

**UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF**  
**FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**MEMOIRE DE MAGISTERE**

Spécialité : **GENIE CIVIL**  
Option: **Structures et géotechniques**

Présenté par :  
**BOURADA Sofiane**

Titre :

**EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE D'UN BATIMENT  
CONTREVENTE PAR PORTIQUES AUTOSTABLES EN BETON ARME  
SOU MIS À UNE ACTION SISMIQUE**

Soutenu publiquement le 12/04/2012 devant le jury composé de :

- <b>MAKHELOUF Ali</b>	Maître de conférences A (UHB-Chlef)	Président
- <b>KADRI Tahar</b>	Maître de conférences A (UAB-Mostaganem)	Examineur
- <b>BOUGARA Abdelkader</b>	Maître de conférences A (UHB-Chlef)	Examineur
- <b>AIT ATMANE Hassen</b>	Maître de conférences B (UHB-Chlef)	Examineur
- <b>BRANCI Taïeb</b>	Maître de conférences A (UHB-Chlef)	Rapporteur

Année universitaire : 2011/2012

# **MEMOIRE DE MAGISTERE**

Spécialité : **GENIE CIVIL**  
Option: **Structures et géotechniques**

Présenté par :  
**BOURADA Sofiane**

Titre :  
**EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE D'UN BATIMENT  
CONTREVENTE PAR PORTIQUES AUTOSTABLES EN BETON ARME  
SOU MIS À UNE ACTION SISMIQUE**

## *Remerciements*

Louange à ALLAH l'unique, le clément et le miséricordieux, qui grâce a lui que ce travail a pu voir le jour

Je voudrais exprimer tout d'abord mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance et gratitude à mon directeur de mémoire monsieur **BRANCI Taïeb**, maître de conférences à l'Université de Chlef, pour toute la confiance qu'il m'a accordé, pour son souci permanent, pour ces conseils et suggestions bienveillantes et pour sa grande disponibilité.

J'adresse également mes profonds remerciements au président de jury Mr. **MAKHELOUF Ali**, maître de conférences à l'Université de Chlef de l'honneur qu'il m'a fait en acceptant la présidence du jury de ce mémoire.

J'exprime aussi ma profonde gratitude à Mr. **KADRI Tahar**, maître de conférences à l'Université de Mostaganem, Mr. **BOUGARA Abdelkader**, maître de conférences à l'université de Chlef, Mr. **AIT ATMANE Hassen**, maître de conférences à l'université de Chlef de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

De même, je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements à ma famille pour sa présence et son appui, ainsi qu'à mon père, qui m'a toujours encouragé à poursuivre mes étude et sans qui je n'en serais pas la.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce mémoire.

---

*Ce mémoire est dédié :*

*A la mémoire de ma mère*

*A tous ceux qui me sont chers.....*

*Mon père Elhadj, mon cher frère Mohammed et mes sœurs Houria et Malika*

*Ma tante Houria et sa famille*

*Familles BOURADA et BOUBEKEUR.....*

---

## Titre : EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE D'UN BATIMENT CONTREVENTE PAR PORTIQUES AUTOSTABLES EN BETON ARME SOUMIS A UNE ACTION SISMIQUE

**Résumé :** Les codes parasismiques actuels sont élaborés essentiellement pour dimensionner et prévenir le risque sismique dans les structures neuves par une conception rationnelle fidèlement traduite entre la demande et la capacité à l'aide des méthodes de dimensionnement appropriées. Par ailleurs, une grande partie du parc immobilier en Algérie est constituée de bâtiments autostables en béton armé qui risquent de montrer une faible résistance lors d'un tremblement de terre plus ou moins sévère. Dans ce contexte, différentes méthodes d'analyse sont préconisées par ces codes, en l'occurrence le code EC8 et ATC40, parmi lesquelles figurent la méthode statique non-linéaire SNL (pushover) basée sur le concept de déplacement en intégrant les mécanismes possibles d'endommagement dus aux différentes formes de distribution des charges latérales qui expriment la distribution des forces d'inertie. L'un des objectifs de ce mémoire consiste à appliquer la nouvelle approche en ductilité (méthode N2) basée sur la méthode SNL aux bâtiments autostables en béton armé dimensionnés selon le règlement parasismique algérien RPA99, ensuite une étude comparative entre les réponses obtenues à partir de cette nouvelle méthode et la méthode dynamique non-linéaire (temporelle non-linéaire), en introduisant l'effet d'impulsion caractérisant le séisme proche, vue la différence importante avec le séisme lointain, pour l'évaluation de la demande et la capacité de résistance. Les résultats obtenus en termes de déplacement et d'effort tranchant pour les structures étudiées ont montré la facilité avec laquelle la méthode N2 permet de vérifier la vulnérabilité d'une structure existante ou non à l'action de n'importe quel séisme.

**Mots clés :** Structure, portique autostable, béton armé, code parasismique, charge latérale, méthode statique non-linéaire, méthode N2, séisme proche et lointain, demande, capacité, ductilité, résistance.

### العنوان : تحديد المقاومة القصوى لبناء ذو هياكل من الخرسانة المسلحة تحت تأثير قوى زلزالية

**المخلص :** تهدف الكودات الزلزالية الحالية إلى التصميم و التأهيل الزلزالي بتقدير أداء المنشآت الجديدة عن طريق التوفيق بين الاستطاعة و الطلب الزلزالي باستخدام طرق تحليل خاصة. من جهة أخرى, جزء كبير من النسيج العمراني للجزائر عبارة عن بنايات ذات هياكل خرسانية قد تبدي مقاومة ضعيفة في حالة تعرضها إلى زلازل مختلفة.

في هذه الدراسة, طرق تحليل مختلفة وفق الكودات الأوروبية و الأمريكية مثلا (EC8 , ATC40) تم اعتمادها كالتحليل الستاتيكي اللاخطي ( الدفع الجانبي) القائم على مبدأ الانتقالات مع تحديد ميكانيكيات الانهيارات الممكنة بفعل توزيعات معينة للقوى الجانبية لتوضيح عمل المنشآت فعليا. كذلك تطبيق طريقة التحليل الجديدة بمبدأ اللدانة (طريقة التحليل N2) المعتمدة على الطريقة الدفعية لبناءات ذات هياكل بيتونية مصممة وفق القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 من بين أهداف هذه الدراسة, ثم إجراء دراسة مقارنة بين النتائج المحصل عليها من هذه الطريقة و الطريقة الديناميكية اللاخطية باستخدام التسجيلات الزمنية لزلازل قريبة و بعيدة عن مركز الهزة, للأخذ بعين الاعتبار الاختلافات بين هاذين الأخيرين, من أجل تقدير الطلب و استطاعة المقاومة. النتائج المحصل عليها كالانتقالات و قوى القص للمنشآت المدروسة تبين السهولة التي بفضلها طريقة التحليل N2 يتم التأكد من أداء المنشآت البيتونية القائمة و الجديدة تحت وقع أي قوة زلزالية.

**الكلمات المفتاحية:** منشأ, هياكل, خرسانة مسلحة, كود, قوى جانبية, التحليل الستاتيكي اللاخطي, طريقة التحليل N2 , زلزال قريب و بعيد, الطلب, الاستطاعة, اللدانة, المقاومة.

*Title :*        **STRENGTH CAPACITY ASSESSMENT FOR REINFORCED CONCRETE FRAMES  
BUILDING SUBJECTED TO SEISMIC ACTION**

*Abstract:* Current seismic codes are mainly elaborate to design and prevent the seismic risk in the new structures by a rational earthquake-resistant structures design based on correlation of demand with capacity, using the appropriate design methods. Moreover, a large part of the housing stock in Algeria consists of reinforced concrete frames buildings that may appear a low resistant when subjected to more or less severe earthquakes. In this context, different methods are recommended by these codes (EC8, ATC40,..). Among which appear the nonlinear static analysis NSA (pushover) based on the concept of displacement in order integrates the possible mechanisms of damage caused by different forms of laterals loads distributions to express the distribution of inertial forces. One of the objectives of this memory consist to apply this new approaches on ductility (N2 method) based on the NSA to the reinforced concrete frames building designed by Algerian seismic code. Then, a comparative study is made between the responses obtained starting from this new method and the nonlinear dynamic method (nonlinear time history) by introducing the different effects characterizing the near and the far-field, for the demand and strength capacity assessment. The results got in terms of displacement and shearing action for the studied structures showed the facility with which the N2 method makes it possible to check the vulnerability of a new or existing structure under the seismic action.

*Keywords :* Structure, frame, reinforced concrete, seismic code, lateral load, nonlinear static analysis, N2 method, near-earthquake and far-earthquake, demand, capacity, ductility, strength.

---

---

**SOMMAIRE**

	INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I:	COMPORTEMENT MECANIQUE ET METHODES D'ANALYSE	4
	I.1 Introduction	4
	I.2 Généralités	4
	I.2.1 Les méthodes d'analyses	4
	I.2.1.1 Méthode élastiques linéaires	5
	a- Méthode statique équivalente	5
	b- Méthode d'analyse modale spectrale	5
	c- Méthode d'analyse temporelle élastique	5
	I.2.1.2 Méthode non-linéaires et inélastiques non-linéaires	5
	a- Méthode d'analyse plastique	5
	b- Méthode d'analyse Pushover	5
	c- Méthode d'analyse temporelle inélastique	6
	d- Méthode d'analyse modale pushover	6
	I.2.2 Les origines de la non-linéarité dans un système structurel	8
	I.2.2.1 Variation de la masse	8
	I.2.2.2 Variation de l'amortissement	8
	I.2.2.3 Variation de la rigidité	9
	a) Non-linéarité géométrique	9
	b) Non-linéarité mécanique	9
	- Modèle élasto-plastique	9
	- Modèle TAKEDA	10
	- Modèle $\gamma$	11
	- Modèle Q	12
	I.2.3 Ductilité de la structure	12
	I.2.3.1 Ductilité locale	12
	I.2.3.2 Ductilité globale	13
	I.2.3.3 Ductilité globale des ossatures en portique	13
	I.2.4 Notions sur les spectres	13
	a) Spectre de réponse élastique	13
	b) Spectre inélastique	15
	I.2.4.1 Facteur de comportement structural	16
	I.3 Mécanismes de ruine	17
	I.3.1 Critère de ruine en rotation	19
	I.3.1a Méthode de Priestley	19
	I.3.1b Méthode empirique	20
	I.3.1c Méthode simplifiée de l'ATC40-FEMA 273-356-440	20
	I.4 Conclusion	23

---

---

CHAPITRE II:	REVUE SUR LES METHODES STATIQUES NON-LINEAIRES	24
	II.1 Introduction	24
	II.2 Aperçu sur les travaux antérieurs sur les analyses statiques non-linéaires	24
	II.3 Aperçu sur les travaux antérieurs sur les analyses pushover	26
	II.4 Conclusion	28
CHAPITRE III:	ÉTUDE PRELIMINAIRE DES BATIMENTS SELECTIONNES	29
	III.1 Introduction	29
	III.2 Sélection des structures	29
	III.2.1 Présentation des actions sismiques	32
	III.2.2 Vérification des déplacements relatifs horizontaux	34
	III.2.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-D	35
	III.3.4 Calcul et ferrailage des éléments porteurs (poteaux et poutres)	36
	III.3.5 Vérification de la capacité sismique des éléments poteaux et poutres	37
	a) Calcul des moments résistant d'une section en flexion simple	37
	b) Dimensionnement capacitaire des poteaux en Béton Armé	39
	III.3 Conclusion	43
CHAPITRE IV:	ANALYSES NON-LINEAIRES DES STRCUTURES AUTOSTABLES EN BETON ARME	44
	IV.1 Introduction	44
	IV.2.1 Influence de la forme du chargement latéral sur la courbe de capacité	45
	IV.2.1 Modes de chargements	45
	IV.2.2 Détermination du chargement latéral pour l'analyse Pushover	47
	IV.2.3 Détermination des courbes de capacité des différentes structures étudiées	48
	IV.2.4 Localisation des rotules plastiques	53
	IV.2.5 Conclusion	58
	IV.3: Evaluation de la performance sismique des structures autostables en béton armé	59
	IV.3.1 Méthodologie	59
	IV.3.2 Calcul de la demande et la performance utilisant la méthode N2	59
	IV.3.3 Détermination des spectres	68
	IV.3.4 Résultats d'application de la méthode N2	69
	1) Courbe pushover et son idéalisation	69
	2) Courbe de capacité	69
	3) Spectre inélastique	70
	4) Point de performance	71
	IV.3.5 Etude du bâtiment à trois et à sept niveaux	73

---



---

IV.3.6 localisation des rotules plastiques	75
IV.3.7 Analyses de résultats et discussion	77
IV.3.8 Comparaison entre la méthode statique équivalente (RPA99) et statique non-linéaire (N2)	78
IV.3.8.1 Résultats et analyses	82
IV.3.9 Conclusion	83
IV.4: Effet des séismes proches et lointains sur capacité de la résistance des structures contreventées par des portiques autostables en béton armé	85
IV.4.1 Différences entre séisme proche et lointain	85
IV.4.2 Évaluation du déplacement cible des bâtiments par la méthode statique non-linéaire N2	87
IV.4.2.1 Résultats et analyses	92
IV.4.3 Réponse de la structure sous chargement dynamique	94
IV.4.3.1 Résultats d'analyse pas-à-pas	95
IV.4.3.2 Analyse des résultats et discussion	102
IV.4. 4 Conclusion	105
CONCLUSION GENERALE	106
Références bibliographiques	109
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Annexes	

---

## **INTRODUCTION GENERALE**

### **Introduction**

Suite aux tremblements de terre très sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments contreventés par des portiques autostables en béton armé (système le très utilisé et considéré plus économique), ont mal résisté et ont subis beaucoup de dommages. Malgré qu'ils soient correctement dimensionnés et ferrailés afin de résister aux charges sismiques.

L'étude de la plupart de ces bâtiments est conduite en faisant appel à des approches simplifiées selon leur nature et leur destination, conformément aux prescriptions établies par les codes et les règlements parasismiques en vigueur. Les codes prescrivent un effort tranchant à la base représentant l'action sismique, qui permet d'obtenir les sollicitations de calcul dans la structure. Cet effort tranchant peut être déterminé par deux méthodes de calcul qui sont : la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale.

Ces approches élastiques ont été quasi-systématiquement utilisées dans le dimensionnement parasismique, facile à mettre en œuvre mais elles sont insuffisantes et ne peuvent pas fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel, pour l'analyse de la capacité sismique, qui reste toujours le centre d'intérêt des différentes recherches intenses. La réponse non-linéaire en termes de déplacement cible, ductilité, distribution de dommages et mode de ruine ..., assuré par certains règlements comme celle de Eurocode8 et ATC40 conscientes de ces limites recommandent l'utilisation des méthodes statiques non-linéaire par un calcul statique simplifié en poussée progressive "pushover" basé sur un modèle de comportement non-linéaire qui pourrait donner de bonnes indications.

L'objectif essentiel de cette étude est d'évaluer la performance du règlement parasismique algérien pour les structures autostables en béton armé à travers de l'utilisation de la méthode statique non-linéaire (méthode pushover) en vue de vérifier la capacité de résistance des structures autostables en béton armé aux charges latérales engendrées par une action sismique.

## **Objectifs et portée du mémoire**

Le travail de Magister présenté dans ce mémoire classé dans le problématique d'évaluation de la capacité sismique par les méthodes simplifiées, pour l'analyse de la réponse non-linéaire des structures en bâtiments contreventés par portiques autostables en béton armé, assuré par une modélisation à l'aide d'un programme des éléments finis, le SAP2000.

De façon plus précises, les objectifs de cette étude consistent à :

1. Mettre en application la formulation des modèles utilisés avec les lois de comportement des matériaux constitutifs pour l'analyse parasismique des structures autostables en béton armé en utilisant l'approche en ductilité de capacité spectrale basée sur les méthodes en déplacement "pushover".
2. Etude de l'influence de la forme de distribution des charges latérales selon la hauteur sur la courbe de capacité, recommandée par les codes et à comparer à celle donnée par le règlement algérien, En utilisant au moins cinq formes de distribution uniforme, triangulaire, adaptive, modale et SRSS.
3. D'évaluer la performance du règlement RPA99 pour le dimensionnement des structures en béton armé de bâtiments autostables vis-à-vis de la méthode statique non-linéaire, par une comparaison de la réponse obtenue par la méthode statique équivalente avec celle obtenue par la méthode statique non-linéaire.
4. Une étude complémentaire sur l'impact des séismes proches et lointains sur les mêmes structures pour évaluer leurs capacités sismiques et leurs comportements inélastiques. Deux types de séismes, celui de Coalinga et d'El centro, de type impulsif pour le premier et cyclique pour le deuxième sont utilisés pour évaluer la performance sismique des structures autostables dimensionnées avec le règlement algérien.

## **Organisation du mémoire**

Le mémoire est présenté sous forme de plusieurs chapitres traitant l'évaluation de la capacité sismique des structures contreventées par portiques autostables en béton armé. Le travail a été subdivisé en quatre chapitres :

**Introduction** définissant la problématique du sujet et les objectifs recherchés.

**Le chapitre I** donne un aperçu en bref sur les méthodes d'analyse linéaire et non-linéaire en introduisant des notions sur les sources de la non-linéarité dans les structures en béton armé, aussi un aperçu sur la ductilité et fournit des notions sur le spectre élastique et inélastique.

Ensuite, donne une présentation photographiques sur les mécanismes de ruine dans les bâtiments autostables en béton armé, puis montre quelques approches de ruines en rotations les plus utilisées en particulier l'approche empirique recommandée par le code américain ATC40.

**Le chapitre II** traite la revue littérature, donne un aperçu sur les différentes recherches menées sur les méthodes statiques non linéaires et quelques recherches sur la méthode pushover.

**Le chapitre III** porte les principales vérifications recommandées par le règlement algérien pour le dimensionnement et le calcul des bâtiments autostables en béton armé.

**Le chapitre IV** a été consacré à l'évaluation de la performance sismique, en basant sur trois points :

- L'étude de l'influence de la forme du chargement latéral selon la hauteur sur la courbe de capacité, introduite par les codes parasismiques en particulier le règlement RPA99 version 2003 et le code Eurocode8 (1998).
- L'évaluation de la performance sismique des trois bâtiments auto-stables par la méthode statique non-linéaire utilisant une demande sismique inspirée de celle du règlement algérien, puis une comparaison en termes de déplacements cible avec les résultats obtenus par une méthode élastique simplifiée.
- L'impact des séismes proches et lointains sur la réponse non-linéaire pour les mêmes structures.

**Conclusion générale** porte sur les principales conclusions à tirer suite à la comparaison des résultats obtenus ainsi que les recommandations pour de futurs travaux de recherche.

## **CHAPITRE I**

### **COMPORTEMENT MECANIQUE ET METHODES D'ANALYSE**

#### **I.1 Introduction**

Les structures en portiques en béton armé non contreventés sont des systèmes structuraux qui offrent de nombreux avantages sur le plan architectural, laissant une large liberté de compartimentation et de définition des espaces. Dans les régions affectées par de forts séismes, ces portiques non contreventés offrent en général une capacité de dissipation de l'énergie acceptable en raison du comportement ductile des éléments constitués par les poteaux-poutres [1]. Toutefois, bien que la réputation des portiques en béton armé ne soit plus à faire, la vulnérabilité des portiques non contreventés est apparue assez récemment lors des puissants tremblements de terre d'El centro (Californie, 1940) et Boumerdes (Algérie, 2003), par des ruines fragiles décelées aux niveaux des extrémités des poutres et des poteaux des structures.

Ce présent chapitre concerne la philosophie de la conception parasismique actuelle, appliquée aux structures en béton armé suivant les dispositions des règlements parasismiques. En premier lieu, on évoque quelques notions sur les méthodes d'analyse adoptées, ensuite, on évoque des notions sur les sources de la non-linéarité, la ductilité locale et globale, la demande sismique et le coefficient du comportement..

Par ailleurs, on donne un aperçu sur les mécanismes de ruine, qui montrent l'endommagement des structures autostables en béton armé en termes de ductilité intermédiaire.

#### **I.2 Généralités**

##### **I.2.1 Les méthodes d'analyses**

Les méthodes classiques pour le calcul sismique des structures ont pour objectifs de fournir une capacité de résistance et de déformation (ductilité) suffisantes et des déplacements limites en service afin de contrôler les dégâts qui peuvent survenir. Plusieurs méthodes d'analyse, élastiques et inélastiques, sont disponibles pour prévoir la performance sismique de ces structures.

### **I.2.1.1 Méthode élastiques linéaires**

#### **a- Méthode statique équivalente**

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle 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 (fig.1.1a) [2]. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

#### **b- Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode, largement utilisée en Algérie, 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. (fig.1.1b) [2].

#### **c- Méthode d'analyse temporelle élastique**

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement (fig.1.1c) [2]. L'un des principaux avantages de cette méthode est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

### **I.2.1.2 Méthode non-linéaires et inélastiques non-linéaires**

#### **a- Méthode d'analyse plastique**

Cette procédure a été initialement développée pour les portiques métalliques afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au delà des charges élastiques limite (fig.1.1d) [2] s. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

#### **b- Méthode d'analyse Pushover**

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (fig.1.1e). La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la

déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non-linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées [2].

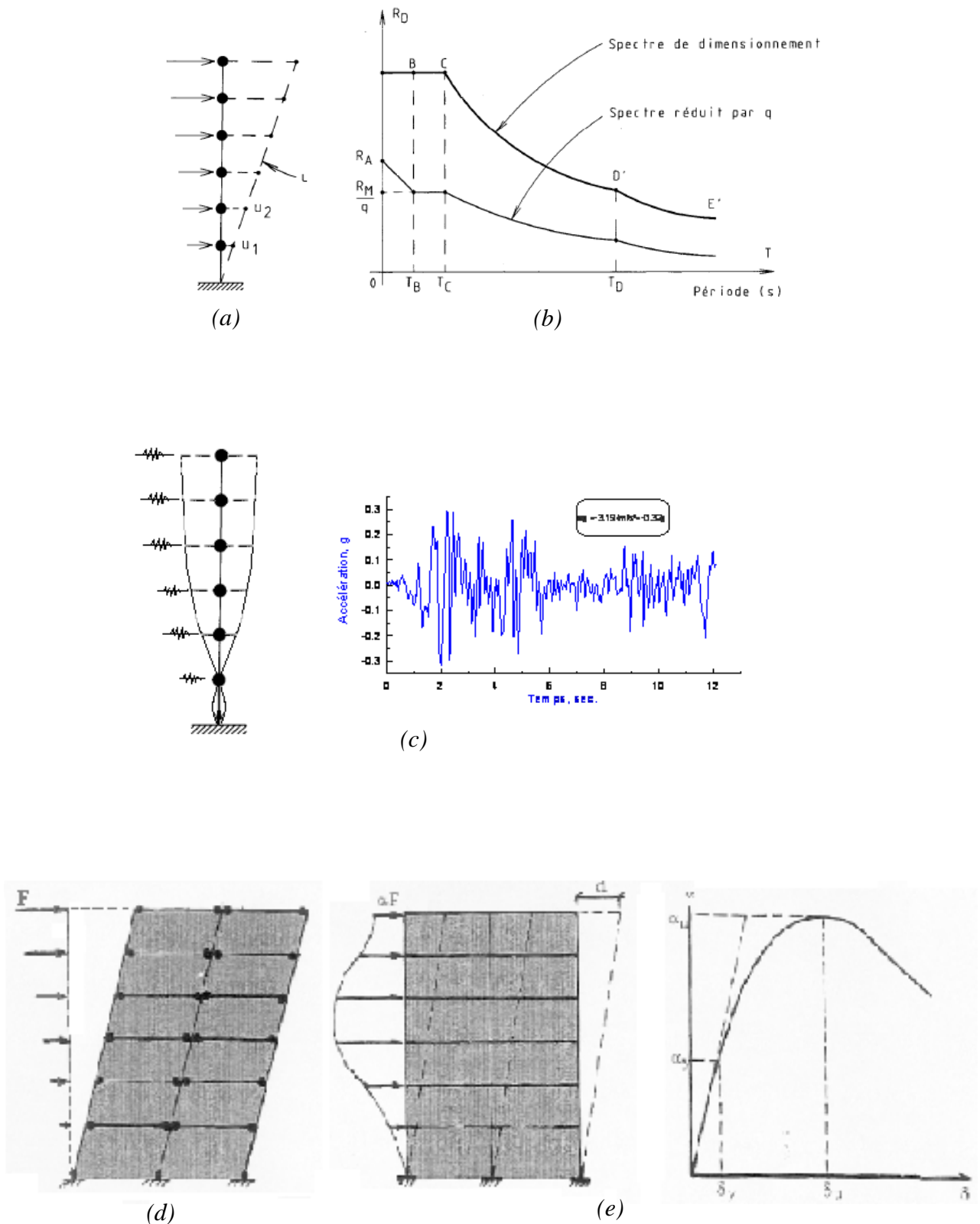
Cette méthode sera élaborée en détail dans les chapitres suivants

### **c- Méthode d'analyse temporelle inélastique**

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement ou des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure sont adoptés. Cette analyse est conduite en utilisant les enregistrements réels ou simulés. La variation des déplacements à différents niveaux du portique est représentée sur la figure (1.1c). Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques [2].

### **d- Méthode d'analyse modale pushover**

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique pushover couramment utilisée, en prenant en compte la contribution des modes supérieures à la réponse ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale pushover est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique, du fait de la comparaison établie sur les valeurs médianes (moyennes) du déplacement d'étage (demandes). Cette étude a montré que la méthode MPA donne une bonne estimation de la variation de la demande le long de la hauteur du bâtiment. Cependant l'écart enregistré par celle ci tend à augmenter pour des périodes longues et des hauts niveaux de ductilité [2].



**Figure 1.1: Méthodes d'analyse élastique et inélastique [2]**

(a) statique équivalente; (b) spectrale; (c) temporelle ; (d) plastique ; (e) pushover



## I.2.2 Les origines de la non-linéarité dans un système structurel

Quand on parle de non-linéarité on fait toujours allusion aux changements des propriétés mécaniques des matériaux (plasticité). Ceci est vrai dans le cas de l'analyse non-linéaire statique qui ne fait intervenir ni inertie (masse) ni amortissement. Dans la dynamique, cependant, la non-linéarité peut apparaître dans la rigidité, l'amortissement ou la masse du système [3].

Si on considère le système d'équations différentielles du mouvement d'une structure à  $N$  degrés de liberté :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\} \quad (1.1)$$

Il est évident que si les coefficients des matrices  $M$ ,  $C$  et  $K$  (masse, amortissement et rigidité) varient au cours du temps, le système devient non-linéaire et le concept de la superposition des modes ne peut pas être appliqué.

Les variations des paramètres  $M$ ,  $C$  et  $K$  qui gouvernent l'équation (1.1) nous permettent d'identifier les causes de la non-linéarité dans un système.

### I.2.2.1 Variation de la masse

Rares sont les cas où la masse d'une structure varie considérablement pendant les vibrations causées par les séismes. Ces cas sont généralement imprévisibles et donc difficile à modéliser. La non-linéarité due à la variation de la masse est d'une importance moindre par rapport aux autres sources de non-linéarité et donc son effet n'est pas pris en considération dans l'analyse dynamique des structures.

### I.2.2.2 Variation de l'amortissement

L'amortissement des structures est toujours non-linéaire, mais pour simplifier la résolution des équations différentielles du mouvement il est supposé du type visqueux linéaire (proportionnel à la vitesse). Cette représentation de l'amortissement donne de bons résultats mais ne révèle pas le degré de complexité du mécanisme d'amortissement dans la structure. La non-linéarité due aux variations des propriétés de l'amortissement qui puissent parvenir même à des basses amplitudes de vibrations est souvent négligée. Par contre la contrainte de l'orthogonalité de la matrice d'amortissement  $C$  (équation 1.1) imposée par la méthode de la superposition modale, peut être omise lors de l'analyse non-linéaire [3].

### I.2.2.3 Variation de la rigidité

La variation de la rigidité d'un système provient principalement des changements des propriétés géométriques ou mécaniques des éléments de la structure.

#### a) Non-linéarité géométrique

La petitesse des déformations est l'une des hypothèses de base de la résistance des matériaux qui s'appuie sur le fait que les déformations sont généralement petites par rapport aux dimensions du corps (structure) déformé. Ce principe n'est plus valable quand les éléments d'une structure subissent des déformations assez importantes pour provoquer un changement de la rigidité globale du système. Il faut noter qu'un système élastique peut être géométriquement non-linéaire.

Dans le domaine du génie civil, on peut citer l'exemple des bâtiments de grandes hauteurs (effet  $P - \Delta$ ), et les ponts suspendus de longues portées qui dans la plupart des cas nécessitent une analyse dynamique tenant compte de la non-linéarité géométrique [3].

#### b) Non-linéarité mécanique

L'aspect le plus célèbre de la variation de la rigidité est probablement celui qui est attribué au comportement non-linéaire des matériaux. C'est le domaine de déformation des éléments au delà de la limite élastique. Dans ce cas le matériau ne suit pas la loi de Hooke et la rigidité est tangente à la courbe force-déformation caractérisent le matériau.

L'une des difficultés rencontrée dans l'analyse dynamique non-linéaire est la modélisation mathématique du comportement post-élastique des matériaux. Une approche simple du problème consiste à localiser la déformation non-linéaire dans des points et idéaliser la courbe force-déformation du matériau par des modèles hystérésis multilinéaires.

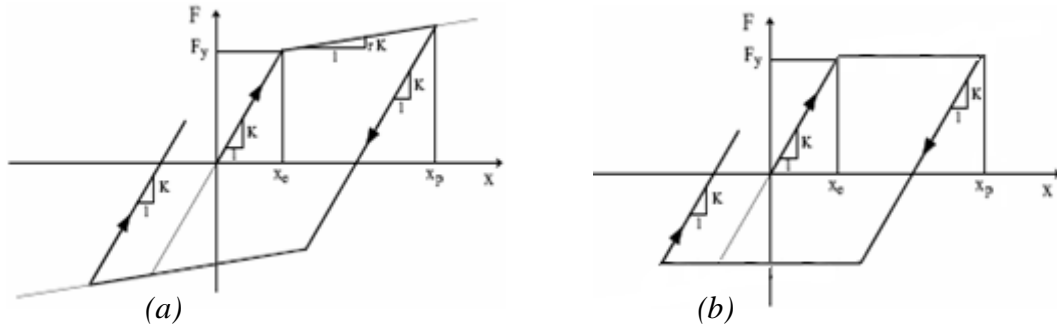
Une différence fondamentale entre l'analyse non-linéaire statique et dynamique est que l'itinéraire des forces est très important dans la dynamique, car l'aire encerclée par les courbes hystérésis formées par les courbes forces-déformations est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité[3].

#### - Modèle élasto-plastique

Est généralement défini par trois paramètres : la rigidité ( $K$ ), le déplacement de plastification ( $x_e$ ) et la rigidité après plastification exprimée en portion ( $r.K$ ) de la rigidité initiale. La trop grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et décharge constitue le principal défaut du modèle EP pour la simulation du béton armé (figure 1.2.a). Cette caractéristique ne considère pas la phase de

fermeture des fissures au début de la recharge. Elle conduit à une dissipation d'énergie excessive dans les cycles plastiques et à des déformations permanentes irréalistes.

Figure (1.2.b) présente une simplification du modèle bilinéaire, ce qui le différencie, c'est la rigidité après la plastification est considéré constante ( $r \approx 0$ )



**Figure 1.2:** *Modèle élasto-plastique*

(a) *bilinéaire* [4]

(b) *élasto-plastique parfait* [5].

### - Modèle Takeda

Ce modèle est particulièrement complexe mais a pour avantage de disposer de toutes les caractéristiques nécessaires à la reproduction du comportement du béton armé. Il est le fruit de beaucoup de développements dont le modèle initial fut réalisé par Takeda, Sozen et Nielsen. Pour pallier au défaut du modèle élasto-plastique en ce qui concerne les courbes de recharge, celles-ci sont reproduites à l'aide du paramètre  $\beta$ .

Lorsque les courbes de recharge croisent l'axe des déplacements, elles sont ensuite dirigées vers un point à une distance  $\beta(x_p - x_e)$  du point de déplacement maximal  $x_p$ . Ainsi, si  $\beta=0$ , les courbes de recharges ciblent directement le point de déplacement maximal.

L'énorme avantage de ce modèle, c'est que la dégradation de la rigidité provenant de l'endommagement progressif est considérée par l'intermédiaire du paramètre  $\alpha$ , compris entre 0 et 1. Ce paramètre  $\alpha$  définit la rigidité de décharge  $K$  par l'intermédiaire de la ductilité, qui est le rapport entre  $x_p$  et  $x_e$ , et par la rigidité initiale  $K_0$ . Cette relation peut s'exprimer ainsi :

Cela a pour conséquence que le modèle Takeda nécessite les cinq paramètres suivants pour être défini : la rigidité initiale  $K_0$ , le déplacement de plastification  $x_e$ , la rigidité après plastification  $rK$ , le paramètre  $\alpha$  qui détermine la dégradation ainsi que le paramètre  $\beta$  pour définir la cible des courbes de recharge.

Le modèle Takeda (figure 1.3) [4] distingue les grands déplacements, c'est-à-dire ceux qui dépassent le déplacement maximal actuel, des petits déplacements qui sont inférieurs au déplacement maximal actuel. Les petits déplacements sont à leur tour divisés en deux groupes, selon qu'il y a eu contact ou

non avec l'enveloppe de la courbe hystérésis. S'il y a eu contact, il y a de la plastification et il faut éviter une rigidité trop élevée. De ce fait, il existe une règle adaptée pour ces cycles.

A noter que la dégradation de résistance n'est pas considérée dans ce modèle. Cela n'a aucune importance pour les éléments en béton armé, mais cela en a lorsqu'il s'agit d'autres matériaux, notamment la maçonnerie.

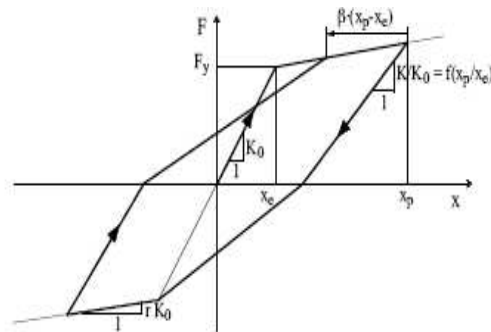


Figure 1.3: Modèle Takeda [4]

### - Modèle $\gamma$

Le modèle  $\gamma$ , représenté par la figure (1.4), a été développé à partir du modèle précédent et ceci essentiellement pour simuler le comportement des éléments en béton armé [4]. Il se caractérise aussi par sa simplicité. Son développement s'est basé sur l'observation que les courbes de recharge ont tendance à se couper au même point. Par rapport au modèle élasto-plastique, le paramètre  $\gamma$  a été rajouté pour les courbes de recharge, paramètre qui est à déterminer empiriquement.

Lorsque les déplacements sont plus petits que le déplacement maximal actuel, les courbes de recharge sont dirigées vers ce même déplacement maximal. Si les déplacements sont plus grands, alors les courbes de recharge augmentent élastiquement jusqu'à  $(1-\gamma)F_y$ , où  $F_y$  est la force de plastification. Et tout comme le modèle élasto-plastique, la diminution de la rigidité suite à l'endommagement du matériau n'est pas incluse dans le modèle.

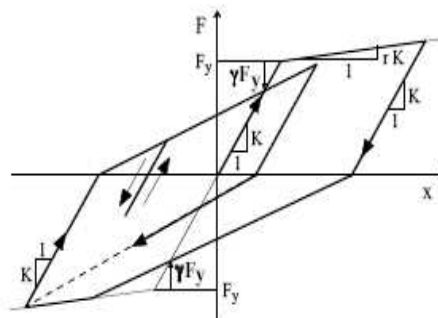


Figure 1.4: Modèle  $\gamma$  [4]

## - Modèle Q

Le modèle, représenté par la figure (1.5), est une simplification du modèle Takeda. Ce qui le différencie, c'est la valeur absolue du déplacement maximal qui est considérée dans les deux directions. En plus, il n'y a plus de différence entre petits et grands déplacements, la courbe de recharge tend toujours en direction du point correspondant au déplacement maximal actuel [3].

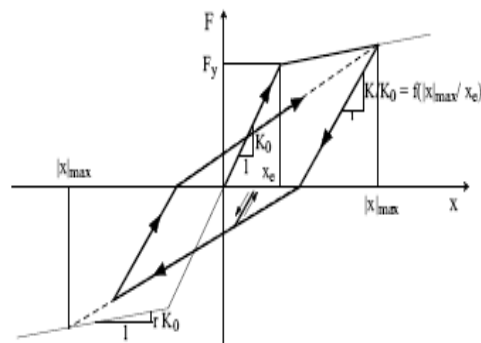


Figure 1.5: Modèle Q [3]

### I.2.3 Ductilité de la structure

On dit "ductile" une structure qui peut subir sans perte de résistance des déformations plastiques alternées. La ductilité peut avoir une influence positive sur l'économie d'un projet, car :

- la structure ductile est capable de subir avec succès le même déplacement qu'une structure qui répondrait de façon purement élastique, mais elle atteint ce résultat avec des éléments structuraux de section moindre ;
- les sollicitations à la fondation sont réduites [6].

#### I.2.3.1 Ductilité locale

La ductilité locale est assurée par le respect d'exigences particulières, différentes pour chaque matériau. Ces exigences portent :

- sur les caractéristiques spécifiques aux sections que l'on veut ductile
- sur le dimensionnement en capacité assurant une hiérarchie de résistance des divers éléments structuraux telle que les zones plastiques se trouvent à la position souhaitée et que les zones adjacentes, potentiellement fragiles, soient surdimensionnées de sorte qu'elles travaillent dans le domaine élastique [6].

### I.2.3.2 Ductilité globale

La ductilité globale d'une structure est atteinte par le respect des conditions relatives à la ductilité locale et de conditions spécifiques assurant la formation d'un mécanisme global. Ces conditions visent en particulier à éviter la formation du mécanisme local du type « étage faible » [6, 7].

### I.2.3.3 Ductilité globale des ossatures en portique

La ductilité globale est atteinte en visant l'objectif suivant : les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux. Cet objectif, souvent énoncé "poutres faibles-poteaux forts", n'est pas requis à la base de l'ossature, au plancher supérieur des bâtiments multi-étagés et pour les bâtiments à un seul étage, parce que des rotules plastiques se formant à ces endroits de la structure n'entraînent pas la formation d'un mécanisme de ruine partielle [6].

Pour réaliser l'objectif, la condition à respecter imposée dans le RPA99 [8] est la suivante : il faut qu'à chaque noeud de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, on vérifie

$$\sum MR_{poteaux} \geq 1,25 \sum MR_{poutres} \quad (1.2)$$

La relation précédente doit être satisfaite à chaque noeud dans deux plans verticaux orthogonaux de flexion de la structure et dans les deux directions (positive et négative) d'action des moments des poutres autour du noeud. Si le système structural est une ossature en portique dans une seule des deux directions principales, la condition doit être satisfaite uniquement dans cette direction.

La condition ne s'applique pas au dernier étage de bâtiments à plusieurs étages, car à ce niveau il importe peu que les rotules plastiques se forment dans les poutres ou au sommet des poteaux.

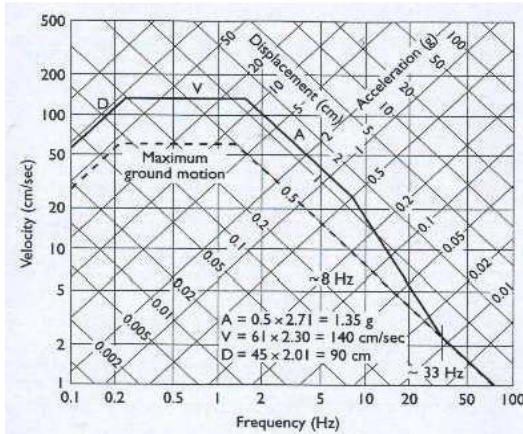
## I.2.4 Notions sur les spectres

### a) Spectre de réponse élastique

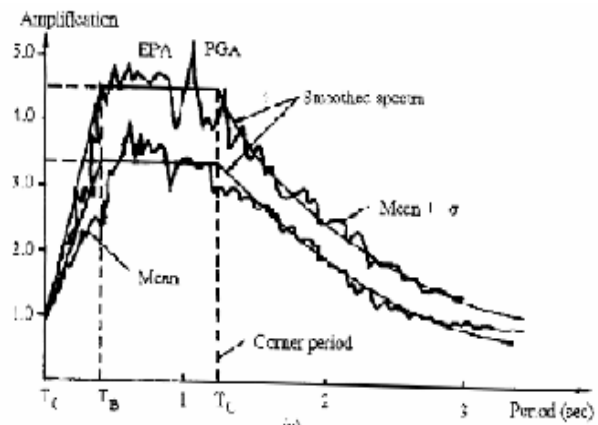
La réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté (SDOF) est déterminée après avoir digitalisé l'accélérogramme (naturel ou simulé) d'un séisme donné en assumant des valeurs numériques pour la période et l'amortissement. Le mouvement dynamique est appliqué à la base du modèle (console; structure encastree dans le sol) et l'histoire complète de la réponse de ce système élastique peut être calculée. Les valeurs maximales des accélérations, vitesses et déplacements sont alors déterminées. En répétant cette procédure pour un grand nombre de systèmes SDOF pour une valeur

spécifique de l'amortissement, le graphe du spectre de réponse est obtenu. Pour cause d'effet de résonance, le spectre a la tendance d'amplifier l'action sismique pour une certaine gamme de périodes. Le but de ces spectres est d'introduire cette amplification. Il existe deux manières de représentation du spectre de réponse :

- tripartite; la réponse de tous les paramètres ensemble (figure 1.6.a).
- graphe séparé; d'accélération, vitesses et déplacements, dans lequel et pour une période donnée les valeurs correspondantes aux paramètres introduits sont obtenues.



(a)



(b)

Figure 1.6: Spectre élastique

(a) Spectre tripartite [9]      (b) Spectre lisse [2]

### Spectre normalisé

Il est d'usage d'employer un spectre de dimensionnement ou de calcul de forme générale indiquée sur la figure (1.6.b) [2], normalisé pour la valeur max de l'accélération du sol.

Pour que les spectres de dimensionnement soient fiables ils doivent exhiber les principales caractéristiques du spectre élastique résumées comme suit :

- accélération spectrale pour  $T=0$  doit être égale à l'accélération du sol. Ceci est dû au fait que le déplacement relatif = 0 pour un oscillateur infiniment rigide et le déplacement absolu sera égal au déplacement du sol.
- accélération spectrale pour  $T = \infty$  doit être égale à l'accélération du sol. Ceci est dû au fait que le déplacement absolu = 0 pour un oscillateur infiniment souple et le déplacement relatif sera égal au déplacement du sol.
- pour une certaine plage de périodes, l'accélération spectrale est trouvée presque constante et les systèmes sont alors appelés systèmes à périodes intermédiaires.

Le spectre d'accélération recommandé par les différents codes pour le dimensionnement de structures parasismiques introduit l'effet de site ( $S$ ) à travers la période caractéristique ( $T_1$ ) et ( $T_2$ ).

Le facteur de site désigne effectivement le rapport des réponses d'accélération spectrales dans les plages des moyennes et longues périodes. Il a été introduit afin d'adapter le spectre pour site rocheux aux autres sites en d'autres termes modifier ce spectre fonction de la catégorisation des sites.

D'après le règlement RPA99 [8], l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{3}{T}\right)^{3/2}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.3)$$

Avec  $A$  : coefficient d'accélération de zone ;

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement ;

$R$  : coefficient de comportement de la structure (valeur de base) ;

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

$Q$  : facteur de qualité.

## b) Spectre inélastique

Le spectre de réponse inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement  $q$  afin de considérer la déformation inélastique de la structure (figure 1.7) [2].

-en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable fonction de la période de vibration de la structure connu comme facteur de comportement  $q$  afin de considérer la déformation inélastique de la structure.



### I.2.4.1 Facteur de comportement structural

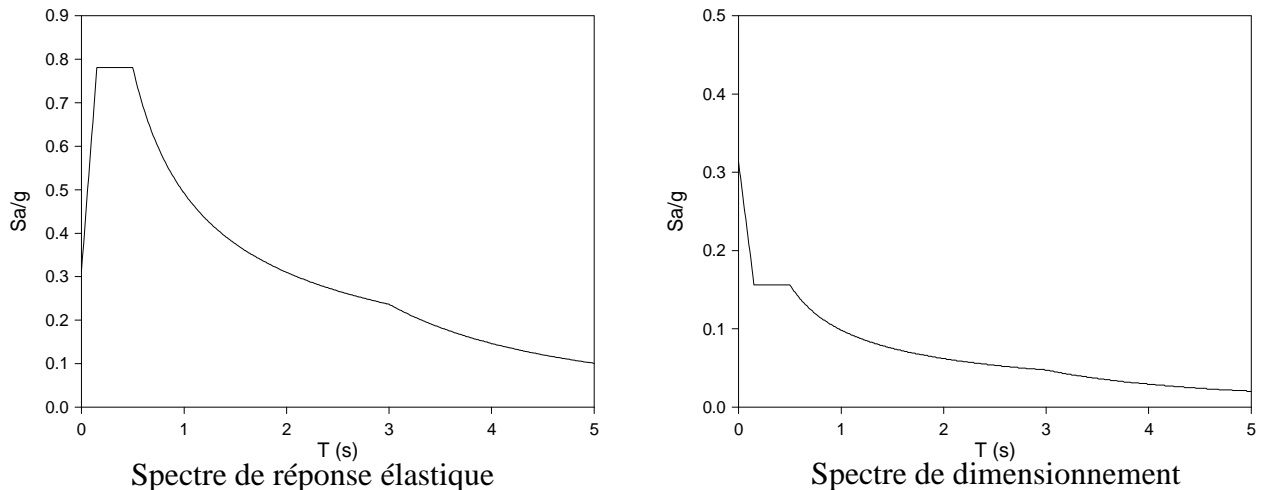
Dans l'optique de la génération actuelle des normes sismiques, la capacité des systèmes structuraux dissipatifs à résister aux actions sismiques dans le domaine inélastique est exprimée par le paramètre dit « *facteur de comportement structural* », en général noté  $q$ . Ce facteur permet d'obtenir le spectre de calcul en accélération (utilisé pour le dimensionnement de la structure), au moyen de la

$$\text{simple relation : } S_d(t) = \frac{S_e(t)}{q} \quad T \geq T_1 \quad (1.4)$$

Où :  $S_d(t)$  est l'ordonnée du spectre inélastique de calcul ;

$S_e(t)$  est l'ordonnée du spectre de réponse élastique en accélération, caractérisant l'action sismique ;

$q$  est le facteur de comportement.



**Figure 1.7:** Spectre de réponse selon RPA99 avec  $a_g = 0,31g$

En général, la valeur du facteur de comportement  $q$  est donnée dans les normalisations sismiques en fonction du type de structure dimensionnée (même s'il est bien connu que d'autres paramètres peuvent jouer sur cette valeur). Les forces sismiques de calcul diminuent avec l'augmentation du facteur  $q$ . Le cas où  $q = 1$  correspond à une structure qui est conçue pour rester élastique, même vis-à-vis d'un séisme puissant (donc une structure non ductile). Pour les structures en bâtiments contreventés par des portiques autostables ductiles en béton armé,  $q$  est toujours plus grand que 1. Les différentes normalisations parasismiques n'adoptent pas toutes les mêmes valeurs de facteur de comportement  $q$  [10].

### I.3 Mécanismes de ruine

Avant de procéder à l'évaluation de la performance sismique des structures contreventées par portiques auto-stables en béton armé, la première démarche consiste à prendre connaissance des dommages causés par la venue d'un tremblement de terre.

Où l'une des difficultés majeures en matière de diagnostic sismique est l'appréciation de la ruine d'une structure [11]. Sur le plan réglementaire, la ruine n'est pas clairement définie bien que bornée par la notion d'état limite qui traduit un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. La définition même des conditions requises d'une construction peut imposer des états limites bien éloignés de la perception intuitive de la ruine de la construction. Il reste que les dégradations observées sur les structures contreventées par des portiques en béton armé au cours de missions post-sismiques se répartissent pour l'essentiel en trois catégories :

- L'endommagement par flexion associé à des courbures ou des rotations.
- L'endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ou les poteaux.
- L'endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et traction qui y transitent.

Les photographies qui suivent illustrent chacun de ces mécanismes de ruine observés au cours de missions post-sismiques.



**Photo 1.8:** Absence d'armature transversale au nœud. Effondrement dû à cette absence au nœud et dans la zone critique du poteau, Boumerdes (Algérie) en 2003 [12].



**Photo 1.9:** Destruction par cisaillement du poteau court  
Boumerdes (Algérie) en 2003 [12]



**Photo 1.10:** Comportement aléatoire des bâtiments lors du séisme  
Boumerdes (Algérie) en 2003 [12]



**Photo 1.11:** Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé  
(parking) lors du séisme de Northridge (Etats-Unis) en 1994 [11]



**Photo 1.12:** Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé lors du séisme de Izmir (Turquie) en 2002 [13]

### I.3.1 Critère de ruine en rotation

Les phénomènes observés lors de la ruine par flexion de structures élancées montrent, au niveau local des sections endommagées, trois phases principales: la fissuration de la section, la plastification des aciers et enfin la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression, la rupture en traction ou le flambement des aciers sous charges cycliques. Une relation moment-courbure illustre très bien ces phénomènes, pourvu qu'elle tienne compte, d'une loi de comportement réaliste pour le béton et de l'influence du taux de confinement. La détermination des courbures de plastification, ultime ou de ruine peut même être améliorée en tenant compte du glissement acier-béton et de l'effort tranchant qui incline les fissures et qui augmente donc la longueur des rotules [11].

#### I.3.1a Méthode de Priestley

Priestley utilise la notion de longueur de rotule plastique pour définir une rotation de ruine, cette longueur  $L_p$  étant définie comme la longueur permettant de retrouver la rotation de ruine plastique expérimentale si elle est multipliée par une courbure plastique ultime, soit :

$$\theta_{p,u} = (\phi_u - \phi_y)L_p \text{ avec } L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl} \quad (1.5)$$

où  $H$  est la hauteur du poteau,  $f_y$  la contrainte de plastification des aciers et  $d_{bl}$ , le diamètre des barres de flexion. Pour le calcul des courbures ultimes et de début de plastification,  $\phi_u$  et  $\phi_y$ , la limite de déformation en compression du béton sont choisies égale à 0.5% (correspondant à des sections peu frettées) et la déformation ultime de l'acier égale à 2% [11].

Remarquons que la longueur  $L_p$  permet le calcul de la ductilité en déplacement  $\mu_d$  en fonction de la ductilité en courbure  $\mu_{1/R}$ . En effet, les déplacements de plastification et de ruine valent respectivement:

$$d_y = \phi_y \frac{H^2}{3}$$

$$d_{p,u} = \theta_{p,u} (H - 0.5L_p) \tag{1.6}$$

$$\text{D'où } \mu_d = 1 + 3(\mu_{1/R} - 1) \frac{L_p}{H} (1 - 0.5 \frac{L_p}{H})$$

### I.3.1b Méthode empirique

Une autre approche basée sur une formule empirique validée sur de nombreux tests de poutres et poteaux a été utilisée par plusieurs auteurs comme Fardis ou Arede [11]. La rotation ultime totale vaut :

$$\theta_u = 0.0634 \left( \frac{H}{D} \right)^{0.93} \left( \frac{\max(\rho_t, 0.004)}{\max(\nu_d, 0.05)} \right)^{0.48} \omega_t^{-0.27} f_c^{-0.15} \tag{1.7}$$

avec  $H$  : hauteur du poteau,  $D$  : largeur du poteau,  $\nu_d = \sigma_n / f_c$  : effort normal réduit,  $\rho_t$  : ratio volumique de cadres,  $\omega_t$  : ratio mécanique d'acier longitudinal  $A_s f_y / f_c$ ,  $f_c$  : résistance en compression du béton [11].

### II.3.1c Méthode simplifiée de l'ATC40-FEMA 273-356-440

Il est important d'identifier les mécanismes de ruines des éléments de la structure et de définir leurs propriétés non-linéaires. Les propriétés de tels élément sont des relations entre les forces (axiale, flexion et tranchant) et les déplacements (déplacements, rotations,...) sous un chargement sismique de façon cyclique. Comme le montre la figure (1.13), ces relations peuvent être idéalisées comme le montre la figure (1.14) en utilisant une combinaison de données empiriques [14, 15, 16, 17].

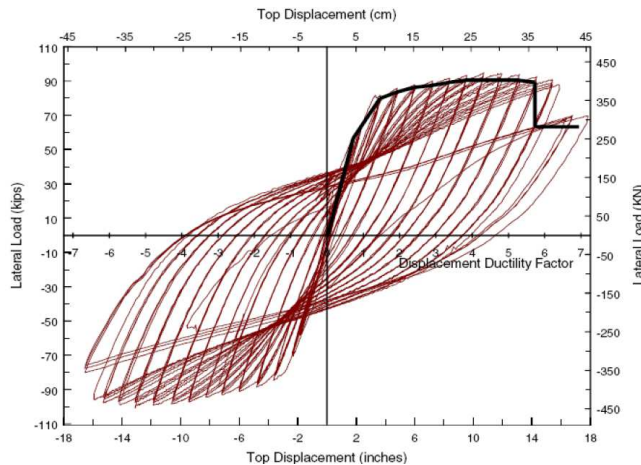
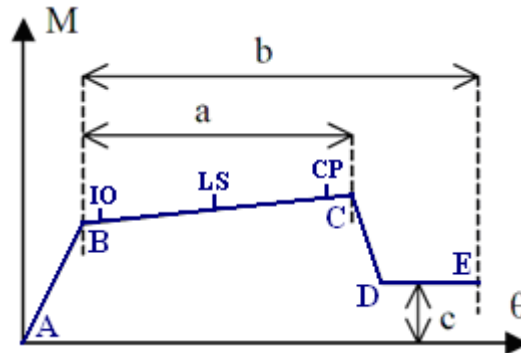


Figure 1.13: Courbe chargements – déplacements [18]



L'ATC40 fournit un ordre de grandeur des rotations de ruine pour les poutres et les poteaux.

La loi moment rotation comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur **a**, la ruine étant atteinte pour une rotation **b** (figure 1.14). Une fois la ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît.



**Figure 1.14:** Loi Moment –Rotation simplifiée de l'ATC40 [18]

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non-linéaire statique, et qui sont :

IO : Occupation immédiate.

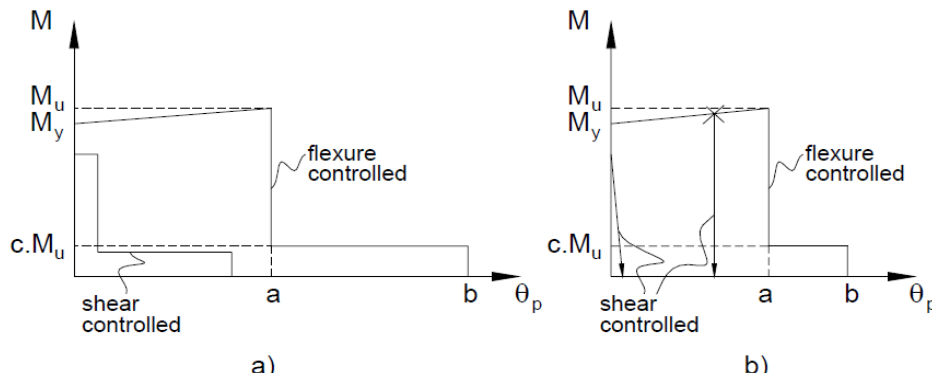
LS : durée de service.

CP : prévention d'effondrement.

Pour la modélisation des poutres et des poteaux en béton, FEMA356 propose un modèle avec des rotules plastiques concentrées c.à.d. les emplacements possibles de ces rotules devraient être précisés à l'avance (généralement dans les extrémités de l'élément) et doivent être vérifiées à la fin de l'analyse. Une rotule s'ouvre lorsque le moment de flexion atteint le moment plastique de la section considérée.

D'autre part, le FEMA356 donne des valeurs approximatives pour la flexion, le cisaillement et l'effort axial, exprimées comme des portions de la rigidité de la section brute de béton. Les valeurs pour les poteaux dépendront de l'ampleur de l'effort normal, car elle affecte la mesure de la fissuration. Plus que l'effort de compression augmente, la fissuration diminue [14].

Les relations moment-rotation des rotules, proposées dans FEMA356, sont schématisées à la figure (1.15).



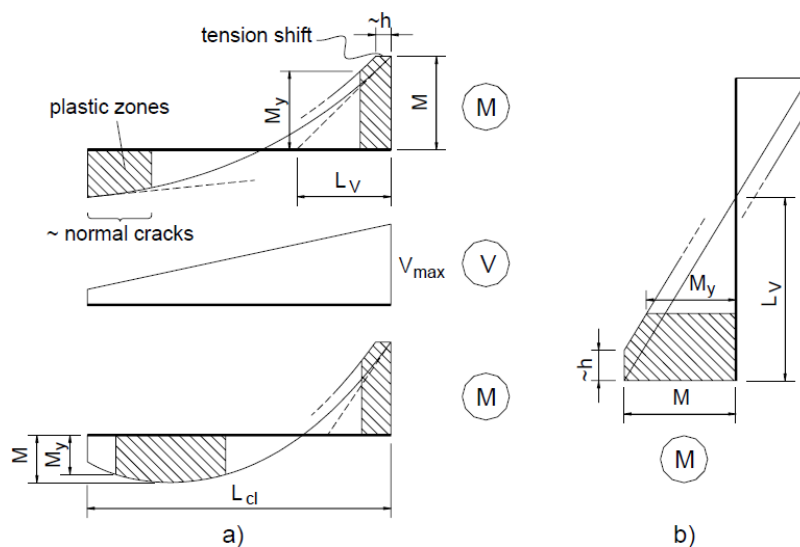
**Figure 1.15:** Loi Moment –Rotation simplifiée [14]  
 (a) poutres (b) poteaux

Le point *a* rotation plastique, correspond à la dégradation de la résistance caractérisé par l'écrasement du béton dans la zone de compression ou la plastification de l'acier. Point *b* correspond à la rupture totale.

La longueur de la zone plastique dans l'élément est:

$$L_p \approx \left(1 - \frac{M_y}{M}\right) \frac{M}{V} = \left(1 - \frac{M_y}{M}\right) L_v \tag{1.8}$$

Où *M* et *V* sont les forces internes à l'extrémité de la section et *L<sub>v</sub>* est la portée du cisaillement (voir Figure 1.16). Expression (1.8) perd sa validité lorsque *L<sub>v</sub>* tend vers l'infini ou lorsque la rotule plastique ne se produit pas à l'extrémité de l'élément. Toute fois la présence des fissures inclinées augmente la longueur plastique qui reste proportionnelle à la hauteur de la section [14].



**Figure 1.16:** La portée de cisaillement a) poutres ; b) poteaux [14]

La capacité de la section de développer des déformations plastiques pourrait être caractérisée par sa courbure plastique. Elle augmente généralement avec la diminution de la quantité d'acier tendu, l'augmentation de la quantité d'acier comprimé, l'augmentation de largeur de la zone de compression,

diminution de la hauteur de section, la diminution de la force de compression et l'augmentation de la section du béton confiné.

En résumé, la capacité de rotation plastique à l'extrémité de la poutre est plus faible lorsque les armatures supérieures sont tendues, parce que ;

- La portée du cisaillement  $L_v$  est plus courte sous les charges gravitaires. (Voir Figure 1.16).
- Le renforcement supérieur de la section est généralement plus que le renforcement inférieur sous les charges gravitaires.

La capacité de rotation plastique à l'extrémité des poteaux est indépendante de la direction d'ouverture des rotules, puisque les sections sont généralement symétriques et la portée du cisaillement n'est pas significative au cours de la réponse.

Il convient de souligner, que les valeurs sont indépendantes de la portée de cisaillement et la hauteur de la section. À l'autre part, les capacités étant données dépendront de la valeur de cisaillement au niveau de la rotule. Plus que le cisaillement augmente, la capacité de rotation plastique diminue. Cette tendance pourrait s'expliquer par le mécanisme de transfert de force dans le noeud poteau-poutre. Une large fissure en flexion forme à cet endroit et presque toute la force de cisaillement "passe" par la zone de compression de la section, provoquant sa désintégration plus tôt. Par conclusion, la capacité de rotation à l'extrémité de la poutre diminue lorsque les armatures supérieures sont tendues, parce que le cisaillement atteint son maximum [14].

#### I.4 Conclusion

Dans ce chapitre il a été question de certains relatifs aspects importants aux structures contreventées par des portiques autostables en béton armé, vis-à-vis les exigences de leurs conceptions et leurs comportements sous l'effet des actions sismiques. Dans le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) en relève certaines insuffisances en comparaison avec d'autres règlements tels que le code européen (Eurocode 8) et le code américain (ATC40, FEMA 356). Parmi ces insuffisances on peut citer :

- L'éventail des méthodes de calcul proposées est très limité, par exemple, la méthode statique non-linéaire (pushover) est non indiquée
- Le spectre de calcul proposé n'est pas assez développé et limité seulement à celui du dimensionnement.
- Le coefficient de comportement  $q$ , tenant compte du comportement dissipatif (ou plastique) des éléments de la structure, en limité seulement à quelques paramètres spécifiques, par exemple la nature de contreventement de la structure. Par contre, dans le code européen, ce coefficient tient compte beaucoup d'autres facteurs tels que la ductilité et la sur-résistance.



## CHAPITRE II

### REVUE SUR LES METHODES STATIQUES NON-LINEAIRES

#### II.1 Introduction

Les structures sont censées se déformer inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à de sévères tremblements de terre. L'évaluation des performances sismiques de structures doit être menée en tenant compte de leur comportement post-élastique. Par conséquent, une procédure d'analyse non-linéaire doit servir à des fins d'évaluation du comportement post-élastique. Cette analyse ne peut être déterminée directement par une analyse élastique. En outre, à la demande du déplacement inélastique maximal de la structure doit être déterminée afin d'évaluer adéquatement les exigences sismiques induites dans les structures à comportement non-linéaire [1].

Diverses procédures simplifiées d'analyse non-linéaire et des méthodes approximatives en vue d'estimer le déplacement maximal de la demande inélastique des structures sont proposées dans la littérature. La procédure d'analyse non-linéaire simplifiée largement utilisée, l'analyse pushover, a été un sujet intéressant d'étude.

#### II.2 Aperçu sur les travaux antérieurs sur les analyses statiques non-linéaires

La précision et la fiabilité de l'analyse temporelle non-linéaire qui simule le comportement réel des structures soumises aux actions sismiques a été largement utilisée depuis les années 1960. Toutefois, le temps nécessaire à la bonne modélisation, temps de calcul, coûts de l'ordinateur et l'effort d'interprétation des résultats, rend cette analyse très laborieuse. Cela a conduit les chercheurs à proposer d'autres procédures d'analyse non-linéaire simplifiées et des modèles structurels afin d'estimer l'inélasticité de la demande sismique. Ces analyses se basant toutefois sur la réduction d'un modèle à plusieurs degrés de libertés (MDOF) à un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF).

En 1964, Rosenblueth et Herrera [1] ont proposé une procédure dans laquelle la déformation maximale du système inélastique SDOF est estimée comme la déformation maximale d'un système

élastique linéaire SDOF à une faible rigidité latérale et un coefficient d'amortissement plus élevé que celles du système inélastique. Ils ont utilisé la raideur sécante à la déformation maximale pour représenter le changement de la période et le facteur d'amortissement équivalent calculés par l'égalité entre l'énergie dissipée par cycle dans les systèmes non-linéaire et linéaire équivalent soumis à une charge harmonique.

La méthode de spectre de capacité, est une des méthodes plus utilisées pour une estimation rapide permettant d'évaluer des performances sismiques des structures. La méthode est recommandée par l'ATC-40 comme une méthode basée sur les déplacements pour l'évaluation et la conception des structures. La méthode a été développée par Freeman en 1975 [19]. Puis elle a subi plusieurs modifications. La méthode nécessite la construction d'une courbe de la capacité structurelle et de la comparer avec le spectre de la demande estimé, qui sont exprimées en format ADRS (Accélération-Déplacement Response Spectrum).

Plus tard, Fajfar et Fischinger (Fajfar et Fischinger ; 1980) [20] ont proposé la méthode N2 comme une procédure non-linéaire simplifiée pour l'analyse des dommages sismiques des bâtiments en béton armé, en se basant sur le modèle Q développé par Saiidi et Sozen en 1981[21], le modèle Q est un modèle analytique pour le calcul des déplacements maximaux des étages pour les structures multi-étagés en béton armé soumises à des actions sismiques, où la performance globale de ce modèle était satisfaisante.

La méthode N2 a subi plusieurs améliorations (Fajfar et Gašperšič ; 1996) [22], où elle a été étendue comme une méthode applicable aux ponts, ensuite la méthode s'est inspiré des idées de Bertero et Reinhorn et elle introduit le format ADRS dont les accélérations spectrales sont tracées en fonction des déplacements spectraux (Fajfar ; 1999) [23], combinant les avantages de la méthode de spectre de capacité.

La dernière version de la méthode N2 (Fajfar ; 1999) [23, 24] a été validée sur une structure testée au laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) en Italie. L'abréviation N2 indique que la méthode est basée principalement sur la combinaison de deux modèles mathématiques tenant compte du comportement non-linéaire à savoir :

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

De plus en 1999, Chopra et Goel [25] ont proposé une méthode du diagramme capacité-demande améliorée qui utilise le spectre de la demande de ductilité constante pour estimer la déformation sismique des systèmes inélastiques à SDOF.

De même, la méthode des coefficients décrite dans la FEMA 356 [16] est une procédure approximative non itérative, basée sur les facteurs de modification de déplacement. Le déplacement inélastique maximal d'un système MDOF non-linéaire est obtenu en modifiant le déplacement spectral élastique d'un système équivalent SDOF avec une série de coefficients.

En 2001, Chopra et Goel [26] ont élaborés une procédure d'analyse pushover améliorée nommée Modal Pushover Analysis (MPA) qui repose sur la théorie de la dynamique structurelle. Tout d'abord, la procédure a été appliquée aux bâtiments linéairement élastiques et il a été montré que la procédure est équivalente à l'analyse de spectre de réponse. Ensuite, la procédure a été étendue pour estimer les exigences sismiques de systèmes inélastiques. Des tremblements de terre induites par les demandes pour un bâtiment de 9 étages (SAC building) ont été déterminés par MPA, analyse dynamique non-linéaire et l'analyse pushover utilisant des distributions verticales des charges latérales uniformes, "code" et multi-modal. La comparaison des résultats a indiqué que l'analyse pushover pour toutes les distributions sous-estime considérablement les exigences des déplacements maximaux d'étage et les mènent à des grandes erreurs dans les rotations et les localisations des rotules plastiques. MPA a été plus précis que toutes les analyses pushover. Les résultats MPA ont montré une faible dépendance de l'intensité du mouvement de sol (El-Centro). Il a été conclu que, en incluant les contributions d'un nombre suffisant de modes (deux ou trois), la distribution des réponses estimée par MPA est généralement semblable aux résultats 'exactes' de l'analyse dynamique non-linéaire.

### **II.3 Aperçu sur les travaux antérieurs sur les analyses pushover**

Plusieurs chercheurs ont étudié les divers aspects de l'analyse pushover par l'identification des limites, les faiblesses de la procédure et ils ont proposé des procédures pushover améliorées qui tiennent compte des effets de la forme du chargement latéral, les modes plus élevés, les mécanismes de rupture, etc....

Fajfar et Fischinger [20] en 1980 ont suggéré d'utiliser des forces proportionnelles à la déflexion du mode fondamental de la structure (forces d'inertie exprimées en fonction des modes et des masses) pour l'application de la méthode N2.

En 1998, Krawinkler et Seneviratna [27] ont mené une étude détaillée qui décrit les avantages et les inconvénients de l'applicabilité de l'analyse pushover en tenant compte de divers aspects de la procédure. L'estimation du déplacement cible de la structure MDOF par le domaine équivalent SDOF et les facteurs de modification appliqués, l'importance de la forme du chargement latéral sur les courbes pushover, les conditions dans lesquelles les prédictions pushover sont suffisantes ou non et les informations obtenues par l'analyse pushover ont été identifiés. La précision des prédictions pushover a été évaluée sur des portiques en charpentes métalliques de 4 niveaux endommagés par le séisme de Northridge en 1994. Chaque portique a été soumis à neuf enregistrements sismiques où les demandes sismiques locales et globales ont été calculées à partir de résultats d'analyse pushover en terme de déplacement cible. La comparaison avec les résultats d'analyse dynamique non-linéaire a montré que l'analyse pushover prévoit de bonnes prévisions de demandes sismiques pour les structures à faible hauteur utilisant une distribution uniforme de comportement inélastique sur toute la hauteur.

Mwafy et Elnashai [28], depuis le 2000, ont effectué une série d'analyses pushover et des analyses dynamiques non-linéaire pour enquêter sur la validité et l'applicabilité de cette première. Douze bâtiments en béton armé avec les différents systèmes structurels (quatre portiques irréguliers de 8 niveaux, quatre portiques réguliers de 12 niveaux et quatre portiques réguliers de 8 niveaux contreventés par voiles), avec des accélérations différentes (0,15g et 0,30g) et des différents niveaux de ductilité ont été utilisés pour cette étude. L'analyse dynamique non-linéaire a utilisé des enregistrements réels et artificiels manipulés à des accélérations de 0,15g et 0,30g ont été effectués sur des modèles en 2D tenant compte des limites d'effondrement locales et globales prédéfinies. En outre, les analyses pushover à l'aide des distributions du chargement uniforme, triangulaire et multimodale ont été menées et les courbes pushover ont été tracées. Les résultats ont montré que la distribution selon la hauteur de la forme triangulaire était en bonne corrélation avec les résultats d'analyse dynamique non-linéaire et une prévision prudente de la capacité et une estimation raisonnable de la déformation a été obtenue. Il a été noté également que l'analyse pushover est plus appropriée pour les structures moins élevées de courtes périodes et le chargement triangulaire est suffisant pour prédire la réponse de telles structures.

Moghadam et Tso [29], en 2000, ont proposé une analyse pushover tridimensionnelle suivant les mêmes étapes que l'analyse en 2D en tenant compte l'excentricité géométrique (irrégularité en plan), une série d'accélérogramme des séismes naturels était utilisée dans l'étude d'une structure en béton armé de 7 niveaux. Ils ont conclue que l'apparition des modes de torsion par l'excentricité géométrique donne une influence importante sur la réponse des structures en termes de déplacements maximaux

d'étage, les déplacements relatifs et la ductilité locale et globale. L'analyse pushover tridimensionnelle donne une vision réaliste sur l'endommagement des éléments et la réponse globale des structures.

En 2001, Elnashai [30] a proposé l'analyse pushover améliorée tenant compte de la déformation spectrale pour des modes supérieurs validée sur une structure en béton de 12 niveaux où la courbe pushover obtenue présente une conformité aux résultats obtenus par des analyses temporelles non-linéaires utilisant un enregistrement du séisme Loma prieta (Santa-Cruz, 1989)

## **II.4 Conclusion**

Ce chapitre a porté sur une recherche bibliographique concernant les méthodes statiques non-linéaires les plus utilisées, non seulement pour les bâtiments existants, comme cela est l'objectif dans le cadre de certains règlements tel que l'ATC40 et FEMA273 .., mais aussi pour les nouveaux bâtiments, comme cela apparaît dans le règlement européen Eurocode 8. Ce présent chapitre nous a permis de tirer les conclusions suivantes:

- Ces méthodes (méthodes statiques non-linéaires) s'appuient sur des approches différentes pour les appliquer, des approches en amortissements et d'autre en ductilité, même si elles suivent les mêmes pas généraux pour évaluer le déplacement cible.

- La fiabilité et la précision de ces méthodes restent un sujet de grand intérêt pour plusieurs chercheurs par la proposition de méthodes statiques non-linéaires améliorées en employant de nouvelles formes de distributions des charges latérales, des formes d'idéalisation des courbes de capacité ainsi que la transformation en format ADRS.

- L'interface graphique de quelques méthodes permet de les rendre plus faciles à appliquer pour évaluer le déplacement cible bien que ce dernier est inconnu au début. Les itérations utilisées dans ces méthodes s'avèrent nécessaires, par contre elles deviennent difficiles à effectuer pour certains cas de calcul.

- La majorité des études menée sur la précision de calcul des différentes méthodes statiques non-linéaires sont effectuées sur des modèles de structures simples en 2D, l'application de ces méthodes en 3D est rare et fait l'objet actuellement d'études intenses à travers l'élaboration de nouveaux logiciels de calcul.

- par ailleurs, les études en Algérie sont concentrées sur l'application de certaines méthodes statiques non-linéaires pour l'appréciation de la sécurité parasismiques des structures existantes laquelle sont dimensionnée selon les prescriptions du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

## CHAPITRE III

### ÉTUDE PRELIMINAIRE DES BATIMENTS SELECTIONNES

#### III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude analytique au moyen de la méthode statique équivalente sur des structures en bâtiments autostables en béton armé, afin de vérifier le dimensionnement capacitaire des éléments structuraux (poteaux et poutres), d'évaluer le niveaux de performance et l'état d'endommagement des structures suivant les déplacements limites (déplacements relatifs) vis-à-vis des charges latérales sismiques.

#### III.2 Sélection des structures

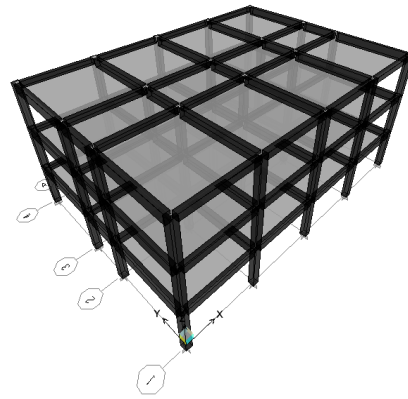
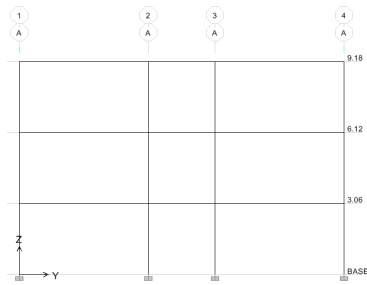
Dans le cadre de ce travail de mémoire, nous avons choisi d'étudier des bâtiments contreventés par des portiques autostables en béton armé.

Ces trois bâtiments à usage d'habitation, à trois, cinq et à sept niveaux (voir figures 3.1, 3.2 et 3.3), dont la hauteur de chaque niveau est de 3.06m, et présentent la même superficie de (13.85x19.4) m<sup>2</sup> où les planchers en corps creux de 20cm d'épaisseur. Le système de contreventement est composé de quatre portiques dans la direction longitudinale et de cinq portiques dans le sens transversal, les dimensions des différents éléments porteurs sont indiquées dans les tableaux sous dessous (tableaux 3.13, 3.14 et 3.15).

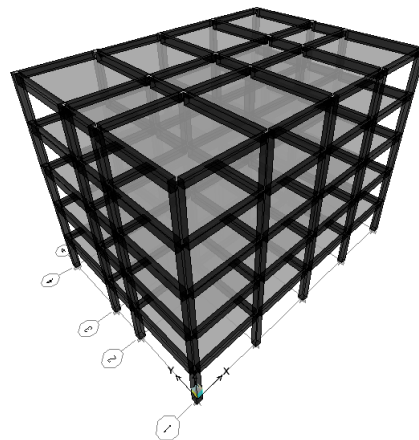
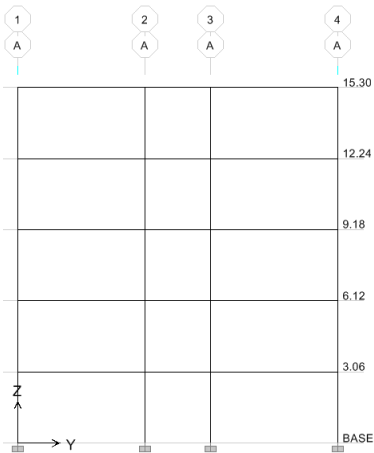
L'étude préliminaire est réalisée à l'aide d'une modélisation numérique en trois dimensions par éléments finis à l'aide du programme **ETABS** 9.7 [31]. Qui nécessite une identification des paramètres caractéristiques des modèles globaux utilisés pour modéliser les portiques en béton armé. (Résistance à la traction/ compression, module d'Young,...).

- Résistance du béton à la compression à 28 jours est choisi de  $20MPa$ .
- Module d'élasticité du béton est de  $30000MPa$ .
- Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence  $f_e = 400MPa$ .

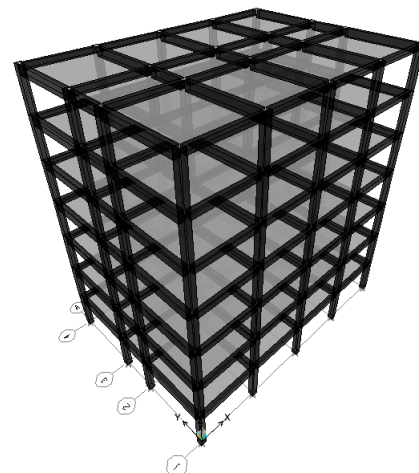
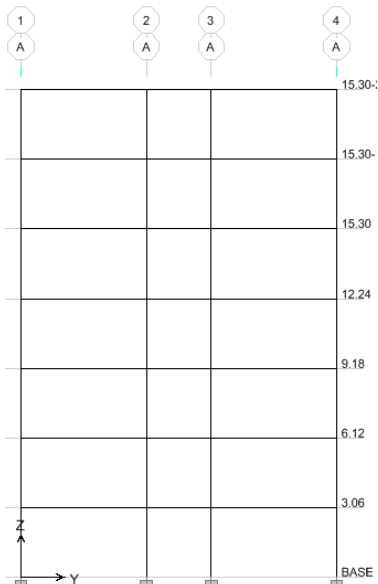
Les trois bâtiments sont dimensionnés suivant la majorité des prescriptions du règlement parasismique algérien le RPA99 et avec un calcul en état limite suivant le règlement BAEL99 [32, 33].



**Figure 3.1:** Configuration et vue en perspective de la structure à trois niveaux



**Figure 3.2:** Configuration et vue en perspective de la structure à cinq niveaux



**Figure 3.3:** Configuration et vue en perspective de la structure à sept niveaux

**Tableau 3.1:** Caractéristiques dynamiques, structure à trois niveaux

Mode	Période (sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%		Somme participation de masse	
			X	Y	X	Y
1	0.45	2.22	85.55	0.00	85.55	0.00
2	0.38	2.65	0.00	87.08	85.55	87.08
3	0.37	2.69	0.00	0.00	85.55	87.08
4	0.13	7.45	11.42	0.00	96.97	87.08
5	0.12	8.39	0.00	10.44	96.97	97.53

**Tableau 3.2:** Caractéristiques dynamiques, structure à cinq niveaux

Mode	Période (sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%		Somme participation de masse	
			X	Y	X	Y
1	0.66	1.50	79.41	0.00	79.41	0.00
2	0.53	1.89	0.00	79.86	79.41	79.86
3	0.53	1.90	0.00	0.00	79.41	79.86
4	0.21	4.67	11.77	0.00	91.18	79.86
5	0.18	5.54	0.00	12.30	91.18	92.17

**Tableau 3.3:** Caractéristiques dynamiques, structure à sept niveaux

Mode	Période (sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%		Somme participation de masse	
			X	Y	X	Y
1	0.87	1.15	76.23	0	76.23	0.00
2	0.68	1.47	0	76.06	76.23	76.06
3	0.67	1.48	0	0	76.23	76.06
4	0.29	3.45	11.66	0	87.88	76.06
5	0.24	4.22	0	12.64	87.88	88.70
6	0.24	4.25	0	0	87.88	88.70
7	0.16	6.43	5.01	0	92.90	88.70
8	0.13	7.61	0	4.96	92.90	93.66



### III.2.1 Présentation des actions sismiques

Les actions sismiques utilisées dans cette étude préliminaire, sur lesquelles est basée notre étude vis-à-vis du comportement sismique élastique des structures considérées, sont basées sur la méthode statique équivalente mentionnée dans le code RPA99 [8].

La force sismique horizontale totale à la base de chaque structure  $V$  est exprimée par la formule suivante (équation 3.1) :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (3.1)$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$R$  : coefficient de comportement de la structure.

$D$  : facteur d'amplification dynamique.

$Q$  : facteur de qualité.

$W$  : poids total de la structure.

Ces actions sont correspond au site considéré meuble S3, est supposé à implanté en zone sismique III, groupe d'usage 2 correspond à un coefficient d'accélération de zone égale à 0.25 avec un amortissement de la structure de 6%, le facteur de qualité est égale à 1.25 et le coefficient de comportement est de 5.

Ensuite, la distribution de ces actions selon la hauteur est définie dans le règlement parasismique RPA99 où la charge latérale à chaque étage peut calculer selon la formule suivante :

$$F_i = (V_b - F_t) \frac{m_i h_i}{\sum m_i h_i} \quad (3.2)$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule:  $F_t = 0,07 TV$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

Les différentes actions sismiques calculées par les formules ci-dessus (équations 3.1 et 3.2) sont indiquées dans les tableaux suivants (tableaux 3.4, 3.5 et 3.6) pour les trois structures sélectionnées.

**Tableau 3.4:** Distribution des charges latérales, structure à trois niveaux

niveaux	wi	hauteur	sens X		sens Y	
	(kN)		(m)	$w_i \cdot h_i / \sum w_i \cdot h_i$	Fi	$w_i \cdot h_i / \sum w_i \cdot h_i$
N3	2 652.42	3.06	0.49	571.69	0.49	571.69
N2	2 663.68	3.06	0.334	389.58	0.334	389.58
N1 (RDC)	2 663.68	3.06	0.176	205.04	0.176	205.04
			<b>V<sub>x</sub></b>	1166.31	<b>V<sub>y</sub></b>	1166.31

**Tableau 3.5:** Distribution des charges latérales, structure à cinq niveaux

niveaux	wi	hauteur	sens X		sens Y	
	(kN)		(m)	$w_i \cdot h_i / \sum w_i \cdot h_i$	Fi	$w_i \cdot h_i / \sum w_i \cdot h_i$
N5	2652.423	3.06	0.323	601.739	0.323	619.175
N4	2663.679	3.06	0.261	486.062	0.261	500.145
N3	2722.124	3.06	0.202	375.901	0.202	386.793
N2	2790.998	3.06	0.140	261.530	0.140	269.107
N1 (RDC)	2790.998	3.06	0.074	137.647	0.074	141.635
			<b>V<sub>x</sub></b>	1862.88	<b>V<sub>y</sub></b>	1916.86

**Tableau 3.6:** Distribution des charges latérales, structure à sept niveaux

niveaux	wi	hauteur	sens X		sens Y	
	(kN)		(m)	$w_i \cdot h_i / \sum w_i \cdot h_i$	Fi	$w_i \cdot h_i / \sum w_i \cdot h_i$
N7	2 652.42	3.06	0.247	639.644	0.247	689.429
N6	2 663.68	3.06	0.212	548.746	0.212	591.456
N5	2 722.12	3.06	0.176	457.288	0.176	492.880
N4	2 791.00	3.06	0.144	373.580	0.144	402.656
N3	2 864.75	3.06	0.111	287.168	0.111	309.519
N2	2 948.93	3.06	0.074	191.446	0.074	206.346
N1 (RDC)	2 948.93	3.06	0.037	95.723	0.037	103.173
			<b>V<sub>x</sub></b>	2593.60	<b>V<sub>y</sub></b>	2795.46

### III.2.2 Vérification des déplacements relatifs horizontaux

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan, Les déplacements sont calculés par la formule donnée par le RPA99 comme suit (équation 3.3):

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (3.3)$$

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau «  $k$  » de la structures.

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

-Le déplacement relatif au niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k-1$  » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les  $1\%h_e$ . ( $h_e$  est la hauteur libre de l'étage considéré).

Les tableaux 3.7, 3.8 et 3.9 résument les résultats de la vérification des déplacements inter-étages.

**Tableau 3.7:** Vérification du déplacement relatif, structure à trois niveaux

Niveau	$h_e$ (m)	sens x			sens y			$1\%h$	$\Delta k < 1\%h_e$
		$\delta_{ek}$	$\delta k$	$\Delta k$	$\delta_{ek}$	$\delta k$	$\Delta k$		
N3	3.06	0.0108	0.054	0.015	0.0075	0.0375	0.0095	0.0306	vérifié
N2	3.06	0.0078	0.039	<b>0.022</b>	0.0056	0.028	<b>0.015</b>	0.0306	vérifié
N1(RDC)	3.06	0.0034	0.017	0.017	0.0026	0.013	0.013	0.0306	vérifié

**Tableau 3.8:** Vérification du déplacement relatif, structure à cinq niveaux

niveau	$h_e$ (m)	sens x			sens y			$1\%h$	$\Delta k < 1\%h_e$
		$\delta_{ek}$	$\delta k$	$\Delta k$	$\delta_{ek}$	$\delta k$	$\Delta k$		
N5	3.06	0.0245	0.1225	0.017	0.0161	0.0805	0.0115	0.0306	vérifié
N4	3.06	0.0211	0.1055	0.027	0.0138	0.069	0.0185	0.0306	vérifié
N3	3.06	0.0157	0.0785	0.0295	0.0101	0.0505	0.018	0.0306	vérifié
N2	3.06	0.0098	0.049	<b>0.0305</b>	0.0065	0.0325	<b>0.0195</b>	0.0306	vérifié
N1(RDC)	3.06	0.0037	0.0185	0.0185	0.0026	0.013	0.013	0.0306	vérifié

**Tableau 3.9:** Vérification du déplacement relatif, structure à sept niveaux

niveau	$h_e$ (m)	sens x			sens y			$1\%h$	$\Delta k < 1\%h_e$
		$\delta_{ek}$	$\delta k$	$\Delta k$	$\delta_{ek}$	$\delta k$	$\Delta k$		
N7	3.06	0.0427	0.2135	0.0175	0.0286	0.143	0.0135	0.0306	vérifié
N6	3.06	0.0392	0.196	0.03	0.0259	0.1295	0.022	0.0306	vérifié
N5	3.06	0.0332	0.166	<b>0.0345</b>	0.0215	0.1075	0.0225	0.0306	<b>non vérifié</b>
N4	3.06	0.0263	0.1315	<b>0.0395</b>	0.017	0.085	<b>0.0255</b>	0.0306	<b>non vérifié</b>
N3	3.06	0.0184	0.092	<b>0.0385</b>	0.0119	0.0595	0.0235	0.0306	<b>non vérifié</b>
N2	3.06	0.0107	0.0535	<b>0.0345</b>	0.0072	0.036	0.0225	0.0306	<b>non vérifié</b>
N1(RDC)	3.06	0.0038	0.019	0.019	0.0027	0.0135	0.0135	0.0306	vérifié

**III.2.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (équation 3.4):

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.1 \tag{3.4}$$

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

**Tableau 3.10:** Stabilité vis-à-vis l'effet P-Δ, structure à trois niveaux

niveau	Pk (kN)	sens x			sens y			θk ≤ 0.1
		Δk (m)	Vk (kN)	θk	Δk	Vk	θk	
N3	2 652.42	0.015	571.69	0.023	0.0095	571.69	0.014	vérifié
N2	5 316.10	0.022	961.27	<b>0.040</b>	0.015	961.27	0.027	vérifié
N1 (RDC)	7 979.78	0.017	1166.31	0.038	0.013	1166.31	<b>0.029</b>	vérifié

**Tableau 3.11:** Stabilité vis-à-vis l'effet P-Δ, structure à cinq niveaux

niveau	Pk (kN)	sens x			sens y			θk ≤ 0.1
		Δk (m)	Vk (kN)	θk	Δk	Vk	θk	
N5	2652.423	0.017	601.739	0.024	0.0115	619.175	0.016	vérifié
N4	5316.102	0.027	1087.801	0.043	0.0185	1119.32	0.029	vérifié
N3	8038.226	0.0295	1463.702	0.053	0.018	1506.113	0.031	vérifié
N2	10829.224	0.0305	1725.232	<b>0.063</b>	0.0195	1775.22	<b>0.039</b>	vérifié
N1 (RDC)	13620.222	0.0185	1862.879	0.044	0.013	1916.855	0.030	vérifié

**Tableau 3.12:** Stabilité vis-à-vis l'effet P-Δ, structure à sept niveaux

niveau	Pk (kN)	sens x			sens y			θk < 0.1
		Δk (m)	Vk (kN)	θk	Δk	Vk	θk	
N7	2 652.42	0.018	639.64	0.024	0.014	689.429	<b>0.017</b>	vérifié
N6	5 316.10	0.030	1 188.39	0.044	0.022	1280.885	0.015	vérifié
N5	8 038.22	0.035	1 645.68	0.055	0.023	1773.765	0.011	vérifié
N4	10 829.22	0.040	2 019.26	0.069	0.026	2176.421	0.011	vérifié
N3	13 693.97	0.039	2 306.43	<b>0.075</b>	0.024	2485.94	0.009	vérifié
N2	16 642.90	0.035	2 497.87	<b>0.075</b>	0.023	2692.286	0.008	vérifié
N1 (RDC)	19 591.83	0.019	2 593.60	0.047	0.014	2795.459	0.005	vérifié

### III.2.4 Calcul et ferrailage des éléments porteurs (poteaux et poutres)

Les tableaux sous dessous (tableaux 3.13, 3.14 et 3.15) regroupent et résument une tâche longue de calcul de ferrailage des différents éléments porteurs (poutres et poteaux)

**Tableau 3.13:** Différents sections et leurs ferrailages, structure à trois niveaux

Etages	poutres sens x			poutres sens y			poteaux	
	Sections	Ferrailages (appuis)		Sections	Ferrailages (appuis)		Sections	Ferrailages
	(cm <sup>2</sup> )	sup.	Inf.	(cm <sup>2</sup> )	sup.	Inf.	(cm <sup>2</sup> )	
3	30x40	3T14	3T14	30x50	3T16	3T16	40x40	8T16
2	30x40	3T14+3T12	3T14	30x50	3T16+3T12	3T16	40x40	8T16
1	30x40	3T14+3T12	3T14	30x50	3T16+3T12	3T16	40x40	8T16

**Tableau 3.14:** Différents sections et leurs ferrailages, structure à cinq niveaux

Etages	poutres sens x			poutres sens y			poteaux	
	Sections	Ferrailages (appuis)		Sections	Ferrailages (appuis)		Sections	Ferrailages
	(cm <sup>2</sup> )	sup.	Inf.	(cm <sup>2</sup> )	Q (KN/m)	G (KN/m)	(cm <sup>2</sup> )	
5	30x40	3T14	3T14	30x50	3T16	3T16	40x40	8T16
4	30x40	3T14+3T12	3T14	30x50	3T16+3T12	3T16	40x40	8T20
3	30x40	3T16+3T14	3T16	30x50	3T16+3T16	3T16	50x50	8T20
2	30x40	3T16+3T14	3T16	30x50	3T16+3T16	3T16	50x50	8T20
1	30x40	3T16+3T14	3T16	30x50	3T16+3T16	3T16	50x50	12T20

**Tableau 3.15:** Différents sections et leurs ferrailages, structure à sept niveaux

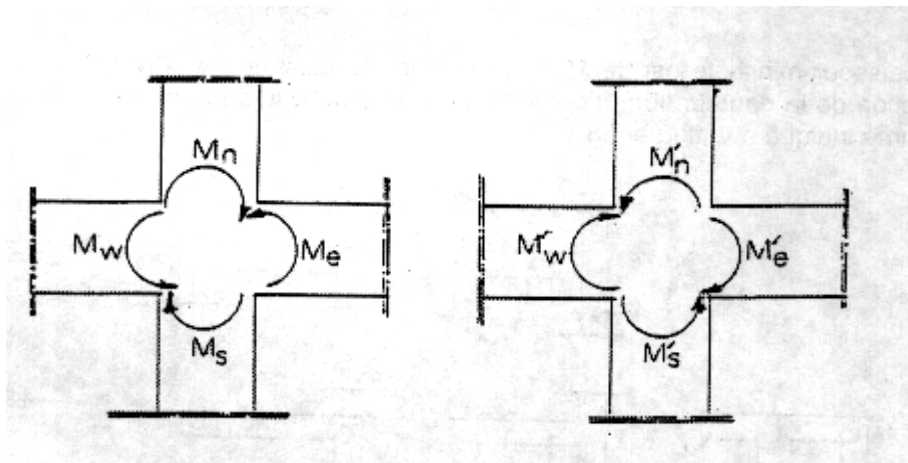
Etages	poutres sens x			poutres sens y			poteaux		
	Sections	Ferrailages (appuis)		Sections	Ferrailages (appuis)			Sections	Ferrailages
	(cm <sup>2</sup> )	sup.	Inf.	(cm <sup>2</sup> )	sup. ext	sup. int	Inf.	(cm <sup>2</sup> )	
7	30x40	3T14	3T14	30x50	3T16+3T12	3T16	3T16	40x40	8T16
6	30x40	3T14+3T14	3T14	30x50	3T16+3T14	3T16	3T16	40x40	8T20
5	30x40	3T16+3T16	3T16	30x50	3T16+3T16	3T16+3T14	3T16	50x50	8T20
4	30x40	6T16+3T12	3T16	30x50	6T16+3T14	6T16+3T14	3T16	50x50	12T20
3	30x40	6T16+3T14	3T16	30x50	6T16+3T16	6T16+3T16	3T16	60x60	12T20
2	30x40	6T16+3T14	3T16	30x50	6T16+3T16	6T16+3T16	3T16	60x60	12T20
1	30x40	3T16+3T16	3T16	30x50	3T16+3T16	6T16+3T16	3T16	60x60	16T20

**III.2.5 Vérification de la capacité sismique (ductilité globale) des éléments poteaux et poutres**

Pour atteindre l'objectif de la ductilité globale d'une structure en portique il faut respecter le concept « Poutre faible –Poteau fort ». En utilisant la condition de résistance exigée par certains règlements parasismiques dont le RPA99 (figure 3.4):

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25|M_w| + |M_e| \tag{3.5}$$

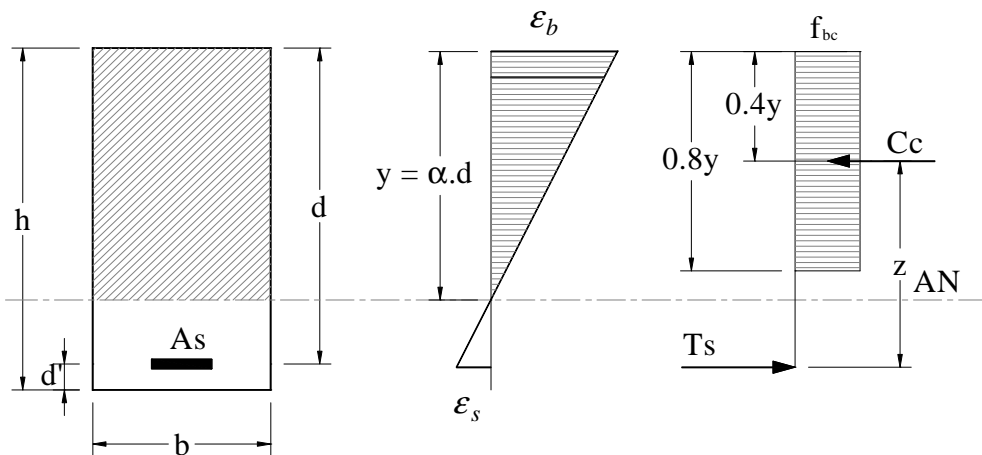
$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25|M'_w| + |M'_e|$$



**Figure 3.4:** Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau [8]

**a) Calcul des moments résistant d'une section en flexion simple [34]**

Le moment résistant d'une section est le moment maximum que peut supporter cette section.



**Figure 3.5:** Comportement d'une section fléchie [34]

Les équations d'équilibre deviennent (figure 3.5) :

$$\begin{aligned}\sum F_H = 0 &\Rightarrow Cc = Ts \Rightarrow 0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bc} - A_s \cdot f_s = 0 \\ M_R &= 0.8 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \\ M_r &= A_s \cdot f_s \cdot z\end{aligned}\quad (3.6)$$

On utilise la relation géométrique :  $z = d - 0.4y = d(1 - 0.4 \cdot \alpha)$

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \\ \alpha &= 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)\end{aligned}$$

Les déformations des armatures valent :

$$\varepsilon_s = \frac{3.5 \text{‰} (1 - \alpha)}{\alpha}$$

En pratique pour simplifier les calculs on utilise la formule simplifiée suivante :

$$M_r = A_s \cdot f_s \cdot d \cdot \beta \quad (3.7)$$

Avec :

$$\beta = 0.8 \text{ à } 0.85$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_{es} \quad \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} :$$

$$f_s = f_e / \gamma_s \quad \text{si } \varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$$

En présence des armatures comprimées  $A'_s$ , les équations d'équilibre deviennent :

$$0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bc} + A'_s \cdot f_{s'} - A_s \cdot f_s = 0$$

$$M_R = 0.8 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) + A'_s \cdot f_{s'} (d - d'')$$

$$\mu = \mu_{\text{lim}} = 0.391 \text{ pour des Aciers Fe E 400} \quad \alpha = \alpha_{\text{lim}} = 0.668$$

$$\mu = \mu_{\text{lim}} = 0.371 \text{ pour des Aciers Fe E 500} \quad \alpha = \alpha_{\text{lim}} = 0.617$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5 \text{‰} (1 - \alpha)}{\alpha}$$

$$\varepsilon_{s'} = 3.5 \text{‰} \left( \frac{1 - d''}{\alpha \cdot d} \right)$$

**b) Dimensionnement capacitaire des poteaux en Béton Armé [34]**

Dans le plan cartésien  $(N, M)$ , le domaine de sécurité d'une section donnée en béton armé, soumise à des sollicitations de calcul, (flexion composée), est défini par une courbe fermée appelée diagramme d'interaction, décrite par le point de coordonnées  $N_{u, \text{lim}}$  et  $M_{u, \text{lim}}$ .

**-Étapes de traçage de la courbe d'interaction****Étape 01 :**

Calculer :  $\left(\frac{d}{h}, \frac{d'}{h}, \frac{A_s}{bh} \text{ \& } \frac{A_{s'}}{bh}\right)$  c'est paramètres sont des constantes tirés une fois que l'aire d'armatures et les dimensions de la section du poteau sont définies.

**Étape 02 :**

Choisir la valeur de  $\left(\frac{y}{h}\right)$

**Étape 03 :**

On utilise la première valeur choisit de  $\left(\frac{y}{h}\right)$  pour le calcul des déformations ( $\varepsilon_s$  &  $\varepsilon_{s'}$ ) des armatures ( $A_s$  et  $A_{s'}$ ) par les formules suivantes:

$$\varepsilon_s = 0,0035 \cdot \frac{\left[\left(\frac{y}{h}\right) - \left(\frac{d}{h}\right)\right]}{\left(\frac{y}{h}\right)} \quad \& \quad \varepsilon_{s'} = 0,0035 \cdot \frac{\left[\left(\frac{y}{h}\right) - \left(\frac{d'}{h}\right)\right]}{\left(\frac{y}{h}\right)}$$

On déduit par la suite les valeurs de  $f_s$  &  $f_{s'}$  (avec leur signes positifs ou négatifs)

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \cdot \varepsilon_{es} & \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} : \\ f_s &= f_e / \gamma_s & \text{si } \varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \end{aligned}$$

**Étape 04 :**

On remplace les valeurs de  $f_s$  &  $f_{s'}$  dans la formule de  $\nu$  &  $\mu$  :

$$\nu = 0,8 \cdot \left(\frac{y}{h}\right) + \left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_s}{f_{bc}} + \left(\frac{A_{s'}}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_{s'}}{f_{bc}}$$

Et :

$$\mu = \left[0,4 \cdot \left(\frac{y}{h}\right) \cdot \left[1 - 0,8 \cdot \left(\frac{y}{h}\right)\right]\right] - \left[\left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_s}{f_{bc}}\right] + \left[\left(\frac{1}{2} - \frac{d'}{h}\right) \cdot \left(\frac{A_{s'}}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_{s'}}{f_{bc}}\right]$$

**Étape 05 :**

Répéter les étapes 2 à 4 pour définir une série de points et les joindre pour obtenir une courbe continue.



Pour n'importe quelle combinaison de  $b$  et  $h$  on peut tracer une succession de courbes d'interactions en fonction de la variable  $\left(\frac{y}{h}\right)$  avec des pourcentages des armatures  $\rho$  et  $\rho'$ , variable pour chaque courbe (figure 3.6)

On fixe :  $d/h = 0,9$  et  $d'/h = 0,1$

Données :

$$f_{bc} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_{es} \quad \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} : \quad E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$f_s = f_e / \gamma_s \quad \text{si } \varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \quad \varepsilon_{se} = 1,174 \cdot 10^{-3} \text{ pour des aciers FeE400}$$

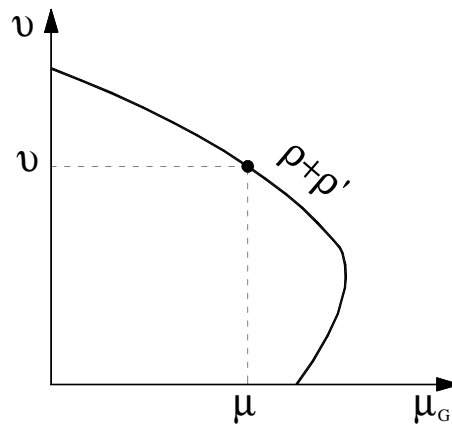


Figure 3.6: La courbe d'interaction obtenue [34]

Après la construction des courbes d'interaction (figure 3.7, 3.8 et 3.9) de chaque section de poteau aux niveaux des nœuds, le moment résistant compris une valeur correspondante à l'effort normal ultime calculé par la combinaison d'action  $G+Q+1.2E$

Ensuite, on calcul le moment résistant pour chaque section de poutre au voisinage du nœud considéré (formule 3.7).

Les différents résultats de vérification de la fragilité des nœuds des bâtiments considérés (cinq et sept niveaux), sont regroupés dans les tableaux ci-dessous (tableaux 3.16, 3.17 et 3.18).

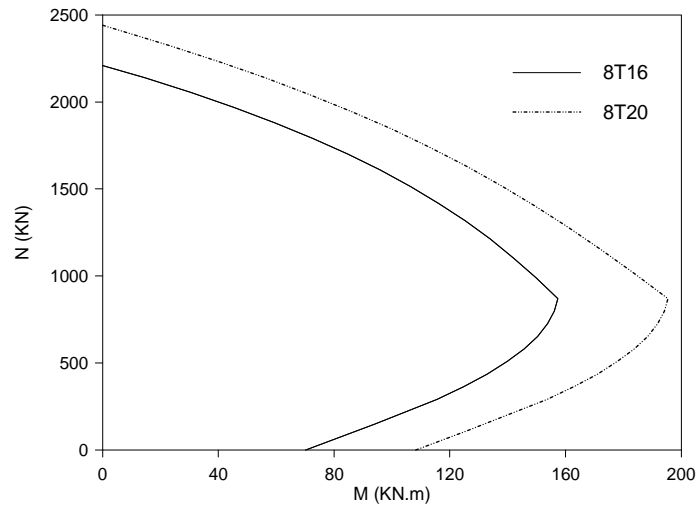


Figure 3.7: La courbe d'interaction, poteaux 40x40 cm<sup>2</sup>

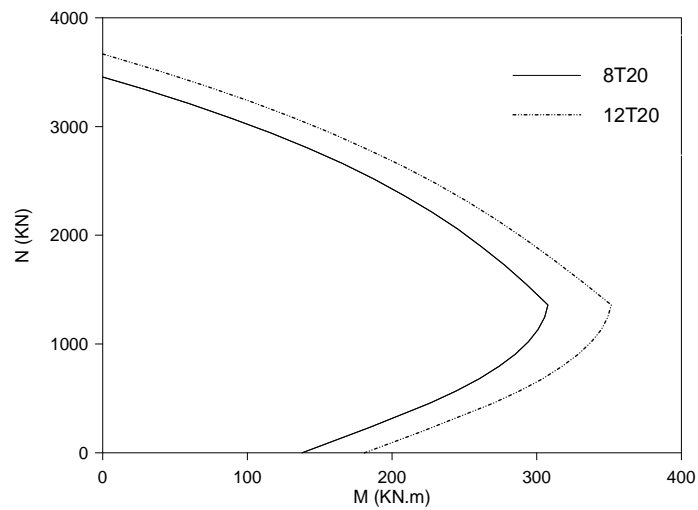


Figure 3.8: La courbe d'interaction, poteaux 50x50 cm<sup>2</sup>

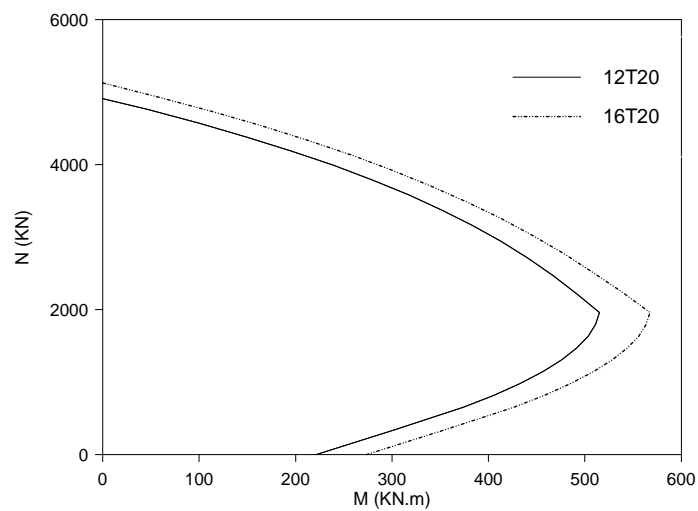


Figure 3.9: La courbe d'interaction, poteaux 60x60 cm<sup>2</sup>

**Tableau 3.16:** Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction longitudinale de la structure à cinq niveaux

Niv.	poutre 30x40		poteau inf.		poteau sup.		$\sum M_{RC}$	$\sum M_{RB}$	$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}}$
	$M_w$	$M_e$	$P_u$	$M_s$	$P_u$	$M_n$			
	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN	kN.m			
4	86.59	50.62	360.87	162.69	190.30	48.81	137.21	211.5	1.54
3	114.28	65.99	545.49	241.06	371.11	163.87	180.27	404.93	2.25
2	114.28	65.99	737.28	272.93	561.49	243.63	180.27	516.56	2.87
1	114.28	65.99	931.00	330.89	753.27	276.46	180.27	607.35	3.37

**Tableau 3.17:** Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction transversale de la structure à cinq niveaux

Niv.	poutre 30x50		poteau inf.		poteau sup.		$\sum M_{RC}$	$\sum M_{RB}$	$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}}$
	$M_w$	$M_e$	$P_u$	$M_s$	$P_u$	$M_n$			
	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN	kN.m			
4	129.37	83.73	408.27	217.77	195.65	129.45	213.10	347.22	1.63
3	164.62	83.73	690.64	261.59	418.51	219.72	248.35	481.31	1.94
2	164.62	83.73	1015.12	293.91	706.64	263.51	248.35	557.42	2.24
1	164.62	83.73	1336.62	351.12	1031.12	294.92	248.35	646.04	2.60

**Tableau 3.18:** Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction longitudinale de la structure à sept niveaux

Niv.	poutre 30x40		poteau inf.		poteau sup.		$\sum M_{RC}$	$\sum M_{RB}$	$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}}$
	$M_w$	$M_e$	$P_u$	$M_s$	$P_u$	$M_n$			
	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN	kN.m			
6	99.34	50.62	354.75	162.04	187.30	99.95	149.96	261.99	1.75
5	129.14	65.99	536.06	239.56	364.99	163.18	195.13	402.74	2.06
4	162.89	65.99	725.61	309.50	552.06	242.12	228.88	551.62	2.41
3	175.10	65.99	919.39	422.99	741.61	311.41	241.09	734.4	3.05
2	175.10	65.99	1121.80	453.57	942.43	426.87	241.09	880.44	3.65
1	129.14	65.99	1324.69	530.386	1144.84	509.27	195.13	1039.656	5.33

**Tableau 3.19:** Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction transversale de la structure à sept niveaux

Niv.	poutre 30x50		poteau inf.		poteau sup.		$\sum M_{RC}$	$\sum M_{RB}$	$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}}$
	$M_w$	$M_e$	$P_u$	$M_s$	$P_u$	$M_n$			
	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN	kN.m			
6	83.73	83.73	370.83	163.84	176.26	98.27	167.46	262.11	1.57
5	145.59	83.73	642.73	255.10	381.07	164.98	229.32	420.08	1.83
4	224.15	83.73	964.62	333.58	658.73	257.34	307.88	590.92	1.92
3	242.67	83.73	1350.63	480.53	980.62	334.86	326.4	815.39	2.50
2	242.67	83.73	1772.62	510.25	1373.67	482.64	326.4	992.89	3.04
1	242.67	83.73	2147.49	548.05	1795.66	511.33	326.4	1059.38	3.25

### III.3 Conclusion

Le but de ce chapitre est d'évaluer la réponse sismique des structures en bâtiments contreventés par des portiques autostables en béton armé à travers la méthode statique équivalente. Il a conduit aux principales conclusions suivantes :

– Malgré que les périodes fondamentales de ces trois structures sont importantes, elles restent vérifier aux prescriptions du règlement parasismique algérien le RPA99 ( $1.3 \times 0.075H^{3/4}$ ).

– Les tableaux 3.7 et 3.8 montrent que les déplacements latéraux inter-étages pour les bâtiments à trois et cinq niveaux sont inférieurs à ceux limites dans les deux directions principales ( $\Delta k < 1\%he$ ).

– Les résultats, regroupés dans le tableau 3.9, illustrent que les déplacements latéraux inter-étages sont supérieurs au déplacement limite ( $1\%he$ ) dans les 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> niveaux pour la direction longitudinale du bâtiment R+6.

– Le déplacement inter-étage maximal atteint le  $1.3\%he$  (3.95cm) et il est inférieur de  $1.5\%he$ , cela signifie que la structure à sept niveaux risque d'avoir un état d'endommagement irréparable (annexe B).

– Les résultats regroupés dans les tableaux 3.10, 3.11 et 3.12 sont satisfaits aux prescriptions du RPA99 donc la non-linéarité géométrique (l'effet P- $\Delta$ ) est négligée pour le calcul des trois bâtiments dans les deux directions principales.

– La condition de résistance des nœuds est satisfaite à la prescription réglementaire pour les deux bâtiments analysés dans les deux directions principales dont les rotules peuvent se localiser aux niveaux des extrémités des poutres sous une demande sismique sévère.

– Cette étude préliminaire nous a permis de conclure que les bâtiments à trois et cinq et à sept niveaux peuvent considérer comme des bâtiments neufs vis-à-vis leurs comportements observés malgré que la structure à sept niveaux présente des valeurs de déplacements inter-étages importantes supérieures au déplacement relatif limite (l'un des importantes vérifications ne répond pas à la prescription du RPA99).

– La non-linéarité géométrique (l'effet P- $\Delta$ ) peut être négligé dans un calcul linéaire vis-à-vis des actions obtenues par la méthode statique équivalente mais la présence de cette première est l'un des principales hypothèses pour recourir une analyse pushover (l'effet P- $\delta$ ).

– Comme la méthode N2 est applicable aux bâtiments nouvellement conçus et les bâtiments existants, on l'utilise pour l'appréciation de la sécurité parasismique de ces trois structures en employant la majorité des prescriptions réglementaires du RPA99.

## CHAPITRE IV

### ANALYSES NON-LINEAIRES DES STRCUTURES AUTOSTABLES EN BETON ARME

#### IV.1 Introduction

Les codes de calcul antérieurs (RPA99, PS92, ...) valorisaient les structures en permettant de réduire par un facteur de comportement l'action de calcul qui sert à dimensionner à l'aide d'une analyse élastique, surtout s'il s'agit de la conception d'une structure neuve, cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation des structures existantes et leur conception dont le comportement dynamique est trop complexe. Par conséquent, l'utilisation des analyses linéaires devient insuffisante, dans ce cas il est prudent de recourir à des analyses non-linéaires (statiques ou dynamiques).

Le calcul statique non-linéaire en poussée progressive (ou pushover) représente une alternative très intéressante, elle permet d'évaluer les mécanismes d'effondrement attendus et la distribution des dommages dans la construction. la relation avec le problème dynamique est assurée par la définition d'un déplacement cible, déplacement maximal atteint par la structure, la démarche proposée du point de performance est valable pour l'évaluation des bâtiments, comme cela apparaît dans l' EC8, ATC40, FEMA356, ... etc

Ce chapitre a été consacré à l'évaluation de la performance sismique, il se concentre sur trois points :

- traite l'influence de la forme du chargement latéral selon la hauteur sur la courbe de capacité (courbe pushover), introduite par les codes parasismiques en particulier le règlement RPA99 et le code Eurocode8 et FEMA 356 (distribution uniforme, modale, triangulaire, adaptative, SRSS).
- traite l'évaluation de la performance sismique des trois bâtiments auto-stables par la méthode N2 utilisant une demande sismique inspirée de celle du règlement algérien, puis une comparaison en termes de déplacements cibles avec les résultats obtenus par une méthode élastique simplifiée (méthode statique équivalente).

- traite l'impact des séismes proches et lointains sur la réponse non-linéaire en termes de déplacement maximal pour les mêmes structures, une analyse statique non-linéaire basant sur les approches en ductilité (N2) est effectuée en premier lieu suivie par une analyse temporelle non-linéaire.

## IV.2 Influence de la forme du chargement latéral sur la courbe de capacité

Pour l'évaluation de la performance le choix de la forme de la force latérale est susceptible d'être beaucoup plus critique que la détermination exacte du déplacement cible. Les formes de la force latérale ont pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme. Il est clair que la variation variera en fonction de la puissance d'un séisme et avec leur durée. Si une forme de force invariante est utilisée, les hypothèses de base sont que la distribution des forces d'inertie sera raisonnablement constante durant tout le séisme et que les déformations maximales obtenues à partir de cette distribution invariante seront comparables à celles espérées pour un séisme de conception. Ces hypothèses peuvent être proches de la vérité dans certains cas mais pas dans d'autres cas. Elles peuvent être raisonnables :

- a) Si la réponse de la structure n'est pas affectée par les modes supérieurs.
- b) Si la structure à un seul mécanisme de plastification pouvant être déterminé par cette forme invariante [35].

### IV.2.1 Modes de chargements

La procédure statique non-linéaire nécessite le développement d'une courbe pushover en appliquant d'abord des charges gravitaires et ensuite des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur. Au moins deux distributions des forces doivent être considérées. La première sera choisie parmi les suivantes : distribution fondamentale basée sur le premier mode, La force 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 proportionnel 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 donne deux distributions verticales des forces latérales ;

- 1) un modèle uniforme avec les forces latérales qui sont proportionnel aux masses.
- 2) un modèle modal, qui est proportionnel aux forces latérales qui sont consistantes avec la distribution des forces latérales déterminée lors de l'analyse élastique [35].

Les distributions des forces citées plus haut sont définies comme suit :

1. distribution uniforme ;  $F_i = \frac{m_i}{\sum m_i}$ . (4.1)

2. distribution de mode fondamental ;  $F_i = \frac{m_i \phi_{i1}}{\sum m_i \phi_{i1}}$  (4.2)

Où  $m_i$  est la masse et  $\phi_{i1}$  est la valeur du mode propre à l'étage  $i$ .

3. distribution des charges latérales RPA99 ; est défini dans le règlement parasismique RPA99 où la charge latérale à chaque étage peut calculer selon la formule suivante :

$$F_i = (V_b - F_t) \frac{m_i h_i}{\sum m_i h_i} \quad (4.3)$$

4. force latérale équivalente (ELF) ou adaptive (FEMA356) :  $F_i = \frac{m_i h_i^k}{\sum m_i h_i^k}$  (4.4)

$h_i$  est la hauteur d'étage  $i$  à partir de la base

l'exposant  $k=1$  pour la période fondamentale  $T_1 \leq 0.5$  sec,  $k=2$  pour  $T_1 \leq 2.5$  sec, et varie linéairement entre eux.

5. la distribution SRSS :  $S$  est défini par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse par un spectre de réponse de la structure, supposée être élastique et linéaire ;

$m_i$  est la masse de l'étage  $i$ .

$\phi_{i1}$  est l'amplitude du mode fondamental au niveau  $i$ ,

$S$  l'effort tranchant à la base, ce modèle peut être utilisé si plus de 75% de la masse totale est contribue dans le mode fondamental dans la direction sous considération.

Le dernier modèle de charge qui désigner le modèle spectral, qui doit être utilisé quand les effets des modes supérieurs sont importants. Ce modèle est basé sur la combinaison modale des forces en utilisant SRSS (racine carrée de la somme des carrées).

Elle peut être écrite comme suit  $S_i = \frac{m_i \delta_i}{\sum m_i \delta_i} S$  (4.5)

Où :  $\delta_i$  est le déplacement de nœud (terrasse)  $j$  résultant d'une analyse modale spectrale de la structure supposée linéairement élastique. Le spectre approprié du mouvement de sol doit être utilisé pour l'analyse modale spectrale.

**IV.2.2 Détermination du chargement latéral pour l'analyse Pushover**

En utilisant les formules précédentes, la forme de différente distribution des forces sismiques selon la hauteur des structures étudiées (uniforme, modale, triangulaire (RPA99), adaptive et SRSS), sont résumés dans les tableaux et les figures sous dessous:

**Tableau 4.1: Valeurs du chargement latéral pour structure à trois niveaux**

Sens x	niveaux	$m_i$	hauteur	uniforme	modale	triangulaire	adaptive	SRSS
		(KN)	(m)	$m_i/\sum m_i$	$m_i \cdot \Phi_i/\sum m_i \cdot \Phi_i$	$m_i \cdot h_i/\sum m_i \cdot h_i$	$m_i \cdot h_i^k/\sum m_i \cdot h_i^k$	$m_i \cdot \delta_i/\sum m_i \cdot \delta_i$
Sens x	N3	2 652.42	3.06	0.332	0.487	0.490	0.490	0.503
	N2	2 663.68	3.06	0.334	0.357	0.334	0.334	0.335
	N1	2 663.68	3.06	0.334	0.156	0.176	0.176	0.163
Sens y	niveaux	$m_i$	hauteur	uniforme	modale	triangulaire	adaptive	SRSS
	N3	2 652.42	3.06	0.332	0.476	0.490	0.490	0.493
	N2	2 663.68	3.06	0.334	0.358	0.334	0.334	0.335
	N1	2 663.68	3.06	0.334	0.166	0.176	0.176	0.172

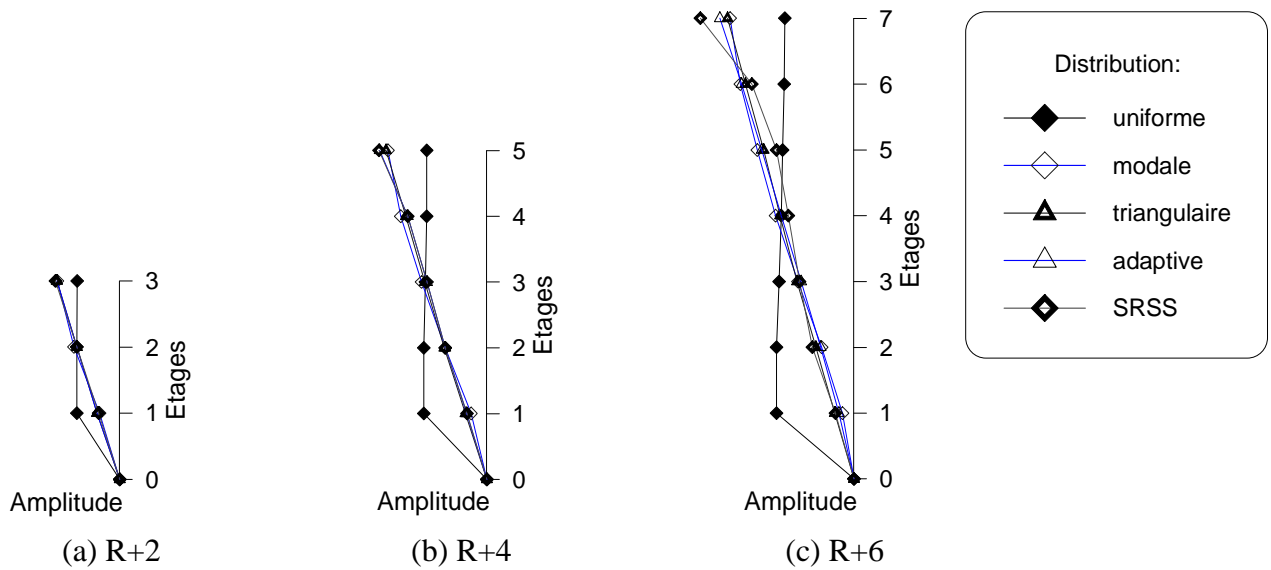
**Tableau 4.2: Valeurs du chargement latéral pour structure à cinq niveaux**

Sens x	niveaux	$m_i$	hauteur	uniforme	modale	triangulaire	adaptive	SRSS
		(KN)	(m)	$m_i/\sum m_i$	$m_i \cdot \Phi_i/\sum m_i \cdot \Phi_i$	$m_i \cdot h_i/\sum m_i \cdot h_i$	$m_i \cdot h_i^k/\sum m_i \cdot h_i^k$	$m_i \cdot \delta_i/\sum m_i \cdot \delta_i$
Sens x	N5	2652.423	3.06	0.195	0.322	0.328	0.349	0.351
	N4	2663.679	3.06	0.196	0.280	0.263	0.257	0.257
	N3	2722.124	3.06	0.200	0.212	0.202	0.194	0.194
	N2	2790.998	3.06	0.205	0.135	0.138	0.135	0.135
	N1	2790.998	3.06	0.205	0.051	0.069	0.065	0.064
Sens y	niveaux	$m_i$	hauteur	uniforme	modale	triangulaire	adaptive	SRSS
	N5	2652.423	3.06	0.195	0.322	0.328	0.329	0.344
	N4	2663.679	3.06	0.196	0.278	0.263	0.264	0.261
	N3	2722.124	3.06	0.200	0.208	0.202	0.202	0.194
	N2	2790.998	3.06	0.205	0.136	0.138	0.137	0.136
	N1	2790.998	3.06	0.205	0.055	0.069	0.068	0.064

**Tableau 4.3: Valeurs du chargement latéral pour structure à sept niveaux**

Sens x	niveaux	$m_i$	hauteur	uniforme	modale	triangulaire	adaptive	SRSS
		(KN)	(m)	$m_i/\sum m_i$	$m_i \cdot \Phi_i/\sum m_i \cdot \Phi_i$	$m_i \cdot h_i/\sum m_i \cdot h_i$	$m_i \cdot h_i^k/\sum m_i \cdot h_i^k$	$m_i \cdot \delta_i/\sum m_i \cdot \delta_i$
Sens x	N7	2 652.42	3.06	0.135	0.242	0.247	0.262	0.300
	N6	2 663.68	3.06	0.136	0.222	0.212	0.219	0.199
	N5	2 722.12	3.06	0.139	0.189	0.176	0.180	0.151
	N4	2 791.00	3.06	0.142	0.153	0.144	0.142	0.128
	N3	2 864.75	3.06	0.146	0.109	0.111	0.103	0.106
	N2	2 948.93	3.06	0.151	0.063	0.074	0.065	0.081
	N1	2 948.93	3.06	0.151	0.022	0.037	0.029	0.036
Sens y	niveaux	$m_i$	hauteur	uniforme	modale	triangulaire	adaptive	SRSS
	N7	2 652.42	3.06	0.135	0.246	0.247	0.235	0.289
	N6	2 663.68	3.06	0.136	0.224	0.212	0.204	0.205
	N5	2 722.12	3.06	0.139	0.186	0.176	0.176	0.155
	N4	2 791.00	3.06	0.142	0.150	0.144	0.147	0.132
	N3	2 864.75	3.06	0.146	0.107	0.111	0.115	0.105
	N2	2 948.93	3.06	0.151	0.064	0.074	0.081	0.079
N1	2 948.93	3.06	0.151	0.024	0.037	0.043	0.035	





**Figure 4.1:** Formes de la distribution du chargement latéral dans les deux directions principales

Selon la figure (4.1), on observe que la variation entre la distribution modale, triangulaire, adaptive et SRSS selon la hauteur est presque négligeable pour la structure à trois niveaux par contre elle devient importante pour les structures à cinq et à sept niveaux.

Toutefois, une variation substantielle est enregistrée dans la répartition des charges latérales SRSS pour la structure à sept niveaux.

### IV.2.3 Détermination des courbes de capacité des différentes structures étudiées

Ayant déterminées les formes de la distribution des chargements latéraux selon la hauteur sont choisies pour les trois structures, une analyse statique non-linéaire (pushover) est effectuée afin de déterminer les courbes de capacité.

Une analyse de poussée progressive à l'aide du programme SAP2000 [36] à [38] est réalisée en utilisant une stratégie de contrôle de déplacement où toute la structure est soumise à des modèles des distributions de charges latérales croissantes selon sa hauteur jusqu'à ce que le déplacement du sommet de la structure atteigne une valeur limite ou jusqu'à l'apparition des modes de ruines. Chaque modèle de charge latérale est distribué le long de la hauteur de chaque structure de façon que chaque étage est soumis à une force concentrée déterminée par les formules indiquées ci-dessus (tableaux 4.1, 4.2 et 4.3), en se basent les critères de formation des rotules plastiques établie par le règlement FEMA356.

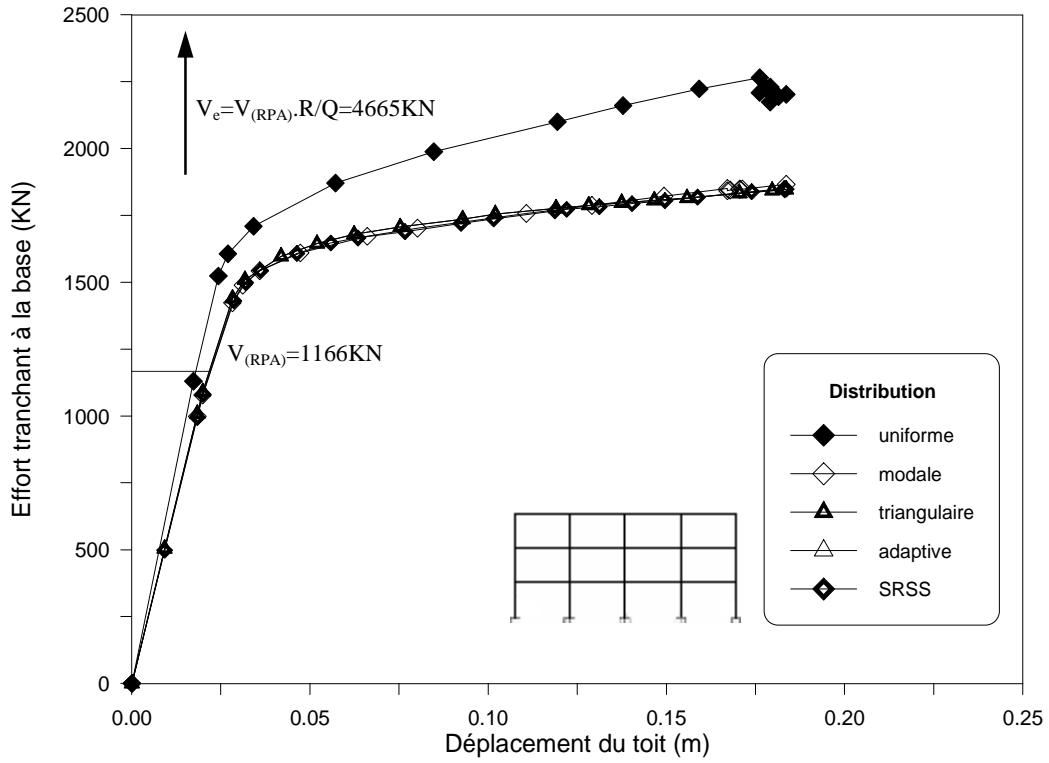


Figure 4.2: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction longitudinale de la structure R+2

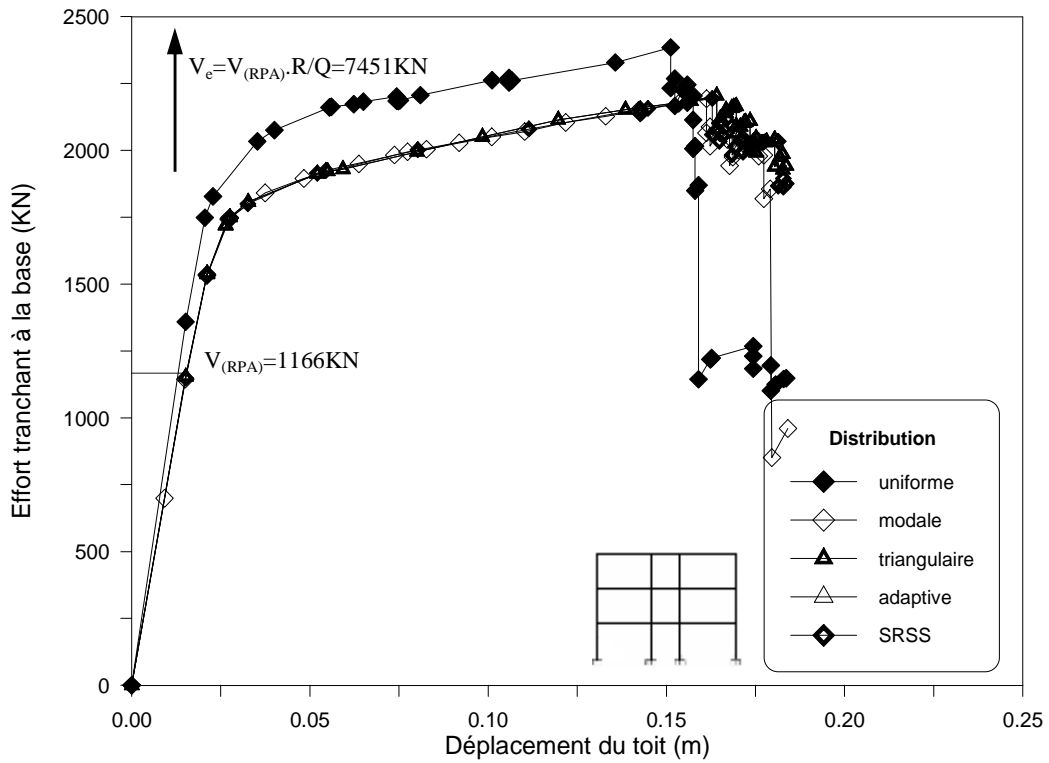


Figure 4.3: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction transversale de la structure R+2

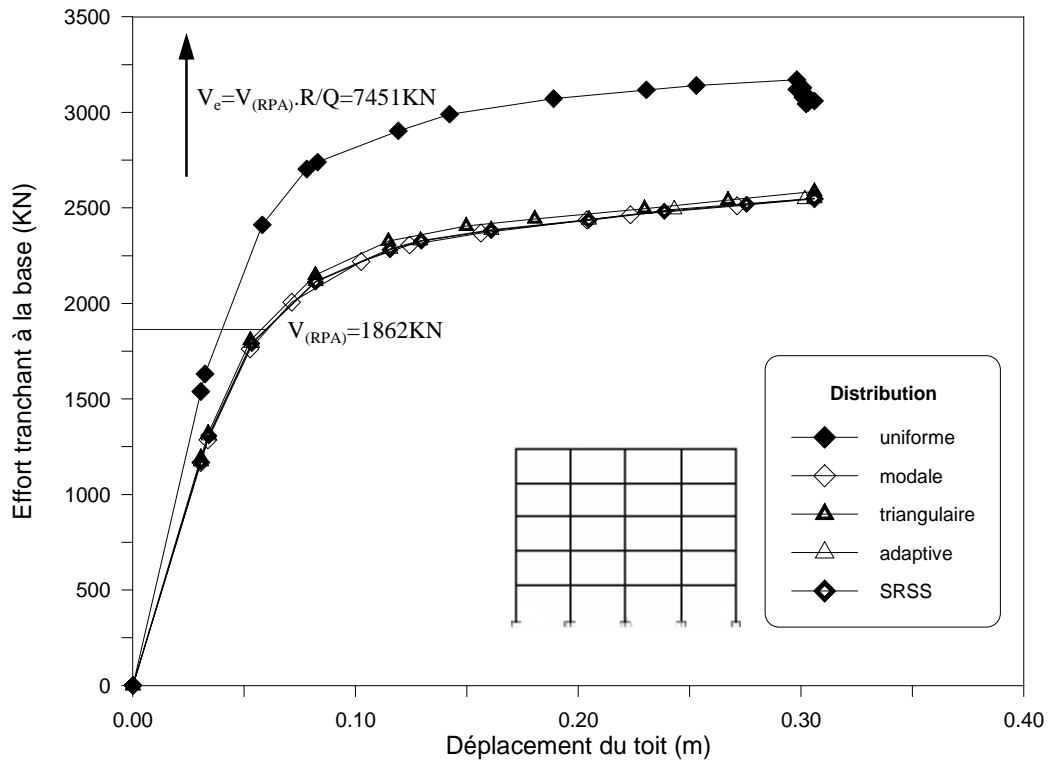


Figure 4.4: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction longitudinale de la structure R+4

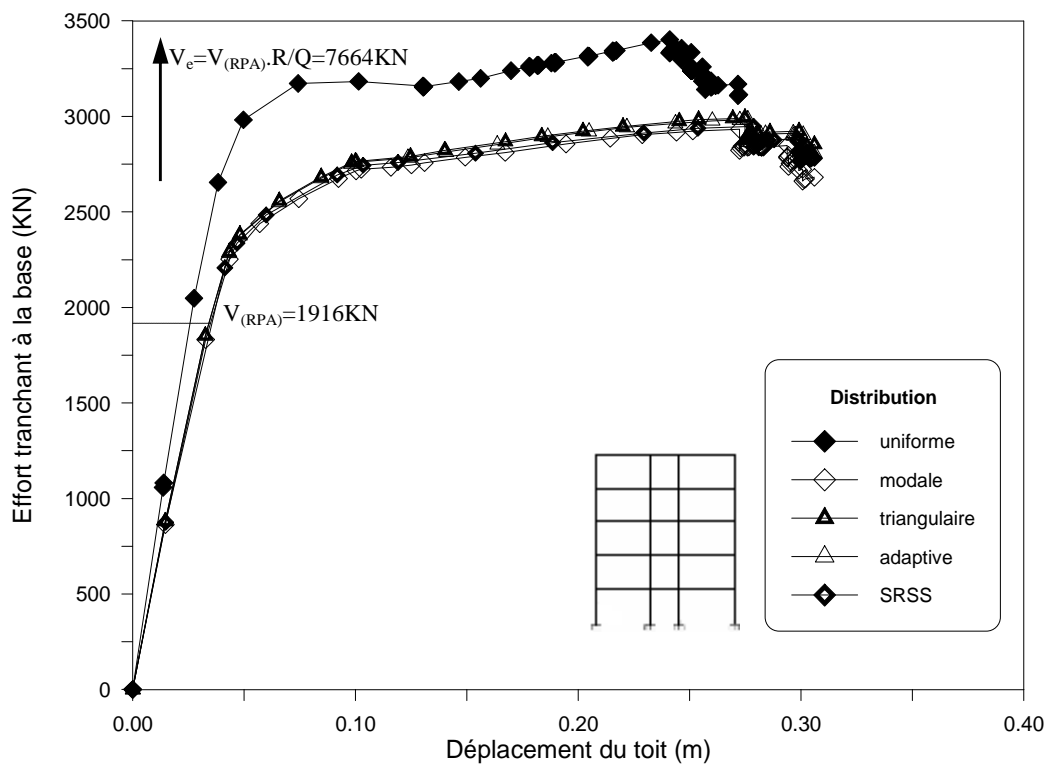


Figure 4.5: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction transversale de la structure R+4

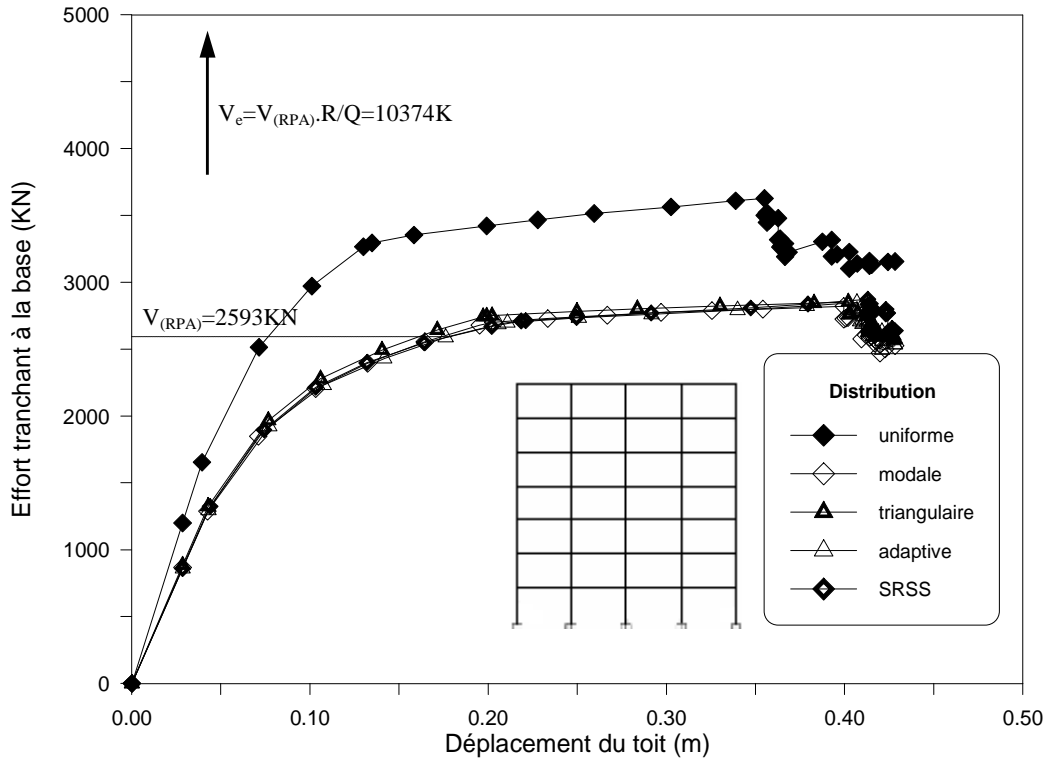


Figure 4.6: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction longitudinale de la structure R+6

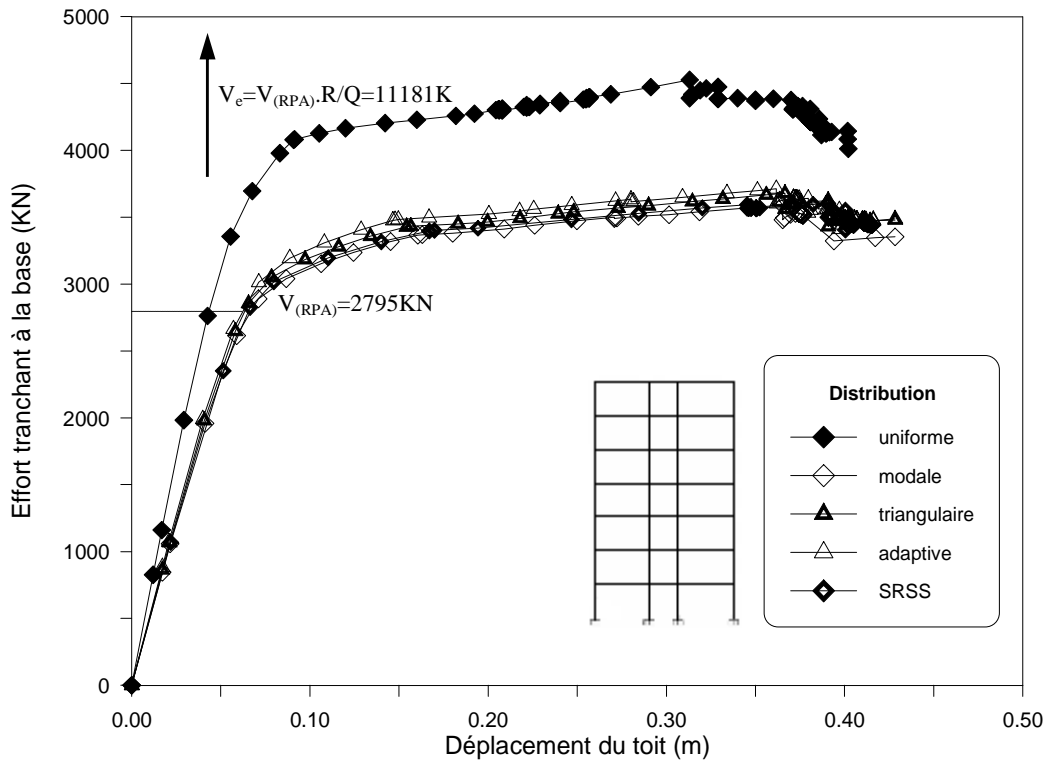


Figure 4.7: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction transversale de la structure R+6

Les figures données ci-dessus (figures 4.2 à 4.7) illustrent les courbes de capacité (pushover) pour les trois bâtiments sélectionnés en considérant cinq modes de distribution des charges latérales suivant la hauteur : uniforme, modale, triangulaire, adaptive et SRSS. Les courbes obtenues présentent plusieurs inclinaisons et des chutes caractérisant la dégradation progressive de la rigidité des structures, car les éléments de la structure au-delà la limite élastique commencent à se plastifier, d'autres sont encore sollicités au dessous de cette limite et peut avoir une limite élastique supérieure.

D'après les figures (4.2) et (4.3), on constate que les courbes de capacité résultantes de la distribution de chargement modale, triangulaire, adaptive et SRSS sont sensiblement identiques par contre celle résultante de la distribution uniforme montre un écart important par rapport aux autres et reflète des efforts tranchants importants à la base pour la même valeur de déplacement.

Par conséquence, la distribution uniforme est plus sécuritaire mais moins économiques par rapport aux autres distributions.

Les figures (4.4) et (4.5) montrent que les courbes de capacité, pour le bâtiment à cinq niveaux, obtenues en utilisant une distribution triangulaire, adaptive et SRSS sont légèrement élevées que celles obtenues à partir de la distribution modale, qui donne dans une certaine mesure une indication raisonnable de type de forces d'inertie induite par le premier mode de vibration. Aussi le modèle de charge latérale uniforme conduit à une rigidité plus élevée et des valeurs d'effort tranchant à la base très importantes dans les deux directions principales.

D'après les deux dernières figures (figures 4.6 et 4.7) illustrant les courbes de capacité pour le bâtiment à sept niveaux suivant ces deux axes principaux, on constate que la courbe de capacité obtenue par la distribution adaptive devient légèrement importante à celle obtenue par la distribution modale, par exemple :

$$\text{Pour } d_y = 0.2m \rightarrow \begin{cases} V_{\text{modale}} = 2669.72 \text{ KN} \\ V_{\text{adaptive}} = 2693.93 \text{ KN} \end{cases}$$

Aussi, si la distribution du chargement latéral est uniforme la capacité de cisaillement de la structure est surestimée et le déplacement correspondant est sous-estimé.

D'autre part, les figures (4.2 à 4.7) montrent aussi que la capacité de résistance des structures avec les distributions d'allure triangulaire est considérée la plus élevée à celle obtenue par la distribution uniforme, par exemple, les valeurs de capacité de résistance de la structure à cinq niveaux dans la direction longitudinale valent :

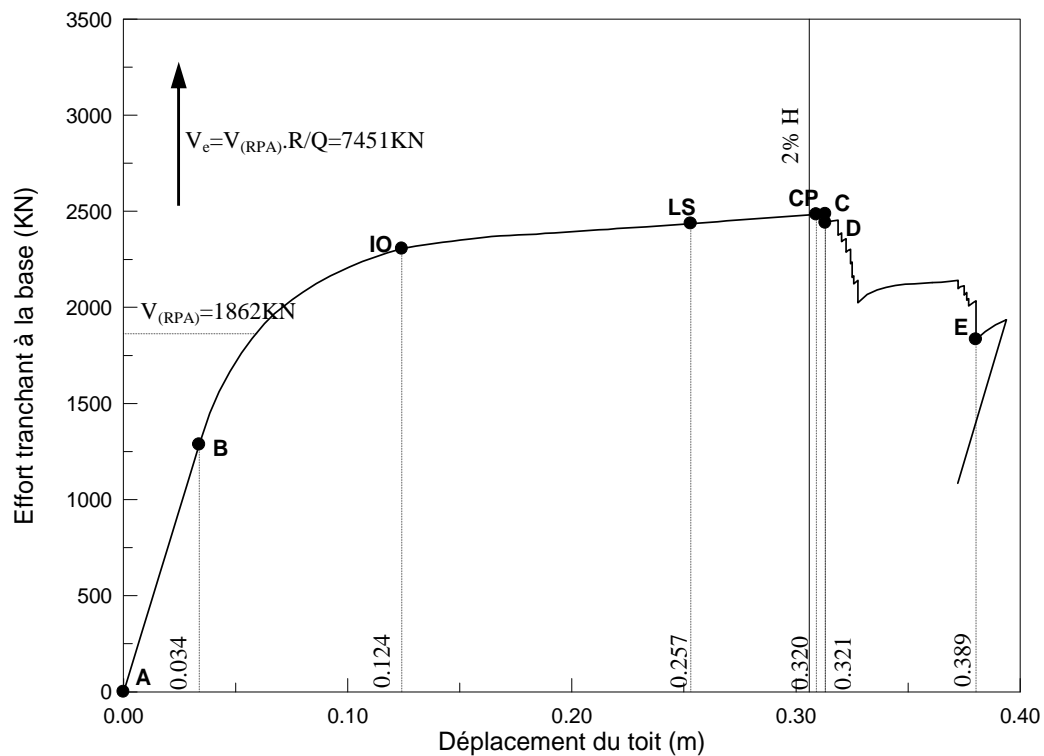
$$\begin{cases} V_{\text{modale}} = 2549.97 \text{ KN} \\ V_{\text{uniforme}} = 3171.03 \text{ KN} \end{cases}$$

#### IV.2.4 Localisation des rotules plastiques

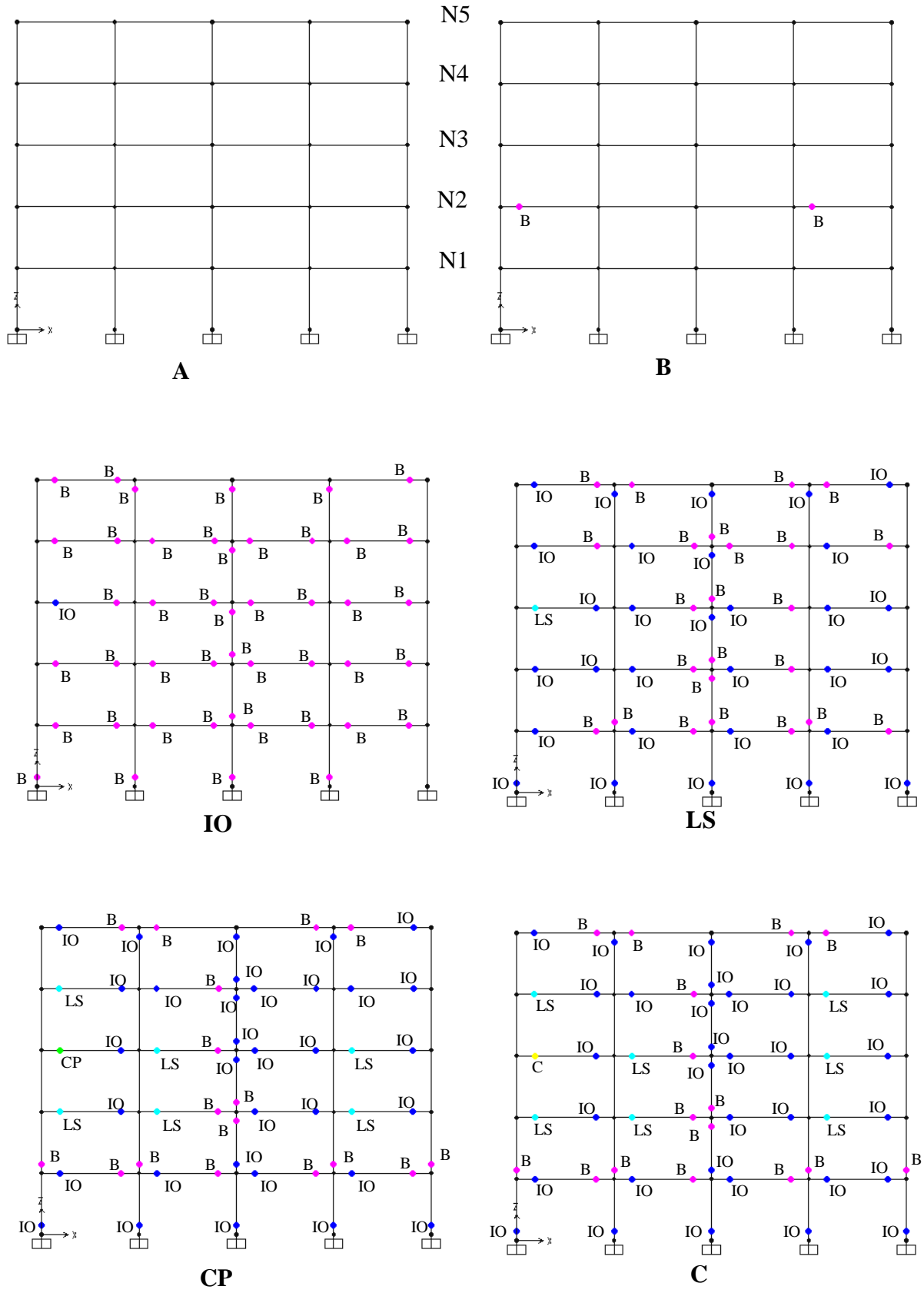
La distribution des rotules plastiques dans les trois structures qui résultent d'une poussée progressive utilisant cinq modes de distributions uniforme, modale, triangulaire adaptative et SRSS, est surveillée lorsque le déplacement du toit atteint 2% de la hauteur totale de chaque bâtiment.

On trouve que les rotules plastiques formées dans les bâtiments sont concentrées aux extrémités des poutres dans la direction longitudinale pour les portiques intérieurs et extérieurs avec des rotules près des appuis (la base des poteaux) en direction transversale tandis que ces rotules sont formées quasiment le long de la hauteur des bâtiments.

A titre d'exemple les figures (4.8) à (4.11) illustrent la séquence obtenue de formation des rotules plastiques dans le bâtiment à cinq niveaux suivant les principales directions sous l'action de chargement latéral modale, ces rotules ont été obtenu grâce à une poussée progressive en se basant toujours sur le mécanisme de ruine établie selon la courbe de moment-rotation du code américain FEMA356 (voir § I.3.1c).



**Figure 4.8:** Courbe de capacité de la structure de bâtiment R+4 dans la direction longitudinale.



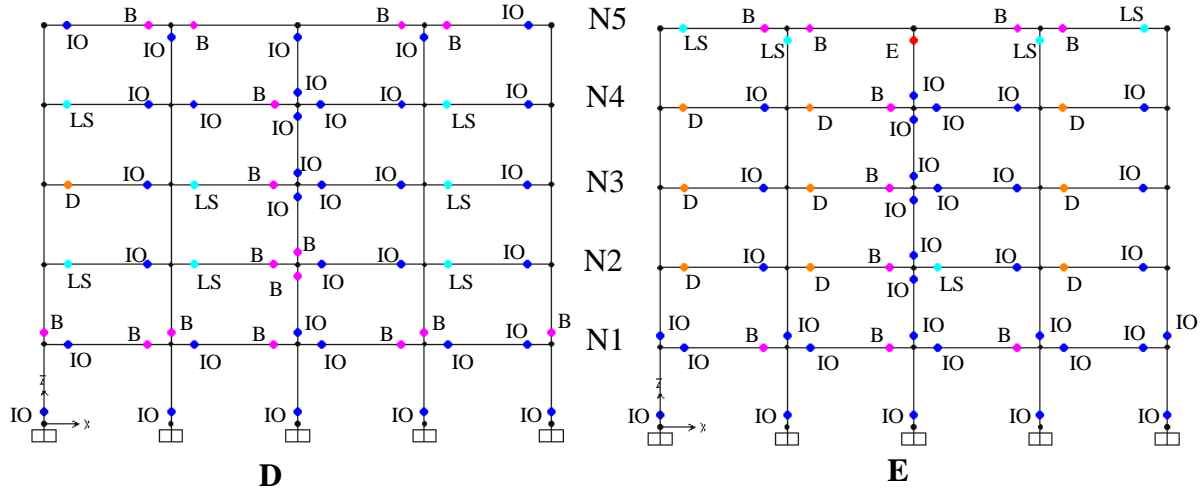


Figure 4.9: Distribution des rotules plastiques suivant la direction longitudinale de la structure R+4

A : Le point d'origine      B : Représente la plastification      C : Représente la capacité ultime  
 D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.      E : Représente la rupture totale des éléments.  
 IO : Occupation immédiate.      LS : durée de service.      CP : prévention d'effondrement.

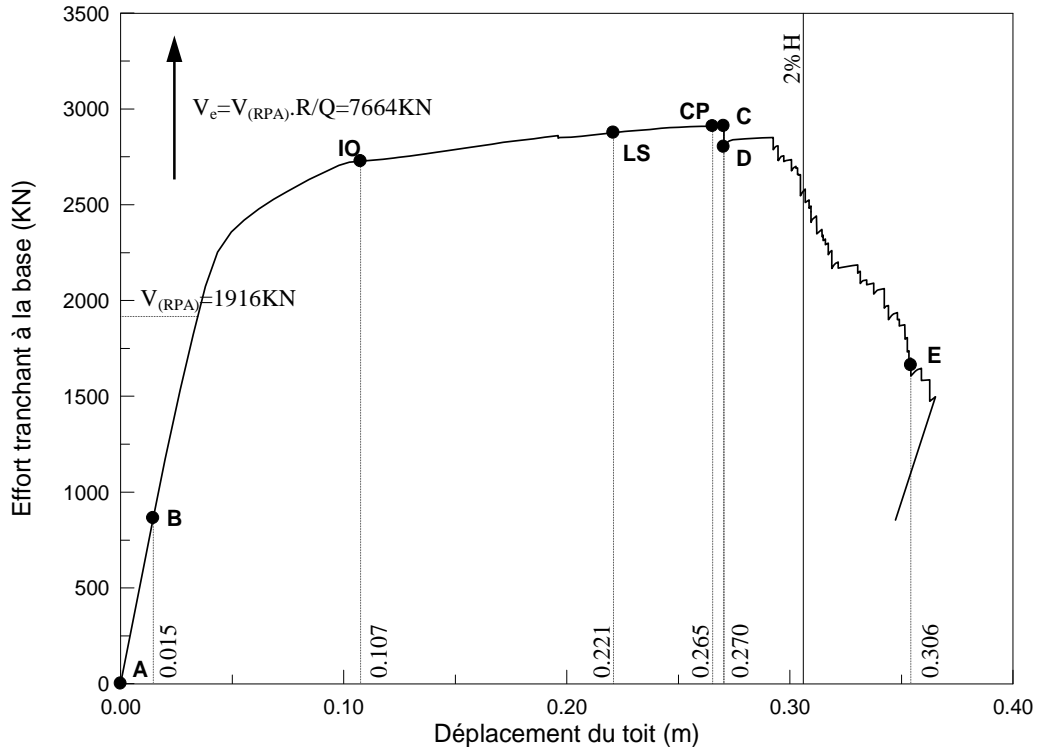
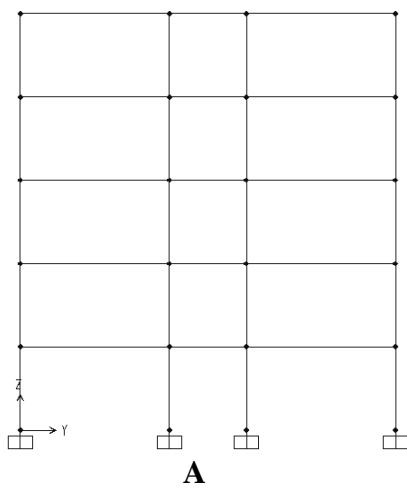


Figure 4.10: Courbe de capacité de la structure de bâtiment R+4 dans la direction transversale.





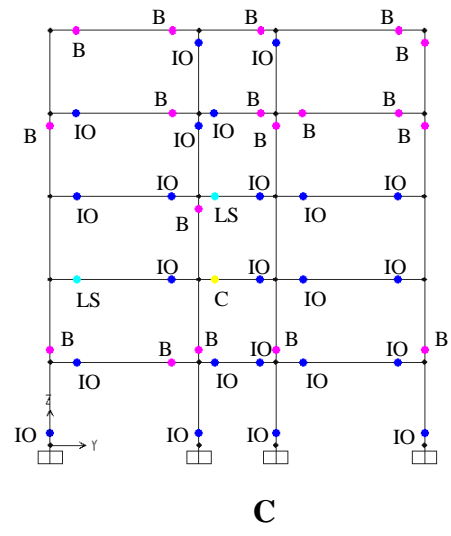
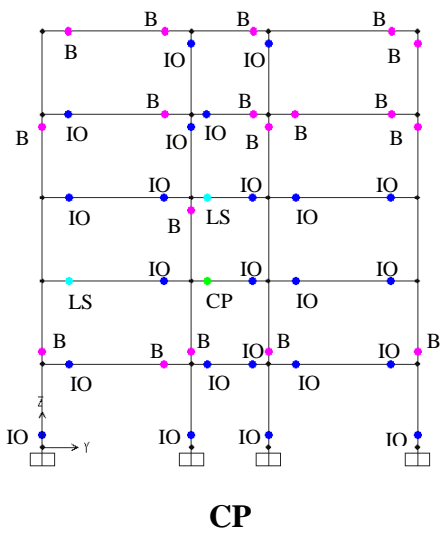
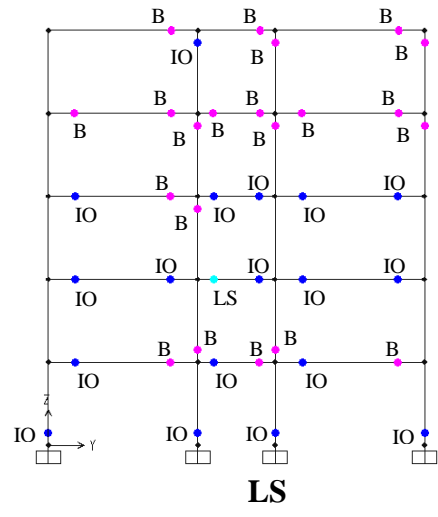
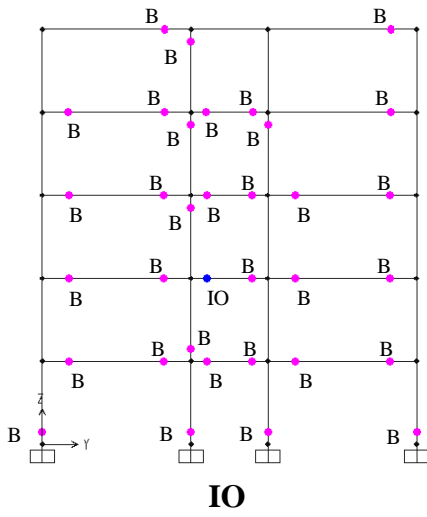
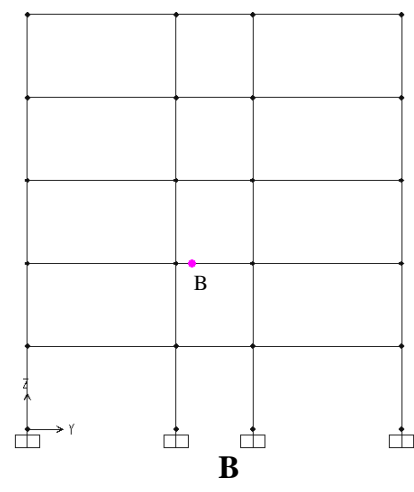
N5

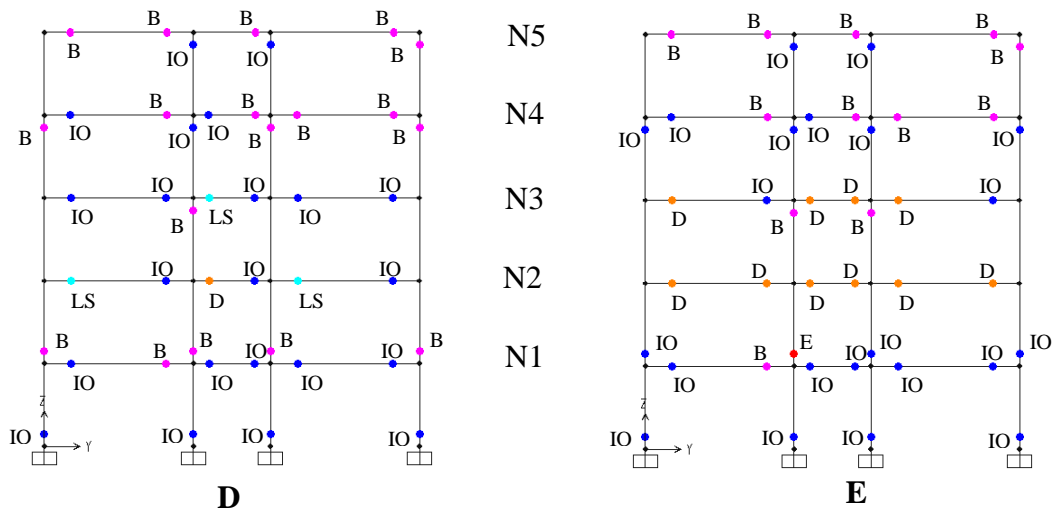
N4

N3

N2

N1





**Figure 4.11:** Distribution des rotules plastiques suivant la direction transversale de la structure R+4

On constate que la valeur d’effort tranchant de base maximale ( $V_u=2486\text{KN}$ ) correspond à un déplacement maximal au sommet de la structure à cinq niveaux atteint  $0.321\text{m}$  qui dépasse le déplacement limite (2% de la hauteur totale égal à  $0.306\text{m}$ ), comme il est indiqué sur la figure (4.8). Le premier élément (poutres intérieures à 2<sup>ème</sup> niveau) atteint sa limite élastique (plastification de type B) lorsque la structure est soumise à un effort de cisaillement de  $1285\text{KN}$  et se localise au niveau de leurs extrémités gauches, cette limite correspond à un déplacement de  $0.034\text{m}$  qui reste inférieure à celui calculé par la méthode statique équivalente.

D’après la figure (4.9), la première plastification de type IO est apparue au niveau de l’extrémité gauche des poutres du 3<sup>ème</sup> niveau pour une valeur d’effort de cisaillement à la base de  $2304\text{KN}$ , suivie par une plastification modérée de type LS de  $2404\text{KN}$  (avec un écart de  $130\text{KN}$  par rapport à celle IO)

Ensuite, les différentes plastifications importantes (CP, C et D) apparurent aux niveaux des extrémités des poutres du 2<sup>ème</sup> niveau lorsque le déplacement au sommet dépasse le déplacement limite et la première plastification de type D indique une chute de résistance dans un élément structural (poutres intérieures à 2<sup>ème</sup> niveau), vaut une perte de  $50\text{KN}$  par rapport à LS.

D’autre part la première plastification de ruine apparaisse après la perte de capacité de résistance de la structure atteignant une valeur de  $650\text{KN}$  correspondante à un déplacement au sommet de  $0.389\text{m}$ .

Par ailleurs, la figure (4.10) présente aussi les relations des efforts tranchants à la base avec les déplacements au sommet de même bâtiment dans le sens transversal, où on constate que la plastification de type B est sensé d’apparaître par un effort de cisaillement à la base de  $863\text{KN}$  qui reste très petit par rapport à l’effort de dimensionnement, par contre la première plastification de type IO est apparue au niveau des extrémités gauches des poutres du 2<sup>ème</sup> niveau sous une demande de

résistance de 2730KN correspondant à un déplacement de 0.107m au sommet , au delà de cette dernière valeur d'effort de cisaillement on observe la diffusion des rotule de type LS, CP et C qui correspondent aux valeurs de déplacement au sommet inférieures à celle de limite (2% de la hauteur totale).

La première plastification de type E (extrémités inférieurs des poteaux intérieurs du 2<sup>ème</sup> niveau) est indiquée sur la figure (4.11) et elle est observée après la perte importante de résistance de cisaillement à la base (avec un écart de 1250KN par rapport à celle D).

Pour les différentes structures (bâtiment R+2, R+4 et R+6), les premières plastifications sont diffusées aux extrémités des poutres des étages des milieux utilisant les cinq formes de distribution. En outre, les rotules de ruine sont localisées aux extrémités des poutres des étages inférieurs lors d'analyse pushover utilisant les différentes formes d'allure triangulaire, et aux niveaux des appuis si on utilise la distribution uniforme.

#### IV.2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, trois bâtiments en béton armé contreventés par des portiques autostables à trois, cinq et à sept niveaux ont été analysés en considérant cinq types de chargement latéraux de différentes formes de distribution: uniforme, modale, triangulaire, adaptative et SRSS.

L'objectif est de vérifier l'effet de la forme de distribution du chargement latéral sur la courbe de capacité de ce type de structures. D'après ces courbes on constate que :

1. Lorsque la distribution des charges latérales est uniforme la capacité en termes de cisaillement est supérieure (surestimée) par contre elle est inférieure en termes de déplacement.
2. La distribution des charges latérales uniforme et modale conduisent à détermination des courbes de capacité constituant une enveloppe (limite supérieure et inférieure) celles qui à travers les quelles la distribution des forces d'inertie peuvent exprimer.
3. Les courbes de capacité obtenues à partir des distributions de charges latérales triangulaire, adaptative et SRSS sont proches de celle de la distribution des charges modale.
4. La majorité des rotules plastiques sont de types modérés (de type B, IO et LS) ne présentant pas des dommages graves (réparables). La limite d'analyse pushover au-delà de la quelle y aura des dommages graves est fixée par la valeur de 2% de la hauteur totale du bâtiment.
5. Lorsque la distribution des charges latérales est uniforme, la formation des rotules plastiques de type E (ruine) se localise aux niveaux des fondations.

À travers ces observations, il en découle que la distribution du chargement triangulaire peut être utilisé dans le cas de la méthode N2, car il est plus proches du chargement modale.

### IV.3 Evaluation de la performance sismique des structures autostables en béton armé

Dans cette section, le déplacement cible (point de performance) sera évalué pour les trois structures suivant la méthode N2 effectuant une analyse pushover, en considérant seulement la contribution du mode fondamental de vibration et utilisant les courbes de capacité obtenues par une distribution triangulaire, les résultats de simulations peuvent se présenter ainsi ;

#### IV.3.1 Méthodologie

La procédure de la performance est fondée sur deux mots clés sont la demande et la capacité. La demande est une représentation du mouvement du sol. La capacité est une représentation de la capacité de la structure à résister à la demande sismique.

La performance dépend d'une manière que la capacité est capable de gérer la demande. En d'autres termes, la structure doit avoir la capacité de résister aux demandes sismiques.

Les procédures d'analyse non-linéaire simplifié utilisent la méthode pushover, comme la méthode du spectre de capacité (CSM, ATC40), la méthode des coefficients (FEMA356) et la méthode N2 (EC8), nécessitent la détermination des trois principaux éléments: la capacité, la demande et la performance.

#### IV.3.2 Calcul de la demande et la performance en utilisant la méthode N2

Le principe de la méthode (N2) consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistance d'une structure issue d'une analyse statique non-linéaire en poussée progressive (pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse élastique). L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de considérations qui vont suivre représenter un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquent son degré de pénétration dans le domaine plastique [39].

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

La sollicitation sismique est représentée directement au format  $(S_a - S_d)$ , c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée et le déplacement spectral en abscisse. La courbe représentant le comportement de la structure est directement issue de la courbe pushover reliant la force appliquée au déplacement en tête ( $V_b$  en fonction de  $d_t$ ). Cette courbe n'est pas directement superposée au spectre  $(S_a - S_d)$  ; elle doit subir la conversion nécessaire pour

homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale  $S_a$  et en déplacement spectral  $S_d$ . La courbe pushover subit donc les transformations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{m_1^*} \quad (4.6)$$

$$S_d = \frac{d_i}{\Gamma_1 \phi_{i,1}} \quad (4.7)$$

$m_1^*$  est la masses effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses  $m_i$  des différents niveaux (équation 4.8),  $\phi_{i,1}$  est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et  $\Gamma_1$  est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration (équation 4.9)

$$m_1^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2 \quad (4.8)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (4.9)$$

La procédure peut être décomposée selon les six étapes suivantes :

### Etape 1 : introduction des données

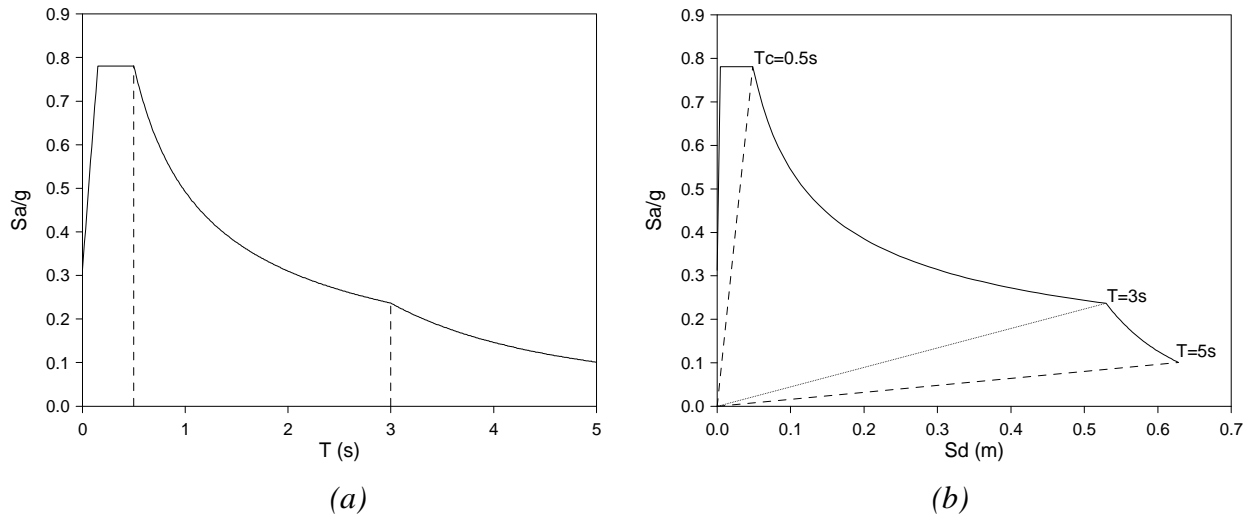
L'on considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations ( $S_a$ ) sont données en fonction des périodes naturelles ( $T$ ) de la structure. Le spectre de réponse peut soit être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres nombreux séismes, soient obtenu à partir du règlement RPA99.

### Etape 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique (figure 4.12.a) est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ( $S_a - T$ ) au format accélérations-déplacements ( $S_a - S_d$ ) en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (4.10)$$

Où  $S_{ae}$  et  $S_{de}$  sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes  $T$ , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5%



**Figure 4.12:** Transformation du spectre élastique ( $S_a - T$ ) au format ( $S_a - S_d$ )

(a) spectre de réponse dans le format traditionnel accélérations-périodes

(b) spectre d'accélération dans le format accélérations-déplacements

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

-sa période propre :

$$T = 2\pi\sqrt{(m/k)} \quad (\text{en seconde}) \quad (4.11)$$

-sa fréquence propre ou sa pulsation propre respectivement

$$f = 1/T \quad (\text{en Hertz}) ; \omega = 2.\pi.f = 2\pi/T \quad (\text{en rad/s}) \quad (4.12)$$

-Sa constante d'amortissement critique

$$\xi = C / 2\sqrt{km} = C / 2m\omega \quad (4.13)$$

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

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (4.14)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (4.15)$$

où :

$S_a$  : spectre d'accélération non-linéaire ;

$S_d$  : spectre de déplacement non-linéaire ;

$\mu$  : facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

$R_\mu$  : facteur de réduction du à la ductilité c'est-à-dire du à la dissipation d'énergie d'hystérésis.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction  $R_\mu$  et qui ont fait l'objet d'une attention particulière (Newmark et hall, 1982 ; Riddell, Hidalgo, et Cruz, 1989 ; Tso et Naumoski, 1991 ; Krawinkler et Nassar, 1992 ; Miranda et Bertero, 1994) [39].

Parmi ces propositions l'on utilise celle donnée par les relations suivantes

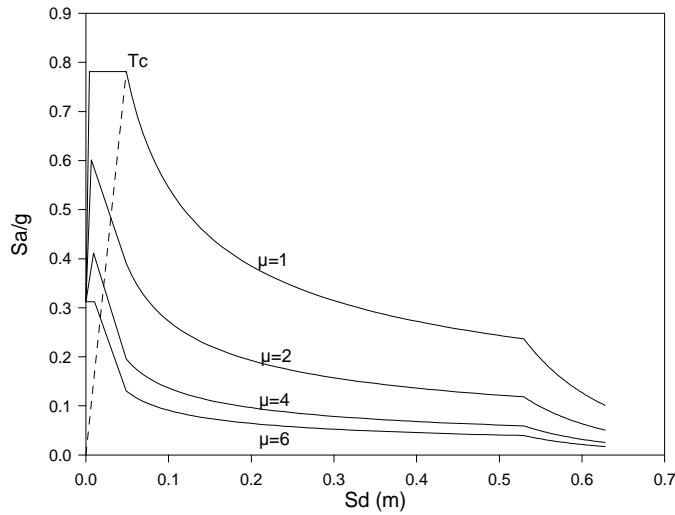
$$R_\mu = (u - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (4.16)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (4.17)$$

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

Les équations (4.15) et (4.17) indiquent que dans la gamme des moyennes et longues périodes, le principe des déplacements égaux s'applique, c'est-à-dire que le déplacement du système non-linéaire est égal déplacement du système élastique linéaire avec la même période. Les équations (4.16) et (4.17) représentent une version simple de la formule proposée par Vidic et al, 1994, avec bien entendu, certaines limites d'application [39].

A partir du spectre de réponse élastique montré dans la figure (4.12.b) en utilisant les relations (4.14) à (4.17), on peut construire les spectres non-linéaires pour une ductilité  $\mu$  constante, dans le format  $(S_a - S_d)$ . Un tel ensemble de spectres est présenté dans la figure (4.13).



**Figure 4.13:** Détermination du spectre non-linéaire pour différentes ductilités

### Etape 3 : Analyse en poussée progressive (pushover)

la courbe obtenue traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet  $d_t$  et en ordonnée l'effort tranchant à la base  $V_b$ .

### Etape 4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.

Une fois la courbe pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement (voir la figure 4.14).

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation (4.18) :

$$d(t) = \Gamma \phi D(t) \quad (4.18)$$

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

$$d_1(t) = \Gamma_1 \phi_1 D_1(t) \quad (4.19)$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement du toit  $d_t$  (composante  $N$  de  $d(t)$ ) et le déplacement correspondant au premier mode est :

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (4.20)$$

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



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

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (4.21)$$

Tel que  $V = p\{\phi\}^T M\{i\} = p \sum_{i=1}^N m_i \phi_i$ , l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté.

$d^*$  et  $F^*$  sont respectivement le déplacement et la force équivalente du système à plusieurs degrés de liberté.

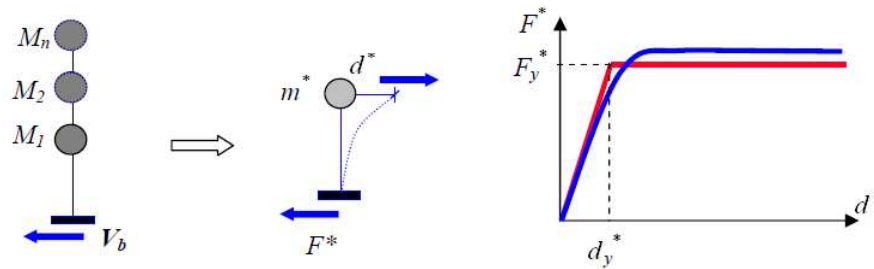


Figure 4.14: Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté [39]

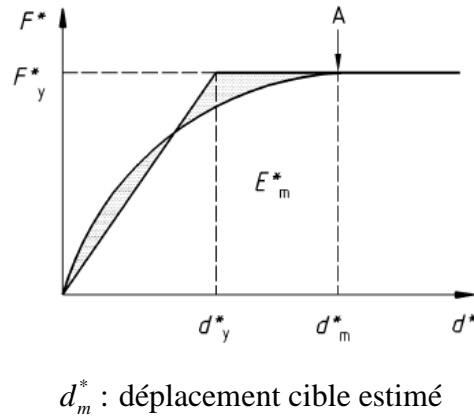
La courbe pushover  $(F^* - d^*)$  ainsi obtenue, est idéalisée par une courbe bilinéaire (figure 4.14), ce qui permet de déterminer respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique  $F_y^*$  et  $d_y^*$  du système équivalent.

La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force/déformation réelle et idéalisée soient égales (figure 4.15).

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté  $d_y^*$ , est donné par :

$$d_y^* = 2 \cdot \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{d_y^*} \right) \quad (4.22)$$

où :  $E_m^*$  est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.



**Figure 4.15:** Détermination de la relation idéalisée force-déplacement élasto-plastique parfaite [7]

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

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.23)$$

$F_y^*$  et  $d_y^*$  sont respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent.

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélérations-déplacements ( $S_a - S_d$ )

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (4.24)$$

$$S_d = d^*$$

**Etape 5 :** Détermination du déplacement du système équivalent

Le calcul du déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique  $T^*$  (équation 4.23) et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique  $T_c$ . Il peut être déterminé en utilisant une procédure graphique illustrée à la figure (4.16), les deux diagrammes du spectre de réponse élastique et de capacité sont tracés dans le même graphe. L'intersection de la droite correspondant à la période élastique de la courbe de capacité idéalisée  $T^*$  avec le spectre de réponse élastique fournit l'accélération du système élastique ( $S_{ae}$ ) et le déplacement élastique correspondant. L'accélération à la limite élastique  $S_{ay}$  représente l'accélération du système non-linéaire (la capacité). Le facteur de réduction  $R_\mu$  peut être défini comme le rapport entre les deux accélérations comme suit :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (4.25)$$

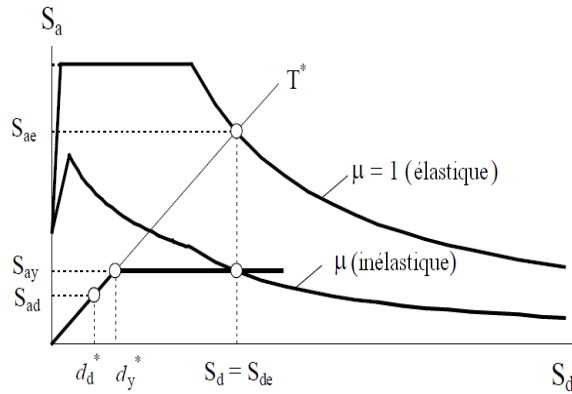


Figure 4.16: Détermination du déplacement du système équivalent [21]

On distingue deux cas :

1. **premier cas** :  $T^* \geq T_c$

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique  $T_c$ , le déplacement non-linéaire  $S_d$  est égal au déplacement élastique  $S_{de}$  conformément au critère de l'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes (équation 4.14 et 4.17). La figure (4.16) illustre graphiquement cette étape (triangles semblables) et la ductilité définie par  $\mu = S_d/d_y^*$ , est égale au facteur de réduction selon les équations ci-après :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (4.26)$$

$$\mu = R_\mu$$

2. **deuxième cas** :  $T^* < T_c$

Dans le cas où la période élastique est inférieure à la période caractéristique  $T_c$ , la ductilité peut être calculée (à partir de l'équation 4.16) comme suit :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad (4.27)$$

En se référant à la figure (4.17.b), le déplacement non-linéaire défini en fonction de la ductilité, est déterminé par les relations suivantes :

$$S_d = \mu d_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (4.28)$$

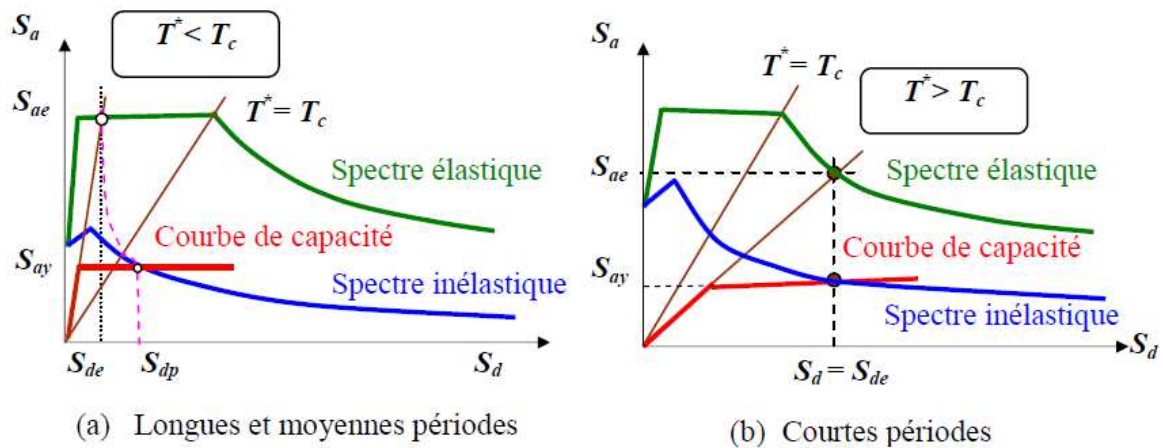


Figure 4.17: Spectre élastique et inélastique avec le spectre de capacité [39]

La figure (4.17) indique que si la structure réagit de manière élastique face au spectre de réponse (séisme), les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement). La valeur en déplacement du point de performance indique l'état de la structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement.

**Remarque :**

Le déplacement cible évalué  $S_d$  est acceptable si  $0.95d_m^* \leq S_d \leq 1.05d_m^*$

**Etape 6 :** Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante (figure 4.18)

$$d_t = S_d \Gamma \tag{4.29}$$

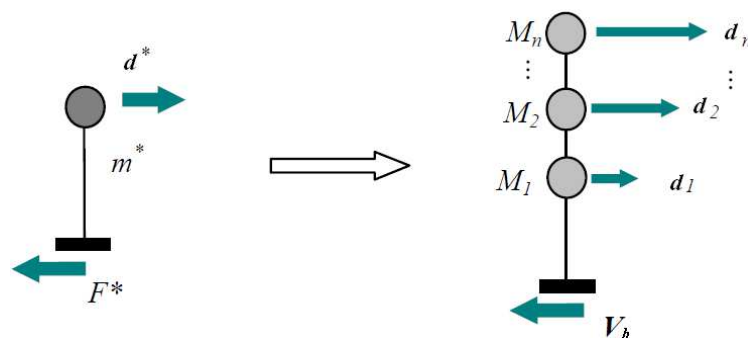


Figure 4.18: Détermination du déplacement du système à plusieurs degrés de liberté [39]

IV.3.3 Détermination du spectre

La forme du spectre élastique normalisé en accélération en fonction de la période T dans le règlement algérien, pour un amortissement critique de 5 % et sans tenir compte ni du type ni de la qualité de l'ouvrage, se calcule à l'aide des relations (4.30) [39][40] suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{1.5T}{T_1}) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5(1.25A) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5(1.25A) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5(1.25A) \left(\frac{3}{T}\right)^{3/2} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.30)$$

Avec A : coefficient d'accélération de zone.

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Dans cette section, les bâtiments ont été sollicité par une composante horizontale du spectre de réponse réglementaire RPA99, figure (4.19.a), correspond au site considéré meuble S3, est supposé à implanté en zone sismique III, groupe d'usage 2 correspond à un coefficient d'accélération de zone égale à 0.25. (R=1 ; Q=1 ; η=1)

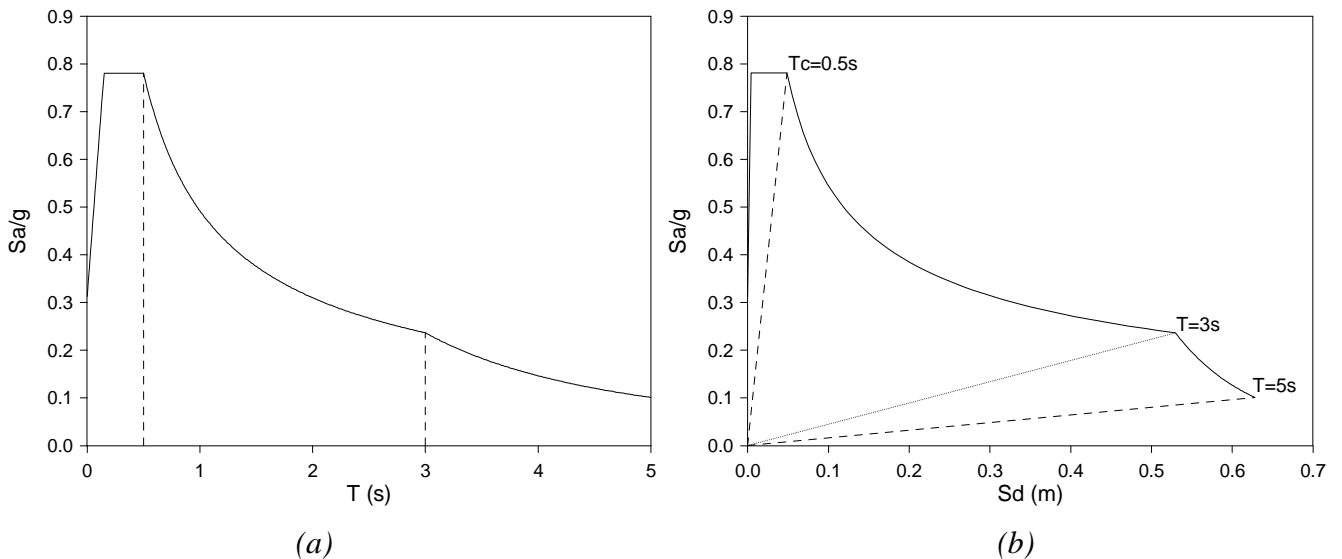


Figure 4.19: Spectre élastique; (a) au format (S<sub>a</sub> – T) (b) au format(S<sub>a</sub> – S<sub>d</sub>)

La détermination du spectre de réponse élastique dans le nouveau format accélérations-déplacements se fait par une simple application de l'équation (4.10), et il prend le format représenté à la figure (4.19.b)

### IV.3.4 Résultats d'application la méthode statique non-linéaire N2

Reprenons l'exemple du bâtiment à cinq niveau examiné au chapitre III et effectuons une analyse en considérant seulement la contribution du mode fondamental de vibration, les résultats d'application de la méthode N2 dans la direction longitudinale peuvent se présenter ainsi ;

#### 1) Courbe pushover et son idéalisation

Avec le modèle de charge latérale triangulaire calculé par la méthode statique équivalente recommandée par le règlement algérien, l'analyse en poussée progressive « pushover » reproduit la relation effort tranchant à la base – déplacement au sommet, représentée à la figure (4.8).

Cette dernière (la courbe pushover) traduit le comportement du système à plusieurs degrés de liberté est transformée en un système équivalent à un seul degré de liberté en utilisant les équations (4.20) et (4.21), la masse effective s'élève à  $m^* = 840.423$  tonnes (l'équation 4.9), et le facteur de participation modale  $\Gamma_1$  (ou constante de transformation) est égal à 1.312 (l'équation 4.8), voir tableau 4.4

La courbe pushover est idéalisée par une courbe bilinéaire figure (4.20), en utilisant une équivalence basée sur des aires.

**Tableau 4.4:** Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation

portiques	niveaux	$m_i$	$\Phi_i$	$m_i x \Phi_i$	$m_i x \Phi_i^2$	$\Gamma$	$m^*$
sens x	N5	270.380	1.000	270.380	270.380	1.312	840.422
	N4	271.527	0.866	235.142	203.633		
	N3	277.485	0.643	178.423	114.726		
	N2	284.505	0.399	113.518	45.294		
	N1	284.505	0.151	42.960	6.487		
	$\Sigma$			554.668	442.138		

La force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent s'élèvent à

$$\begin{cases} F_y^* = 1847.753 \text{ kN} \\ d_y^* = 0.062 \text{ m} \end{cases}$$

La période élastique  $T^*$  (équation 4.23) est égale à 1.05 s.

#### 2) Courbe de capacité

La courbe de capacité (figure 4.15), transformée du format efforts-déplacements au format accélérations déplacements, est obtenue en divisant les forces dans la courbe pushover idéalisée par la masse équivalente (équations 4.8). L'accélération à la limite élastique vaut

$$S_{ay} = F_y^* / m^* = 1847.753 / 840.422 = 2.199 \text{ m/s}^2 = 0.224 \text{ g}$$

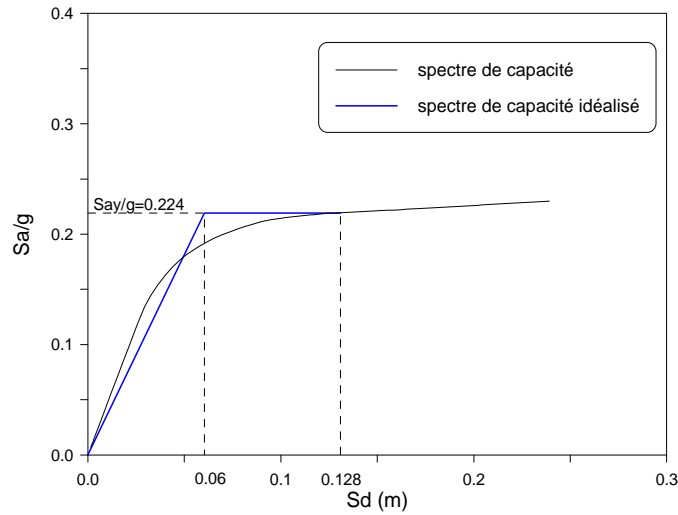


Figure 4.20: Courbe de capacité transformée (spectre de capacité)

### 3) Spectre inélastique

Le spectre inélastique se déduit du spectre élastique en réduisant ce dernier par le facteur de réduction  $R_\mu$ , et le calcul de facteur nous amène à calculer par la suite l'accélération élastique  $S_{ae}$  et l'accélération inélastique  $S_{ay}$ .

Dans le cas du comportement purement élastique, la performance sismique est représentée par l'intersection du spectre de réponse élastique et la droite correspondant à la période du système équivalent ( $T^* = 1.05s$ ), ce qui permet d'obtenir graphiquement (figure 4.21) l'accélération élastique.

Le facteur de réduction  $R_\mu$  peut aisément être exprimé ainsi par l'équation (4.25)

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{0.468g}{0.224g} = \frac{d^*}{d_y^*} = \frac{0.128}{0.062} = 2.08$$

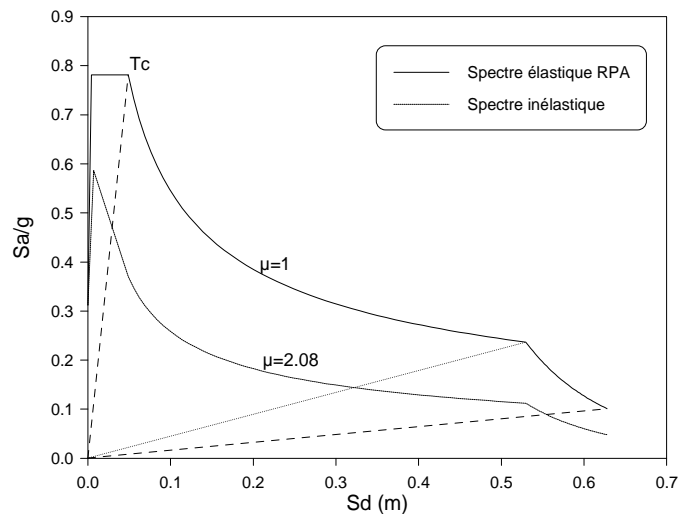


Figure 4.21: Spectre élastique et inélastique

4) Point de performance

Le déplacement cible du système équivalent à un seul degré de liberté est graphiquement représenté par l'intersection de la courbe de capacité et le spectre réduit (solicitation sismique) pour  $R_\mu = 2.08$  (figure 4.22), ce déplacement cible est inconnu au début de la procédure, et des itérations s'avèrent être nécessaires (voir tableau 4.5)

**Tableau 4.5:** Calcul du déplacement cible pour le bâtiment R+4 selon la direction longitudinale

itérations	$\Gamma$	$d_m^*$	$d_y^*$	$f_y^*/m_g$	T (s)	$d_{et}^*$	erreur = 5%
1	1.312	0.233	0.080	0.239	1.159	0.146	cnv
2		0.146	0.063	0.226	1.057	0.129	cnv
3		0.129	0.062	0.224	1.050	0.128	cv

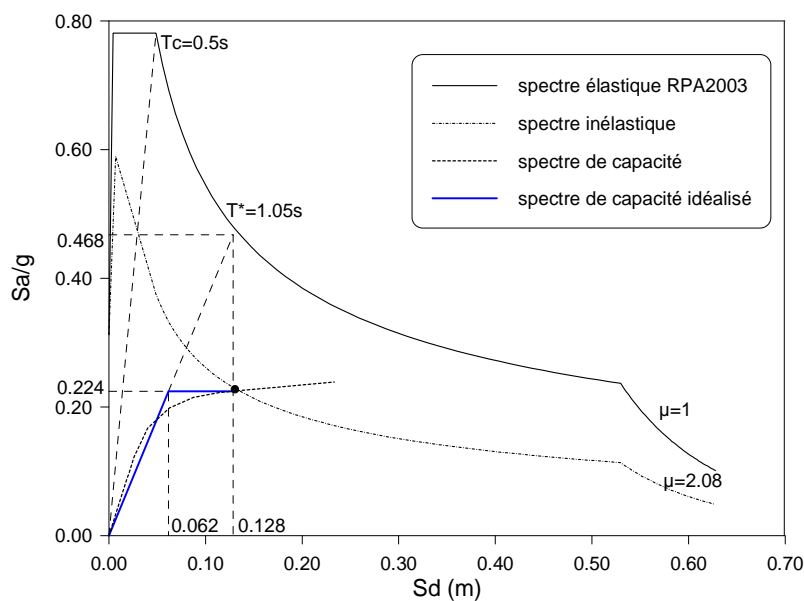
La période élastique du système  $T^* = 1.05s$  est plus grande que la période caractéristique du sol  $T_c = 0.5s$ . Ainsi le principe des déplacements égaux dans la gamme des moyennes périodes des systèmes élastique et inélastique s'applique :

$$\mu = R_\mu = 2.08 \text{ et } S_d = S_{de} = 0.128m$$

Sachant que le déplacement maximal du système équivalent à un seul degré de liberté est de 0.128m (figure 4.22), le point de performance correspondant au déplacement maximal  $d_i$  est quant à lui estimé à 0.169m.

L'effort tranchant à la base requis du bâtiment est quant à lui égale à :

$$V_b = \Gamma_1 \times m^* \times S_a = 2427.48 \text{ kN}$$



**Figure 4.22:** Détermination du déplacement cible



On suit les mêmes étapes pour étudier le bâtiment à cinq niveaux selon la direction transversale, les résultats valent :

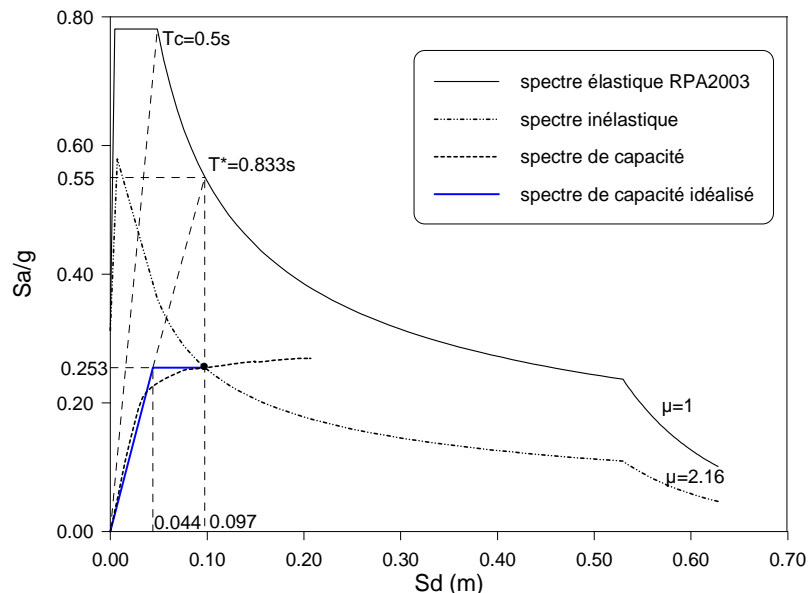
**Tableau 4.6:** Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation

portiques	niveaux	$m_i$	$\Phi_i$	$m_i \times \Phi_i$	$m_i \times \Phi_i^2$	$\Gamma$	$m^*$
sens y	N5	270.380	1.000	270.380	270.380	1.323	838.614
	N4	271.527	0.860	233.513	200.821		
	N3	277.485	0.628	174.260	109.435		
	N2	284.505	0.402	114.371	45.977		
	N1	284.505	0.162	46.090	7.467		
	$\Sigma$			554.668	442.138		

La force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent s'élèvent à  $F_y^* = 2081.381kN$  et  $d_y^* = 0.044m$ , la période élastique  $T^*$  est égale à 0.833s . (Voir tableau 4.7 et figure 4.23)

**Tableau 4.7:** Calcul du déplacement cible pour le bâtiment R+4 selon la direction transversale

itérations	$\Gamma$	$d_m^*$	$d_y^*$	$f_y^*/m_g$	T (s)	$d_{et}^*$	erreur = 5%
1	1.323	0.204	0.056	0.268	0.921	0.109	cnv
2		0.109	0.045	0.255	0.842	0.099	cnv
3		0.099	0.044	0.253	0.834	0.097	cv
4		0.097	0.044	0.253	0.833	0.097	cv



**Figure 4.23:** Détermination du déplacement cible suivant la direction transversale du bâtiment R+4

A partir des résultats illustrés à la figure (4.23), le déplacement du système a un seul degré de liberté est de 0.097m qui corresponde au déplacement maximal  $d_t$  est quant à lui estimé à 0.128m.

L'effort tranchant à la base requis du bâtiment est quant à lui égale à  $V_b = 2753.667kN$  .

## IV.3.5 Etude du bâtiment à trois et à sept niveaux

En premier lecture, les valeurs  $S_{ae}$ ,  $S_{ay}$ ,  $S_d$ ,  $S_{dy}$  et  $T^*$  sont directement lus sur le graphique des figures (4.24) à (4.27) qui résument toutes les étapes d'application de la méthode statique non-linéaire.

**Tableau 4.8:** Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+2 selon la direction longitudinale

portiques	niveaux	$m_i$	$\Phi_i$	$m_i \times \Phi_i$	$m_i \times \Phi_i^2$	$\Gamma$	$m^*$
sens x	N3	270.379	1.000	270.379	270.379	1.255	554.668
	N2	271.527	0.729	197.943	144.301		
	N1	271.527	0.318	86.346	27.458		
			$\Sigma$	554.668	442.138		

**Tableau 4.9:** Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+2 selon la direction transversale

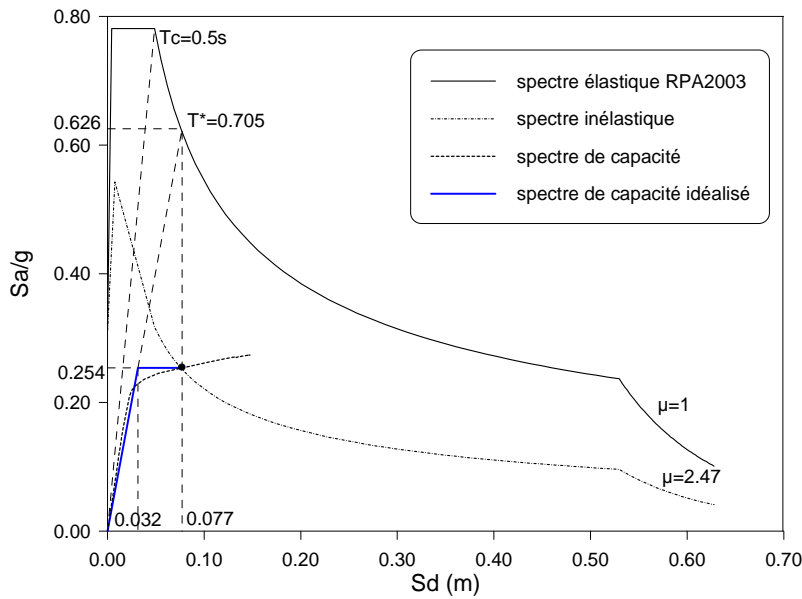
portiques	niveaux	$m_i$	$\Phi_i$	$m_i \times \Phi_i$	$m_i \times \Phi_i^2$	$\Gamma$	$m^*$
sens y	N3	270.379	1.000	270.379	270.379	1.247	567.973
	N2	271.527	0.749	203.374	152.327		
	N1	271.527	0.347	94.220	32.694		
			$\Sigma$	567.973	455.400		

**Tableau 4.10:** Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+6 selon la direction longitudinale

portiques	niveaux	$m_i$	$\Phi_i$	$m_i \times \Phi_i$	$m_i \times \Phi_i^2$	$\Gamma$	$m^*$
sens x	N7	270.38	1.000	270.379	270.379	1.337	1138.319
	N6	271.53	0.919	249.428	229.127		
	N5	277.48	0.779	216.127	168.337		
	N4	284.51	0.617	175.451	108.198		
	N3	292.02	0.430	125.652	54.065		
	N2	300.60	0.249	74.976	18.700		
	N1	300.60	0.088	26.307	2.302		
			$\Sigma$	1138.319	851.109		

**Tableau 4.11:** Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+6 selon la direction transversale

portiques	niveaux	$m_i$	$\Phi_i$	$m_i \times \Phi_i$	$m_i \times \Phi_i^2$	$\Gamma$	$m^*$
sens y	N7	270.38	1.000	270.379	270.379	1.359	1117.422
	N6	271.53	0.907	246.149	223.143		
	N5	277.48	0.752	208.750	157.041		
	N4	284.51	0.594	168.925	100.299		
	N3	292.02	0.414	120.895	50.049		
	N2	300.60	0.248	74.548	18.487		
	N1	300.60	0.092	27.751	2.562		
			$\Sigma$	1117.422	821.961		



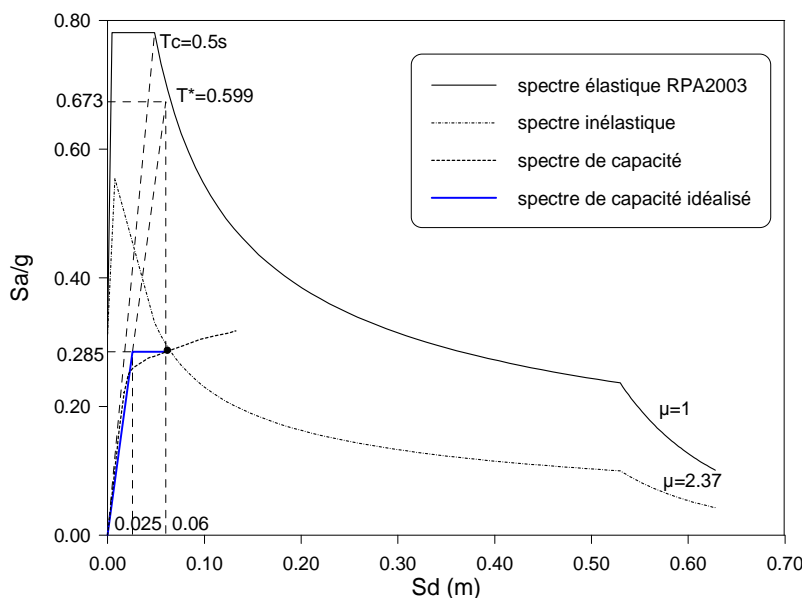
Déplacement maximal (MDOF)

$$d_{et} = 0.097m$$

Effort tranchant de base (MDOF)

$$V_b = 1734.521kN$$

Figure 4.24: Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction longitudinale du bâtiment à trois niveaux.



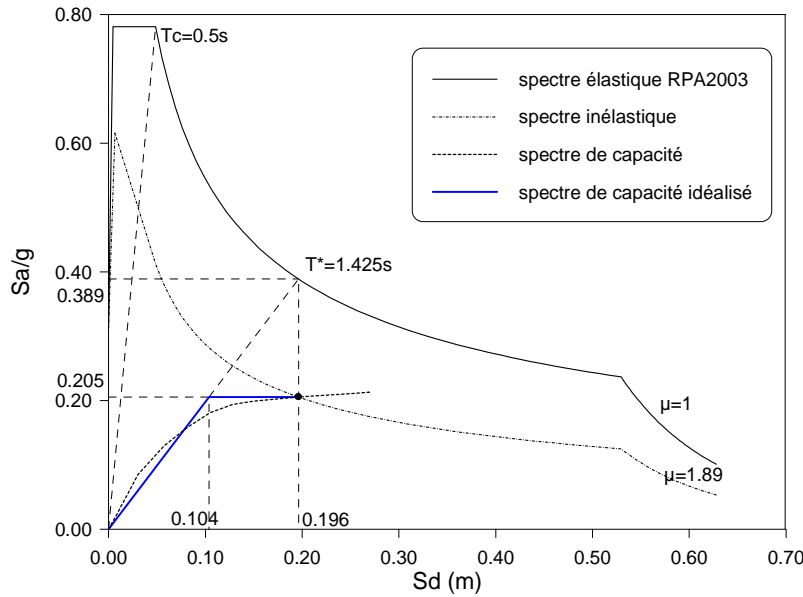
Déplacement maximal (MDOF)

$$d_{et} = 0.075m$$

Effort tranchant de base (MDOF)

$$V_b = 1980.195kN$$

Figure 4.25: Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction transversale du bâtiment à trois niveaux.



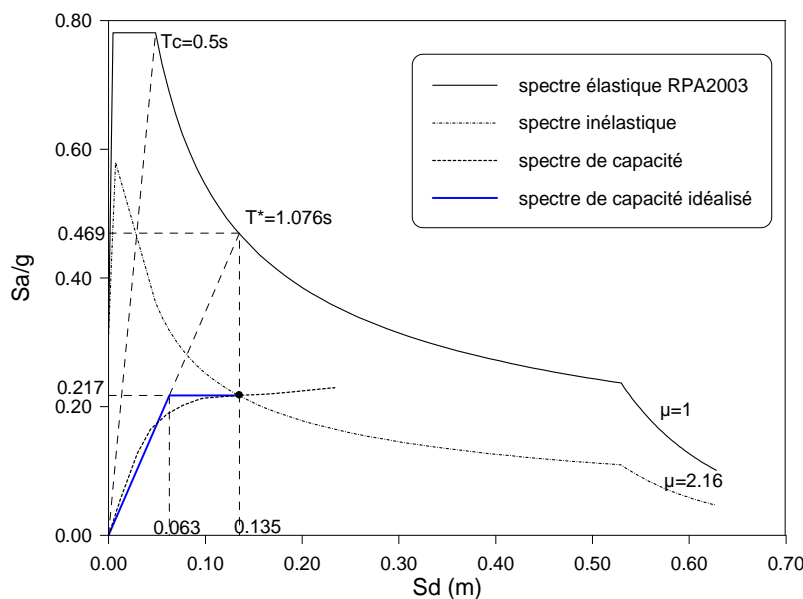
Déplacement maximal (MDOF)

$$d_{et}=0.262\text{m}$$

Effort tranchant de base (MDOF)

$$V_b=3060.682\text{kN}$$

**Figure 4.26:** Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction longitudinale du bâtiment à sept niveaux.



Déplacement maximal (MDOF)

$$d_{et}=0.183\text{m}$$

Effort tranchant de base (MDOF)

$$V_b=3232.7\text{kN}$$

**Figure 4.27:** Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction transversale du bâtiment à sept niveaux.

### IV.3.6 Localisation des rotules plastiques

La distribution des rotules plastiques résultant d'analyse pushover, utilisant la distribution des charges latérales conformément au règlement algérien, est représenté dans la figure (4.28), dans les quelles ces distributions sont obtenues lorsque les déplacements au sommet des trois structures sont correspondants aux déplacements cibles (points de performance).

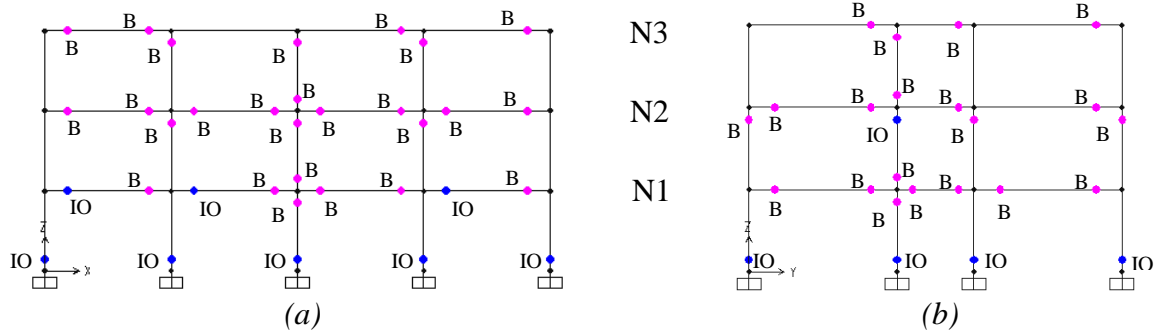


Figure 4.28.a: Localisation des rotules plastiques dans les deux directions, structure à trois niveaux

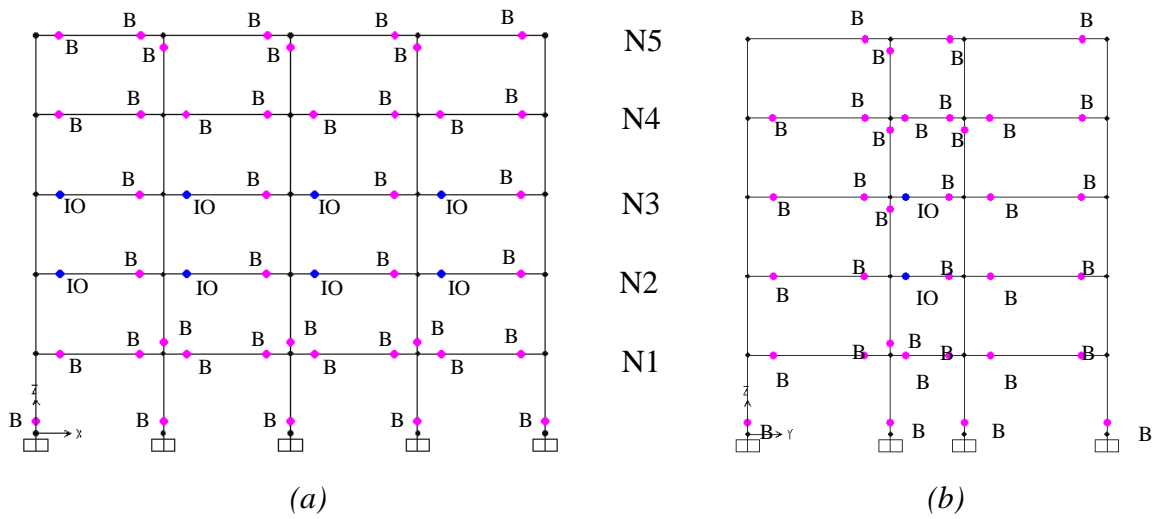


Figure 4.28.b: Localisation des rotules plastiques dans les deux directions, structure à cinq niveaux

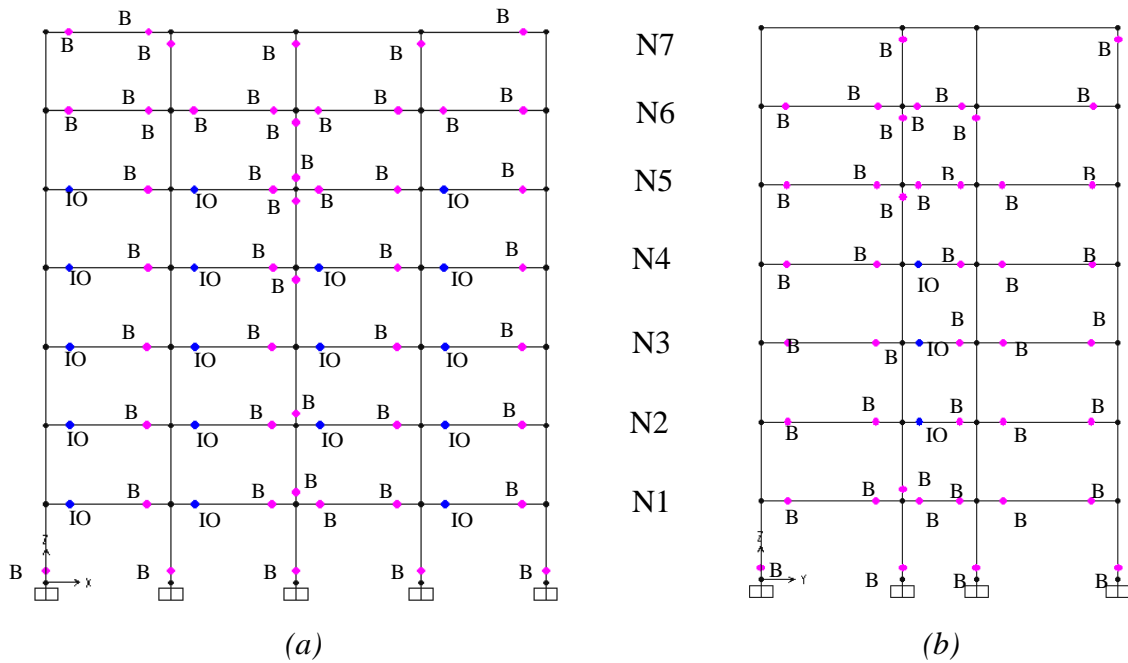


Figure 4.28.c: Localisation des rotules plastiques dans les deux directions, structure à sept niveaux

(a) longitudinale

(b) transversale

### IV.3.7 Analyse des résultats et discussion

A la suite les résultats obtenus par l'étude menée sur les trois structures étudiées sur la base d'une analyse statique non-linéaire N2, il en découle les constatations suivantes :

– Dans la première représentation graphique des figures (4.22) à (4.27), on remarque l'augmentation des périodes (qui est en fonction de la rigidité) avec le passage du domaine élastique au post-élastique, ce qui permet aux structures de subir des forces sismiques importantes. Ainsi que ces périodes sont été longues surtout dans le sens longitudinal que celles obtenues dans le sens transversal et peuvent les considérer comme des périodes moyennes, pour les trois structures.

– Pour la structure à trois niveaux, la courbe de capacité selon la direction longitudinale se croise avec la courbe de demande au point (point de performance) de coordonnées ( $d_{et}=0.079\text{m}$  ;  $V_b=1734.521\text{kN}$ ). Cette rencontre fait que la demande en ductilité ( $\mu = 2.47$ ) est inférieure à la capacité de ductilité ( $\mu = d_m^* / d_y^* = 0.146 / 0.045 = 3.27$ ) ce qui lui permet de ne s'effondrer pas et d'obtenir de dommages réparables. Autrement, dans la direction transversale, la courbe de capacité se croise avec le spectre de demande au point de coordonnées (0.075 ; 1980.195), ce qui lui permet aussi de ne pas s'effondrer avec une apparition des rotules aux niveaux des extrémités des poutres qui ne causeront pas des dommages modérés (figure 4.24 et 4.25).

– D'autre part, les figures (4.22) et (4.23) montrent que le spectre de capacité de la structure à cinq niveaux se croise avec le spectre de demande inélastique, pour les deux directions principales, dans les gammes plastiques où la demande en ductilité ( $\mu_x=2.11$  ;  $\mu_y=2.16$ ) n'atteint pas la capacité de ductilité ( $\mu_x = d_m^* / d_y^* = 0.131 / 0.06 = 2.18$  ;  $\mu_y = d_m^* / d_y^* = 0.204 / 0.056 = 3.64$ ), lui permet aussi de ne pas s'effondrer.

– Pour la structure à sept niveaux, le sens longitudinal est le plus déformable où les spectres de capacité idéalisée se croisent avec les spectres inélastiques dans les gammes plastiques et présentent des demandes en ductilité ( $\mu_x = 1.89$  ;  $\mu_y = 2.16$ ) inférieures aux capacités de ductilité ( $\mu_x = 2.31$  ;  $\mu_y = 2.94$ ) respectivement comme elles montrent les figures (4.26) et (4.27).

– La demande maximale en ductilité enregistrée pour les trois bâtiments dans les deux directions principales est de 2.47 (bâtiment à trois niveau, dans le sens longitudinal), la limite de cette dernière valeur ne figure pas dans le règlement Eurocode 8 qui recommande l'utilisation de la méthode N2 pour l'évaluation de la performance sismique. Par ailleurs, le code parasismique de nouvelle

Zélande NZS 4203 ; 1992 [42] signale d'utiliser une demande en ductilité de déplacement (un facteur de réduction) à 3 pour une conception rationnelle des structures autostables en béton armé.

- Par ailleurs la figure (4.28) montre que la majorité des rotules sont concentrées aux niveaux des extrémités des poutres et elles se sont formées à la base des différentes structures.
- Les plastifications modérées de type IO se répondent largement dans la direction longitudinale des trois bâtiments aux extrémités des poutres des étages inférieurs et les étages du milieu.
- Les plastifications de type B et IO sont apparues sur le long des trois structures, où la majorité sont concentrées aux niveaux des extrémités des poutres ainsi que les plastifications de type IO sont les plus concentrées dans les étages du milieu où la résultante des forces de poussé progressive sont applicables.
- La structure à sept niveaux était la plus déformable par l'apparition des rotules plastiques modérées de type IO en nombre considérable aux niveaux des extrémités de poutres des étages du milieu dans le sens longitudinal. Aussi elles se sont apparues aux extrémités des poutres sur le long des structures et à la base des poteaux au niveau du rez-de-chaussée mais elles ne présentent aucun risque sur les résistances globales dans la direction transversale (de type B et IO).
- L'absence des rotules plastiques attendues de type (LS) dans les extrémités des éléments structuraux en bâtiment à sept niveaux montre que la performance en termes de déplacements relatifs est très limitée (LS ; limitation exigée par le code algérien).

#### **IV.3.8 Comparaison entre la méthode statique équivalente (RPA99) et la méthode statique non-linéaire (N2)**

Les réponses visées sont les déplacements latéraux absolus, les déplacements relatifs et les efforts tranchants à chaque étage, pour obtenir une bonne idée sur notre choix concernant l'analyse statique non-linéaire N2 pour l'évaluation de la capacité et la demande sismique et de les comparer aux résultats obtenus par la méthode statique équivalente, des figures sont tracées.

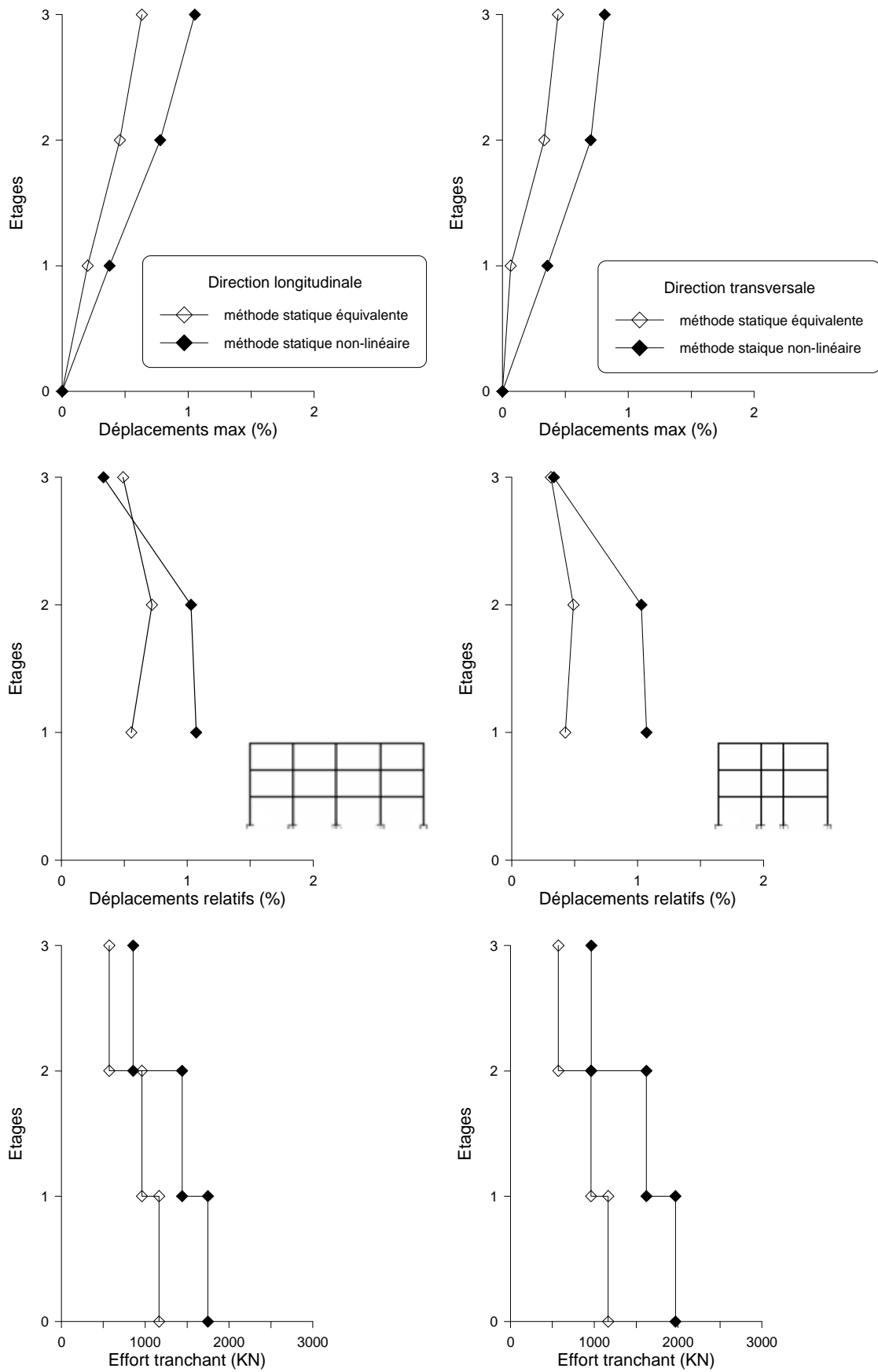


Figure 4.29: Comparaison de la réponse de la structure R+2 obtenue par la méthode statique équivalente et la méthode N2



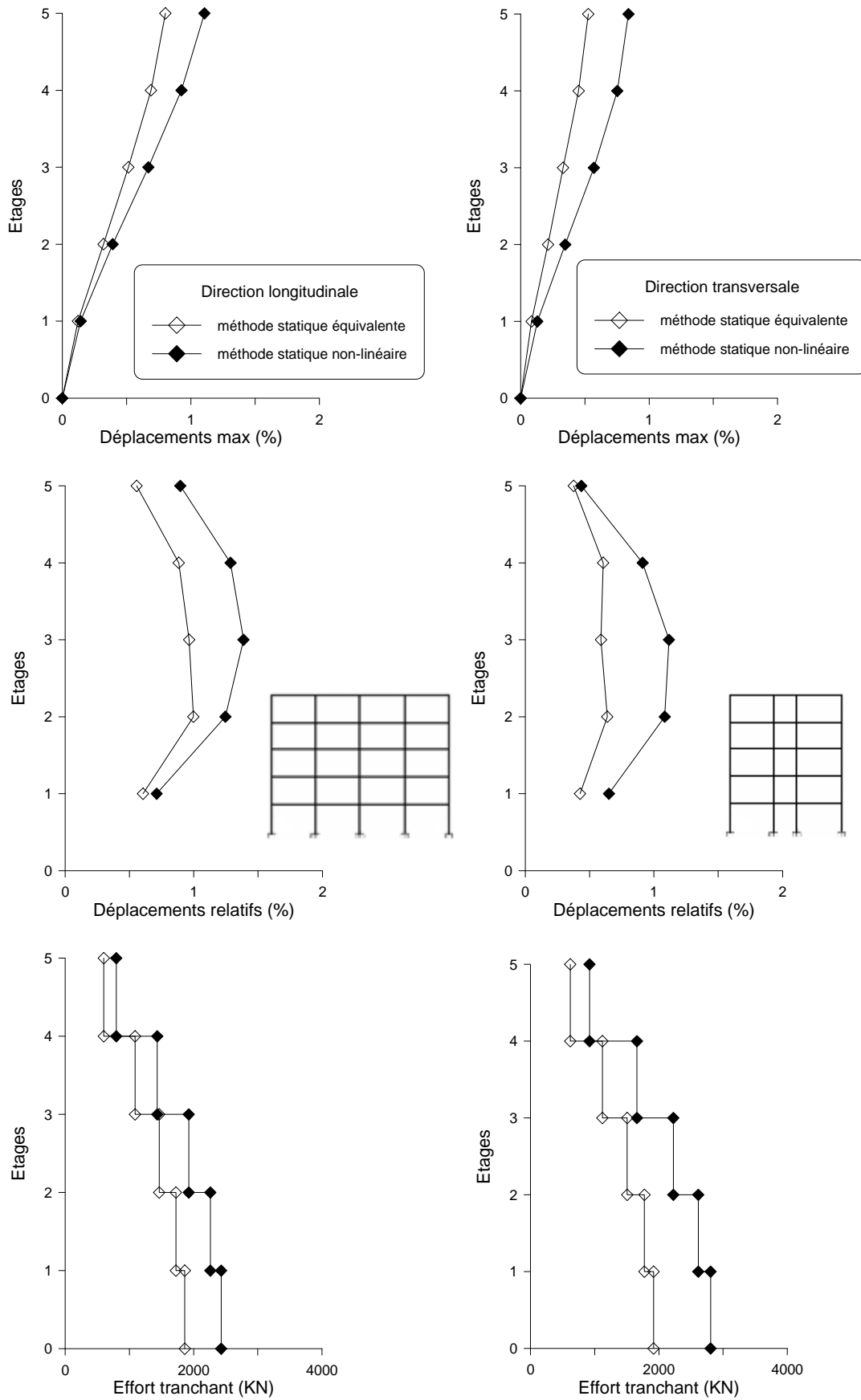


Figure 4.30: Comparaison de la réponse de la structure R+4 obtenue par la méthode statique équivalente et la méthode N2

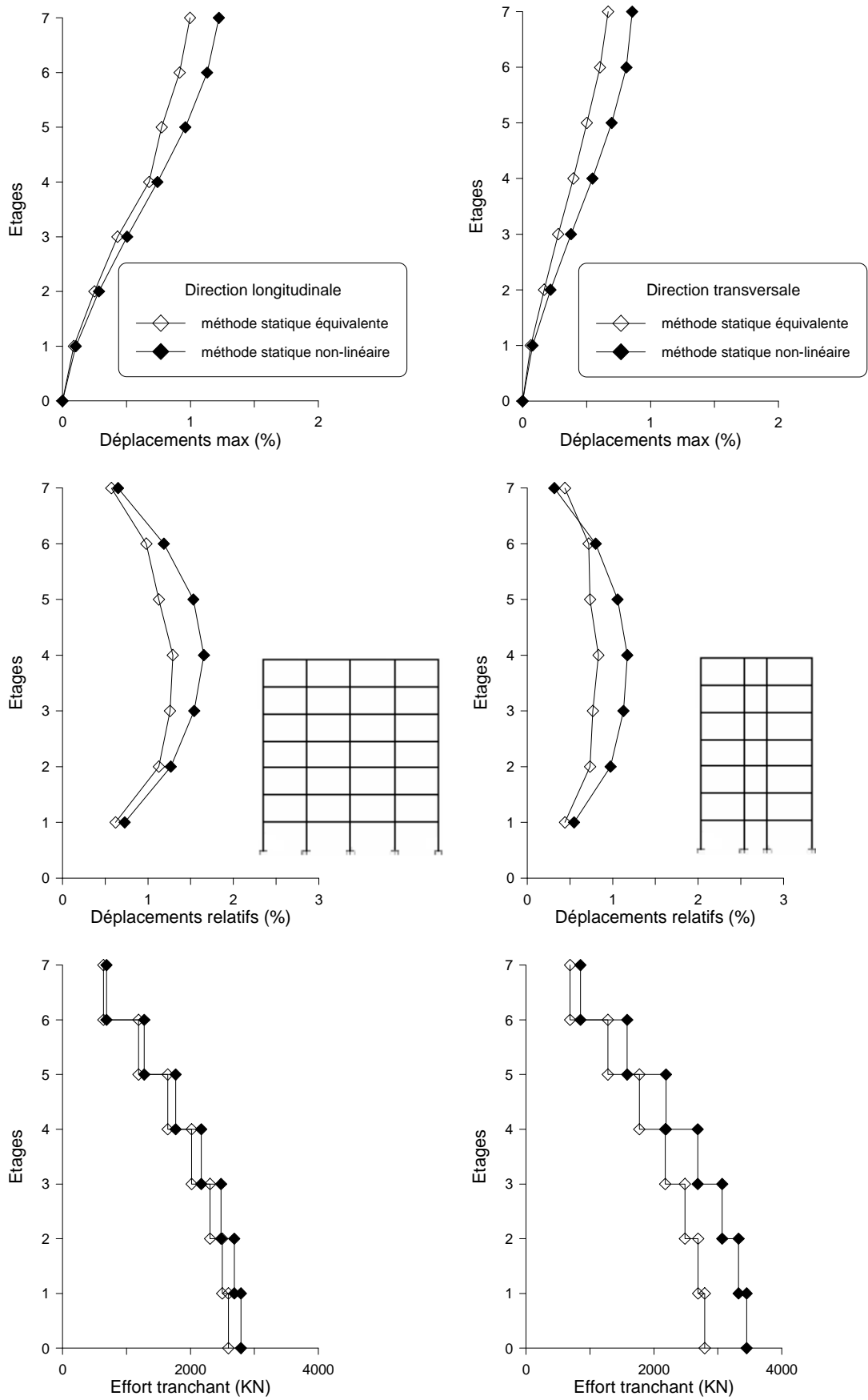


Figure 4.31: Comparaison de la réponse de la structure R+6 obtenue par la méthode statique équivalente et la méthode N2

### IV.3.8.1 Résultats et analyses

Les principaux résultats de comparaison entre les réponses obtenues par la méthode statique équivalente et la méthode statique non-linéaire N2 sont résumés dans les figures (4.29), (4.30) et (4.31), à partir desquelles les observations suivantes peuvent être effectuées :

- **Bâtiment à trois niveaux**

- l'application de la méthode statique non-linéaire N2 conduit généralement à une surestimation des déplacements maximaux, où la figure (4.29) montre que les déplacements horizontaux maximaux obtenus lors d'analyse statique équivalente ( $d_x=0.63\%H$ ;  $d_y=0.44\%H$ ) sont inférieurs à ceux estimés par la méthode statique non-linéaire N2 ( $1.05\%H$ ;  $0.81\%H$ ) qui présente des valeurs de déplacements maximaux inférieures à la valeur de déplacement maximal limite ( $2\%H$ ).

- Les déplacements relatifs estimés par la méthode N2 au milieu du bâtiment sont considérés les plus élevés où ils atteints le ( $1.07\%h_e$ ;  $1.07\%h_e$ ) et ils sont supérieurs à ceux calculés par la méthode statique équivalente ( $0.71\%h_e$ ;  $0.49\%h_e$ ), avec une différence remarquable dans l'étage supérieur dépasse le  $0.36\%h_e$ .

- La réponse en termes des efforts tranchants, montre que ces derniers calculés sur le long de la structure par la méthode statique non-linéaire N2 sont supérieurs à ceux calculés par la méthode statique équivalente qui présente une sous-estimation jusqu'à 70% ( $V_x/V_{RPA} = 1.49$  ;  $V_y/V_{RPA} = 1.70$ ).

- **Bâtiment à cinq niveaux**

- Les résultats relatifs aux déplacements maximaux sont illustrés dans la figure (4.30) qui nous montre que les déplacements latéraux maximaux calculés par la méthode statique non-linéaire N2 ( $1.10\%H$ ;  $0.84\%H$ ) sont aussi supérieurs à ceux calculés par la méthode statique équivalente ( $0.80\%H$ ;  $0.53\%H$ ).

- Pour la même structure, les déplacements relatifs estimés par la méthode statique non-linéaire N2, sont les plus élevés ( $1.38\%h_e$ ;  $1.11\%h_e$ ) à ceux calculés par l'autre méthode avec des écarts significatifs remarquables dans les étages du milieu ( $1.38\%h_e-0.96\%h_e=0.42\%h_e$  ;  $1.11\%h_e-0.59\%h_e=0.52\%h_e$ ), par ailleurs ces déplacements deviennent proches au sommet de la structure ( $0.89\%h_e-0.56\%h_e=0.33\%h_e$  ;  $0.44\%h_e-0.38\%h_e=0.06\%h_e$ ).

- A titre de comparaison entre les valeurs des efforts tranchants de base, on constate que cette dernières, calculées par la méthode statique non-linéaire sont légèrement élevées à celles calculées par la méthode statique équivalente pour les deux directions principales jusqu'à 48%

( $V_x/V_{RPA} = 2428.575/1862.789 = 1.30$  ;  $V_y/V_{RPA} = 2753.667/1862.88 = 1.48$ ), cette tendance demeure constante sur le long de la structure.

- **Bâtiment à sept niveaux**

- La figure (4.31) illustre que les déplacements latéraux calculés lors d'analyse statique équivalente ( $1\%H$  ;  $0.67\%H$ ) sont moins estimés par rapport à ceux calculés par la méthode N2 ( $1.22\%H$  ;  $0.86\%H$ ) dans les deux directions principales qui restent aussi inférieurs à la valeur de déplacement maximal limite ( $2\%H$ ).

- Les déplacements relatifs calculés par la méthode statique équivalente ( $1.29\%h_e$  ;  $0.83\%h_e$ ) dépassent la valeur limite de 1% de la hauteur d'étage, et ils sont légèrement inférieurs aux valeurs de déplacements relatifs calculées par la méthode N2 ( $1.65\%h_e$  ;  $1.17\%h_e$ ), cette dernière donne un déplacement relatif atteint le 1.65% malgré que la structure subit un déplacement maximal acceptable inférieur de 2% de la hauteur total, dans le sens longitudinal.

- Cependant, les valeurs des efforts tranchants de base calculées par la méthode statique non-linéaire N2 sont plus proches à celles calculées par la méthode statique équivalente dans les deux directions principales de la dernière structure ( $V_x/V_{RPA} = 1.18$  ;  $V_y/V_{RPA} = 1.16$ ) où cette surestimation demeure constante sur le long de la structure.

### IV.3.9 Conclusion

Une analyse basée sur les notions de performance et capacité a été menée selon des règles de combinaison appropriées entre la demande sismique et la capacité pour obtenir la valeur maximale de la réponse des structures étudiées, a permis de dégager les points suivants :

1. La méthode N2 a permis de cerner le comportement sismique des structures d'une manière plus réaliste, pour des bâtiments neufs et existants, elle mène en générale à une appréciation de la sécurité parasismique plus favorable.

2. Le déplacement calculé par la méthode statique non-linéaire N2 est supérieur à celui calculé par la méthode statique équivalente. Due cette différence est principalement à la présence des non-linéarités de la structure ( $d_{N2} / d_{MSE} \geq 1.2$ ).

3. Le déplacement relatif calculé par la méthode statique non-linéaire N2 demeure supérieur sur le long de la structure à celui calculé par la méthode statique équivalente ( $\delta_{N2} / \delta_{MSE} \geq 1.25$ ).

4. Sous des demandes sismiques modérées (spectre du RPA99), la méthode N2 montre que les structures auto-stable en béton armé développent des résistances suffisantes et présentent des dommages limités (réparables) ( $V_{N2} / V_{MSE} \geq 1.2$ ).
5. La performance sismique de ces structures, en utilisant au moins deux formes de distribution, conduit à une comparaison plus réaliste avec la méthode statique équivalente.
6. Les valeurs importantes des demandes en ductilité ne présentent pas l'état de performance des structures, en les comparant avec les valeurs des capacités de ductilité. Où la structure à trois niveaux ne subit pas une faiblesse importante malgré qu'elle présente une demande en ductilité dans le sens longitudinal supérieure à celle présentée par la structure à sept niveaux. Cette dernière présente un niveau de faiblesse remarquable par les dommages obtenus aux niveaux les éléments structuraux (en nombre considérable des plastifications de type IO).
7. Malgré les valeurs limites des demandes en ductilité ne figurent pas dans les règlements parasismiques (Eurocode8, ATC40, RPA99), le code de la nouvelle Zélande limite ce coefficient à une valeur égale à 3 pour une conception rationnelle des bâtiments autostables en béton armé. Il faut noter que les valeurs décroissantes des demandes en ductilité de déplacement évaluées pour les bâtiments à trois, cinq et à sept niveaux, qui expriment son pénétration dans le domaine plastique, atteints des valeurs acceptables ( $\mu_{max} = 2.47 < 3$ ).

#### IV.4 Effet des séismes proches et lointains sur la capacité de résistance des structures contreventées par des portiques autostables en béton armé

La conception parasismique courante autorise l'endommagement structurel lors d'un séisme sévère où les structures sont appelées à enregistrer d'importantes déformations inélastiques. La force de dimensionnement est nettement inférieure à la force nécessaire pour que la structure reste dans le domaine élastique. Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique, la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante

$$\text{Demande de Résistance} \leq \text{Capacité de Résistance}$$

Où la demande de résistance peut être déterminée en utilisant l'un des méthodes recommandées par le règlement algérien en particulier la méthode spectrale, qui dépend du :

- Spectre de dimensionnement obtenu à partir d'un spectre élastique réduit (voir I.2.4.1).
- Le type de la structure.
- Le type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc. La différence entre séisme proche et séisme éloigné (near-field et far-field) doit être considérée [43].

##### IV.4.1 Différences entre séisme proche et lointain

On appelle séisme proche, un séisme dont l'épicentre est situé à moins de 10 km de la structure considérée. De ce fait, un même séisme peut être proche pour un site et lointain pour un autre. Cependant cette définition est également associée à d'autres paramètres comme la magnitude, le contenu fréquentiel, le niveau d'accélération . . .

Un séisme proche à une faible magnitude de surface, de l'ordre de 4 à 5 (sur l'échelle de Richter), une distance focale et une profondeur inférieure à 10 km. On parle également, pour les séismes proches, d'un contenu fréquentiel plus important et riche en hautes fréquences. Ce contenu fréquentiel peut être estimé par  $A/V$  avec  $A$  l'accélération maximale du sol et  $V$  la vitesse maximale. Un séisme proche à des valeurs de  $A/V \gg 10$  [43].

Les autres critères, lisibles sur l'accélérogramme (accélération du sol en fonction du temps pour un séisme donné), concernent :

- Les niveaux d'accélération (ou pics), plus élevés pour les séismes proches,
- Le nombre de cycles plus faibles pour les séismes proches,
- La durée du séisme, plus courte (de l'ordre de 2 à 5 secondes) pour ces mêmes séismes.

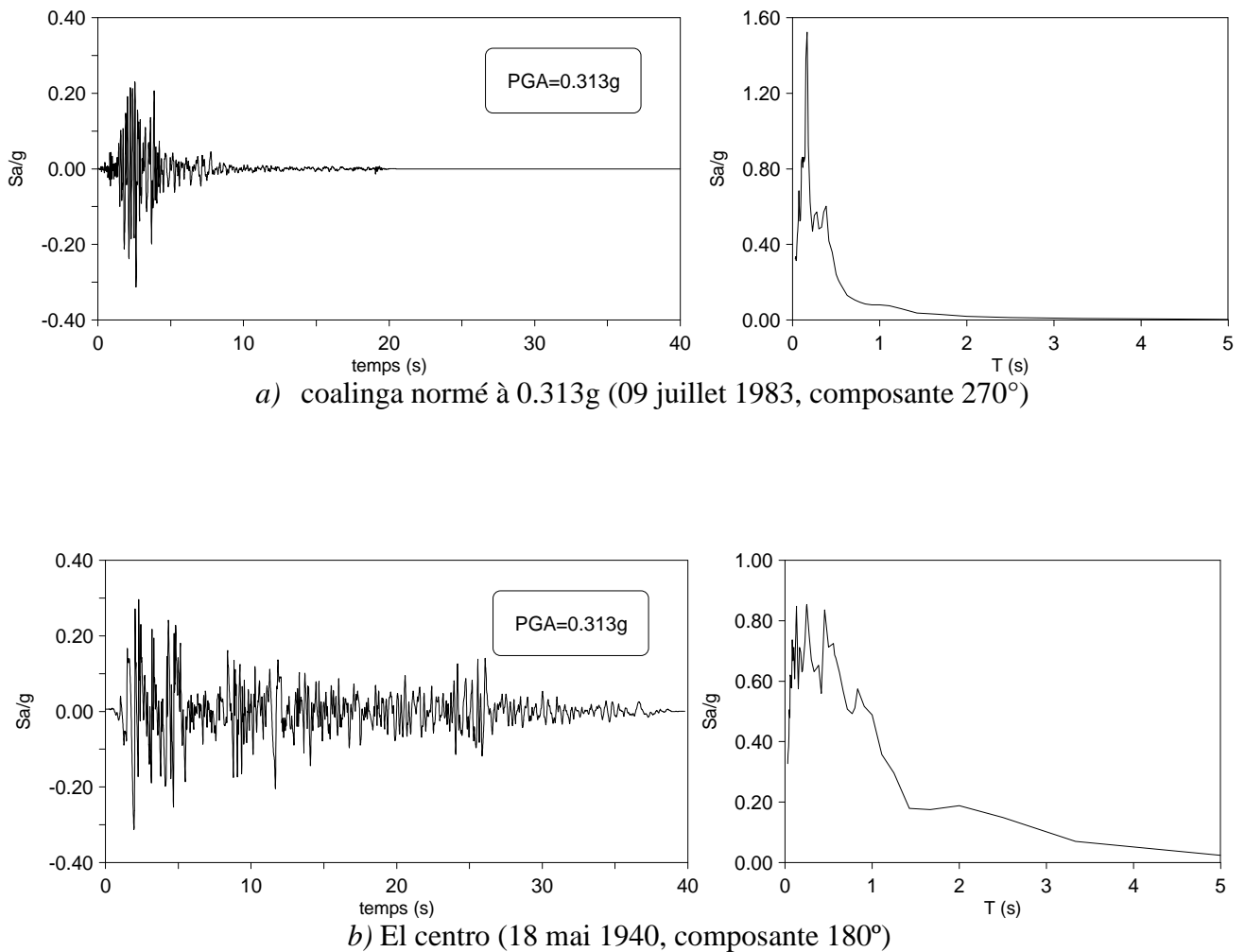
Tous ces critères permettent de différencier les deux types de séisme considérés, même si la distinction est parfois difficile à effectuer.

Dans cette présente étude, la performance structurelle des bâtiments est évaluée et comparée avec résultats d'analyse temporelle non-linéaire en utilisant les deux enregistrements naturels du mouvement du sol de différents types (proche et lointain). A savoir, Coalinga 1983 et El centro 1940. Le tableau (4.12) présente les principales caractéristiques de chaque enregistrement du mouvement du sol. Ces enregistrements ont été obtenus à partir de la base de données du centre de recherche PEER [44] à l'université de Berkeley.

**Tableau 4.12:** Caractéristiques des enregistrements des séismes utilisés

	COALINGA	EL CENTRO
composante	270°	180°
date	09/07/1983	19/05/1940
Paye	Californie (U.S.A)	Californie (U.S.A)
Ms	4.9	7.2
Distance épacentrale (Km)	4.35	12.99
Distance hypocentrale (Km)	9.99	15.69
Durée (s)	5	36
PGA (g)	0.377	0.313
PGV (cm/s)	12.99	29.8
PGD (cm)	1.17	13.32

Figures (4.32) illustrent les enregistrements d'accélération pour chaque tremblement de terre (celui de Coalinga normé à 0.313g et d'El centro) et les spectres de réponse d'accélération correspondant de 5% d'amortissement.



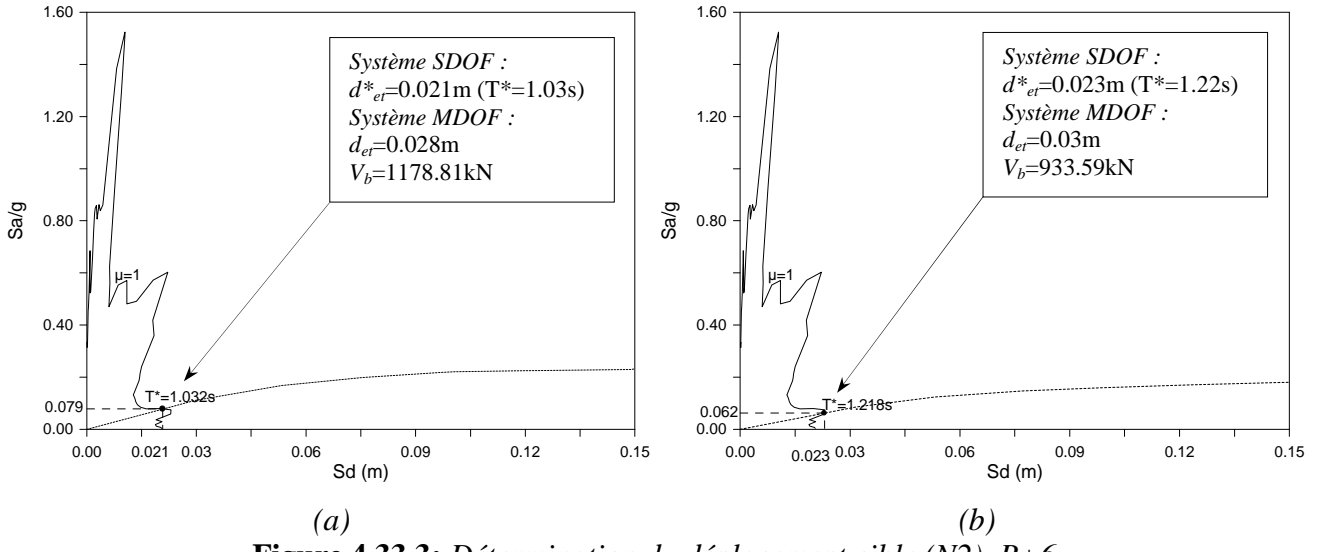
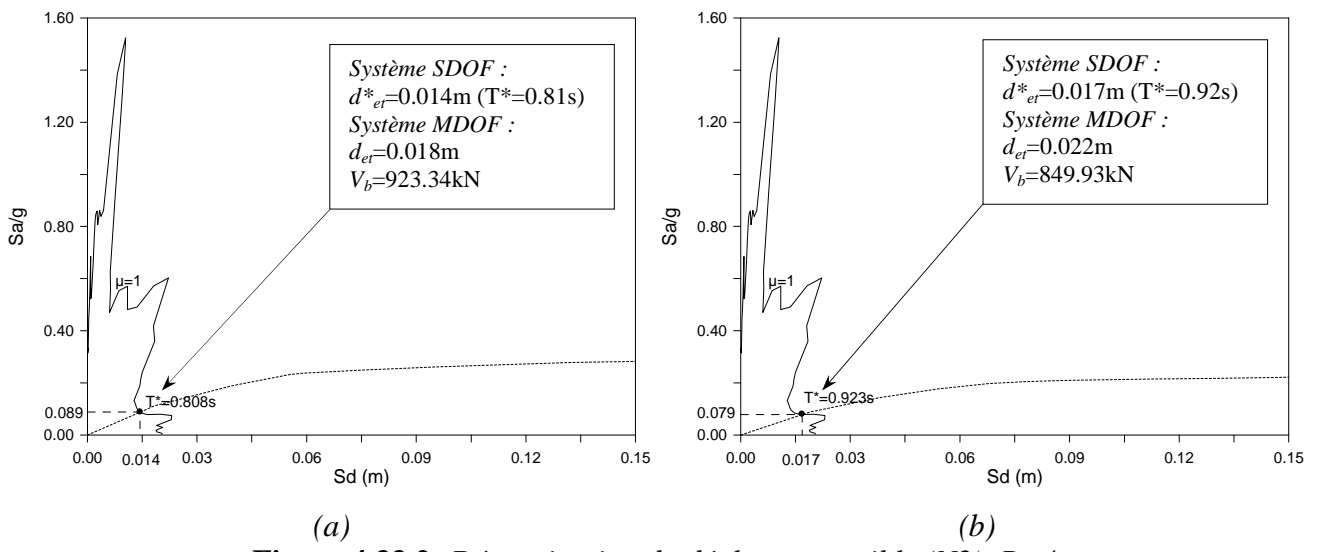
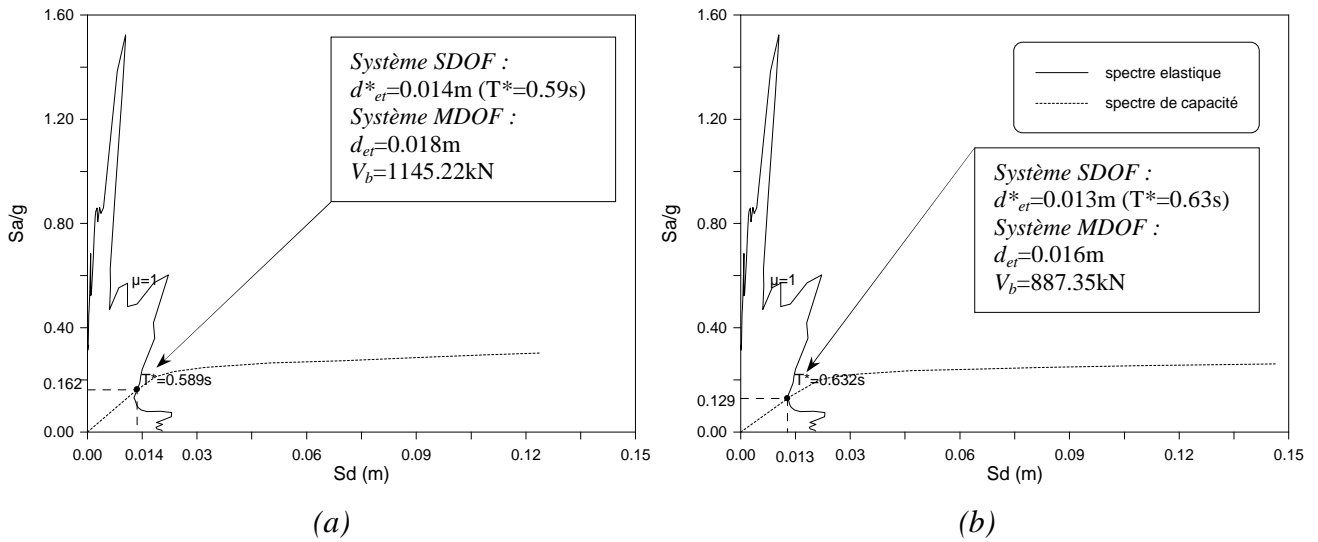
**Figure 4.32:** Accélérogrammes et spectres de réponse des séismes utilisés

#### IV.4.2 Évaluation du déplacement cible des bâtiments par la méthode N2

On utilise cette fois les deux spectres élastiques générés pour les deux séismes réels celui de Coalinga et d'El centro, qui présentent une différence importante des accélérations spectrales maximales avec deux plages des périodes étroites pour le premier et larges pour le dernier.

Les différentes caractéristiques modales et les coefficients de transformation sont déjà obtenus et des figures résumant la méthode N2 étaient tracées en utilisant les deux courbes de capacité considérées borner la distribution des forces d'inertie à savoir la distribution uniforme et modale (figures 4.33, 4.34, 4.35 et 4.36).





**Figure 4.33.3: Détermination du déplacement cible (N2), R+6**

**Figure 4.33:** Appréciation de la sécurité parasismique, séisme de Coalinga, sens longitudinal

(a) distribution uniforme      (b) distribution modale

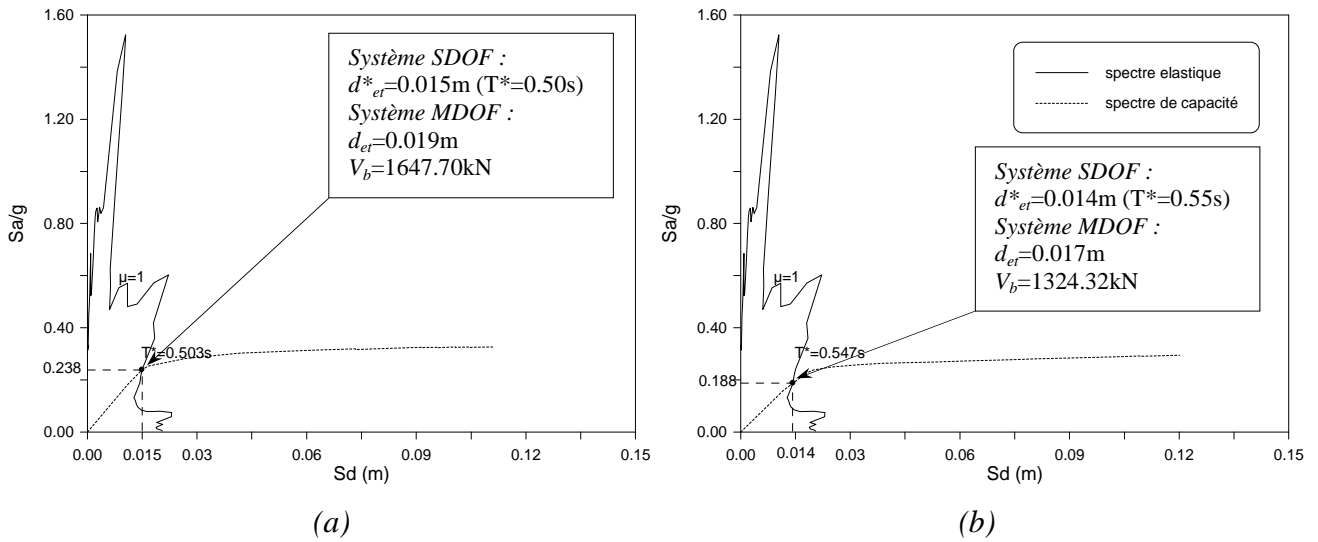


Figure 4.34.1: Détermination du déplacement cible (N2), R+2

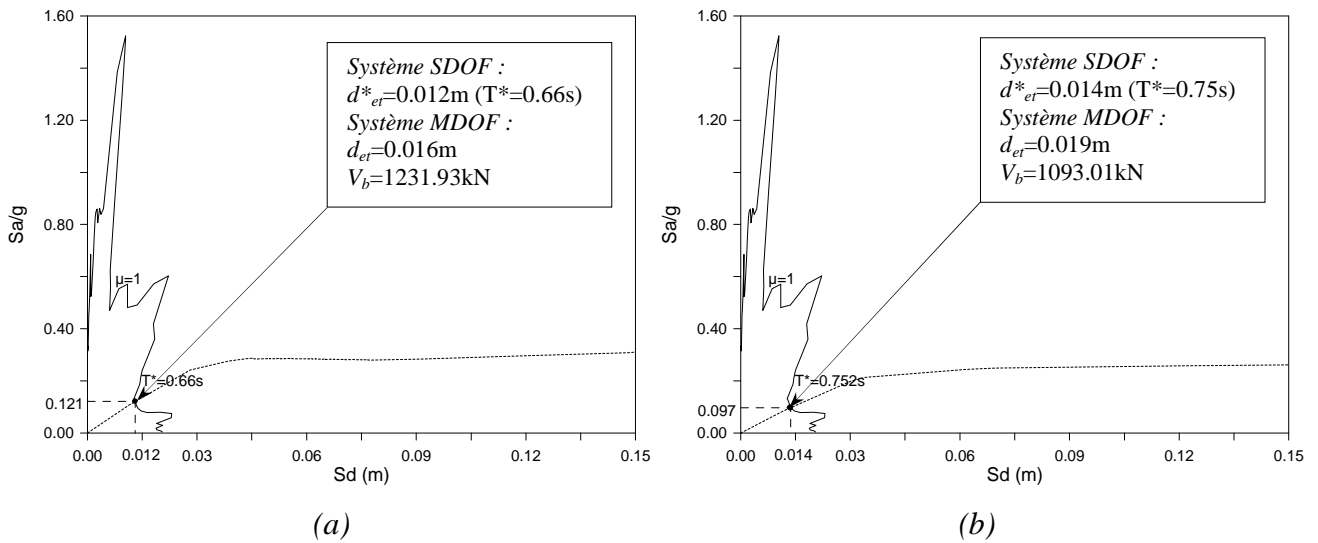


Figure 4.34.2: Détermination du déplacement cible (N2), R+4

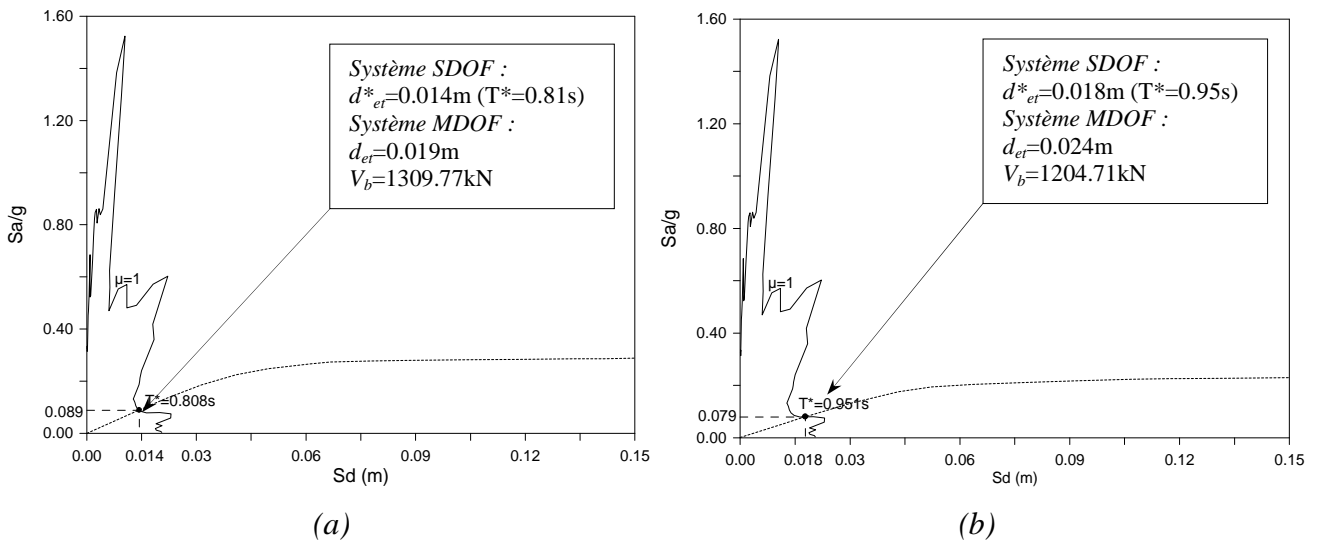


Figure 4.34.3: Détermination du déplacement cible (N2), R+6

Figure 4.34: Appréciation de la sécurité parasismique, séisme de Coalinga, sens transversal

(a) distribution uniforme (b) distribution modale

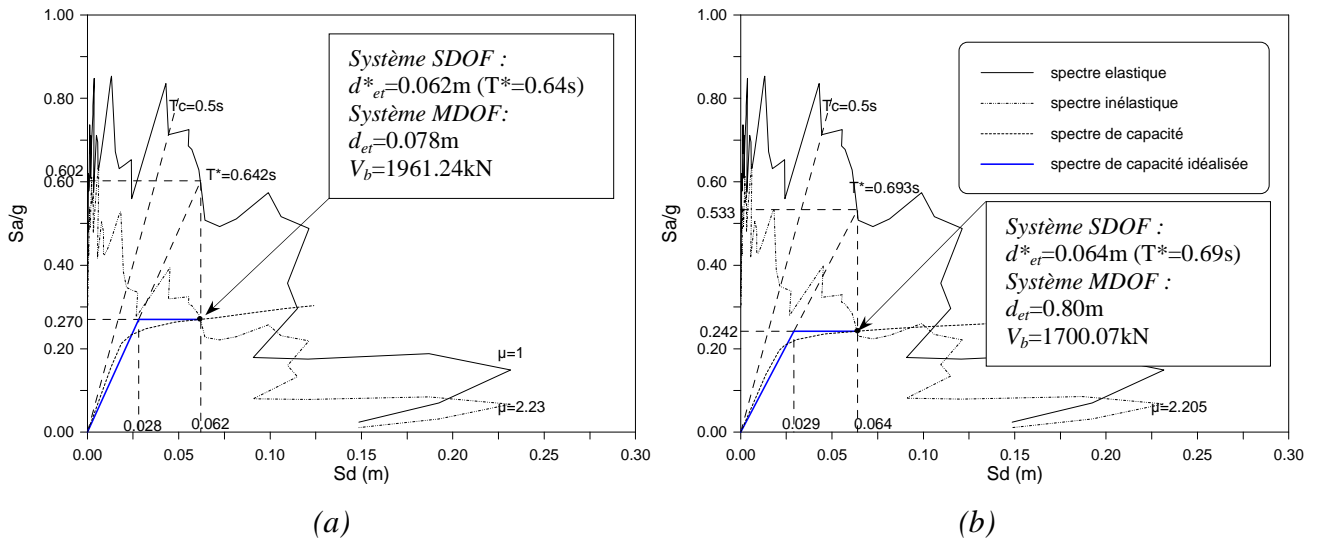


Figure 4.35.1: Détermination du déplacement cible (N2), R+2

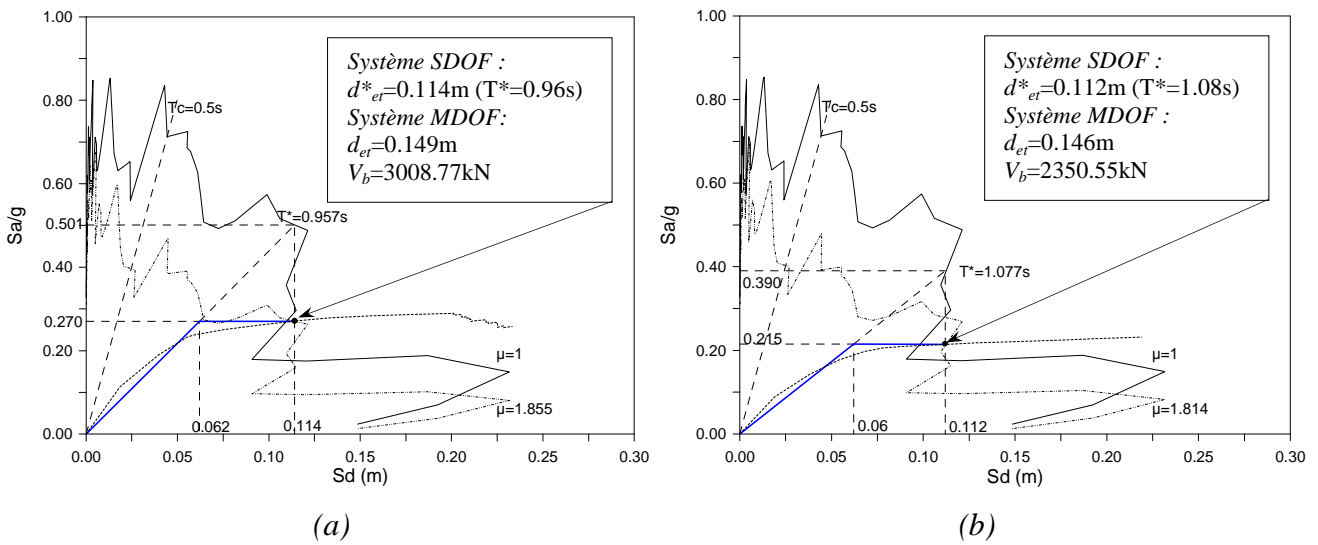


Figure 4.35.2: Détermination du déplacement cible (N2), R+4

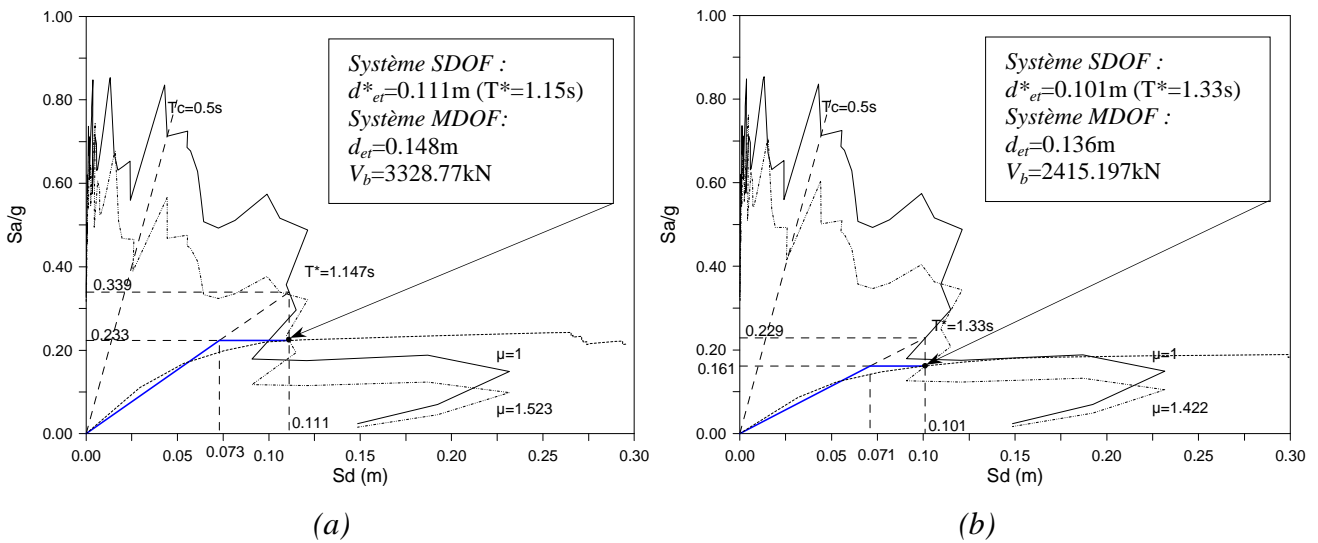


Figure 4.35.3: Détermination du déplacement cible (N2), R+6

Figure 4.35: Appréciation de la sécurité parasismique, séisme d'El centro, sens longitudinal

(a) distribution uniforme      (b) distribution modale

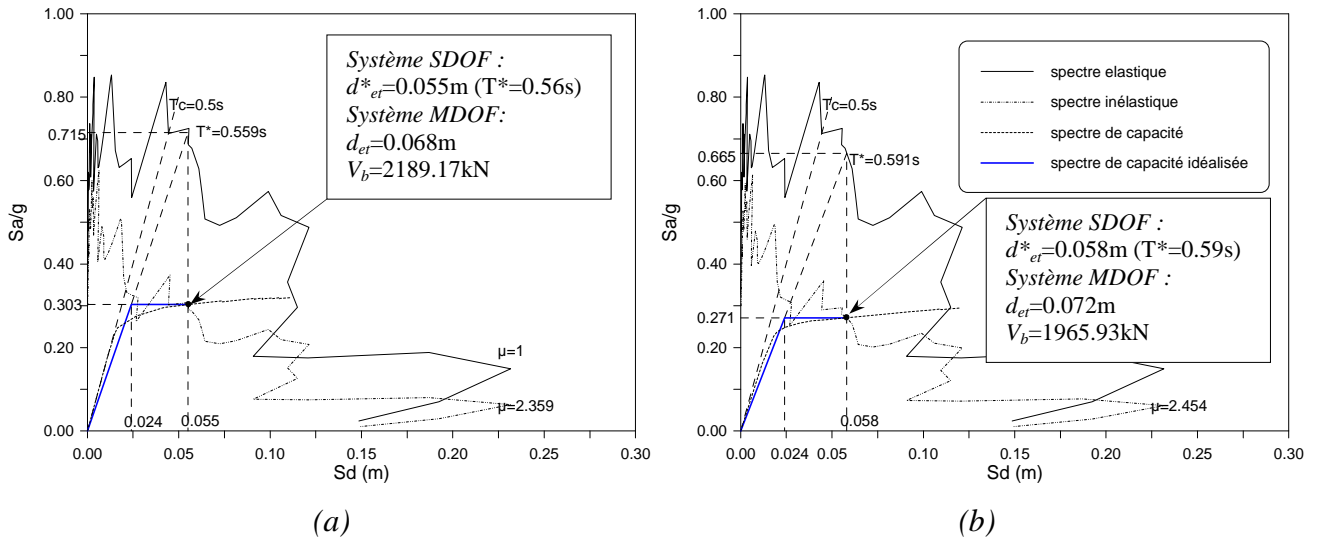


Figure 4.36.1: Détermination du déplacement cible (N2), R+2

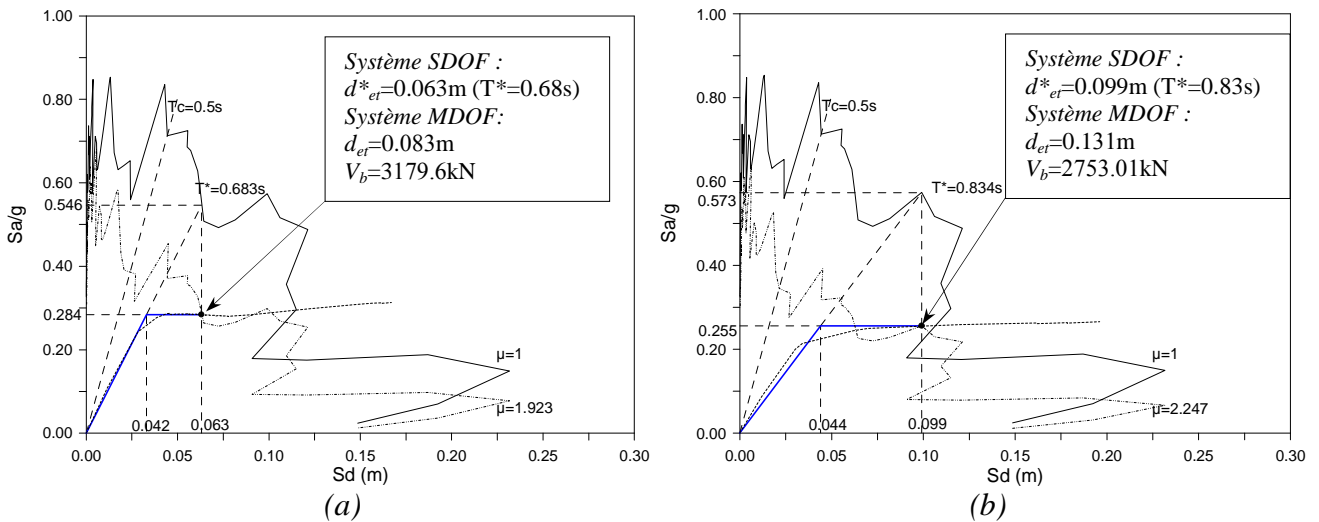


Figure 4.36.2: Détermination du déplacement cible (N2), R+4

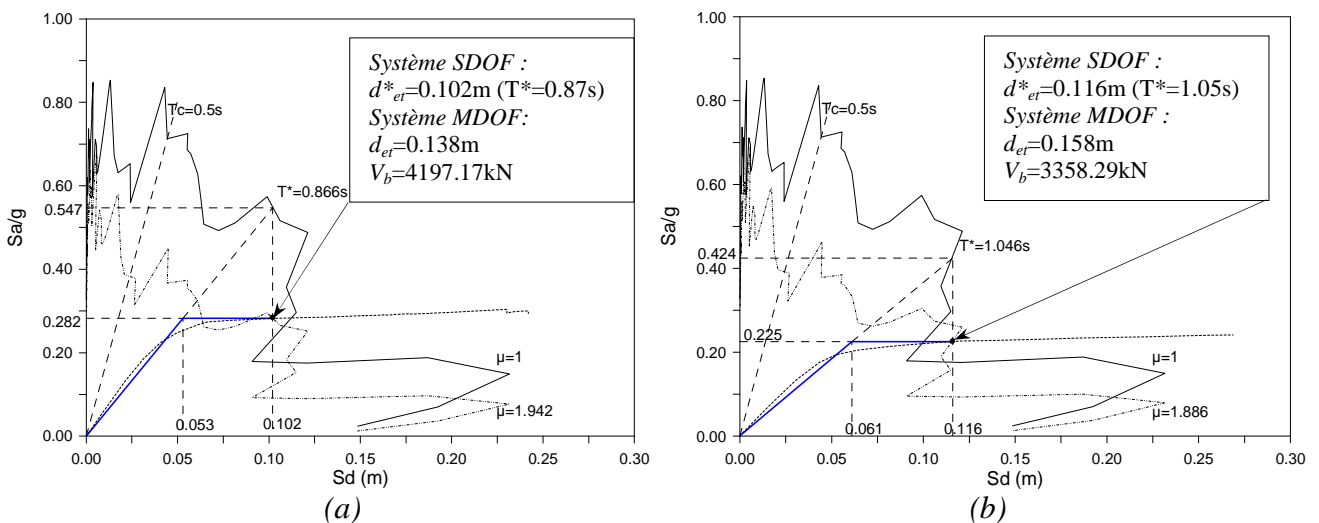


Figure 4.36.3: Détermination du déplacement cible (N2), R+6

Figure 4.36: Appréciation de la sécurité parasismique, séisme d'El centro, sens transversal

(a) distribution uniforme      (b) distribution modale

#### IV.4.2.1 Résultats et analyses

Les figures (4.33) à (4.36) indiquées ci-dessus, résument la dernière étape d'application de la méthode N2 sous une demande sismique réelle, celui de Coalinga et d'El centro de différents types (proche et lointain), pour l'appréciation de la sécurité parasismique des trois bâtiments utilisant les deux courbes de capacité de différentes distributions (voir chapitre V partie 1). Des conclusions sont tirées:

Les périodes sont été longues surtout dans le sens longitudinal que celles obtenues dans le sens transversal, peuvent considérer comme des périodes moyennes, pour la structure à trois niveau, où la distribution modale présente des périodes légèrement élevées à celles obtenues lors d'analyse N2 en utilisant la courbe de capacité obtenue par la distribution uniforme. Aussi la demande sismique celui de Coalinga présente des périodes de 0.58 à 0.632s dans le sens longitudinal et de 0.503 à 0.547s dans l'autre sens, ces périodes étaient légèrement inférieures aux périodes évaluées sous l'autre demande sismique celui d'El centro, cette dernière présente des périodes de 0.642 à 0.693s dans la direction longitudinale et de 0.559 à 0.591s dans l'autre direction.

On observe que la structure à cinq niveaux présente des périodes de 0.808 à 0.923s dans le sens x et de 0.66 à 0.752s dans l'autre sens, sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga, qui sont inférieures aux différentes périodes évaluées sous l'effet d'accélérogramme d'El centro où elles atteignent 1.077s dans le sens longitudinal en utilisant la courbe de capacité obtenu par la distribution modale.

Par ailleurs, la structure à sept niveaux présente des périodes de 1.032 à 1.218s dans le sens x et de 0.808 à 0.951s dans l'autre sens, sous la demande sismique celui de Coalinga, qui sont aussi inférieures aux différentes périodes évaluées sous la demande sismique celui d'El centro où elles atteignent 1.147 à 1.33s dans le sens x et de 0.866 à 1.046s dans l'autre sens.

Ces périodes évaluées par la méthode N2 ne répondent plus à la prescription du règlement parasismique algérien et elles présentent des surestimations inacceptables ( $> 1.3T_{RPA}$ ).

Sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga, la courbe de capacité résultant de la distribution uniforme, au sens longitudinal de la structure à trois niveaux, se croise avec la demande au point de coordonnées ( $S_d=0.014m$  ;  $S_d/g=0.162$ ) et au point de coordonnées ( $S_d=0.013m$  ;  $S_d/g=0.129$ ) pour la capacité résultante par la distribution modale où ces deux points situent dans le domaine élastique. Ces

rencontres fait que les demandes en ductilité ( $\mu \approx 1$ ) sont très inférieures aux capacités de ductilité de la structure ( $\mu_x = 3.24$  et  $\mu_y = 3.12$ ) ce qui lui permet de présenter un comportement acceptable.

Les courbes de capacité obtenues, dans la direction transversale de la structure à trois niveaux, se croisent avec la demande aux points des coordonnées (0.015 ; 0.238) et (0.014 ; 0.188) qui situent toujours dans la phase élastique.

Sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga, les points de performance tirés à partir des figures (4.33) et (4.34) montrent aussi que le spectre de demande sismique se croise avec les courbes de capacité de différentes distributions dans les phases élastiques ce qui permettent aux structures, à cinq et à sept niveaux, de subir des demandes en ductilité non importantes ( $\mu \approx 1$ ).

Pour la demande sismique celui d'El centro, la courbe de capacité obtenue par la distribution uniforme, au sens longitudinal de la structure à trois niveaux, se croise avec la demande au point de coordonnées ( $S_d=0.062$  ;  $S_d/g=0.270$ ) et au point de coordonnées ( $S_d=0.064$  ;  $S_d/g=0.242$ ) utilisant la capacité de distribution modale où ces deux points situent dans le domaine plastique. Cette rencontres aussi fait que les demandes en ductilité ( $\mu_x \approx 2.232$  et  $\mu_y \approx 2.205$ ) sont inférieures aux capacités de ductilité de la structure ( $\mu_x = 3.24$  et  $\mu_y = 3.12$ ).

Aussi, les courbes de capacité, dans la direction transversale de la même structure, se croisent avec le spectre de demande sismique aux points des coordonnées (0.055 ; 0.303) et (0.058 ; 0.271) qui situent toujours dans la phase plastique.

Pour les structures à cinq et à sept niveaux, les points de performance tirés de figures (4.35) et (4.36) montrent que le spectre de demande sismique celui d'El centro se croise avec les courbes de capacité de différentes distributions uniforme et modale dans les phases plastiques ce qui permet aux structures de ne s'effondrer pas ou d'obtenir des dommages réparables vis-à-vis les demandes en ductilité importantes ( $\mu > 1$ ).

La demande en ductilité diminue avec l'augmentation de nombre d'étage et elle reste inférieure à la valeur limite ( $\mu_{max} = 2.54 < 3$ ) sous l'effet d'accélérogramme d'El centro, par contre les structures présentent un comportement purement élastique sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga ( $\mu \approx 1$ ).

### IV.4.3 Réponse de la structure sous chargement dynamique

L'équation différentielle régissant la réponse d'une structures à plusieurs degrés de liberté soumise à une excitation sismique,  $\ddot{u}_g(t)$  est donnée par :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -mi.\ddot{u}_g(t) \quad (4.31)$$

En général pour les structures non-linéaires, la courbe de chargement initial est bilinéaire, et les courbes de déchargement et de rechargement différent de la branche de chargement initial (voir I.2.2). Ainsi, les relations entre les forces latérales  $f_s$  et les déplacements latéraux  $u$  de chaque niveau dépendent de l'histoire des déplacements :

$$f_s = f_s(u, \text{sign}\dot{u}) \quad (4.32)$$

A cet effet pour les systèmes inélastiques, l'équation précédente (4.32) devient

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -mi.\ddot{u}_g(t) \quad (4.33)$$

L'approche habituelle consiste à résoudre directement ces équations couplées, qui aboutissent à l'analyse temporelle non-linéaire « complète ». Bien que l'analyse modale classique soit inadmissible pour les systèmes inélastiques, elle est utile par la suite pour transformer la dernière équation en coordonnées modales correspondant au système linéaire équivalent. Chaque élément structural de ce système élastique est défini pour avoir la même rigidité initiale que celui de système inélastique. Les deux systèmes ont la même masse et le même amortissement. Par conséquent, les périodes propres de vibration et les modes du système linéaire équivalent sont identiques à ceux du système inélastique subissant de petites perturbations.

En exprimant les déplacements du système inélastique en termes de coordonnées modales généralisées  $q_n(t)$  du système linéaire équivalent, on obtient :

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (4.34)$$

En substituant l'équation (4.34) dans l'équation (4.33), en pré-multipliant par  $\phi_n^T$  et en utilisant les propriétés des modes, on trouve :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (4.35)$$

Où  $\omega_n$  est la fréquence dépend donc de toutes les coordonnées modales  $q_n(t)$  impliquant leur couplage en raison de la plastification de la structure :

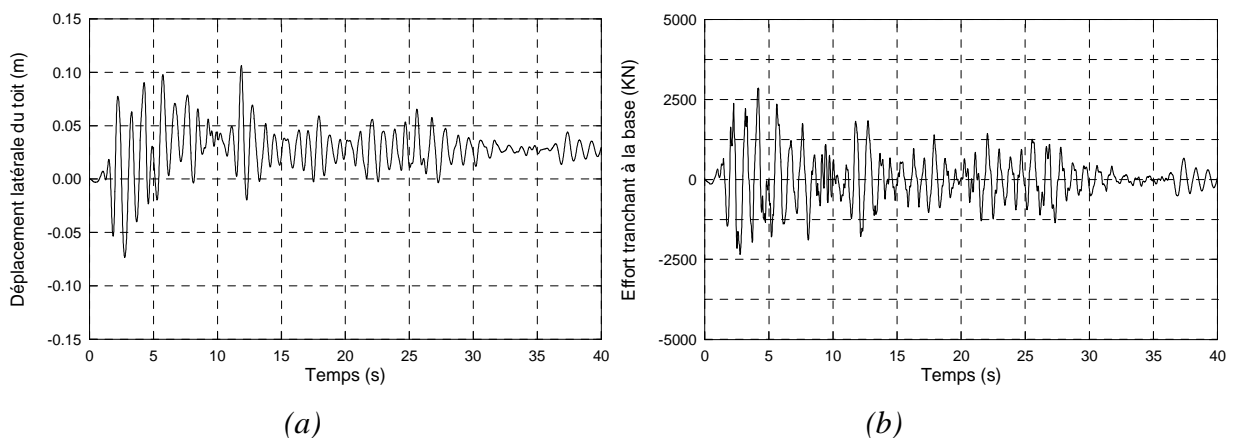
$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(u_n, \text{sign } \dot{u}_n) \quad (4.36)$$

C'est la procédure classique de la méthode d'analyse temporelle non-linéaire où l'équation générale (4.35) représente les N équations en coordonnées modales  $q_n(t)$ . Pour les systèmes inélastiques, ces équations sont couplées et la solution devient difficile.

Dans cette méthode, le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps même pour des structures simples [39].

#### IV.4.3.1 Résultats d'analyse pas-à-pas

L'application aux structures en bâtiments à trois, cinq et à sept niveaux de plusieurs niveaux d'accélération en utilisant un calcul en éléments finis par le logiciel SAP2000, permet de déterminer les efforts tranchants, les déplacements latéraux maximums à chaque niveau.



**Figure 4.37:** Déplacement du toit et l'effort tranchant à la base, structure à cinq niveaux, direction longitudinale, séisme El centro

(a) déplacement au sommet

(b) effort tranchant à la base

Ensuite, on possède à une comparaison en termes de déplacements latéraux maximums, déplacements relatifs et efforts tranchants à chaque niveau entre la méthode N2 et la méthode temporelle non-linéaire dont le but de voir l'impact des séismes sur la réponse des structures dimensionnées par le règlement algérien et de prendre une bonne vision sur notre choix concernant l'utilisation de la méthode N2 pour l'évaluation de la capacité de résistance.



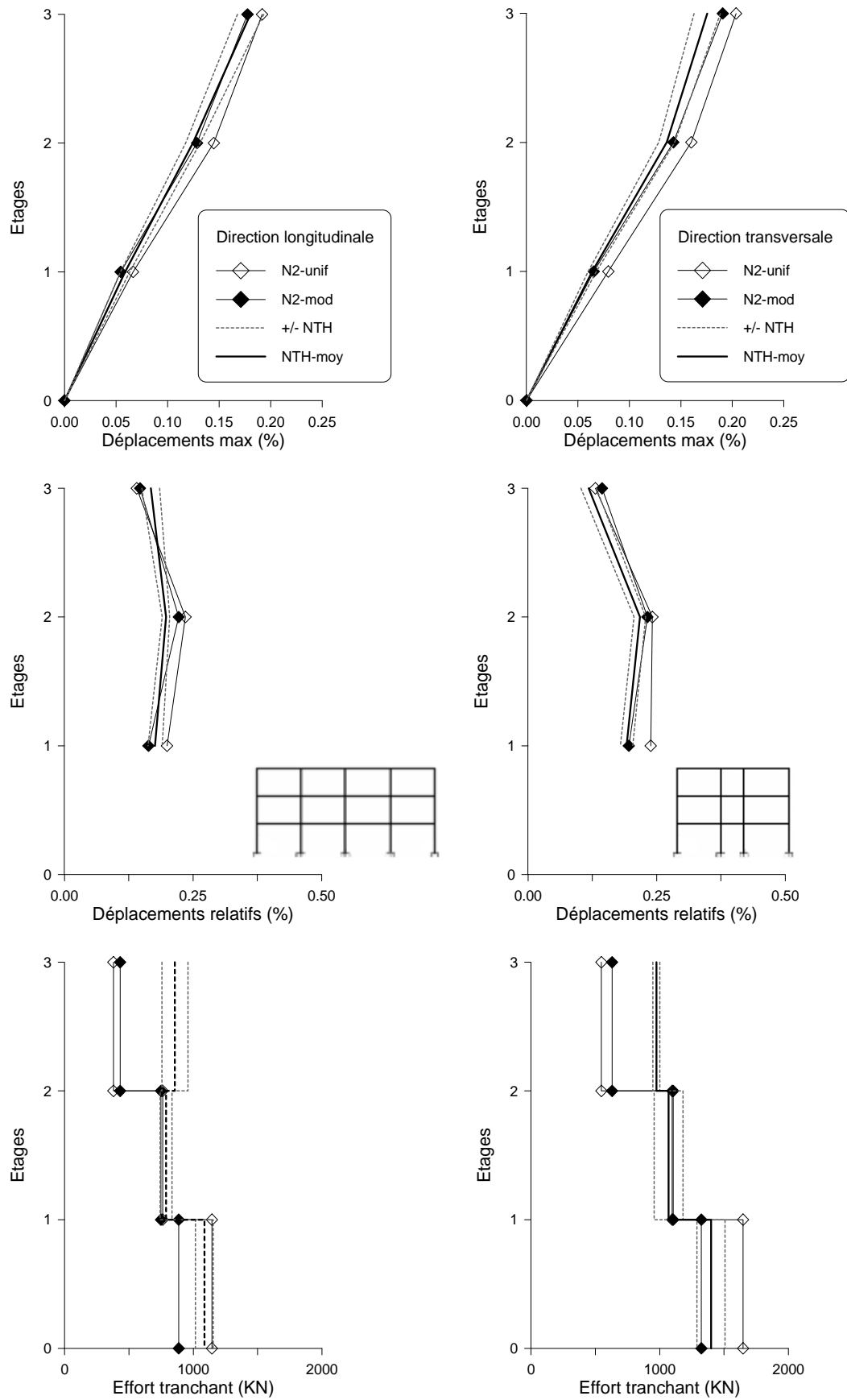


Figure 4.38: Comparaison de la réponse de la structure R+2 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme de Coalinga

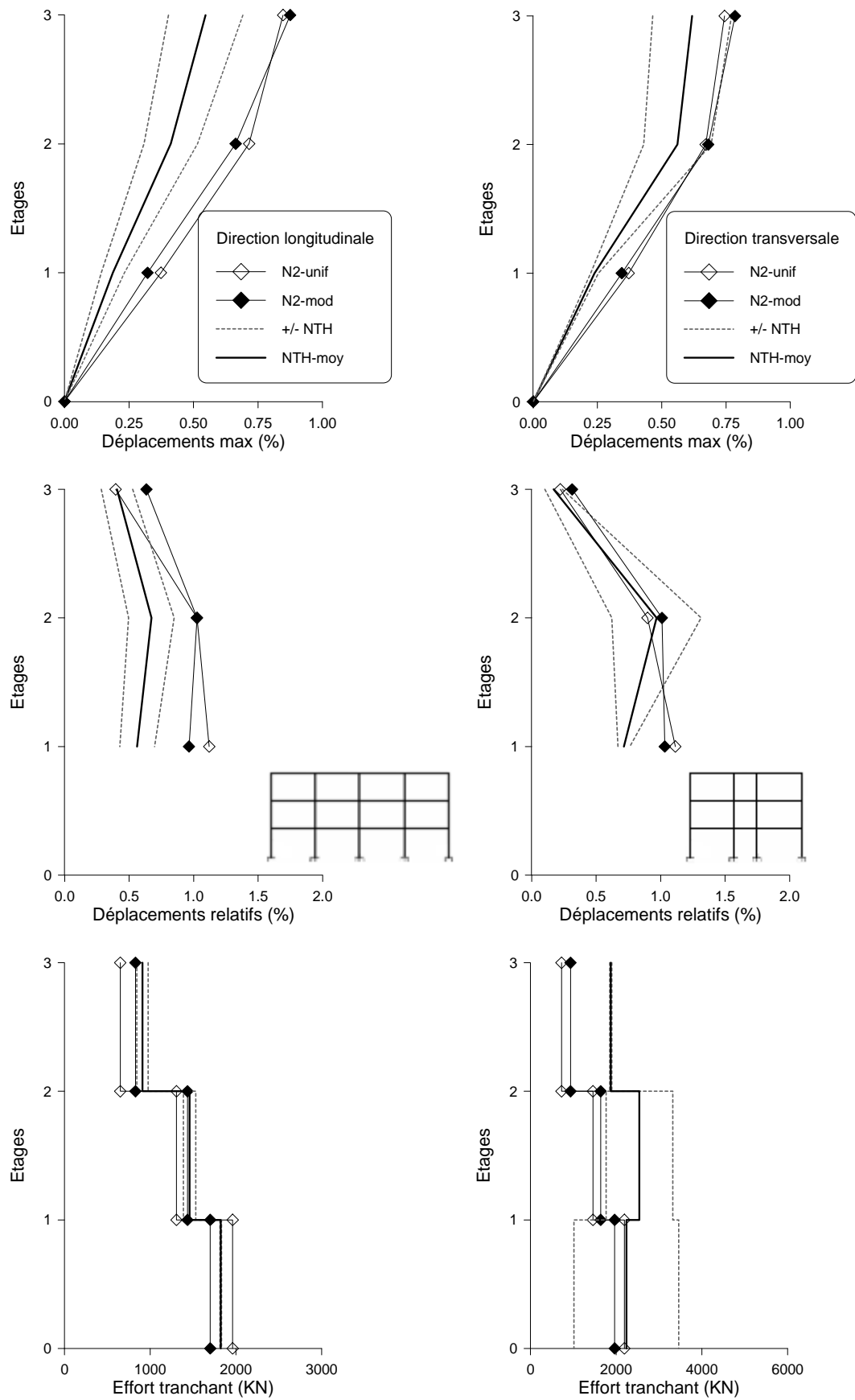


Figure 4.39: Comparaison de la réponse de la structure R+2 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme d'El centro

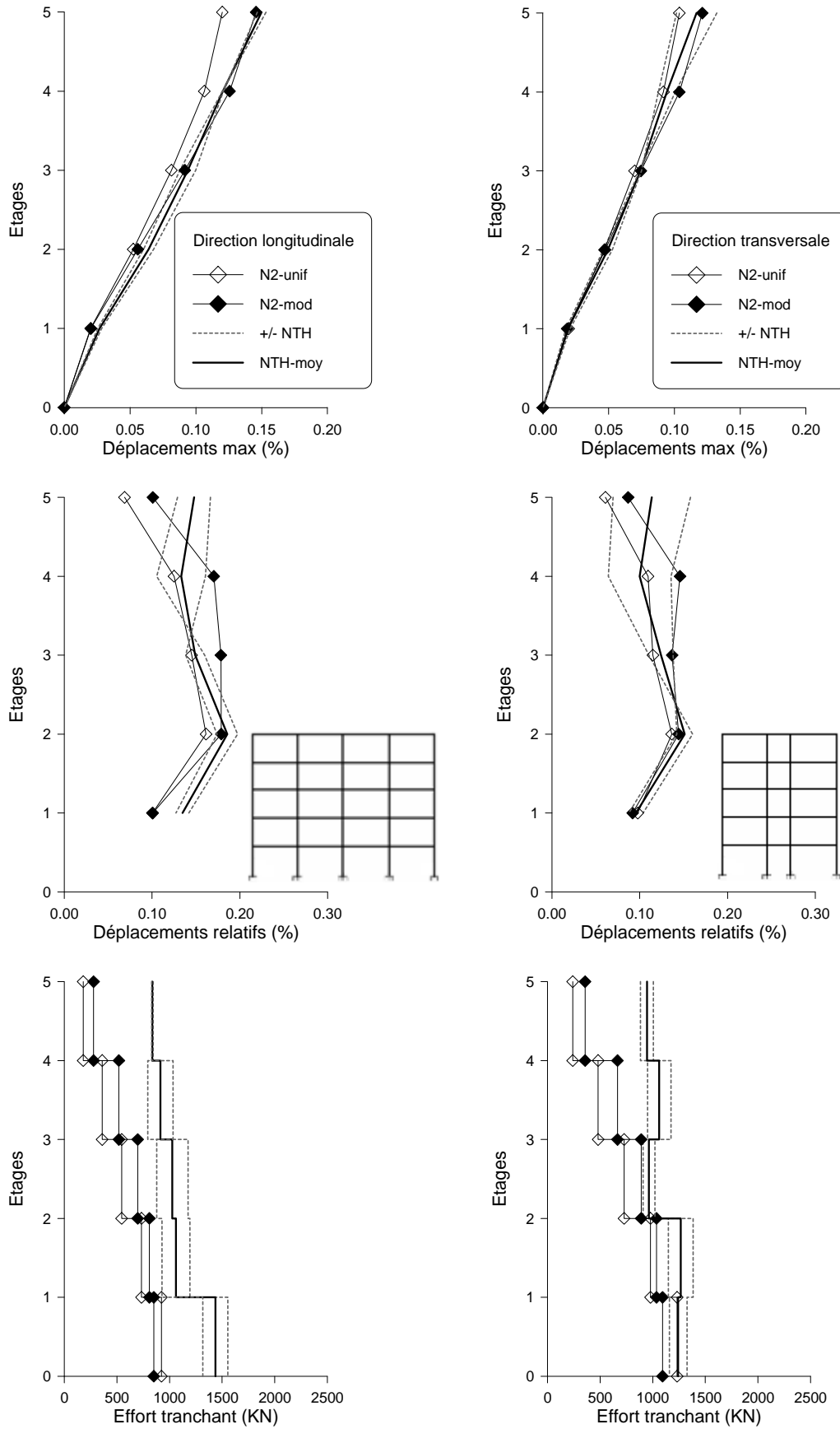


Figure 4.40: Comparaison de la réponse de la structure R+4 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme de Coalinga

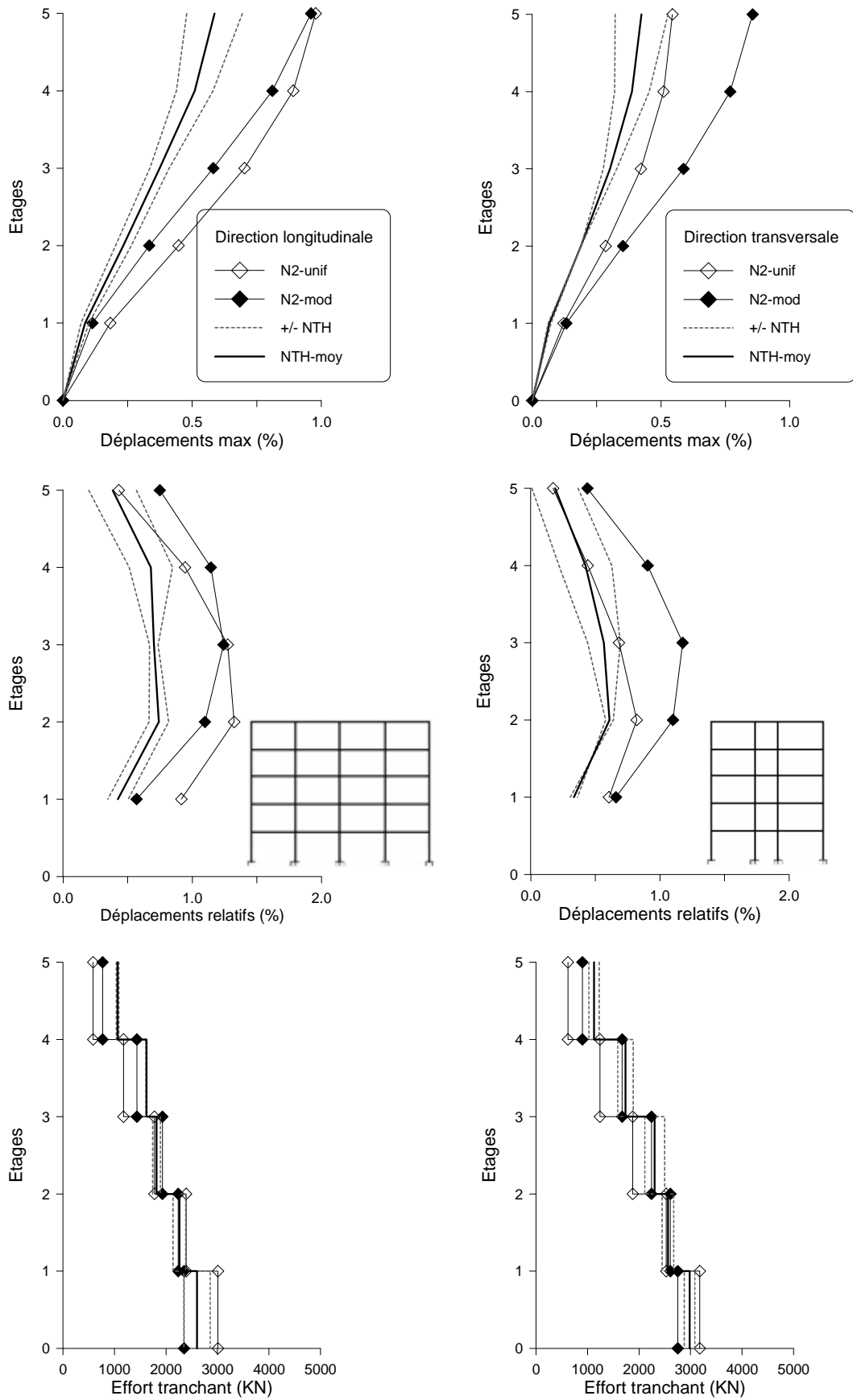


Figure 4.41: Comparaison de la réponse de la structure R+4 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme d'El centro

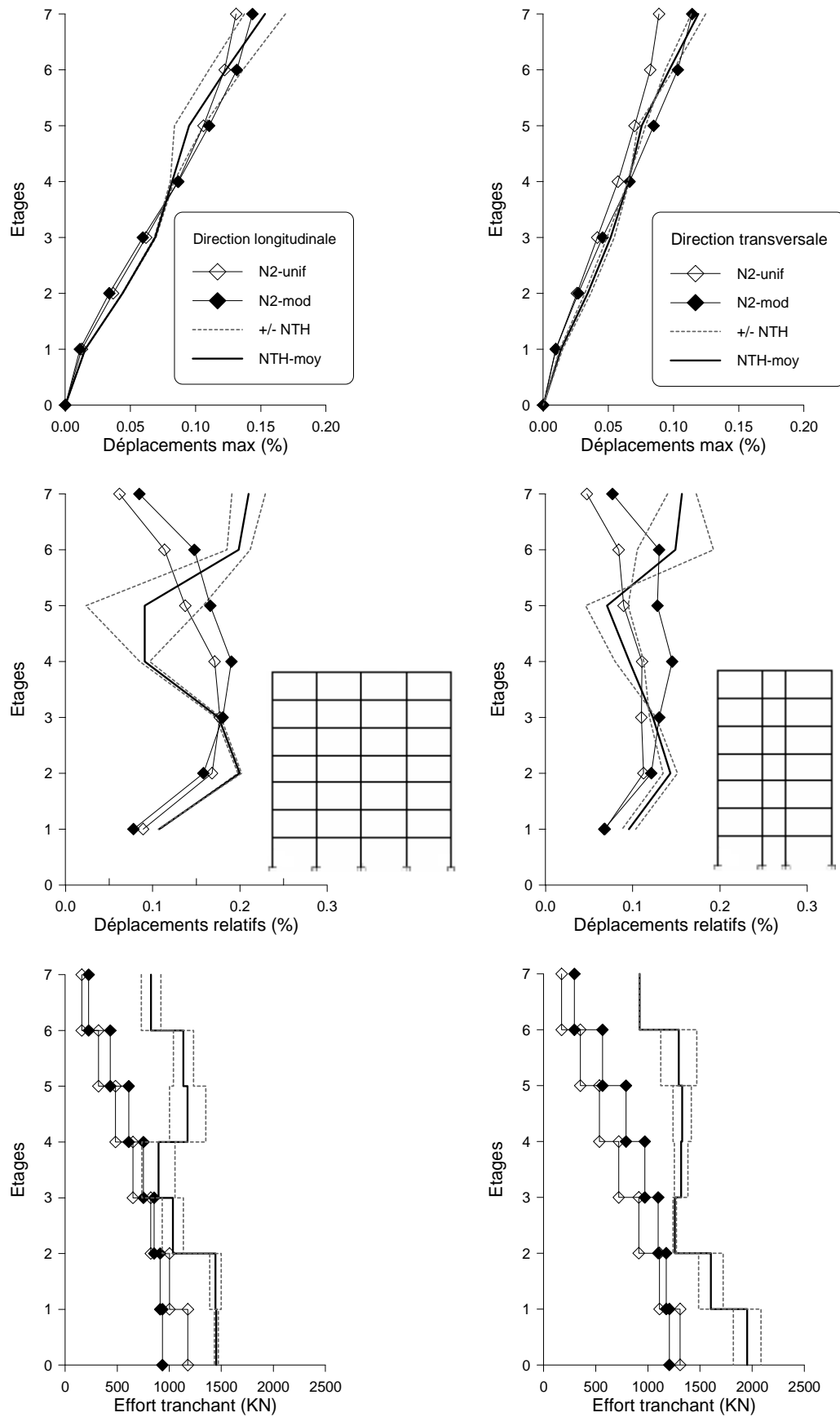


Figure 4.42: Comparaison de la réponse de la structure R+6 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme de Coalinga

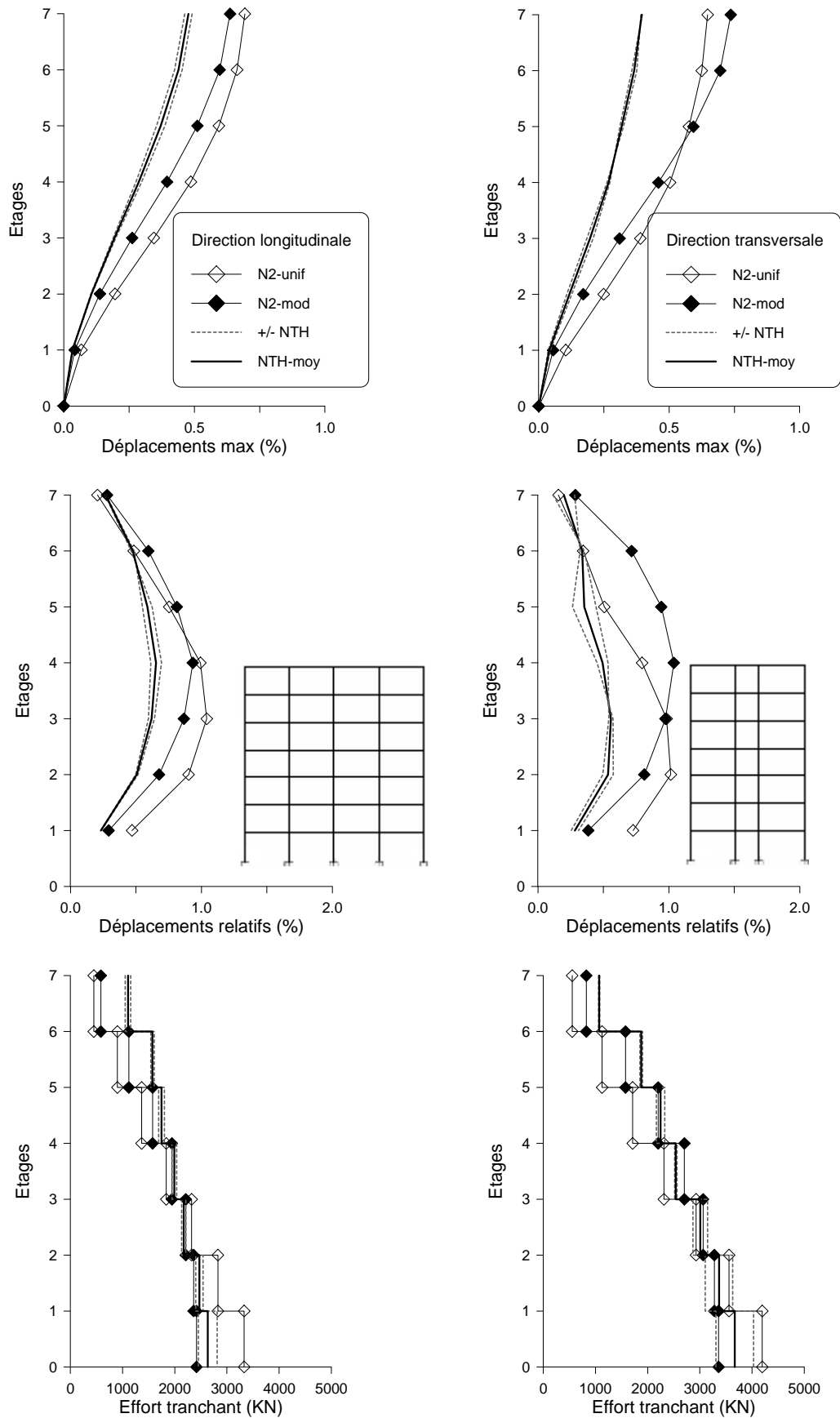


Figure 4.43: Comparaison de la réponse de la structure R+6 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme d'El centro

#### IV.4.3.2 Analyse des résultats et discussion

Les figures (4.38) à (4.43), indiquées ci-dessus, présentent les déplacements horizontaux maximaux d'étages et les déplacements relatifs des différents bâtiments étudiés et les efforts tranchants d'étage, sous l'effet des deux différents types de demande sismique réelle, celui de Coalinga et d'El centro. Dont le but est de comparer les réponses obtenues par la méthode statique non-linéaire N2 avec les résultats d'analyse temporelle non-linéaire, les différents résultats sont également indiqués et des constatations sont tirées:

##### a) Sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga

###### • Bâtiment à trois niveaux

– D'après la figure (4.38), les déplacements latéraux maximaux obtenus lors d'analyse statique non-linéaire ( $0.20\%H$ ) sont légèrement élevés par rapport aux déplacements calculés par la méthode temporelle non-linéaire ( $0.18\%H$ ), surtout dans la direction transversale.

– La comparaison en termes de déplacement relatif, montre que la valeur maximale est de  $0.23\%$  de la hauteur d'étage, dans la direction longitudinale, où elle est légèrement élevée à celle calculée par l'analyse temporelle non-linéaire ( $0.20\%h_e$ ) sous l'effet de même séisme.

– Les valeurs des efforts tranchants évaluées par la méthode N2 utilisant les deux différentes distributions ; uniforme et modale sont presque identiques à celles calculées par la méthode temporelle non-linéaire à la base de la structure et deviennent moins estimées au niveau l'étage le plus haut (3<sup>ème</sup> niveau).

###### • Bâtiment à cinq niveaux

– Selon la figure (4.39), les déplacements horizontaux maximaux ( $0.145\%H$ ) obtenus lors d'analyse statique non-linéaire N2 sous la demande sismique celui de Coalinga sont très proches aux valeurs des déplacements maximaux ( $0.15\%H$ ) calculées par la méthode temporelle non-linéaire surtout au niveau des étages du haut, dans les deux principales directions.

– Le déplacement relatif atteint une valeur maximale de  $0.17\%$  de la hauteur d'étage, obtenu par la méthode N2 utilisant les deux différentes distributions des chargements latéraux et il présente une allure de déformation différente à celle obtenue par l'analyse temporelle non-linéaire sous la même demande sismique qui résulte aussi un déplacement relatif ( $0.20\%h_e$ ) moins élevé au niveau des étages inférieurs (3<sup>ème</sup> niveau), dans les deux sens de la structure.

– Les valeurs des efforts tranchants d'étage évaluées par la méthode N2 utilisant la distribution modale sont inférieures sur le long de la structure et peuvent considérer les plus proches à celles calculées par la méthode temporelle non-linéaire. Par contre, les valeurs évaluées par la première

méthode utilisant la distribution uniforme sont les plus faibles au niveau des étages du milieu et du haut (3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> niveau).

- **Bâtiment à sept niveaux**

- Par ailleurs, les déplacements horizontaux maximaux (0.14%*H*) obtenus lors d'analyse statique non-linéaire N2 sous la demande sismique celui de Coalinga sont proches aux déplacements maximaux (0.17%*H*) calculés par l'autre méthode sur le long du bâtiment, mais les allures de la déformation ne sont pas identiques (figure 4.42).

- L'allure de déplacement relatif qui atteint une valeur maximale de 0.19% de la hauteur d'étage (4<sup>ème</sup> niveau), obtenu par la méthode N2 utilisant les deux différentes distributions de chargements latéraux, ne suit pas l'allure de déformation obtenue par l'analyse temporelle non-linéaire sous la même demande sismique celui de Coalinga qui présente des déplacements relatifs moins importants au niveau des étages du milieu (4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> niveau).

- Les valeurs des efforts tranchants d'étage évaluées par la méthode N2 sont inférieures sur le long du bâtiment à celles calculées par la méthode temporelle non-linéaire, et que ces valeurs obtenues par la méthode N2 en utilisant la courbe de capacité résultant de la distribution modale restent les plus proches à celles calculées par la méthode dynamique.

- b) Sous l'effet d'accélérogramme d'El centro**

- **Bâtiment à trois niveaux**

- La figure (4.39) montre que les déplacements latéraux maximaux obtenus lors d'analyse statique non-linéaire N2 (0.88%*H*), utilisant les deux différentes distributions dans la direction longitudinale de la structure à trois niveaux, sont très élevés à ceux calculés par la méthode temporelle non-linéaire (0.70%*H*), par contre, dans l'autre direction on constate que ces déplacements sont aussi acceptables (<2%*H*).

- La comparaison en termes de déplacement relatif montre que ce dernier atteint une valeur maximale de 1.1% de la hauteur d'étage dans la direction longitudinale (1<sup>er</sup> niveau) qui présente une surestimation par rapport au déplacement relatif calculé par l'analyse temporelle non-linéaire (0.85%*h<sub>e</sub>*) sous la même demande sismique. Ainsi que les valeurs obtenues par la première méthode sont presque identiques aux valeurs calculées par l'autre méthode au niveau des étages supérieurs (2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau) dans la direction transversale.

- Les valeurs des efforts tranchants évaluées par la méthode N2 sont identiques à celles calculées par la méthode temporelle non-linéaire dans le sens longitudinal avec une sous-estimation dans les étages supérieurs (2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau) dans de l'autre direction.



- **Bâtiment à cinq niveaux**

- Pour le déplacement latéral maximal obtenu au sommet de la structure lors d'analyse statique non-linéaire N2 ( $0.98\%H$ ), indiqué sur la figure (4.41), utilisant les deux différentes distributions dans la direction longitudinale, est supérieur à celui calculé par la méthode temporelle non-linéaire ( $0.69\%H$ ) sous la demande sismique celui de El centro, par contre, dans l'autre direction, le déplacement obtenu par la méthode N2 utilisant la distribution uniforme ( $0.54\%H$ ) est légèrement élevés ( $0.52\%H$ ).

- La comparaison en termes de déplacement relatif montre que ce dernier atteint une valeur maximale de 1.32% de la hauteur d'étage dans la direction longitudinale qui présente une surestimation par rapport au déplacement relatif calculé par l'analyse temporelle non-linéaire ( $0.84\%h_e$ ) sous la même demande sismique. D'autre part, le déplacement relatif obtenu par la première méthode utilisant la distribution uniforme ( $0.82\%h_e$ ) est presque identique au déplacement relatif calculé par l'autre méthode ( $0.69\%h_e$ ) au niveau des étages supérieurs dans la direction transversale.

- Les valeurs des efforts tranchants évaluées par la méthode N2 utilisant les deux différentes distributions uniforme et modale sont proches à celles calculées par la méthode temporelle non-linéaire dans les deux directions principales.

- **Bâtiment à sept niveaux**

- Selon la figure (4.43), les déplacements latéraux maximaux obtenus lors d'analyse statique non-linéaire N2 ( $0.69\%H$ ), utilisant les deux différentes distributions dans la direction longitudinale, est supérieur à celui calculé par la méthode temporelle non-linéaire ( $0.49\%H$ ) sous la demande sismique celui de El centro, par contre, dans l'autre direction on constate que les déplacements obtenus par la méthode N2 ( $0.74\%H$ ) sont aussi élevés ( $0.39\%H$ ).

- La comparaison en termes de déplacement relatif montre que ce dernier atteint une valeur maximale de 1.05% de la hauteur d'étage dans la direction longitudinale qui présente une surestimation par rapport au déplacement relatif calculé par l'analyse temporelle non-linéaire ( $0.69\%h_e$ ) sous la même demande sismique. Le déplacement relatif obtenu par la première méthode ( $1.04\%h_e$ ) est aussi supérieur à celui calculé par l'autre méthode ( $0.57\%h_e$ ) dans la direction transversale.

- Les valeurs des efforts tranchants évaluées par la méthode N2 utilisant les deux différentes distributions ; uniforme et modale, sont aussi proches à celles calculées par la méthode temporelle non-linéaire dans les deux directions principales.

#### IV.4. 4 Conclusion

Dans ce cas d'études, il en découle les remarques suivantes :

1. Les périodes évaluées par la méthode N2, sous l'effet d'accélérogramme d'un séisme proche et l'autre lointain, ne répondent plus à la prescription du règlement algérien avec des surestimations inacceptables ( $> 1.3T_{RPA}$ ).
2. La comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes non-linéaires met en évidence quelques écarts significatifs, en considérant comme résultats de référence ceux de la méthode temporelle non-linéaire, il apparaît que la méthode statique non-linéaire N2, donne des valeurs assez proches et surestimées souvent en terme de déplacement latéraux maximaux et de déplacements relatifs et conduit donc au sens de la sécurité à une meilleure estimation de la demande et la capacité de résistance aux actions sismiques.
3. Les structures étudiées, sous l'effet des deux accélérogrammes, présentent des déplacements latéraux jugés importants, où elles montrent des réponses importantes sous l'accélérogramme d'El centro, bien que sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga elles donnent des déplacements latéraux très faibles pour les trois structures. Cela est logique, généralement rapporté au type d'enregistrement des l'accélérogrammes, notamment la durée de la forte réponse, cette durée est affectée en premier lieu par la distance épacentrale, ainsi que les conditions de site.
4. Concernant le critère en effort tranchant, les structures sont subies des efforts sismiques acceptables évaluées par les deux méthodes non-linéaires sous l'effet d'accélérogramme d'El centro, par contre, sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga elles présentent des efforts sismiques incompatibles sur le long des trois bâtiments, rapportés au type de séisme.
5. L'analyse temporelle non-linéaire de ces structures sous l'accélérogramme de Coalinga bien que leur réponse était considérée faible selon cette étude, il montre l'incompatibilité de la méthode statique non-linéaire N2 vis-à-vis de l'apparition des modes élevés illustrés par les allures de déformations relatifs ce qui fait appel aux autres méthodes tel que l'analyse pushover modale.
6. La méthode N2 montre que la limite des nombres de niveaux des structures contreventées par des portiques autostables en béton armé implantées en zone sismique majeur (de trois niveaux en zone III) est très exagérée.

## CONCLUSION GENERALE

Le travail effectué dans ce mémoire a deux objectifs principaux : (1) évaluation de la performance sismique des structures de bâtiments contreventés par des portiques autostables en béton armé dimensionnés selon les prescriptions du règlement algérien le RPA99 version 2003, en utilisant la méthode statique non-linéaire qui est basée sur la méthode N2, (2) amélioration de nos connaissances sur le comportement non-linéaire par l'utilisation des demandes sismiques réelles.

Dans ce contexte, différentes méthodes d'analyses ont été sélectionnées à partir d'une étude bibliographique permettant d'éclairer notre choix pour l'évaluation de la capacité et la demande de résistance en termes de déplacements cibles et efforts tranchants à la base des bâtiments à trois, cinq et à sept niveaux. Parmi les objectifs visés par cette étude :

1. Etude de l'influence de la forme de distribution des charges latérales selon la hauteur sur la courbe de capacité, recommandée par les codes et à comparer à celle donnée par le règlement algérien, En utilisant au moins cinq formes de distribution uniforme, triangulaire, adaptative, modale et SRSS.
2. D'évaluer la performance du règlement RPA99 version 2003 pour les structures en béton armé de bâtiments autostables vis-à-vis de la méthode statique non-linéaire, par une comparaison de la réponse obtenue par la méthode statique équivalente avec celle obtenue par la méthode statique non-linéaire.
3. Une étude complémentaire sur l'impact des séismes proches et lointains sur les mêmes structures pour évaluer leurs capacités sismiques et leurs comportements inélastiques. Deux types de séismes, celui de Coalinga et d'El centro.

L'outil numérique employé dans cette étude est simple et facile d'utilisation. En l'occurrence le logiciel informatique SAP2000 permettant la modélisation en éléments finis des structures qui conduit à l'obtention de la courbe de capacité. L'interface graphique de la méthode statique non-linéaire N2 est programmé sur feuille d'Excel permet d'évaluer le déplacement maximal où plusieurs itérations s'avèrent nécessaires.

A la suite de cette étude, il nous semble utile de rappeler quelques conclusions importantes obtenues au cours de ce travail :

- **Influence de la forme du chargement latéral sur la courbe de capacité**

L'analyse des courbes de capacité (pushover) montre clairement l'influence de la forme de chargement qui affecte considérablement la rigidité et la résistance des structures des bâtiments autostables en béton armé. La sélection du mode de chargement étant une étape très importante dans l'analyse pushover qui grâce à plusieurs observations sont mises en évidence durant cette étude :

1. Lorsque la distribution des charges latérales est uniforme la capacité en termes de cisaillement est supérieure (surestimée) par contre elle est inférieure en termes de déplacement.
2. La distribution des charges latérales uniforme et modale conduisent à détermination des courbes de capacité constituant une enveloppe (limite supérieure et inférieure) celles qui à travers les quelles la distribution des forces d'inertie peuvent exprimer.
3. Les courbes de capacité obtenues à partir des distributions de charges latérales triangulaire, adaptative et SRSS sont proches de celle de la distribution des charges modale.
4. La majorité des rotules plastiques sont de types modérés (de type B, IO et LS) ne présentant pas des dommages graves (réparables). La limite d'analyse pushover au-delà de la quelle y aura des dommages graves est fixée par la valeur de 2% de la hauteur totale du bâtiment.
5. Lorsque la distribution des charges latérales est uniforme, la formation des rotules plastiques de type E (ruine) se localise aux niveaux des fondations.

À travers ces observations, il en découle que la distribution du chargement triangulaire peut être utilisé dans le cas de la méthode N2, car il est plus proches du chargement modale.

- **Evaluation de la performance sismique des structures autostables en béton armé**

Une analyse basée sur les notions de performance et capacité a été menée selon des règles de combinaison appropriées entre la demande sismique et la capacité pour obtenir la valeur maximale de la réponse des structures étudiées, a permis de dégager les points suivants :

1. La méthode N2 a permis de cerner le comportement sismique des structures d'une manière plus réaliste, pour des bâtiments neufs et existants, elle mène en générale à une appréciation de la sécurité parasismique plus favorable.
2. Le déplacement calculé par la méthode statique non-linéaire N2 est supérieur à celui calculé par la méthode statique équivalente. Due cette différence est principalement à la présence des non-linéarités de la structure ( $d_{N2} / d_{MSE} \geq 1.2$ ).

3. Le déplacement relatif calculé par la méthode statique non-linéaire N2 demeure supérieur sur le long de la structure à celui calculé par la méthode statique équivalente ( $\delta_{N2} / \delta_{MSE} \geq 1.25$ ).
4. Sous des demandes sismiques modérées (spectre du RPA99 version 2003), la méthode N2 montre que les structures auto-stable en béton armé développent des résistances suffisantes et présentent des dommages limités (réparables) ( $V_{N2} / V_{MSE} \geq 1.2$ ).
5. La performance sismique de ces structures, en utilisant au moins deux formes de distribution, conduit à une comparaison plus réaliste avec la méthode statique équivalente.
6. Les valeurs importantes des demandes en ductilité ne présentent pas l'état de performance des structures, en les comparant avec les valeurs des capacités de ductilité. Où la structure à trois niveaux ne subit pas une faiblesse importante malgré qu'elle présente une demande en ductilité dans le sens longitudinal supérieure à celle présentée par la structure à sept niveaux. Cette dernière présente un niveau de faiblesse remarquable par les dommages obtenus aux niveaux les éléments structuraux (en nombre considérable des plastifications de type IO).
7. Malgré les valeurs limites des demandes en ductilité ne figurent pas dans les règlements parasismiques (Eurocode8, ATC40, RPA99/2003), le code de la nouvelle Zélande limite ce coefficient à une valeur égale à 3 pour une conception rationnelle des bâtiments autostables en béton armé. Il faut noter que les valeurs décroissantes des demandes en ductilité de déplacement évaluées pour les bâtiments à trois, cinq et à sept niveaux, qui expriment son pénétration dans le domaine plastique, atteints des valeurs acceptables ( $\mu_{max} = 2.47 < 3$ ).

- **Impact des séismes proches et lointains sur la capacité de résistance des structures contreventées par des portiques autostables en béton armé**

Dans ce cas d'études, il en découle les remarques suivantes :

1. Les périodes évaluées par la méthode N2, sous l'effet d'accélérogramme d'un séisme proche et l'autre lointain, ne répondent plus à la prescription du règlement algérien avec des surestimations inacceptables ( $> 1.3T_{RPA}$ ).
2. La comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes non-linéaires met en évidence quelque écarts significatifs, en considérant comme résultats de référence ceux de la méthode temporelle non-linéaire, il apparaît que la méthode statique non-linéaire N2, donne des valeurs assez proches et surestimées souvent en terme de déplacement latéraux maximaux et de déplacements relatifs et conduit donc au sens de la sécurité à une meilleure estimation de la demande et la capacité de résistance aux actions sismiques.

3. Les structures étudiées, sous l'effet des deux accélérogrammes, présentent des déplacements latéraux jugés importants, où elles montrent des réponses importantes sous l'accélérogramme d'El-centro, bien que sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga elles donnent des déplacements latéraux très faibles pour les trois structures. Cela est logique, généralement rapporté au type d'enregistrement des l'accélérogrammes, notamment la durée de la forte réponse, cette durée est affectée en premier lieu par la distance épacentrale, ainsi que les conditions de site.

4. Concernant le critère en effort tranchant, les structures sont subies des efforts sismiques acceptables évaluées par les deux méthodes non-linéaires sous l'effet d'accélérogramme d'El-centro, par contre, sous l'effet d'accélérogramme de Coalinga elles présentent des efforts sismiques incompatibles sur le long des trois bâtiments, rapportés au type de séisme.

5. L'analyse temporelle non-linéaire de ces structures sous l'accélérogramme de Coalinga bien que leur réponse était considérée faible selon cette étude, il montre l'incompatibilité de la méthode statique non-linéaire N2 vis-à-vis de l'apparition des modes élevés illustrés par les allures de déformations relatifs ce qui fait appel aux autres méthodes tel que l'analyse pushover modale.

6. La méthode N2 montre que la limite des nombres de niveaux des structures contreventées par des portiques autostables en béton armé implantées en zone sismique majeur (de trois niveaux en zone III) est très exagérée.

## **RECOMMANDATIONS**

- Elargir l'étude du spectre élastique du règlement algérien en introduisant les effets d'impulsion caractérisant le séisme proche pour le dimensionnement des structures en béton armé.

- Le règlement Algérien doit introduire dans ces prescriptions une approche de dimensionnement en déplacement (méthode N2) avec un mécanisme de ruine spécifié (loi moment-rotation).

- Le nombre des niveaux des structures autostables en béton armé limités par le règlement algérien est très exagéré, il faut le réviser. La méthode statique non-linéaire N2, malgré sa surestimation dans l'appréciation parasismique, montre que les structures considérées neuves développent des résistances suffisantes.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SERMİN OĞUZ. 2005. "**Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures**". *Thèse Master, middle east technical university, turquie.*
- [2] Djebbar, N. 2006. "**Contribution à l'Etude de la Performan Parasismique des Eléments Linéaires en Béton**". *Thèse doctorat, universite mentouri constantine.*
- [3] Bourahla, N. 1992. "**Généralités sur l'analyse dynamique non-linéaire**". *Séminaire de dynamique des structures. CGS.*
- [4] Lestuzzi, P & Badoux, M. 2008. "**Génie parasismique ; conception et dimensionnement des bâtiments**". *Presses Polytechniques Romandes*
- [5] Paulay, T. & Priestley, M. 1992. "**Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings**". *A Wiley Interscience Publication, New York.*
- [6] Plumier A & DEGEE H. 2009. "**Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode8**". *Université de liege- Eddition.*
- [7] EC8, ENV 1998-1-3, Eurocode 8. 1998. "**Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments**". *Comité Européen de normalisation.*
- [8] DTR B C 2 48. 2003. "**Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003**". *Centre de Rechreche Appliquee en Génie Parasismique, Alger.*
- [9] Priestley, M. & Calvi, G. & Kowalsky, M. 2007. "**Displacement based seismic design of structures**". *IUSS PRESS, Pavia, Italy.*
- [10] Ciutina Liviu Adrian. 2003. "**Assemblages et Comportement sismique de portiques en Acier et Mixte Acier-Béton; Expérimentation et Simulation Numérique**". *Thèse doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes.*
- [11] NAZE Pierre-Alain. 2004. "**Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques**". *Thèse doctorat, Ecole doctorale MEGA, école centrale LYON.*
- [12] Davidovici, V. 2003. "**Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003, Rapport préliminaire**". *Dynamique concept, Code APE 741 G.*
- [13] Mario Galli. 2006. "**evaluation of the seismic response of existing r.c. frame buildings with masonry infills**". *Thèse Master, ROSE SCHOOL, Espagne.*
- [14] Boyan, M. 2006. "**analysis of code procedures for seismic assessment of existing buildings: italian seismic code, ec8, atc-40, fema356, fema440**". *an individual study submitted in partial fulfillment of the requirements for the phd degree in earthquake engineering roseschool*
- [15] FEMA 274. 1997. "**NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273, NEHRP guidelines for the Seismic rehabilitation of buildings**". *Washington, D.C. ; Federal Emergency Management Agency.*
- [16] FEMA 356. 2000. "**Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings**". *Washington, D.C.; Federal Emergency Management Agency.*



- 
- [17] FEMA 440. 2004. "**Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (Repport ATC and FEMA)**". *Applied Technology Council (ATC-55 project) and Federal Emergency Management Agency*.
- [18] Freeman, S.A. 1998. "**The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design, 11th European Conference on Earthquake Engineering**". *Paris, A.A.Balkema, Rotterdam*.
- [19] ATC 40. 1996. "**Seismic evaluation and retrofit of buildings**", *Redwood city: Applied Technologies Council*.
- [20] 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*.
- [21] Fajfar, P. 1999. "**Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics**". *Earthquake engineering and structural dynamics*, 28: 979-993.
- [22] Fajfar, P. & Gaspersic, P. 1996. "**The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics**". *Earthquake engineering and structural dynamics*, 25: 31-46.
- [23] Fajfar, P. 2000. "**A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra**". *Earthquake spectra*, 16(3): 573-592.
- [24] Fajfar, P. 2007. "**seismic assessment of structures by a practice oriented method**". A. Ibrahimbegovic and I. Kozar (eds.), *Extreme Man-Made and Natural Hazards in Dynamics of Structures*, 257-284.
- [25] Chopra, A.K. & Goel, R.K. 1999. "**Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems**", *rapport PEER-1999/02. Berkeley; Pacific Earthquake Engineering Research Center, université de Berkeley*.
- [26] Chopra, A.K. & Goel, R.K. 1999. "**A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation**". *rapport PEER-2001/03. Berkeley; université de Berkeley*.
- [27] KRAWINKLER, H & SENEVIRATNA, G.D.P.K. 1998. "**Pros and cons analysis of seismic evaluation**". *Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 452-464*.
- [28] Mwafy, A.M & Elnashai, A.S. 2001. "**Static pushover versus dynamic collapse of RC buildings**". *Engineering Structures* 23, 407-424.
- [29] Moghadam, A.S. & Tso, W.K. 2000. "**3-D Pushover Analysis for Damage Assessment of Buildings**". *JSEE: Summer 2000, Vol. 2*.
- [30] Elnashai, AS. 2001. "**Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications**". *Structural Engineering and mechanics, vol.12, No .1*.
- [31] CSI (Computer and Structures Inc). 2010. **ETABS v9.5 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures**. *CSI, Berkeley*.
- [32] Bourada, S & Adjili, H. 2008. "**Conception et étude d'une tour R+10 à contreventement mixte**". *Projet de fin étude, université de CHLEF*.
- [33] Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992, février 2000). "**Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la**
-



- méthode des états limites**", (*Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé*) + *amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8)*
- [34] Brahim, E. & Djelloul, H 2007. "**Calcul et dimensionnement des systèmes de contreventement des structures en béton armé**". *Projet de fin étude, université de BLIDA.*
- [35] Kadid, A. 2006. "**Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé**". *projet de recherche, code : J0501 / 04 / 01 / 04. Université de Batna.*
- [36] CSI (Computer and Structures Inc). 1999. **Web tutorial1-quick pushover analysis tutorial.** *Inc.Berkeley, California.*
- [37] CSI (Computer and Structures Inc). 1999. **Web tutorial2-quick pushover analysis tutorial.** *Inc.Berkeley, California.*
- [38] CSI (Computer and Structures Inc). 2008. **SAP2000 v10 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures.** *CSI, Berkeley.*
- [39] HEMSAS Miloud. 2010. "**Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique**". *Thèse doctorat, université BORDEAUX I.*
- [40] BERTRAND, E & MOUROUX, P. 2003. "**LE SEISME**". *Le séisme du 21 mai 2003, Algérie. Rapport préliminaire de la mission AFPS, Organisée avec le concours du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR/SDPRM).*
- [41] Djebbar, N. & Djebbar, A. & Chair, A. 2009. "**Procédure de dimensionnement parasismique pour portiques réguliers en béton arme**". *1st International Conference on sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries. ENSET Oran (Algeria).*
- [42] NZS 4203:1992. 1992. "**General Structural Design and Design Loadings for Buildings**", *Wellington, Standards Association of New Zealand.*
- [43] LOPES, E. 1998. "**Etude de la Vulnérabilité des Structures sous Séismes Proches et Lointains**". *Mémoire de stage réalisé au : DMT/SEMT/EMSI CEA Saclay. Université Pierre et Marie Curie - PARIS VI.*
- [44] PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://peer.berkeley.edu/>

## LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I

Figure 1.1: Méthodes d'analyse élastique et Inélastique	7
Figure 1.2: Modèle élasto-plastique	10
Figure 1.3: Modèle Takeda	11
Figure 1.4: Modèle $\gamma$	11
Figure 1.5: Modèle Q	12
Figure 1.6: Spectre élastique	14
Figure 1.7: Spectre de réponse selon RPA 99 avec $a_g = 0,31g$	16
Photo 1.8: Absence d'armature transversale au nœud. Effondrement dû à cette absence au nœud et dans la zone critique du poteau, Boumerdes (Algérie) en 2003	17
Photo 1.9: Destruction par cisaillement du poteau court Boumerdes (Algérie) en 2003	18
Photo 1.10: Comportement aléatoire des bâtiments lors du séisme Boumerdes (Algérie) en 2003	18
Photo 1.11: Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé (parking) lors du séisme de Northridge (Etats-Unis) en 1994	18
Photo 1.12: Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé lors du séisme d'Izmit (Turque) en 2002	19
Figure 1.13: Courbe chargements – déplacements	20
Figure 1.14: Loi Moment –Rotation simplifiée de l'ATC40	21
Figure 1.15: Loi Moment –Rotation simplifiée	22
Figure 1.16: La portée de cisaillement	22

## CHAPITRE III

Figure 3.1: Configuration et vue en perspective de la structure à trois niveaux	30
Figure 3.2: Configuration et vue en perspective de la structure à cinq niveaux	30
Figure 3.3: Configuration et vue en perspective de la structure à sept niveaux	30
Figure 3.4: Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau	37
Figure 3.5: Comportement d'une section fléchie	37
Figure 3.6: La courbe d'interaction obtenue	40
Figure 3.7: La courbe d'interaction, poteaux 40x40 cm <sup>2</sup>	41
Figure 3.8: La courbe d'interaction, poteaux 50x50 cm <sup>2</sup>	41
Figure 3.9: La courbe d'interaction, poteaux 60x60 cm <sup>2</sup>	41

## CHAPITRE IV

Figure 4.1: Formes de la distribution du chargement latéral dans les deux directions principales	48
Figure 4.2: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction longitudinale de la structure R+2	49
Figure 4.3: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction transversale de la structure R+2	49
Figure 4.4: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction longitudinale de la structure R+4	50
Figure 4.5: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction transversale de la structure R+4	50

Figure 4.6: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction longitudinale de la structure R+6	51
Figure 4.7: Effet de la distribution du chargement latéral dans la direction transversale de la structure R+6	51
Figure 4.8: Courbe de capacité de la structure de bâtiment R+4 dans la direction longitudinale	53
Figure 4.9: Distribution des rotules plastiques suivant la direction longitudinale de la structure R+4	55
Figure 4.10: Courbe de capacité de la structure de bâtiment R+4 dans la direction transversale	55
Figure 4.11: Distribution des rotules plastiques suivant la direction transversale de la structure R+4	57
Figure 4.12: Transformation du spectre élastique ( $S_a - T$ ) au format ( $S_a - S_d$ )	61
Figure 4.13: Détermination du spectre non-linéaire pour différentes ductilités	63
Figure 4.14: Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté	64
Figure 4.15: Détermination de la relation idéalisée force-déplacement élasto-plastique parfaite	65
Figure 4.16: Détermination du déplacement du système équivalent	66
Figure 4.17: Spectre élastique et inélastique avec le spectre de capacité	67
Figure 4.18: Détermination du déplacement du système à plusieurs degrés de liberté	67
Figure 4.19: Spectre élastique; (a) au format ( $S_a - T$ ) (b) au format ( $S_a - S_d$ )	68
Figure 4.20: Courbe de capacité transformée (spectre de capacité)	70
Figure 4.21: Spectre élastique et inélastique	70
Figure 4.22: Détermination du déplacement cible	71
Figure 4.23: Détermination du déplacement cible en direction transversale du bâtiment R+4	72
Figure 4.24: Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction longitudinale du bâtiment à trois niveaux.	74
Figure 4.25: Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction transversale du bâtiment à trois niveaux.	74
Figure 4.26: Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction longitudinale du bâtiment à sept niveaux.	75
Figure 4.27: Détermination du déplacement max et de l'effort tranchant de base selon la direction transversale du bâtiment à sept niveaux.	75
Figure 4.28.a: Localisation des rotules plastiques dans les deux directions, R+2	76
Figure 4.28.b: Localisation des rotules plastiques dans les deux directions, R+4	76
Figure 4.28.c: Localisation des rotules plastiques dans les deux directions, R+6	76
Figure 4.29: Comparaison de la réponse de la structure R+2 obtenue par la méthode statique équivalente et la méthode N2	79
Figure 4.30: Comparaison de la réponse de la structure R+4 obtenue par la méthode statique équivalente et la méthode N2	80
Figure 4.31: Comparaison de la réponse de la structure R+6 obtenue par la méthode statique équivalente et la méthode N2	81
Figure 4.32: Accélérogrammes et spectres de réponse des séismes réels	87
Figure 4.33: Appréciation de la sécurité parasismique, séisme de Coalinga, sens longitudinal	88
Figure 4.34: Appréciation de la sécurité parasismique, séisme de Coalinga, sens transversal	89
Figure 4.35: Appréciation de la sécurité parasismique, séisme d'El centro, sens longitudinal	90
Figure 4.36: Appréciation de la sécurité parasismique, séisme d'El centro, sens transversal	91
Figure 4.37: Déplacement du toit et l'effort tranchant à la base, structure à cinq niveaux, en direction longitudinale, séisme d'El centro	95
Figure 4.38: Comparaison de la réponse de la structure R+2 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme de Coalinga	96
Figure 4.39: Comparaison de la réponse de la structure R+2 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme d'El centro	97

Figure 4.40: Comparaison de la réponse de la structure R+4 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme de Coalinga	98
Figure 4.41: Comparaison de la réponse de la structure R+4 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme d'El centro	99
Figure 4.42: Comparaison de la réponse de la structure R+6 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme de Coalinga	100
Figure 4.43: Comparaison de la réponse de la structure R+6 obtenue par la méthode N2 et temporelle non-linéaire sous séisme d'El centro	101

---

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE III

Tableau 3.1: Caractéristiques dynamiques, structure à trois niveaux	31
Tableau 3.2: Caractéristiques dynamiques, structure à cinq niveaux	31
Tableau 3.3: Caractéristiques dynamiques, structure à sept niveaux	31
Tableau 3.4: Distribution des charges latérales, structure à trois niveaux	33
Tableau 3.5: Distribution des charges latérales, structure à cinq niveaux	33
Tableau 3.6: Distribution des charges latérales, structure à sept niveaux	33
Tableau 3.7: Vérification du déplacement relatif, structure à trois niveaux	34
Tableau 3.8: Vérification du déplacement relatif, structure à cinq niveaux	34
Tableau 3.9: Vérification du déplacement relatif, structure à sept niveaux	34
Tableau 3.10: Stabilité vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ , structure à trois niveaux	35
Tableau 3.11: Stabilité vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ , structure à cinq niveaux	35
Tableau 3.12: Stabilité vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ , structure à sept niveaux	35
Tableau 3.13: Différents sections et leurs ferraillements, structure à trois niveaux	36
Tableau 3.14: Différents sections et leurs ferraillements, structure à cinq niveaux	36
Tableau 3.15: Différents sections et leurs ferraillements, structure à sept niveaux	36
Tableau 3.16: Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction longitudinale de la structure à cinq niveaux	42
Tableau 3.17: Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction transversale de la structure à cinq niveaux	42
Tableau 3.18: Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction longitudinale de la structure à sept niveaux	42
Tableau 3.19: Vérification de la fragilité des nœuds selon la direction transversale de la structure à sept niveaux	42

### CHAPITRE IV

Tableau 4.1: Valeurs du chargement latéral pour structure à trois niveaux	47
Tableau 4.2: Valeurs du chargement latéral pour structure à cinq niveaux	47
Tableau 4.3: Valeurs du chargement latéral pour structure à sept niveaux	47
Tableau 4.4: Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation	69
Tableau 4.5: Calcul du déplacement cible pour le bâtiment R+4 selon la direction longitudinale	71
Tableau 4.6: Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation	72
Tableau 4.7: Calcul du déplacement cible pour le bâtiment R+4 selon la direction transversale	72
Tableau 4.8: Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+2 selon la direction longitudinale	73
Tableau 4.9: Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+2 selon la direction transversale	73
Tableau 4.10: Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+6 selon la direction longitudinal	73
Tableau 4.11: Valeurs des caractéristiques modales et du coefficient de transformation pour le bâtiment R+6 selon la direction transversale	73
Tableau 4.12: Caractéristiques des enregistrements des séismes utilisés	86

## STRUCTURES ET DONNEES (ETABS 9.7.1)

## A.1. Etude dynamique

## a) Structure à trois niveaux

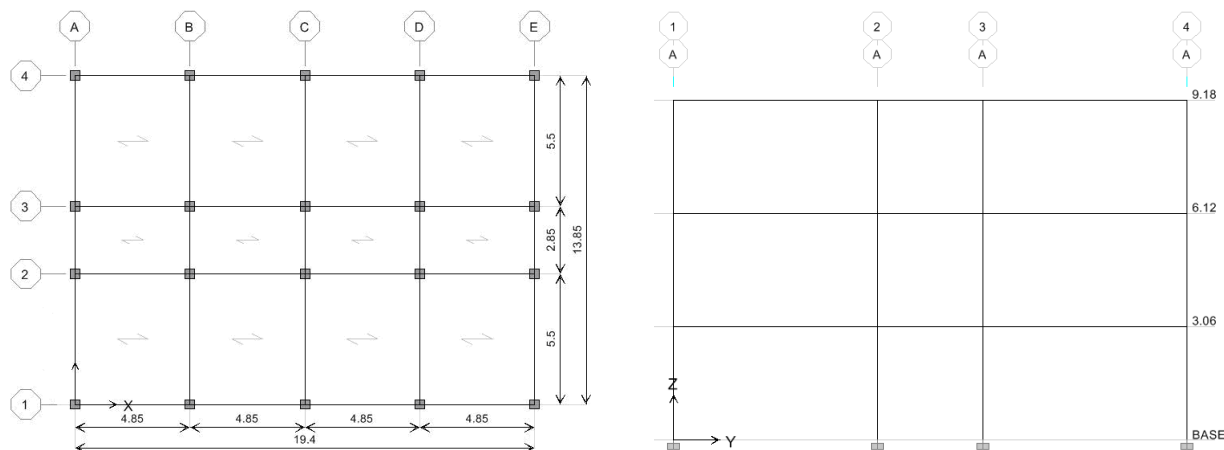


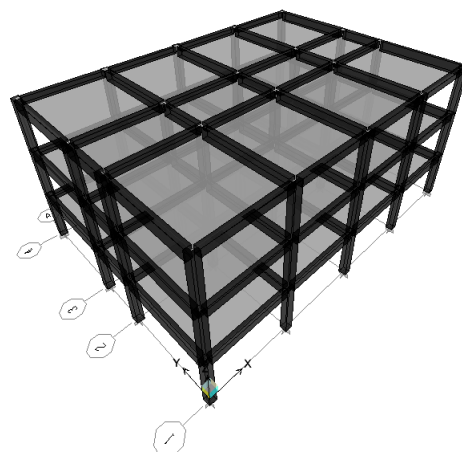
Figure A.1: vues en plans (xy et yz) de la structure à trois niveaux

Tableau A.1: Sections et chargements

Etages	poutres sens x						poteaux		
	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages (appuis)		portiques P1+P4		portiques P2+P3		Sections (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages
		sup.	Inf.	G (KN/m)	Q (KN/m)	G (KN/m)	Q (KN/m)		
3	30x40	3T14	3T14	1.7125				40x40	8T16
2	30x40	3T14+3T12	3T14	7.48				40x40	8T16
1	30x40	3T14+3T12	3T14	7.48				40x40	8T16
Etages	poutres sens y						Nœuds maîtres		
	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages (appuis)		portiques PA+PE		portiques PB+PC+PD		mx-y (t)	Imz
		sup.	Inf.	G (KN/m)	Q (KN/m)	G (KN/m)	Q (KN/m)		
3	30x50	3T16+3T12	3T16	16.75	2.43	30.07	4.85	270.379	17099.655
2	30x50	3T16+3T12	3T16	19.8	3.64	25.22	7.28	271.526	17903.137
1	30x50	3T16+3T12	3T16	19.8	3.64	25.22	7.28	271.526	17903.137

Tableau A.2: Caractéristiques dynamiques

Propriétés modales	Mode	
	1 (x)	2 (y)
période (sec)	0.450	0.377
facteur de la masse modale (%)	85.553	87.0845
la masse effective modale (> 90%) le mode 5	SumUX	SumUY
	96.970	97.527



## b) Structure à cinq niveaux

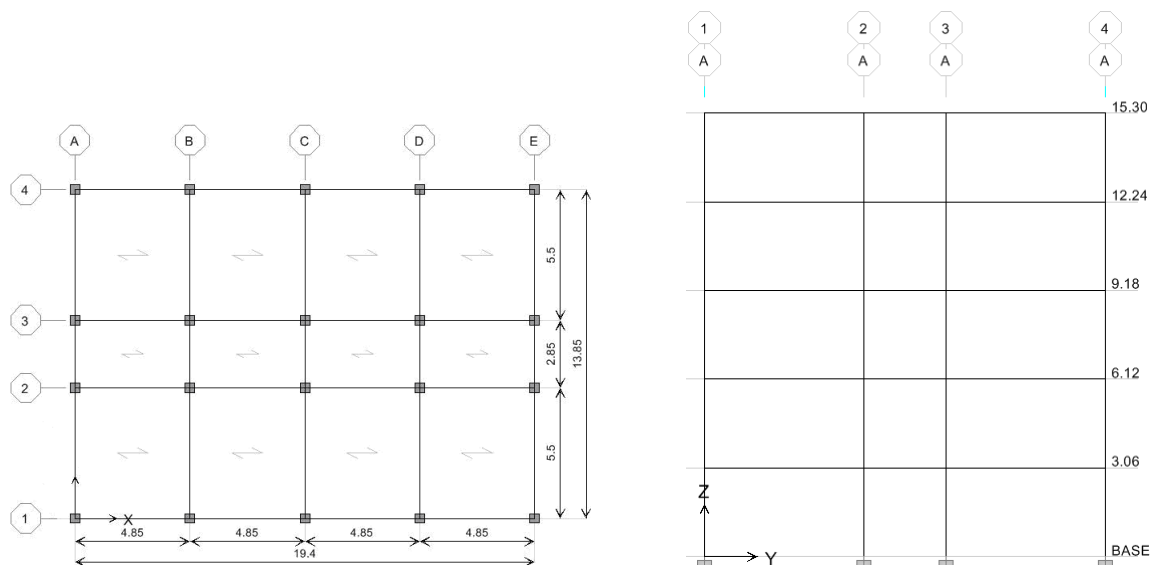


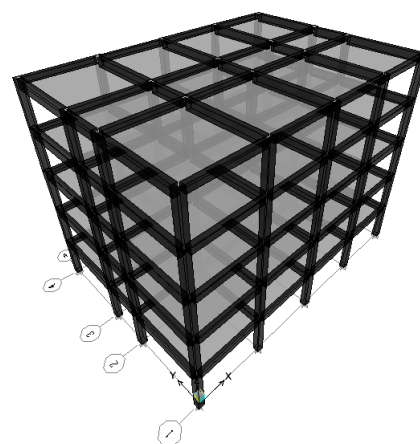
Figure A.2: vues en plans (xy et yz) de la structure à cinq niveaux

Tableau A.3: Sections et chargements

Etages	poutres sens x						poteaux		
	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages (appuis)		portiques P1+P4		portiques P2+P3		Sections (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages
		Sup.	Inf.	G (KN/m)	Q (KN/m)	G (KN/m)	Q (KN/m)		
5	30x40	3T14	3T14	1.7125				40x40	8T16
4	30x40	3T14+3T14	3T14	7.48				40x40	8T20
3	30x40	3T14+5T14	3T14	7.48				50x50	8T20
2	30x40	3T14+5T14	3T14	7.48				50x50	8T20
1	30x40	3T14+3T14	3T14	7.48				50x50	12T20
Etages	poutres sens y							Nœuds maîtres	
	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages (appuis)		portiques PA+PE		portiques PB+PC+PD		mx-y (t)	I <sub>mz</sub>
		Sup.	Inf.	G (KN/m)	Q (KN/m)	G (KN/m)	Q (KN/m)		
5	30x50	3T16+3T14	3T16	16.75	2.43	30.07	4.85	270.380	17099.655
4	30x50	3T16+3T14	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	271.527	17903.137
3	30x50	3T16+3T16	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	277.485	18342.465
2	30x50	3T16+3T16	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	284.505	18848.227
1	30x50	3T16+3T16	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	284.505	18848.227

Tableau A.4: Caractéristiques dynamiques

Propriétés modales	Mode	
	1 (x)	2 (y)
période (sec)	0.665	0.530
facteur de la masse modale (%)	79.414	79.863
la masse effective modale (> 90%) le mode 5	SumUX	SumUY
	91.184	92.166





## c) Structure à sept niveaux

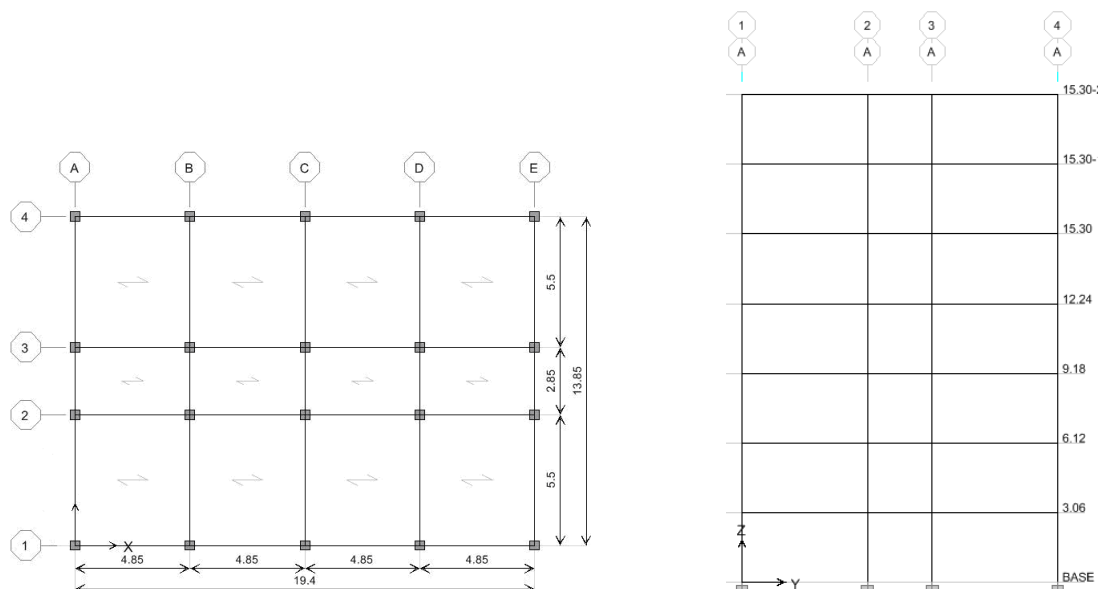


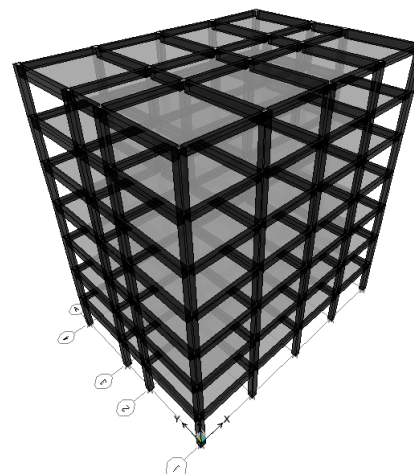
Figure A.3: vues en plans (xy et yz) de la structure à sept niveaux

Tableau A.5: Sections et chargements

Etages	poutres sens x						Poteaux		
	Section (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		portiques P1+P4		portiques P2+P3		Section (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
7	30x40	3T14+3T14	3T14	G (KN/m)	Q (KN/m)			40x40	8T20
6	30x40	3T14+3T14	3T14	7.48				40x40	8T20
5	30x40	3T16+3T16	3T16	7.48				50x50	8T20
4	30x40	6T16+3T12	3T16	7.48				50x50	12T20
3	30x40	6T16+3T16	3T16	7.48				60x60	12T20
2	30x40	6T16+3T16	3T16	7.48				60x60	16T20
1	30x40	6T16+3T12	3T16	7.48				60x60	16T20
Etages	poutres sens y						Nœuds maîtres		
	Section (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		portiques PA+PE		portiques PB+PC+PD		mx-y (t)	Imz
7	30x50	3T16+3T14	3T16	G (KN/m)	Q (KN/m)	G (KN/m)	Q (KN/m)	270.379	17099.655
6	30x50	3T16+3T14	3T16	16.75	2.43	30.07	4.85	271.527	17903.137
5	30x50	6T16+3T14	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	277.485	18342.465
4	30x50	6T16+3T14	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	284.505	18848.227
3	30x50	6T16+3T14	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	292.023	19399.946
2	30x50	3T16+3T16	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	300.604	20018.099
1	30x50	3T16+3T16	3T16	19.55	3.64	25.27	7.28	300.604	20018.099

Tableau A.6: Caractéristiques dynamiques

Propriétés modales	Mode	
	1 (x)	2 (y)
période (sec)	0.869	0.679
facteur de la masse modale (%)	76.229	76.061
la masse effective modale (> 90%) le mode 7	SumUX	SumUY
	92.899	93.663





## NIVEAUX DE PERFORMANCE, ETATS D'ENDOMMAGEMENT CORRESPONDANTS ET DEPLACEMENTS LIMITES

En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement; le tableau sous dessous regroupe quelques niveaux de performance recommandés exprimés en états d'endommagement et déplacements relatifs correspondants [2].

**Tableau:** Niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites [16].

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
*Totalemment opérationnel Occupation immédiate	Négligeable	<0.2%
*Opérationnel, endommagement Contrôlé, endommagement modéré	Réparable	<0.5%
*Sécurité sur les vies	Irréparable	<1.5%
*Pré ruine, sécurité limitée	Sévère	<2.5%
*Ruine		>2.5%