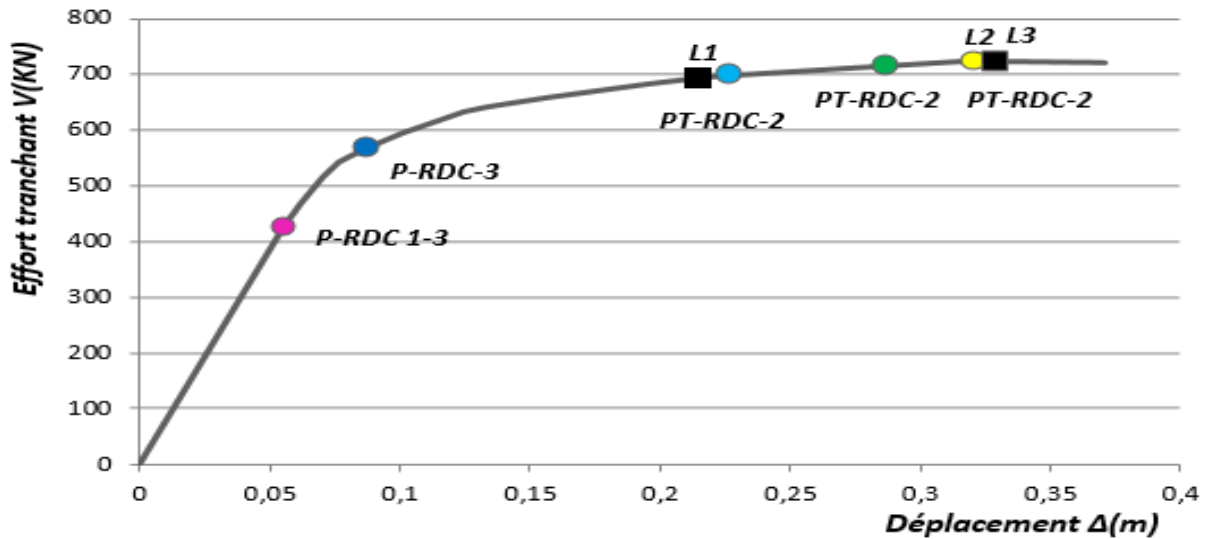


Figure 5.4 : Courbe de capacité de structure analysée de 3 étages sous une distribution uniforme (3 travées).

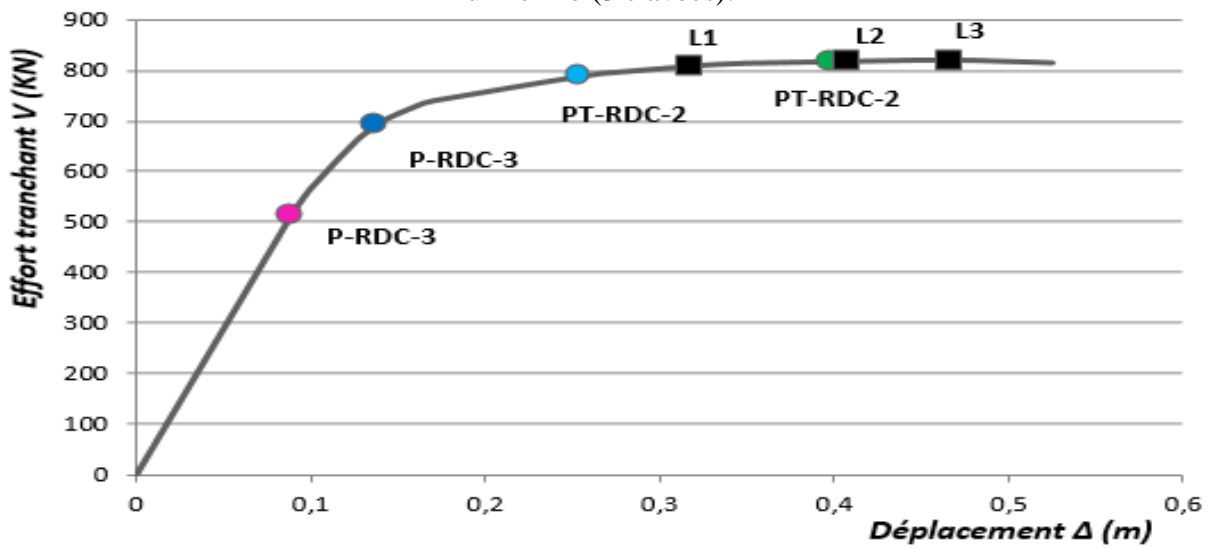


Figure 5.5 : Courbe de capacité de structure analysée de 6 étages sous une distribution uniforme (3 travées).

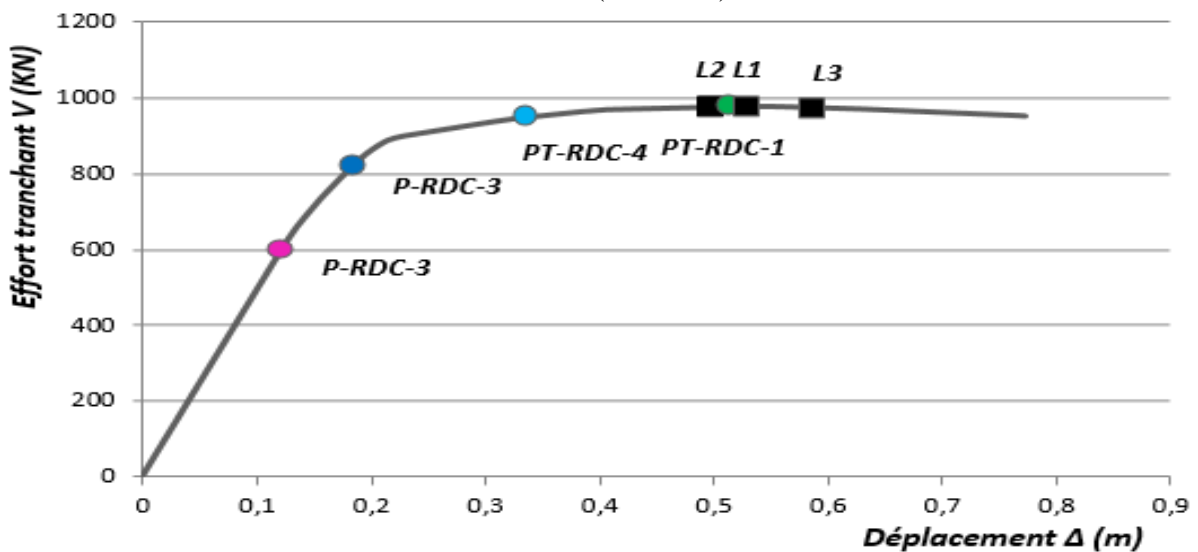


Figure 5.5 : Courbe de capacité de structure analysée de 9 étages sous une distribution uniforme (3 travées).

D'après les figures précédentes, il est clair que la courbe de capacité est divisée en deux zones : zone élastique et zone plastique. La zone plastique est définie par plusieurs niveaux d'endommagement :

- **Région d'élasticité** : Au début de la courbe, nous avons remarqué qu'il n'y a pas encore de déformation permanente, la structure suit une relation linéaire entre la force par et la déformation (déplacement). Cette région représente le comportement élastique de la structure, où elle est capable de reprendre sa forme initiale après le relâchement de la charge.
- **Point de limite d'élasticité** : Lorsque l'intensité de la force appliquée à la structure augmente, nous avons observé l'apparition de déformations permanentes (apparition des rotules plastique). Ce point indique qu'au-delà de cette limite, des rotules plastiques se forment au niveau des éléments structuraux de la structure (poteaux et poutre), et ces éléments ne reviendront pas complètement à sa forme initiale une fois la charge retirée.
- **Région de déformation plastique** : Après le point de limite d'élasticité, la courbe présente une zone où la déformation plastique augmente sans augmentation significative de la résistance (ductilité). Cela signifie que la structure subit des déformations permanentes sans nécessiter une augmentation de la force appliquée.
- **Point de rupture** : Les éléments structuraux de la structure se sont plastifiés et nous avons remarqué que la courbe atteint un pic et commence à décroître jusqu'à atteindre le point de rupture (ruine globale de la structure). Le point de rupture représente la résistance ultime de la structure, où il se rompt sous l'effet de la charge appliquée.

Pour mieux apprécier le type de ruine affectant ces trois structures, on donne au paragraphe ci-après le mécanisme de ruine et *la distribution des rotules plastiques* associés à la ruine de chaque structure étudiées.

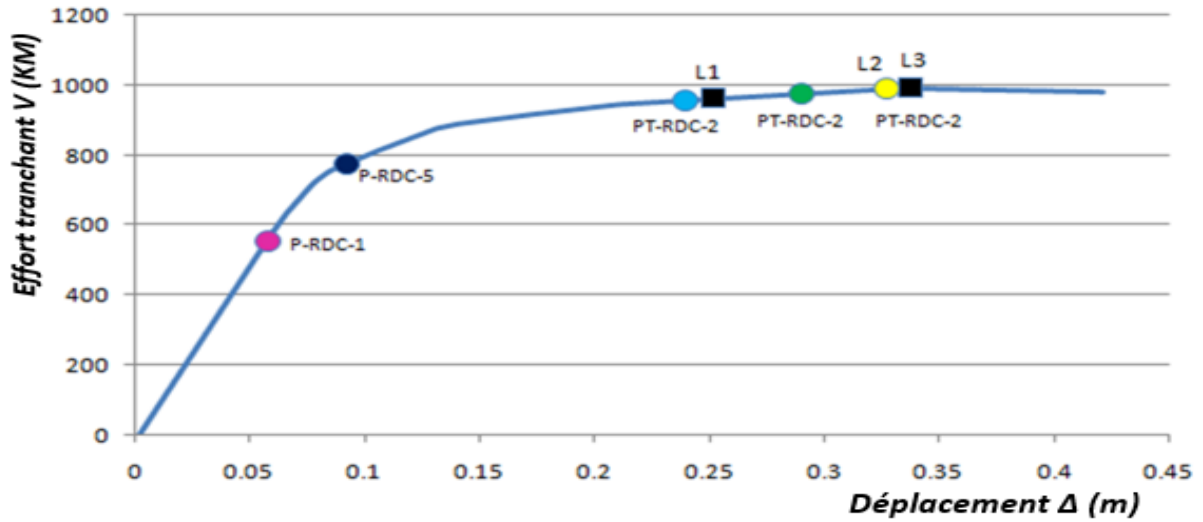


Figure 5.7 : Courbe de capacité de structure analysée de 3 étages sous une distribution triangulaire (5 travées)

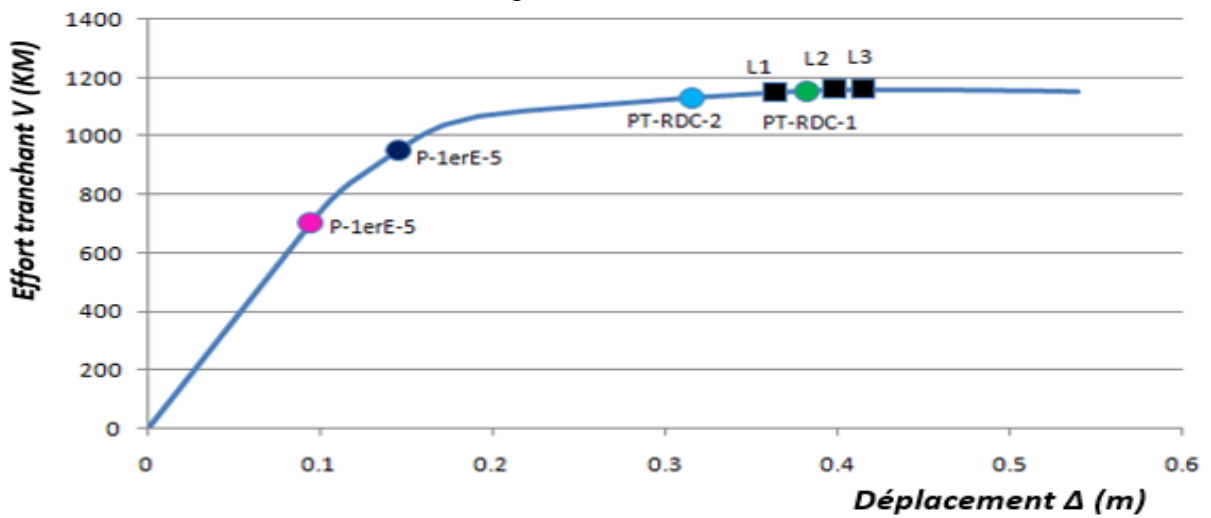


Figure 5.8 : Courbe de capacité de structure analysée de 6 étages sous une distribution triangulaire avec (5 travées).

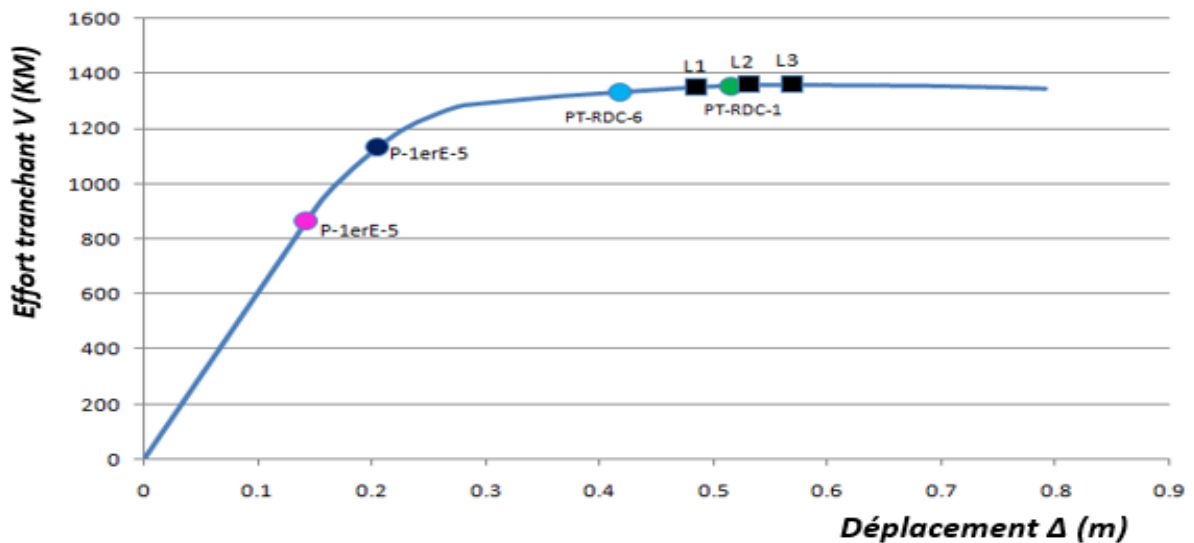


Figure 5.9 : Courbe de capacité de structure analysée de 9 étages sous une distribution triangulaire avec (5 travées).

En analysant les résultats des trois figures précédentes (courbe de capacité), représentant la formation des rotules plastiques dans les trois structures étudiées :

- Il est clair qu'après la première étape (de l'anglais : Step N° 01) de chargement de l'analyse de Pushover, nous avons remarqué la formation de la première rotule plastique de type (**B : Début du rendement**) au niveau de la poutre RDC-3 (RDC-3 : Poutre au niveau de rez-de-chaussée à la troisième travée) dans toutes les structures.
- Ensuite, en augmentant la force latérale, nous avons remarqué l'apparition d'une rotule plastique de type (**OI : Occupation immédiate**) sur la même poutre RDC-3. Ceci indique que l'état des dommages est très limité, aucune déformation au niveau des rotules. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.
- Lorsque la charge est augmentée encore une fois, au fur et à mesure par incréments, des rotules plastiques de type (**LS : Sécurité de vie**) se sont formées au niveau des poteaux. Ce niveau de rotule plastique indique que l'état des dommages des éléments de la structure est importante, il existe une marge avant l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la rupture globale de la structure. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible.
- De plus, une quatrième rotule plastique de type (**CP : prévention contre l'effondrement**) est apparue au niveau du poteau RDC-2 (RDC-2 : le deuxième poteau au niveau du rez-de-chaussée) pour la structure R+02, tandis que dans pour deux structures (R+05 et R+08) une rotule plastique est apparu au niveau du poteau RDC-1.
- A une phase très avancée du chargement, on constate une apparition de rotule de type de ruine (**C : capacité ultime**) au niveau du poteau RDC-2 pour les structures R+02 et R+08 et au niveau du poteau RDC-4 pour la structure R+05. D'autres rotules plastiques de type (CP) se sont formées au niveau des poteaux et des poutres. Ceci indique les structures subites des grands dommages avec une très grande dégradation de la rigidité de ces éléments structuraux (poteaux). Cette dernière provoque la rupture globale de la structure.

3. Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine

Les figures 5.10 -5.12 montrent la distribution des rotules plastiques pour chaque niveau d'endommagement et les mécanismes de ruine des trois structures étudiées ainsi que les rotules plastiques qui se forment à la ruine. A noter que la capacité ultime de chaque poteau tient compte de l'interaction Effort normal-Moment fléchissant (N-M).

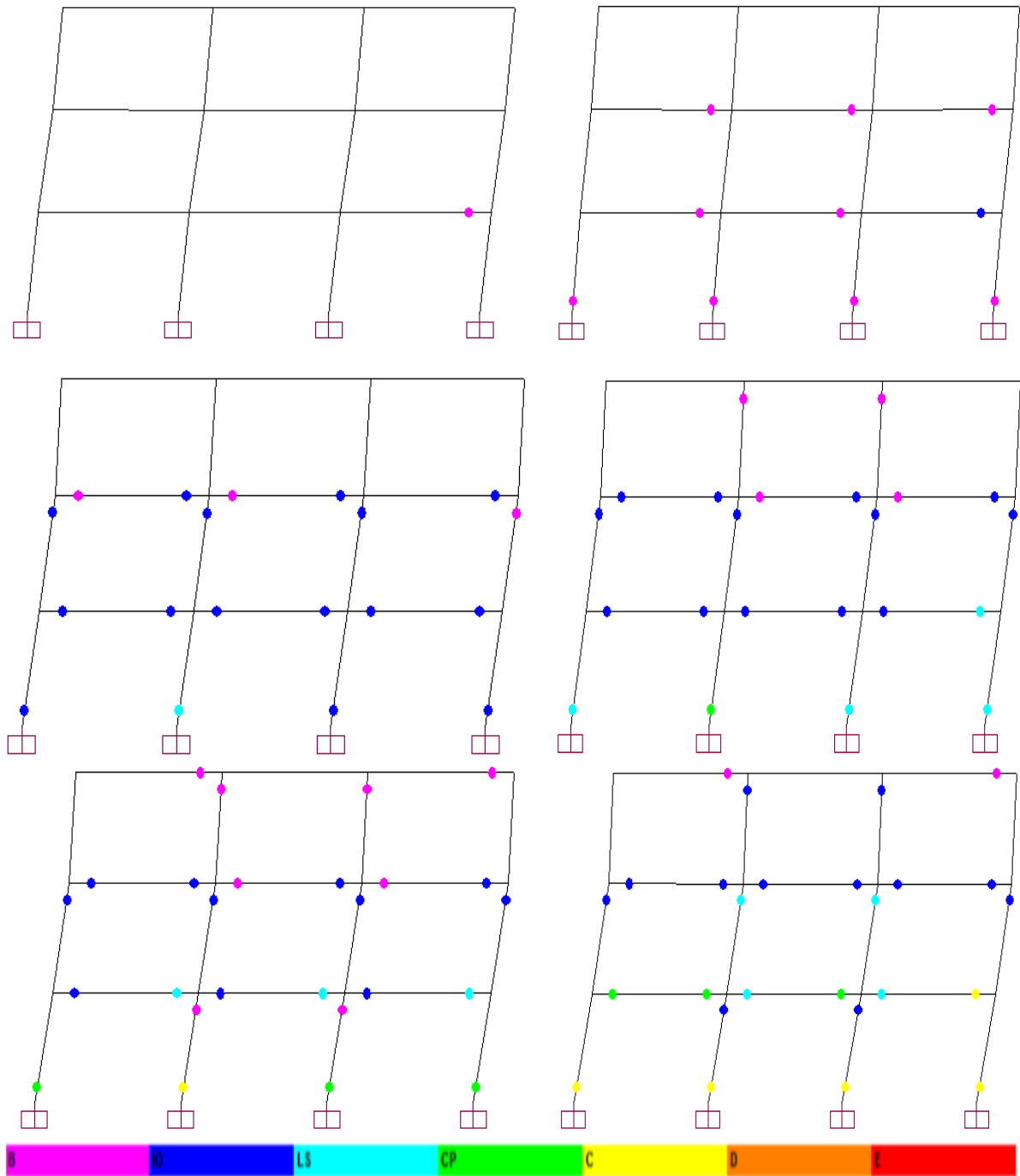


Figure 5.10: Distribution de rotule plastique pour la structure R+02 sous un chargement triangulaire

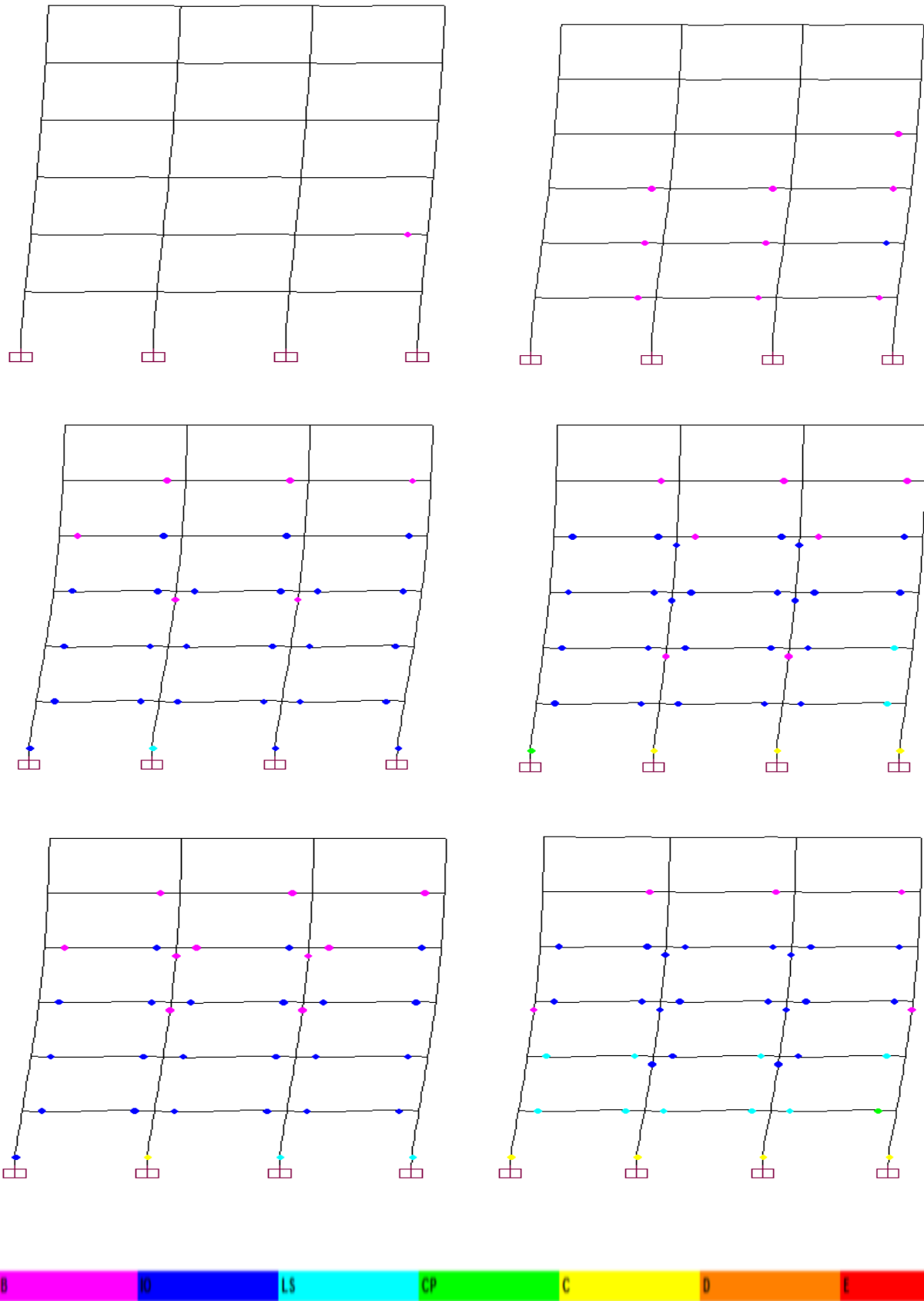


Figure 5.11: Distribution de rotule plastique pour la structure R+05 sous un chargement triangulaire.

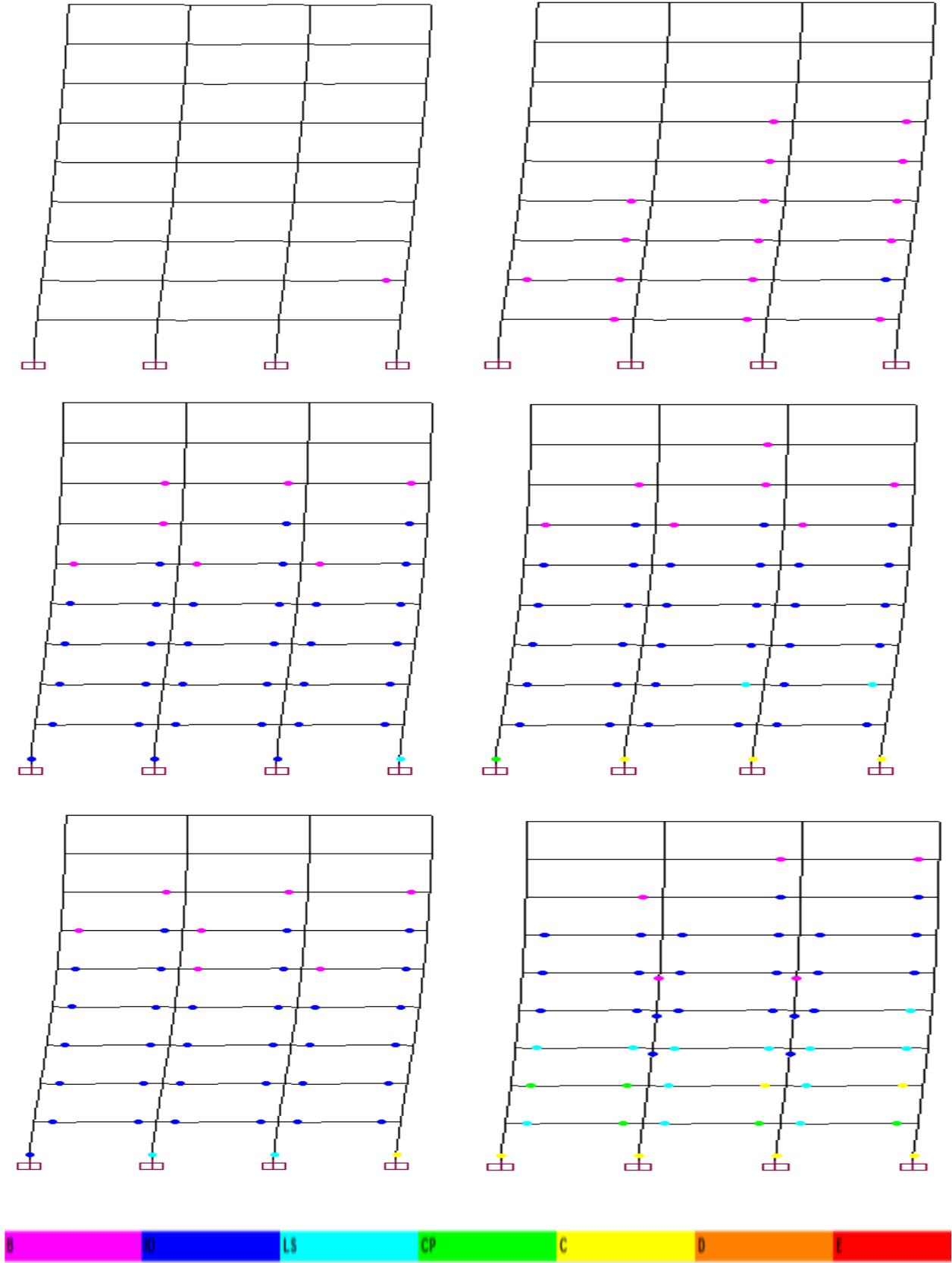


Figure 5.12: Distribution de rotule plastique pour la structure R+08 sous un chargement triangulaire.

D'après cette figure, on remarque que :

- Les rotules plastiques (endommagement) se forment successivement dans les poutres et à la base des poteaux du rez-de-chaussée dans tous les cas étudiés (R+02, R+05 et R+08). En effet, des rotules plastiques se sont formées aux extrémités des poutres dans les étages inférieurs et à la base des poteaux du rez-de-chaussée ; d'autres rotules se sont développées également en tête des poteaux du deuxième et troisième niveau.
- En plus, il apparaît sur ces figures qu'il existe une bonne répartition des dommages le long de la hauteur des structures de faible hauteur (R+02). Au contraire, pour les structures de moyenne et de grande hauteur (R+03 et R+05), la distribution des rotules plastiques tend à se concentrer dans seulement la moitié de la structure en raison de la formation de rotules plastiques prématurées de niveau capacité ultime (C) à la base des sections de poteaux au rez-de-chaussée (instabilité locale des poteaux, L_2).
- Les modes de rupture observés pour les trois structures analysées sont presque identiques et se produisent par la formation d'un mécanisme plastique au rez-de-chaussée (Figures 5.10 - 5.12).
- Dans tous les cas étudiés, les rotules plastiques les plus déterminantes de la ruine se sont formées à la base des sections des poteaux du premier niveau.
- Pour les deux chargements latéraux (triangulaire et uniforme), la formation des rotules plastiques de niveau capacité ultime se sont concentré seulement au rez-de-chaussée et au premier étage.

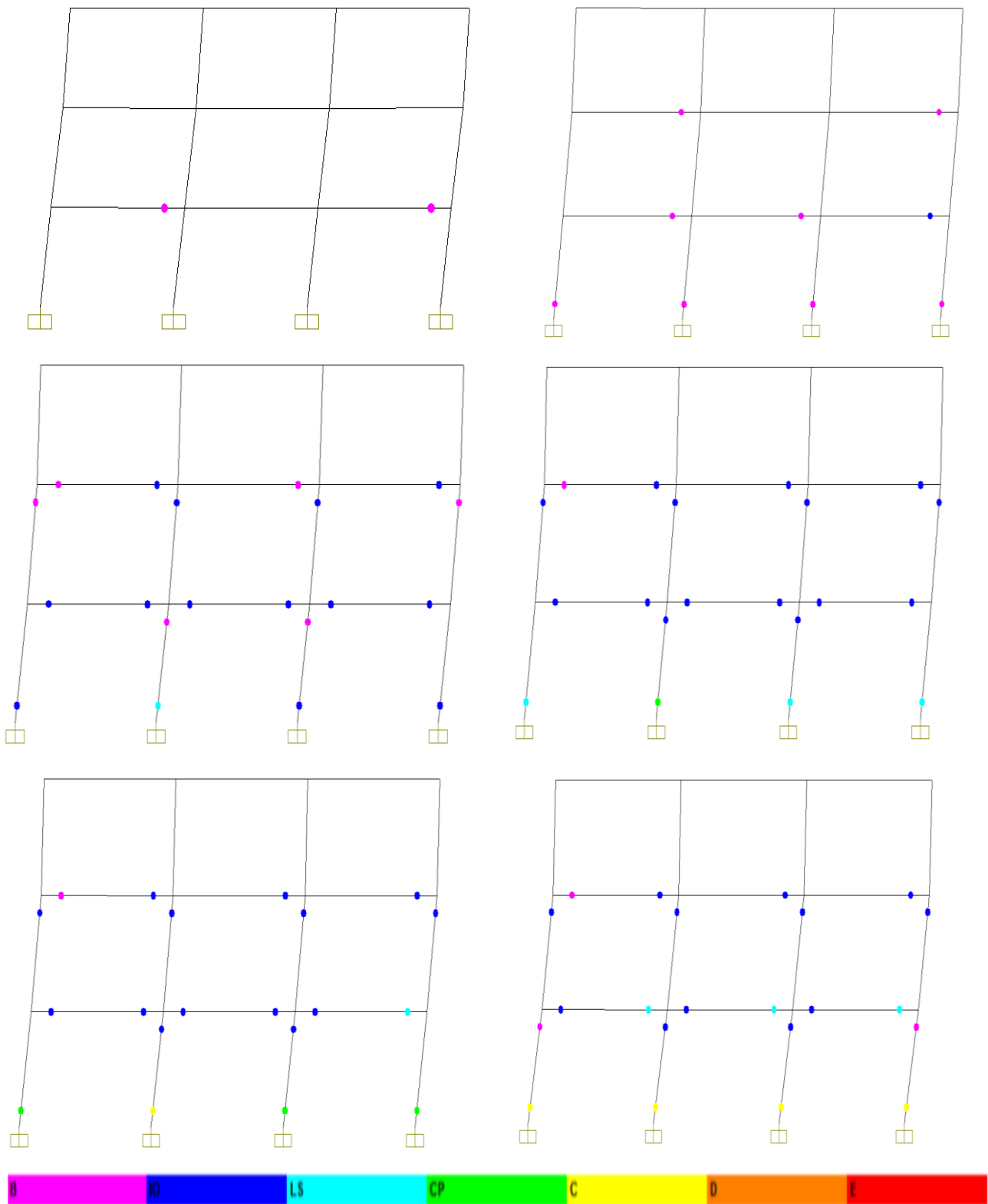


Figure 5.13: Distribution de rotule plastique pour la structure R+02 sous un chargement uniforme

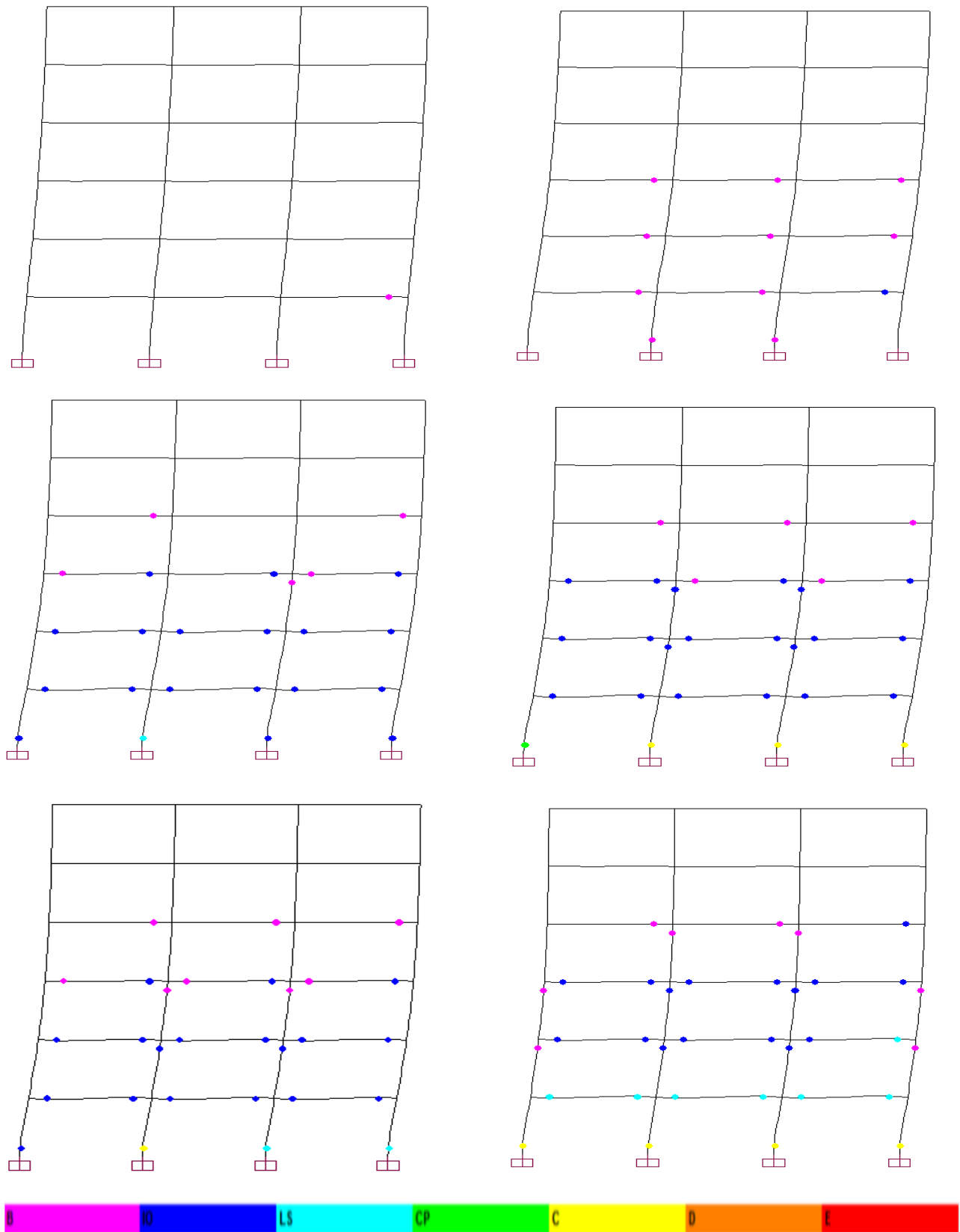


Figure 5.14: Distribution de rotule plastique pour la structure R+05 sous un chargement uniforme

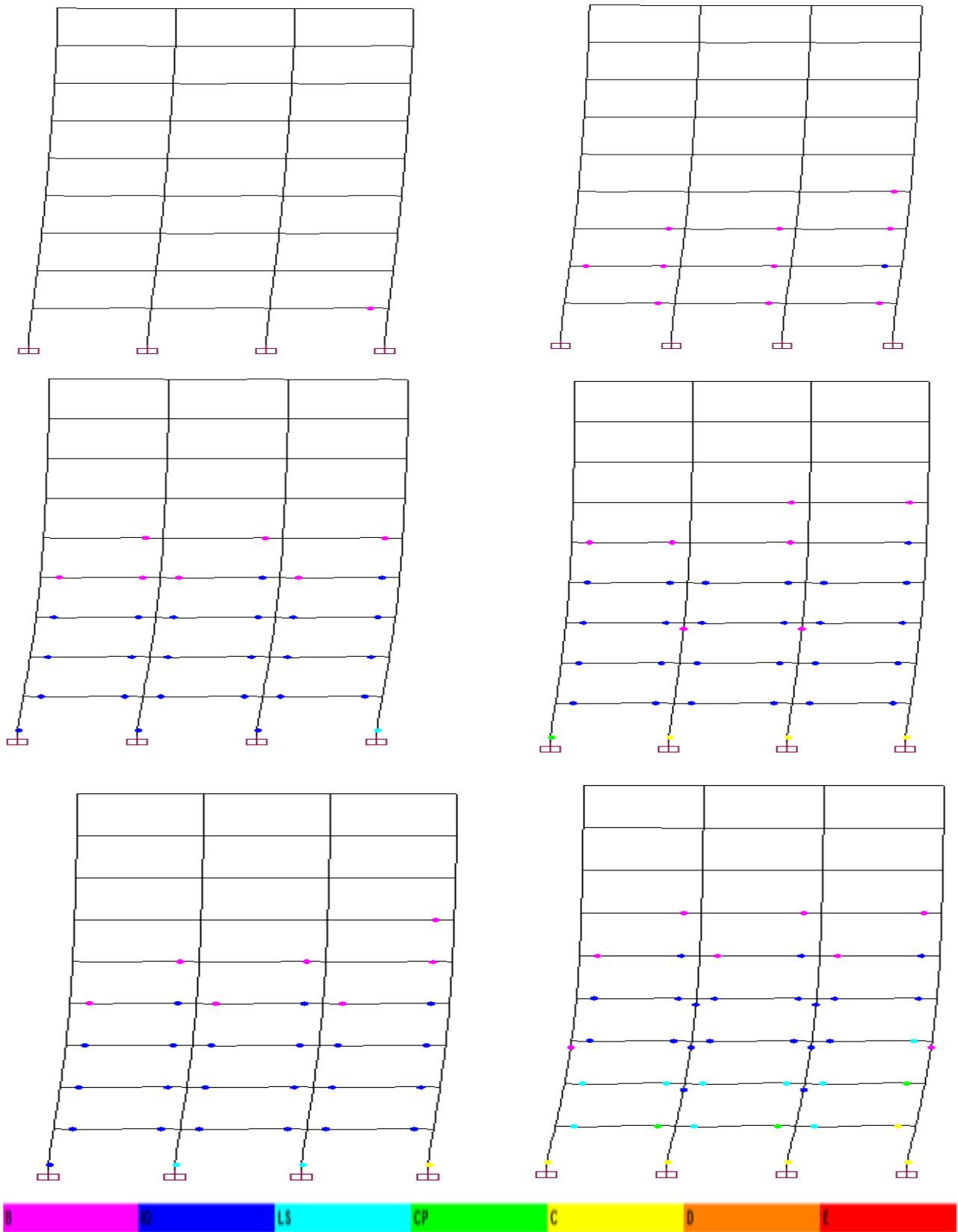


Figure 5.15 : Distribution de rotule plastique pour la structure R+08 sous un chargement uniforme

4. Evaluation du facteur de résistance de réserve R_s

Dans ce paragraphe, on effectue une comparaison des résultats des différents facteurs de résistance de réserve obtenus par les analyses Pushover effectuées pour les trois structures étudiées, portiques R+2, R+5 et R+8. On précise que ces différentes comparaisons s'effectueront en considérant les portiques dans leurs trois états limites ultimes (L_1 , L_2 et L_3), voir *paragraphe 4.10.1* du chapitre N° 04.

Afin d'évaluer le facteur de résistance de réserve R_s , les courbes de capacité des structures étudiées sont tracées à partir de l'analyse statique non-linéaire Pushover. La résistance de conception V_d (effort tranchant à la base) et la résistance ultime V_u (effort tranchant à la base ultime), correspondante au mode de défaillance (ruine) de la structure (L_1 , L_2 et L_3) sont déterminées. Le facteur R_s est calculé comme décrit dans le chapitre 1, qui représente le rapport entre la résistance ultime sur celle de conception de la structure. Les sections suivantes fournissent et discutent les résultats de calcul du facteur de résistance de réserve en considérant les effets de la :

- Hauteur et la largeur de la structure ;
- Limite de performance structurelle ;
- La forme du chargement latéral ;
- La réponse des éléments structuraux (poteaux).

Tableau 5.1: Facteur de résistance de réserve sous une distribution triangulaire (3 travées).

Structures	Limite 1 (L_1)	Limite 2 (L_2)	Limite 3 (L_3)
R+02	2.73	2.86	2.87
R+05	2.54	2.59	2.6
R+08	2.53	2.54	2.56

Tableau 5.2: Facteur de résistance de réserve sous une distribution uniforme (3 travées).

Structures	Limite 1 (L_1)	Limite 2 (L_2)	Limite 3 (L_3)
R+02	3.03	3.13	3.14
R+05	2.89	2.92	2.96
R+08	2.93	2.92	2.95

Tableau 5.3: Facteur de résistance de réserve sous une distribution triangulaire (5 travées).

Structures	Limite 1 (L_1)	Limite 2 (L_2)	Limite 3 (L_3)
R+02	2.54	2.64	2.64
R+05	2.53	2.54	2.54
R+08	2.47	2.46	2.49

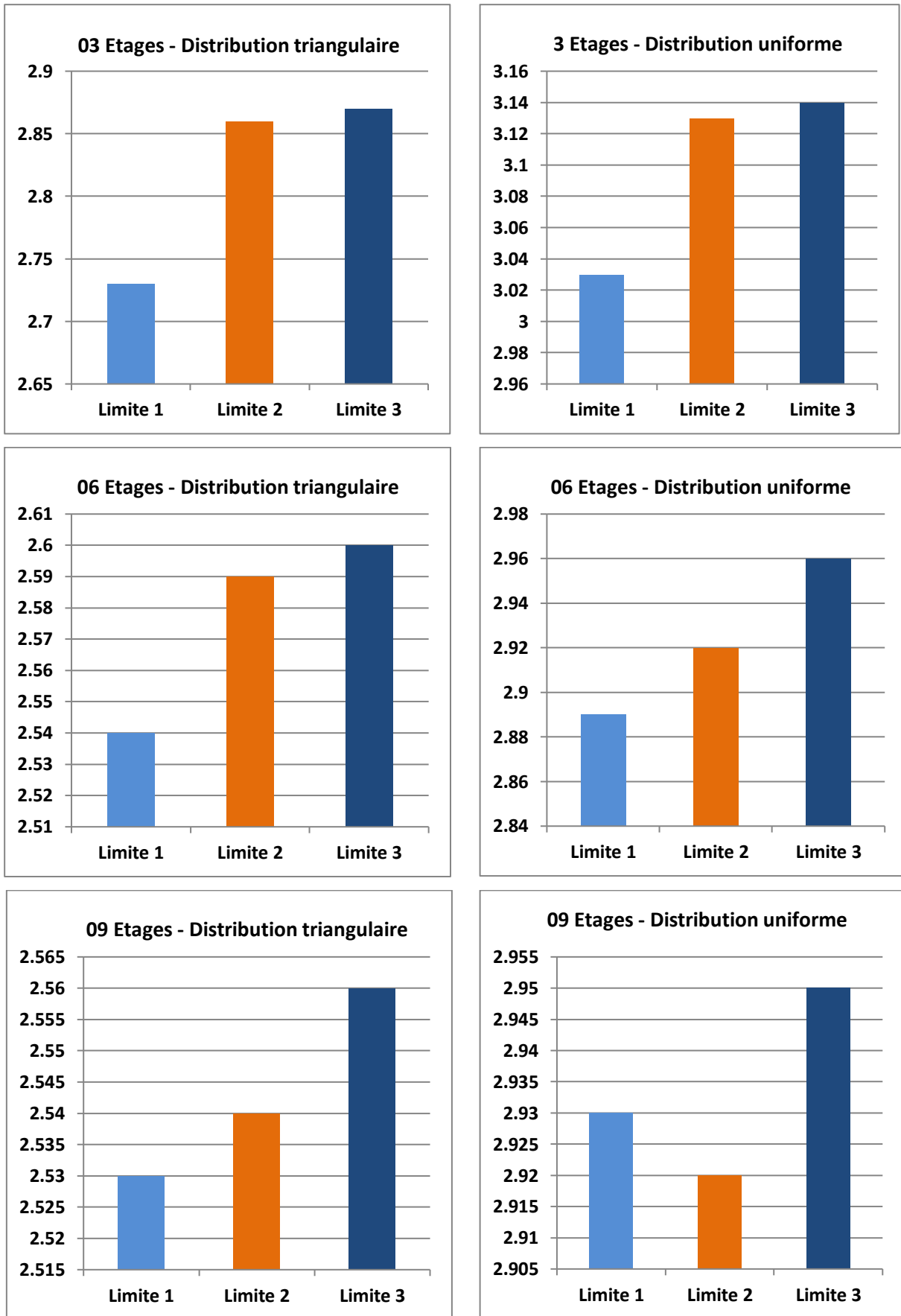


Figure 5.16: Variation de la valeur du facteur de résistance.

4.1 Effet des caractéristiques structurelles sur le facteur de résistance de réserve R_s

La figure 5.16 montre la variation du facteur R_s en fonction du nombre d'étages et nombre de travées (la hauteur et la largeur de la structure). Ce facteur est le produit de deux facteurs. En particulier, les deux facteurs de résistance de réserve de conception R_Q et de redondance R_p , obtenus à partir de l'analyse Pushover sous les deux distributions du chargement latéral (Triangulaire et Uniforme). Les trois limites de performance structurelle L_1 , L_2 et L_3 sont prises en compte pour le calcul du facteur R_s .

- D'après la figure 5.16, il est à noter que la hauteur de la structure a une influence remarquable sur le facteur de résistance de réserve R_s . La plus grande valeur de ce facteur est obtenue pour les structures de faible hauteur (R+02). Ceci peut être expliqué par le fait que l'intensité de la résistance de réserve dépend le rapport entre l'effort tranchant à la base et le poids de la structure, ça-veut-dire que la diminution du rapport (Effort tranchant à la base/poids de la structure) diminue la valeur du facteur R_s . La valeur la plus élevée du facteur R_s est observée pour les structures de R+02, reflétant la rigidité élevée et l'efficacité de cette structure au regard de la capacité de résistance latérale. La valeur la plus faible du facteur R_s est obtenue pour les structures de R+08 en raison de la charge gravitaire élevée.
- De plus, cette figure montre également que la valeur de la résistance de réserve des structures de trois travées est supérieure à celle obtenue pour des structures de cinq travées, par conséquent nous concluons que la largeur a une influence sur la résistance de réserve. Donc, lorsque la largeur augmente, la valeur de la résistance de réserve diminue.
- Cette figure montre également que le facteur de résistance de réserve R_s est fortement influencé par la forme du chargement latérale (triangulaire et uniforme). En particulier, la plus grande valeur de ce facteur est obtenue pour les structures sous une distribution uniforme.
- Enfin, la même tendance de la valeur du facteur de résistance de réserve R_s est observée sous les deux chargements latéraux considérées dans cette étude (triangulaire et uniforme).

4.2 Effet de la limite de performance sur le facteur de résistance de réserve R_s

La figure 5.16 montre également la variation du facteur R_s en fonction des limites de performance considérées dans cette étude (L_1 , L_2 et L_3). En analysant les résultats obtenus, nous avons remarqué que :

- La valeur du facteur de résistance de réserve obtenue pour *la limite 3 (correspondante à la capacité ultime de la structure : effort tranchant à la base maximal)* est supérieur à celle obtenue à *la limite 1 (3% h_e)*, et *la limite 2 (formation de la première rotule plastique de niveau capacité ultime)*. Ceci signifie que la structure reste stable et présente une résistance supplémentaire dans le domaine plastique (non linéaire) malgré l'atteinte d'un déplacement inter étages 3% h_e (L_1) et la formation d'une rotule plastique de niveau capacité ultime à un seul poteau (L_2). Cette résistance supplémentaire due à la plastification des éléments structuraux de la structure.
- Ces observations montrent que la structure présente une résistance croissante et qu'elle n'a pas encore atteint sa résistance ultime. Cela peut être interprété comme un comportement positif, indiquant que les structures en charpente métalliques ont une marge de sécurité plus élevée (leur comportement non linéaire) et peuvent supporter des charges supplémentaires sans défaillance. La résistance continue à augmenter tant que la structure n'a pas atteint sa capacité maximale (effort tranchant ultime).

4.3 Effet de la réponse locale des poteaux sur la résistance de réserve R_s

Cette section est consacrée à l'évaluation des effets de la réponse locale des poteaux, en particulier les poteaux du rez-de-chaussée sur la variation de la valeur du facteur de résistance de réserve R_s . Pour atteindre cet objectif, nous avons déterminé l'effort axial, le moment fléchissant et le moment résistant plastique du poteau le plus sollicité pour chaque structure étudiée (R+02, R+05 et R+08). Ces paramètres sont résumés dans les deux tableaux 5.4 et 5.5. Nous avons calculé le rapport « moment sollicitant / moment résistant » pour le poteau le plus sollicité des structures analysées, afin de voir le taux de résistance de la section du poteau pour chaque structure lorsque l'effort axial augmente (la hauteur de la structure).

Les diagrammes de l'effort axial et du moment fléchissant sous les deux types de chargement latéral (triangulaire et uniforme), pour les différentes hauteurs de structure (R+02, R+05 et R+08) sont représentés par les figures 5.17 et 5.18.

Tableau 5.4 : Variation des valeurs du moment et de l'effort normal pour les trois structures sous une distribution triangulaire.

Structures	Poteau le plus sollicité	Moment résistant plastique M_p (KN.m)	Effort axial sollicitant le poteau N (KN)	Moment fléchissant sollicitant le poteau M_u (KN.m)	$\frac{M_u}{M_p}$ (%)
3 étages	RDC HEB 240	379.08	438.12	328.33	86.61
6 étages	RDC HEB 280	552.24	857.57	436.65	79.07
9 étages	RDC HEB 340	866.88	1272.72	668.86	77.16

Tableau 5.5 : Variation des valeurs du moment et de l'effort normal pour les trois structures sous une distribution uniforme.

Structures	Poteau le plus sollicité	Moment résistant plastique M_p (KN.m)	Effort axial sollicitant le poteau N (KN)	Moment fléchissant sollicitant le poteau M_u (KN.m)	$\frac{M_u}{M_p}$ (%)
3 étages	RDC HEB 240	379.08	433.03	328.45	86.64
6 étages	RDC HEB 280	552.24	853.54	435.42	78.85
9 étages	RDC HEB 340	866.88	1230.73	670.5	77.35

Les deux figures 5.19 et 5.20 et les deux tableaux 5.4 et 5.5 montrent l'évolution du rapport « moment sollicitant / moment résistant » en fonction de la hauteur de la structure et l'effort axial du poteau au niveau du rez-de-chaussée. Il peut être observé que le moment résistant plastique des sections des poteaux est largement influencée par le taux de chargement axial. Lorsque le nombre d'étages augmente, le taux de l'effort axial augmente également, tandis que le moment résistant plastique de la section du poteau diminue. Ainsi, la capacité de ductilité de la structure fortement impactée, ce qui influence le facteur de résistance de réserve R_s . Ceci est dû à la force axiale élevée à la base des sections des poteaux au rez-de-chaussée, qui a imposé une réduction de la ductilité la structure conduisant à un mécanisme d'étage souple (une structure instable).

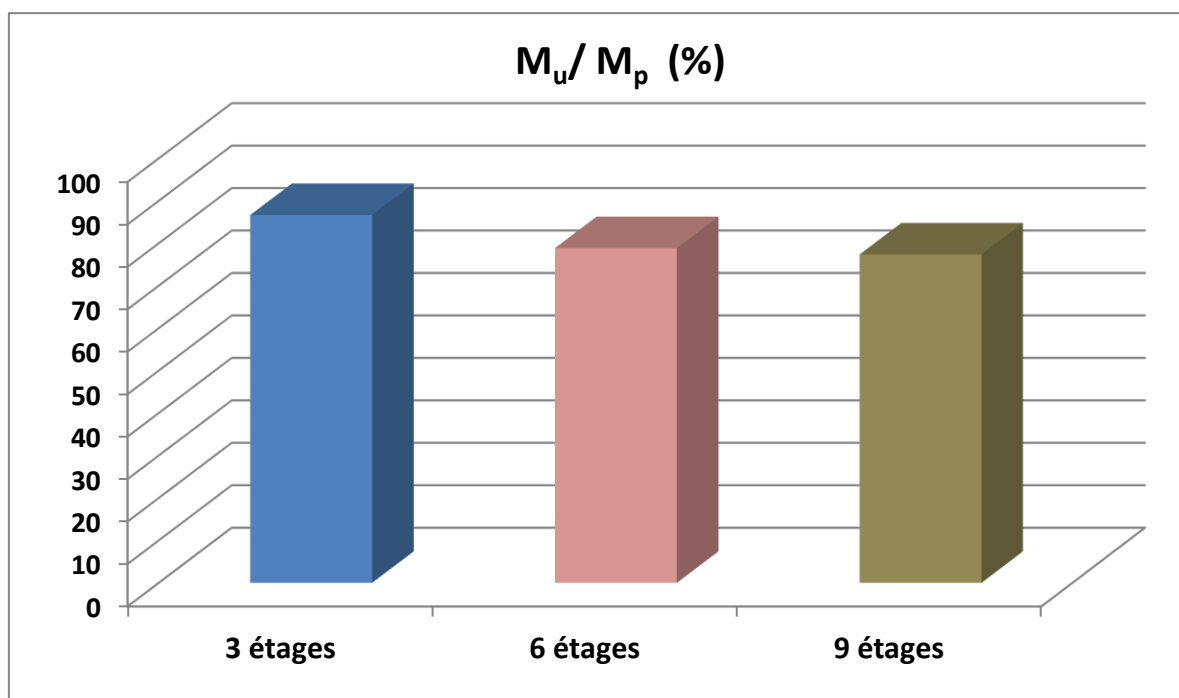


Figure 5.19 : Variation du rapport « moment sollicitant / moment résistant » sous une distribution triangulaire.

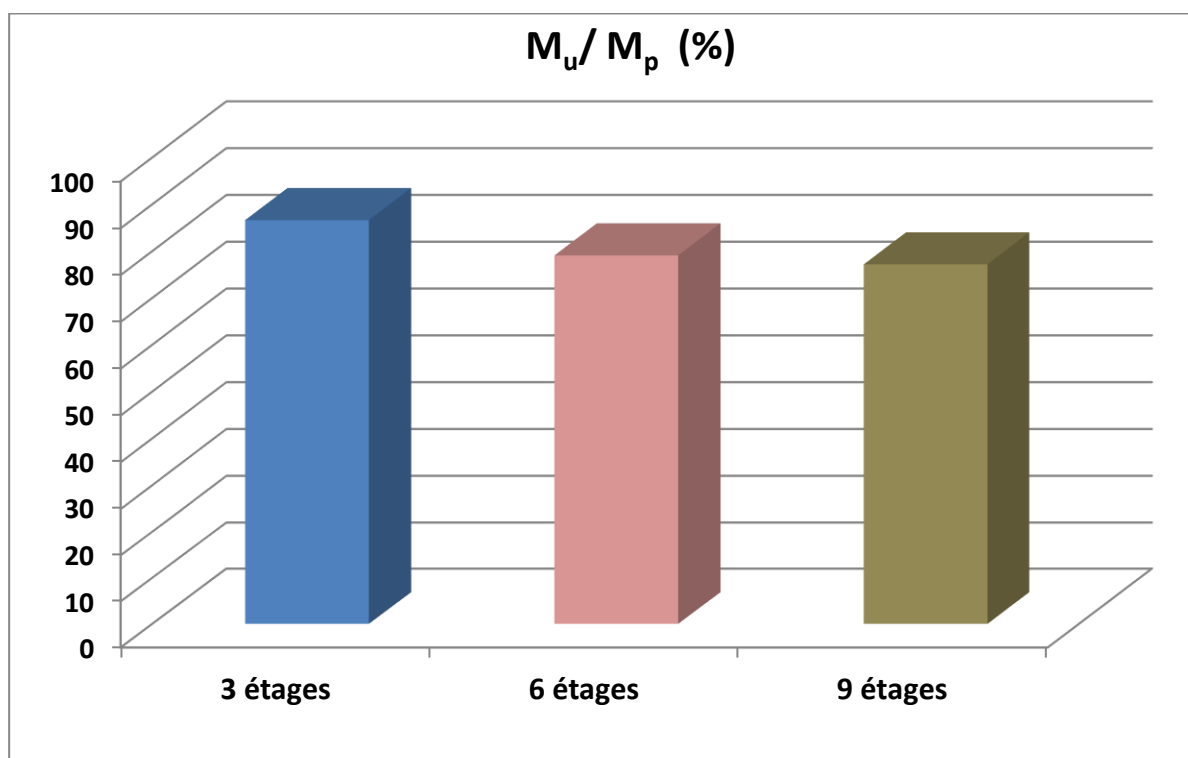


Figure 5.20 : Variation du rapport « moment sollicitant / moment résistant » sous une uniforme.

5. Conclusion

L'étude a permis d'évaluer le facteur de résistance de réserve des structures en charpente métalliques dimensionnées conformément au règlement Européen (Eurocode-8 et Eurocode-3). La hauteur et la largeur, la forme du chargement latéral et la réponse locale des poteaux au niveau de rez-de-chaussée sont pris en compte pour voir leurs effets sur ce facteur. Une analyse statique non linéaire Pushover a été menée pour évaluer le comportement élasto-plastique des structures en grands déplacements avec prise en compte du comportement plastique des sections soumises à une combinaison d'effort normal et de moment fléchissant. Les résultats principaux de cette étude sont résumés dans les points suivants :

- La hauteur de la structure a un effet important sur la valeur du facteur de résistance de réserve R_S .
- Lorsque la hauteur de la structure augmente, l'effort axial appliqué au poteau du rez-de-chaussée augmente également. Ceci mène à la réduction de la capacité résistante de la section soumise à M-N. Ainsi, les valeurs du facteur de résistance de réserve diminuent.
- Il est également observé que le facteur de résistance de réserve est influencé par la largeur de la structure.

CONCLUSIONS GENERALES

CONCLUSIONS GENERALES

La présente étude est consacrée à l'évaluation des facteurs de résistance de réserve d'une série de structures en charpente métallique. Ce paramètre est l'un des composantes du coefficient de comportement. Les effets du nombre d'étages (la hauteur de la structure), le nombre de travée (la largeur de la structure), le type du chargement latéral et la réponse locale des poteaux sont pris en compte. Pour cela, une analyse de la statique non linéaire a été réalisée. De l'ensemble des analyses effectuées dans notre présente étude, on peut tirer les conclusions principales suivantes :

1. L'analyse statique non linéaire Pushover en termes de courbe de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement non linéaire des structures en acier et le niveau d'endommagement sous l'effet d'un futur séisme.
2. L'analyse Pushover a montré que la hauteur et la largeur de la structure ont un impact significatif sur le facteur de résistance de réserve R_S . Plus précisément, lorsque le nombre d'étages et le nombre de travée augmente, le facteur de résistance de réserve R_S diminue.
3. Lorsque le nombre d'étages augmente, l'effort axial appliqué au poteau augmente également, tandis que le moment résistant plastique de la section diminue. Ainsi, la capacité de ductilité de la structure fortement impactée, ce qui influence le facteur de résistance de réserve R_S .
4. Les règlements parasismiques proposent une valeur constante pour le coefficient de comportement des structures métalliques en portiques, tandis que l'un des composantes de ce coefficient évaluées par cette étude dépend du nombre d'étages et de la réponse locale des poteaux, qui sont des paramètres non pris en compte dans les règlements.

Ces conclusions soulignent l'importance de prendre en compte à la fois le nombre d'étages et la réponse locale des poteaux lors de la conception des structures en charpente métalliques. Il est nécessaire de trouver un équilibre entre la résistance, la ductilité et la capacité de déformation de la structure pour assurer une performance sismique optimale.

RECOMMANDATIONS

Notre étude s'est limitée aux bâtiments réguliers. Elle a consisté en l'étude de l'influence de l'élanement des structures en portiques en acier sur la valeur du facteur de résistance de réserve.

En perspective, une étude similaire mais en considérant des structures en portiques irrégulières, telles que l'irrégularité en plan ou en élévation, pourrait faire l'objet d'une recherche future.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] RPA99/Version 2003 [2003] "Règles Parasismiques Algériennes", Document Technique Règlementaire, Algérie.
- [2] Ferraioli M., M. Avossa A., Lavino A., Mandara A [2014]"Accuracy of advanced methods for nonlinear static analysis of steel moment-resisting frames", The Open Construction and Building Technology Journal, V N°: 8, Suppl 1: M11, pp. 310-323.
- [3] Eurocode-8[1998] Design of structures for earthquake resistance, part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Standard EN 1998-1, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- [4] Ministerial Decree 14/01/2008 (M.D.), D.M. New technical codes for constructions (in Italian), 2008.
- [5] Rahgozar, M.A. and Humar, J.L.[1998], Accounting for over strength in seismic design of steel structures, Canadian Journal of Civil Engineering, pp.1-15.
- [6] Amar Louzai Ahmed Abed [2014] , Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses.
- [7] Debbie Roberta, Fatehah Shahrina [2013], An Evaluation of Over strength Factor Of Seismic Designed Low Rise RC Buildings.
- [8] M. Mahmoudi, M. Zaree [2010], Evaluating the over strength of concentrically braced steel frame systems considering members post-buckling strength.
- [9] Masood M.M. Irheem, Walid A. Attia [2016], Investigating effects of boundary conditions on the evaluation of R-factor of un-braced steel frames.
- [10] International Conference of Building Officials (ICBO), International Building Code (IBC 2012), Whittier, California, 2012.
- [11] Egyptian Code for Calculation of Loads and Forces for Building, Research Center for Housing and Building, Giza, Egypt, ECP-201, 2012.
- [12] European Committee for Standardization (CEN). Design of Structures for Earthquake Resistance (Euro code 8), Brussels, 2003.
- [13] American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Building and Other Structures, California, USA, ASCE-07, 2010.

- [14] F.M. Mazzoni, V. Piluso [1996], Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, first ed., E & FN Spoon, London.
- [15] ATC, A critical review of current approaches to earthquake resistant design, ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1995, pp. 31–36.
- [16] ATC, Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, ATC-3-06, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1978, pp. 45–53.
- [17] ATC, Structural response modification factors, ATC-19, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1995, pp. 5–32.
- [18] Chaulagain H, Guragain R and Mallik RK [2010], “Assessment of Response Reduction factor of RC Buildings in Kathmandu Valley Using Nonlinear Pushover Analysis,” ME Thesis, Purbanchal University.
- [19] C.-M. Uang, Establishing R (or Row) and Cd factors for building seismic provisions, J. Struct. Eng., ASCE (1991) 117.
- [20] S.A. Freeman [1990] On the Correlation of Code Forces to Earthquake Demands Proceeding, in: 4th U.S.–Japan Workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practice, ATC-153 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [21] T. Balendra, X. Huang [2003], Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950, J. Struct. Eng., ASCE 129.
- [22] Chia-Ming Usay, Michel Bruneian, Andrew S. Whittaker, Key-chyuantrai Seismic Design of steel Structures, Farzad Naeim [2003] The seismic Design Handbook, second Edition.
- [23] Robert Tremblay [2003], Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Steel American Institute of Steel Construction.
- [24] NEHRP; NEHRP Recommended Provisions Seismic Design of Steel Structures Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples.
- [25] SAP2000 [2010] "Linear and non linear static and dynamic analyses of three-dimensional structures", Computers and Structures Inc. (CSI), Berkeley (CA).
- [26] Eurocode-3[2005]. "Design of steel structures", Part 1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, CEN, and Brussels.
- [27] ETABS (Version 9.7) “ETABS User’s Manual Revision 9.7”
- [28] Eurocode- 2 [2004]" Design of Structures for earthquake resistance". Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels.

- [29] Kamaris G. S., Vallianatou Y. M., Beskos D. E [2012] "Seismic damage estimation of in-plane regular steel moment resisting and x-braced frames", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol: 10, N: 6, pp. 1745-1766.
- [30] H. Krawinkler, Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure, vole: 20, edition: Elsevier science, Department of civil engineering stand ford university U.S.A 1998.
- [31] .M Inel, M. Erich, B. Edgar, F. Black, A. Mark. USEE 2001.Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual. Civil and Environmental l Engineering. University of Illinois at Urbana.
- [32] A-Kahil et Al. Evaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature auto-stable avec la méthode non itérative. 1st International Conference on sustainable Built Environment Infrastructure in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) – October 12-14, 2009.
- [33] BSSC, 1997, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 302 and 303), Washington, D.C.
- [34] H. Krawinkler, pushover analysis: why, how, when, and when not to use it, structural engineers association of California, 17-36.
- [35] K. Hamou, K. Ramdane "Establishment de la courbe de fragilité par la méthode Pushover". 7^{ème} Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [36] MEDJERAB Mohammed (2012). "Modélisation Parasismique Des Structures En Béton Armé", mémoire magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, Septembre2012.
- [37] Fajfar, P. and M, EERI. A "Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design", Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000.
- [38] Krawinkler H., Seneviratna G. (1998), "Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation" Engineering Structures, 20, 452-464.
- [39] Sun-Pil Kim. And Yahia C Kurama, An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demands Engineering Structures, vole 30, (3793-3807).
- [40] Fajfar P, Structural Analysis in Earthquake Engineering – Break thought of Simplified Non Linear Methods, Proceedings of 12 European Conference on Earthquake Engineering, London, paper No. 843, (1-20), 2002.
- [41] Federal Emergency Management Agency [1997], FEMA-273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

- [42] Oğuz, S, [2005], "Evaluation of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures", PhD Thesis, Natural And Applied Sciences of The Middle East Technical University, Turkey.
- [43] Saiidi M. and Sozen M. A, [1981], "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures", J. Struct. Div, ASCE, 107 (ST5), (937-951).
- [44] Park R. and Paulay T, [1975], "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, Inc., 769.
- [45] Cours de Plasticité master 02, université djilali bounaama khemis miliana, alger.