

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

**Djamal YAHMI**

Thème :

---

### **Evaluation du facteur de comportement des ossatures métalliques avec et sans palées triangulées**

---

Soutenue le 07 Octobre 2018, devant le jury composé de :

Djamel Eddine KERAL	Professeur	UST Oran	Président
Taïeb BRANCI	Professeur	UHB Chlef	Directeur de thèse
Abdelhamid BOUCHAÏR	Professeur	U. Clermont Auvergne	Co-Directeur de thèse
Eric FOURNELY	MCA	U. Clermont Auvergne	Co-Directeur de thèse
Hassen AIT ATMANE	Professeur	UHB Chlef	Examineur
Abdelkader BENANANE	Professeur	UAB Mostaganem	Examineur

## Remerciements

Le travail présenté dans cette thèse a été réalisé en collaboration entre l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef (Algérie) et l'Université Clermont Auvergne, Institut Pascal, Clermont-Ferrand (France).

Mes premiers et vifs remerciements s'adressent tout particulièrement à mon Directeur de thèse monsieur **BRANCI Taïeb**, professeur à l'université Hassiba Benbouali de Chlef, pour avoir dirigé ce travail et m'avoir énormément soutenu, ainsi que pour sa disponibilité et la confiance qu'il m'a accordée, et envers qui j'exprime ma profonde gratitude et reconnaissance. J'aimerais aussi le remercier pour l'autonomie qu'il m'a accordée, et pour ses précieux conseils qui m'ont permis de mener à bien ce travail.

Je tiens aussi à remercier infiniment messieurs **BOUCHAÏR Abdelhamid** et **FOURNELY Eric**, professeurs et co-Directeurs de ce travail de thèse à l'Université Clermont Auvergne (France) qui m'ont fait l'honneur de diriger ce travail. Qu'ils trouvent ici, l'expression de mon profond respect.

J'exprime toute ma reconnaissance à monsieur **KERDAL Djamel Eddine**, professeur à l'université des Sciences et de la Technologie d'Oran, pour avoir bien voulu accepter de présider le jury de soutenance de cette thèse.

Que messieurs **BENANANE Abdelkader**, professeur à l'Université Ibn Badis de Mostaganem, et **AIT ATMANE Hassen**, professeur à l'université Hassiba Ben Bouali de Chlef, trouvent ici l'expression de mes vifs remerciements pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail, qu'ils soient de l'Université de Chlef, Faculté de Génie civil et d'Architecture ou de l'Université de Clermont Auvergne, Institut Pascal.

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A *Mes Chers Parents* Zohra TERFAOUI et Tayieb, pour leur patience et encouragements durant la préparation de ma thèse de doctorat.

A *Mes Chères Sœurs* : Zahia, Nabila et Kaouthar.

A *Tous Mes Amis (es)*, en particulier : Amina HENNI-RACHED, Sidali DENINE et Leyla BOUARICHA.

A *Tous les camarades de Ma Promotion* de Génie Civil « Bâtiment » 2012/2013.

Et Toute personne que je connais.

## Sommaire

<b>Résumé en Arabe</b> .....	i
<b>Résumé</b> .....	ii
<b>Abstract</b> .....	iii
<b>Introduction générale</b> .....	1

### Chapitre 1

#### Composantes du facteur de comportement

1. Introduction.....	4
2. Méthodologie d'évaluation du facteur de comportement.....	5
2.1 Facteur de résistance de réserve global, $R_s$ .....	7
2.1.1 Différentes sources de la réserve de résistance .....	8
2.1.1.1 Comportement plastique de l'acier .....	8
2.1.1.2 Exigences minimales et dispositions des codes de dimensionnement ....	8
2.1.1.3 Différences entre charges réelles et de dimensionnement .....	9
2.1.1.4 Choix de la section des éléments .....	9
2.1.1.5 Redistribution des efforts et redondance de la structure.....	9
2.1.1.6 Non prise en compte de certains éléments dans le dimensionnement ....	9
2.1.1.7 Présence des éléments non-structuraux .....	10
2.2 Facteur de ductilité, $R_\mu$ .....	10
2.2.1 Méthodes d'évaluation du facteur de ductilité, $R_\mu$ .....	11
2.2.1.1 Méthode de Newmark et Hall.....	11
2.2.1.1.1 Principe d'égalité des déplacements maximaux.....	11
2.2.1.1.2 Principe d'égalité des énergies dissipées.....	12
2.2.1.1.3 Principe d'égalité des forces.....	12
2.2.1.2 Méthode de Krawinkler et Nassar.....	13
2.2.1.3 Méthode de Fajfar.....	13
3. Synthèse des travaux de recherche effectuées sur la détermination du facteur $q$ .....	14
4. Conclusions.....	28

## Chapitre 2

### Systèmes de contreventement des structures métalliques

1. Introduction.....	30
2. Systèmes de contreventement des structures métalliques.....	31
2.1 Structures en portiques (MRFs).....	31
2.2 Structures avec triangulations à barres centrées (CBFs).....	32
2.2.1 Contreventement en X.....	32
2.2.2 Contreventement en V.....	33
2.2.3 Contreventement en K.....	33
2.3 Structures avec triangulations à barres excentrées (EBFs).....	34
3. Comportement et dissipation d'énergie sismique des structures métalliques.....	35
3.1 Dissipation d'énergie sismique.....	35
3.2 Structures en portiques.....	35
3.2.1 Influence du critère « poteaux forts-poutres faibles ».....	36
3.2.2 Influence des caractéristiques structurelles.....	38
3.2.3 Influence du type d'assemblages.....	40
3.3 Structures avec triangulations à barres centrées.....	43
3.3.1 Réponse inélastique des triangulations centrées.....	43
3.3.2 Influence d'élanement relatif des diagonales de contreventement.....	45
3.3.3 Influence du nombre de travées de contreventement.....	45
3.4 Structures avec triangulations à barres excentrées.....	46
3.4.1 Comportement cyclique du tronçon sismique (Link).....	46
3.4.2 Influence des caractéristiques structurelles.....	46
4. Conception sismique selon le code Européen EC8.....	47
4.1 Structures dissipatives et non dissipatives.....	47
4.1.1 Concept général.....	47
4.1.2 Classes de ductilité.....	48
4.1.3 Valeurs de facteur $q$ .....	50
4.2 Dimensionnement en capacité.....	50
4.2.1 Structures en portiques.....	51
4.2.2 Structures avec triangulations à barres centrées.....	52
4.2.3 Structures avec triangulations à barres excentrées.....	53
4.3 Spectre de calcul.....	54
5. Conclusions.....	56

## Chapitre 3

### Choix et description des structures étudiées

1. Introduction.....	59
2 Description des structures.....	59
2.2 Propriétés mécaniques du matériau utilisé.....	59
2.2 Modélisation et analyse des structures considérées par le logiciel SAP2000.....	60
2.2.1 Présentation du logiciel de calcul SAP2000.....	61
2.2.2 Modélisation de la structure sous SAP2000.....	61
2.2.3 Analyse sous SAP2000.....	61
2.3 Structures en portiques auto-stables.....	62
2.3.1 Description des structures.....	62
2.3.2 Critère de ductilité « poteau fort - poutre faible ».....	62
2.3.3 Analyse élastique linéaire.....	67
2.4 Structures avec triangulations à barres centrées en forme de X.....	69
2.4.1 Description des structures.....	69
2.4.2 Elancement relatif des diagonales de contreventement $\lambda$ .....	69
2.4.3 Analyse élastique linéaire.....	73
3. Conclusions.....	74

## Chapitre 4

### Application de la méthode statique non-linéaire "Push-over"

1. Introduction.....	75
2. Exposé sur la méthode Push-over.....	75
2.1 Définition de la méthode Push-over.....	76
2.2 But de l'analyse push-over.....	77
2.3 Modes de chargements latéraux.....	77
2.3.1 Distribution triangulaire (DT).....	78
2.3.2 Distribution uniforme (DU).....	78
2.3.3 Détermination du chargement latéral pour l'analyse Push-over.....	79
2.3.3.1 Structures en portiques auto-stables.....	79
2.3.3.2 Structures avec palées triangulées en forme de X.....	81
2.4 Modélisation des éléments structuraux.....	82
2.4.1 Poutres et poteaux.....	82
2.4.2 Palées de stabilités.....	89
2.4.3. Critères d'acceptation et niveaux de performance (NP) de la structure.....	92

3. Limites de performance structurelle (LP <sub>i</sub> ).....	93
3.1 Structures en portiques auto-stables.....	93
3.2 Structures avec palées triangulées en forme de X.....	94
4. Validation de la courbe push-over.....	94
5. Conclusions.....	95

## **Chapitre 5**

### **Analyse et discussions des résultats**

1. Introduction.....	96
2. Structures en portiques auto-stables.....	96
2.1 Résultats d'analyses Push-over.....	97
2.1.1 Courbes Push-over.....	97
2.1.2 Modes de ruine et distribution des rotules plastiques.....	99
2.2 Evaluation du facteur de comportement (facteur $q$ ).....	101
2.2.1 Influence du nombre d'étages et de travées sur le facteur $q$ .....	102
2.2.2 Influence du niveau de performance structurelle sur le facteur $q$ .....	105
2.2.3 Influence du facteur de capacité « poteaux/poutres » sur le facteur $q$ .....	106
3. Structures à barres centrées de forme en X.....	109
3.1 Résultats d'analyses Push-over.....	109
3.1.1 Courbes Push-over.....	109
3.1.2 Modes de ruine et distribution des rotules plastiques.....	111
3.2 Evaluation du facteur de comportement (facteur $q$ ).....	113
3.2.1 Influence des caractéristiques structurelles sur le facteur $q$ .....	114
3.2.2 Influence l'élanement relatif des diagonales de contreventement sur le facteur $q$ .....	116
4. Conclusions.....	118
<b>Conclusions générales et perspectives.....</b>	<b>120</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>123</b>

## Liste des tableaux

### Chapitre 1

Tableau 1.1 : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité post-élastique $\alpha$ .....	13
--	----

### Chapitre 2

Tableau 2.1 : Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des facteurs $q$ .....	49
Tableau 2.2 : valeur du facteur $q$ selon EC8.....	50
Tableau 2.3 : Valeurs des paramètres définissant le spectre.....	55

### Chapitre 3

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques du matériau utilisé (acier S235).....	60
Tableau 3.2 : Types de profilés métalliques utilisés dans les structures en portiques auto-stables de 3 travées.....	63
Tableau 3.3 : Caractéristiques dynamiques des structures en portiques auto-stables de 3 travées.....	68
Tableau 3.4 : Poids et effort tranchant à la base de conception des structures en portiques de 3 travées.....	69
Tableau 3.5 : Caractéristiques propres des structures à barres centrées en forme de X.....	70
Tableau 3.6 : Caractéristiques dynamiques des structures à barres centrées en forme de X.....	73
Tableau 3.7 : Poids et effort tranchant à la base de conception des structures à barres centrées en forme de X.....	74

### Chapitre 4

Tableau 4.1 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 3 étages.....	79
Tableau 4.2 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 6 étages.....	79

Tableau 4.3 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 9 étages.....	80
Tableau 4.4 : Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 12 étages.....	80
Tableau 4.5 : Valeurs du chargement latéral pour les structures avec triangulation à barres centrées de forme en X de 3 étages.....	81
Tableau 4.6 : Valeurs du chargement latéral pour les structures avec triangulation à barres centrées de forme en X de 6 étages.....	81
Tableau 4.7 : Valeurs du chargement latéral pour les structures avec triangulation à barres centrées de forme en X de 9 étages.....	82
Tableau 4.8 : Valeurs caractérisant les courbes moments-rotations des poutres .....	84
Tableau 4.9 : Valeurs caractérisant les courbes moments-rotations des poutres (suite).....	85
Tableau 4.10 : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux.....	86
Tableau 4.11 : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux (suite).....	86
Tableau 4.12 : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux (suite).....	87
Tableau 4.13 : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux (suite).....	87
Tableau 4.14 : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilités.....	90
Tableau 4.15 : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilités (suite).....	90
Tableau 4.16 : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilités (suite).....	91
Tableau 4.17 : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilités (suite).....	92

## Liste des figures

### Chapitre 1

Figure 1.1 : Courbe effort tranchant à la base-déplacement en tête de la structure.....	7
Figure 1.2 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs.....	11
Figure 1.3 : Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par des oscillateurs simples.....	12
Figure 1.4 : Schématisation du principe d'égalité des forces des oscillateurs simples.....	12
Figure 1.5 : Les différents systèmes de contreventement des structures étudiées .....	16
Figure 1.6 : La géométrie des systèmes duels considérés.....	18
Figure 1.7 : Vue en plan et en élévation des structures étudiées.....	19
Figure 1.8 : Les différents types de configuration des structures étudiées.....	21
Figure 1.9 : Vue en plan des structures étudiées.....	22
Figure 1.10 : Les deux systèmes de contreventements étudiés.....	23
Figure 1.11 : Portiques R+2, R+5 et R+8 étudiés.....	26
Figure 1.12 : Les différents cas d'assemblages à la base des structures étudiées (structures contreventées par des palées de stabilité en X de 3, 6 et 9 niveaux).....	27
Figure 1.13 : Les différents cas du type d'assemblages à la base des structures étudiées (structures en portiques de 3, 6 et 9 niveaux).....	28

### Chapitre 2

Figure 2.1 : Structure en portiques auto-stables.....	32
Figure 2.2 : Contreventement en X.....	32
Figure 2.3 : Contreventement en V.....	33
Figure 2.4 : Contreventement en K.....	34
Figure 2.5 : Structures avec triangulation à barres excentrées.....	34
Figure 2.6 : Comportement des portiques auto-stables.....	36
Figure 2.7 : Effet du CBSR sur la ductilité des poteaux.....	37
Figure 2.8 : Effet du CBSR sur la ductilité des poutres.....	38

Figure 2.9 : Comparaison des déplacements relatifs (inter story drifts) pour les structures de 5 étages conçues par les deux méthodes ED et PBPD pour l'analyse dynamique non-linéaire.....	39
Figure 2.10 : Comparaison des déplacements relatifs (inter story drifts) pour les structures de 10 étages conçues par les deux méthodes ED et PBPD pour l'analyse dynamique non-linéaire.....	39
Figure 2.11 : Les schémas des structures analysées.....	40
Figure 2.12 : Caractéristiques géométriques de la structure analysée .....	41
Figure 2.13 : Distribution des rotules plastiques à 3.3 s de la structure analysée (a) assemblages avec platine d'bout de $t_p = 20$ mm (b) assemblages avec platine d'bout $t_p = 30$ mm.....	41
Figure 2.14 : Distribution des rotules plastiques à 3.2 s de la structure analysée (a) assemblages avec platine de $t_p = 40$ mm (b) assemblages rigides.....	42
Figure 2.15 : Les trois structures étudiées.....	42
Figure 2.16 : Comportement hystérétique typique d'une diagonale de contreventement (Ziemian 2010).....	44
Figure 2.17 : Vue en plan et en élévation des structures étudiées.....	47
Figure 2.18: Comportements globaux de structure dissipative et non dissipative.....	48
Figure 2.19: Comportement des structures de même période $T$ soumises à une poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$ .....	49
Figure 2.20: Distribution idéale des rotules plastiques pour permettre une dissipation maximale de l'énergie sismique dans les structures MRF.....	51
Figure 2.21 : Comportement d'une maille triangulée sous action cyclique alternée.....	52
Figure 2.22 : Mécanisme plastique des structures avec triangulations à barres excentrées.....	54
Figure 2.23 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 1 à 4 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de facteur $q = 2$ .....	56
Figure 2.24 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 5 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de facteur $q = 2$ .....	56

### Chapitre 3

Figure 3.1 : Caractéristiques mécaniques du matériau utilisé (acier S235).....	60
Figure 3.2 : Structures en portique auto-stables de 3 étages.....	64
Figure 3.3 : Structures en portique auto-stables de 6 étages.....	64

Figure 3.4 : Structures en portique auto-stables de 9 étages.....	65
Figure 3.5 : Structures en portique auto-stables de 12 étages.....	66
Figure 3.6 : Structures avec triangulation à barres centrées en forme de X de 3 étages.....	71
Figure 3.7 : Structures avec triangulation à barres centrées en forme de X de 6 étages.....	71
Figure 3.8 : Structures avec triangulation à barres centrées en forme de X de 9 étages.....	72

## Chapitre 4

Figure 4.1 : Relation effort tranchant à la base - déplacement en tête de la structure.....	76
Figure 4.2 : Loi force - déplacement non-linéaire utilisée pour les poteaux et poutres des structures étudiées.....	84
Figure 4.3 : Courbes moment-rotation des poutres.....	85
Figure 4.4 : Courbes moment-rotation des poteaux.....	88
Figure 4.5 : Courbes effort axial-déformation des poteaux.....	88
Figure 4.6 : Loi force - déplacement non-linéaire utilisée pour les palées de stabilités des structures avec triangulation à barres centrées en forme de X.....	89
Figure 4.7 : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilités.....	90
Figure 4.8 : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilités (suite).....	91
Figure 4.9 : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilités (suite).....	91
Figure 4.10 : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilités (suite).....	92
Figure 4.11 : Structure considérée pour la validation du modèle numérique.....	94
Figure 4.12 : Validation de la courbe push-over.....	95

## Chapitre 5

Figure 5.1 : Courbes de capacité des structures en portiques analysées.....	98
Figure 5.2 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures en portiques (pour la valeur minimale du facteur de capacité $a_1$ ).....	100
Figure 5.3 : Distribution des rotules plastiques des structures en portiques de 3 étages.....	101
Figure 5.4 : Détermination de la relation idéalisée effort-déplacement élasto-plastique parfaite.....	102
Figure 5.5 : Les composantes du facteur de comportement des structures en portiques.....	103
Figure 5.6 : Facteurs de comportement des structures en portiques.....	104
Figure 5.7 : Facteurs de comportement des structures en portiques sous l'effet de facteur de capacité « poteaux/poutres ».....	106

Figure 5.8 : Effet du facteur de capacité « poteaux/poutres » et de la réponse locale du poteau sur le facteur $q$ .....	108
Figure 5.9 : Courbes de capacité des structures à barres centrées de forme en X.....	110
Figure 5.10 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures avec triangulations à barres centrées de forme en X avec $\lambda_1 = 1.93$ .....	112
Figure 5.11 : Distribution des rotules plastiques à l'instabilité globale des structures avec triangulations à barres centrées de 9 étages.....	113
Figure 5.12 : Facteurs de comportement des structures à barres centrées de forme en X.....	115
Figure 5.13 : Effet du l'élanement relatif des diagonales de contreventement " $\lambda_i$ sur le facteur $q$ .....	117

## Résumé en Arabe

الهدف من هذه الدراسة هو تقييم معاملات القوة الاحتياطية، المرونة، ومعامل السلوك لمجموعة من الهياكل المعدنية المدعمة والغير المدعمة بنظام الاقطار المائلة لمقاومة الزلازل مصممة وفقا للقوانين الأوروبية لتصميم المباني (EC3 و EC8). لهذا السبب، تم إجراء تحليل ثابت (ستاتيكي) غير خطي عن طريق الدفع المتزايد باستعمال برنامج تحليل الهياكل ساب 2000 النسخة 14. تأثيرات العوامل التالية: عدد الطوابق، الاستجابة المحلية لعناصر الهيكل، معامل القدرة (بالنسبة للهياكل الغير مدعمة)، سمك الاقطار المائلة (بالنسبة للهياكل المدعمة)، تم دراستها. تُظهر النتائج التي تم الحصول عليها من خلال هذه الدراسة أن العامل الأكثر أهمية الذي يؤثر على معامل السلوك هو الاستجابة المحلية للأعمدة في الطابق الأرضي بالنسبة للهياكل الغير المدعمة (والاقطار المائلة بالنسبة للهياكل المدعمة). بالإضافة إلى ذلك، لوحظ أن القانون ضد زلزالي الأوروبي EC8 يوصي بقيمة لمعامل السلوك أعلى من تلك المحسوبة في هذه الدراسة باستعمال التحليل الغير خطي بطريقة الدفع المتزايد، والتي من المحتمل أن تكون خطيرة. بناءً على هذه النتائج، تم اقتراح معيار استجابة محلي (للأعمدة والاقطار المائلة) لتجنب المبالغة في قيمة معامل السلوك.

**الكلمات المفتاحية:** الهياكل المعدنية، معامل السلوك، المرونة، القوة الاحتياطية، الزلازل.

## Résumé

L'objet de cette étude est d'évaluer les facteurs de résistance de réserve ( $R_s$ ), de ductilité ( $R_\mu$ ) et de comportement (facteur  $q$ ) pour une série de structures métalliques en portiques et avec triangulations à barres centrées en forme de X, dimensionnées selon les prescriptions des codes Européens (EC8 et EC3). Pour cela, une analyse statique non-linéaire en poussée progressive a été menée en utilisant le logiciel SAP2000/Version14. Cette analyse a permis d'évaluer l'influence de plusieurs paramètres tels que le nombre d'étages, la réponse locale des éléments structuraux (poteaux et diagonales de contreventement), le facteur de capacité (pour les structures en portiques) et l'élanement relatif des diagonales de contreventement (pour les structures avec triangulation à barres centrées en forme de X). Les résultats obtenus montrent que le paramètre le plus important qui affecte le facteur  $q$  est la réponse locale des poteaux du rez-de-chaussée, pour les structures en portiques, et les diagonales de contreventement pour les structures avec triangulations à barres centrées. Il est aussi observé que le code parasismique Européen EC8 recommande une valeur du facteur  $q$  supérieure à celle calculée à partir des modélisations push-over, ce qui peut être potentiellement défavorable. A la lumière des résultats obtenus, un critère de réponse locale, pour les poteaux et les diagonales de contreventement, a été proposé pour limiter la surestimation du facteur  $q$ .

**Mots clés** : Structure métallique, facteur de comportement, ductilité, résistance de réserve, séisme.

## Abstract

The purpose of this study is to evaluate the overstrength ( $R_s$ ), ductility ( $R_\mu$ ) and behaviour factors ( $q$ -factor) for a set of steel moment-resisting frames (MRF) and X-braced steel frames (CBF-X) designed in accordance with the provisions of structural Eurocodes EC3 and EC8. For this reason, a nonlinear static analysis « Push-over » has been carried out using the software SAP2000/Version14. The influence of specific parameters, such as the stories number, the local response of structural members (columns and braces), capacity factor (for MRF structures), brace slenderness ratio (for CBF-X structures), is studied. The results show that the most important parameter that affects the  $q$ -factor is the local response of first-storey columns for MRF structures (and braces for CBF-X structures). Furthermore, it is observed that the European seismic code EC8 recommends a higher  $q$ -factor value than that calculated using Pushover analysis, which is potentially unsafe. Based on these results, a local response criterion (for columns and braces) has been proposed to limit the overestimation of  $q$ -factor.

**Key words:** Steel frame, behaviour factor, ductility, overstrength, earthquake.

## NOTATIONS

$q$	Facteur de comportement
$R$	Facteur de modification de réponse
$R_{\Omega}$	Facteur de résistance de réserve de conception
$R_{\rho}$	Facteur de redondance
$R_{\mu}$	Facteur de ductilité
$\mu$	Ductilité globale de la structure
DT	Chargement latéral de forme triangulaire
DU	Chargement latéral de forme uniforme
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
$\Delta$	Déplacement en tête de la structure
$\Delta_y$	Déplacement limite élastique
$\Delta_u$	Déplacement ultime
$\Delta_e$	Déplacement élastique
F	Force latérale
$\alpha$	Rigidité post-élastique
U	Facteur de calibration
$\lambda$	Elancement relatif des diagonales de contreventement
$\Omega_i$	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

$\nu$	Coefficient de Poisson
$E$	Module d'élasticité longitudinal
$G$	Module d'élasticité transversal
$\rho$	Poids volumique de l'acier
$\Sigma M_{Rc}$	Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud
$\Sigma M_{Rb}$	Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.
$a_i$	Facteur de capacité
$M_{Rpot,1,moy}$	Moyenne des moments de résistance plastique des poteaux du premier étage
$M_{Rpou,moy}$	Moyenne des moments de résistance plastique des poutres de tous les étages
$T$	Période propre
$\alpha_{mode}$	Mode propre de vibration
$W$	Poids total de la structure
$\theta_y$	Rotation limite élastique de la section
$\theta_u$	Rotation ultime de la section
$\theta_p$	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
$l_{br}$	Longueur de la diagonale

## **Introduction générale**

### Introduction générale

De nos jours, les structures en charpentes métalliques constituent un des systèmes de construction les plus utilisés dans le monde. La stabilité latérale de ces constructions est assurée par différents systèmes de contreventement : les structures en portiques, les structures avec triangulation à barres centrées et les structures avec triangulations à barres excentrées. L'expérience montre que ces systèmes structuraux se comportent bien lors d'un séisme en comparaison avec d'autres matériaux de construction.

Au cours des dernières années, les observations après séismes ont montré que les structures de bâtiments, en particulier les structures en acier ont bien résisté à des forces sismiques plus sévères que celles pour lesquelles elles ont été calculées. Ceci peut être expliqué par une résistance de réserve (sur-résistance) que les structures mobilisent sans celle-ci ne soit prise en compte au moment de sa conception et de sa construction. Les codes parasismiques actuels tiennent compte de cette résistance en utilisant un facteur de réduction. Ce facteur tient compte d'autres paramètres tels que la ductilité, qui est la capacité dissipative de la structure par les déformations inélastiques, par laquelle sont réduites les forces sismiques élastiques maximales de dimensionnement.

En fait, dans la plupart des codes de calcul parasismique, le dimensionnement des structures métalliques prend en compte de manière approchée le comportement inélastique de la structure par le biais d'un facteur de réduction (méthode élastique linéaire). Ce facteur est utilisé pour dimensionner la structure à l'état limite ultime en tenant compte de sa réponse non-linéaire. Le facteur de réduction est appelé facteur de comportement (facteur  $q$ ) dans le règlement parasismique européen, Eurocode-8, (EN 1998-1, 2004) [1] ou facteur de modification de réponse (facteur  $R$ ) dans le code américain [2]. La présente étude est principalement axée sur la démarche de l'Eurocode 8. Le facteur de comportement (facteur  $q$ ) est utilisé pour obtenir les forces sismiques agissant sur une structure, en tenant compte de son comportement non linéaire, à partir de celles appliquées en considérant la structure idéalement élastique.

Se basant sur l'analyse élastique linéaire, l'EC8 spécifie une valeur constante du facteur  $q$  pour chaque système de contreventement des structures en charpentes métalliques. Seulement, la valeur de ce facteur est exprimée seulement en fonction de la forme géométrique

du type de contreventement et de la classe de ductilité de la structure. Cette approche sous certaines conditions peut conduire à une valeur du facteur  $q$  qui n'est pas convenable à la dissipation d'énergie réelle de la structure. Cela est principalement dû au fait que l'effet de certains paramètres qui influencent la réponse non-linéaire de la structure sont négligés. Ceci concerne en particulier l'effet des dimensions de la structure (hauteur et longueur) sur la réponse locale des éléments structuraux.

Dans la présente étude, les structures métalliques (en portiques et avec palées triangulées centrées en forme de X) conçues et dimensionnées selon les prescriptions des codes européens sont concernées. L'étude propose d'analyser l'influence sur la valeur du facteur  $q$  des différents paramètres listés ci-après : nombre d'étages et de travées, facteur de capacité « poteaux/poutres » (pour les structures en portiques), réponse locale des éléments structuraux et élancement relatif des diagonales de contreventement (pour les structures avec palées de contreventement).

Pour atteindre cet objectif, les composants partiels du facteur  $q$  qui sont la résistance de réserve de conception,  $R_{\Omega}$ , la redondance,  $R_{\rho}$ , et la ductilité,  $R_{\mu}$  sont évalués en utilisant une analyse statique non-linéaire en poussée progressive « Push-over » sous deux modèles de chargement latéral (distribution triangulaire, DT et distribution uniforme, DU) en utilisant le logiciel d'éléments finis SAP2000/Version14.

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

Le chapitre 1 à caractère bibliographique, permet de faire un aperçu global des investigations existantes sur le comportement élastique et plastique des structures de bâtiments à travers l'étude de leurs résistances aux efforts statiques et dynamiques auxquelles elles ont été soumises. Ces études sont choisies de façon à se fixer comme objectif le rôle et l'impact de la présence du « facteur  $q$  » sur les efforts sismiques appliqués aux structures implantées en zones sismiques. En plus, le concept du facteur  $q$  et sa formulation, ainsi que des généralités sur ses composantes sont présentés.

Le chapitre 2 est consacré à l'étude de la conception technique des structures en charpentes métalliques. Certaines notions générales sur les différents systèmes de contreventement métalliques ainsi qu'une revue sur le comportement de ces systèmes de contreventement sont présentées. L'accent a été mis sur l'approche du dimensionnement des

structures en charpente métallique selon les dispositions des règlement européen (les Eurocodes).

Le chapitre 3 est axé sur le développement de modèles numériques en éléments finis, permettant de simuler et d'analyser le comportement sismique d'un certain type de configurations de structures métalliques. Ces modèles concernent les structures métalliques en portiques auto-stables et ceux avec triangulations à barres centrées en forme de X. La description des structures considérées ainsi que les résultats globaux de leurs analyses élastiques linéaires (à savoir les périodes de vibrations, le pourcentage de la participation massique et l'effort tranchant de conception à la base) sont présentés dans ce chapitre.

Le chapitre 4 est consacré, dans une première partie, à la présentation de la méthode d'analyse statique non-linéaire dite « Push-over » à travers une description sommaire. La deuxième partie présente la modélisation du type d'élément structurel envisagé (poteau, poutre et palée de stabilité) ainsi que la validation des modèles numériques traités par des résultats trouvés dans la littérature.

Le chapitre 5 est consacré à la présentation des résultats obtenus directement par les analyses statiques non-linéaires tels que les courbes push-over, la distribution des rotules plastiques et les modes de ruine. Il présente aussi les résultats déduits des premiers tels que les facteurs de plasticité (facteur résistance de réserve global, facteur de ductilité, facteur de comportement). Dans ce chapitre, les résultats se focalisent sur les paramètres dont les effets ont été pris en compte sur les comportements élastique et plastique des structures considérées. Ces paramètres concernent principalement le nombre d'étages et de travées, le facteur de capacité (structures en portiques), l'élancement relatif des diagonales (structures avec triangulation), la forme du chargement latéral, et la réponse locale des éléments structuraux. Tous ces effets sont observés en évaluant le comportement non-linéaire et le facteur  $q$ .

Enfin une conclusion générale et des recommandations pour des développements futurs sont présentées.

## **Chapitre 1**

### **Composantes du facteur de comportement**

## Chapitre 1 : Composantes du facteur de comportement

### 1. Introduction

Les observations retenues à la suite de plusieurs séismes ont montré que les structures de bâtiments sont capables de résister sans dommage à des forces sismiques plus importantes que celles pour lesquelles elles ont été conçues. Ceci est expliqué par la présence d'une résistance de réserve significative dans ces structures qui n'a pas été prise en compte lors de leur dimensionnement [3, 4]. Actuellement, les codes parasismiques tiennent compte effectivement de cette résistance de réserve à travers un facteur de réduction de la force sismique (appelé : facteur de comportement). Chaque code national de conception parasismique le définit par une affectation propre au pays d'origine. Ainsi le code Algérien [5] et Américain [2] le définissent par le facteur «  $R$  », l'EC8 [1] par le facteur «  $q$  ». Ce facteur a l'avantage de tenir compte de la réserve de ductilité disponible dans la structure et sert à réduire ainsi les forces sismiques élastiques maximales de dimensionnement.

Une structure peut être dimensionnée pour résister à un séisme donné sans subir aucun dommage et ce en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique linéaire (domaine élastique) cependant, une telle conception ne serait pas économique ni réaliste, en raison du niveau élevé de sur-résistance pour une très faible probabilité d'occurrence d'un tel événement (10% en 50 ans d'après les règlements en vigueur) [6]. Il serait plus réaliste et économique d'admettre un risque de dommage contrôlable et réparable, sans entraîner l'écroulement de la structure. Il faut donc procurer à la structure une capacité de se déformer de manière ductile au-delà de sa limite élastique sans perte significative de résistance, permettant ainsi l'absorption d'une grande partie de l'énergie sismique par un comportement non élastique (non-linéaire) de certaines membrures de la structure sans grand dommage. Dans ce cas les déformations non élastiques peuvent être plusieurs fois plus importantes que les déformations élastiques, mais la force sismique de dimensionnement de la structure est moins importante que dans le cas du comportement élastique.

Le concept du facteur de comportement est basé sur la capacité qu'a une structure, convenablement dimensionnée, à supporter de larges déformations dans le domaine inélastique (non-linéaire) sans s'effondrer (comportement ductile) et à développer une capacité de résistance latérale dépassant généralement la force latérale pour laquelle elle a été dimensionnée

(appelée souvent réserve de résistance) [7]. Ainsi, l'ingénieur spécialisé dans le calcul des structures a la possibilité de tirer profit de l'effet favorable de ce comportement structurel, c'est-à-dire de la plastification de la structure. En général, dans les règlements parasismiques la valeur de calcul affectée au facteur de comportement est donnée en fonction du type de structure dimensionnée (béton armé, charpente métallique, type de contreventement... etc.), régularité géométrique, ductilité des éléments structuraux et du type d'assemblages.

Dans ce qui suit, on essaiera de donner un aperçu global sur les investigations qui ont été menées par le passé sur le comportement élastique et plastique des structures qu'elles soient en béton armé ou en acier à travers l'étude de leurs résistances aux efforts statiques et dynamiques auxquelles elles ont été soumises. Dans ce contexte, ces études sont choisies de façon à se fixer comme objectif l'analyse du rôle et de l'impact de la présence de ce dénommé « facteur de comportement » dans les efforts sismiques appliqués aux structures implantées en zones sismiques. En plus, dans cette présente recherche bibliographique le concept du facteur de comportement et sa formulation, ainsi que des généralités sur ses composantes seront présentées.

### 2. Méthodologie d'évaluation du facteur de comportement

Des définitions plus précises du facteur  $q$  sont difficiles à trouver dans les codes parasismiques, mais il est généralement admis que ce dernier est représenté simplement par le rapport de l'effort tranchant maximal «  $V_e$  », que développerait une réponse purement élastique linéaire sous une action sismique, à l'effort tranchant de dimensionnement «  $V_d$  » pour lequel a été dimensionnée la structure analysée. De ce fait, le facteur  $R$  (facteur  $q$  dans l'EC8) peut être exprimé comme suit :

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (1.1)$$

Par ailleurs, ce facteur a été proposé pour la première fois par l'ATC en 1978 [8], en se basant sur un programme de recherche expérimental conduit à l'Université de Berkeley en Californie. Les résultats de ce programme de recherche ont été utilisés pour pouvoir aboutir à une meilleure compréhension du comportement sismique des structures de bâtiments et proposer à la fin une formulation du facteur de comportement. Sur la base de ces résultats, le facteur de comportement a été formulé comme étant le produit de trois facteurs principaux, en tenant compte de la résistance de réserve de conception de la structure, de sa ductilité, et de son

amortissement visqueux. L'évaluation de ces derniers facteurs a été obtenue à partir de la courbe force-déplacement (courbe de capacité) qui représente le comportement global de la structure. Cette courbe traduit une relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement en tête de la structure de bâtiment (Figure 1.1). Ainsi, le facteur  $R$  (facteur  $q$  dans l'EC8) est donné par la relation suivante :

$$R = R_{\Omega} R_{\mu} R_{\zeta} \quad (1.2)$$

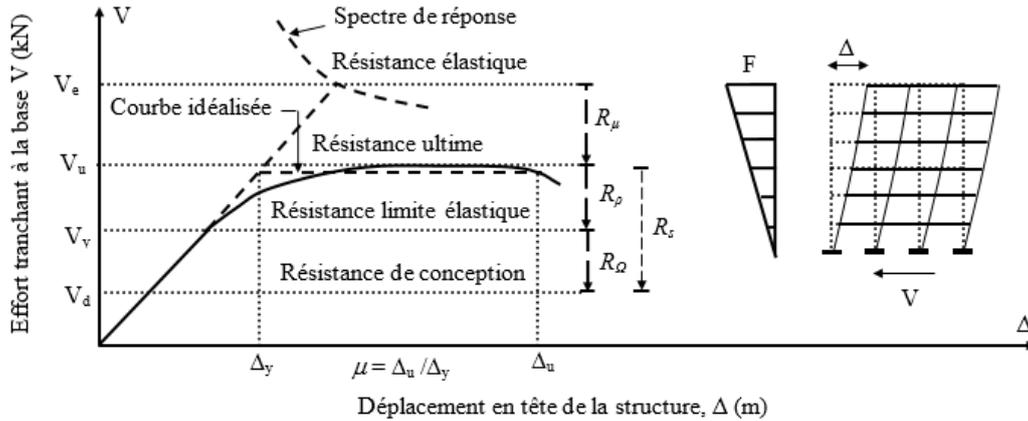
Où  $R_{\Omega}$ ,  $R_{\mu}$  et  $R_{\zeta}$  désignent respectivement le facteur de résistance de réserve de conception, le facteur de ductilité, et le facteur d'amortissement visqueux. Le  $R_{\zeta}$  est généralement pris égal à 1.0 car il est admis plutôt que le taux d'amortissement est le même pour les deux systèmes (linéaire et non-linéaire). En plus, un autre facteur a été introduit par l'ATC-34 [9] pour tenir compte de la redondance structurelle «  $R_{\rho}$  » dans le but de quantifier l'amélioration de la résistance de réserve due au phénomène de redistribution des efforts internes qui joue un rôle très positif au-delà du seuil de plasticité de la structure de sorte que le facteur  $R$  (facteur  $q$  dans l'EC8) soit donné par l'équation suivante :

$$R = R_{\Omega} R_{\mu} R_{\rho} \quad (1.3)$$

Par ailleurs, le produit de la résistance de réserve de conception,  $R_{\Omega}$ , et celle de la redondance,  $R_{\rho}$ , est considéré comme une seule composante comme cela a été adopté par un grand nombre de chercheurs en incluant ceux de l'ATC (Freeman [10]). Ceci est dû au fait que le paramètre "résistance de réserve" tient compte implicitement de la redondance structurelle à travers le phénomène de la redistribution des efforts internes, ce qui conduit à une résistance de réserve élevée. Finalement, le facteur de comportement peut être alors défini comme étant le produit du facteur de ductilité «  $R_{\mu}$  » et de celui de la résistance de réserve «  $R_s$  », et cela comme montré à la figure 1.1, d'où :

$$R = R_s R_{\mu} \quad (1.4)$$

Certains codes parasismiques actuels tels que l'EC8 [1] et le CNBC [11] ont pris en compte ces facteurs.



**Figure 1.1** : Courbes représentant la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement en tête de la structure

## 2.1 Facteur de résistance de réserve global, $R_s$

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 calculées grâce à la présence d'une résistance de réserve 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 réserve de résistance dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels [3, 12, 13, 14] :

- 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,
- la non prise en compte de certains éléments dans le calcul et la présence des éléments non structuraux,
- la non prise en compte de l'effet tridimensionnel du comportement de la structure,
- la non prise en compte de la ductilité de la structure qui est le facteur le plus important.

Plusieurs recherches ont été menées sur le sujet. D'après les travaux de recherche de certains auteurs [15, 16], le facteur de résistance de réserve global «  $R_s$  » est la combinaison

d'un certain nombre d'autres facteurs particuliers notamment ceux de conception «  $R_{\Omega}$  » et de redondance «  $R_{\rho}$  » :

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} \quad (1.5)$$

$$R_{\rho} = \frac{V_u}{V_y} \quad (1.6)$$

$$R_S = R_{\Omega} \cdot R_{\rho} = \frac{V_u}{V_d} \quad (1.7)$$

où  $V_d$ ,  $V_y$ ,  $V_u$ , désignent respectivement les valeurs de l'effort tranchant à la base pour le dimensionnement, la limite élastique et la limite ultime (Figure 1.1).

### 2.1.1 Différentes sources de la réserve de résistance

Plusieurs sources de réserve de résistance peuvent être facilement identifiées mais elles ne sont pas toutes faciles à mesurer [7]. Les sources de résistance de réserve qui ont été examinées par plusieurs auteurs (Uang [17], Mitchell et Paultre [12], Bruneau et al. [13] et Mitchell et al. [14]) ont pris en compte principalement différentes caractéristiques décrites ci-après. Elles concernent le comportement plastique des matériaux, les exigences des codes de dimensionnement, les charges prises en compte, le choix des sections, la redistribution des efforts et la non prise en compte des éléments non structuraux.

#### 2.1.1.1 Comportement plastique de l'acier

Le palier de ductilité de l'acier est particulièrement important en construction métallique, car il représente une certaine réserve de résistance. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure, des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. La capacité de déformation plastique du matériau est la condition minimale pour permettre une redistribution des efforts internes dans les structures. En effet, lorsqu'une pièce métallique, constituée d'acier doux, est excessivement sollicitée au-delà de sa limite d'élasticité,  $f_y$ , elle développera de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent. Dans ce cas, on peut citer l'exemple de l'acier utilisé pour les structures de bâtiment et ayant pour nuance S235, pour lequel  $f_y = 235$  MPa et  $f_u = 360$  MPa avec un allongement à rupture supérieur à 15%.

#### 2.1.1.2 Exigences minimales et dispositions des codes de dimensionnement

Dans les codes parasismiques tels que l'EC8 [1] et le NBCC [18], il existe certaines conditions dans la phase de dimensionnement préliminaire des éléments de la structure qui

peuvent être régies par les exigences des codes telles que le concept du poteau fort et poutre faible, l'élanement relatif des diagonales de contreventement et enfin la distribution de la résistance de réserve du système structurel  $\Omega_i$ . Ces exigences ont une influence importante sur le choix de la section des éléments de structure, et provoquent ainsi une résistance supplémentaire.

### **2.1.1.3 Différences entre charges réelles et de dimensionnement**

Les charges permanente et d'exploitation réelles revenant au plancher sont généralement moins importantes que celles proposées par les minimum requis par les codes de dimensionnement (combinaisons et coefficients de pondération). Cette surestimation des charges de dimensionnement provoque un surdimensionnement des éléments de la structure qui aboutit à une autre source de résistance de réserve.

### **2.1.1.4 Choix de la section des éléments**

Le choix de la section des éléments par le concepteur peut générer un surdimensionnement. D'une part, la section choisie par le concepteur sera probablement plus importante que la section nécessaire, et d'autre part le concepteur désire produire une conception des sections (dimensions des éléments structuraux) plus uniforme afin d'atteindre une fabrication et un montage plus facile et moins contraignant.

### **2.1.1.5 Redistribution des efforts et redondance de la structure**

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.

### **2.1.1.6 Non prise en compte de certains éléments dans le dimensionnement**

Dans certains cas, des parties de la structure sont négligées comme par exemple la barre de compression des diagonales de contreventement (palées triangulées en forme de X) et les dalles sous l'action des charges latérales [3, 4]. De plus, le dimensionnement peut être effectué d'une manière telle que les forces latérales sont prises seulement par le système de

contreventement, en négligeant le reste de la structure. Cependant, la non prise en compte de ces éléments dans les calculs conduira sûrement à une résistance de réserve due à leur contribution en pratique dans le comportement général de la structure.

### 2.1.1.7 Présence des éléments non-structuraux

Les éléments non-structuraux (comme par exemple les murs, les escaliers...etc.) sont toujours présents mais leur résistance est souvent négligée face aux charges extérieures lors du dimensionnement. Néanmoins, ces éléments contribueront d'une manière ou d'une autre à la résistance latérale de la structure. Par ailleurs, il est probable que les structures de faible hauteur possèdent une sur-résistance plus importante que les structures de hauteur plus élevée car elles auront un rapport élevé des éléments non-structuraux sur les éléments structuraux ; de plus leur conception est principalement contrôlée par l'action des charges gravitaires au lieu des forces latérales [3, 4].

## 2.2 Facteur de ductilité, $R_\mu$

Le facteur de ductilité,  $R_\mu$ , est défini comme étant le paramètre qui mesure la réponse non-linéaire globale d'une structure et sa capacité dissipative due aux déformations inélastiques [19]. Ce facteur est particulièrement important pour les structures en acier puisque l'effet bénéfique de la ductilité est supposé provenir de différentes sources (comportement du matériau et redistribution des efforts). Actuellement, la méthode statique non-linéaire constitue un moyen performant pour la détermination de la ductilité globale des structures. Cette méthode est menée par une application d'une série d'analyses inélastiques statiques sur la structure au moyen d'un modèle de charge latérale présélectionné (triangulaire, uniforme...etc.). La structure est modélisée comme un système à un seul degré de liberté, où sa ductilité de déplacement disponible est estimée, et les relations entre  $R_\mu$  et  $\mu$  (ductilité de déplacement) sont développées. Ces relations ont fait l'objet de plusieurs travaux de recherche pour les 3 dernières décennies [20, 21, 22], et il a été trouvé qu'elles sont fonction des caractéristiques de la structure (ductilité, amortissement et période de vibration) ainsi que des caractéristiques du mouvement du sol. En conséquence, la ductilité globale de la structure «  $\mu$  », est exprimée par le rapport du déplacement ultime «  $\Delta_u$  » et du déplacement à la fin de la phase élastique «  $\Delta_y$  » [7, 19]. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (1.8)$$

## 2.2.1 Méthodes d'évaluation du facteur de ductilité

Au cours des trois dernières décennies, plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour l'évaluation du facteur de ductilité des structures «  $R_\mu$  ». Les travaux de Newmark et Hall [20], Krawinkler et Nassar [21] et Fajfar [22] sont significatifs et sont fréquemment mentionnés. Les auteurs ont développé des relations pour la détermination du facteur de ductilité en mettant en relation les paramètres  $R_\mu$  et  $\mu$ .

### 2.2.1.1 Méthode de Newmark et Hall

L'intérêt de la réponse linéaire d'un système à un seul degré de liberté ou oscillateur simple a été montré par Newmark et Hall [20]. Ces auteurs ont investigué un grand nombre d'oscillateurs simples linéaires et non-linéaires avec l'hypothèse d'un comportement élastique parfaitement plastique. Suite à une étude des spectres élastiques et inélastiques, résultant du séisme d'El Centro en Californie, du 18 mai 1940, ces auteurs ont observé que :

- dans les basses fréquences, les systèmes élastique et inélastique ont approximativement le même déplacement maximal ;
- dans les fréquences moyennes, le principe de conservation des énergies donne une bonne et suffisante approximation ;
- dans les hautes fréquences, les systèmes élastique et inélastique ont la même force.

#### 2.2.1.1.1 Principe d'égalité des déplacements maximaux

La relation ( $\Delta_u = \Delta_e$ ) est considérée pour les systèmes de période de vibration  $T$  supérieure à 0.5s (oscillateurs souples) ; dans ce cas, le facteur de ductilité  $R_\mu$  est pris égal à la ductilité  $\mu$  (Figure 1.2) (Eq. 1.9).

$$R_\mu = \mu \text{ pour } T > 0.5 \text{ s} \quad (1.9)$$

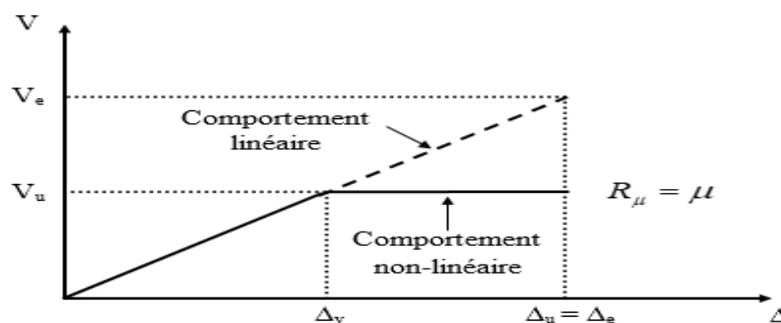
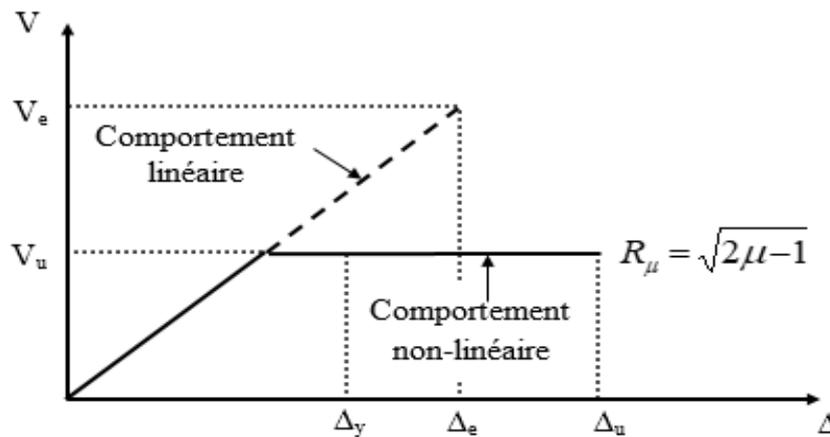


Figure 1.2 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs

### 2.2.1.1.2 Principe d'égalité des énergies dissipées

Ce principe est exprimé pour les systèmes de période de vibration  $T$  comprise entre 0.2s et 0.5s (oscillateurs assez rigides) ; dans ce cas, le facteur de ductilité  $R_\mu$  est pris égal à  $\sqrt{2\mu-1}$  (Figure 1.3) (Eq. 1.10).

$$R_\mu = \sqrt{2\mu-1} \text{ pour } 0.2 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \quad (1.10)$$

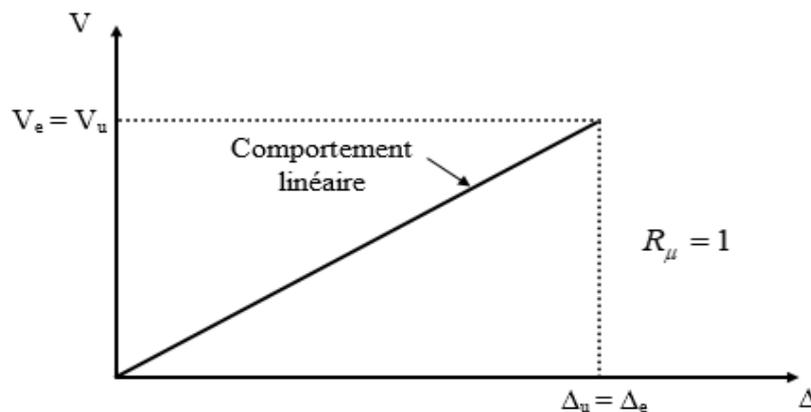


**Figure 1.3** : Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par des oscillateurs simples

### 2.2.1.1.3 Principe d'égalité des forces

Ce principe est valide pour les systèmes avec une période de vibration  $T$  inférieure à 0.2s ; dans ce cas, le facteur de ductilité  $R_\mu$  est pris égal à l'unité (Figure 1.4) (Eq. 1.11).

$$R_\mu = 1 \text{ pour } T < 0.2 \text{ s} \quad (1.11)$$



**Figure 1.4** : Schématisation du principe d'égalité des forces des oscillateurs simples

### 2.2.1.2 Méthode de Krawinkler et Nassar

En 1992, Krawinkler et Nassar ont employé les résultats d'une étude statistique basée sur les 15 occidentaux mouvements du sol des Etats-Unis [21]. Ils proposèrent des relations pour «  $R_\mu$  », en fonction de la période, de la ductilité et de la deuxième pente du système bilinéaire en considérant un amortissement de 5%.

$$R_\mu = [c (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (1.12)$$

$$c(T, \alpha) = T^a / 1 + T^a + b / T \quad (1.13)$$

$\alpha$  : est la rigidité post-élastique, donnée en (%) ; a et b sont les paramètres de régression. Les valeurs de ces deux paramètres sont données en fonction de  $\alpha$  au Tableau 1.1.

**Tableau 1.1** : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité post-élastique  $\alpha$

Rigidité post-élastique, $\alpha$ en (%)	Paramètres de régression	
	a	b
0	1	0.42
2	1	0.37
10	0.8	0.29

### 2.2.1.3 Méthode de Fajfar

Au cours de l'année 2000, le facteur de ductilité «  $R_\mu$  » proposé par Fajfar [22], dans la méthode « N2 » (où N indique l'analyse non-linéaire et 2 l'utilisation de deux modèles mathématiques), prend en compte la période caractéristique spécifique au site. Ce paramètre,  $R_\mu$ , est exprimé par la relation suivante :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{pour } T < T_c \quad (1.14)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T \geq T_c \quad (1.15)$$

### 3. Synthèse des travaux de recherche effectués sur la détermination du facteur $q$

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

En 1990, Oстераas et Krawinkler [23] ont évalué la résistance de réserve des ossatures métalliques conçues conformément aux dispositions du code American (Uniform Building Code UBC97). Dans ce travail, des ossatures avec et sans palées de contreventement sont considérées comportant plusieurs étages avec différentes longueurs de travées. Pour cela, une analyse statique non-linéaire en poussée progressive a été menée en utilisant un chargement latéral triangulaire (DT). Les résultats obtenus montrent que, pour les ossatures en portique, le facteur  $R_s$  est environ égal à 8, tandis que pour les ossatures avec palées de contreventement ce facteur varie de 2.2 à 2.8.

En 1991, Nassar et Krawinkler [24] ont étudié la résistance de réserve présente dans les ossatures de bâtiments. Dans cette étude, les facteurs de résistance de réserve sont évalués pour des portiques en béton armé et en acier avec et sans palées de contreventement. D'après les résultats obtenus, les portiques avec palées possèdent la valeur la plus faible du facteur  $R_s$  égale à environ 2, reflétant le manque de ductilité dans ce type d'ossatures. Les résultats indiquent également que le facteur  $R_s$  des portiques en béton armé est faible par rapport à celui des portiques en acier.

En 1994, Mitchell et Paultre [12] ont présenté les différentes approches adoptées par les codes de dimensionnement afin de tenir compte de la résistance de réserve et de la ductilité structurelle des ossatures en béton armé à l'aide du facteur  $q$ . Les différentes sources de la résistance de réserve dans les structures en béton armé conçues selon les provisions du code canadien [25] sont étudiées. Une analyse statique non-linéaire, effectuée sur des structures de bâtiments en béton armé, démontre l'importance de la résistance de réserve sur la capacité des structures. Finalement, la façon de tenir compte de la résistance de réserve ( $R_s$ ) des structures en béton armé est présentée dans cette étude.

En 1996, Humar et Rahgozar [3] ont présenté le concept de résistance de réserve dans le dimensionnement parasismique. Ces derniers ont défini et présenté la résistance de réserve et

ses différentes sources possibles. D'après cette étude, la redistribution des efforts internes est le paramètre le plus efficace parmi les sources qui influencent la valeur de la résistance de réserve. Afin d'évaluer l'ampleur de la résistance de réserve causée par la redistribution, une analyse statique non-linéaire est employée sur des structures métalliques en portiques de 2 à 30 étages. Les résultats obtenus montrent que : 1) La résistance de réserve des structures étudiées décroît avec l'augmentation du nombre d'étages et avec le niveau de la force sismique considérée durant la conception, 2) L'effet  $P-\Delta$  provoque une réduction additionnelle du facteur  $R_s$ .

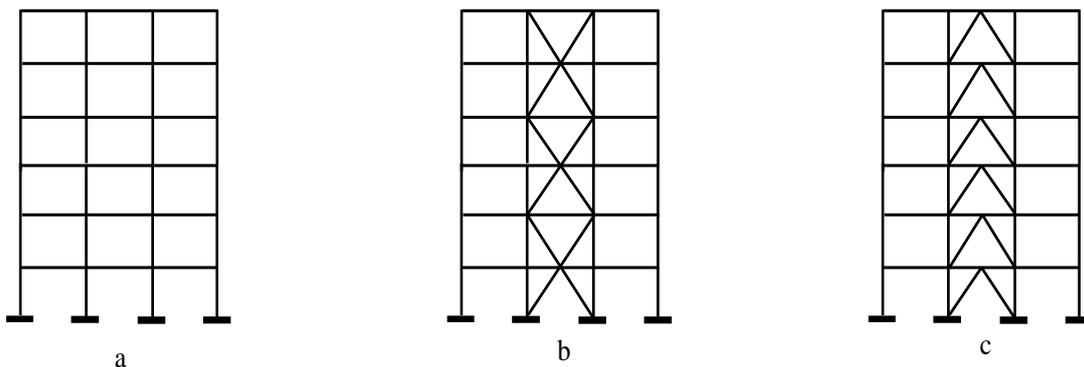
En 1998, Rahgozar et Humar [4] ont également effectué des travaux de recherche sur le comportement inélastique des ossatures avec des portiques seuls ou comportant des palées triangulées concentriques afin d'évaluer leur résistance de réserve sous un chargement latéral. Les résultats des analyses effectuées montrent que, pour les ossatures avec un contreventement concentrique, le paramètre principal qui contrôle la résistance de réserve est l'élanement relatif des diagonales du contreventement.

En 1999, Kappos [26] a effectué une étude sur le comportement non-linéaire de 5 ossatures en béton armé de 1 à 5 étages afin d'évaluer leurs facteurs  $q$  respectifs en tenant compte à la fois de leur ductilité ( $R_{\mu}$ ) et de leur résistance de réserve ( $R_s$ ). Ces ossatures, constituées de poutres, de poteaux et de murs porteurs, sont conçues selon les prescriptions du code européen EC8 [27] pour la même classe de ductilité (ductilité moyenne DCM). Dans cette étude l'auteur a montré que la ductilité de l'ossature est caractérisée par certaines propriétés qui ne sont pas représentées d'une manière adéquate dans le code européen EC8. Il a aussi montré que, le facteur  $R_s$  des ossatures étudiées est plus élevé dans le cas des ossatures de faible hauteur et varie de 1.5 à 2.5. Finalement d'après cette étude, il a été remarqué que le facteur  $R_s$  dépend de la ductilité des éléments structuraux et que la valeur du facteur  $q$  déduite à partir des résultats de cette étude est supérieure à celle de l'EC8 pour la plupart des périodes courtes et intermédiaires.

En 2002, Elnashai et Mwafy [28] ont conduit une étude sur l'évaluation de la capacité latérale, du facteur  $q$ , de la ductilité et de la résistance de réserve des ossatures de bâtiments. La capacité latérale et le facteur  $R_s$  ont été évalués moyennant l'analyse statique non-linéaire ainsi que l'analyse dynamique non-linéaire de 12 ossatures avec différentes caractéristiques. Le logiciel d'analyse par éléments finis dénommé « ADAPTIC » [29] a été utilisé pour comparer les modèles 2D et 3D. D'après les résultats de cette étude, la relation directe entre la capacité

latérale et la force sismique de conception a été confirmée. Aussi, des valeurs de  $R_s$  plus élevées sont obtenues pour les ossatures étudiées, qui ont des périodes élastiques et inélastiques comprises dans des intervalles de 0.53s à 0.92s et de 0.9s à 1.75s respectivement et que la valeur minimale observée du facteur  $R_s$  est égale à 2.0.

En 2003, Balendra et Huang [30] ont effectué une recherche numérique sur le comportement non-linéaire des structures métalliques en portiques contreventés par des barres centrées en formes de X et V inversé respectivement (Figure 1.5), afin d'évaluer les facteurs  $R_s$ ,  $R_\mu$  et  $q$ . Les effets des paramètres pris en compte dans cette étude sont la nature du contreventement, la combinaison des charges gravitaires, la nature de la jonction entre les poteaux et les poutres (rigide et semi-rigide) et le nombre d'étages. Les résultats obtenus ont clairement montré, d'une part, que les ossatures à assemblages semi-rigides présentent une résistance de réserve inférieure de 50% à celle des ossatures à assemblages rigides, et d'autre part, que la ductilité est supérieure de plus de 25% à celle des ossatures à assemblages rigides. De plus, il s'est avéré que les différentes combinaisons de charges gravitaires ont une influence importante sur le facteur  $R_s$  des ossatures en portiques sans barres et avec barres centrées. Par contre, elles ont un effet relativement modeste sur le facteur  $R_\mu$ . Enfin, il a été montré également que les valeurs des facteurs  $R_s$  et  $R_\mu$  sont presque identiques pour les deux types de structures (à contreventement X et V inversé) considérées, et que la hauteur de l'ossature a un effet significatif sur la valeur du facteur  $q$  quel que soit le type d'ossatures étudiées.



**Figure 1.5 :** Les différents systèmes de contreventement des structures étudiées :

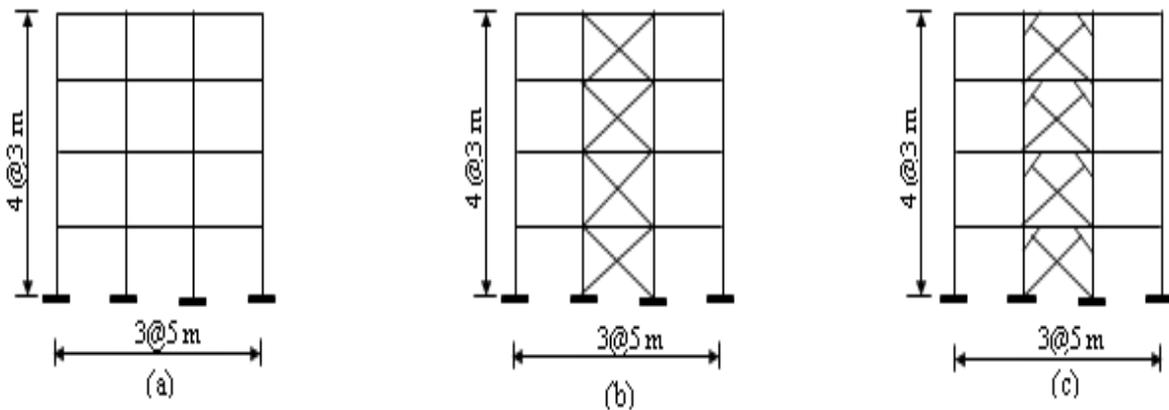
- (a) Structures en portiques, (b) Structures avec palées triangulées en X et (c) Structures avec palées triangulées en V inversé

En 2003, Mitchell et al [14] ont proposé des changements à l'édition 2005 du code National du Bâtiment du Canada (CNBC) [11] concernant les facteurs  $q$ . A travers cette étude, une description des facteurs de comportement en relation avec la ductilité ( $R_{\mu}$ ) et la résistance de réserve ( $R_s$ ) est donnée. La sélection des valeurs proposées pour ces deux facteurs ( $R_{\mu}$  et  $R_s$ ) pour les différents systèmes de résistance aux forces sismiques est donnée à la lumière des dispositions de conception et des épures spécifiées dans les normes CSA (Association Canadienne de Normalisation) pour l'acier, le béton, le bois et les ossatures en maçonnerie. Dans cette étude, les auteurs ont proposé, d'une part, un changement majeur dans les dispositions du Code National du Bâtiment du Canada à travers l'introduction de deux facteurs de modification de la force sismique totale qui sont celui de la ductilité et celui de la résistance de réserve et, d'autre part, ils ont procédé à l'élimination du facteur de calibration  $U$ .

En 2003, Mahmoudi [31] a effectué des travaux de recherche sur le comportement non-linéaire des ossatures en béton armé de type poteau-poutre afin d'évaluer la relation entre la résistance de réserve et la ductilité locale (poteau et poutre). Pour cela, une analyse statique non-linéaire a été menée sur la base du logiciel (DRAIN-2DX). Au total, neuf ossatures ont été analysées. Ces ossatures ayant un, deux, trois, quatre, cinq, six, huit, dix et quinze étages et 3 travées. A partir des résultats des ossatures analysées, l'auteur a conclu que lorsque la valeur du facteur de ductilité locale (poutre et poteau) est supérieure à 7.5, l'effet de la ductilité locale devient relativement modeste sur le facteur de résistance de réserve. L'augmentation de la hauteur de l'ossature provoque une diminution de la résistance de réserve. En outre, le rôle du facteur de ductilité locale sur la détermination du facteur de résistance de réserve des ossatures élevées est moins important que celui des ossatures moins élevées. De plus, la résistance de réserve dépend plus de la ductilité des poteaux que de celle des poutres.

En 2003, Maheri et Akbari [32] ont conduit une étude pour évaluer le facteur  $q$  des ossatures en béton armé contreventées par des portiques auto-stables (Figure 1.6a) et d'autres renforcées par des palées de stabilités en X (Figure 1.6b) et en X avec support (Figure 1.6c) à l'aide d'une analyse statique non-linéaire en utilisant le logiciel DRAIN-2DX. Les paramètres étudiés sont : la hauteur de l'ossature, le système de contreventement et le pourcentage de participation des diagonales de contreventement à l'effort tranchant à la base de l'ossature (50% et 100%). Les résultats de cette étude montrent clairement que les facteurs  $q$  des ossatures renforcées par des palées de stabilités en forme de X avec support présentent les facteurs  $q$  les plus élevés, ces facteurs augmentent avec l'augmentation de la participation du système de

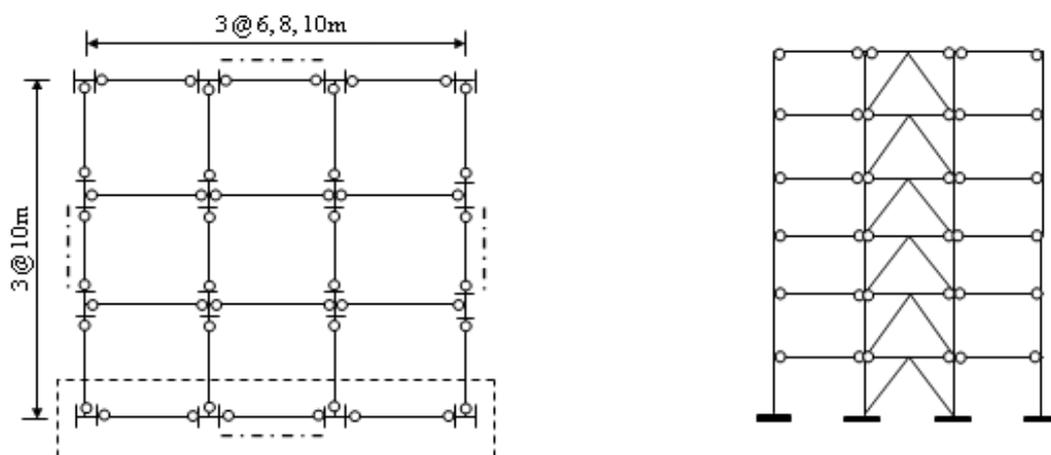
contreventement à l'effort tranchant à la base de l'ossature de 50 à 100%, par ailleurs ils diminuent pour les ossatures renforcées par des palées triangulées en forme de X. Cette diminution est plus importante lorsque le nombre d'étages augmente. De plus, la valeur du facteur  $q$  diminue lorsque le nombre d'étages augmente quel que soit le type du système de contreventement.



**Figure 1.6 :** La géométrie des systèmes duels considérés : (a) Structures en portiques, (b) Structures renforcées par des palées de stabilité en X, (c) Structures renforcées par des palées de stabilité en X avec support

En 2005, Kim et Choi [33] ont effectué des travaux de recherche sur vingt ossatures métalliques spéciales (SCBF) et neuf ordinaires OCBF à barres centrées de forme en  $V$  inversé afin d'évaluer les facteurs  $R_s$ ,  $R_\mu$  et  $q$ . Ces structures sont conçues selon les dispositions du code international de bâtiment (IBC 2000) [34] avec un facteur  $q$  égal à 6 pour les ossatures SCBF et égal à 5 pour les ossatures OCBF (Figure 1.7). Les paramètres étudiés dans cette recherche sont : le nombre d'étages, la longueur de la travée, le type d'ossature (spéciale ou ordinaire) et le niveau de la performance structurelle pour définir l'effondrement de l'ossature. Des analyses statiques non-linéaires ont été faites en utilisant le logiciel DRAIN-2DX [35] pour déterminer les courbes push-over des ossatures considérées. Les résultats montrent clairement que le nombre d'étages, la longueur de la travée et le type d'ossature ont une influence non négligeable sur le facteur  $q$  et ses composantes ( $R_s$  et  $R_\mu$ ). De plus, ils ont aussi montré que la valeur du facteur  $q$ , des ossatures métalliques étudiées, obtenue à partir de code IBC 2000 [34] est généralement supérieure à celles calculées par l'analyse Push-over. Enfin, une série d'analyses dynamiques non-linéaires a été faite pour vérifier les résultats des analyses statiques non-

linéaires, où ils ont trouvé que le facteur  $q$  obtenu par l'analyse dynamique non-linéaire est presque identique à celui obtenu par l'analyse statique non-linéaire.



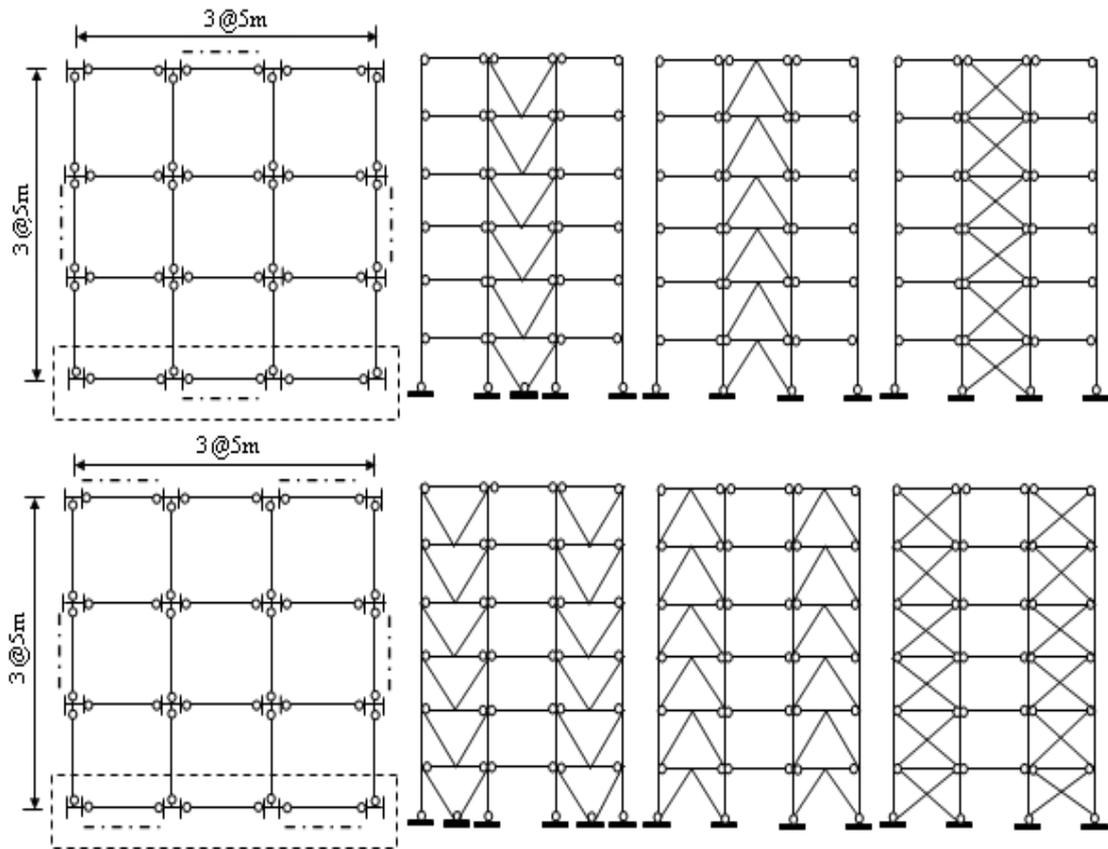
**Figure 1.7** : Vue en plan et en élévation des structures étudiées [33]

En 2005, Lee et al. [36] ont conduit une étude qui concerne l'évaluation du facteur  $R_s$  des ossatures en béton armé de 5, 10, 15 étages. Les ossatures étudiées ont été conçues en considérant deux zones de sismicité (faible et haute sismicité). Dans cette étude, une analyse statique non-linéaire tridimensionnelle basée sur la méthode Push-over a été utilisée. Les résultats du calcul montrent que les facteurs de  $R_s$  obtenus pour les ossatures situées dans une zone de faible sismicité sont supérieurs à ceux des ossatures situées dans une zone de forte sismicité.

En 2008, Disarno et al. [37] ont présenté une étude concernant l'apport des aciers inoxydables dans la conception parasismique des structures métalliques contreventées (contreventement centré et excentré). Ils ont évalué la résistance de réserve des ossatures métalliques (CBF et EBF) de plusieurs étages en utilisant l'analyse statique non-linéaire. Les deux systèmes de contreventement (CBF et EBF) ont été conçus conformément aux dispositions des normes sismiques actuels basés sur le dimensionnement en capacité [1]. Les résultats de cette étude indiquent que les ossatures CBF avec un contreventement et des poteaux en acier inoxydable présentent une augmentation de 40% de résistance de réserve par rapport à l'acier à carbone. Pour les ossatures EBF, l'utilisation de l'acier inoxydable dans les diagonales ou dans les palées de contreventement et les tronçons d'excentrement augmente de 20% la résistance de réserve globale du système de résistance latérale.

En 2009, Annan et al. [38] ont examiné le comportement inélastique des ossatures métalliques avec triangulations à barres centrées (CBF) en considérant différents nombres d'étages. Une analyse statique non-linéaire a été effectuée pour évaluer la résistance de réserve et la ductilité ainsi que leurs relations avec certains paramètres clés de réponse sismique des ossatures considérées. Les résultats montrent que la résistance de réserve obtenue dans cette étude est supérieure à celle prescrite par le code de conception Canadien CNBC 2005 [11]. Il apparaît également que lorsque le nombre d'étages augmente la valeur des facteurs  $R_s$  et  $R_\mu$  diminue. D'autre part, les résultats montrent que la résistance de réserve est principalement une conséquence directe de la redondance structurelle (résultant des éléments et du système structurel). Enfin, les auteurs ont trouvé que les valeurs obtenues pour les facteurs  $R_s$  sont supérieures à celle proposée par le code Canadien CNBC 2005 [11].

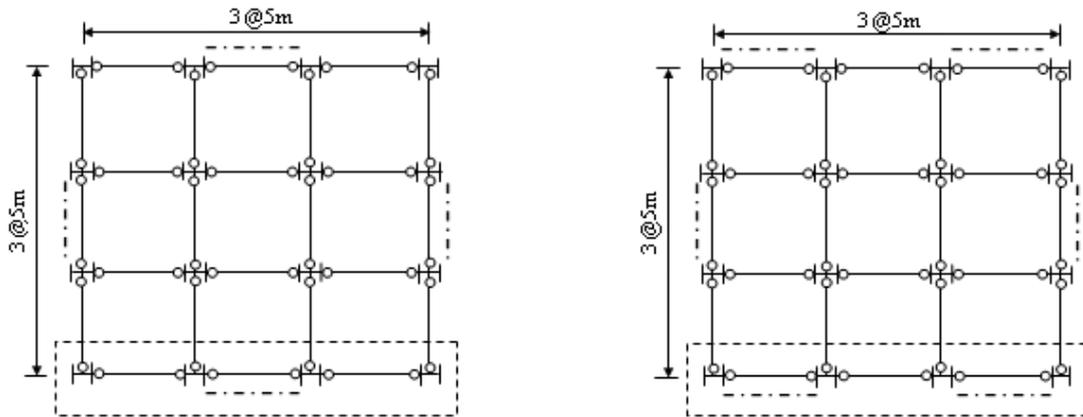
En 2010, Mahmoudi et al [39] ont présenté l'évaluation du facteur  $q$  et ses composantes ( $R_s$  et  $R_\mu$ ) pour deux systèmes de contreventement métallique (CBF : ossature métallique avec palées triangulées concentriques et BRBF : ossature métallique avec palées triangulées confinées). Afin d'évaluer le facteur  $q$ , une analyse statique non-linéaire a été menée sur 30 ossatures métalliques contreventées par CBF et 20 par BRBF de 3, 5, 7, 10 et 12 étages avec une ou deux travées contreventées en considérant différentes configurations de contreventement (V, V inversé et X) (Figure 1.8). La comparaison des résultats obtenus dans cette étude montre que les facteurs  $q$  des ossatures BRBF sont supérieurs à ceux des ossatures CBF. Pour les composantes du facteur  $q$ , les résultats obtenus montrent que le nombre de travées contreventées et la hauteur de l'ossature ont une grande influence sur la valeur du facteur  $R_s$ . Par contre, ces deux paramètres ont une influence modeste sur la valeur du facteur  $R_\mu$ . De plus, la valeur du facteur  $R_s$  et du facteur  $q$  des ossatures CBF et BRBF a diminué avec l'accroissement de la hauteur de l'ossature, et la valeur de ces deux facteurs augmente avec l'augmentation du nombre de travées contreventées. Enfin, comme conclusion de l'étude, les codes parasismiques donnent une valeur constante du facteur  $q$  pour les structures CBF et BRBF, alors que celles obtenues dans l'étude, sont différentes et dépendent du type de contreventement, de nombre de travées contreventées et de la hauteur de l'ossature. Par conséquent, les résultats de cette étude indiquent que les valeurs des facteurs  $q$  proposées dans les codes parasismiques peuvent être modifiées pour les ossatures CBF et BRBF.



**Figure 1.8** : Les différents types de configuration des structures étudiées [39]

En 2011, Mahmoudi et al [15] ont mené une étude pour évaluer la réserve de résistance des ossatures métalliques contreventées par des palées triangulées concentriques (CBF) considérant le post-flambement des diagonales comprimées. Dans cette étude, les auteurs ont appelé la résistance de réserve due à la formation de rotules plastiques "résistance de réserve de post-flambement" notée  $R_p$ , et la résistance de réserve due à la conception "résistance de réserve de conception" notée  $R_Q$ . Une analyse statique non-linéaire basée sur la méthode Push-over a été effectuée sur 30 ossatures métalliques CBF (Figure 1.9), ces ossatures sont contreventées par des palées de stabilité de différentes configurations (en X, V, V inversé) ayant 3, 5, 7, 10 et 12 étages avec 3 travées dont une ou deux contreventées. La hauteur d'étage est fixée à 3,2m et la portée de chaque travée à 5m pour toutes les ossatures. Les résultats de cette étude montrent que le nombre de travées contreventées et la hauteur du bâtiment ont un léger effet sur les facteurs  $R_p$ . Cependant, les mêmes paramètres ont un effet important sur le facteur de résistance de réserve de conception  $R_Q$ . De plus, les facteurs  $R_p$  ont des valeurs constantes pour chaque type de contreventement. Enfin, les auteurs ont conclu que les valeurs du facteur de résistance

de réserve des ossatures CBF proposées dans les codes de conception parasismique nécessitent d'être modifiées.



**Figure 1.9** : Vue en plan des structures étudiées [15]

En 2011, Kang et al [40] ont effectué une analyse statique non-linéaire en utilisant le logiciel DRAIN-2D+ en considérant des structures métalliques en portiques de 4, 8, et 16 étages avec deux système structuraux. Le premier système (PF) a des poteaux du périmètre qui résistent aux forces latérales tandis que les poteaux de l'intérieur résistent aux charges gravitaires (Figure 1.10a). Le deuxième système (DF) a tous ses poteaux qui résistent aux forces latérales et aux charges gravitaires (Figure 1.10b). Deux critères de conception (poteau fort-poutre faible SCWB et poteau faible-poutre forte WCSB) ont été considérés. Les résultats de l'analyse numérique indiquent que les facteurs  $q$  et les facteurs  $R_s$  augmentent avec la diminution du nombre d'étages et de l'intensité sismique de conception. Pour le critère de dimensionnement SCWB, les valeurs moyennes des facteurs  $q$  dans les zones d'intensité sismique élevée sont égales à 8.57 et 10.59 pour PF et DF, respectivement. Ces valeurs sont égales à 100.8% et 124.6% de la valeur recommandée par le code UBC 1997 (facteur  $q = 8.5$ ). Par ailleurs, pour le critère de dimensionnement WCSB, la valeur moyenne des facteurs  $q$  est égale à 4.13 et 6.26 pour PF et DF respectivement. Ces valeurs sont égales à 48.6% et 73.6% de la valeur recommandée par l'UBC 1997. Comme conclusion de cette étude, les auteurs ont proposé de réévaluer la valeur du facteur  $q$  recommandée par les codes de conception parasismique.

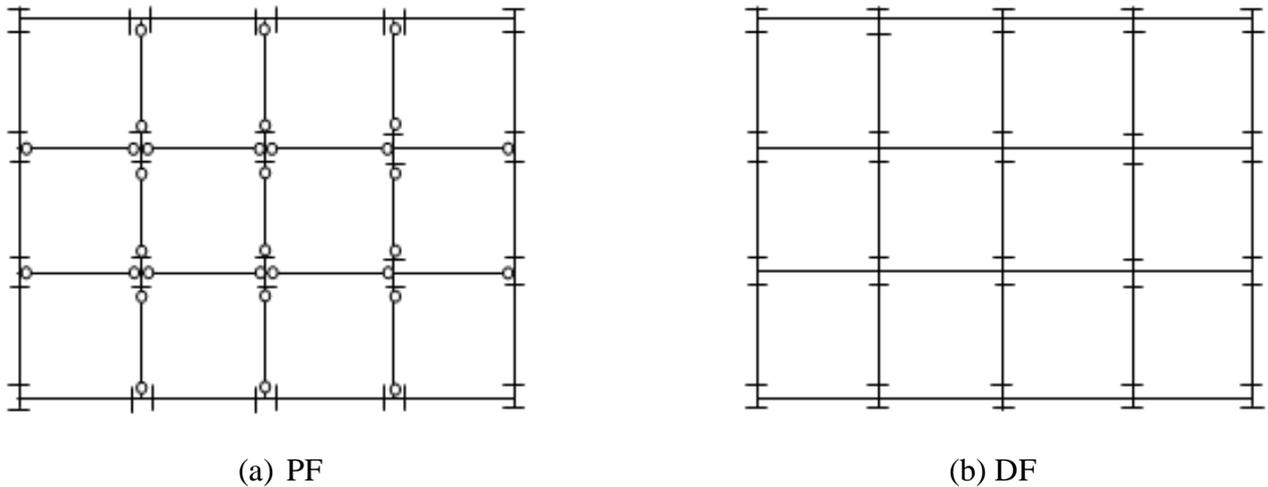


Figure 1.10 : Les deux systèmes de contreventement étudiés [40]

En 2013, Zahid et al [41] ont élaboré une étude pour évaluer le facteur de résistance de réserve des structures en béton armé conçues selon les règlements parasismique Européen (EC2 et EC8). Dans cette étude, deux types de structures ont été considérées (régulières et irrégulières en élévation). Les auteurs ont étudié 6 structures de 3 étages de moyenne ductilité. Une analyse statique non-linéaire a été effectuée sur ces structures. Les résultats de cette étude montrent que la géométrie et la ductilité des structures affectent la valeur du facteur de résistance de réserve. Autrement dit la résistance de réserve augmente avec l'accroissement de la ductilité du système structurel.

En 2013, Mahmoudi et al [19] ont effectué des travaux de recherche sur le comportement inélastique des structures métalliques avec triangulations à barres centrées (CBF) et avec barres résistantes au flambement (BRBF). Dans cette étude, le facteur  $q$ , le facteur  $R_s$  et le facteur  $R_\mu$  ont été déterminés en considérant le niveau de performance structurelle sécurité de vie (LS). Une analyse statique non-linéaire a été menée sur ces structures avec différentes configurations des diagonales de contreventement (en V, V inversé, et X), localisées dans une seule travée ou dans deux travées et comportant différents étages. Une hauteur d'étage de 3.2m et une portée de travée de 5m sont fixées pour chaque modèle de structure. Les résultats de cette étude montrent que les valeurs obtenues de facteur  $q$  des structures BRBF sont supérieures à celles obtenues des structures CBF. Les facteurs  $R_s$  et facteur  $q$  des structures CBF et BRBF diminuent avec l'accroissement de la hauteur de structure. Par ailleurs, ces deux facteurs ont augmenté avec l'augmentation du nombre de travées de contreventement. Le facteur  $R_s$  est le paramètre principal qui affecte la valeur du facteur  $q$  pour les structures CBF, tandis que pour les structures

BRBF, le facteur  $R_\mu$  est le paramètre principal, dû principalement à la bonne dissipation d'énergie des barres résistantes au flambement (structure ductile). Les facteurs  $R_s$  des structures CBF avec palées de stabilité en  $V_{\text{inversé}}$  sont supérieurs à ceux des structures CBF avec palées de stabilités en X et en V. Par contre, pour les structures BRBF le type de contreventement n'a pas un effet remarquable sur la valeur des facteurs  $R_s$ . Enfin, les valeurs du facteur  $q$  obtenues par cette étude sont comparées à celles recommandées par les codes de conception parasismique. Les facteurs  $q$  évalués dans cette étude dépendent du type de contreventement, du nombre de travées de contreventement et de la hauteur de la structure. Ces paramètres ne sont pas pris en compte dans les codes parasismiques.

En 2014, Ferraioli et al [16] ont mené une étude afin d'évaluer le facteur  $q$  et ses composantes pour des structures métalliques en portiques à haute ductilité (DCH). Dans cette étude, 12 structures (6 avec régularité et 6 avec irrégularité en élévation) ont été conçues et analysées. Les deux analyses non-linéaires (statique et dynamique) ont été effectuées. L'objectif principal de cette investigation est d'évaluer l'effet de quelques paramètres qui risquent d'influencer le facteur  $q$  et ses composantes, tels que la régularité en élévation, le nombre de travées et d'étages. Les résultats obtenus de cette étude ont montré que la valeur du facteur  $R_\rho$  (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. Ainsi, comme conclusion, un critère de la ductilité locale a été proposé pour améliorer les dispositions données dans le code parasismique Italien NTC08.

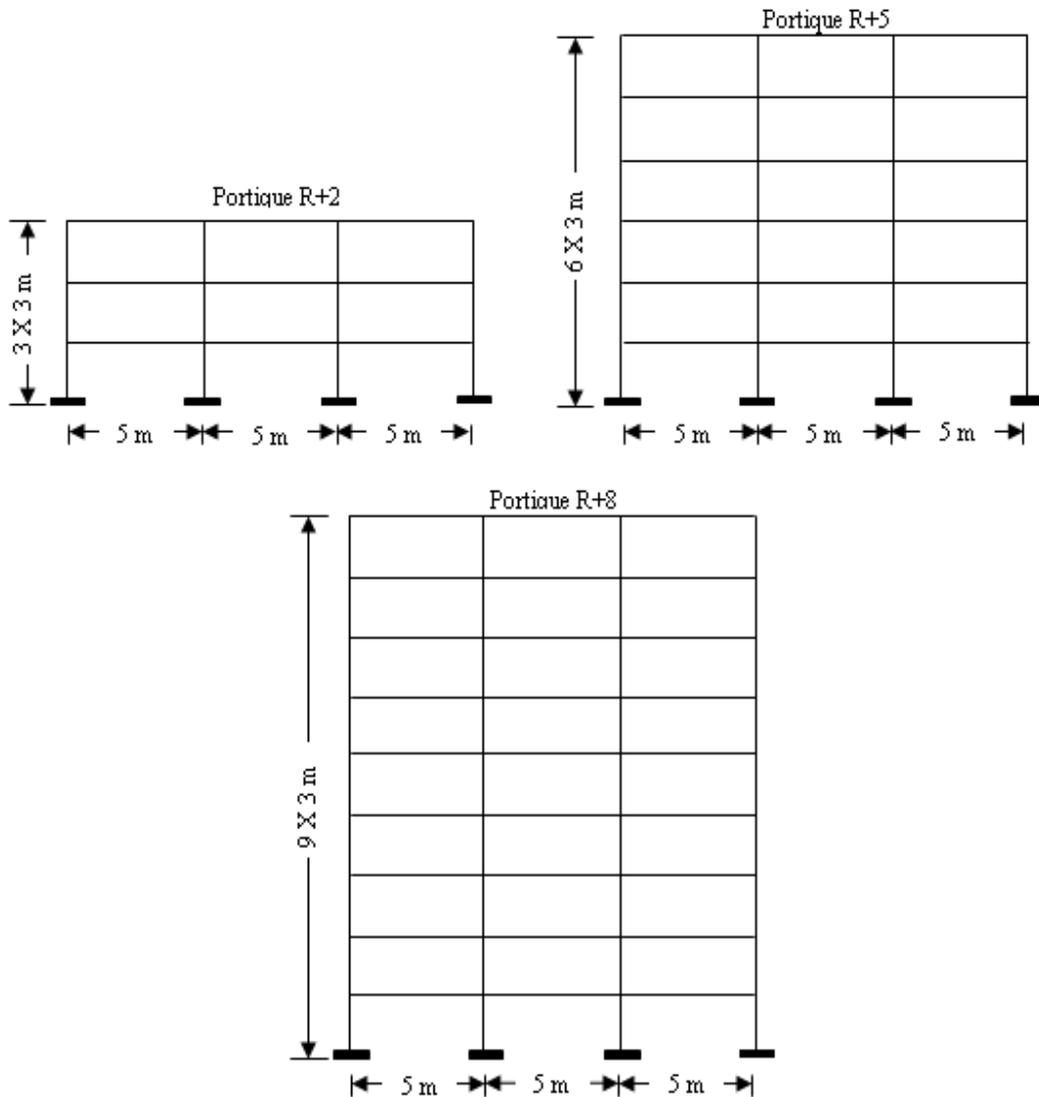
En 2014, Faggiano et al [42] ont évalué le facteur  $q$  des structures métalliques contreventées par palées triangulées en forme de X sur la base d'une analyse statique non-linéaire. A cet effet, trois portiques plans en acier d'élancements différents sont considérés, il s'agit d'un portique de faible élancement de 3 niveaux, d'un autre moyennement élancé à 6 niveaux et d'un troisième portique élancé avec 10 niveaux. Les trois portiques ont été dimensionnés suivant les dispositions du code parasismique Italien NTC08. Des analyses statiques non-linéaires sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée (DT) ont été effectuées pour chaque portique, et ce dans le but de calculer les paramètres du facteur  $q$ , à savoir : le facteur  $R_s$  et le facteur  $R_\mu$ . Les résultats obtenus des analyses statiques sont comparés et montrent que la valeur du facteur  $q$  diminue quand le nombre d'étages augmente. Ce résultat montre que la valeur du facteur  $q$  dépend en partie de l'élancement de la structure qui est un paramètre non pris en compte dans le code

NTC08. Enfin, à la lumière des informations ainsi obtenues il a été retenu que la valeur du facteur  $q$  adoptée par le NTC08 est sous-estimée, spécialement pour la structure en portique de faible élancement.

En 2014, Chaulagain et al [43] ont résumé les résultats du comportement non-linéaire de 12 structures irrégulières en portiques en béton armé situées dans une zone de forte sismicité. Cette étude porte sur la détermination des valeurs du facteur  $q$  et ses composantes  $R_\mu$  et  $R_s$  en utilisant l'analyse statique non-linéaire. A travers les résultats de cette étude, on s'aperçoit que les valeurs du facteur  $R_\mu$  varient de 1.66 à 3.64, celles de  $R_s$  de 1.44 à 4.28 et celles de facteur  $q$  de 1.42 à 4.66. Aussi, il est remarqué que les structures qui ne respectent pas le critère de « poteau fort-poutre faible » ont des facteurs  $R_\mu$  faibles et que les valeurs du facteur  $q$  obtenues par cette étude sont inférieures aux valeurs recommandées par les codes de conception parasismique.

En 2014, Louzai et Abed [7] ont évalué le facteur  $q$  des structures en portiques en béton armé sur la base d'analyse comparative entre l'analyse statique non-linéaire (analyse Push-over) 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, d'un autre moyennement élancé à 6 niveaux et d'un troisième portique élancé avec 9 niveaux (Figure 1.11). 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/v2003. Des analyses statiques non-linéaires sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée et des analyses dynamiques non-linéaires 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  $q$ , à savoir : le facteur  $R_s$  et le facteur  $R_\mu$ . Plusieurs critères de ruine, aussi bien au niveau de l'élément structurel 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 statiques et dynamiques non-linéaires sont alors comparés. Selon les résultats de cette étude, il est observé que la valeur du facteur  $q$  diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses Push-over, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la valeur du facteur  $q$  augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux. Ce résultat montre que la valeur du facteur  $q$  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 RPA est surestimée, spécialement pour la structure en portique de faible élancement.

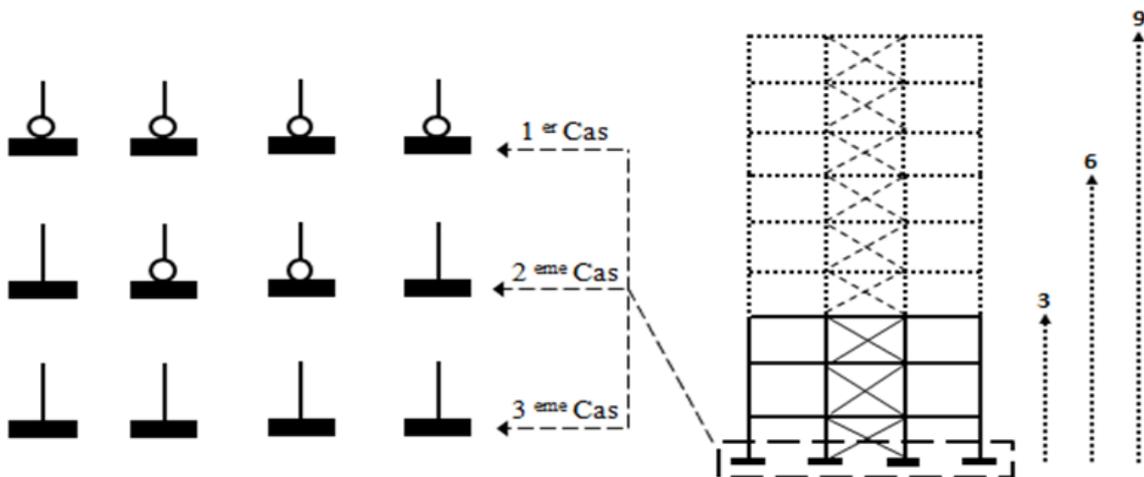


**Figure 1.11** : Portiques R+2, R+5 et R+8 étudiés [7]

En 2016, Serror et Abdelmoneam [44] ont effectué une analyse numérique en 2D du comportement non-linéaire de structures métalliques en portiques en utilisant les logiciels éléments finis SAP2000 pour la modélisation des éléments structuraux (poteaux et poutres) et ANSYS pour la modélisation des assemblages. Les structures étudiées ont été dimensionnées selon le règlement parasismique Egyptien. L'influence de l'élancement de la poutre sur les composantes du facteur  $q$ , à savoir : la ductilité, la résistance de réserve et la redondance, a été

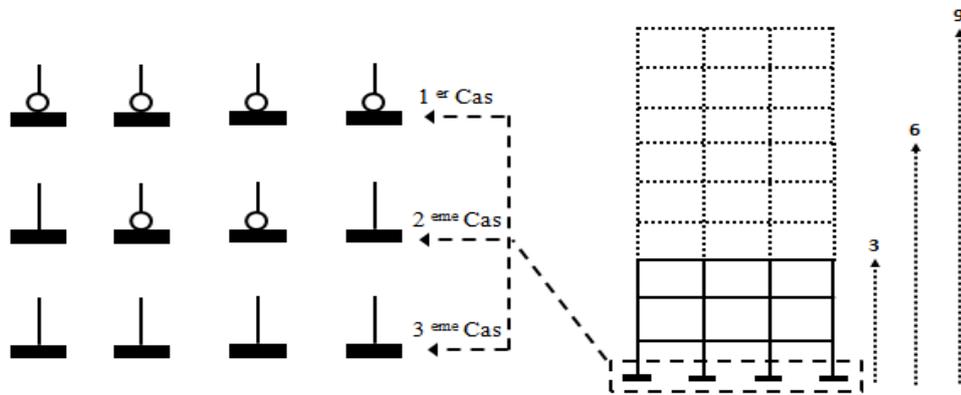
discutée. Le facteur  $q$  et ses composantes ont été évalués en utilisant à la fois la méthode N2 et la méthode dynamique non-linéaire. Les résultats obtenus avec la méthode N2 et la méthode dynamique non-linéaire sont comparés. La comparaison a montré que les valeurs du facteur  $R_{\mu}$  obtenues par l'analyse dynamique non-linéaire sont plus élevées que celles obtenues par la méthode N2. La même tendance est observée pour le facteur  $R_{\nu}$ .

En 2016, Attia et Irheem [45] ont conduit une étude sur l'évaluation du facteur  $q$  en considérant des structures métalliques contreventées par des palées de stabilité en forme de X dimensionnées selon le règlement parasismique Egyptien (ECP-201 et ECP-205). Le facteur  $q$  a été évalué en considérant les paramètres suivants : la direction de l'axe fort des poteaux, le type d'assemblage à la base des poteaux (Figure 1.12), l'emplacement des diagonales de contreventement et le nombre d'étages et de travées. Les résultats numériques, obtenus moyennant une analyse statique non-linéaire à travers le logiciel SAP2000, sont représentés sous forme d'histogrammes. Ceux-ci montrent que le changement du type d'assemblage à la base de la structure (pieds de poteaux) et de la direction de l'axe fort du poteau conduisent à un grand changement de la valeur du facteur  $q$ ; les valeurs minimale et maximale du facteur  $q$  sont égales à 4,37 et à 10,97 respectivement. La valeur minimale du facteur  $q$  est proche de celle proposée par le code Egyptien, ce qui signifie que le code donne un facteur  $q$  dans un intervalle de sécurité important. De plus, le changement de l'emplacement du contreventement conduit à un changement de la valeur du facteur  $q$  pour toutes les conditions aux limites.



**Figure 1.12** : Les différents cas d'assemblages à la base des structures étudiées (structures contreventées par des palées de stabilité en X de 3, 6 et 9 niveaux) [45]

Plus récemment, en 2017, Irheem et Attia [46] ont conduit une étude sur l'évaluation du facteur  $q$  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 et de travées, sur la variation de la valeur du facteur  $q$  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.



**Figure 1.13** : Les différents cas d'assemblages à la base des structures étudiées (structures en portiques de 3, 6 et 9 niveaux) [46]

#### 4. Conclusions

Plusieurs études ont été menées dans le domaine de génie parasismique pour mieux comprendre le comportement non-linéaire des structures (béton armé, métallique, bâtiments, ponts...etc.) et d'évaluer leurs performance (paramètres plastiques : facteur de comportement et ses composantes). Diverses méthodes ont été prises en compte dans ce domaine en particulier : la méthode dynamique non-linéaire (MDNL) et la méthode statique non-linéaire (MSNL). Cette dernière est considérée comme étant le squelette de ces études car sa méthodologie permet

d'obtenir les courbes de capacité qui peuvent être utilisées pour considérer un état d'endommagement à une structure donnée pendant un séisme.

D'après la littérature, pour les structures métalliques, la plupart des recherches antérieures ont été menées afin de définir les paramètres affectant la valeur du facteur  $q$ . Certains de ces paramètres sont : la longueur de travée, l'irrégularité, le type de système de contreventement, le type de connexion (assemblage) entre les éléments de la structure et l'intensité sismique ...etc. Les résultats relevés dans la bibliographie indiquent qu'il existe d'autres paramètres qui peuvent influencer la valeur du facteur  $q$  et ses composantes.

Dans ce contexte, des points importants restent à étudier et ils sont résumés ci-après :

- La variation de la valeur du facteur  $q$  dans le règlement européen EC8 ;
- L'influence du concept de dimensionnement en capacité sur la valeur du facteur  $q$  : (1) poteau fort-poutre faible pour les structures en portiques ; (2) l'élanement relatif des diagonales de contreventement pour les structures contreventées par des palées de stabilité ;
- L'effet du chargement latéral sur la valeur du facteur  $q$  ;
- L'impact des dimensions de la structure (hauteur et longueur) sur la valeur du facteur  $q$  ;
- L'influence de la réponse locale des éléments structuraux de la structure sur la valeur du facteur  $q$ .

Dans le chapitre suivant, on présente une revue générale sur les différents systèmes de contreventement des structures métalliques, leurs réponses sismiques et l'approche de dimensionnement de ces structures selon les dispositions du règlement européen.

## **Chapitre 2**

### **Systemes de contreventement des structures métalliques**

## Chapitre 2 : Systèmes de contreventement des structures métalliques

### 1. Introduction

Actuellement, pour résister aux efforts latéraux causés par les charges dues au vent et aux séismes, les bâtiments doivent disposer d'un système d'ossatures capable de reprendre les forces latérales. Les nombreux systèmes structuraux existants sont différents et chacun dispose d'un comportement et d'une performance qui lui est propre. Dans les bâtiments en acier, les portiques auto-stables (MRFs, de l'anglais « Moment Resistant Frames »), les contreventements concentriques (CBFs, de l'anglais « Centrally Braced Frames ») et excentriques (EBFs, de l'anglais « Eccentrically Braced Frames ») représentent des solutions fréquemment employées [47].

D'après la littérature [48, 49, 50], les structures, dont le système de résistance aux charges latérales est conçu en charpente métallique (systèmes de contreventement : MRFs, CBFs et EBFs), sont considérées comme étant des systèmes qui se comportent d'une manière très efficace lors d'un séisme ; les effondrements d'ensemble et les pertes considérables en vies humaines se produisent principalement dans les structures faites d'autres matériaux [51]. Cette réalité s'explique par l'excellente dissipation d'énergie des structures métalliques grâce aux mécanismes de déformation plastique due notamment à la capacité de déformation (ou de ductilité) de l'acier, des nombreux mécanismes plastiques disponibles dans les éléments de structure ou de leurs assemblages, du caractère souvent redondant des mécanismes plastiques possibles, des propriétés dimensionnelles garanties et d'une résistance axiale des éléments moins sensible à la flexion que dans le cas d'autres matériaux. De plus, les structures en acier ont un comportement plus fiable sous séisme (ou sous vent) en raison de deux autres propriétés bien connues : (1) une résistance du matériau garantie, résultat d'une production contrôlée et (2) des projets conçus et réalisés par des professionnels.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la conception technique des structures métalliques. Nous commençons par présenter certaines notions générales sur les différents systèmes de contreventement métalliques, puis nous passerons en revue le comportement de ces systèmes de contreventement. L'accent sera mis également sur l'approche de dimensionnement des structures métalliques selon les Eurocodes.

### 2. Systèmes de contreventement des structures métalliques

Le contreventement en charpente métallique est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'une structure vis-à-vis des effets horizontaux issus des actions telles que le vent ou le séisme. Il sert également à stabiliser localement certaines parties de la structure (poutres, poteaux) par rapport aux phénomènes d'instabilité (flambement ou déversement). La plupart des contreventements métalliques sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...etc.) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

Une structure métallique en portiques comprend des éléments structuraux (poutres et poteaux) et des assemblages. Les éléments structuraux sont classés en fonction du type de chargement qu'ils supportent. Ils sont appelés poutres si la flexion est prédominante, poteaux si la charge axiale est prédominante, et poutre-poteau si à la fois la flexion et une charge axiale sont présentes de manière significative. Pour les structures à barres centrées, selon la configuration des diagonales de contreventement, nous définissons des configurations de contreventement de forme en X (croix de Saint André), en V et en V inversé...etc. Egalement, pour les structures à barres excentrées, il existe plusieurs configurations des EBFs : excentrique, à chevron et à chevron inversé ...etc. Ces systèmes seront définis dans les paragraphes développés ci-après.

#### 2.1 Structures en portique (MRFs)

Les structures en portiques sont conçues pour résister aux charges latérales et verticales (Figure 2.1). Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres. Comme les rotules plastiques sont des mécanismes locaux très dissipatifs et stables, en particulier dans les poutres parce que l'effort axial y est faible, les structures en portique bien proportionnées pour développer un nombre élevé de rotules plastiques dans les poutres ou dans les assemblages poteaux - poutres peuvent être très dissipatives [52]. Les portiques possèdent habituellement une ductilité importante (haute ductilité), par conséquent ce type de structure est caractérisé par un facteur  $q$  élevé [1, 2, 5, 53].

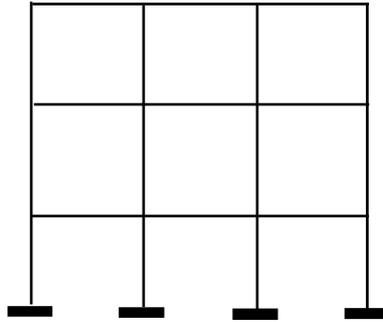


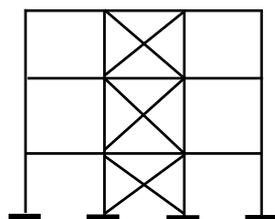
Figure 2.1 : Structure en portiques auto-stables

## 2.2 Structures avec triangulations à barres centrées (CBFs)

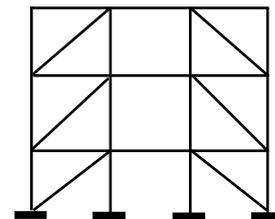
Les palées triangulées centrées sont fréquemment employées afin d'augmenter la résistance et la rigidité latérale des structures de bâtiment soumis aux effets du vent et des actions sismiques [54]. Dans ces structures, les charges latérales sont principalement reprises sous forme d'efforts axiaux par le système structural qui est formé par les poteaux, les poutres et les palées triangulées. On peut identifier les différents types de contreventement selon la configuration des diagonales dans les paragraphes mentionnés ci-après.

### 2.2.1 Contreventement en X

Dans ce type de palée de stabilité, on admet que la résistance aux forces latérales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées [1]. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée (Figure 2.2). Ce type de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des palées de stabilité [42, 55].



(a) Diagonales sur la même travée



(b) Diagonales sur deux travées différentes

Figure 2.2 : Contreventement en X

### 2.2.2 Contreventement en V

Dans cette configuration des palées de stabilités (Figure 2.3), la résistance aux forces latérales est assurée simultanément par les diagonales tendues et comprimées et les zones plastiques se forment dans ces diagonales, en traction et en compression [56] ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en X. L'inconvénient dans ce système de contreventement est que les diagonales comprimées flambent. Ce type de contreventement est moins dissipatif [57].



Figure 2.3 : Contreventement en V

### 2.2.3 Contreventement en K

Dans les contreventements en K (Figure 2.4), une des jonctions des diagonales se situe au milieu d'une barre verticale continue (poteau). Après le flambement des diagonales comprimées sous les forces sismiques horizontales, il faut compter une augmentation supplémentaire des efforts dans les diagonales tendues. Un effort tranchant supplémentaire défavorable apparaît alors dans les poteaux (équilibre des nœuds sans traverse) qui peut conduire à une plastification défavorable dans les poteaux. C'est pourquoi les contreventements en K doivent être dimensionnés dans tous les cas selon un comportement non-ductile de la structure [58, 59].

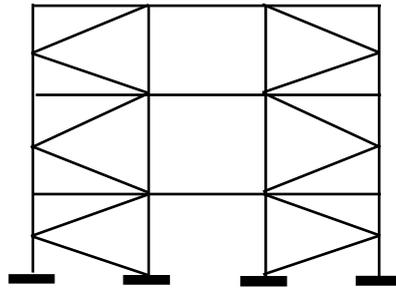


Figure 2.4 : Contreventement en K

### 2.3 Structures avec triangulations à barres excentrées (EBFs)

Les structures avec triangulation à barres excentrées (Figure 2.5) sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces latérales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux, mais où l'excentricité de la configuration est telle que des rotules plastiques en flexion ou des panneaux cisailés plastiquement apparaissent sous des forces inférieures à celles requises pour atteindre la charge limite des barres en traction ou en compression [60, 61]. L'énergie est dissipée dans des « tronçons sismiques », soit par flexion cyclique, soit par cisaillement cyclique, deux mécanismes très dissipatifs.

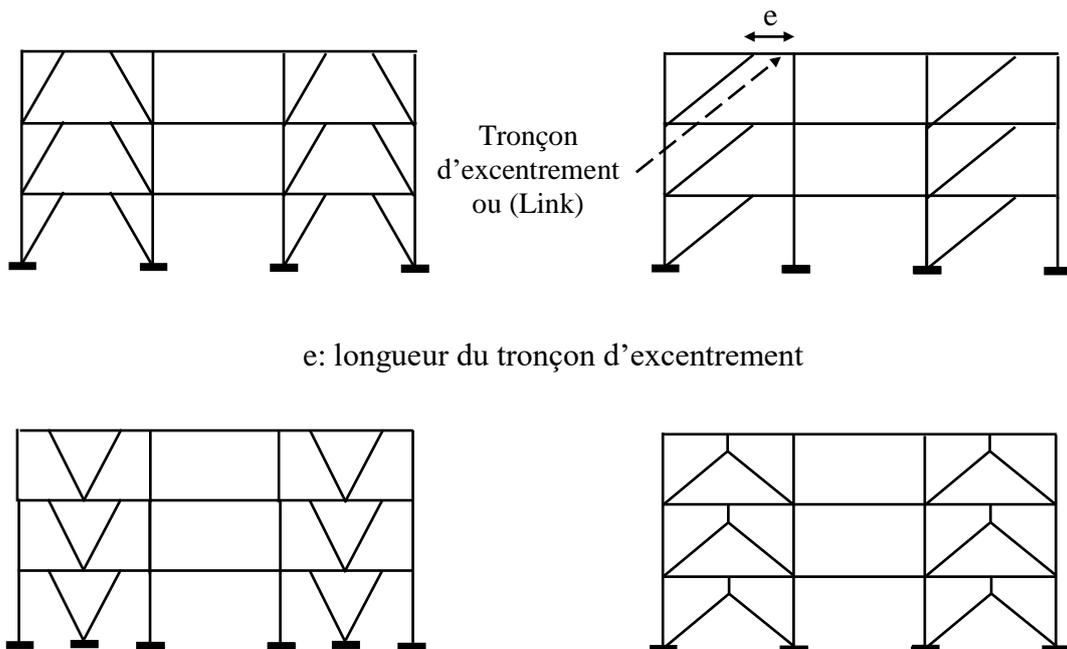


Figure 2.5 : Structures avec triangulation à barres excentrées

Le système EBFs combine les avantages de la structure contreventée (c'est-à-dire une rigidité latérale significative réduisant par conséquent la sensibilité aux effets de second ordre et les dommages aux éléments non structurels) avec une capacité de dissipation d'énergie élevée. Elles offrent donc une ductilité élevée et une très bonne rigidité latérale sous chargement sismique.

### 3. Comportement et dissipation d'énergie sismique des structures métalliques

Cette section consiste en une revue détaillée sur le comportement général et la dissipation d'énergie sismique des différents contreventements des structures métalliques. Le comportement non-linéaire (inélastique) des différents systèmes de contreventement et la réponse locale des éléments structuraux (poteaux, poutres et palées de contreventement...etc.) seront présentés dans cette section.

#### 3.1 Dissipation d'énergie sismique

Un comportement ductile, qui correspond à de grandes capacités de déformation, est très intéressant pour résister aux séismes, car en raison des incertitudes sur la connaissance du niveau réel de l'action sismique future, d'une part, et de l'imprécision des analyses de la réponse des structures sous séismes, il arrive que l'action sismique et/ou ses effets soient plus grands que prévus. Cette sur-sollicitation est facilement absorbée par un peu plus de dissipation d'énergie dans des mécanismes plastiques, alors que les éléments de la structure seraient incapables de fournir un supplément de résistance élastique [62]. La déformation du matériau de structure lui-même (en phase élastique et en phase plastique) absorbe de l'énergie. La ductilité importante d'un matériau comme l'acier permet ainsi de dissiper de façon significative de l'énergie.

En raison de la ductilité du matériau acier et des nombreux mécanismes plastiques possibles dans les éléments de structure ou les assemblages faits de ce matériau, les constructions métalliques permettent la dissipation d'énergie dans des mécanismes de déformation plastique [62].

#### 3.2 Structures en portique

Dans ce type de structure, il est prévu que le comportement ductile se manifeste par la formation des rotules plastiques dans les poutres ou dans les assemblages des poutres aux

poteaux, et non dans les poteaux (mécanisme global à « poteaux forts-poutres faibles »). Cette base de conception assure une ductilité suffisante pour que le portique reste intact en cas de séisme (voir Figure 2.6a). On y accepte néanmoins la formation de rotules plastiques en base des poteaux, où elles sont inévitables, ainsi qu'à leur sommet, où elles n'ont pas un effet différent de rotules en bout de poutres. Ce mécanisme global a plusieurs caractéristiques favorables [62] :

- On évite un mécanisme de ruine partiel peu dissipatif de type « étage transparent où poteau faible/poutre forte », présenté à la Figure 2.6b ;
- Dans les poutres, on bénéficie de la pleine résistance plastique en flexion de la section. Ce n'est pas le cas dans les poteaux où il faut tenir compte de l'interaction entre flexion et effort normal. De plus, la présence de rotules plastiques dans les poteaux pose des problèmes de stabilité locale et globale ;
- Une ruine partielle, affectant l'extrémité d'une poutre, n'entraîne généralement pas l'effondrement de l'ossature et peut rester confinée à l'effondrement d'une poutre. Par contre, la ruine d'un poteau est normalement plus préjudiciable pour toute la structure.



**Figure 2.6** : Comportement des portiques auto-stables

### 3.2.1 Influence du critère « poteaux forts-poutres faibles »

Plusieurs recherches expérimentales et numériques ont été menées sur des structures en portiques auto-stables en faisant varier la section des poteaux et la résistance limite élastique de l'acier de ( $f_y$ ) des poutres et poteaux pour étudier l'influence du critère « poteaux forts-poutres faibles » sur le comportement non-linéaire de la structure. Dans ce contexte, en 1993, Schneide et al [63] ont effectué une étude expérimentale afin d'évaluer l'effet du critère « poteaux forts-poutres faibles » sur la performance des structures métalliques en portiques auto-stables dimensionnées selon l'UBC. Les auteurs ont conclu que les structures conçues avec une faible valeur du rapport résistance poteau-poutre (CBSR, de l'anglais « Column-to-Beam Strength

Ratio ») sont susceptibles de présenter des déplacements relatifs (inter-étages) plus importants en raison du manque d'amortissement et des effets plus importants de l'effet  $P$ -delta.

Une recherche numérique a été entreprise par Nakashima et Sawaizumi en 2000 [64] sur l'effet du rapport de résistance poteau-poutre (CBSR) sur le mécanisme de formation des rotules plastiques dans les poutres des structures métalliques en portiques. Les auteurs ont conclu qu'une grande valeur du rapport CBSR est nécessaire pour limiter la plasticité des poteaux.

Dans le même esprit, en 2015, Zoghi et al. [65] ont effectué des analyses numériques non-linéaires des structures en acier de 3, 9 et 20 étages. Les effets du critère poteaux forts-poutres faibles (CBSR) sur la ductilité des éléments de la structure et le déplacement relatif sont étudiés. Pour chaque structure, la valeur de CBSR est modifiée en changeant la limite d'élasticité du matériau ( $f_y$ ) et / ou en modifiant les sections des poteaux. La valeur moyenne du CBSR variant de 0.96 à 3.15, de 0.74 à 2.47 et de 0.81 à 2.96 pour les structures de 3, 9 et 20 étages, respectivement. Les résultats de cette étude ont montré que la résistance et la rigidité des poutres ont un effet majeur sur l'effort tranchant à la base de la structure. Ils ont aussi montré que même pour les valeurs de CBSR supérieures à 2.0, la plastification des poteaux est possible sous de grands mouvements de sol. Ce comportement est dû à la participation des modes supérieurs, ce qui tend à déformer le poteau. Enfin, la Figure 2.7 montre que l'augmentation de la valeur de CBSR réduit le niveau de plastification (ou d'endommagement) des poteaux, tandis que, le niveau de plastification dans les poutres augmente avec l'augmentation de la valeur de CBSR (Figure 2.8).

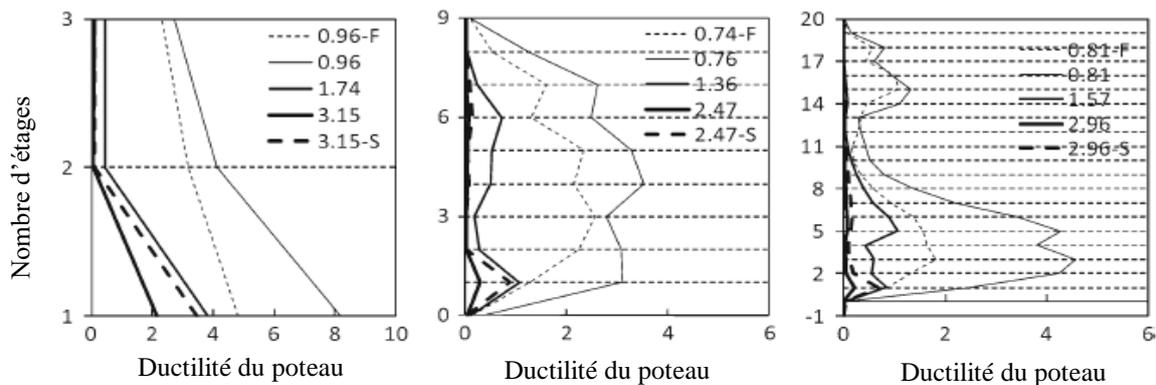
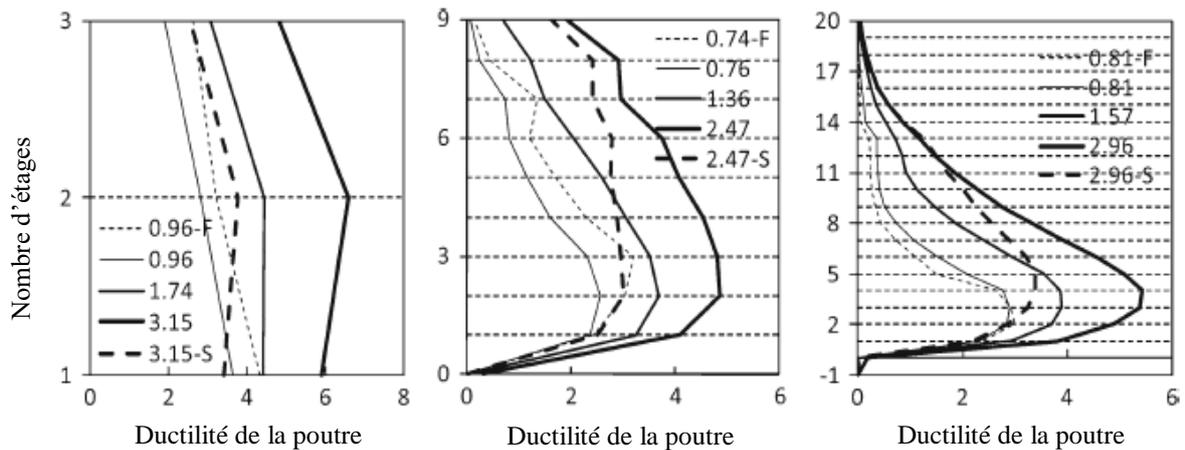


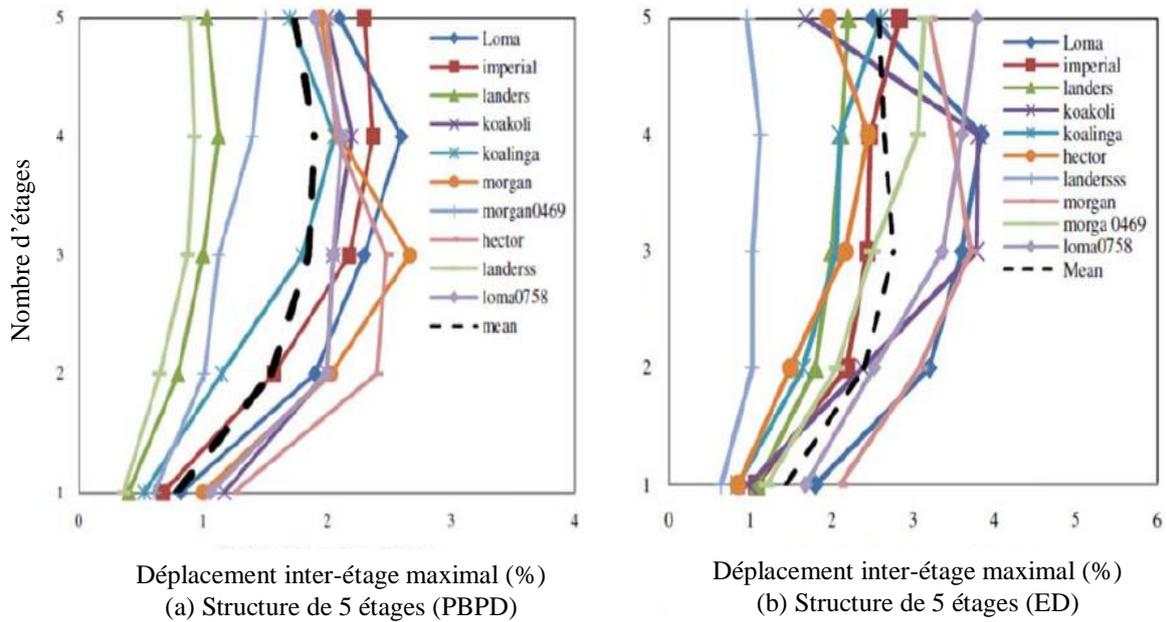
Figure 2.7 : Effet du CBSR sur la ductilité des poteaux [65]



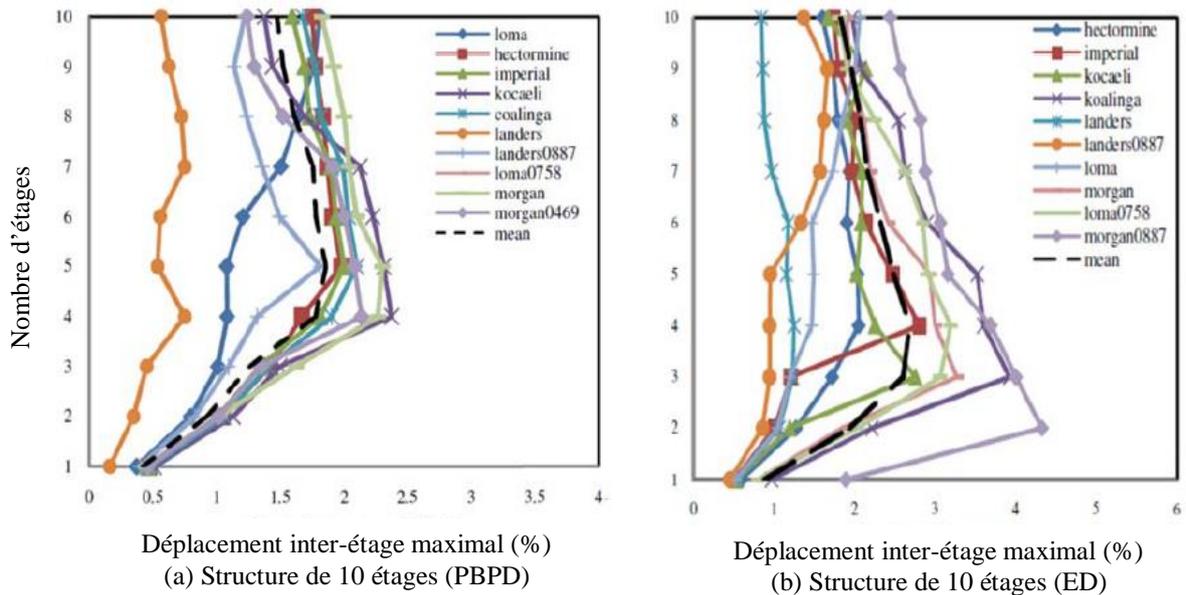
**Figure 2.8** : Effet du CBSR sur la ductilité des poutres [65]

### 3.2.2 Influence des caractéristiques structurelles

D'autres chercheurs ont étudié l'influence des caractéristiques structurelles (hauteur et longueur de la structure, réponse locale des éléments structuraux, irrégularité ...etc.) sur la performance (ou le comportement non-linéaire) des structures métalliques en portiques. En effet, en 2015, Banihashemi et *al.* [66] ont étudié l'influence de la méthode de dimensionnement (la méthode élastique, ED, de l'anglais « Elastic Design » et la méthode de conception basée sur la performance plastique, PBPD, de l'anglais « Performance Based Plastic Design ») sur la réponse des structures métalliques en portiques de 5 et 10 étages. Les auteurs ont remarqué que l'effet  $P$ -delta a une grande influence sur la performance sismique et la stabilité des structures, en particulier lorsque la hauteur du bâtiment augmente. De plus, ils ont remarqué que l'augmentation du nombre d'étages induit une augmentation des déplacements relatifs pour les deux méthodes de dimensionnements ED et PBPD (Figures 2.9 et 2.10). Enfin, d'après les résultats obtenus de cette étude, les auteurs ont conclu que la structure conçue en utilisant la méthode PBPD atteint les objectifs de performance prévus en termes de mécanisme plastique et de niveaux de déplacement relatif. En revanche, la structure conçue par la méthode élastique ED connaît de grands déplacements relatifs en raison de la plastification des poteaux.



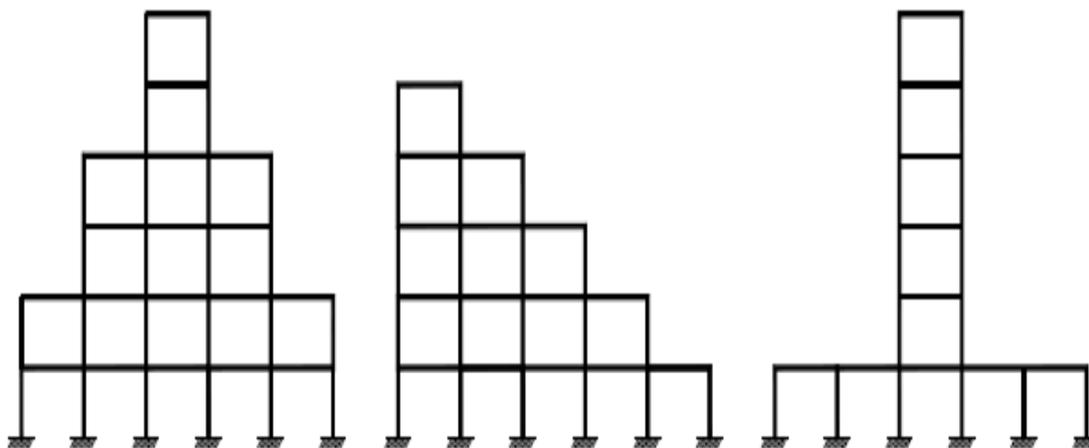
**Figure 2.9 :** Comparaison des déplacements relatifs (inter story drifts) pour les structures de 5 étages conçues par les deux méthodes ED et PBPD pour l’analyse dynamique non-linéaire



**Figure 2.10 :** Comparaison des déplacements relatifs (inter story drifts) pour les structures de 10 étages conçues par les deux méthodes ED et PBPD pour l’analyse dynamique non-linéaire

En 2012, Montuori et al. [52] ont effectué des analyses statiques non-linéaires pour évaluer l’influence des décrochements sur la performance des structures métalliques en portiques auto-stables (de l’anglais « Seismic-Resistant Frames with Set-Backs ») (Figure.

2.11). D'après les résultats de cette étude, les auteurs ont conclu que l'application des règles de conception fournies par l'EC8 ne permet pas d'assurer l'exploitation complète des réserves plastiques de la structure, ce qui conduit généralement à des mécanismes d'effondrement partiel.



**Figure 2.11** : Les schémas des structures analysées [52]

### 3.2.3 Influence du type d'assemblages

Le type d'assemblages des éléments structuraux de la structure (poteau-poutre et base poteau-fondation) joue un rôle primordial dans le comportement des structures métalliques. Des analyses dynamiques non-linéaires (NDA, de l'anglais « Nonlinear Dynamic Analyse ») ont été réalisées par Stamatopoulos en 2014 [67] pour étudier l'influence du type d'assemblages (la rigidité d'assemblage) à la base des poteaux sur le comportement sismique des structures métalliques en portiques (Figure 2.12). Pour atteindre cet objectif, trois structures métalliques en portiques (MRFs) typiques avec différents types d'assemblages (semi-rigides et rigides) à la base des poteaux ont été modélisées utilisant le logiciel SAP2000. La comparaison directe des résultats obtenus de cette étude, en termes de variation des périodes fondamentales, des déplacements, des moments de flexion, des efforts tranchant à la base de la structure, et de la formation et la distribution des rotules plastiques (Figure 2.13 et 2.14), indique que la flexibilité des assemblages à la base des poteaux affecte fortement la réponse sismique de la structure et devrait donc toujours être considérée.

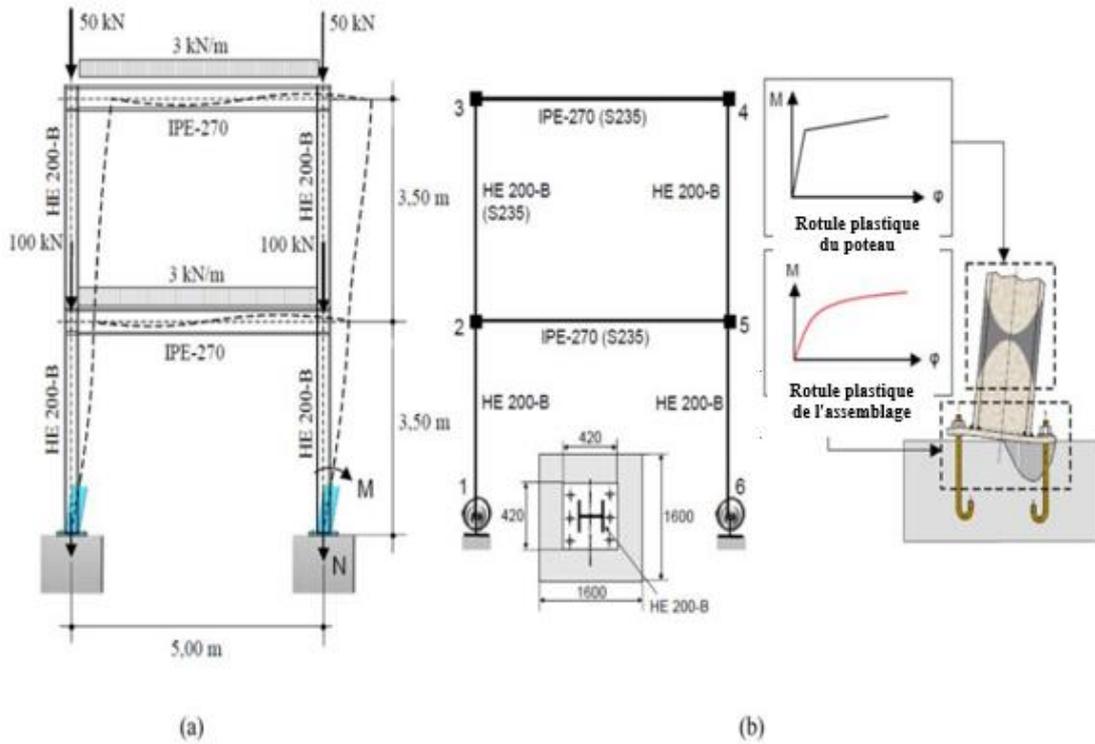


Figure 2.12 : Caractéristiques géométriques de la structure analysée [67]

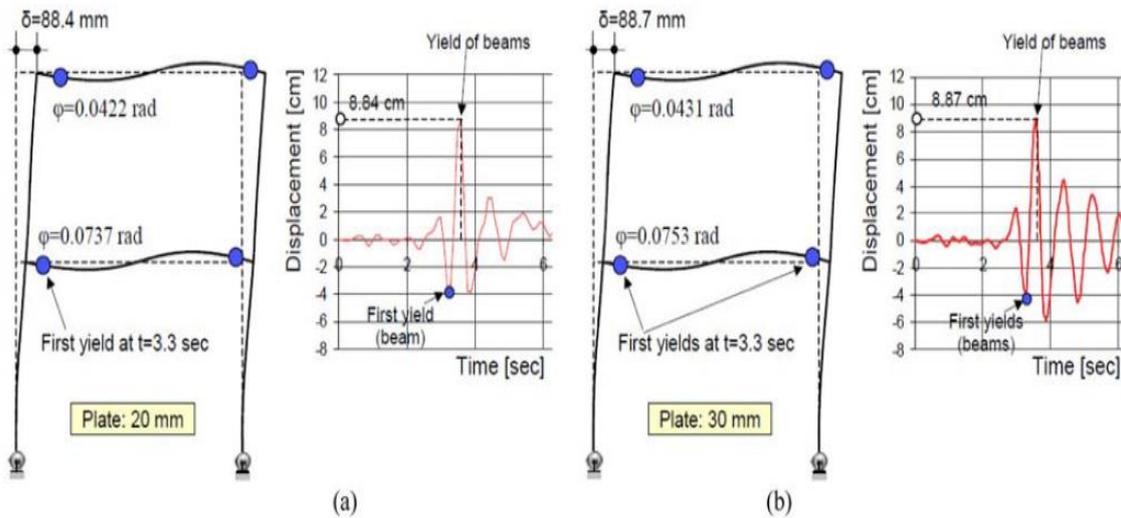
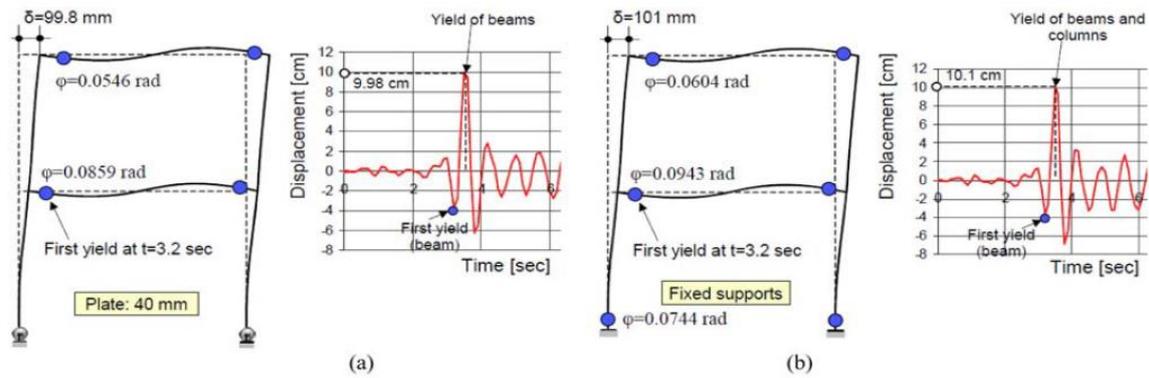


Figure 2.13 : Distribution des rotules plastiques à 3.3 s de la structure analysée [67]

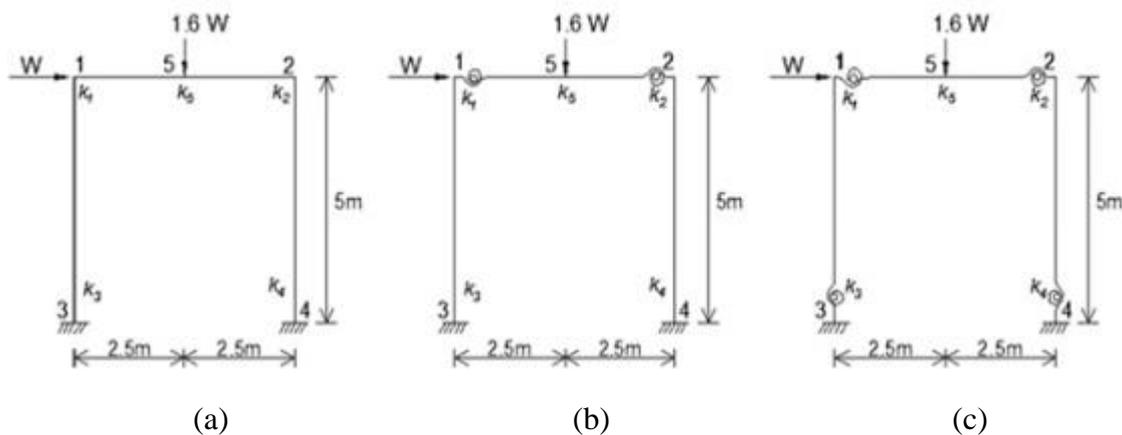
(a) assemblages avec platine d'about  $t_p = 20$  mm

(b) assemblages avec platine d'about  $t_p = 30$  mm



**Figure 2.14** : Distribution des rotules plastiques à 3.2 s de la structure analysée  
 (a) assemblages avec platine d'about de  $t_p = 40$  mm, (b) assemblages rigides [67]

En 2015, Bandyopadhyay *et al.* [68] ont effectué des analyses statiques non-linéaires dans le but d'évaluer l'effet de la non-linéarité géométrique et de la non-linéarité matérielle sur le comportement non-linéaire des structures métalliques avec des assemblages semi-rigides (Figure 2.15). Les résultats obtenus, en termes de moment et de déplacement ont été présentés pour les deux analyses (élastiques et inélastiques). Les auteurs ont constaté que l'influence de la non-linéarité de l'assemblage est prédominante par rapport à la non-linéarité matérielle et géométrique. De plus, à partir de la courbe force-déplacement, les auteurs ont observé que la présence d'un assemblage semi-rigide modifie la séquence de formation des rotules plastiques.



**Figure 2.15** : Les trois structures étudiées [68]

- (a) avec des assemblages rigides
- (b) avec des assemblages semi-rigides aux extrémités des poutres
- (c) avec assemblages semi-rigides aux extrémités des poutres et à la base des poteaux

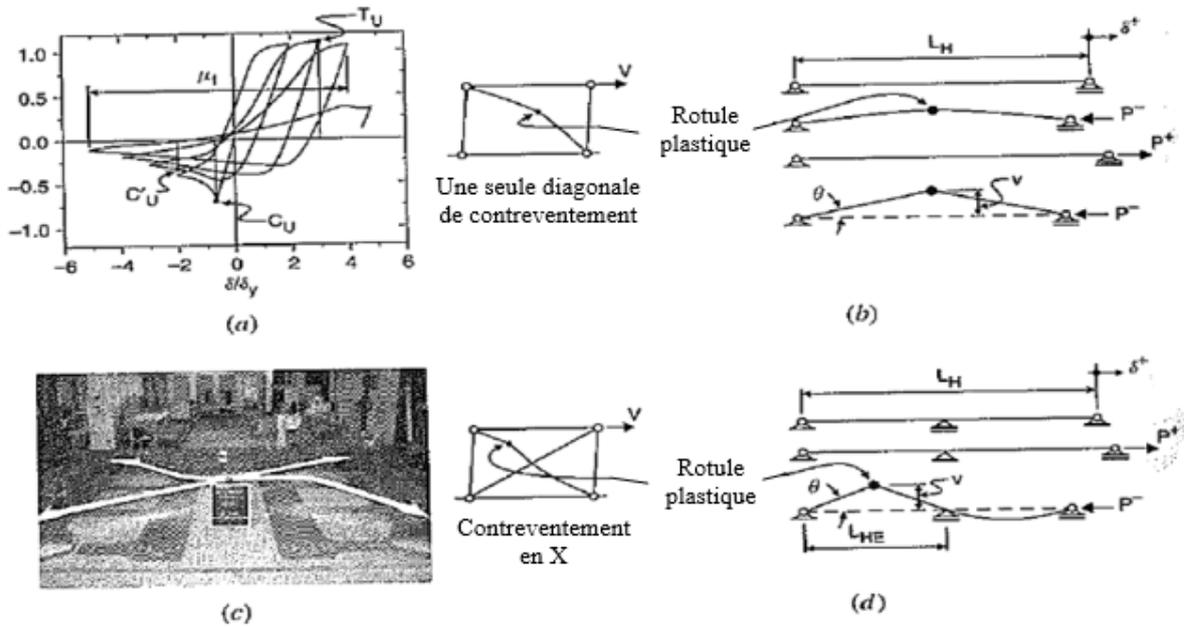
### 3.3 Structures avec triangulations à barres centrées

Traditionnellement, les structures contreventées par des palées de stabilité concentriques sont principalement utilisées dans le but de reprendre, dans le domaine élastique, les efforts de vent sur les bâtiments. En conception parasismique, l'utilisation de cadres contreventés par des palées de stabilité concentriques se veut une solution tout aussi logique puisque leur grande rigidité élastique inhérente permet un contrôle efficace des déformations sous séismes de faible à moyenne importance. Sous des séismes de forte intensité, on admet généralement des déformations inélastiques dans les membrures diagonales des structures CBF afin de permettre la dissipation de l'énergie sismique pendant les nombreux cycles du chargement. Incidemment, on comprend que la performance des structures CBF est largement influencée par le comportement des membrures sous charges cycliques [69].

#### 3.3.1 Réponse inélastique des triangulations centrées

Sous une sollicitation sismique, les diagonales de contreventements concentriques dissipent l'énergie principalement en traction par plastification, mais également à travers un mécanisme de rotules plastiques en compression. Ce mécanisme est causé par le flambement inélastique de la diagonale.

La Figure 2.16 illustre le comportement typique (hystérésis) d'une diagonale de contreventement suite à plusieurs cycles inélastiques de chargement en traction et en compression. Il est usuel d'exprimer le comportement inélastique des membres axialement chargés en termes de force axiale,  $P$ , en fonction de l'allongement axial  $\delta$ . Lorsque la diagonale flambe, une rotule plastique apparaît à l'emplacement où la demande en rotation inélastique est maximale. Pour une diagonale simple, cette rotule apparaît généralement au centre de la diagonale, tel que montré à la Figure 2.16b. Pour une configuration en X, le flambement de la diagonale se localise au centre de la demi-longueur d'une diagonale, telle que montré aux Figures 2.16c et d. Pour compléter le mécanisme de rotules plastiques, des rotations plastiques se produisent aux extrémités, soit dans les assemblages ou dans la diagonale, dépendamment que le flambement soit hors-plan ou dans le plan du contreventement [70].



**Figure 2.16** : Comportement hystérique typique d'une diagonale de contreventement  
(Ziemian 2010) [71]

La résistance en compression d'une diagonale se dégrade progressivement sous un chargement cyclique. Cette perte de résistance est principalement associée aux effets Bauschinger du matériau ainsi qu'aux déformations résiduelles accumulées durant les cycles précédents [70]. L'effet Bauschinger correspond à l'altération de la limite d'élasticité d'un métal lorsque le chargement excède cette limite. Les déformations résiduelles proviennent soit de la plastification de la diagonale en traction ou du flambement de la diagonale en compression. La résistance en compression est alors réduite, car les effets  $P$ -delta deviennent plus importants. En traction, la diagonale atteint la plastification de la section à chacun des cycles et développe de l'écroutissage lorsque les déplacements deviennent importants. La résistance en traction peut être atteinte uniquement une fois le redressement complet de la diagonale. La résistance maximale est alors développée sous des déplacements toujours plus grands. L'hystérésis typique présentée à la Figure 2.16a illustre clairement ces phénomènes en compression et en traction. D'autre part, à mesure que les déformations inélastiques augmentent dans la diagonale, la rotation imposée à la rotule plastique augmente, menant éventuellement au voilement des parois de la diagonale. Ce voilement entraîne généralement la fissuration des parois et au final la rupture en traction de la diagonale à cet endroit [70].

### 3.3.2 Influence d'élancement relatif des diagonales de contreventement $\lambda$

Les travaux de recherche réalisés sur les contreventements concentriques ont clairement démontré que l'élancement relatif ( $\lambda = (l/\pi r)(\sqrt{f_y/E})$ ) est le principal paramètre affectant le comportement non-linéaire cyclique des diagonales de contreventement. Le paramètre ( $l$ ) représente la longueur effective de la diagonale et dépend essentiellement des conditions de fixations aux extrémités de la diagonale. L'élancement relatif  $\lambda$  influence notamment la résistance au flambement, la dégradation de la résistance post-flambement, les déformations axiales, la dissipation d'énergie et la rupture de la diagonale de contreventement (Jain et al. 1978 [72], 1980 [73]; Popov et Black 1981 [74], Tremblay 2002 [75], Lee et Bruneau 2005 [76]).

En 2002, Tremblay [75] ont effectué des travaux de recherche expérimentaux sur le comportement inélastique des diagonales de contreventement concentriques. Les paramètres essentiels étudiés sont : la forme de la section, l'aire de la section, le type d'assemblage, l'élancement relatif et les propriétés de matériau ( $f_y$ ). Les résultats expérimentaux ont montré que l'élancement relatif de la section (pour les différentes formes : RHS sections creuses rectangulaires ; Pipe sections creuses tubulaires...etc.) a un effet important sur la capacité portante des diagonales de contreventement. De plus, l'endommagement des éléments de contreventement de sections creuses rectangulaires (RHS, de l'anglais « Rectangular Hollow Sections ») dépend fortement du rapport d'élancement relatif.

### 3.3.3 Influence du nombre de travées de contreventement

D'autres chercheurs ont étudié l'influence du nombre de travées de contreventement sur le comportement non-linéaire des structures avec triangulations à barres centrées, en effet, en 2010, Mahmoudi et al. [39] ont présenté dans un article l'évaluation de la performance sismique pour deux systèmes de contreventement métallique (CBF : structure métallique avec palées triangulées concentriques et BRBF : structure métallique avec palées triangulées confinées). Une analyse statique non-linéaire a été menée sur 30 ossatures métalliques contreventées par CBF et 20 par BRBF de 3, 5, 7, 10 et 12 étages avec une travée unique ou double de contreventement et de différentes configurations de contreventement (V, V inversé et en X). La comparaison des résultats obtenus dans cette étude montre que le nombre de travées de contreventement a une grande influence sur l'effort tranchant à la base et le déplacement latérale des structures étudiées.

### 3.4 Structures avec triangulations à barres excentrées

Le comportement non-linéaire des structures métalliques avec triangulations à barres excentrées vis-à-vis des actions sismiques est lié essentiellement à la capacité de dissipation d'énergie du tronçon sismique (ou Link). On a défini en 2.3 ce qu'on appelle des structures avec triangulation à barres excentrées. Leur analyse ne présente pas les difficultés des structures à triangulation centrée, car leurs zones dissipatives ne sont pas situées dans des barres soumises, sous action cyclique, à des alternances flambement - traction plastique. Les diagonales sont non dissipatives et sont dimensionnées pour être sur-résistantes par rapport aux « tronçons d'excentrement » qui se plastifient en flexion et/ou cisaillement [77].

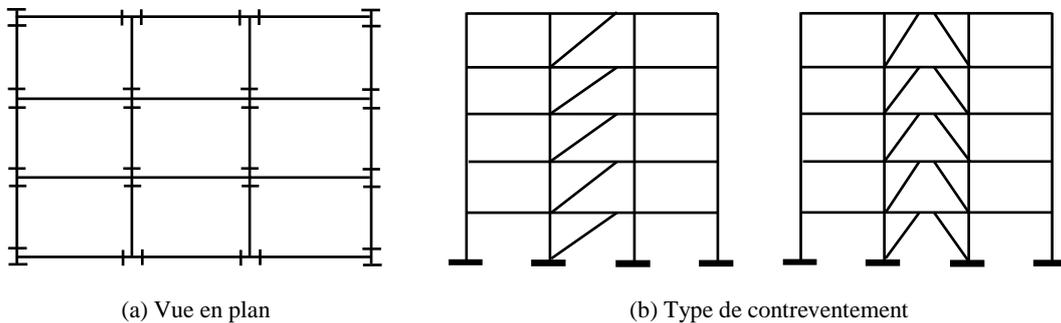
#### 3.4.1 Influence de la longueur du tronçon sismique (ou Link)

Il existe plusieurs configurations de structure EBF qui diffèrent par la position du tronçon sismique (Link). Ce tronçon sismique, positionné soit entre le poteau et la diagonale ou entre les deux extrémités de diagonales, est l'élément le plus important des EBF et a pour but d'agir comme un fusible. C'est-à-dire, sous chargement sismique, il est amené à se plastifier afin de dissiper l'énergie. Outre leur disposition à différentes places des EBF, les tronçons sismiques peuvent être de longueurs différentes. Nous pouvons répertorier ces derniers dans trois catégories différentes : les tronçons courts, intermédiaires et longs. Le comportement des tronçons sismiques courts est le plus étudié à travers les années. Ils présentent un comportement inélastique dû au cisaillement. Grâce à la valeur constante de l'effort tranchant dans le segment ductile, ce comportement est plus stable et contrôlable. Cette disposition permet de plus grandes déformations et augmente ainsi la rigidité du EBF. Au contraire, le tronçon long se plastifie en flexion, il présente alors un comportement inélastique avant d'atteindre sa capacité plastique en cisaillement et cela entraîne la formation de rotules plastiques aux extrémités du tronçon. Celles-ci, ainsi que les déformations longitudinales engrangées, doivent être contrôlées dans le but de limiter tout voilement et d'éviter toute rupture au niveau des rotules. Le segment de poutre hors tronçon se doit alors de résister aux efforts axiaux ainsi qu'aux importants moments fléchissant aux extrémités du tronçon. En ce qui concerne les tronçons intermédiaires, ils présentent à la fois du cisaillement et de la flexion entraînant sa plastification [78].

#### 3.4.2 Influence des caractéristiques structurelles

Plusieurs chercheurs ont étudié l'influence des caractéristiques structurelles (hauteur et longueur de la structure) sur le comportement non-linéaire des structures avec triangulations à barres excentrées, en effet, en 2013, Mahmoudi et al. [79] ont étudié l'effet du nombre d'étages

sur le comportement non-linéaire (et les facteurs plastiques : résistance de réserve, ductilité et de comportement) des structures métalliques EBF de 3, 5, 7 et 10 étages et de 3 travées pour chacune en utilisant l'analyse statique non-linéaire (Figure 2.17).



**Figure 2.17** : Vue en plan et en élévation des structures étudiées [79]

Les résultats obtenus montrent que la hauteur de la structure a une grande influence sur le comportement inélastique de ce type de structures (EBFs). Les facteurs de résistance de réserve, de ductilité et de comportement diminuent avec l'augmentation du nombre d'étages. Enfin, d'après les résultats obtenus de cette étude, la valeur du facteur de comportement des structures analysées prend des valeurs différentes, tandis que les codes parasismiques donnent une valeur constante.

#### 4. Conception sismique selon le code Européen EC8

Cette section consiste en une revue sommaire des exigences du règlement parasismique européen EC8 [1], de dimensionnement des structures en ce qui a trait au dimensionnement des structures métalliques. Aussi, les exigences relatives à la conception sismique des structures sont discutées plus en détail en raison de leur implication directe sur la problématique énoncée plus tôt.

##### 4.1 Structures dissipatives et non dissipatives

###### 4.1.1 Concept général

Dans le règlement parasismique européen EC8 [1], il existe deux approches dans le dimensionnement des structures de bâtiments devant résister aux séismes. Il s'agit de dimensionner les structures en considérant les deux approches suivantes :

- les sections sont très grosses et où ne se développent que des contraintes élastiques ;
- les sections des barres sont petites, de sorte qu'elles permettent de former de nombreuses zones plastiques.

Une structure correspondant à *la première option* est plus lourde. Il se peut qu'elle n'offre pas la marge de sécurité permettant de subir avec succès une action sismique plus élevée que prévu. Dans ce cas, son comportement global apparaît « fragile ». Il correspond, par exemple, à la Figure 2.6b [62, 80].

Dans une structure dimensionnée selon *la seconde option*, des parties volontairement choisies de la structure sont conçues pour leur capacité de déformation plastique cyclique et la structure entière est proportionnée de telle manière que seules les zones locales prévues se déforment plastiquement. Le comportement est alors ductile et correspond à la Figure 2.6a. La structure dissipe ainsi de façon permanente une énergie représentée par l'aire sous la courbe  $V-d$  (Figure 2.18). Pour cette raison, on distingue ces deux concepts de projet par les termes « *dissipatif* » et « *non-dissipatif* » [62, 80].

De plus, la réduction de l'effort tranchant à la base ( $V_{\text{réduit}} < V_{\text{élastique}}$ ) entraîne la même réduction des sollicitations appliquées à la fondation, ce qui conduit à une réduction du coût des infrastructures.

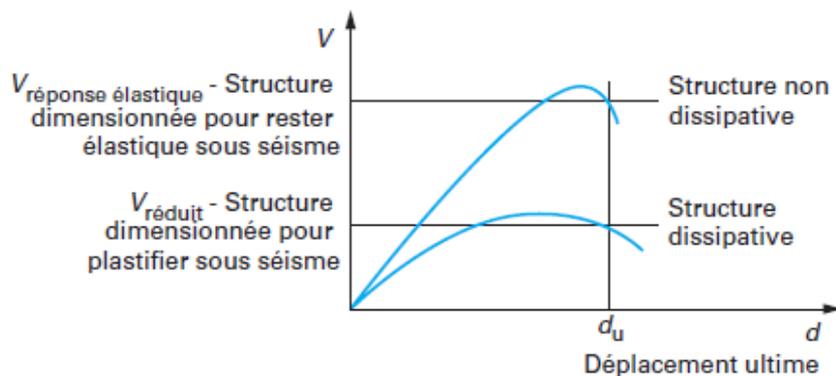


Figure 2.18: Comportements globaux de structure dissipative et non dissipative (d'après [81])

#### 4.1.2 Classe de ductilité

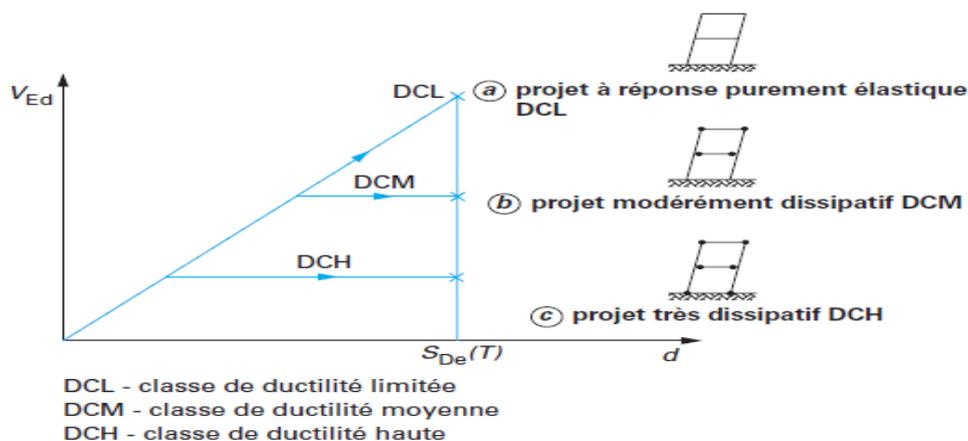
Le règlement parasismique européen actuel EC8 [1] a défini trois classes de ductilité : la classe L (limitée), la classe M (moyenne) et la classe H (haute). Ces trois niveaux de ductilité

sont distinguées par les valeurs du facteur  $q$  qui leurs sont associées (voir Tableaux 2.1 et 2.2). Ce dernier (facteur  $q$ ) est utilisé pour diminuer les spectres élastiques. Par conséquent, pour obtenir une structure capable de subir sans s’effondrer les déformations engendrées par l’action sismique, le concepteur a le choix entre des structures où :

- les déformations sont essentiellement élastiques (DCL, Figure 2.19a) ;
- les déformations plastiques limitées ont lieu dans des zones plastiques peu nombreuses (DCM, Figure 2.19b) ;
- les déformations plastiques plus importantes ont lieu dans des zones plastiques nombreuses (DCH, Figure 2.19c).

**Tableau 2.1** : Principe de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des facteurs  $q$

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du facteur $q$
Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	Facteur $q \leq 1.5 - 2$
Comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	Facteur $q \leq 4$ également limité par type de structure
	DCH (haute)	Facteur $q > 4$ uniquement limité par type de structure



**Figure 2.19** : Comportement des structures de même période  $T$  soumises à une poussée progressive jusqu’au déplacement de projet  $S_{De}(T)$  (d’après [82])

### 4.1.3 Valeurs de facteur $q$

L'EC8 [1] a défini trois types de structures métalliques : (1) Les structures faiblement ductiles (DCL, de l'anglais « Ductility Class Low »), (2) les structures moyennement ductiles (DCM, de l'anglais « Ductility Class Medium »), et (3) les structures hautement ductiles (DCH, de l'anglais « Ductility Class High »).

**Tableau 2.2** : Valeur du facteur  $q$  selon EC8

Type de structure	Facteur $q$		
	Classe de ductilité		
	DCL	DCM	DCH
Ossatures en portiques	1.5*	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Triangulation a barres centrées en X	1.5*	4	4
Triangulation a barres centrées en V	1.5*	2	2.5
Triangulation a barres centrées en K	1.5* (ne sont pas considérées comme dissipatives)		
Ossatures avec triangulation à barres excentrées	1.5 à 2	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
* l'annexe nationale peut autoriser $q = 2$ en classe DCL. En France, $q = 2$ est accepté si des justifications appropriées sont fournies (d'après la norme NF EN 1998-1/NA).			

Les valeurs maximales du facteur  $q$  correspondant aux différents types de structures métalliques sont présentées au Tableau 2.2. Le rapport  $\alpha_u/\alpha_1$  représente la résistance ultime sur la résistance limite élastique de la structure. Ce rapport ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) peut être obtenu à partir d'une analyse statique non-linéaire (en poussée progressive), mais la valeur maximale de  $\alpha_u/\alpha_1$  pouvant être utilisée pour le dimensionnement est égale à 1.6.

### 4.2 Dimensionnement en capacité

Pour éviter l'apparition de déformations plastiques (de l'anglais « Plastic hinges »), la rupture fragile, ou la ruine par instabilité en dehors des zones dissipatives, les éléments adjacents à chacune des zones dissipatives doivent être dimensionnés pour que leur capacité de résistance ne soit pas épuisée avant d'avoir pu développer le mécanisme plastique. Ce concept est appelé « dimensionnement capacitif » [80]. Évidemment, le choix des éléments dissipatifs dépend le type de contreventement de la structure : différents éléments / mécanismes dissipatifs

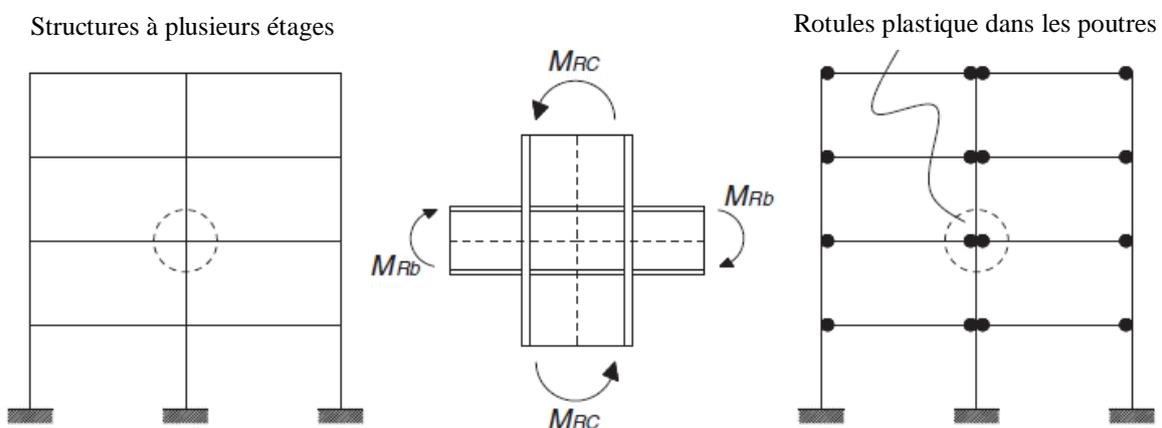
sont prévus pour les structures en portiques auto-stables (MRFs), les structures avec triangulations à barres centrées (CBFs), et les structures avec triangulations à barres excentrées (EBFs).

#### 4.2.1 Structures en portique

Comme nous l'avons vu en 3.2, les structures métalliques en portique auto-stables doivent être conçues pour que les rotules plastiques (les zones dissipatives) se forment dans les poutres et non dans les poteaux, sauf à la base de la structure, au plancher supérieur des bâtiments multi-étages et pour les bâtiments à un seul étage. Les préconisations données par l'EC8 [1]; à savoir que les dimensions des éléments doivent vérifier la relation dite « poteau fort – poutre faible » donnée par :

$$\sum M_{Rc} = 1.3 \sum M_{Rb} \quad (2.1)$$

où  $\sum M_{Rc}$  est la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud. Il convient d'utiliser la valeur minimale des résistances à la flexion des poteaux dans l'intervalle de variation des efforts normaux des poteaux dans la situation sismique de calcul, et  $\sum M_{Rb}$  est somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud. Le coefficient 1.3 dans la relation a été calibré pour assurer qu'un mécanisme plastique global se formera dans la structure.

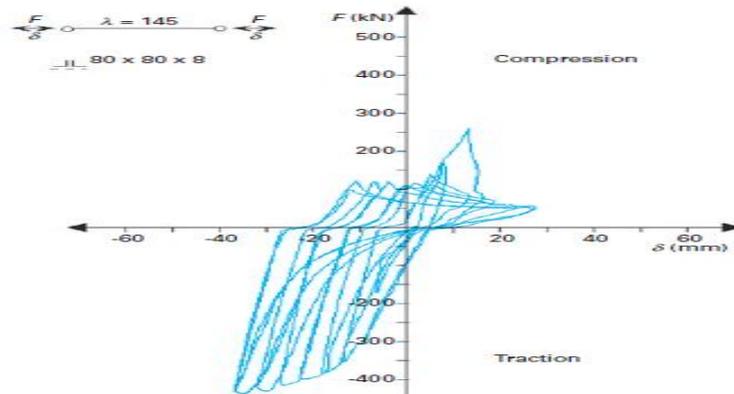


**Figure 2.20** : Distribution idéale des rotules plastiques pour permettre une dissipation maximale de l'énergie sismique dans les structures en portiques [83]

#### 4.2.2 Structures avec triangulations à barres centrées

Pour les structures CBF, les éléments dissipatifs sont les diagonales de contreventement (X, V, V<sub>inversé</sub>...etc.). Le comportement des palées triangulées soumises à une action cyclique correspondant à un séisme rend difficile la définition de méthodes d'analyse simples [77] :

- Dans le domaine élastique, les diagonales comprimées et tendues participent à la raideur et à la résistance de la structure ;
- Après un premier flambement, le comportement d'une diagonale comprimée se dégrade, tant en raideur qu'en résistance (Figure 2.21). Ce comportement est influencé par l'élancement de la barre, la dégradation des boucles d'hystérésis étant plus rapide si la barre est plus élancée.



**Figure 2.21** : Comportement d'une maille triangulée sous action cyclique alternée [77]

Ce comportement évolutif en compression au cours des cycles conduit à des approches de projet différentes selon qu'on tienne compte, ou non, d'une collaboration des diagonales comprimées à la résistance du contreventement. Dans l'EC8, l'analyse standard proposée est du type « diagonales tendues seules présentes » pour les mailles en X. Mais, pour les mailles en V ou V<sub>inversé</sub>, on compte aussi sur les diagonales comprimées.

Dans les structures avec triangulations à barres centrées en X, il y a lieu que l'élancement relatif, tel que défini dans l'EC3 [84], soit compris dans l'intervalle définie par l'équation (2.2).

$$1.3 < \lambda \leq 2.0 \tag{2.2}$$

La limite de 1.3 est définie pour éviter une surcharge des poteaux pendant la phase précédant le flambement (lorsque les diagonales comprimées et tendues sont actives) au-delà des effets des actions obtenues à partir d'une analyse à l'état ultime lorsque seule la diagonale tendue est considérée comme active. Par ailleurs, pour les structures à triangulation diagonale dans lesquelles les diagonales ne sont pas dans une configuration en X, il convient que l'élanement relatif soit inférieur ou égal à 2.0. De plus, afin d'obtenir un comportement dissipatif homogène des diagonales, il y a lieu de vérifier que la sur-résistance maximale  $\Omega_i$ , définie dans l'équation 2.3, ne diffère pas de la valeur minimale  $\Omega$  de plus de 25%.

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} \leq 1.25 \Omega_{\text{minimal}} \quad (2.3)$$

où  $N_{pl,Rd,i}$  et  $N_{Ed,i}$  sont la résistance plastique de la section et la résistance axiale de conception, respectivement.

### 4.2.3 Structures avec triangulations à barres excentrées

La performance des structures EBF vis-à-vis des actions sismiques est liée essentiellement à la capacité de dissipation d'énergie du tronçon sismique. Afin d'assurer que les rotules plastiques doivent être apparues à l'extrémité de ce tronçon tel que montré sur la Figure 2.22, la plupart des exigences sismiques s'appliquent pour améliorer le comportement de ce tronçon. Les tronçons d'excentrement sismiques terminologie conservée dans la version française de l'EC8, sont dimensionnés pour reprendre les sollicitations sismiques et doivent vérifier :

$$V_{p,link} \geq V_{Ed} \quad (2.4)$$

$$M_{p,link} \geq M_{Ed} \quad (2.5)$$

avec  $V_{p,link}$ ,  $M_{p,link}$ ,  $M_{Ed}$  et  $V_{Ed}$  désignant respectivement la résistance plastique en cisaillement, la résistance plastique en flexion du tronçon, le moment fléchissant de calcul et l'effort tranchant de calcul.

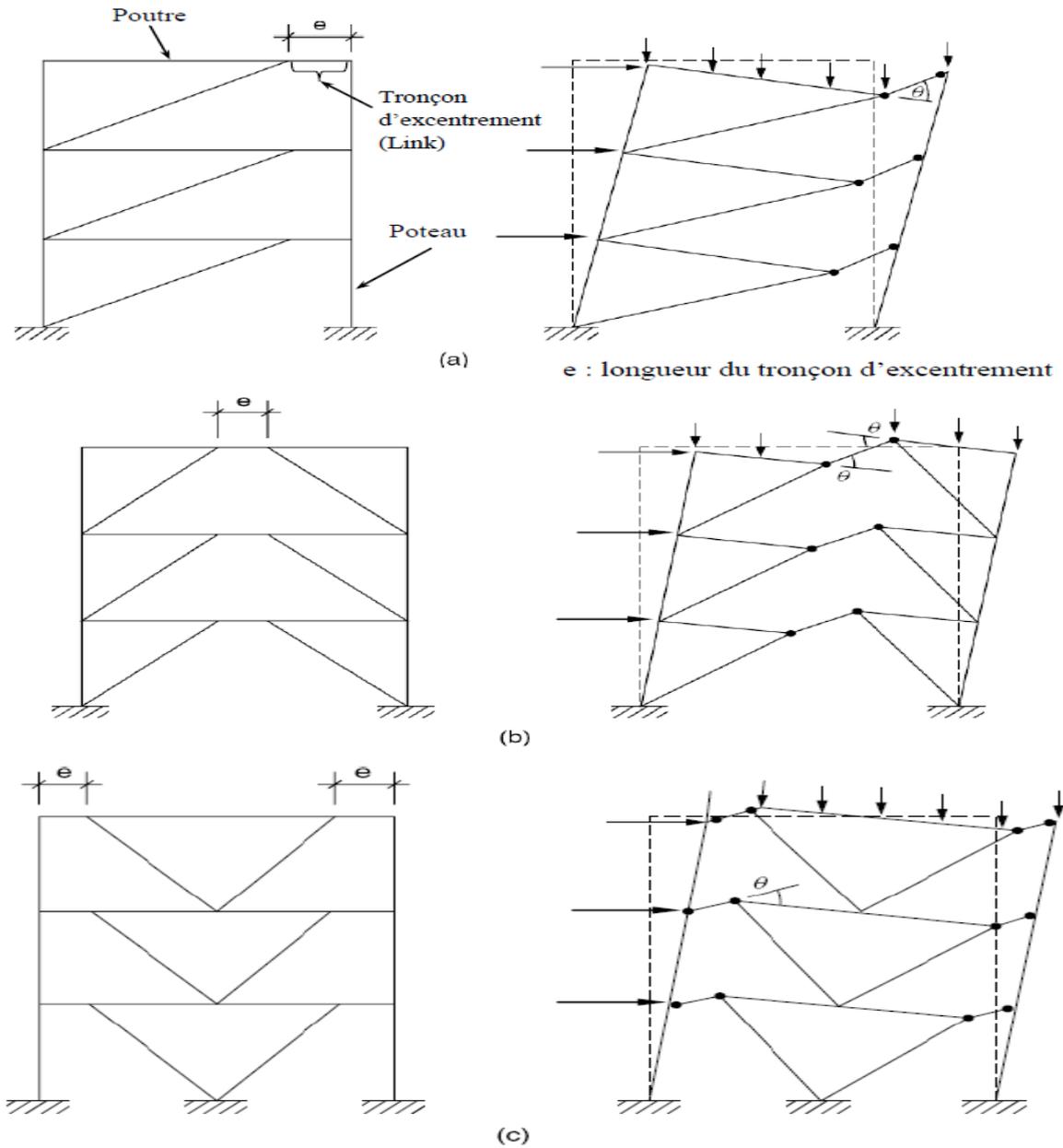


Figure 2.22 : Mécanisme plastique des structures avec triangulations à barres excentrées [85]

### 4.3 Spectre de calcul

Les systèmes structuraux capables de fonctionner dans un domaine plastique permettent de dissiper plus d'énergie associée à une action dynamique sévère qu'un système élastique sans ductilité. La capacité de dissipation d'énergie de la structure, peut être prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé ci-après « spectre de calcul » [86]. Cette réduction est réalisée en

introduisant le facteur  $q$ . L'EC8 définit donc des spectres de calcul. Le spectre de calcul  $S_d(T)$  est défini par les expressions suivantes :

$$\text{Pour } 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.2)$$

$$\text{Pour } T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2.3)$$

$$\text{Pour } T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ 0.2 \cdot a_g \end{array} \right. \quad (2.4)$$

$$\text{Pour } T_D \leq T : S_d(T) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \\ 0.2 \cdot a_g \end{array} \right. \quad (2.5)$$

où  $q$  est le facteur de comportement,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  sont des périodes définissant le spectre,  $S$  est le paramètre du sol et  $a_g$  est l'accélération de calcul.

**Tableau 2.3 :** Valeurs des paramètres définissant le spectre [1]

Classes de sol	Pour les zones de sismicité 1 à 4			Pour les zones de sismicité 5		
	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	0.03	0.2	2.5	0.15	0.4	2
B	0.05	0.25	2.5	0.15	0.5	2
C	0.06	0.4	2	0.2	0.6	2
D	0.1	0.6	1.5	0.2	0.8	2

Les périodes  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  définissant le spectre de réponse élastique dépendent de la classe de sol via le paramètre de sol  $S$  et de la zone définissant le risque sismique via l'accélération sismique de calcul  $a_g$ . Les valeurs de ces périodes à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontale et verticale du mouvement sismique, exprimées en secondes, sont données dans le tableau 2.3 [86].

La représentation des différents spectres en fonction de la zone et du type de sol est donnée par les Figures 2.23 et 2.24. Ces spectres correspondent à une valeur d'un facteur  $q = 2.0$ .

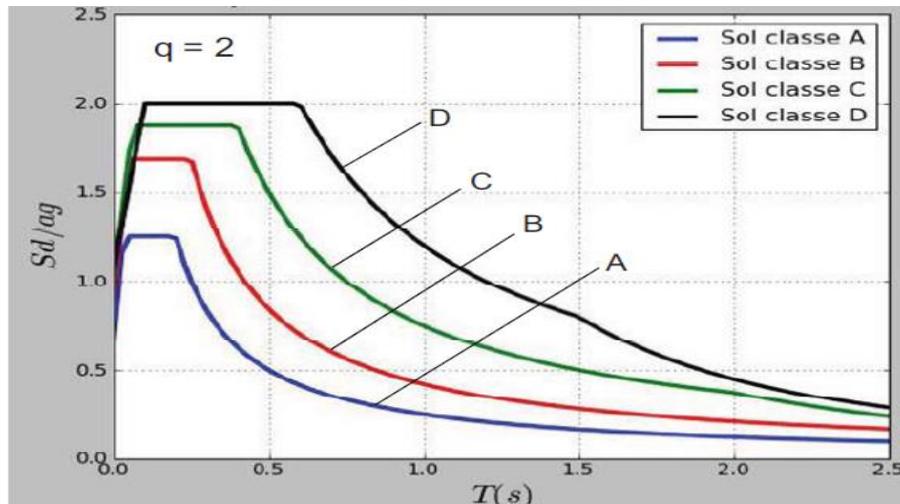


Figure 2.23 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 1 à 4 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de facteur  $q = 2$  [86]

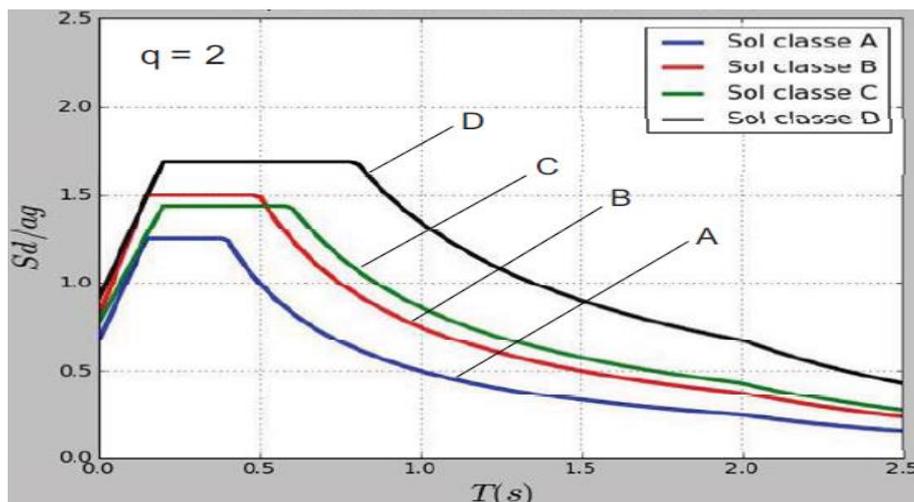


Figure 2.24 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 5 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de facteur  $q = 2$  [86]

## 5. Conclusions

Dans ce chapitre, on a essayé tout d'abord de présenter les différents systèmes de contreventement des structures métalliques (MRFs, CBFs et EBFs), leurs réponses sismiques

(comportement non-linéaire) 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 :

- La réponse non-linéaire des palées de stabilité est affectée par leurs élancements relatifs, cela a été affirmé à la lumière des essais cycliques. Cependant des limites de l'élancement ont été imposées par les règlements parasismiques, bien que l'élancement relatif ne soit pas le seul critère qui influe sur la réponse de ces palées.
- Le facteur  $q$ , tenant compte du comportement dissipatif (ou plastique) des éléments de la structure, en limitant seulement à quelques paramètres spécifiques, par exemple la nature de contreventement de la structure. En réalité, d'après la littérature, ce facteur tient compte de beaucoup d'autres facteurs tels que le type d'assemblage, la géométrie de la structure, la longueur de travée, l'intensité sismique...etc.
- Les déformations inélastiques (plastiques) 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 engendreraient 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.
- L'impact du type d'assemblage des éléments structuraux dans les structures métalliques (poteaux-poutres, base poteaux-fondation...etc.) sur la réponse sismique des structures métalliques a été confirmé par des analyses non-linéaires numériques et des études expérimentales.

Bien que plusieurs travaux de recherches ont été réalisés sur la capacité de dissipation d'énergie sismique (comportement non-linéaire) des structures métalliques, peu de travaux ont porté sur l'influence des caractéristiques structurelles sur le comportement non-linéaire (et facteurs de plasticité) des structures métalliques. Dans notre cas, la présente recherche porte sur le comportement inélastique des structures métalliques avec et sans palées de contreventement et sur l'influence des critères de dimensionnement (dimensionnement en capacité) sur la stabilité globale des structures métalliques.

Plus particulièrement, on souhaite évaluer la performance sismique des structures métalliques dimensionnées selon les prescriptions de l'EC3 et l'EC8. Aussi, en plus d'évaluer le facteur  $q$  de ces structures, il est prévu de déterminer les paramètres qui affectent ce facteur

et d'en évaluer leur importance. De même, il est prévu d'évaluer dans quelle mesure la méthode de dimensionnement en capacité recommandée par le règlement européen EC8 pourrait influencer la performance des structures métalliques et la valeur du facteur  $q$ . Finalement, le dernier objectif est de pouvoir proposer des critères de dimensionnement pratiques capables de prédire et d'améliorer le comportement des structures métalliques avec et sans contreventement.

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/Version14. Finalement, une présentation et une discussion des résultats des analyses élastiques linéaires seront brièvement résumées.

## **Chapitre 3**

### **Choix et description des structures étudiées**

## Chapitre 3 : Choix et description des structures étudiées

### 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 et ceux avec triangulations à barres centrées en forme de X. 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 [87]. 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

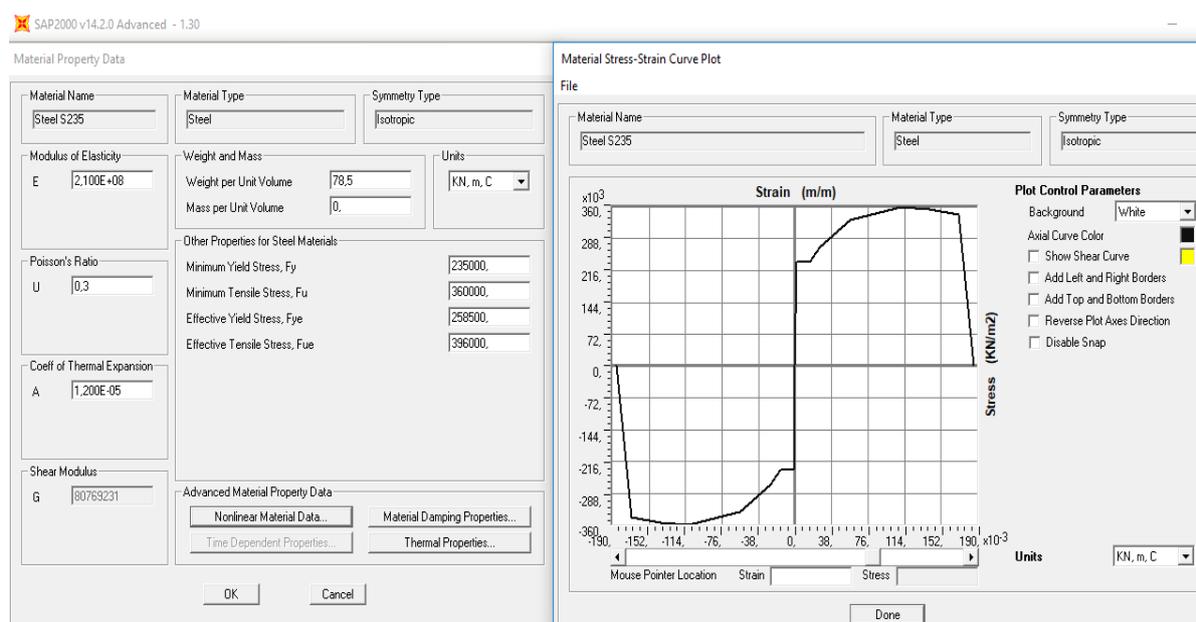
Les structures considérées dans la présente étude sont des structures métalliques en portiques auto-stables et avec triangulations à barres centrées en forme de X (Figures 3.2 à 3.8). Le système de contreventement centré est limité à la travée intermédiaire pour respecter la symétrie et la régularité. Les caractéristiques géométriques de tous les éléments structuraux (poteaux, poutres et palées de stabilités) ont été obtenues par un calcul préliminaire conformément aux dispositions des règles de construction métalliques adoptées selon l'EC3 [84], ainsi que les exigences sismiques préconisées par l'EC8 [1]. 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 ( $f_y = 235$  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) [87]

## 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 » [87] 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 et la vérification pour les structures en acier selon l'EC3.

### 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 [1, 84] ...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, 9 et 12 étages avec 3 et 6 travées de 5m chacune, d'une hauteur de 3m pour chaque étage sont modélisés. Les portiques sont appelés (xEyT) avec x le nombre d'étages et y le nombre de travées. Les huit portiques étudiés (3E3T, 6E3T, 9E3T, 12E3T, 3E6T, 6E6T, 9E6T et 12E6T) sont dimensionnés selon les prescriptions de l'EC3 [84] et l'EC8 [1] 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 d'appuyant sur les références [88, 89]. 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.

#### 2.3.2 Critère de ductilité « poteau fort - poutre faible »

Les éléments structuraux ont été dimensionnés afin de satisfaire les conditions de résistance et de stabilité imposées par les règles de l'EC3 et l'EC8 relatives aux structures métalliques. De nos jours, les codes sismiques suggèrent une méthodologie de conception basée sur le critère de la hiérarchie des éléments, dont le principe général est le « poteau fort-poutre faible ». Cela signifie que les déformations non-linéaires doivent avoir lieu dans les poutres plutôt que dans les poteaux, car les poutres ont une capacité de dissipation d'énergie avantageuse. Cette procédure de conception permet la mise en place d'un mécanisme d'effondrement afin d'optimiser l'exploitation des ressources plastiques du système structurel. Les préconisations données par l'EC8 [1] telles que les dimensions des éléments structuraux (poteaux et poutres) qui doivent vérifier la relation dite « poteau fort – poutre faible » donnée par l'équation 3.1:

$$\sum M_{Rc} = 1.3 \sum M_{Rb} \quad (3.1)$$

Dans cette étude, le critère de dimensionnement « poteau fort-poutre faible » est défini comme un facteur de capacité afin de voir son effet sur le comportement des structures en portiques auto-stables. Pour chaque structure correspondant à un nombre d'étages (3, 6, 9 et 12 étages), trois processus de dimensionnement ont été effectués afin d'obtenir trois valeurs du

facteur de capacité (augmentation des sections des poteaux). Le facteur de capacité, noté  $a_i$ , est défini comme suit :

$$a_i = M_{Rpot,1moy} / M_{Rpout,moy} \quad (3.2)$$

où  $M_{Rpot,1,moy}$  et  $M_{Rpout,moy}$  désignent respectivement la moyenne des moments de résistance plastique des poteaux du premier étage et des poutres de tous les étages.

**Tableau 3.2 :** Types de profilés métalliques utilisés dans les structures en portiques auto-stables de 3 travées

Nombre d'étages :	i	$a_i$	Poteaux : (HEB) & Poutres : (IPE)
3 étages	1	1.30	240-330(1-3)
	2	1.60	260-330(1-3)
	3	1.90	280-330(1-3)
6 étages	1	1.60	280-360(1-4) + 260-330(5-6)
	2	1.97	300-360(1-4) + 280-330(5-6)
	3	2.27	320-360(1-4) + 300-330(5-6)
9 étages	1	2.19	340-360(1) + 340-400(2-5) + 320-360(6-7) + 300-330(8-9)
	2	2.43	360-360(1) + 360-400(2-5) + 340-360(6-7) + 320-330(8-9)
	3	2.93	400-360(1) + 400-400(2-5) + 360-360(6-7) + 340-330(8-9)
12 étages	1	2.60	400-360(1) + 400-400(2-3) + 400-450(4-5) + 360-400(6-7) 340-400(8-9) + 340-360(10) + 340-330(11-12)
	2	3.00	450-360(1) + 450-400(2-3) + 450-450(4-5) + 400-450(6-7) 360-400(8-9) + 360-360(10) + 360-330(11-12)
	3	3.63	500-360(1) + 500-400(2-3) + 500-450(4-5) + 450-450(6-7) 400-400(8-9) + 400-360(10-11) + 400-330(12)

Dans le tableau 3.2, on lit comme exemple 240-330 (1-3) = poteaux en HEB240 et poutres en IPE330 (de l'étage 1 à l'étage 3). Les valeurs entre parenthèses indiquent les étages concernés par les poteaux et poutres précisés avant. Les assemblages poteau - poutre et pied de poteau - fondation sont considérés comme rigides.

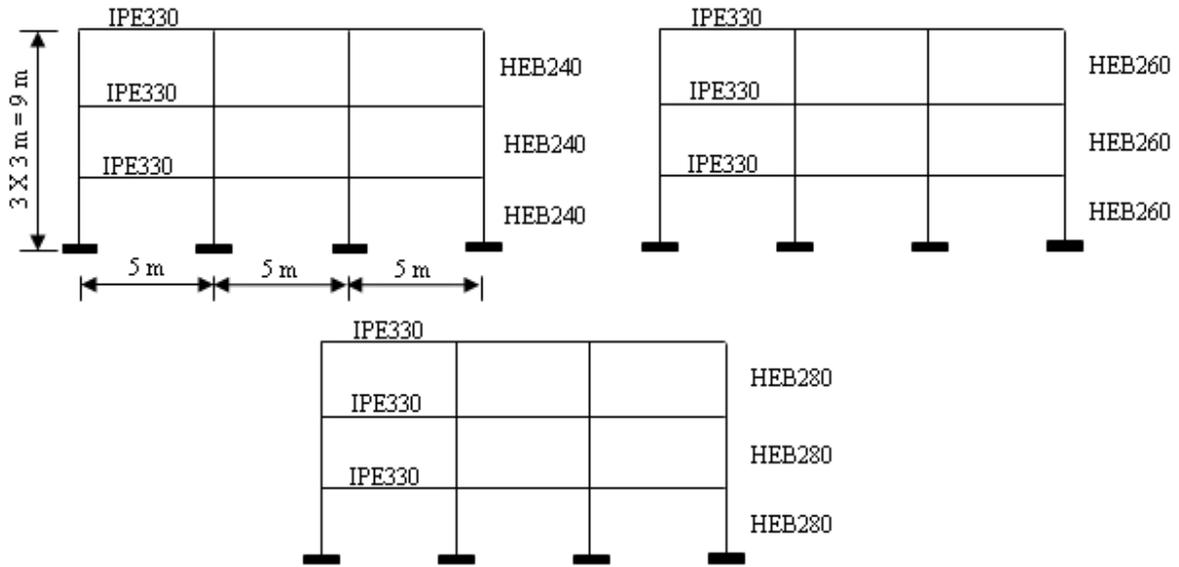


Figure 3.2 : Structures en portiques auto-stables de 3 étages

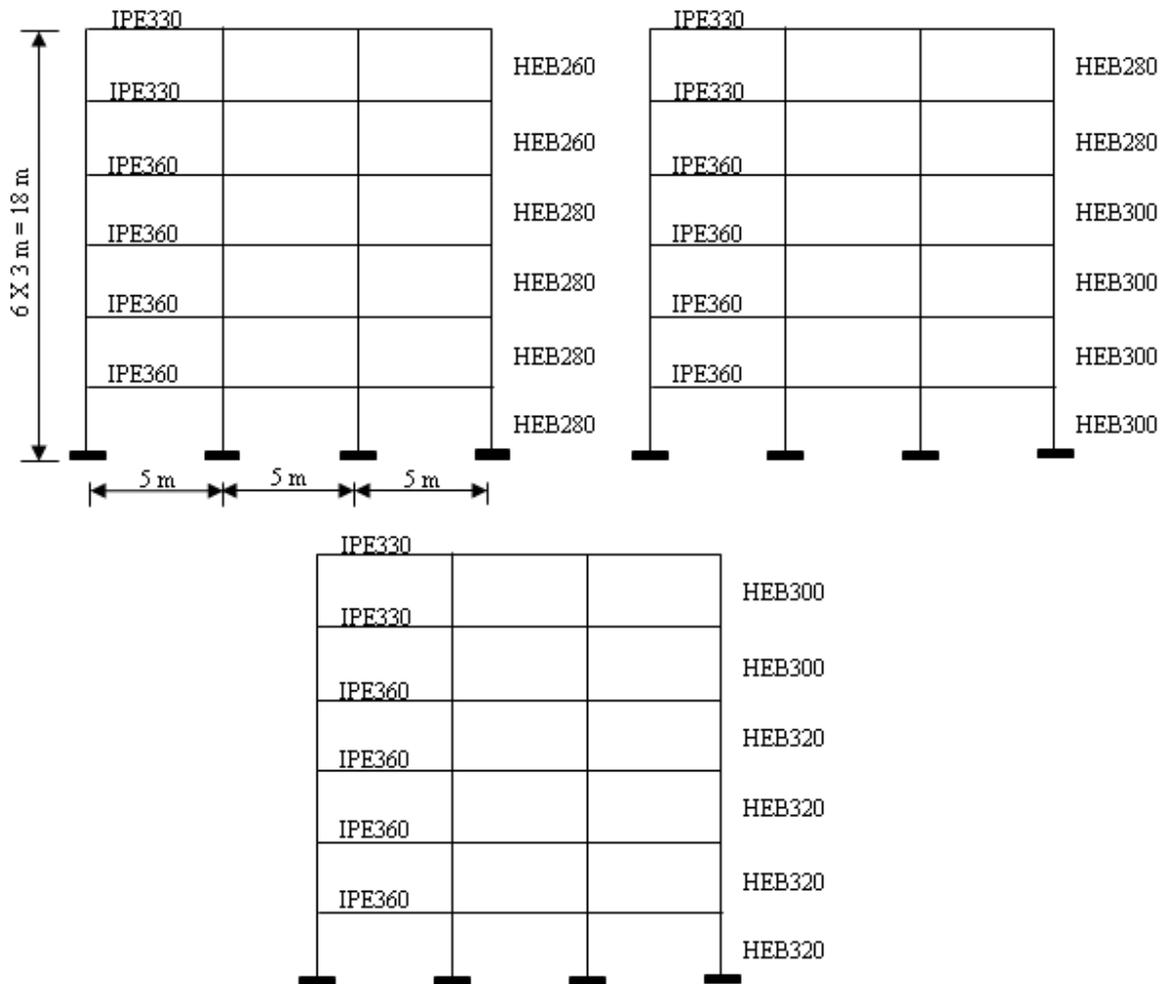


Figure 3.3 : Structures en portiques auto-stables de 6 étages

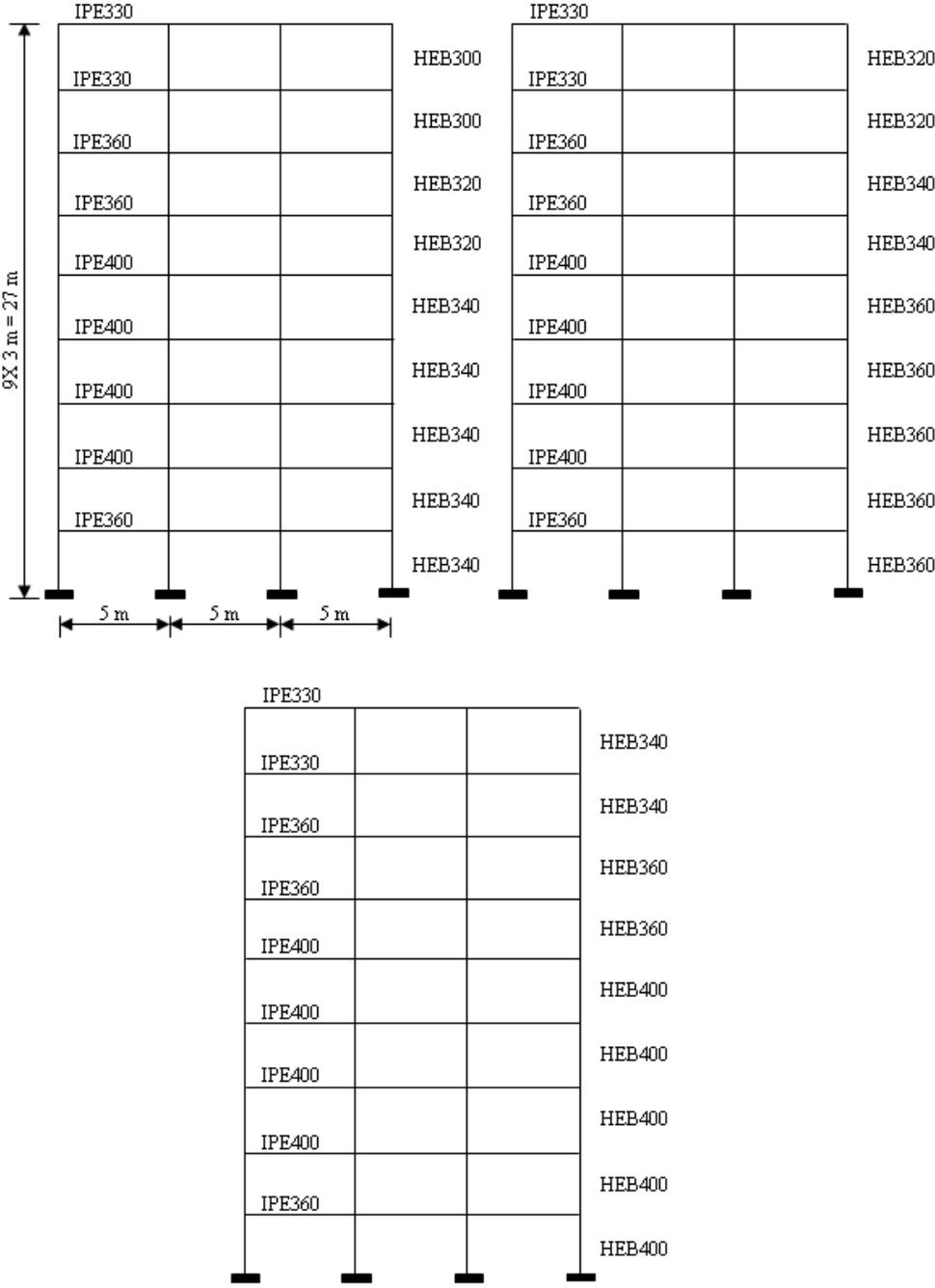


Figure 3.4 : Structures en portiques auto-stables de 9 étages

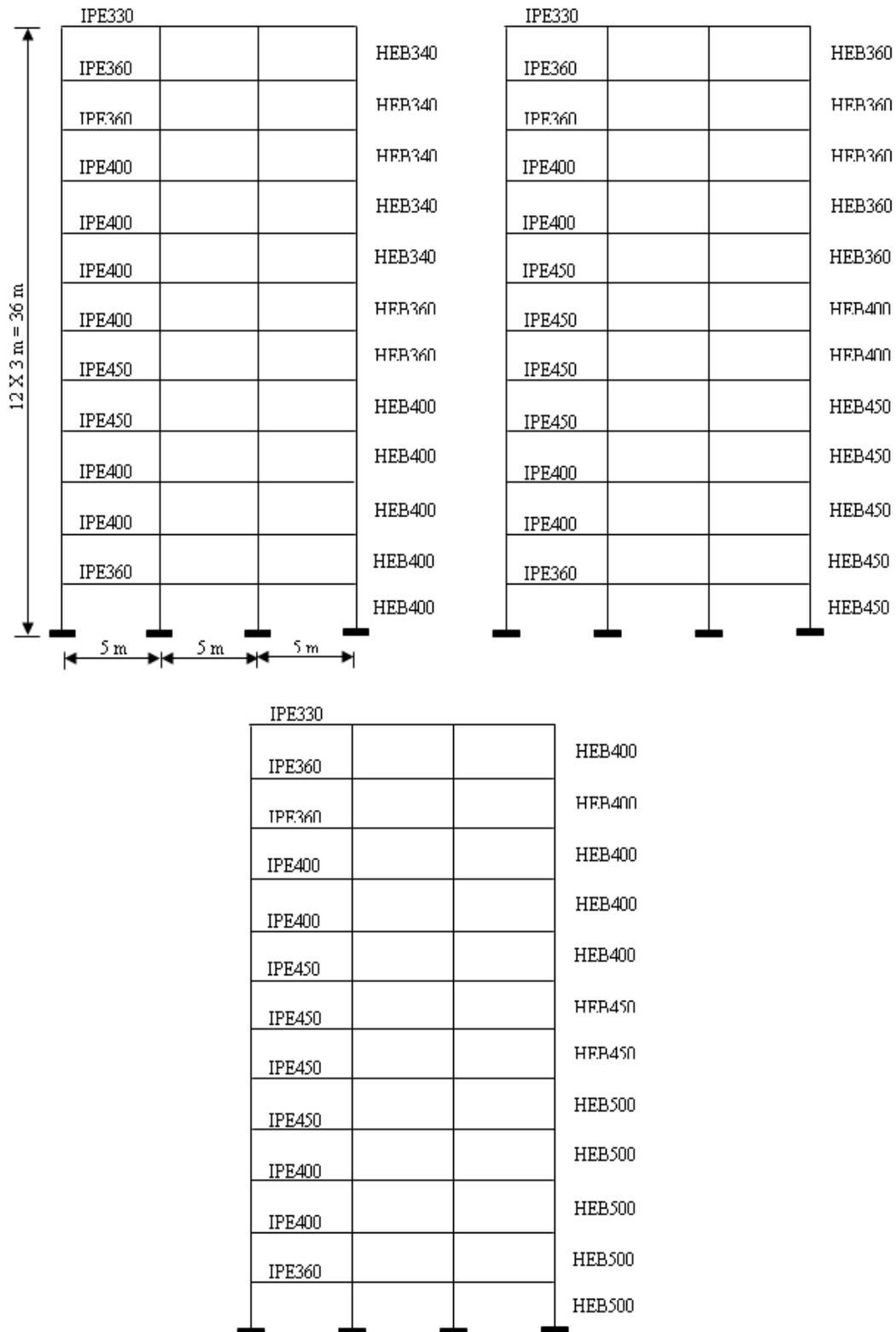


Figure 3.5 : Structures en portiques auto-stables de 12 étages

### 2.3.3 Analyse élastique linéaire

L'étude des structures de bâtiments en zones sismiques s'effectue habituellement par les deux méthodes linéaires simplifiées, à savoir la méthode statique équivalente et l'analyse modale spectrale, qui reposent sur le principe du calcul de la force sismique [90].

- **Méthode d'analyse statique équivalente**

La méthode statique équivalente est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers faiblement et moyennement élevés [91, 92].

- **Méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale est basée sur les modes de vibration libre du système examiné, dont l'objectif est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de dimensionnement [91, 92].

- **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 [85].

Les résultats de l'analyse numérique des structures métalliques en portiques auto-stables sont présentés dans cette section. Les périodes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont données dans le Tableau 3.3. L'effort tranchant à la base de conception «  $V_d$  », le poids total et le rapport effort tranchant / poids de chaque structure étudiée sont présentés dans le Tableau 3.4. L'analyse des caractéristiques dynamiques des structures étudiées nous permet de faire les commentaires suivants :

- Pour tous les cas étudiés (structures en portiques auto-stables), les structures ont une participation massique de plus de 90% pour le premier mode propre de vibration ;
- Pour les structures de grande hauteur (12 étages), les périodes sont plus importantes et arrivent à 1.90s pour le premier mode de vibration ce qui confirme le caractère souple de la structure.
- Pour les structures de 3 étages, le pourcentage de la participation massique est élevé (100%) avec une faible période de vibration ( $T_1=0.65s$ ) ce qui indique le caractère rigide de la structure.
- Pour les structures de moyenne hauteur (6 et 9 étages), le pourcentage de la participation massique se situe entre 94 et 96% avec une période de vibration du premier mode qui se situe entre 1.22 et 1.55s.

**Tableau 3.3 :** Caractéristiques dynamiques des structures en portiques auto-stables de 3 travées

Nombre d'étages :	i	$a_i$	Périodes propres			Modes propres de vibration			
			$T_{mode1}$ (s)	$T_{mode2}$ (s)	$T_{mode3}$ (s)	$\alpha_{mode1}$	$\alpha_{mode2}$	$\alpha_{mode3}$	$\Sigma\alpha$ (%)
3 étages	1	1.30	0.73	0.23	0.13	0.86	0.11	0.03	100
	2	1.60	0.69	0.21	0.12	0.85	0.11	0.03	99
	3	1.90	0.65	0.19	0.11	0.84	0.12	0.03	99
6 étages	1	1.60	1.22	0.41	0.23	0.81	0.11	0.04	96
	2	1.97	1.17	0.38	0.21	0.81	0.11	0.04	96
	3	2.27	1.13	0.37	0.20	0.80	0.11	0.05	96
9 étages	1	2.19	1.55	0.54	0.30	0.80	0.11	0.04	95
	2	2.43	1.52	0.53	0.29	0.80	0.11	0.04	95
	3	2.93	1.46	0.51	0.28	0.79	0.11	0.04	94
12 étages	1	2.60	1.90	0.66	0.38	0.79	0.11	0.03	93
	2	3.00	1.78	0.63	0.35	0.79	0.11	0.03	93
	3	3.63	1.72	0.60	0.33	0.79	0.10	0.04	93

**Tableau 3.4 :** Poids et effort tranchant à la base de conception des structures en portiques de 3 travées

Nombre d'étages :	i	ai	V <sub>d</sub> (kN)	W (kN)	V <sub>d</sub> /W
3 étages	1	1.30	200.43	1285.11	0.156
	2	1.60	212.27	1288.05	0.164
	3	1.90	225.96	1291.00	0.175
6 étages	1	1.60	285.21	2590.62	0.110
	2	1.97	296.67	2598.47	0.114
	3	2.27	308.12	2605.73	0.118
9 étages	1	2.19	338.87	3924.78	0.086
	2	2.43	345.96	3932.63	0.088
	3	2.93	361.45	3944.21	0.091
12 étages	1	2.60	370.85	5264.83	0.070
	2	3.00	397.01	5284.45	0.075
	3	3.63	412.75	5306.82	0.077

## 2.4 Structures avec triangulations à barres centrées en forme de X

### 2.4.1 Description des structures

Un groupe des structures métalliques contreventées par des palées triangulées en forme de X de 3, 6 et 9 étages avec 3 travées de 6m chacune, d'une hauteur de 3m pour chaque étage sont modélisés. Ces structures sont dimensionnées selon les prescriptions de l'EC3 et l'EC8 avec une accélération maximale de sol égale à 0.35g et de classe B. L'acier a une limite d'élasticité égale à 235MPa. La charge gravitaire est de 27,5kN/m (charge permanente + exploitation) [88, 93]. Les caractéristiques géométriques des éléments structuraux des structures analysées sont définies dans le Tableau 3.5 et les Figures 3.6 à 3.8 indiqués ci-dessous.

### 2.4.2 Elancement relatif des diagonales de contreventement $\lambda$

Afin d'évaluer dans quelle mesure la méthode de dimensionnement en capacité recommandée par le règlement européen EC8 pourrait influencer la performance des structures métalliques avec triangulation à barres centrées en forme de X, pour chaque structure considérée correspondant à un nombre d'étages (3, 6 et 9 étages), trois processus de dimensionnement ont été effectués afin d'obtenir trois valeurs distinctes (1.93, 1.56 et 1.30) du rapport d'élancement relatif des diagonales de contreventement (augmentation des sections des diagonales). L'élancement relatif des diagonales de contreventement,  $\lambda_i$ , est défini comme suit :

$$\lambda_i = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.3)$$

où :  $l$  est la longueur de flambement,  $r$  est le rayon de giration,  $f_y$  est la limite élastique et  $E$  est le module de d'élasticité. Le paramètre  $\lambda_i$  varie le long de la hauteur de la structure et, par conséquent, sa valeur nominale a été calculée pour l'étage le plus proche de la mi-hauteur de la structure.

**Tableau 3.5 :** Caractéristiques propres des structures à barres centrées en forme de X

Nombre d'étages :	i	$\lambda_i$	Poteaux : (HEB) (N° d'étages)	Diagonales : (Tube) (N° d'étages)
3 étages	1	1.93	220 (1-3)	127X4 (1) + 108X3.6 (2) + 101.6X3.6 (3)
	2	1.56	240 (1-3)	152.4X4 (1) + 133X4 (2) + 127X4 (3)
	3	1.30	260 (1-3)	193.7X4.5 (1) + 159X4 (2) + 139.7X4 (3)
6 étages	1	1.93	240 (1-2) + 220 (3-4) + 200 (5-6)	127X4 (1-3) + 108X3.6 (4) + 101.6X3.6 (5) + 82.5X3.2 (6)
	2	1.56	260 (1-2) + 240 (3-4) + 220 (5-6)	152.4X4 (1-2) + 139.7X4 (3) + 133X4 (4) + 127X4(5) + 101.6X3.6 (6)
	3	1.30	280 (1-2) + 260 (3-4) + 240 (5-6)	193.7X4.5 (1-2) + 168.3X4 (3) + 159X4 (4) + 139.7X4(5) + 127X4 (6)
9 étages	1	1.93	260 (1-3) + 240 (4-6) + 220 (7-9)	127X4 (1-4) + 108X3.6 (5-6) + 101.6X3.6 (7) + 88.9X3.2 (8) + 76.1X3.2 (9)
	2	1.56	280 (1-3) + 260 (4-6) + 240 (7-9)	152.4X4 (1-3) + 139.7X4 (4) + 133X4 (5) + 127X4 (6-7) + 108X3.6 (8) + 88.9X3.2 (9)
	3	1.30	320 (1-3) + 300 (4-6) + 280 (7-9)	193.7X4.5 (1-4) + 159X4 (5) + 152.4X4 (6) + 139.7X4 (7) + 127X4 (8) + 108X3.6 (9)

Dans le tableau 3.5, à titre d'exemple, l'appellation 220 (1-3) correspond à un HEB220 (du 1<sup>er</sup> au 3<sup>eme</sup> étage). Dans la colonne des diagonales de contreventement, 127X4 (1) correspond à un tube circulaire de diamètre extérieur égal à 127 mm avec une épaisseur de paroi de 4 mm sur l'étage 1 (1). Toutes les poutres sont constituées d'un IPE300. Les assemblages entre poteaux et poutres et en pied de poteau sont considérés comme articulés.

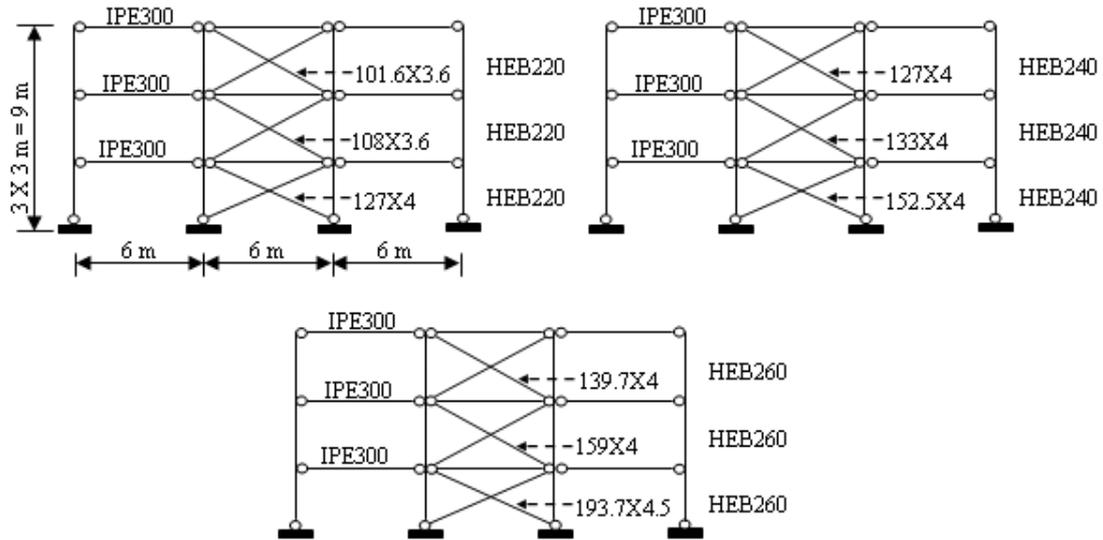


Figure 3.6 : Structures avec triangulation à barres centrées en forme de X de 3 étages

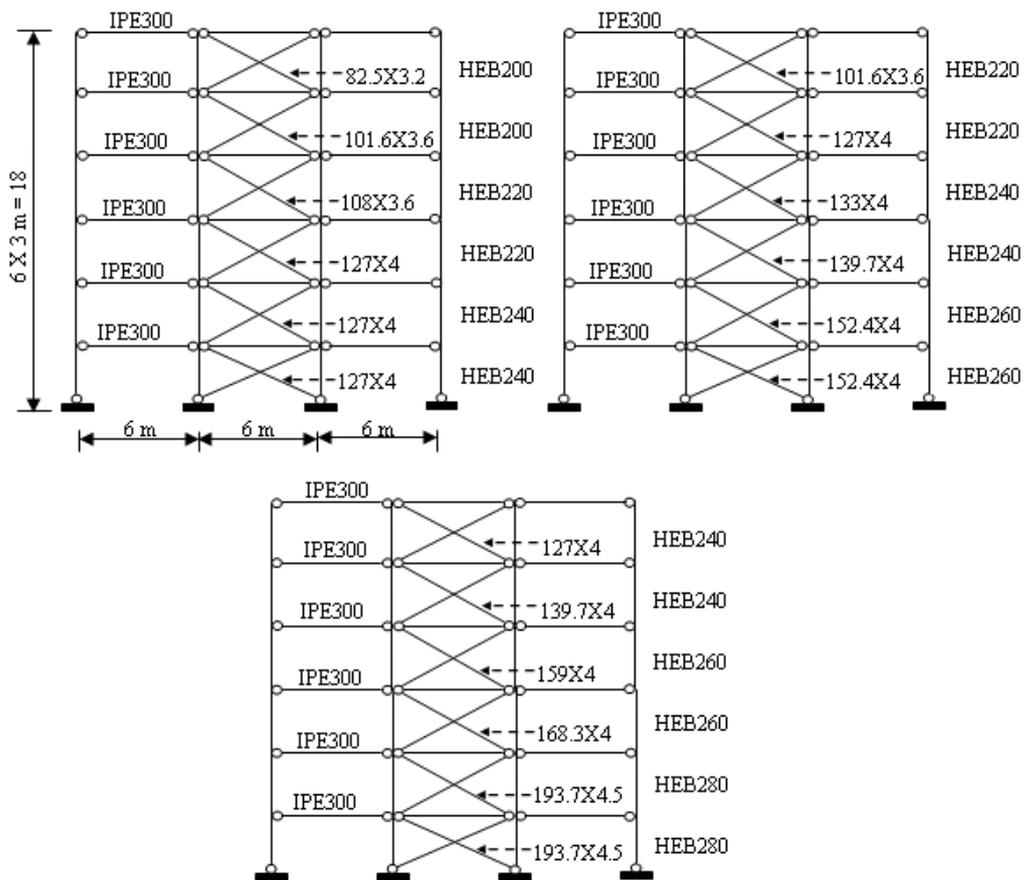


Figure 3.7 : Structures avec triangulation à barres centrées en forme de X de 6 étages

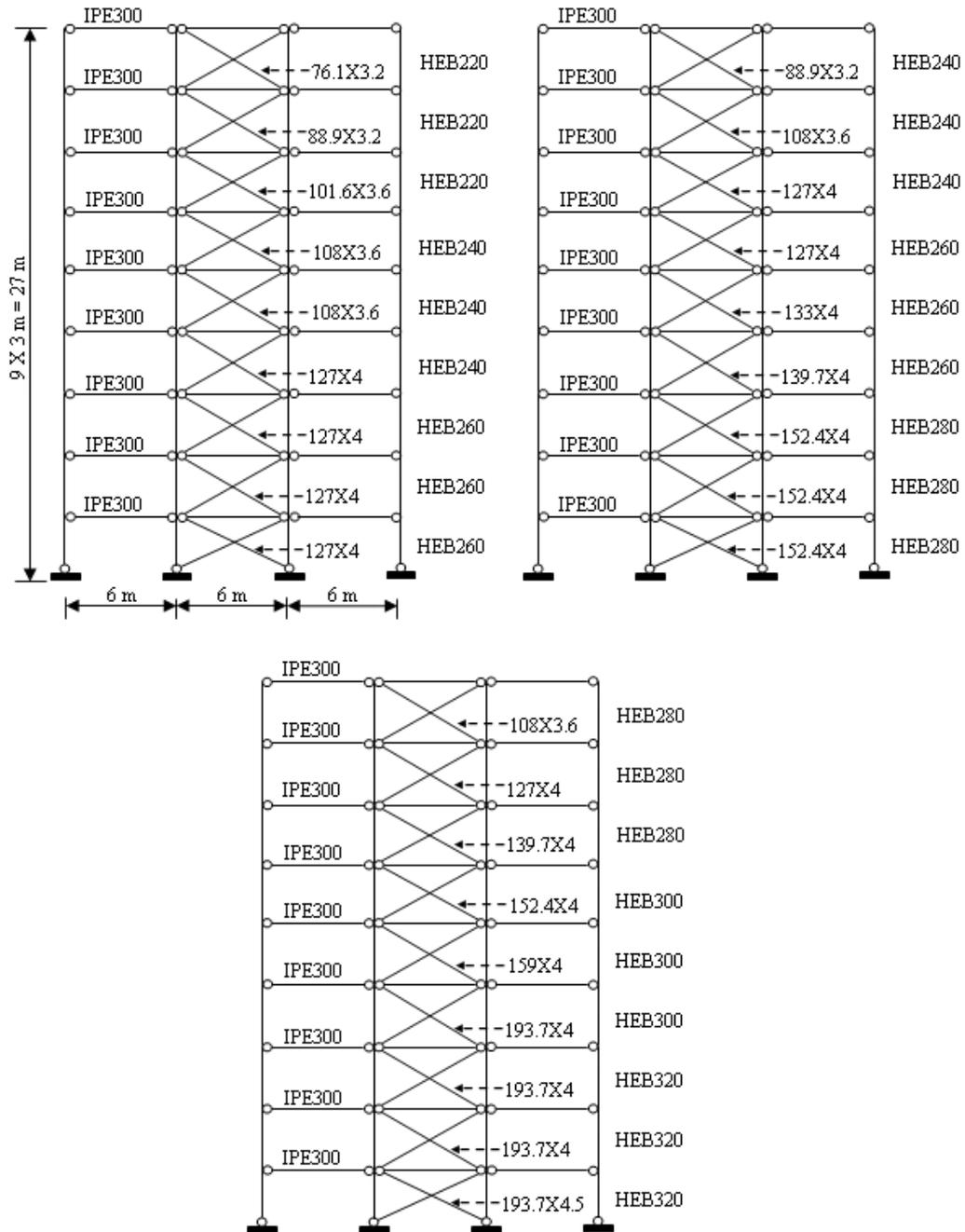


Figure 3.8 : Structures avec triangulation à barres centrées en forme de X de 9 étages

### 2.4.3 Analyse élastique linéaire

#### • Résultat de l'analyse élastique linéaire

Les résultats de l'analyse numérique des structures avec triangulations à barres centrées en forme de X sont présentés dans cette section. Les périodes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont données dans le Tableau 3.6. L'effort tranchant à la base de conception «  $V_d$  », le poids total et le rapport effort tranchant / poids de chaque structure étudiée sont présentés dans le Tableau 3.7. L'analyse des caractéristiques dynamiques des structures nous permet de dire ce qui suit :

- Pour tous les cas étudiés, il est à remarquer qu'on a une bonne disposition des contreventements car le pourcentage de participation massique est élevé (de 96 à 99%).
- Pour toutes les structures (3, 6 et 9 étages), l'élanement relatif des palées de stabilité a une influence remarquable sur la période de vibration de la structure, tandis que le même paramètre a un effet relativement modeste sur le pourcentage de participation massique.
- Pour les structures de 3 étages, le pourcentage de participation massique est élevé (99%) avec une faible période de vibration ( $T_1=0.32s$ ) ce qui confirme que la structure est plutôt rigide.

**Tableau 3.6 :** Caractéristiques dynamiques des structures à barres centrées en forme de X

Nombre d'étages :	i	$\lambda_i$	Périodes propres			Modes propres de vibration			
			$T_{mode1}$ (s)	$T_{mode2}$ (s)	$T_{mode3}$ (s)	$\alpha_{mode1}$	$\alpha_{mode2}$	$\alpha_{mode3}$	$\sum\alpha$ (%)
3 étages	1	1.93	0.41	0.14	0.09	0.86	0.11	0.02	99
	2	1.56	0.36	0.13	0.08	0.87	0.10	0.02	99
	3	1.30	0.32	0.11	0.07	0.85	0.12	0.02	99
6 étages	1	1.93	0.83	0.28	0.16	0.78	0.15	0.03	96
	2	1.56	0.75	0.25	0.14	0.78	0.15	0.03	96
	3	1.30	0.68	0.22	0.12	0.77	0.15	0.04	96
9 étages	1	1.93	1.37	0.44	0.24	0.75	0.17	0.04	96
	2	1.56	1.24	0.40	0.22	0.75	0.17	0.04	96
	3	1.30	1.10	0.34	0.19	0.75	0.17	0.04	96

**Tableau 3.7 :** Poids et effort tranchant à la base de conception des structures à barres centrées en forme de X

Nombre d'étages :	i	$\lambda_i$	$V_d$ (kN)	W (kN)	$V_d/W$
3 étages	1	1.93	348.66	1532.91	0.22
	2	1.56	356.25	1537.62	0.23
	3	1.30	347.52	1541.34	0.23
6 étages	1	1.93	400.00	3070.92	0.13
	2	1.56	440.31	3079.95	0.14
	3	1.30	489.31	3089.37	0.16
9 étages	1	1.93	360.00	4619.92	0.08
	2	1.56	422.78	4633.56	0.09
	3	1.30	471.16	4660.73	0.10

### 3. Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté les structures considérées dans cette étude, la méthode utilisée dans le dimensionnement, ainsi que la modélisation et l'analyse élastique linéaire de ces structures par le logiciel d'éléments finis SAP2000. Les résultats obtenus des analyses élastiques linéaires (caractéristiques dynamiques : périodes propres et modes propres de vibration, pourcentage de participation massique et effort tranchant à la base de conception...etc.) serviront comme une base de données pour une meilleure compréhension du comportement sismique et faire une description détaillée des structures étudiées.

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 les critères de dimensionnement en capacité (poteau fort et poutre faible pour les structures en portiques et l'élanement relatif des diagonales de contreventement pour les structures avec triangulation à barres centrées en forme de X), la hauteur (nombre d'étages) et la longueur (nombre de travées) de la structure, la forme de la charge latérale, l'effet de l'instabilité locale des éléments structuraux sur la réponse non-linéaire et les facteurs de plasticité (résistance de réserve  $R_s$ , ductilité  $R_\mu$  et comportement  $q$ ).

## **Chapitre 4**

**Application de la méthode statique non linéaire**

**"Push-over"**

## Chapitre 4 : Application de la méthode statique non linéaire "Push-over"

### 1. Introduction

Le comportement non-linéaire des structures de bâtiments en charpentes métalliques peut être étudié grâce au logiciel SAP2000 à travers la méthode statique non-linéaire « Push-over » en vue d'acquérir une meilleure compréhension de ses mécanismes de ruine et d'obtenir les paramètres de contrôle comme la déformation qui est directement liée au phénomène d'instabilité des éléments structuraux. Le présent chapitre est consacré dans un premier temps à la présentation et la description de la méthode d'analyse statique non-linéaire. Dans un deuxième temps, la modélisation des éléments structuraux de l'ossature (poteaux, poutres et palées de stabilités) est présentée. Finalement, les modèles numériques sont validés par des résultats trouvés dans la littérature.

### 2. Exposé sur la méthode Push-over

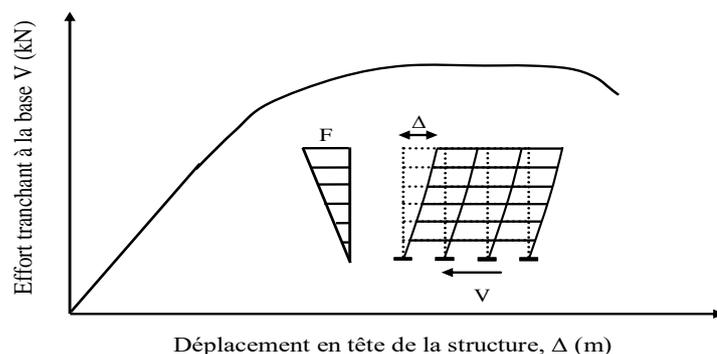
Dans le cadre de la protection des structures vis-à-vis du risque sismique, la modélisation par la méthode aux Eléments Finis fournit un outil puissant d'évaluation de la performance structurelle. Néanmoins, malgré les avancées technologiques en termes de ressources informatiques (rapidité des processeurs, capacité de stockage accrue...etc.), la mise en place et la réalisation de calculs dynamiques non-linéaires temporels restent souvent délicates pour les chercheurs [94]. De plus, outre le temps nécessaire à la bonne modélisation, l'analyse et l'interprétation des résultats, le chercheur se heurte à la difficulté du choix d'une excitation temporelle probable [95]. En effet, cette excitation temporelle peut être issue d'un spectre d'accélération réglementaire, avoir été sélectionnée dans une base de données ou bien être générée de façon synthétique à partir d'une modélisation de rupture de faille et de propagation d'ondes dans le sol. Dans tous les cas, la confiance que l'on peut avoir en l'excitation temporelle adoptée est relative et conduit souvent à la sélection d'un certain nombre d'excitations afin de tenter de mieux maîtriser l'aléa externe [94].

Ces difficultés de réalisation d'une analyse dynamique non-linéaire et l'impact du choix d'un panel d'excitations sismiques sur la performance d'une structure plaident pour des approches simplifiées plus familières aux ingénieurs et chercheurs. Ainsi, depuis deux décennies, les méthodes de type statique non-linéaire, communément appelées méthodes (de

l'anglais « Push-over ») ont été développées en cherchant à estimer la capacité de la structure (courbe élasto-plastique ou courbe push-over) à résister au séisme sans avoir recours à une analyse dynamique non-linéaire [96]. Ces méthodes d'analyses sont maintenant bien présentes au sein des codes parasismiques comme l'EC8 [1] ou le FEMA-356 [97]. Malgré leur simplicité conceptuelle par rapport à une approche rigoureuse du problème, il est reconnu que ces méthodologies permettent de bien cerner la capacité et la performance structurelle vis-à-vis d'un séisme donné [98]. Leur principe peut être schématisé de la façon suivante : il s'agit de modéliser la structure par une technique de discrétisation spatiale (principalement la méthode aux éléments finis), tracer une courbe dite de push-over (ou courbe de capacité) qui prend la forme d'un effort tranchant à la base en fonction d'un déplacement au sommet de la structure, et à partir de cette courbe, définir des modèles simplifiés qui permettent d'obtenir le comportement de la structure soumise à une excitation donnée [94].

## 2.1 Définition de la méthode Push-over

L'analyse statique non-linéaire en poussée progressive « Push-over » 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 [99]. 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. Le processus se poursuit soit jusqu'à ce que le déplacement cible soit atteint, soit jusqu'à ce que la structure devienne instable. La courbe représentant l'évolution de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement en tête est alors tracée Cette courbe est définie comme étant la courbe push-over (Figure 4.1).



**Figure 4.1** : Relation effort tranchant à la base - déplacement en tête de la structure

### 2.2 But de l'analyse push-over

Le but de l'analyse Push-over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes des sollicitations et déplacements (déformations) 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. On peut citer les points suivants :

- 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 la 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-étages (ID, de l'anglais « inter-story drift ») qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance et qui peuvent être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

### 2.3 Modes de chargements latéraux

La procédure statique non-linéaire nécessite le développement d'une courbe push-over en appliquant d'abord des charges gravitaires et ensuite des forces latérales monotones croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur. Au moins deux distributions des forces sont à considérer. La première sera choisie parmi les suivantes : distribution fondamentale basée sur le premier mode ; distribution basée sur la force latérale équivalente ; distribution basée sur le carré de la somme des racines carrées. La deuxième distribution est soit une distribution uniforme ou adaptative ; le premier est un modèle uniforme avec des forces latérales qui sont proportionnelles aux masses, le deuxième modèle varie avec un changement du mode propre

de la structure au fur et à mesure qu'elle se plastifie. L'EC8 [1] donne deux distributions verticales des forces latérales :

### 2.3.1 Distribution triangulaire (DT)

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.

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

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 :

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

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).

### 2.3.2 Distribution uniforme (DU)

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 :

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

### 2.3.3 Détermination du chargement latéral pour l'analyse Push-over

En utilisant les formules précédentes (équations 4.2 et 4.3), 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):

#### 2.3.3.1 Structures en portiques auto-stables

Dans cette section, les distributions des forces latérales relatives aux structures en portiques auto-stable (3, 6, 9 et 12 étages) pour les différentes valeurs du facteur de capacité  $a_i$  ( $a_1$ ,  $a_2$  et  $a_3$ ), sont présentées dans les Tableaux 4.1 à 4.4.

**Tableau 4.1 :** Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 3 étages

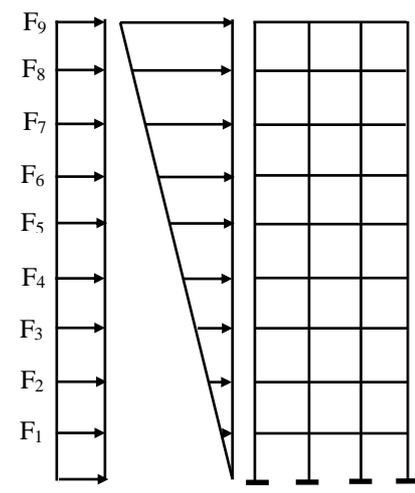
Distribution des charges latérales, structure en portiques de 3 niveaux			
$a_i$			
1.30		1.60	1.90
Distribution triangulaire DT, $F_i$ (kN)	Distribution uniforme, DU	DT	DT
$F_3 = 99.50$	66.20	105.54	112.11
$F_2 = 67.13$	67.00	71.23	75.84
$F_1 = 33.57$	67.00	35.62	37.92

**Tableau 4.2 :** Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 6 étages

$a_i$			
1.60		1.97	2.27
Distribution triangulaire DT, $F_i$ (kN)	Distribution uniforme, DU	DT	DT
$F_6 = 80.22$	46.67	83.79	86.92
$F_5 = 67.74$	47.29	70.85	73.63
$F_4 = 54.41$	47.49	56.94	59.14
$F_3 = 40.87$	47.55	42.78	44.42
$F_2 = 27.24$	47.55	28.52	29.61
$F_1 = 13.62$	47.55	14.26	14.81

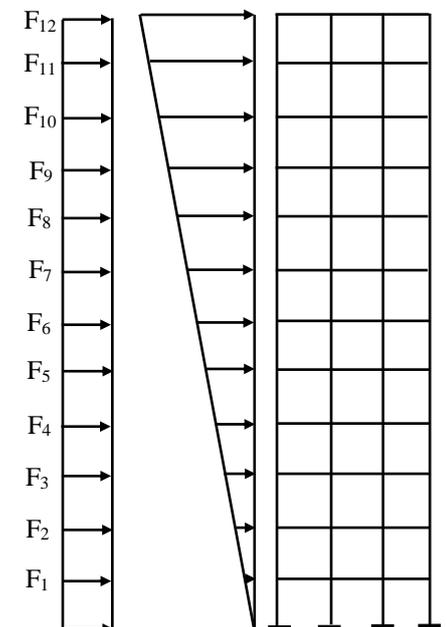
**Tableau 4.3 :** Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 9 étages

a <sub>i</sub>		2.43	2.93
2.19		2.43	2.93
Distribution triangulaire DT, F <sub>i</sub> (kN)	Distribution uniforme, DU	DT	DT
F <sub>9</sub> = 66.55	36.85	67.96	70.88
F <sub>8</sub> = 60.13	37.46	61.49	64.18
F <sub>7</sub> = 52.83	37.61	53.99	56.36
F <sub>6</sub> = 45.35	37.66	46.34	48.38
F <sub>5</sub> = 37.96	37.83	38.78	40.38
F <sub>4</sub> = 30.39	37.87	31.05	32.47
F <sub>3</sub> = 22.79	37.87	23.29	24.35
F <sub>2</sub> = 15.20	37.87	15.52	16.23
F <sub>1</sub> = 07.57	37.57	07.74	08.09



**Tableau 4.4 :** Valeurs du chargement latéral pour les structures en portiques de 12 étages

a <sub>i</sub>		2.43	2.93
2.19		2.43	2.93
Distribution triangulaire DT, F <sub>i</sub> (kN)	Distribution uniforme, DU	DT	DT
F <sub>12</sub> = 55.85	30.15	59.70	61.90
F <sub>11</sub> = 52.15	30.71	55.83	58.86
F <sub>10</sub> = 47.54	30.80	50.89	52.86
F <sub>9</sub> = 42.92	30.89	45.92	47.72
F <sub>8</sub> = 38.15	30.89	40.82	42.42
F <sub>7</sub> = 33.41	30.92	35.92	37.35
F <sub>6</sub> = 28.66	30.95	30.85	32.07
F <sub>5</sub> = 24.03	30.13	25.77	26.79
F <sub>4</sub> = 19.25	31.18	20.66	21.47
F <sub>3</sub> = 14.39	31.07	15.43	16.04
F <sub>2</sub> = 09.59	31.07	10.29	10.69
F <sub>1</sub> = 04.78	30.98	05.13	5.33



### 2.3.3.2 Structures avec palées triangulées en forme de X

Dans cette section, les distributions des forces latérales relatives aux structures avec triangulation à barres centrées en forme de X (3, 6 et 9 étages) pour les différentes valeurs du rapport de l'élancement relatif  $\lambda_i$  ( $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  et  $\lambda_3$ ), sont présentées dans les Tableaux 4.5 à 4.7.

**Tableau 4.5 :** Valeurs du chargement latéral pour les structures avec triangulation à barres centrées de forme en X de 3 étages

$\lambda_i$						
1.93		1.56		1.30		
DT, $F_i$ (kN)	DU	DT	DU	DT	DU	
$F_3 = 173.47$	115.40	173.85	115.67	174.11	115.80	
$F_2 = 116.76$	116.48	117.24	117.01	117.64	117.38	
$F_1 = 58.48$	116.47	58.64	117.05	58.87	117.45	

**Tableau 4.6 :** Valeurs du chargement latéral pour les structures avec triangulation à barres centrées de forme en X de 6 étages

$\lambda_i$						
1.93		1.56		1.30		
DT, $F_i$ (kN)	DU	DT	DU	DT	DU	
$F_6 = 119.34$	69.44	132.25	76.96	146.17	85.04	
$F_5 = 110.26$	69.95	111.31	77.74	123.27	86.06	
$F_4 = 80.33$	70.03	89.26	77.92	98.73	86.16	
$F_3 = 60.36$	70.16	67.04	78.03	74.16	86.29	
$F_2 = 40.30$	70.27	44.75	78.12	49.53	86.45	
$F_1 = 20.18$	70.38	22.41	78.24	24.81	86.62	

**Tableau 4.7** : Valeurs du chargement latéral pour les structures avec triangulation à barres centrées de forme en X de 9 étages

$\lambda_i$					
1.93		1.56		1.30	
DT, $F_i$ (kN)	DU	DT	DU	DT	DU
$F_9 = 89.38$	49.53	98.91	54.83	111.86	61.97
$F_8 = 80.22$	49.97	88.90	55.44	100.81	62.83
$F_7 = 70.22$	49.99	77.90	55.48	88.28	62.88
$F_6 = 60.28$	50.07	66.83	55.57	75.81	63.00
$F_5 = 50.31$	50.14	55.76	55.63	63.27	63.10
$F_4 = 40.26$	50.14	44.62	55.65	50.67	63.17
$F_3 = 30.24$	50.20	33.50	55.72	38.60	63.26
$F_2 = 20.18$	50.26	22.37	55.80	25.40	63.33
$F_1 = 10.09$	50.26	11.19	55.80	12.70	63.33

## 2.4 Modélisation des éléments structuraux

Cette section est consacrée à la modélisation des éléments principaux des structures considérées dans cette thèse (structures en portiques auto-stable et avec triangulation à barres centrées en forme de X), présentés au chapitre 3. Cette modélisation est effectuée en tenant compte du comportement non-linéaire des poteaux, poutres et palées de stabilité des structures en charpente métallique.

### 2.4.1. Poutres et poteaux

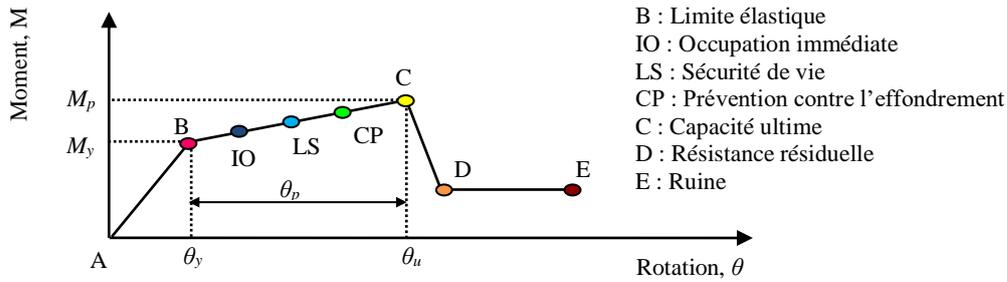
Pour les structures de bâtiments en portiques auto-stables, il a été annoncé précédemment que la ruine de ce type de structure se produit par la formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques aux endroits des sections critiques (poteaux et poutres), ceci engendre une diminution de la rigidité accompagnée à chaque fois d'une redistribution des efforts internes, jusqu'à ce que la structure devienne hypostatique.

La plastification des matériaux et l'instabilité des éléments structuraux sont des facteurs majeurs contrôlant la capacité de résistance ultime d'une structure. Pour les structures de bâtiments, l'analyse non-linéaire peut être généralement classée en deux types principaux : l'approche de plasticité distribuée (« the Distributed Plasticity Method ») et l'approche de la plasticité localisée (« the Lumped Plasticity Method ») [100, 101]. La méthode de plasticité distribuée, également appelée méthode de la zone plastique (« the Plastic Zone Method »),

modélise la diffusion de la plasticité dans toute la structure. Cette procédure consiste à diviser chaque membre de la structure en plusieurs éléments longitudinalement et transversalement. Le contrôle de la contrainte-déformation est ensuite effectué pour toutes les fibres dans l'analyse. D'autre part, l'approche de plasticité localisée (concentrée), également appelée méthode de rotule plastique (« the Plastic Hinge Method »), simule la diffusion de plastification de la section transversale aux extrémités des éléments (poteaux et poutres) [102].

D'une manière générale, l'approche « zone plastique » est plus précise que la méthode de rotule plastique car la relation fondamentale « contrainte-déformation » est explicitement et directement utilisée pour le calcul des moments et des forces. En raison de l'énorme temps de calcul requis, l'approche par zone plastique ne convient qu'aux structures simples. Contrairement à cette approche, une relation équivalente « force-déformation » dérivée de la relation « contrainte-déformation » est adoptée dans l'approche par rotule plastique pour contrôler la plastification de la section transversale aux extrémités des éléments. Afin de réduire le temps de calcul, l'approche de la plasticité localisée en utilisant directement la relation équivalente « force-déformation » est généralement préférée [100].

Dans la présente recherche, 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. 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 caractérisé par un écrouissage de 3%, comme représenté dans la Figure 4.2. Les poteaux sont modélisés en tenant compte de la loi de variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau. Les propriétés des rotules (poteaux et poutres) sont calculées selon le code FEMA-356 [97] par le logiciel d'éléments finis SAP2000/Version 14 (Figure 4.2) [87].



**Figure 4.2 :** Loi force - déplacement non-linéaire utilisée pour les poteaux et poutres des structures étudiées [97]

Les paramètres présentés à la Figure 4.2 sont définis comme suit :

- $\theta_y$  et  $\theta_u$  sont respectivement les rotations limites élastique et ultime de la section;
- $\theta_p$  est la rotation plastique de la section;
- $M_y$  et  $M_p$  sont respectivement les moments élastique et plastique de la section.

**Pour les poutres :** les rotations limites élastiques ( $\theta_y$ ) et les moments limites élastiques ( $M_y$ ) de la section en acier sont calculés comme suit :

$$\theta_y = \frac{w_{el} \cdot f_y \cdot l}{6 \cdot E \cdot I} \quad (4.4)$$

$$M_y = w_{el} \cdot f_y \quad (4.5)$$

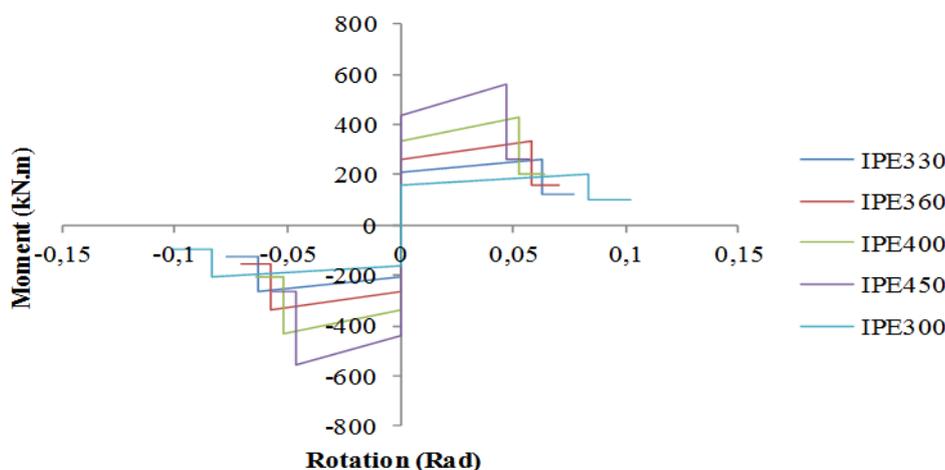
**Tableau 4.8 :** Valeurs caractérisant les courbes moments-rotations des poutres

NP	Moment	Rotation	IPE300		IPE330		IPE360	
			$M_y$ (kN.m)	$\theta_y$ (Rad)	$M_y$	$\theta_y$	$M_y$	$\theta_y$
	$M/M_p$	$\theta/\theta_p$	162.33	0.00925	207.834	0.00701	263.12	0.00642
E	-0.6	-11	-97.40	-0.1018	-124.700	-0.0771	-158.047	-0.0707
D	-0.6	-9	-97.40	-0.0833	-124.700	-0.0631	-158.047	-0.0578
C	-1.27	-9	-206.16	-0.0833	-263.949	-0.0631	-334.53	-0.0578
B	-1	0	-162.33	0	-207.834	0	-263.41	0
A	0	0	0	0	0	0	0	0
B	1	0	162.33	0	207.834	0	263.412	0
C	1.27	9	206.16	0.0833	263.949	0.0631	334.533	0.05782
D	0.6	9	97.40	0.0833	124.700	0.0631	158.047	0.05782
E	0.6	11	97.40	0.1018	124.700	0.0771	158.047	0.07067

Note : dans les tableaux 4.8 et 4.9, NP désigne le niveau de performance.

**Tableau 4.9** : Valeurs caractérisant les courbes moments-rotations des poutres (suite)

NP	Moment $M/M_p$	Rotation $\theta/\theta_p$	IPE400		IPE450	
			$M_y$	$\theta_y$	$M_y$	$\theta_y$
			337.86	0.0058	439.967	0.0517
E	-0.6	-11	-202.716	-0.0638	-263.98	-0.0569
D	-0.6	-9	-202.716	-0.0522	-263.98	-0.0466
C	-1.27	-9	-429.08	-0.0522	-558.76	-0.0466
B	-1	0	-337.86	0	-439.97	0
A	0	0	0	0	0	0
B	1	0	337.86	0	439.967	0
C	1.27	9	429.082	0.05217	558.758	0.04657
D	0.6	9	202.716	0.05217	263.98	0.04657
E	0.6	11	202.716	0.06376	263.98	0.05692



**Figure 4.3** : Courbes moment-rotation des poutres

**Pour les poteaux** : les rotations limites élastique ( $\theta_y$ ) et les moments limites élastiques ( $M_y$ ) de la section en acier sont calculées comme suit :

$$\theta_y = \frac{W_{el} \cdot f_y \cdot l}{6 \cdot E \cdot I} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (4.6)$$

$$M_y = 1.18 \cdot w_{el} \cdot f_y \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \leq w_{el} \cdot f_y \quad (4.7)$$

avec :  $w_{el}$  : module de flexion plastique ;

$f_y$  : limite élastique de l'acier ;

$l$  : longueur de l'élément

$E$  : module d'élasticité ;

$I$  : inertie de l'élément dans le sens de flexion ;

$P$  ( $N$  dans l'Eurocode) : effort normal ;

$P_y$  ( $N_y$ ) =  $A \cdot f_y$  : effort normal à l'état limite élastique

$A$  = section transversale du poteau.

**Tableau 4.10** : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux

Niveaux de performance	HEB220			HEB240			HEB260		
	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$
	213.78	2352.35	0.006	272.20	2740.10	0.006	331.65	3050.30	0.005
E	-128.27	-1411.41	-0.069	-163.32	-1644.06	-0.063	-198.99	-1830.18	-0.058
D	-128.27	-1411.41	-0.057	-163.32	-1644.06	-0.052	-198.99	-1830.18	-0.048
C	-271.50	-2987.48	-0.057	-345.69	-3479.92	-0.052	-421.20	-3873.88	-0.048
B	-213.78	-2352.35	0	-272.20	-2740.10	0	-331.65	-3050.0	0
A	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B	213.78	2352.35	0	272.20	2740.10	0	331.65	3050.30	0
C	271.50	2987.48	0.057	345.69	3479.92	0.052	421.20	3873.88	0.048
D	128.27	1411.41	0.057	163.32	1644.06	0.052	198.99	1830.18	0.048
E	128.27	1411.41	0.069	163.32	1644.06	0.063	198.99	1830.18	0.058

**Tableau 4.11** : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux (suite)

Niveaux de performance	HEB280			HEB300			HEB320		
	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$
	337.86	3386.35	0.005	483.13	3851.65	0.005	555.51	4161.85	0.004
E	-202.71	-2031.81	-0.054	-289.88	-2310.99	-0.050	-333.31	-2497.11	-0.047
D	-202.71	-2031.81	-0.044	-289.88	-2310.99	-0.041	-333.31	-2497.11	-0.039
C	-429.08	-4300.66	-0.044	-613.58	-4891.59	-0.041	-705.50	-5285.55	-0.039
B	-337.86	-3386.35	0	-483.13	-3851.65	0	-555.51	-4161.85	0
A	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B	337.86	3386.35	0	483.13	3851.65	0	555.51	4161.85	0
C	429.08	4300.66	0.044	613.58	4891.59	0.041	705.50	5285.55	0.039
D	202.71	2031.81	0.044	289.88	2310.99	0.041	333.31	2497.11	0.039
E	202.71	2031.81	0.054	289.88	2310.99	0.050	333.31	2497.11	0.047

**Tableau 4.12** : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux (suite)

Niveaux de performance	HEB340			HEB360			HEB400		
	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$
	622.46	4420.35	0.004	693.55	4678.85	0.004	835.472	5118.30	0.003
<b>E</b>	-373.48	-2652.21	-0.044	-416.13	-2807.31	-0.042	-501.283	-3070.98	-0.038
<b>D</b>	-373.48	-2652.21	-0.036	-416.13	-2807.31	-0.034	-501.283	-3070.98	-0.031
<b>C</b>	-790.53	-5613.84	-0.036	-880.81	-5942.14	-0.034	-1061.049	-6500.24	-0.031
<b>B</b>	-622.46	-4420.35	0	-693.55	-4678.85	0	-835.472	-5118.30	0
<b>A</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>B</b>	622.46	4420.35	0	693.55	4678.85	0	835.472	5118.30	0
<b>C</b>	790.53	5613.84	0.036	880.81	5942.14	0.034	1061.049	6500.24	0.031
<b>D</b>	373.48	2652.21	0.036	416.13	2807.31	0.034	501.283	3070.98	0.031
<b>E</b>	373.48	2652.21	0.044	416.13	2807.31	0.042	501.283	3070.98	0.038

**Tableau 4.13** : Valeurs des moments, efforts axiaux et déformations des poteaux (suite)

Niveaux de performance	HEB450			HEB500		
	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$	$M_y$	$P_y$	$\theta_y$
	1029.34	5635.30	0.003	1244.67	6178.15	0.0028
<b>E</b>	-617.60	-3381.18	-0.034	-746.80	-3706.89	-0.03
<b>D</b>	-617.60	-3381.18	-0.028	-746.80	-3706.89	-0.025
<b>C</b>	-1307.27	-7156.83	-0.028	-1580.74	-7846.25	-0.025
<b>B</b>	-1029.34	-5635.30	0	-1244.67	-6178.15	0
<b>A</b>	0	0	0	0	0	0
<b>B</b>	1029.34	5635.30	0	1244.67	6178.15	0
<b>C</b>	1307.27	7156.83	0.028	1580.74	7846.25	0.0249
<b>D</b>	617.60	3381.18	0.028	746.80	3706.89	0.0249
<b>E</b>	617.60	3381.18	0.034	746.80	3706.89	0.0304

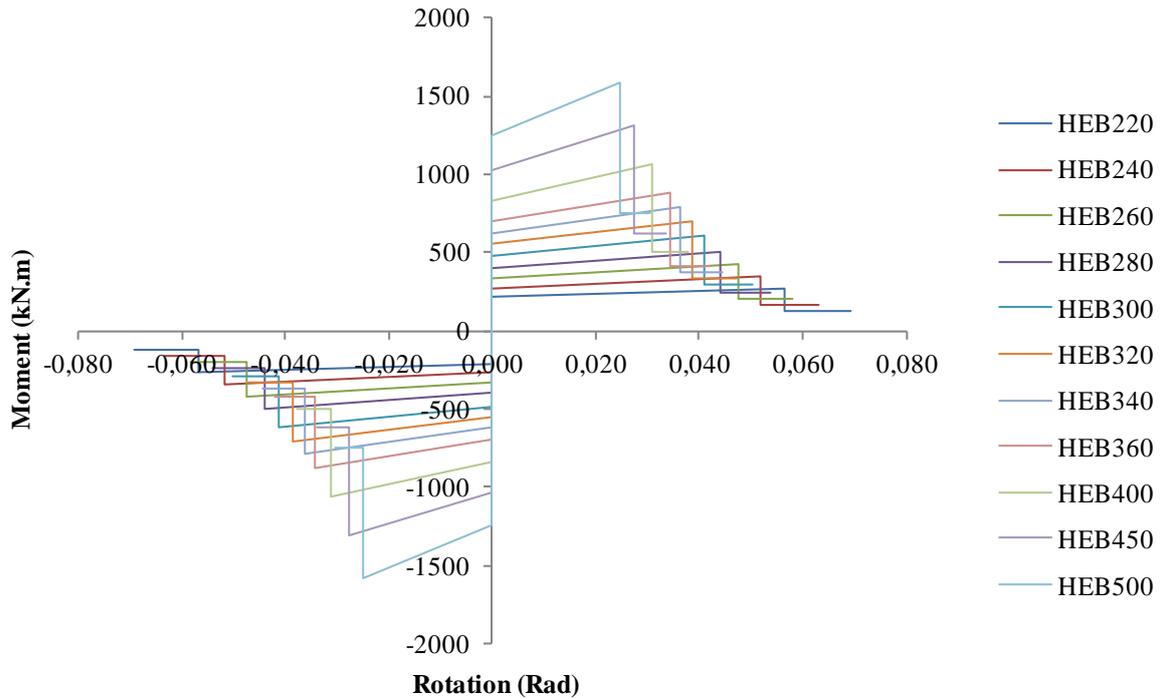


Figure 4.4 : Courbes moment-rotation des poteaux

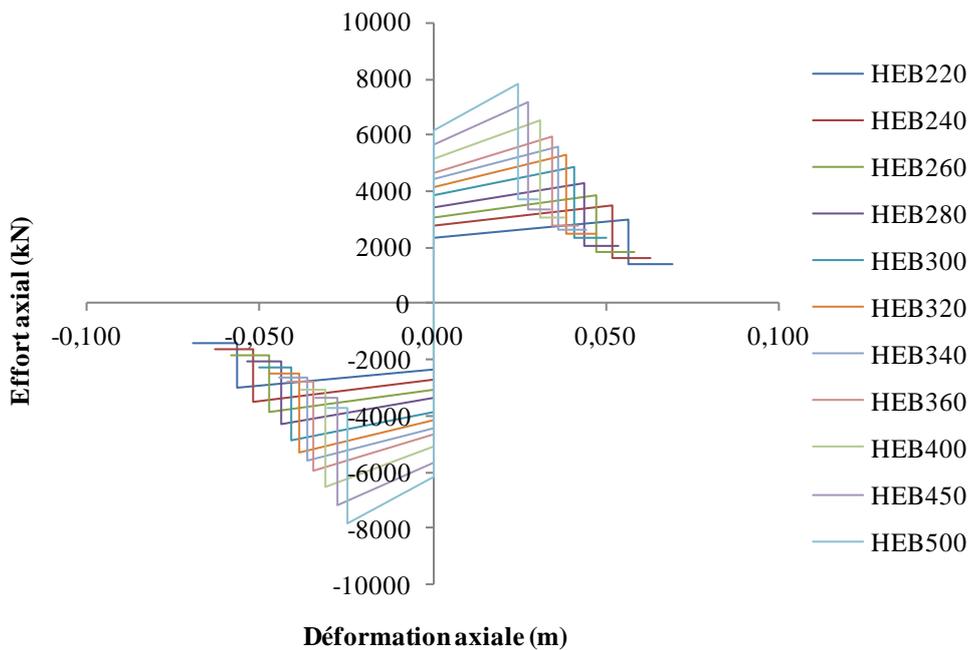


Figure 4.5 : Courbes effort axial-déformation des poteaux

### 2.4.2. Palées de stabilités

Plusieurs études expérimentales ont été réalisées afin d'étudier la réponse cyclique inélastique des éléments de contreventement des structures métalliques avec triangulation à barres centrées [103-110]. Ces études ont montré que les diagonales de contreventement présentent typiquement un comportement hystérétique non symétrique, avec une dégradation de leur résistance à la compression et une augmentation de la déformation en traction.

Pour modéliser le comportement non-linéaire des diagonales de contreventement, les rotules plastiques ont été définies au milieu de chaque diagonale (Figure 4.6) [111, 112]. De plus, l'analyse des structures avec triangulation à barres centrées en forme de X est réalisée en considérant seulement la contribution des diagonales tendues, en supposant que les diagonales comprimées sont déjà flambées et ne fournissent aucune capacité de résistance [42].

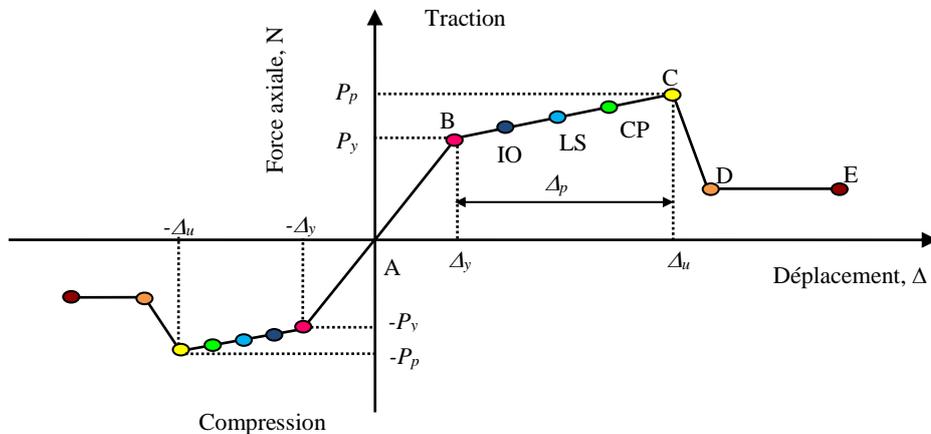
$$P_y = f_y \cdot A \quad (4.8)$$

$$\Delta_y = \frac{P_y \cdot l_{br}}{E \cdot A} \quad (4.9)$$

avec :  $\Delta_y$  est le déplacement axial limite élastique ;

$l_{br}$  : longueur de la diagonale ;

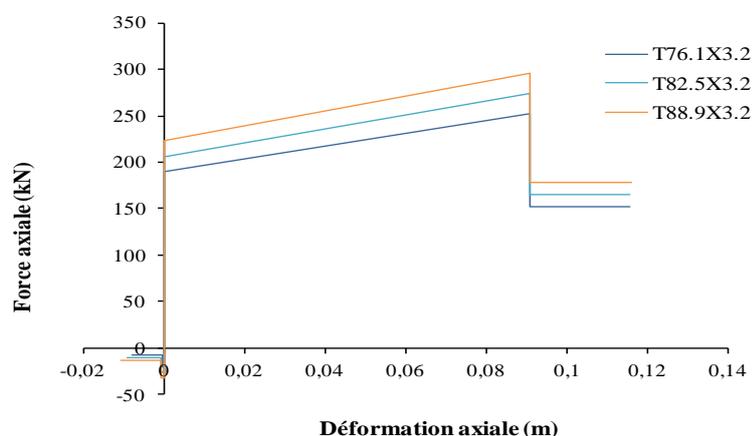
$A$  = section transversale de la diagonale.



**Figure 4.6 :** Loi force - déplacement non-linéaire utilisée pour les palées de stabilité des structures avec triangulation à barres centrées en forme de X [97]

**Tableau 4.14** : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilité

NP	Effort axial $P/P_p$	Déformation $\Delta/\Delta_p$	Tube 76.1X3.2		Tube 82.5X3.2		Tube 88.9X3.2	
			$P_y$ (kN)	$\Delta_y$ (m)	$P_y$	$\Delta_y$	$P_y$	$\Delta_y$
					$P_y = 189.45$	$\Delta_y = 0.0082$	206.07	0.0082
		$-P_y = 19.70$	$-\Delta_y = 0.0008$	25.35	0.0010	31.99	0.0011	
E	-0.4	-9	-7.88	-0.0077	-10.14	-0.009	-12.80	-0.011
D	-0.4	-0.5	-7.88	-0.0004	-10.14	-0.001	-12.80	-0.001
C	-1.015	-0.5	-20.00	-0.0004	-25.74	-0.001	-32.48	-0.001
B	-1	0	-19.70	0	-25.35	0	-32.00	0
A	0	0	0	0	0	0	0	0
B	1	0	189.45	0	206.08	0	222.72	0
C	1.33	11	251.97	0.091	274.08	0.091	296.22	0.091
D	0.8	11	151.56	0.091	164.86	0.091	178.18	0.091
E	0.8	14	151.56	0.116	164.86	0.116	178.18	0.116


**Figure 4.7** : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilité

**Tableau 4.15** : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilité (suite)

NP	Effort axial $P/P_p$	Déformation $\Delta/\Delta_p$	Tube 101.6X3.6		Tube 108X3.6		Tube 127X4	
			$P_y$	$\Delta_y$	$P_y$	$\Delta_y$	$P_y$	$\Delta_y$
					286.41	0.0082	305.28	0.0082
		53.80	0.0015	65.07	0.0017	118.18	0.0024	
E	-0.4	-9	-21.52	-0.014	-26.03	-0.016	-47.27	-0.022
D	-0.4	-0.5	-21.52	-0.001	-26.03	-0.001	-47.27	-0.001
C	-1.015	-0.5	-54.61	-0.001	-66.05	-0.001	-119.95	-0.001
B	-1	0	-53.80	0	-65.07	0	-118.18	0
A	0	0	0	0	0	0	0	0
B	1	0	286.42	0	305.29	0	399.64	0
C	1.33	11	380.94	0.091	406.03	0.091	531.52	0.091
D	0.8	11	229.13	0.091	244.23	0.091	319.71	0.091
E	0.8	14	229.13	0.116	244.23	0.116	319.71	0.116

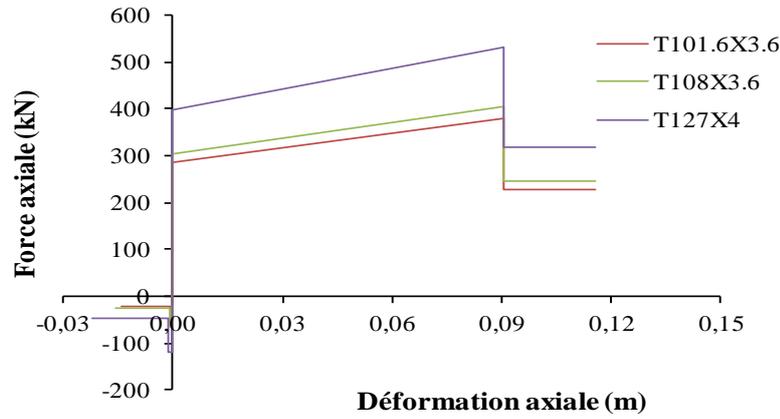


Figure 4.8 : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilité (suite)

Tableau 4.16 : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilité (suite)

NP	Effort axial	Déformation	Tube 133X4		Tube 139.7X4		Tube 152.4X4	
			$P_y$	$\Delta_y$	$P_y$	$\Delta_y$	$P_y$	$\Delta_y$
	$P/P_p$	$\Delta/\Delta_p$						
			419.02	0.0082	440.74	0.0082	482.10	0.0082
			136.32	0.0026	158.70	0.0029	205.47	0.0035
E	-0.4	-9	-54.53	-0.024	-63.48	-0.027	-82.06	-0.032
D	-0.4	-0.5	-54.53	-0.001	-63.48	-0.001	-82.06	-0.002
C	-1.015	-0.5	-138.37	-0.001	-161.08	-0.001	-208.22	-0.002
B	-1	0	-136.33	0	-158.70	0	-205.15	0
A	0	0	0	0	0	0	0	0
B	1	0	419.03	0	440.74	0	482.10	0
C	1.33	11	557.31	0.0908	586.19	0.091	641.20	0.091
D	0.8	11	335.22	0.0908	352.59	0.091	385.68	0.091
E	0.8	14	335.22	0.1156	352.59	0.116	385.68	0.116

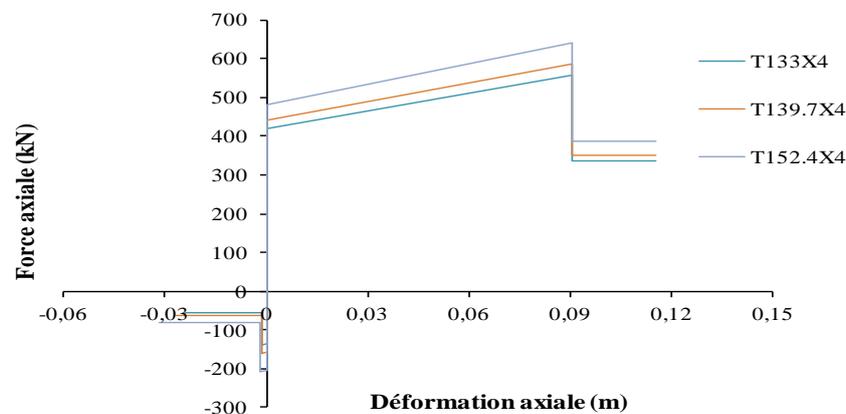
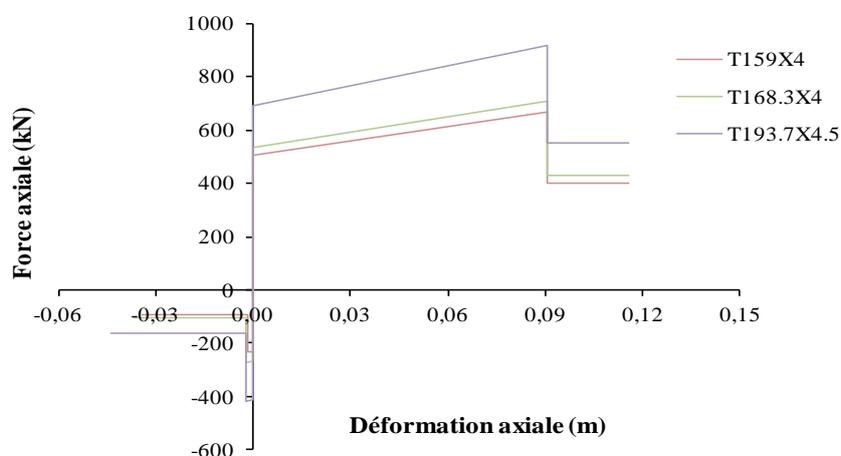


Figure 4.9 : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilité (suite)

**Tableau 4.17** : Valeurs des efforts axiaux-déformations des palées de stabilité (suite)

NP	Effort axial	Déformation	Tube 159X4		Tube 168.3X4		Tube 193.7X4.5	
			$P_y$	$A_y$	$P_y$	$A_y$	$P_y$	$A_y$
	$P/P_p$	$A/A_p$						
			503.55	0.0082	533.80	0.0082	691.48	0.0082
			230.41	0.0037	266.17	0.0041	409.24	0.0048
<b>E</b>	-0.4	-9	-92.16	-0.034	-106.47	-0.037	-163.69	-0.044
<b>D</b>	-0.4	-0.5	-92.16	-0.002	-106.47	-0.002	-163.69	-0.002
<b>C</b>	-1.015	-0.5	-233.87	-0.002	-270.17	-0.002	-415.38	-0.002
<b>B</b>	-1	0	-230.41	0	-266.18	0	-409.24	0
<b>A</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>B</b>	1	0	503.56	0	533.80	0	691.48	0
<b>C</b>	1.33	11	669.73	0.091	709.96	0.0908	919.67	0.0908
<b>D</b>	0.8	11	402.85	0.091	427.04	0.0908	553.19	0.0908
<b>E</b>	0.8	14	402.85	0.116	427.04	0.116	553.19	0.116



**Figure 4.10** : Courbes force axiale - déformation des palées de stabilité (suite)

### 2.4.3. Critères d'acceptation et niveaux de performance (NP) de la structure

Pour différentes amplitudes de l'intensité sismique, il s'ensuit des niveaux de dommages (déformations) dans une structure de bâtiment, de sorte que les éléments du système structurel de cette dernière vont atteindre et dépasser leur limite élastique linéaire. Par conséquent, la structure va subir des dommages sous forme d'instabilités et de ruptures de certains de ses éléments. Et lorsqu'un élément structurel subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa capacité de résistance. Lorsque la réponse d'une structure est dans le

domaine inélastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront.

Dans les analyses menées dans le cadre de la présente étude, trois points présentant trois niveaux de dommages (appelés niveaux de performance structurelle NP) sont définis sur les courbes force-déplacement des Figures 4.2 et 4.6 :

- **Occupation immédiate** : les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.
- **Sécurité de vie** : la structure a subi des dommages importants, qui pourraient induire une perte significative de sa résistance.
- **Prévention contre l'effondrement** : la structure a subi des dommages extrêmes. Et si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut s'effondrer.

### 3. Limites de performance structurelle (LP<sub>1</sub>)

Pour évaluer le facteur de comportement (facteur  $q$ ), un critère de performance structurelle est nécessaire en vue de définir l'état limite ultime de la structure à partir des résultats de modélisation Push-over.

#### 3.1 Structures en portiques auto-stables

Pour les structures en portiques auto-stables, deux critères pour définir la limite de performance structurelle sont utilisés. Le premier est défini par un déplacement inter-étage égal à 3% de la hauteur d'étage (noté LP<sub>1</sub>), et le deuxième est basé sur la capacité ultime de tous les poteaux du rez-de-chaussée de la structure ou lorsque l'effort tranchant à la base de la structure est maximal (noté LP<sub>2</sub>).

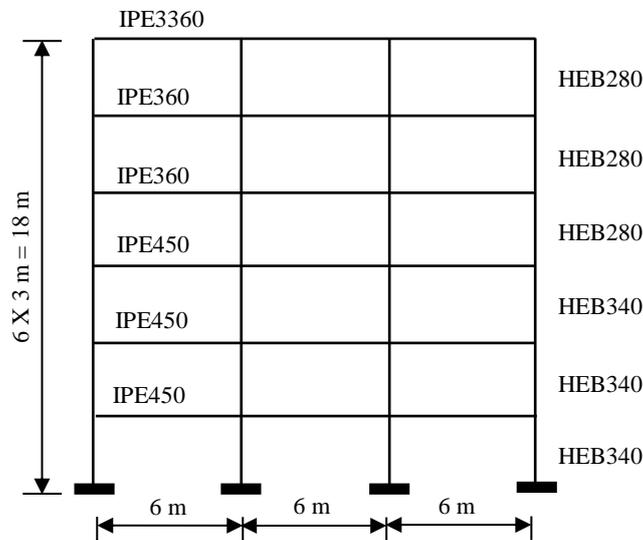
En outre, les poteaux sont, par définition, les éléments de la structure de bâtiment contribuant à la stabilité globale de la structure. L'apparition de rotules plastiques (dommages) dans ces éléments structuraux réduit la capacité de résistance de la structure sous chargement gravitaire et horizontal. Pour cette raison, une limite de performance structurelle (notée LP<sub>3</sub>) liée à la formation de la première rotule plastique (capacité ultime, point C dans la Figure 4.2) dans le poteau est considérée pour voir son effet sur le comportement inélastique global de la structure.

### 3.2 Structures avec palées triangulées en forme de X

Pour les structures avec palées triangulées en forme de X, un seul critère pour définir la limite de la performance structurelle est utilisé. Ce critère lié à la capacité ultime (point C dans la Figure 4.6) de la diagonale tendue au rez-de-chaussée où l'effort tranchant à la base de la structure est maximal.

### 4. Validation de la courbe push-over

Dans cette section, les modèles numériques sont validés par des résultats trouvés dans la littérature. Pour valider le modèle non-linéaire et la courbe push-over dans cette étude, la courbe push-over tracée utilisant le programme DRAIN-2DX d'une structure métallique en portiques étudiée par Karavasilis et al. [113] a été utilisée pour valider la courbe push-over obtenue moyennant l'utilisation du logiciel d'éléments finis SAP2000/Version14.



**Figure 4.11** : Structure considérée pour la validation du modèle numérique

La structure considérée pour la validation de la courbe push-over, comporte 6 étages avec 3 travées de 6m chacune, une hauteur de 3m pour chaque étage (Figure 4.11). L'acier a une limite d'élasticité le «  $f_y$  » égale à 235MPa (S235). Les courbes effort tranchant à la base-déplacement en tête issues de la modélisation numérique en utilisant logiciel d'éléments finis SAP2000 et celle trouvée dans la littérature (utilisant le programme DRAIN-2DX) pour la même structure sont montrées sur la Figure 4.12. La comparaison montre que les deux courbes sont presque identiques.

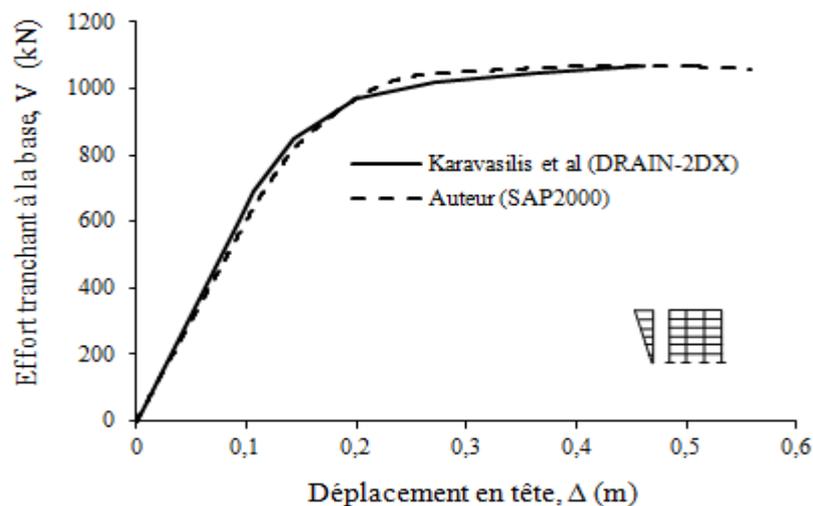


Figure 4.12 : Validation de la courbe push-over

## 5. Conclusion

Dans ce chapitre, dans un premier temps, nous avons présenté la méthode d'analyse statique non-linéaire en poussée progressive « Push-over », ainsi que la modélisation non-linéaire des structures étudiées dans cette thèse. Les lois du comportement (rotules plastiques) des sections des éléments structuraux (poteaux, poutres et diagonales de contreventement) et les deux formes du chargement latéral (DT et DU) des structures étudiées ont été présentées. Dans un deuxième temps, nous avons présenté la validation de la courbe push-over obtenue moyennant l'utilisation du logiciel d'éléments finis SAP2000/Version14. En général, les courbes obtenues dans ce cadre montrent que le modèle numérique employé par ce même logiciel donne des résultats satisfaisants. Cette validation est utile à la vérification des modèles numériques des structures étudiées qui seront analysées dans le cadre de la thèse.

Dans le dernier chapitre (chapitre 5), nous allons procéder à la présentation des résultats des analyses statiques non-linéaires, à savoir les courbes push-over, la distribution des rotules plastiques, les modes de ruine, ... etc. De plus, les facteurs de plasticité (résistance de réserve  $R_s$ , ductilité  $R_u$  et de comportement facteur  $q$ ) 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 respectifs. Parmi ces paramètres il est question du nombre d'étages et de travées, du facteur de capacité (pour les structures en portiques), de l'élanement relatif des diagonales de contreventement (pour les structures avec triangulation à barres centrées en forme de X), de la forme du chargement latéral.

## **Chapitre 5**

### **Analyse et discussions des résultats**

## Chapitre 5 : Analyse et discussions des résultats

### 1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation et à l'interprétation des résultats obtenus à partir des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive « analyse Push-over » effectuées. Les résultats de l'étude sont présentés comme suit :

- On présente d'abord les résultats des analyses Push-over des structures métalliques en portiques auto-stables (3, 6, 9 et 12 étages), relatifs aux paramètres suivants :

- Le facteur de résistance de réserve,  $R_s$ , calculé selon la formulation citée en paragraphe 2.1 (équation 1.7) du chapitre 1;
- Le facteur de ductilité,  $R_\mu$ , calculé selon la formulation citée en paragraphe 2.2.1.3 (équation 1.14 et 1.15) du chapitre 1;
- Le facteur de comportement, facteur  $q$ , produit des deux facteurs précités, c'est-à-dire du facteur de ductilité,  $R_\mu$ , et du facteur de résistance de réserve,  $R_s$ , (équation 1.4 du chapitre 1).

Les facteurs de ductilité et de résistance de réserve, susmentionnés, sont extraits des courbes de capacités (courbes idéalisés) obtenues.

- On présente, ensuite, les résultats des analyses Push-over des structures avec triangulations à barres centrées en forme de X relatifs aux facteurs de comportement et ses composantes ( $R_s$  et  $R_\mu$ ).

L'objectif de ce présent chapitre consiste donc à présenter une étude sur l'estimation de facteur  $q$  et de ses composantes pour des structures de bâtiments en acier à plusieurs étages avec et sans palées triangulées en tenant compte des déformations post-élastiques de leurs éléments structuraux à travers une série d'analyses statiques non-linéaires, et d'effectuer une analyse comparative entre les valeurs du facteur  $q$  calculées par l'analyse statique non-linéaire et celles recommandée par le règlement parasismique européen EC8.

### 2. Structures en portiques auto-stable

Dans cette partie, on va évaluer le facteur  $q$  d'une série de portiques de bâtiments en charpentes métalliques en tenant compte de l'effet de nombre d'étages, nombre de travées,

limites de performance structurelle, forme du chargement latéral (Triangulaire DT et Uniforme UD) et du rapport des rigidités des poteaux/poutres, appelé communément facteur de capacité,  $a_i$ , [88]. L'impact de ce dernier paramètre sur le comportement sismique post-élastique d'une structure en portiques est important vu que la formation totale d'un mécanisme dans ce type de structure ne peut être atteinte que lorsque les rotules plastiques se développent toutes à la base des poteaux et aux extrémités des poutres. C'est ainsi qu'une analyse statique non-linéaire est menée moyennant l'utilisation du logiciel SAP2000/Version14 basé sur les lois du comportement des éléments structuraux du code Américain FEMA-356.

### 2.1 Résultats d'analyses Push-over

Dans cette section, sont présentés et discutés les résultats des analyses numériques des structures métalliques en portiques à travers laquelle sont montrées les courbes de capacité des structures en portiques de 3, 6, 9 et 12 étages (pour les différentes valeurs du facteur de capacité,  $a_1$ ,  $a_2$  et  $a_3$ ), donnant, chacune, l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement latéral en tête de chaque structure. Les mécanismes de ruine sont présentés et analysés par la suite, en se basant sur les critères de ruine définis au paragraphe 3.1 du chapitre 4 (Limites de performance structurelle LP<sub>1</sub>). Et enfin est menée une analyse comparative des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la ductilité,  $R_{\mu}$ , la résistance de réserve,  $R_s$ , et le facteur de comportement, facteur  $q$ .

#### 2.1.1 Courbes push-over

La Figure 5.1 montre les courbes de capacité des structures en portiques de 3, 6, 9 et 12 étages à 3 et 6 travées ainsi que leurs niveaux de performance (PL<sub>1</sub>, PL<sub>2</sub> et PL<sub>3</sub>). PL<sub>1</sub> est associée à la valeur limite du déplacement inter-étages  $\Delta = 3\% h_e$  ( $h_e$  étant la hauteur d'étage), et PL<sub>2</sub> représente la capacité de résistance ultime de la structure. Les deux limites PL<sub>1</sub> et PL<sub>2</sub> sont considérées comme des critères de ruine à retenir en situation de ruine globale. La limite PL<sub>3</sub> est liée à la formation de la première rotule plastique du poteau, considérée comme un critère de ruine locale.

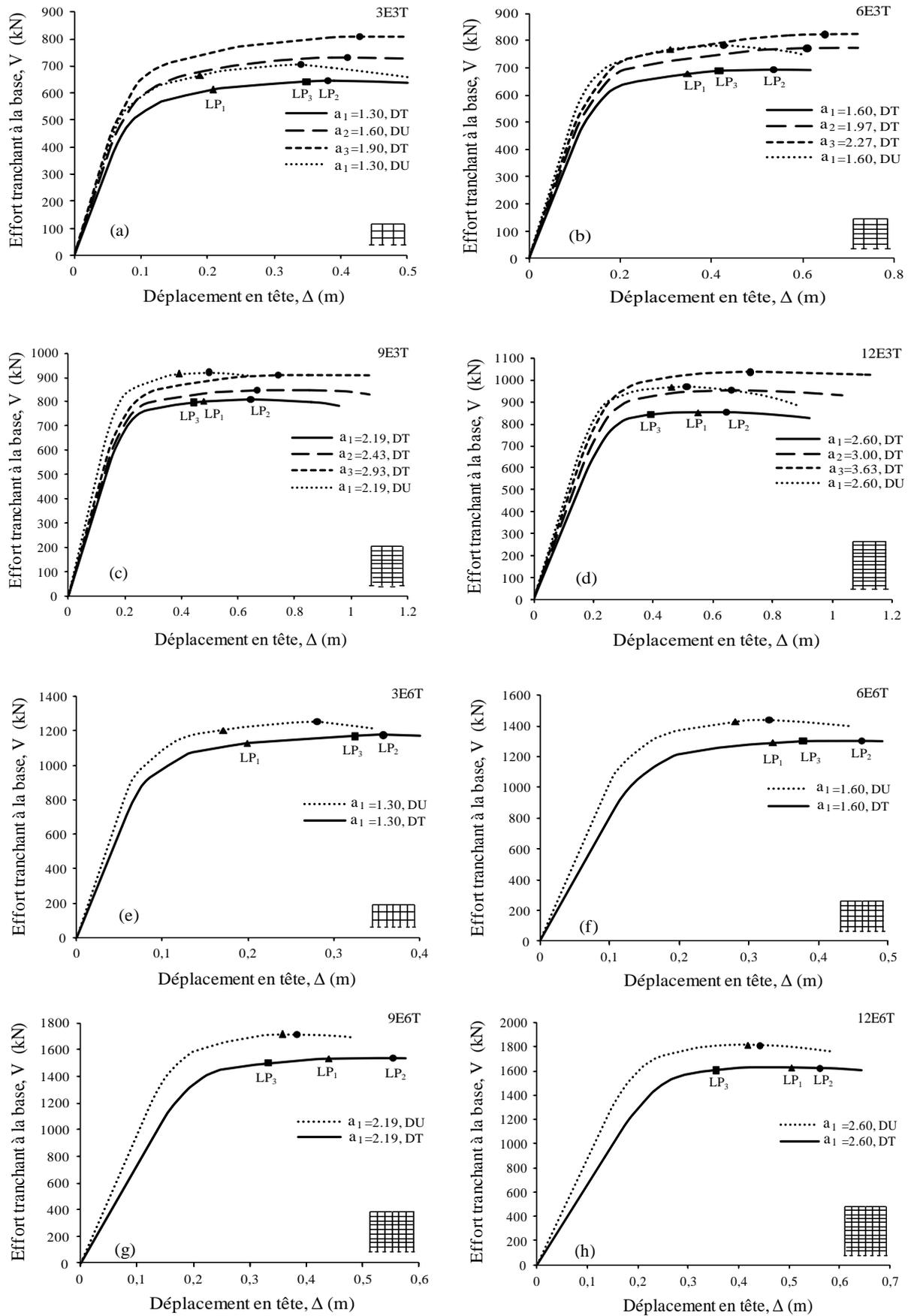


Figure 5.1 : Courbes de capacité des structures en portiques analysées

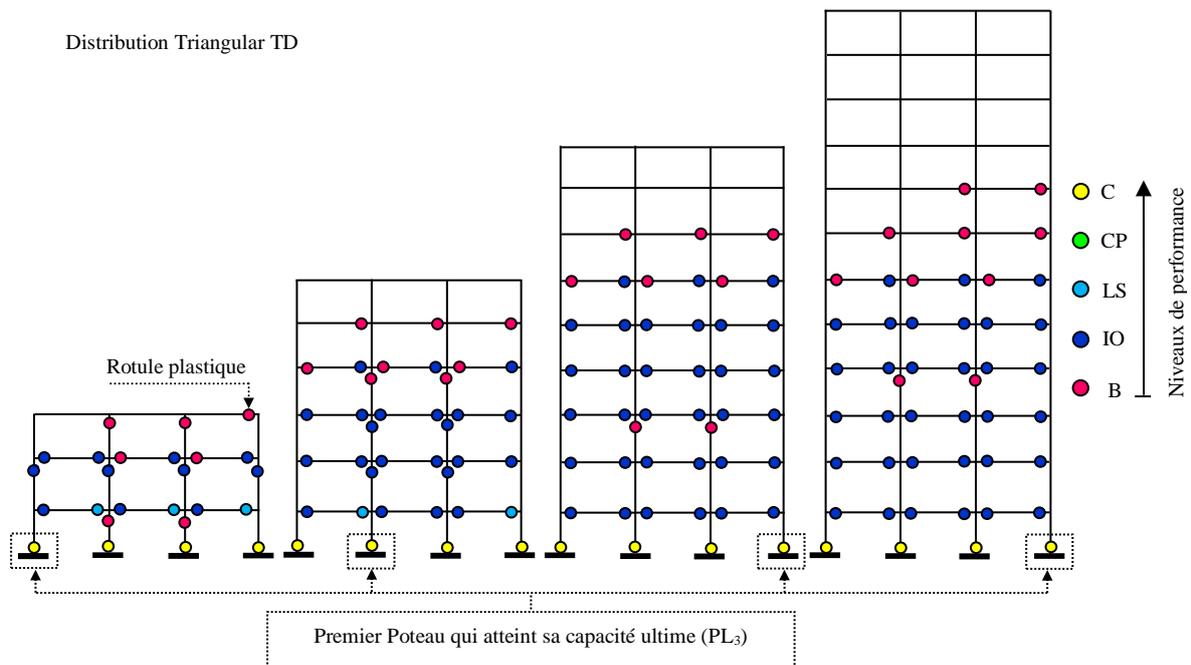
D'après cette figure, pour les structures de faible et de moyenne hauteur (3, 6 et 9 étages), on remarque que le déplacement latéral à la limite  $PL_2$  est plus grand que celui à la limite  $PL_1$ . Par contre, pour les structures de grande hauteur (12 étages) la différence est moins importante. La comparaison entre les résultats obtenus pour les deux limites considérées dans cette étude ( $PL_1$  et  $PL_2$ ) est très importante, car  $PL_2$  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  $PL_1$  est acceptable pour contrôler la ruine des structures de grande hauteur, alors que pour les structures de faible et de moyenne hauteur, elle implique de limiter leur comportement non-linéaire.

D'autre part, la Figure 5.1 indique que le risque d'instabilité locale du poteau représentée par la limite de performance  $PL_3$ , dont la cause est due à la perte de rigidité après avoir atteint sa capacité de résistance ultime, augmente à mesure que le nombre d'étages augmente. De plus, Le facteur de capacité,  $a_i$ , a un effet important sur la capacité portante de la structure du point de vue effort tranchant à la base. Quand le facteur de capacité croit, l'effort tranchant à la base croit également. Cela est dû à l'augmentation des dimensions des sections transversales des poteaux, et par conséquent une augmentation de leur capacité de résistance latérale. Finalement, pour toutes les structures étudiées, sous l'effet d'un chargement uniforme, la résistance latérale (effort tranchant à la base), dépasse celle obtenue sous l'effet d'un chargement triangulaire.

### 2.1.2 Modes de ruine et distribution des rotules plastiques

La Figure 5.2 montre les mécanismes de ruine des quatre structures étudiées (3, 6, 9 et 12 étages) pour la valeur minimale du facteur de capacité,  $a_1$ , ainsi que les rotules plastiques qui se forment à la ruine. Cette figure montre également que les premiers poteaux les plus sollicités ont atteint leurs capacités ultimes (instabilité locale  $PL_1$ ). A noter que la capacité ultime de chaque poteau tient compte de l'interaction N-M. D'après cette figure, il est clair que les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée dans tous les cas étudiés. En effet, pour la valeur minimale du facteur de capacité,  $a_1$ , des rotules plastiques se sont formées aux extrémités des poutres dans les étages inférieurs et en pied des poteaux du rez-de-chaussée ; d'autres rotules se sont développées également en tête des poteaux du deuxième et troisième étage. En plus, il apparaît sur cette figure qu'il existe une bonne répartition de la dissipation d'énergie le long de la hauteur des structures de faible et de moyenne hauteur (3, 6 et 9 étages). Au contraire, pour les structures de grande hauteur (12 étages), la distribution des rotules plastiques tend à se concentrer dans seulement la moitié de

la structure en raison de l'apparition de rotules plastiques prématurées de niveau capacité ultime à la base des sections de poteaux au rez-de-chaussée (instabilité locale des poteaux, PL<sub>3</sub>). Les modes de ruine observés pour les quatre structures étudiées ne sont pas identiques et ne se produisent pas nécessairement par l'atteinte d'un seul et unique critère de ruine. En effet, pour les structures de 12 étages, la ruine se produit par une combinaison simultanée des deux critères de ruine globale (PL<sub>1</sub> et PL<sub>2</sub>), qui sont : l'atteinte de la valeur limite du déplacement inter-étages,  $\Delta = 3\% h_e$ , et la formation d'un mécanisme plastique au rez-de-chaussée (Figures 5.1 et 5.2). Par contre, la ruine des structures de 3, 6 et 9 étages se produit par l'atteinte d'un seul critère de ruine globale (PL<sub>2</sub>), qui est l'instabilité structurelle basée sur la formation d'un mécanisme plastique globale.



**Figure 5.2 :** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures en portiques (pour la valeur minimale du facteur de capacité  $a_1$ )

Comme exemple, la Figure 5.3 montre la distribution des rotules plastiques des structures en portiques de 3 étages, pour les trois valeurs du facteur de capacité et les trois limites de performance structurelle (LP<sub>1</sub>, LP<sub>2</sub> et LP<sub>3</sub>), sous les deux formes du chargement latéral considérées dans cette étude (DT et DU). D'après les Figures 5.1 et 5.3, on peut observer que le niveau de dommage (appelé niveau de performance structurelle) des rotules plastiques, en particulier à la base des poteaux au rez-de-chaussée, n'est pas le même dans chaque structure (3, 6, 9 et 12 étages) à la même limite de performance structurelle. En effet, la structure de

faible hauteur (Figures 5.1a et e) reste stable et montre une résistance et une ductilité importantes après la limite de performance  $PL_1$  jusqu'à la capacité ultime globale  $PL_2$ . Par contre, pour les structures de grande hauteur, la limite  $PL_2$  se produit juste après l'apparition de la limite  $PL_1$  (Figures 5.1d et 5.1h). Les structures de moyenne hauteur présentent une ductilité importante après la limite  $PL_1$  (Figures 5.1b, 5.1c, 5.1f et 5.1g). Cette description est très claire sous la distribution du chargement latéral uniforme (Figure 5.1). De plus, la Figure 5.3 montre également que, quand la valeur du facteur de capacité,  $a_i$ , augmente au-delà de la valeur minimale  $a_1$ , les rotules plastiques se concentrent en pied des poteaux appartenant à la base de la structure et aux extrémités des poutres. Cet état de fait est recommandé dans l'EC8 [1] puisqu'il permet à la structure de présenter une résistance plus significative au-delà de la limite élastique. Finalement, pour le chargement latéral uniforme, la distribution des rotules plastiques tend à se concentrer seulement au rez-de-chaussée et au premier étage.

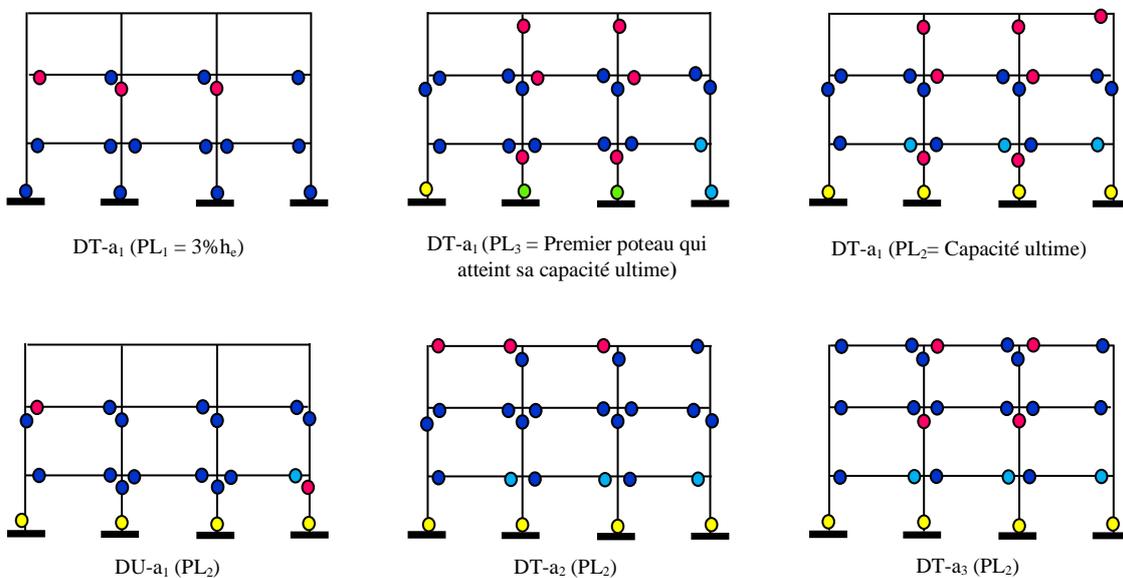
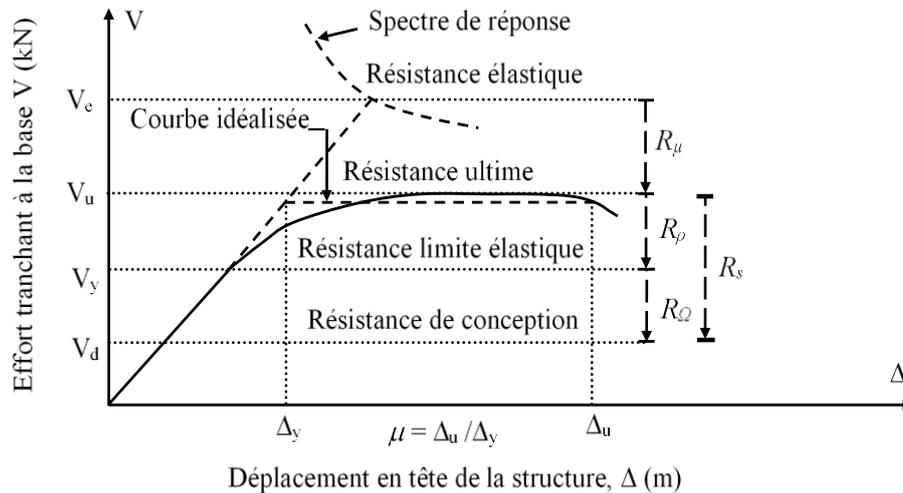


Figure 5.3 : Distribution des rotules plastiques des structures en portiques de 3 étages

## 2.2 Evaluation du facteur de comportement (facteur $q$ )

Afin d'évaluer le facteur  $q$  et composantes ( $R_\Omega$ ,  $R_\rho$  et  $R_\mu$ ), les courbes de capacité des structures étudiées sont tracées à partir de l'analyse statique non-linéaire Push-over. La courbe de capacité obtenue, est idéalisée par une courbe bilinéaire (Figure 5.4), ce qui permet de déterminer respectivement, la résistance (effort tranchant à la base) et le déplacement à la limite élastique,  $V_y$  et  $\Delta_y$ , ainsi que la résistance ultime (effort tranchant à la base ultime),  $V_u$ , correspondante au mode de défaillance (ruine) de la structure ( $PL_1$  et  $PL_2$ ). La rigidité initiale

du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes « effort tranchant à la base/déplacement en tête de la structure » réelle et idéalisée soient égales (Figure 5.4) [1]. Les facteurs  $R_\Omega$ ,  $R_\rho$  et  $R_\mu$  sont calculés comme décrit dans le chapitre 1. Les sections suivantes fournissent et discutent les résultats de calcul du facteur  $q$  en considérant les effets du nombre d'étages et de travées, limites de performance structurelle, facteur de capacité « poteaux / poutre » et de la réponse des éléments structuraux (poteaux).



**Figure 5.4 :** Détermination de la relation idéalisée effort-déplacement élasto-plastique parfaite

### 2.2.1 influence du nombre d'étages et de travées sur le facteur $q$

La Figure 5.5 montre la variation des composantes du facteur  $q$  en fonction du nombre d'étages et de travées. Elles doivent être multipliées pour obtenir le facteur de comportement. En particulier, les facteurs de résistance de réserve de conception  $R_\Omega$ , de redondance  $R_\rho$ , et de ductilité  $R_\mu$  obtenus à partir de l'analyse Push-over sous les deux distributions du chargement latéral (DT et DU). Les deux limites de performance structurelle  $PL_1$  et  $PL_2$  sont prises en compte pour le calcul du facteur  $q$ .

D'après la Figures 5.5, il est clair que le nombre étages influence le facteur  $R_\Omega$ . La plus grande valeur de ce facteur est obtenue pour les structures de faible hauteur (3 étages). Ceci peut être expliqué par le fait que l'intensité de la résistance de réserve de conception dépend des valeurs relatives du rapport entre l'effort tranchant à la base et le poids (charge gravitaire) de la structure ( $V_d/W$ ). La comparaison entre les valeurs du rapport  $V_d/W$  (voir Tableau 3.3, chapitre 3) montre que la valeur la plus élevée du rapport  $V_d/W$  est observée pour les structures de 3

étages, reflétant la rigidité élevée et l'efficacité de cette structure au regard de la capacité de résistance latérale. La valeur la plus faible du rapport  $V_d/W$  est obtenue pour la structure de 12 étages en raison de la charge gravitaire élevée. De plus, cette figure montre également que le nombre de travées (3 et 6 travées) et la forme du chargement latérale (DT et DU) ont une influence relativement modeste sur la valeur du facteur  $R_Q$ .

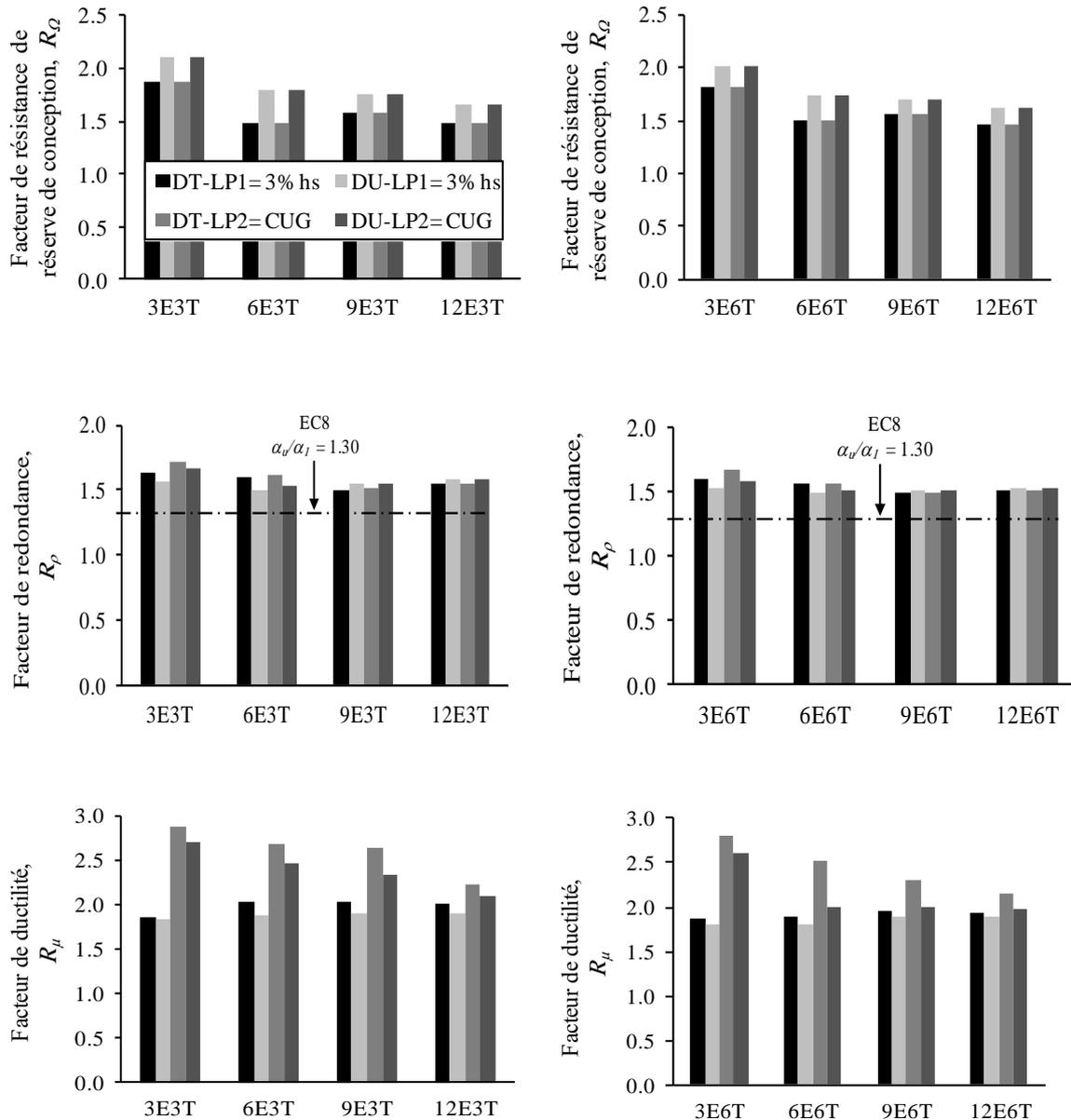
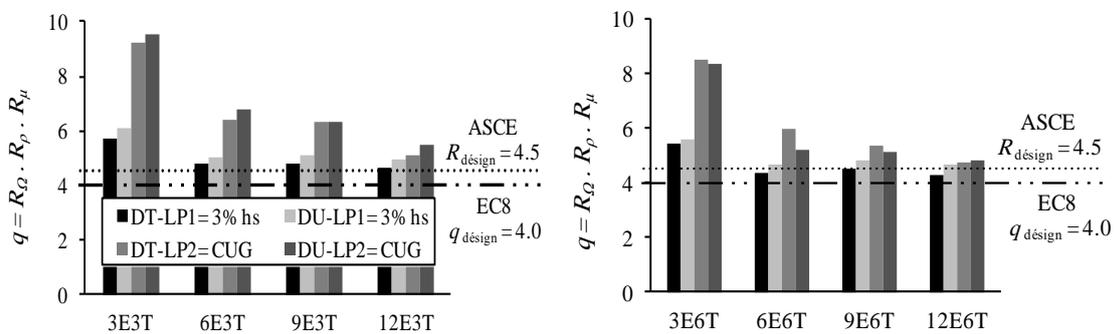


Figure 5.5 : Les composantes du facteur de comportement des structures en portiques

La Figure 5.5 montre également que le nombre d'étages n'a pas un effet sensible sur le facteur de résistance de réserve due à la redondance,  $R_\rho$ . Le facteur  $R_\rho$  a presque une valeur constante pour toutes les structures étudiées (3, 6, 9 et 12 étages). La valeur moyenne de ce facteur est de 1.58 et 1.54 pour les structures à 3 et 6 travées, respectivement. Ces valeurs sont supérieures à celles recommandées par le règlement parasismique européen EC8:  $R_\rho (\alpha_u / \alpha_I) = 1.30$  pour des structures en portiques auto-stables de haute ductilité (DCH).

Le facteur de ductilité  $R_\mu$  est obtenu à partir de la courbe idéalisée de la courbe de capacité (Figure 5.4). A la lumière des résultats obtenus (Figure 5.5), il est clair que le facteur  $R_\mu$  diminue à mesure que le nombre d'étages augmente pour la limite PL<sub>2</sub>. Une tendance similaire mais moins importante est observée lorsque le nombre de travées augmente. Cependant, la valeur de ce facteur calculée pour la limite PL<sub>1</sub> est presque constante.



**Figure 5.6** : Facteurs de comportement des structures en portiques

La Figure 5.6 montre la variation du facteur  $q$  calculé en fonction du nombre d'étages, nombre de travées, la forme du chargement latéral et les limites de performance structurelle (PL<sub>1</sub> et PL<sub>2</sub>). La valeur du facteur  $q$  spécifiée par l'EC8 est représentée par une ligne pointillée horizontale ( $q_{\text{design}} = 4$  pour les structures en portiques auto-stables de moyennes ductilité, DCM). En général, le nombre d'étages a une influence significative sur la valeur du facteur  $q$ . Il est clair que la valeur de ce facteur diminue avec l'augmentation du nombre d'étages. De plus, l'augmentation du nombre de travées impose une réduction supplémentaire. Finalement, de petites différences ont été trouvées entre les valeurs du facteur  $q$  obtenues sous la distribution triangulaire et la distribution uniforme. On note que les résultats de la variation du facteur  $q$  avec l'élancement de la structure sont en bon accord avec les résultats du travail de recherche

réalisé par Kim et al. 2016 [114] pour des structures en béton armé, où ils ont trouvé que le facteur  $q$  augmente lorsque le nombre d'étages diminue.

### 2.2.2 Influence du niveau de performance structurelle sur le facteur $q$

Dans cette section, l'effet des limites de performance structurelle sur le facteur  $q$  est discuté. Les facteurs  $R_\Omega$ ,  $R_\rho$  et  $R_\mu$  sont obtenus pour les deux limites PL<sub>1</sub> et PL<sub>2</sub>. Les courbes de capacité montrent clairement que, pour toutes les structures étudiées, la limite PL<sub>2</sub> est atteinte après PL<sub>1</sub> (Figures 5.1). Sur la base des courbes de capacité (et de leur idéalisation bilinéaire), les valeurs de  $V_u$  sont les mêmes que celles de la limite PL<sub>1</sub>, les valeurs de  $V_d$  ne changent pas (l'effort tranchant à la base de conception). De plus, il existe des variations mineures par rapport aux valeurs PL<sub>1</sub> pour les valeurs de  $\Delta_y$ . Pour les structures de faible et de moyenne hauteur, les valeurs de  $\Delta_u$  pour la limite PL<sub>2</sub>, sont plus grandes que celles correspondantes à la limite PL<sub>1</sub>.

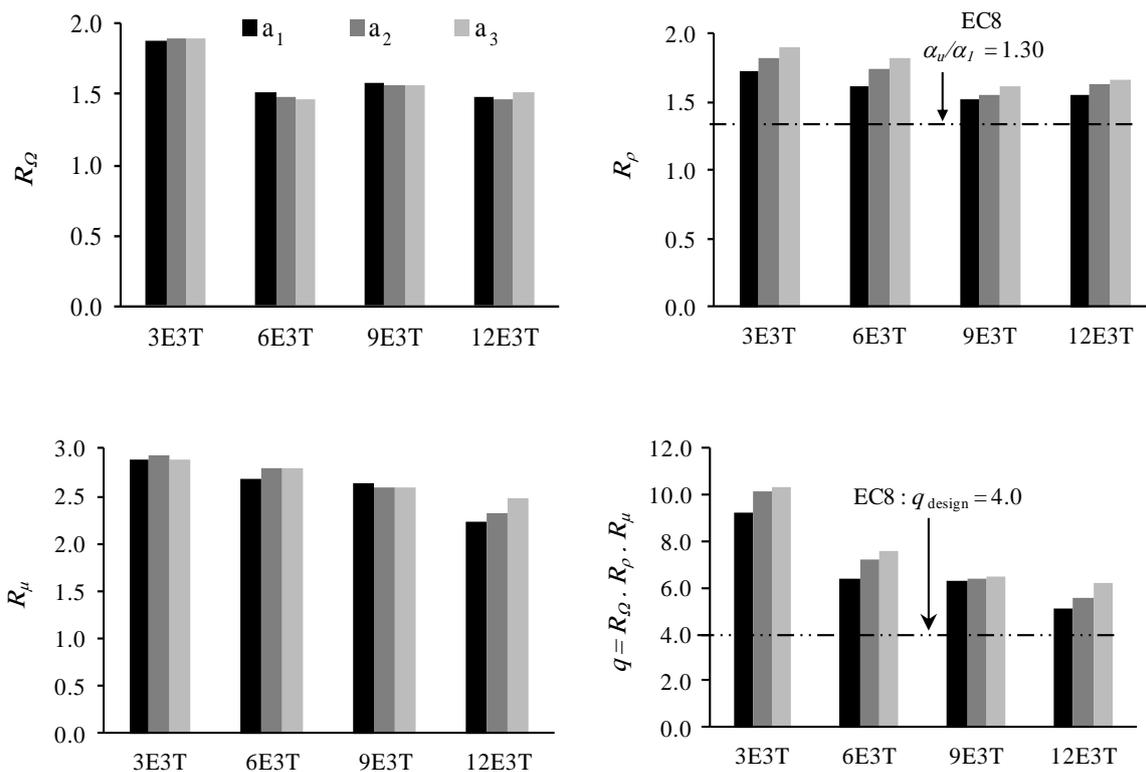
Parmi les différents composants du facteur  $q$ , les valeurs des facteurs  $R_\Omega$  et  $R_\rho$  obtenues pour la limite PL<sub>2</sub> restent les mêmes que celles obtenues pour PL<sub>1</sub>. Au contraire, les valeurs des facteurs  $R_\mu$  obtenues pour la limite PL<sub>2</sub> sont plus élevées que celles obtenues pour PL<sub>1</sub> (Figure 5.5). En effet, pour la structure de faible hauteur, la valeur du facteur  $R_\mu$  obtenue pour la limite PL<sub>2</sub> est supérieure à celle calculée pour PL<sub>1</sub>. Cependant, pour les structures de grande hauteur, la valeur du facteur  $R_\mu$  pour PL<sub>2</sub> est presque la même que pour PL<sub>1</sub>. 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).

La Figure 5.6 montre que la valeur du facteur  $q$  calculée pour PL<sub>2</sub> est plus élevée que celle obtenue pour PL<sub>1</sub>, en particulier pour les structures de faible et de moyenne hauteur. Cette variation des valeurs du facteur  $q$  signifie que les structures en portiques étudiées ne sont pas très cohérentes en termes de capacité de rotation des éléments structuraux (niveau de performance structurelle), en particulier la performance des poteaux du rez-de-chaussée. De plus, dans le cas d'une structure de grande hauteur, la valeur du facteur  $q$  calculée est presque égal à celle spécifiée par l'EC8 et inférieur à celui assigné par l'ASCE. Il peut être également indiqué que la valeur du facteur  $q$  dépend des limites de performance structurelle qui définissent les critères de ruine. Ces dernières ne sont pas prises en compte par le règlement parasismique Européen EC8 dans la valeur recommandée du facteur  $q$ . De plus, le résultat de la présente étude confirme les résultats du travail de recherche réalisé par Mondal et al. [115] pour des structures en béton armé, où ils ont trouvé que la limite de performance structurelle considérée

pour contrôler la ruine globale de la structure liée au déplacement inter-étages tend à sous-estimer la valeur réelle du facteur  $q$ .

### 2.2.3 Influence du facteur de capacité « poteaux/poutres » sur le facteur $q$

Cette section est consacrée à l'évaluation des effets du facteur de capacité « poteaux/poutres »,  $a_i$ , (ou le concept de dimensionnement en capacité poteau fort-poutre faible) et la réponse locale des poteaux, en particulier les poteaux du rez-de-chaussée sur la valeur du facteur  $q$  et ses composantes.



**Figure 5.7** : Facteurs de comportement des structures en portiques sous l'effet de facteur de capacité « poteaux/poutres »

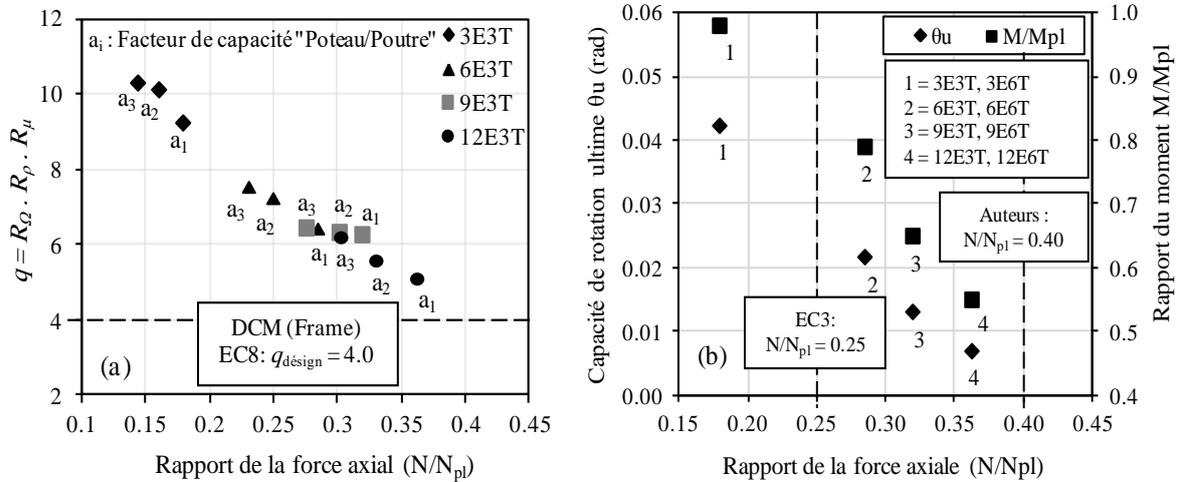
Afin d'étudier les effets du facteur de capacité  $a_i$  et de la réponse locale des poteaux sur la valeur du facteur  $q$ , les sections de poteaux des structures étudiées (avec la valeur minimale du facteur de capacité  $a_1$ ) sont augmentées deux fois pour chaque structure (3, 6, 9 et 12 étages) pour obtenir trois valeurs différentes du facteur de capacité (voir le Tableau 3.2, chapitre 3). Ces valeurs ne sont pas les mêmes pour toutes les structures car l'effet des charges gravitaires

sur la sélection de la section de poteau augmente avec l'augmentation du nombre d'étages. La limite de performance structurelle  $PL_2$  est considérée pour calculer les composantes du facteur  $q$ . Cette limite est utilisée pour éviter la sous-estimation du facteur  $R_\mu$  des structures de faible et de moyenne hauteur tel que conclu dans la section 2.2.2.

La variation du facteur  $q$  et de ses composantes en fonction du facteur de capacité « poteaux/poutres » est donnée à la Figure 5.7. D'après cette figure, on peut observer que le facteur de capacité a un effet relativement modeste sur le facteur  $q$  et ses composantes. Ceci est dû au fait que la ruine des structures étudiées se produit lorsque des rotules plastiques apparaissent à la base des sections de poteaux au rez-de-chaussée, ce qui conduit à limiter leur comportement non-linéaire. De plus, bien que les valeurs du facteur de capacité des structures de faible hauteur sont inférieures à celles des structures de grande hauteur, les valeurs obtenues de facteur  $q$  pour les structures de faible hauteur sont supérieures à celles obtenues pour les structures de grande hauteur. Ceci est principalement dû à l'augmentation de la force axiale à la base des sections de poteaux au rez-de-chaussée à mesure que le nombre d'étages augmente, ce qui conduit à une grande réduction de leur capacité de résistance ultime. Afin de clarifier cet effet, le poteau le plus sollicité on atteint sa capacité ultime pour chacun structure (3, 6, 9 et 12 étages) est représentée sur la Figure 5.1 par la limite  $PL_3$ . En comparant l'apparition de cette dernière ( $PL_3$ ) dans les courbes de capacités des structures étudiées (3, 6, 9 et 12 étages), il est noté que l'augmentation du nombre d'étages conduit à une apparition prématurée de la rotule plastique de niveau capacité ultime au poteau du rez-de-chaussée ( $PL_3$ ). Cela conduit à une ruine prématurée de la structure. Cette dernière confirme l'importance des méthodes de conception basée sur la performance plastique des structures métalliques en portiques (PBPD, « the Performance Based Plastic Design ») [66].

La Figure 5.8a montre l'évolution du facteur  $q$  en fonction du facteur de capacité « poteaux/poutres » et du taux de chargement axial du poteau. Ce taux de chargement, représenté par le rapport entre l'effort sollicitant et l'effort résistant plastique ( $N/N_{pl}$ ), est illustré pour les poteaux les plus sollicités qui ont atteint leurs capacités ultimes  $PL_3$  (poteaux du rez-de-chaussée). Il peut être observé que le facteur  $q$  est largement influencé par le taux de chargement axial, où le facteur  $q$  diminue avec l'augmentation du rapport de force axiale  $N/N_{pl}$ . Ceci est dû principalement à la ruine locale des sections de poteaux au rez-de-chaussée (perte de rigidité après avoir atteindre leur capacité ultime  $PL_3$ ) dérivant de l'effet de la force axiale

élevée, ce qui réduit considérablement leur moment résistant plastique et, par conséquent, limite la réponse non-linéaire globale de la structure.



**Figure 5.8 :** Effet du facteur de capacité « poteaux/poutres » et de la réponse locale du poteau sur le facteur  $q$

La Figure 5.8b montre l'effet du rapport de la force axiale ( $N/N_{pl}$ ) sur le rapport de moment fléchissant ( $M/M_{pl}$ ) et la capacité de rotation ultime ( $\theta_u$ ) des premières sections de poteaux on atteint leurs capacités ultimes  $PL_3$  (poteaux du rez-de-chaussée) des structures étudiées (pour le minimum valeur du facteur de capacité "poteaux/poutres"  $a_1$ ).  $M/M_{pl}$ , représente le rapport entre le moment sollicitant et le moment résistant plastique. On observe que le rapport du moment et la capacité de rotation ultime des poteaux sont fortement influencés par la valeur du rapport de la force axiale. Lorsque le nombre d'étages augmente, le rapport de l'effort axial (la force axiale appliqué au poteau du rez-de-chaussée) augmente. Ceci mène à une réduction de la capacité de rotation ainsi que le moment résistant plastique de la section du poteau soumise à M-N. Ainsi, les valeurs du facteur de résistance de réserve et du facteur de ductilité diminuent, ce qui influence par conséquent celui du facteur de comportement (facteur  $q$ ).

Sur la base des résultats ci-dessus, les structures étudiées (structures en portiques auto-stables de moyenne ductilité, DCM) présentent une faible ductilité latérale lorsque la hauteur de la structure augmente. En effet, ce système structurel n'est pas capable de fournir une ductilité suffisante à mesure que la hauteur de la structure (ou la force axiale) augmente. Ces

résultats confirment le critère donné par le règlement Européen EC3, ce qui exige la comptabilisation de l'effet de la force axiale sur le calcul du moment résistant plastique de la section lorsque le rapport  $N/N_{pl}$  est supérieur à 0.25. Ce critère est représenté par une ligne pointillée verticale sur la Figure 5.8b. Comme il a été déjà souligné, le facteur  $q$  des structures étudiées est fortement influencé par la réponse locale des sections de poteaux. Pour cette raison, un critère lié à la réponse locale des sections de poteaux ( $N/N_{pl} < 0.40$ ) a été proposé sur la base des résultats de cette étude. L'objectif principal du critère proposé est d'éviter la surestimation de la valeur du facteur  $q$  dans la phase de dimensionnement.

### 3. Structures à barres centrées en forme de X

Dans cette partie, on va évaluer le facteur  $q$  d'une série de structures de bâtiments en charpentes métalliques avec triangulations à barres centrées en forme de X (CBF-X) en tenant compte des effets du nombre d'étages, de la forme du chargement latéral (Triangulaire DT et Uniforme UD) et de l'élanement relatif des diagonales de contreventement «  $\lambda_i$  » [88]. Sur ce fait, une analyse statique non-linéaire est menée moyennant l'utilisation du logiciel SAP2000/Version14 basé sur les lois du comportement des éléments structuraux du code Américain FEMA-356.

#### 3.1 Résultats d'analyses Push-over

Dans cette section, les résultats des analyses numériques des structures CBF-X étudiées sont présentés et discutés. A commencer tout d'abord par les courbes de capacité des structures CBF-X de 3, 6 et 9 étages (pour les différentes valeurs de l'élanement relatif des diagonales de contreventement,  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  et  $\lambda_3$ ), obtenues par les analyses Push-over, suivis par une présentation et une analyse de leurs mécanismes de ruine. Enfin, on va procéder à une analyse comparative des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la ductilité,  $R_\mu$ , la résistance de réserve,  $R_s$ , et le facteur de comportement facteur  $q$ .

##### 3.1.1 Courbes push-over

Dans la Figure 5.9, les courbes de capacité des structures avec triangulations à barres centrées de forme en X (pour les trois valeurs du rapport d'élanement relatif des diagonales de contreventement,  $\lambda_1 = 1.93$ ,  $\lambda_2 = 1.56$  et  $\lambda_1 = 1.30$ ) sont représentées. Les niveaux de performance (niveaux de dommages) de la section de la première diagonale tendue la plus sollicitée sont indiqués sur la courbe de capacité.

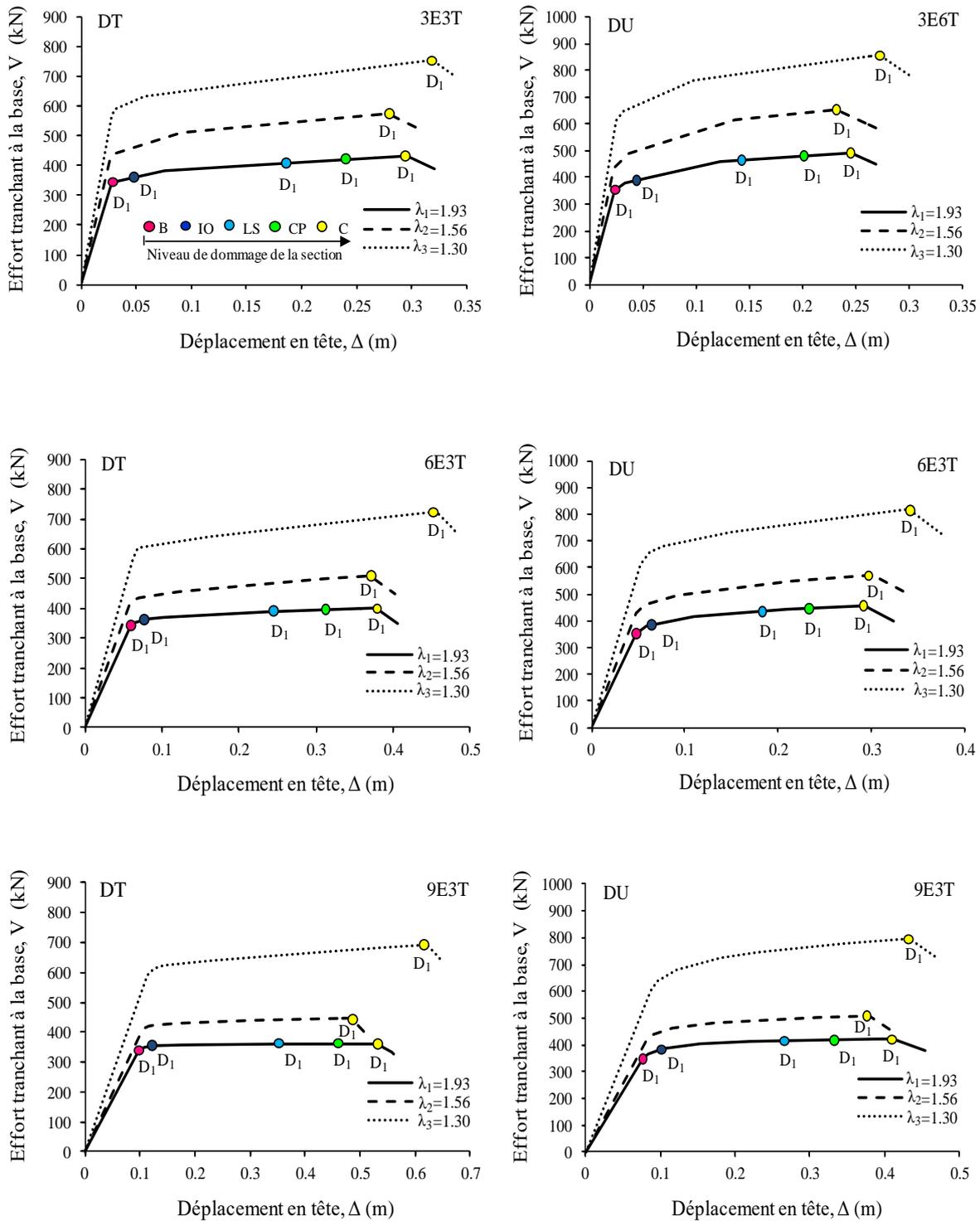


Figure 5.9 : Courbes de capacités des structures à barres centrées en forme de X

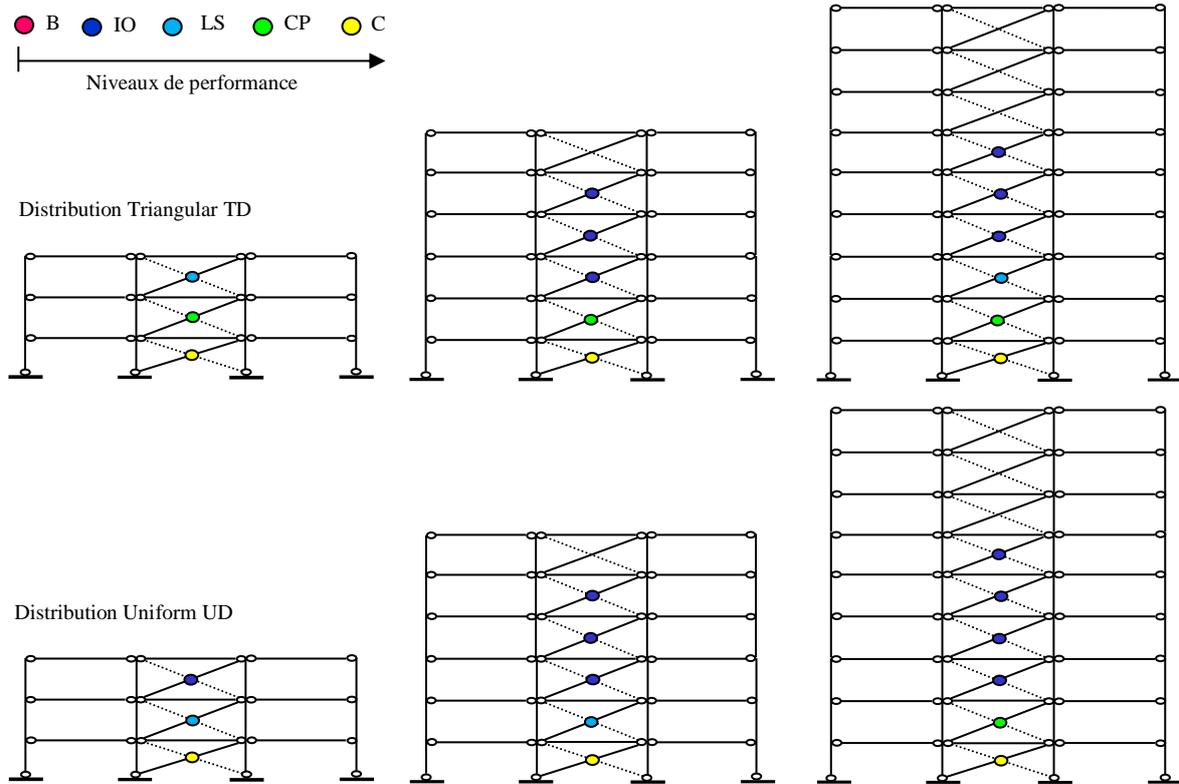
D'après cette figure, on observe que le rapport d'élanement relatif,  $\lambda_i$ , n'a pas d'effet significatif sur le déplacement latéral. Cependant, ce paramètre a une influence importante sur

l'effort tranchant à la base. Ce dernier obtenu pour les structures avec un élancement relatif  $\lambda_3 = 1.30$  est supérieur à celui obtenu pour des structures avec un élancement relatif  $\lambda_1 = 1.93$  et  $\lambda_2 = 1.56$  (quel que soit le nombre d'étages et la forme du chargement latéral). Ceci est principalement dû à l'augmentation de la capacité de résistance axiale des diagonales de contreventement, lorsque l'élancement relatif diminue. Pour les structures de 3 étages, de petites différences entre les résultats obtenus de l'analyse Push-over sous la distribution triangulaire et uniforme ont été trouvées (déplacement latéral et effort tranchant à la base). Par contre, pour les structures de 6 et 9 étages, des différences importantes ont été observées entre les résultats obtenus sous la distribution uniforme et triangulaire.

D'autre part, la Figure 5.9 indique que le risque d'instabilité locale des diagonales de contreventement, dont la cause est due à la perte de rigidité après avoir atteint sa capacité ultime, augmente à mesure que le nombre d'étages augmente. De plus, la section de la diagonale de contreventement du rez-de-chaussée ( $B_1$ ) est la première section qui s'est plastifiée et la section la plus endommagée (sollicitée), cela conduit à une rupture prématurée de ce type de structure (CBF-X). Cette rupture prématurée conduit à la rupture de la structure (mécanisme d'étage souple), ce qui confirme l'importance des méthodes de conception basées sur la performance plastique des structures avec triangulations à barres centrées PBPD [116].

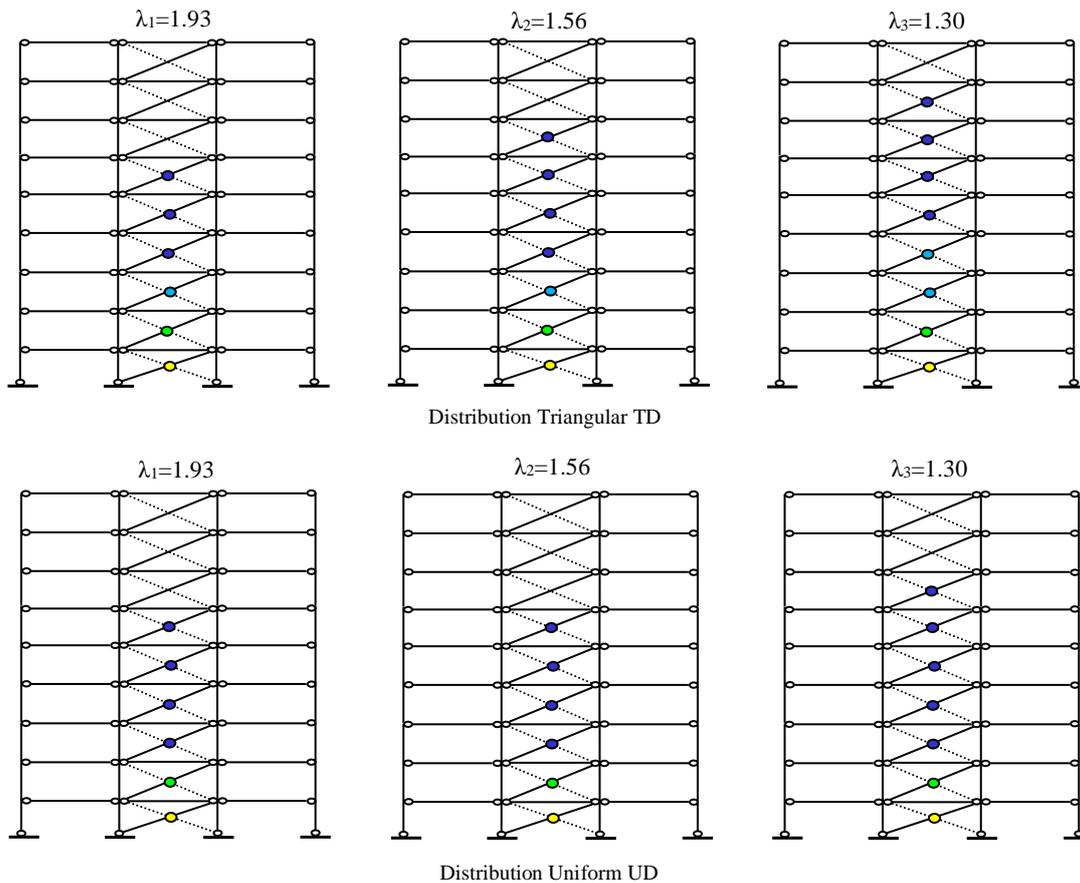
### 3.1.2 Modes de ruine et distribution des rotules plastiques

Comme exemple, la Figure 5.10 montre la distribution des rotules plastiques à l'atteinte de l'instabilité globale (où les diagonales de contreventement les plus sollicitées ont atteint leurs capacités ultimes) pour les structures CBF-X étudiées (pour l'élancement relatif des palées triangulées  $\lambda_1=1.93$ ).



**Figure 5.10** : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures avec triangulations à barres centrées en forme de X avec  $\lambda_1 = 1.93$

D'après la Figure 5.10, il est clair que seules les diagonales au rez-de-chaussée se plastifient et atteignent leurs résistances ultimes, alors que les poteaux et les poutres restent dans le domaine élastique. Les rotules plastiques qui se sont formées aux diagonales du rez-de-chaussée provoquent la ruine globale de la structure avant la plastification des diagonales aux niveaux supérieurs. Ceci est expliqué par la concentration de la force axiale à la diagonale du rez-de-chaussée lorsque le nombre d'étages (la hauteur de la structure) augmente. De plus, il apparaît sur cette figure qu'il existe une bonne répartition de la dissipation d'énergie le long de la hauteur des structures de faible et de moyenne hauteur (3 et 6 étages). Au contraire, pour les structures de grande hauteur (9 étages), la distribution des rotules plastiques tend à se concentrer dans seulement la moitié de la structure en raison de l'apparition de rotules plastiques de capacité ultime aux diagonales du rez-de-chaussée, ce qui démontre la sensibilité de la structure élancé (9 étages) aux effets  $P$ -delta.



**Figure 5.11** : Distribution des rotules plastiques à l'instabilité globale des structures avec triangulations à barres centrées de 9 étages

Comme un exemple, la Figure 5.11 montre la distribution des rotules plastiques des structures CBF-X étudiées de 9 étages, pour les trois valeurs de l'élanement relatif des diagonales de contreventement, sous les deux formes du chargement latéral considérées dans cette étude (DT et DU). D'après cette figure il est clair que, la diminution de la valeur de l'élanement relatif,  $\lambda_i$ , permet, la plastification des diagonales aux niveaux supérieures. Cet état de fait est recommandé dans l'EC8 puisqu'il permet à la structure de présenter une résistance plus significative au-delà de la limite élastique. Finalement, pour le chargement latéral uniforme, la distribution des rotules plastiques tend à se concentrer seulement aux étages inférieurs de la structure.

### 3.2 Evaluation du facteur de comportement

Afin d'évaluer le facteur  $q$  et ses composantes ( $R_s$  et  $R_\mu$ ), les courbes de capacité des structures CBF-X étudiées sont tracées à partir de l'analyse statique non-linéaire Push-over. La

courbe de capacité obtenue, est idéalisée par une courbe bilinéaire (Figure 5.4), ce qui permet de déterminer respectivement, la résistance et le déplacement à la limite élastique,  $V_y$  et  $\Delta_y$ , ainsi que la résistance ultime,  $V_u$  de la structure. Les parties suivantes fournissent et discutent les résultats de calcul du facteur  $q$  en considérant les effets du nombre d'étages, de la forme du chargement latéral, et de l'élanement relatif des diagonales de contreventement,  $\lambda_i$ .

### 3.2.1 Influence des caractéristiques structurelles sur facteur $q$

La Figure 5.12 montre la variation des composantes du facteur  $q$  en fonction du nombre d'étages. En particulier, les facteurs de résistance de réserve  $R_s$  (le facteur  $R_s$  est le produit du facteur de redondance  $R_\rho$  et le facteur de résistance de réserve de conception  $R_\Omega$ ) et de ductilité  $R_\mu$  obtenus à partir de l'analyse Push-over, sous les deux distributions du chargement latéral (Triangulaires DT et Uniformes DU).

Dans la Figure 5.12, il est clair que le nombre d'étages a une influence remarquable sur le facteur  $R_s$ . La plus grande valeur de ce facteur est obtenue pour les structures de faible hauteur (3 étages). Ceci peut être expliqué par le fait que l'intensité de la résistance de réserve dépend des valeurs relatives du rapport de l'effort tranchant à la base et le poids (charge gravitaire) de la structure ( $V_d/W$ ). La comparaison entre les valeurs du rapport  $V_d/W$  (voir Tableau 3.3, chapitre 3) montre que la valeur la plus élevée du rapport est observée pour la structure de 3 étages, reflétant la rigidité élevée et l'efficacité de cette structure au regard de la capacité de résistance latérale. La valeur la plus faible du rapport  $V_d/W$  est obtenue pour la structure de 9 étages en raison de la charge gravitaire élevée. De plus, cette figure montre également que la forme du chargement latéral a un effet légèrement modeste sur la valeur du facteur  $R_s$ . D'autre part, il est clair que le facteur  $R_\mu$  est presque constant quel que soit le nombre d'étages et la forme du chargement latéral. Ainsi, on peut conclure que l'intervention du système articulé permet d'améliorer le comportement dynamique des structures en acier du point de vue résistance latérale en terme de ductilité.

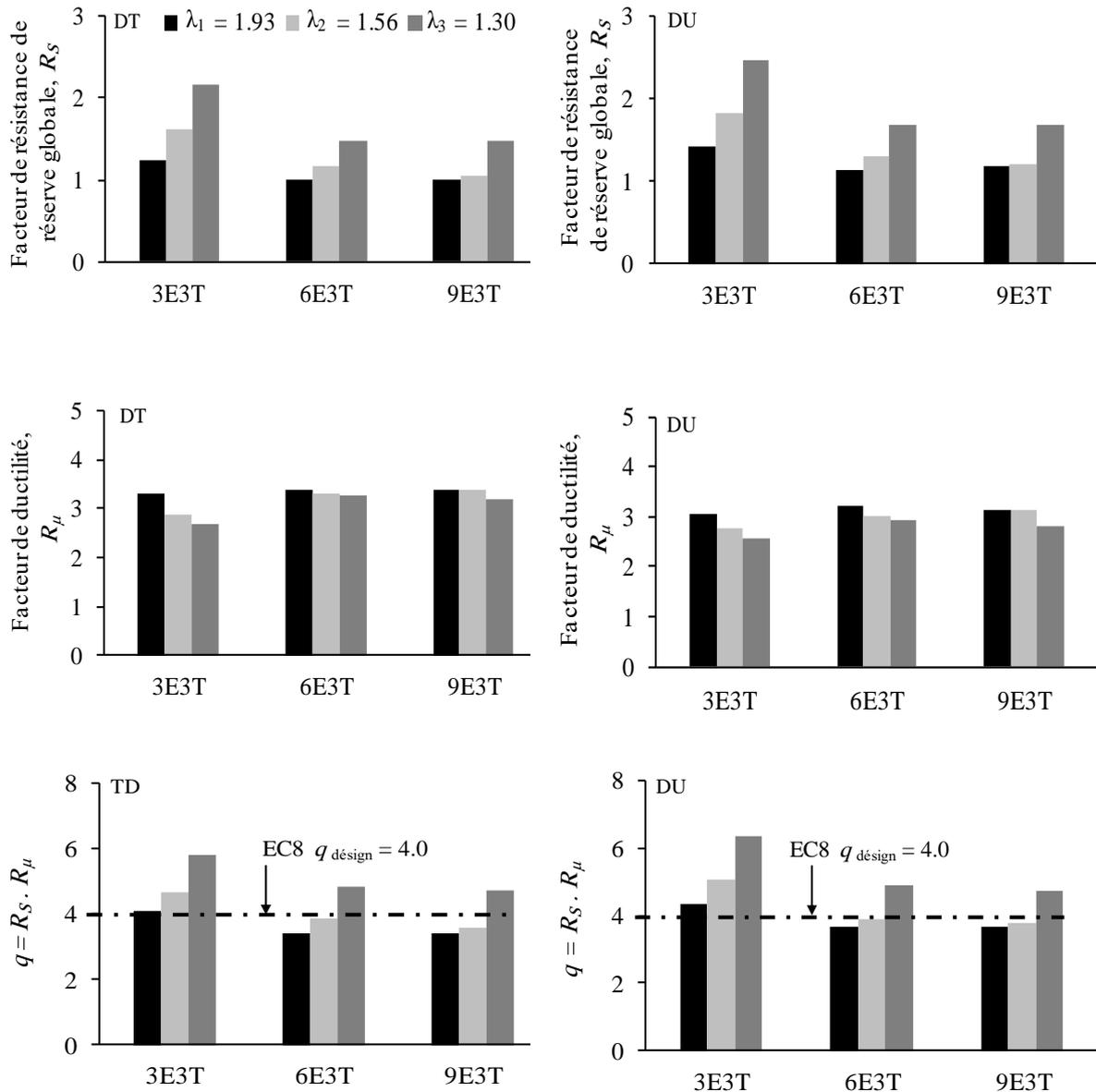


Figure 5.12 : Facteurs de comportement des structures à barres centrées en forme de X

La Figure 5.12 montre également la variation des valeurs du facteur  $q$  obtenues en fonction du nombre d'étages (3, 6 et 9 étages) et de la forme du chargement laréral (DT et DU). La valeur du facteur  $q$  spécifiée par l'EC8 est représentée par une ligne pointillée horizontale ( $q_{\text{design}} = 4$  pour les structures avec triangulations à barres centrées en forme de X). En général, le nombre d'étages a une influence non négligable sur la valeur du facteur  $q$ . Il est clair que la valeur du facteur  $q$  diminue lorsque le nombre d'étages augment. De plus, de petites différences ont été trouvées entre les valeurs du facteur  $q$  obtenues sous la distribution triangulaire et la distribution uniforme. Cela est dû à l'apparition de mécanismes plastiques locaux des diagonales de contreventements aux étages inférieurs sous les deux formes de chargement latéral (TD et

UD), ce qui conduit presque à la même distribution des rotules plastiques (Figure 5.10) et, par conséquent, les deux distributions donnent des facteurs  $q$  presque dans le même intervalle. Les résultats obtenus sont en bon accord avec l'étude de Mahmoudi et al. (2013) [19].

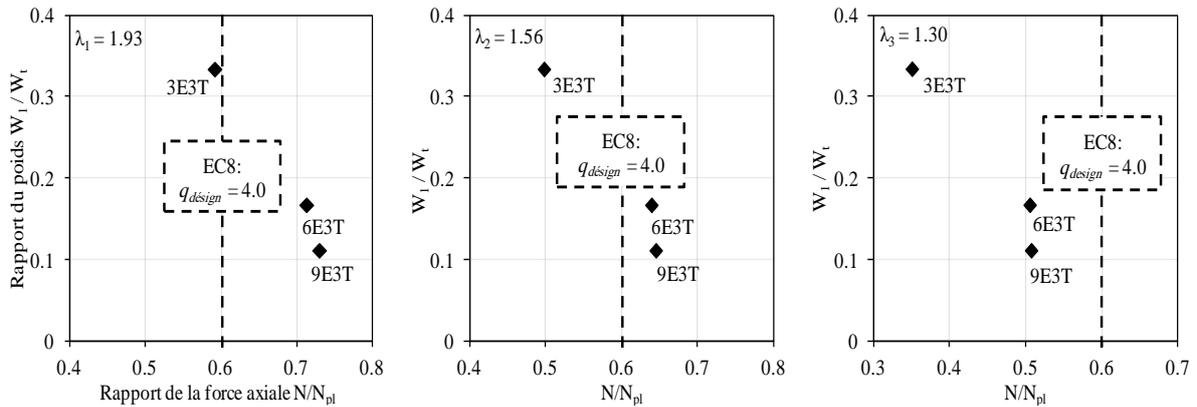
### 3.2.2 Influence l'élanement relatif des diagonales de contreventement sur facteur $q$

Cette partie est consacrée à l'évaluation des effets du l'élanement relatif des diagonales de contreventement,  $\lambda_i$ , et de la réponse locale des diagonales, en particulier les diagonales du rez-de-chaussée sur la valeur du facteur  $q$  et ses composantes.

Afin d'étudier les effets du l'élanement relatif  $\lambda_i$  et de la réponse locale des diagonales sur la valeur du facteur  $q$ , pour chaque structure correspondant à un nombre d'étages (3, 6 et 9 étages), trois processus de dimensionnement ont été effectués afin d'obtenir trois valeurs différentes (1.93, 1.56 et 1.30) de l'élanement relatif des diagonales de contreventement.

La variation du facteur  $q$  et de ses composantes en fonction de l'élanement relatif  $\lambda_i$  est donnée à la Figure 5.12. On peut observer que le facteur de résistance de réserve  $R_s$  est fortement influencé par le rapport de l'élanement relatif. En particulier, la valeur minimale de ce facteur est obtenue pour la valeur maximale de l'élanement relatif  $\lambda_3 = 1.93$ . Cependant, la plus grande valeur de  $R_s$  est obtenue pour la valeur minimale de l'élanement relatif  $\lambda_3 = 1.30$ . Ceci est expliqué par l'augmentation de la section des diagonales. Cette augmentation fait que la résistance axiale des diagonales de contreventement au rez-de-chaussée devient plus élevée, ce qui permet la plastification des diagonales aux niveaux supérieures, et par conséquent une augmentation significative de la résistance globale de la structure. La valeur du facteur  $R_\mu$  est peu sensible à la valeur de l'élanement relatif des diagonales de contreventement  $\lambda_i$ . La valeur de  $R_\mu$  est presque constante pour les structures de 6 et 9 étages, cependant pour les structures de 3 étages, la diminution de la valeur de l'élanement relatif  $\lambda_i$  diminue la valeur du facteur  $R_\mu$ .

Dans la Figure 5.12, les valeurs du facteur  $q$  des structures CBF-X étudiées considérant l'effet de l'élanement relatif sont comparées à celle donnée par l'EC8. Il peut être observé que le facteur  $q$  augmente à mesure que la valeur de l'élanement relatif  $\lambda_i$  diminue. Pour les structures de 3 étages, les facteurs  $q$  s'avèrent supérieurs à 4, ce qui est prescrit dans l'EC8, cependant, pour les structures de 6 et 9 étages, seules les structures conçues avec un élanement relatif  $\lambda_3 = 1.30$  ont des facteurs  $q$  supérieures à celle donnée par l'EC8.



**Figure 5.13** : Effet du l'élancement relatif des diagonales de contreventement "  $\lambda_i$  sur le facteur  $q$

La Figure 5.13 montre l'évolution du facteur  $q$  en fonction du taux de chargement axial ( $N/N_{pl}$ ) et du rapport du poids de la structure ( $W_1/W_t$ ). Le taux de chargement axial, représenté par le rapport entre l'effort sollicitant  $N$  et l'effort résistant plastique  $N_{pl}$ , est illustré pour les diagonales les plus sollicitées qui ont atteint leurs capacités ultimes  $PL_3$  (diagonales du rez-de-chaussée). Le rapport du poids est représenté par le rapport entre le poids du rez-de-chaussée  $W_1$  et le poids total de la structure  $W_t$ . D'après cette figure, il est clair que le facteur  $q$  est fortement influencé par le rapport de la force axiale. Lorsque le nombre d'étages augmente, la force axiale appliquée aux sections de diagonales de contreventement du rez-de-chaussée augmente également (d'où l'augmentation du poids total de la structure,  $W_t$ , par rapport au poids du rez-de-chaussée,  $W_1$ ). Cette dernière provoque la ruine locale des sections de ces diagonales (mécanisme de l'étage souple) conduisant à limiter la ductilité de la structure. Ainsi, il impose une réduction du facteur de résistance de réserve et, par conséquent, diminue la valeur du facteur  $q$ .

Sur la base des résultats ci-dessus, les structures CBF-X étudiées (structures avec triangulations à barres centrées en forme de X) présentent une faible résistance latérale lorsque la hauteur de la structure augmente. En effet, ce système structurel n'est pas capable de fournir une résistance latérale suffisante quand la hauteur de la structure (ou la force axiale) augmente. Comme il a été déjà souligné, le facteur  $q$  des structures CBF-X étudiées est fortement influencé par la réponse locale des sections de diagonales de contreventement. Pour cette raison, un critère lié à la réponse locale des sections de diagonales ( $N/N_{pl} < 0.60$ ) a été proposé sur la base des

résultats de cette étude. L'objectif principal du critère proposé est d'éviter la surestimation de la valeur du facteur  $q$  dans la phase de dimensionnement.

Dans la Figure 5.13, les valeurs du facteur  $q$  calculées pour les structures CBF-X étudiées pour les différentes valeurs du rapport de la force axiale sont comparées à celle spécifiée par l'EC8. Pour les structures de moyenne et de grande hauteur, les résultats montrent que la valeur du facteur  $q$  augmente progressivement avec la diminution du rapport de la force axiale  $N/N_{pl}$  et, par conséquent, on évite le risque de la surestimation de la valeur du facteur  $q$  dans le dimensionnement de ce type de structures (CBF-X). Ce résultat conduit explicitement à confirmer l'efficacité du critère proposé.

### 4. Conclusion

Dans ce chapitre, on a évalué le facteur de comportement (facteur  $q$ ) et ses composantes ( $R_s$ , et  $R_\mu$ ) des structures métalliques avec et sans palées triangulées à travers une série d'analyses statiques non-linéaires. Les structures analysées dans cette étude ont été dimensionnées conformément au règlement Européen (EC3 et EC8) en considérant les effets du nombre d'étages et de travées, du facteur de capacité (pour les structures en portiques), de l'élanement relatif des diagonales de contreventement (pour les structures avec triangulation à barres centrées en forme de X), de la forme du chargement latéral et de la réponse locale des éléments structuraux. Les résultats principaux de ces investigations sont résumés dans les points suivants :

- La valeur du facteur de comportement, facteur  $q$ , diminue avec l'augmentation du nombre d'étages pour les deux systèmes de contreventement considérés dans cette étude (en portiques et avec triangulations à barres centrées). La valeur de ce facteur augmente avec l'augmentation du nombre d'étages. Une tendance similaire mais moins importante (pour les structures en portiques) est observée lorsque le nombre de travées augmente.
- Pour les structures en portiques, le facteur de capacité a une influence relativement modeste sur le facteur  $q$ . Par contre, pour les structures avec triangulations à barres centrées, l'élanement relatif des diagonales de contreventement a un effet capital sur le même facteur.
- L'EC8 présente une valeur constante du facteur  $q$  pour chaque type de structures métalliques (système de contreventement), tandis que celle évaluée par cette étude dépend

entre autres du nombre d'étages et de l'élanement relatif  $\lambda_i$ , paramètres non pris en compte dans l'EC8.

Enfin, un critère de réponse locale basé sur le contrôle du niveau de la force axiale des sections de poteaux, pour les structures en portiques, et de diagonales contreventement pour les structures avec triangulations à barres centrées en forme de X a été proposé pour éviter la sous-estimation et la surestimation de la valeur du facteur  $q$  dans la phase de dimensionnement.

## **Conclusions générales et perspectives**

## Conclusions générales et perspectives

Le travail présenté dans cette thèse est consacré à l'évaluation du facteur de comportement, facteur  $q$ , et ses composantes (résistance de réserve,  $R_s$ , et ductilité,  $R_\mu$ ) des structures de bâtiments en acier à plusieurs étages avec et sans palées triangulées en tenant compte des déformations post-élastiques de leurs éléments structuraux à travers une série d'analyses statiques non-linéaires en poussée progressive « analyse Push-over ». Les structures considérées dans cette étude ont été dimensionnées conformément au règlement Européen (EC3 et EC8). Les effets de plusieurs paramètres importants sont analysés en considérant leur influence sur le comportement non-linéaire des structures et leurs facteurs de plasticités ( $R_s$ ,  $R_\mu$  et facteur  $q$ ). Ces paramètres concernent le nombre d'étages et de travées, le facteur de capacité (pour les structures en portiques), l'élanement relatif des diagonales de contreventement (pour les structures avec triangulation à barres centrées en forme de X), la forme du chargement latéral et la réponse locale des éléments structuraux. Les résultats principaux de ces investigations sont résumés dans les points suivants :

### *1. Pour les structures en portiques auto-stables*

- Les facteurs de résistance de réserve de conception,  $R_\Omega$ , de redondance,  $R_\rho$ , de ductilité  $R_\mu$  et de comportement, facteur  $q$ , diminuent lorsque le nombre d'étages augmente. Une tendance similaire mais moins importante est observée lorsque le nombre de travées augmente.
- Lorsque le nombre d'étages augmente, la force axiale appliquée aux sections de poteaux du rez-de-chaussée augmente également. Cela conduit à une réduction du moment résistant plastique et de la capacité de rotation des sections de poteaux. Ainsi, les valeurs de  $R_s$  et  $R_\mu$  diminuent, ce qui réduit par conséquent la valeur du facteur  $q$ .
- La valeur moyenne du  $R_\rho$  liée à la redondance est de 1.58 et 1.54 pour les structures à 3 et 6 travées respectivement. Ces valeurs sont supérieures à celles donnée par l'EC8:  $\alpha_w/\alpha_1 = 1.30$  pour des structures en portiques auto-stables à haute ductilité, DCH.
- Les modes de ruine observés pour les structures étudiées sont différents. La limite PL<sub>1</sub> définie par une limite supérieure d'un déplacement inter-étage égale à 3% de la hauteur d'étage ( $h_e$ ) est acceptable pour contrôler la ruine des structures de grande hauteur, alors

que pour les structures de faible et moyenne hauteur,  $PL_1$  limite leur comportement non-linéaire, et par conséquent conduit à une sous-estimation de la valeur du facteur  $q$ .

- Le facteur de capacité « poteaux/poutres » est d'une différence relativement modeste en termes de facteur  $q$ , car l'apparition des rotules plastiques d'un niveau de capacité ultime à la base des poteaux au rez-de-chaussée limite la redistribution des efforts internes dans ce type de structures.
- La valeur du facteur  $q$  des structures en portiques auto-stables de moyenne ductilité, DCM spécifiée par l'EC8 ( $q_{design} = 4$ ) est inférieure à celles calculées à partir des modélisations Push-over. Ce résultat provient principalement de l'analyse des structures de 3, 6 et 9 étages. Pour les structures de 12 étages, la valeur du facteur  $q$  est d'environ 4 coïncidant ainsi avec celle de l'EC8.
- Un critère de réponse locale basé sur le contrôle du niveau de la force axiale appliquée aux sections de poteaux a été proposé afin d'éviter la surestimation de la valeur du facteur  $q$ .

### **2. Pour les structures avec triangulations à barres centrées en forme de X (CBF-X)**

- Les facteurs  $R_s$  et  $R_\mu$  et le facteur  $q$  dépendent fortement des caractéristiques structurelles du bâtiment. Cependant, ces facteurs sont peu sensibles à la forme du chargement latéral.
- Lorsque le nombre d'étages augmente, la force axiale appliquée à la diagonale du rez-de-chaussée augmente également. Ceci mène à une instabilité locale de la diagonale (et par conséquent la rupture prématurée de la structure). Ainsi, les valeurs des facteurs  $R_s$  et  $R_\mu$  diminuent, ce qui influence par conséquent celle du facteur  $q$ .
- Les deux distributions (triangulaire DT et uniforme DU) donnent des valeurs du facteur  $q$  presque dans le même intervalle.
- L'élanement relatif des diagonales de contreventement a un effet capital sur la valeur du facteur  $q$ . Ce dernier diminue avec l'accroissement de la valeur de l'élanement relatif  $\lambda_i$ .
- L'EC8 propose une valeur constante pour le facteur  $q$  des structures métalliques contreventées par des palées triangulées de forme en X, tandis que celles évaluées par cette étude dépendent, entre autres, du nombre d'étages et de l'élanement relatif  $\lambda_i$ , qui sont des paramètres non pris en compte dans l'EC8.
- Sur la base de la capacité limite ultime (en utilisant les limites du FEM-356 sur la capacité de rotation des membres), l'EC8 surestime le facteur  $q$  des structures CBF-X, ce qui

conduit à une sous-estimation de l'effort tranchant à la base, et donne par conséquent une conception potentiellement dangereuse.

- Enfin, un critère de réponse locale basé sur le contrôle du niveau de la force axiale appliquée aux sections de diagonales de contreventement a été proposé pour éviter la surestimation de la valeur du facteur  $q$ .

Les résultats obtenus dans ce travail se limitent aux types de structures analysées sous l'effet des paramètres considérées, ce qui par conséquent laisse un certain nombre de champs ouverts pour d'autres recherches futures.

### **En perspective :**

- La présente étude a été menée pour déterminer le facteur de comportement d'un certain nombre de structures métalliques dimensionnées selon les provisions des codes Européens.
- Elle est à compléter par complétée par une série d'analyses dynamiques non-linéaires basées sur plusieurs enregistrements de mouvement du sol censés représenter l'effet des excitations sismiques sur le comportement dynamique de telles structures.
- Une étude similaire pour des structures métalliques dimensionnées selon le règlement parasismique algérien pourrait faire l'objet d'une recherche future.

## **Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

- [1] **Eurocode-8 [2004]** "Design of structures for earthquake resistance", Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, CEN, Brussels.
- [2] **IBC [2009]** "International building code", International Code Council.
- [3] **Humar J. L., Ragozar M. A [1996]** "Concept of overstrength in seismic design", Proc. of the 11<sup>th</sup> WCEE, IAEE, Acapulco, Mexico, papier N°639.
- [4] **Rahgozar M. A., Humar, J. L [1998]** "Accounting for overstrength in seismic design of steel structures", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol: 25, N: 1, pp. 1-15. <https://doi.org/10.1139/197-045>.
- [5] **RPA99/Version 2003 [2003]** "Règles Parasismiques Algériennes", Document Technique Règlementaire, Algérie.
- [6] **Mouzzoun M., Moustachi O., Taleb A [2013]** "Evaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé (Assessment of the behaviour factor for seismic design of reinforced concrete buildings)", Journal of Materials and Environmental Science, Vol : 4, N : 1, pp. 23-32.
- [7] **Louzaï A., Abed A [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", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol: 13, pp. 1773-1793. DOI [10.1007/s10518-014-9689-7](https://doi.org/10.1007/s10518-014-9689-7).
- [8] **ATC3-06 [1978]** "Tentative provisions for the development of seismic regulations for building", Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [9] **ATC-34 [1995]** "A critical review of current approaches to earthquake-resistant design", Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [10] **Freeman S. A [1990]** "On the correlation of code forces to earthquake demands", Proc of the 4th US.-Japan workshop on Improvement of Build. struct. Des. and constr Practices, Applied technology Council, Redwood City, California.
- [11] **CNBC [2005]** "Code National du Bâtiment – Canada", Conseil National de Recherches du Canada – Institut de recherche en construction, Ottawa, Ontario, Canada.
- [12] **Mitchell D., Paultre P [1994]** "Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol: 21, pp.1049–1060. DOI: [10.1139/194-109](https://doi.org/10.1139/194-109).

- [13] **Bruneau M., Uang C. M., Whittaker A [1998]** "Ductile design of steel structures", McGraw-Hill, New York.
- [14] **Mitchell D., Tremblay R., Karacabeyli E., Paultre P., Saatcioglu M., Anderson D. L [2003]** "Seismic force modification factors for the proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol: 30, pp. 308–327. <https://doi.org/10.1139/102-111>.
- [15] **Mahmoudi M., Zaree M [2011]** "Evaluating the overstrength of concentrically braced steel frame systems considering members post-buckling strength", International Journal of Civil Engineering, Vol: 9, N: 1, pp. 57-62. <http://ijce.iust.ac.ir/article-1-301-en.html>.
- [16] **Ferraioli M., Lavino A., Mandara A [2014]** "Behaviour Factor of code-designed steel moment-resisting frames", International Journal of Steel Structures, Vol: 14, N: 2, pp. 243-254. DOI 10.1007/s13296-014-2005-1.
- [17] **Uang C. M [1991]** "Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol: 117, N: 1, pp. 19–28. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:1\(19\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19)).
- [18] **NBCC [1995]** "National Building Code of Canada", Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- [19] **Mahmoudi M., Zaree M [2013]** "Determination the response modification factors of buckling restrained braced frames", Procedia Engineering, Vol: 54, pp. 222-231. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.03.020>.
- [20] **Newmark N. M., Hall W. J [1982]** "Earthquake spectra and design", EERI Monograph Series, EERI, Okland, CA, USA.
- [21] **Krawinkler, H., Nassar, A [1992]** "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", In: Nonlinear seismic analysis of reinforced concrete buildings, New York, USA. pp. 27-47.
- [22] **Fajfar P [2000]** "A nonlinear analysis method for performance based seismic design", Earthquake Spectra, Vol: 16, N: 3, pp. 573–592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>.
- [23] **Ostraas J. D., Krawinkler H [1990]** "Strength and ductility considerations in seismic design", Report No.90, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, USA.
- [24] **Nassar A., Krawinkler H [1991]** "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, USA.

- [25] **NBCC [1990]** "National building code of Canada 1990 and Supplement to the national building code of Canada 1990", National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- [26] **Kappos A. J [1990]** "Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies", *Engineering Structures*, Vol: 21, N: 9, pp. 823-835. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00050-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00050-9).
- [27] **Eurocode 8 [1994]** "design provisions for earthquake resistance of structures", Part 1: General rules (ENV 1998—1-1 and 1-2), CEN Technical Commission 250/SC8, CEN, Brussels.
- [28] **Elnashai A. S., Mwafy A. M [2000]** "Overstrength And Force Reduction Factors Of Multistorey Reinforced-Concrete Buildings", *The structural design of tall buildings*, Vol: 11, N: 5, pp. 329-351. <https://doi.org/10.1002/tal.204>.
- [29] **Izzuddin B. A, Elnashai A. S [1989]** "ADAPTIC—a program for static and dynamic analysis of structures by adaptive mesh refinement", user manual, ESEE Report 89/7, Imperial College, London.
- [30] **Balendra T., Huang X [2003]** "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol: 129, N: 8, pp. 1019–1035. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:8\(1019\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:8(1019)).
- [31] **Mahmoudi M [2003]** "The relationship between overstrength and members ductility of RC moment resisting frames", *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Vol: 54, pp. 222-231.
- [32] **Maheri M. R., Akbari R [2003]** "Seismic behavior factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", *Engineering Structures*, Vol: 25, N: 15, pp. 1505–1513. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00117-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00117-2).
- [33] **Kim J., Choi H [2005]** "Response modification factors of chevron-braced frames", *Engineering Structures*, Vol: 27, N: 2, pp. 285-300. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.10.009>.
- [34] **IBC [2000]** "International building code", International Code Council.
- [35] **Prakash V, Powell G. H, Campbell S [1993]** "DRAIN-2DX base program description and user guide", Report No. UCB/SEMM-1993/17, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [36] **Lee D. G., Cho S. H., Ko H [2005]** "Response modification factors for seismic design of building structures in low seismicity regions", Korea Earthquake Engineering Research Center.

- [37] **Disarno L., Elnashai A. S., Nethercot D. A [2008]** "Seismic response of stainless steel braced frames" *Journal of Constructional Steel Research*, Vol: 64, Issues 7-8, pp. 914-925. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.01.027>.
- [38] **Annan C. D., Youssef M. A., EL Naggat M. H [2009]** "Seismic overstrength in braced frames of modular steel buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol: 13, pp. 1-21. <https://doi.org/10.1080/13632460802212576>.
- [39] **Mahmoudi M., Zaree M [2010]** "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol: 66, N: 10, pp. 1196-1204. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.04.004>.
- [40] **Kang C. K., Choi B. J [2011]** "New approach to evaluate the response modification factors for steel moment resisting frames", *International Journal of Steel Structures*, Vol: 11, N: 3, pp. 275–286. DOI 10.1007/s13296-011-3003-1.
- [41] **Zahid M., Robert D., Shahrin F [2013]** "An evaluation of overstrength factor of seismic designed low rise RC buildings", *Procedia Engineering*, Vol: 53, pp.48-51. doi: 10.1016/j.proeng.2013.02.008.
- [42] **Faggiano B., Antonio Formisano L. F., Macillo V., Castaldo C., Mazzolani F. M [2014]** "Assessment of the design provisions for steel concentric x bracing frames with reference to Italian and European codes", *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol: 8, Suppl 1: M3, pp. 208-215. DOI: 10.2174/1874836801408010208.
- [43] **Chaulagain H., Rodrigues H., Spacone E., Guragain R., Mallik R., Varum H [2014]** "Response reduction factor of irregular RC buildings in Kathmandu valley", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol: 13, N: 3, pp. 455–470. DOI: 10.1007/s11803-014-0255-8.
- [44] **Serror M. H., Abdelmoneam M. N [2016]** "Seismic performance evaluation of Egyptian code-designed steel moment resisting frames", *Housing and Building National Research Center*. <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2016.01.005>.
- [45] **Attia W. A., Irheem M. M. M [2016]** "Boundary condition effect on response modification factor of X-braced steel frames", *Housing and Building National Research Center*. <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2016.03.002>.
- [46] **Irheem M. M. M., Attia W. A [2017]** "Investigating effects of boundary conditions on the evaluation of R-factor of un-braced steel frames", *Housing and Building National Research Center*, Vol: 13, N: 2, pp. 123–132. <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2015.06.006>.

- [47] **Azad S. K., Topkaya C., Astaneh-Asl A [2017]** "Seismic behavior of concentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 provisions", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol: 133, pp. 383–404. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.02.026>.
- [48] **Asgarian B., Sadrinezhad A., Alanjari P [2010]** "Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol: 66, pp. 178\_190. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.09.001>.
- [49] **Roeder C. W., Lumpkin E. J., Lehman D. E [2012]** "Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames", *Earthquake Spectra*, Vol: 28, N: 2, pp. 709–727. <https://doi.org/10.1193/1.4000006>.
- [50] **Dicleli M., Mehta A [2016]** "Seismic performance of a special type of single-story eccentrically braced steel frame" , *Advances in Structural Engineering*, Vol: 11, N: 1, pp. 35-51. <https://doi.org/10.1260/136943308784069450>.
- [51] **Chekired A [2016]** "Evaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en acier sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires" Thèse doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Algérie.
- [52] **Montuori R., Troisi M., Piluso V [2012]** "Theory of plastic mechanism control of seismic-resistant MR-Frames with set-backs", *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol: 6, pp. 404-413. DOI: [10.2174/1874836801206010404](https://doi.org/10.2174/1874836801206010404).
- [53] **ASCE/SEI 7-10 [2010]** "Minimum design loads for building and other structures", American Society of Civil Engineers, New York.
- [54] **Elghazouli A. Y [2003]** "Seismic design procedures for concentrically braced frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings 156*, Vol: 4, pp. 381–394. <https://doi.org/10.1680/stbu.2003.156.4.381>.
- [55] **Abdollahzadeh G., Banihashemi M [2003]** "Response modification factor of dual moment-resistant frame with buckling restrained brace (BRB)", *Steel and Composite Structures*, Vol: 14, N: 6, pp. 621-636. DOI: [10.12989/scs.2013.14.6.621](https://doi.org/10.12989/scs.2013.14.6.621).
- [56] **Sen A. D., Pan L., Sloat D., Roeder C. W., Lehman D. E., Berman J. W., Tsai K. C., Li C. H., Wu A. C [2014]** "Numerical and experimental assessment of chevron braced frames with weak beams", *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Frontiers of Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska, July 21-25. DOI: [10.4231/D3862BC3Z](https://doi.org/10.4231/D3862BC3Z).
- [57] **Costanzo A., D'Aniello M., Landolfo R [2016]** "Critical review of seismic design criteria for chevron concentrically braced frames: the role of the brace-intercepted beam", *Ingegneria Sismica – International Journal of Earthquake Engineering*, Vol: 1-2, pp. 72–89.

- [58] **Lestuzzi P., Wenk T [2003]** "Dimensionnement parasismique des constructions en acier", ETH Zurich Research Collection, report. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-006578757>.
- [59] **Merczel D. B [2015]** "Weak storey behaviour of concentrically braced steel frames subjected to seismic actions", Doctoral thesis, THESE BUTE Budapest et INSA Rennes sous le sceau de l'Université européenne de Bretagne.
- [60] **Oussalem M. M [2013]** "Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise. Cas des structures en acier en contreventements centre et excentre" , Thèse doctorat, Université mouloud mammeri de Tizi Ouzou, Algérie.
- [61] **Degee H., Lebrun N., Plumier A [2010]** "Considerations on the design, analysis and performances of eccentrically braced composite frames under seismic action", Proceedings of SDSS 2010 Conference - Stability and Ductility of Steel Structures, pp. 337-344.
- [62] **Plumier A [2009]** "Constructions parasismiques en acier - Contexte de l'Eurocode 8", Techniques de l'Ingénieur, Réf. : C2559 V1.
- [63] **Schneide S. P., Soroushian S., Carpenter J. E [1993]** "Seismic behavior of moment-resisting steel frames: experimental study", J Struct Eng ASCE, Vol: 199, pp. 1885-1902. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:6\(1866\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:6(1866)).
- [64] **Nakashima M, Sawaizumi S [2000]** "Column-to-beam strength ratio required for ensuring beam collapse mechanisms in earthquake responses of steel moment frames", In: Proceedings of 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand.
- [65] **Zaghi A. E., Soroushian S., Itani A., Maragakis E. M., Pekcan G., Mehrraoufi M [2015]** "Impact of column-to-beam strength ratio on the seismic response of steel MRFs", Bull Earthquake Eng, Vol: 13, pp. 635–652. DOI 10.1007/s10518-014-9634-9.
- [66] **Banihashemi M. R., Mirzagoltabar A. R., Tavakoli H. R [2015]** "Development of the performance based plastic design for steel moment resistant frame", International Journal of Steel Structures, Vol: 15, N: 1, pp. 51-62. DOI 10.1007/s13296-015-3004-6.
- [67] **Stamatopoulos G. N [2014]** "Seismic response of steel frames considering the hysteretic behaviour of the semi-rigid supports", International Journal of Steel Structures, Vol: 14, N: 3, pp. 609-618. DOI 10.1007/s13296-014-3019-4.
- [68] **Bandyopadhyay M., Banik A. K., Datta T. K [2015]** "Numerical modeling of compound element for static inelastic analysis of steel frames with semi-rigid connections", Matsagar V. (eds) Advances in Structural Engineering, pp. 543-558. DOI 10.1007/978-81-322-2190-6\_44.
- [69] **Desrochers A. L [2014]** "Utilisation de fusibles ductiles pour réduire les forces sismiques sur les cadres contreventés", Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil, Canada.

- [70] **Gélinas A [2013]** "Etude expérimentale du comportement sismique des assemblages utilisés dans les contreventements en X en acier", Diplôme de maîtrise ès sciences appliquées, Université de Montréal, Faculté de génie, Département de génie civil, Canada.
- [71] **Ziemian R. D [2010]** "Guide to stability design criteria for metal structures", Published by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. [DOI:10.1002/9780470549087](https://doi.org/10.1002/9780470549087).
- [72] **Jain A. K., Goel S. C., Hanson R. D [1978]** "Inelastic response of restrained steel tubes", Journal of the Structural Division, Vol: 104, N: 6, pp. 897–910.
- [73] **Jain A. K., Hanson R. D., Goel S. C [1980]** "Hysteretic cycles of axially loaded steel members", Journal of the Structural Division, Vol: 106, N: 8, pp. 1777-1795.
- [74] **Popov E. P., Black, R. G [1981]** "Steel struts under severe cyclic loadings", Journal of the Structural Division, Vol: 107, N: 9, pp. 1857-1881.
- [75] **Tremblay R [2002]** "Inelastic seismic response of steel bracing members", Journal of Constructional Steel Research, Vol: 58, N: (5-8), pp. 665-701. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00104-3](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00104-3).
- [76] **Lee K., Bruneau M [2005]** "Energy dissipation of compression members in concentrically braced frames: Review of experimental data", Journal of Structural Engineering, Vol: 131, N: (14), pp. 552-559. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:4\(552\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:4(552)).
- [77] **Plumier A., Degee H [2009]** "Conception parasismique dans le contexte de l’Eurocode8", Université de Liège.
- [78] **Gélinas A [2013]** "Etude de la réponse globale des cadres a contreventement excentrique a liens longs aux charges sismiques", Diplôme de maîtrise ès sciences appliquées, Département des génies civil, géologique et des mines école polytechnique de Montréal, Canada.
- [79] **Mahmoudi M., Eskandari V [2013]** "The effects of height and length of link beam on response modification factors of eccentrically braced steel frames", Research in Civil and Environmental Engineering, Vol: 1, pp. 41-53.
- [80] **Plumier A [2000]** "European research and code developments on seismic design of composite steel concrete structures", 12 World Conference on Earthquake Engineering – Conference Proceeding. February, Auckland, New Zealand, Paper N: 1147.
- [81] Constructions parasismiques en acier. Brochure technique Arcelor Mittal.
- [82] **Plumier A [2007]** "Conception parasismique", Note de cours de l’université de Liège, Publication Interne de la Faculté des Sciences de l’Ingénieur.
- [83] **Lee K., Bruneau M [2015]** "Efficiency of Eurocode 8 design rules for steel and steel-concrete composite structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol: 112, pp. 108–129. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.04.021>.

- [84] **Eurocode-3 [2005]** "Design of steel structures", Part 1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, CEN, Brussels.
- [85] **Larabat Z. A [2010]** "Effets des palées de contreventement sur la réponse sismique des structures des bâtiments", Thèse magister, Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, Algérie.
- [86] **Vu T K [2011]** "Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides. Application aux structures en bois", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal - Clermont II, Clermont-Ferrand, France.
- [87] **SAP2000 [2010]** "Linear and nonlinear static and dynamic analysis of three-dimensional structures", Computers and Structures Inc, (CSI), Berkeley (CA).
- [88] **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. <https://doi.org/10.1007/s10518-012-9387-2>.
- [89] **Dimopoulos A. I., Bazeos N., Beskos D. E [2012]** "Seismic yield displacements of plane moment resisting and X-braced steel frames", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol: 41, pp. 128–140. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.05.002>.
- [90] **Ras Abdelouahab A [2015]** "Etude du comportement des structures en acier sous sollicitations sismiques contreventées par amortisseurs à fluides visqueux", Thèse doctorat, Université Aboubakr Belkaid de Tlemcen, Algérie.
- [91] **Bourada S [2012]** "Evaluation de la capacité de résistance d'un bâtiment contreventé par portiques auto-stables en béton armé soumis à une action sismique", Thèse magister, Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, Algérie.
- [92] **Djebbar N [2006]** "Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton", Thèse doctorat, Université Mentouri de Constantine, Algérie.
- [93] **Karavasilis T. L., Bazeos N., Beskos D. E [2012]** "Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames", Earthquake engineering and structural dynamics, Vol: 36, pp. 2273–2289. DOI: [10.1002/eqe.728](https://doi.org/10.1002/eqe.728).
- [94] **Tataie L [2011]** "Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des excitations sismiques", Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France.
- [95] **Izadinia M., Rahgozar M. A., Mohammadrezaei O [2012]** "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods", Journal of Constructional Steel Research, Vol: 79, pp. 83–90. [10.1016/j.jcsr.2012.07.010](https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.07.010).

- [96] **Fajfar P., Fischinger, M [1988]** "N2. A method for non-linear seismic analysis of regular buildings", Proceeding of the 9<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering, Kyoto-Tokyo, Japan.
- [97] **FEMA 356 [2000]** "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington.
- [98] **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, Vol: 8, Suppl 1: M11, pp. 310-323. DOI: [10.2174/1874836801408010310](https://doi.org/10.2174/1874836801408010310).
- [99] **Bouyakoub S [2012]** "Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des ossatures en béton arme soumises à des actions sismiques" , Thèse magister, Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, Algérie.
- [100] **Chan S. L., Chui P. P. T [2000]** "Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections", Elsevier science ltd, The Boulevard, Langford Lane Kidlington, Oxford OX5 1GB, UK.
- [101] **Rahai A. R., Fallah Nafari S [2013]** "A comparison between lumped and distributed plasticity approaches in the pushover analysis results of a pc frame bridge", International Journal of Civil Engineering, Vol: 11, N: 4, pp. 217-225. <http://ijce.iust.ac.ir/article-1-493-en.html>.
- [102] **Taucer F. F, Spacone E, Filippou F. C [1991]** "A fiber beam-column element for seismic analysis of reinforced concrete structures", Earthquake engineering research center, University of California, Berkeley, Report No. 91/17.
- [103] **Gugerli H., Goel S. C [1982]** "Inelastic cyclic behavior of steel bracing members", University of Michigan, Michigan, Rep. No. UMEE 82R1.
- [104] **Aslani F., Goel S. C [1989]** "Experimental and analytical study of the inelastic behavior of double angle bracing members under severe cyclic loading", University of Michigan, Michigan, Rep. No. UMCE 89-5.
- [105] **Kahn L. F., Hanson R. D [1976]** "Inelastic cycles of axially loaded steel members", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol: 102, N: 5, pp. 947-959.
- [106] **Jain, A. K., Goel S. C., Hanson R. D [1978]** "Inelastic response of restrained steel tubes", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol: 104, N: 6, pp. 897-910.
- [107] **Jain A.K., Goel S. C., Hanson, R. D [1980]** "Hysteretic cycles of axially loaded steel members", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol: 106, N: 8, pp. 947-959.

- [108] **Prathuansit D., Goel S. C., Hanson R.D [1978]** “Axial hysteresis behavior with end restraints”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol: 104, N: 6, pp. 883-896.
- [109] **Popov E. P., Black R.G [1981]** “Steel struts under severe cyclic loadings”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol: 107, N: 9, pp. 1857-1881.
- [110] **Lee S., Goel S.C [1987]** “Seismic behavior of hollow and concrete-filled square tubular bracing members”, University of Michigan, Rep. No. UMCE 87-11.
- [111] **Dicleli M., Mehta A [2007]** "Seismic performance of chevron braced steel frames with and without viscous fluid dampers as a function of ground motion and damper characteristics", Journal of Constructional Steel Research, Vol: 63, pp. 1102–1115. [doi:10.1016/j.jcsr.2006.09.005](https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.09.005).
- [112] **Dicleli M., Mehta A [2008]** "Seismic performance of a special type of single-story eccentrically braced steel frame", Advances in Structural Engineering, Vol: 11, N: 1, pp. 35–51. <https://doi.org/10.1260/136943308784069450>.
- [113] **Karavasilis T. L., Bazeos N., Beskos D. E [2006]** "Maximum displacement profiles for the performance based seismic design of plane steel moment resisting frames", Engineering Structures, Vol: 28, N: 1, pp. 9-22. [10.1016/j.engstruct.2005.06.021](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.06.021).
- [114] **Kim J., Jun Y., Kang H [2016]** "Seismic behavior factors of rc staggered wall buildings", International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol: 10, N: 3, pp. 355–371. DOI [10.1007/s40069-016-0142-y](https://doi.org/10.1007/s40069-016-0142-y).
- [115] **Mondal A., Ghosh S., Reddy G. R [2013]** "Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile rc frames", Engineering Structures, Vol: 56, pp. 1808–1819. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.038>.
- [116] **Xiong E., He H., Cui F., Bai L [2016]** "Performance-based plastic design method for steel concentrically braced frames using target drift and yield mechanism", Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol: 60, N: 1, pp. 127-134. <https://doi.org/10.3311/PPci.7383>.