

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

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

N° :.....



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

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

Par : SERAICHE HEDDA

CHOUITER ZOHRA

Intitulé

**Etude de comportement sismique des
structures en acier irrégulières en
élévation**

Soutenu devant le jury composé de :

	Université de M'sila	Président
Mr. Rahmani Abdallah Yacine	Université de M'sila	Encadreur
	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2019 /2020

Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le Courage, et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions la famille d'être avec nous et de nous soutenir dans la réalisation de ce travail.

ET Nous remercions notre cher professeur Mr RAHMANI ABDALLAH YACINE pour son aide et pour nous avoir accordé son temps précieux et l'avoir dirigé pour ce travail.

Et tous les enseignants qui ont Contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nos remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et tout L'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du Département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Et nous remercions la famille d'être avec nous et de nous soutenir dans la réalisation de ce travail.

Dédicace1

Je dédie ce travail,
Mes parents et tous les membres de ma famille
qui m'ont soutenu non seulement lors de la préparation de ce travail,
mais aussi dès le premier jour où j'ai vu lumière
De ce monde, À toute sa famille, à mes amis **Fatima, Nadjaia et Zoulikha**
Et baya .etc.et hedda et Zohra à tous ceux que j'aime
Et qui m'aiment, Pour tous ceux qui aiment et respectent le droit de savoir.

SERAICHE HEDDA

Dédicace2

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents A ma très chère mère, que je remercie beaucoup pour ses
sacrifices, son soutien et ses encouragement pendant toutes ces années, que dieu
me la protège parents et A l'âme de mon cher père

Mes sœurs
Mounir, Djamel, Yacine, wissam , Soumia, Kheira, Djamila

Et leurs enfants :

Arwa, kholoud et jawad, que dieu me les garde
Et la femme de mon frère ben kaihoul Souad

Toute la famille bakai et bakhi.

A tous mes amis surtout : Rim, souad, Oussama et de classe Génie Civil
promotion 2020

CHOUTER ZOHRA

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de l'irrégularité en élévation sur le comportement sismique des structures en acier. Dans ce mémoire, on effectue une analyse statique non linéaire en poussée progressive modale (analyse pushover modale « MPA » développé par *Chopra et al* pour évaluer le comportement non linéaire et l'effet des modes supérieurs dans les structures planes en acier, irrégulières en élévation utilisant des configurations structurales différentes. Un portique régulier équivalent sert de référence pour la comparaison. Les structures étudiées sont considérées sans remplissage. Les résultats des analyses pushover modales effectuées présentés dans ce mémoire sont : les courbes de capacité (courbes pushover), les déplacements cibles, les mécanismes de ruine, l'effet des modes supérieurs et finalement les déplacements inter-étages des structures étudiées.

Les résultats de cette étude montrent la nécessité d'utiliser une analyse non linéaire multimodale pour estimer la réponse des structures irrégulières.

Mots-clés : Analyse pushover ; modes supérieurs ; structures irrégulières ; structures en acier.

Abstract

The aim of this work is to study the influence of irregularity in elevation on the seismic behavior of steel frames structures. In this dissertation, a nonlinear static modal pushover "MPA" developed by *Chopra et al* is performed to evaluate the nonlinear behavior and the higher mode effect in steel structures, irregular in elevation using different structural configurations. An equivalent regular frame is used as a reference for comparison purposes. The studied structures are considered without infill walls. The results from the modal pushover analysis are: the capacity curves (pushover curves), the target displacements, the failure mechanisms, higher modes effects and finally the inter-storey drift of the studied structures.

The results from this study show the need to use multimodal nonlinear analysis to estimate the response of irregular structures.

Keywords: pushover analysis; higher mode effects; irregular structures; steel structures

ملخص

يهدف هذا العمل لدراسة تأثير عدم إنتظام البناء على إرتفاعه على السلوك الزلزالي للمباني المعدنية. في هذه المذكرة، طريقة تحليل سكونية لاختيية نمطية تم تطويرها من قبل *Chopra et al* تم تطبيقها من أجل تقييم السلوك الاختيي وكذا تأثير الأنماط العليا على المباني المعدنية غير المنتظمة وباعتبار عدة أنظمة هيكلية. أحد الإطارات المدروسة تم الإبقاء على إنتظامه من أجل المقارنة. الهياكل المدروسة تم إعتبارها بدون وجود جدران. النتائج المحصل عليها من الطريقة للاختيية النمطية هي: منحنيات الإستطاعة، الإنتقال الهدف، آلية الإهتراء، تأثير الأنماط العليا وأخيرا الإنتقال ما بين الطوابق لكل الهياكل موضوع الدراسة.

النتائج المحصل عليها أخير تظهر مدى الحاجة للطرق للاختيية النمطية من أجل دراسة المباني غير المنتظمة.

كلمات مفتاحية: طريقة الدفع المتدرج، الأنماط العليا، المباني غير المنتظمة، المباني المعدنية

Sommaire

<i>INTRODUCTION GÉNÉRALE</i>	1
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
<i>1.1. INTRODUCTION</i>	4
<i>1.2. Structures en acier</i>	4
<i>1.2.1. Les avantages des structures en acier</i>	5
<i>1.2.2. Les inconvénients de la structure en acier</i>	6
<i>1.3. L'irrégularité dans les structures</i>	7
<i>1.3.1. L'irrégularités des structures en plan dans les RPA 99</i>	9
<i>1.3.2. L'irrégularité des structures en élévation dans le RPA 99</i>	10
<i>1.3.3. Règlementaires aux structures décrochées</i>	11
<i>1.4. Comportement sismique des structures irrégulières</i>	12
<i>1.5. Structures auto-stables irréguliers en élévation</i>	11
<i>1.5.1. Structures auto-stables</i>	13
<i>1.5.2. Structures auto-stables irréguliers en élévation</i>	14
<i>1.6. Mécanisme de ruine des structures irrégulières en élévation</i>	14
<i>1.7. CONCLUSION</i>	15
CHAPITRE 2 : FORMULATION DE L'ANALYSE PUSHOVER MODALE	
<i>2.1. Introduction</i>	17
<i>2.2. Équation de mouvement</i>	17
<i>2.3. Procédures approximatives d'analyse</i>	19
<i>2.3.1. Expansion modal des forces effectives</i>	19
<i>2.3.2. Analyse temporelle des réponses modales découplées</i>	20
<i>a- Système élastique</i>	20
<i>b- Système inélastique</i>	21
<i>2.3.3. Analyse pushover modal</i>	22
<i>a- Système élastique</i>	22
<i>b- Système inélastique</i>	23
<i>2.4. Résumé de procédure MPA</i>	25
<i>2.5. CONCLUSION</i>	27
CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS	
<i>3.1. INTRODUCTION</i>	29
<i>3.2. Description des structures étudiées</i>	29
<i>3.3. Caractéristiques dynamiques des structures</i>	33

3.3.1. Périodes propres et Participations massiques des bâtiments.....	33
3.3.2. Paramètres utilisés dans les analyses sismiques	34
3.6. CONCLUSION.....	35
CHAPITRE 4 : RESULTATS ET DISCUSSIONS	
4.1. Introduction	37
4.2. Résultats de l'analyse modale spectrale.....	37
4.2.1. Déplacement maximal	37
4.2.2. Profil de déplacement	38
4.2.3. Profil de déplacement inter-étage	39
4.2.4. Effort tranchant dans chaque étage.....	41
4.3. Résultats de l'analyse pushover modale.....	43
4.3.1. Courbes de capacité (courbes pushover)	43
4.3.2. Déplacement cible	44
4.4. Comparaison entre l'analyse pushover modale et l'analyse modale spectrale.....	45
4.4.1. Déplacement maximal.....	45
4.4.2. Profil de déplacement.....	46
4.4.3. Profil de déplacement inter-étage (Drift)	49
4.5. CONCLUSION.....	53
CONCLUSION GENERALE.....	54
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	55

Liste des figures

Figure .1.1 : Structure en acier	4
Figure .1.2 : Les poutrelles dans construction en acier	4
Figure .1.3 : Lien (Section Reduced Beam) qui permet une rotation inflexible.....	5
Figure .1.4: Renforcement des colonnes vides avec des plaques transversales	6
Figure .1.5: Structure en acier préfabriqué de grande hauteur	7
Figure .1.6 : Une haute tour de la construction en acier	7
Figure .1.7: Silver Towers Rental Building	8
Figure .1.8: 8 Bâtiment multi-usage détaillé de hauteur 3D	8
Figure 1.9 : Limites des décrochements en élévation.....	9
Figure. 1.10 : Limites des décrochements en élévation.	10
Figure. 1.11 : Mécanisme de ruine des structures en acier.....	13
Figure .1.12. Mécanisme du comportement plastique des portiques auto stable.....	15
Fig.2.1. Configuration d'une structure asymétrique.....	18
Fig.2.2. la courbe pushover et ses idéalizations.	24
Figure 3.1. Configuration géométrique des portiques étudiés.	31
Figure 3.2. Types des sections utilisées, (a) poutres, (b) poteaux.	31
Figure 3.3. Spectres de réponse élastique de conception.	32
Figure 3.4. Spectres de réponse élastique ² de conception.	33
Figure 4.1. Profils des déplacements des structures étudiées (par l'analyse Modale spectrale)	39

Figure 4.2. Déplacement inter-étage des structures étudiées (Analyse modale spectrale)	41
Figure 4.3. Effort tranchant dans chaque étage des structures étudiées (Analyse modale spectrale)	42
Figure 4.4. Courbes de capacité de chaque structure.	44
Figure 4.5. Comparaison entre les valeurs de déplacement maximale des deux méthodes (modale spectrale et pushover modale)	46
Figure 4.6. Déplacement des étages dans les deux niveaux de chargement.	49
Figure 4.7. Déplacements inter-étage des structures étudiées dans les deux niveaux de chargement	52

Liste des tableaux

Tableau 3.1 : Sections des éléments de la structure de 10 niveaux	31
Tableau 3.2 : type des poteaux et des poutres pour chaque niveau	32
Tableau 3.3 : Périodes propres et Participations massiques des bâtiments	33
Tableau 4.1 : Déplacement maximal des structures étudiées.	37
Tableau 4.2. Valeurs de déplacement cible de chaque structure pour le niveau 1 de chargement	45
Tableau 4.3. Valeurs de déplacement cible de chaque structure pour le niveau 2 de chargement.	45

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Pour une conception parasismique des bâtiments l'architecture est très importante. Les bâtiments à forme géométrique simple et avec une symétrie sont beaucoup plus résistants que des bâtiments à formes quelconques, complexes et irrégulières. Les règlements parasismiques en vigueur préconisent de tendre vers des formes simples, compactes et régulières, tant en plan qu'en élévation. Mais, souvent pour des raisons architecturales ou esthétiques, certains édifices comportent un ou plusieurs décrochements en élévation.

L'irrégularité en élévation provoque une répartition irrégulière du chargement sismique horizontal qui peut engendrer des concentrations de contraintes précisément au droit des changements structuraux où leur capacité à stocker et à dissiper de l'énergie se trouve très réduite. Plusieurs investigations ont identifié des écarts significatifs entre les réponses sismiques des structures à profil régulier et celles des structures à profil irrégulier. La plupart de ces études ont mis en évidence une nette augmentation des déplacements relatifs inter-étages et des demandes de ductilité au niveau de la zone de discontinuité.

En plus, une forte contribution des modes supérieurs dans la réponse finale des structures est remarquée. Les codes parasismiques préconisent l'utilisation de l'analyse dynamique modale spectrale ou l'analyse dynamique temporelle comme méthodes de calcul de préférence pour évaluer la réponse sismique des bâtiments irréguliers.

Afin d'évaluer les effets des irrégularités sur la réponse sismique des structures de bâtiments, l'objectif principal de ce mémoire consiste à estimer par l'analyse pushover modale « MPA » la réponse non linéaire et le mécanisme de ruine d'une série de neuf structures à profil irrégulier. Une structure régulière équivalente sert de référence.

Notre mémoire comprend quatre chapitres. Au premier chapitre, nous présentons d'abord le problème de l'irrégularité dans les structures en acier. On va voir comment les rotules plastiques se forment, se propagent produisant la ruine de la structure.

Au deuxième chapitre, on présente la méthode statique non-linéaire « MPA » comme une solution de la problématique, pour bien comprendre le comportement des structures irrégulières en élévation. La définition de la méthode, ses étapes sont présentées dans ce chapitre.

Dans le troisième chapitre, la description des structures étudiées est effectuée. Dix structures tirées de la littérature sont sélectionnées pour étudier le comportement des structures irrégulières en élévation.

L'analyse modale pushover est effectuée pour les dix structures étudiées dans le chapitre quatre et les résultats sont comparés avec ceux de l'analyse modale spectrale.

Et on termine par une conclusion générale

CHAPTER I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 :

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

En pratique, les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes : forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan et/ou en élévation comme une construction irrégulière peut être aussi bien symétrique qu'asymétrique.

Les structures irrégulières sont caractérisées par des réductions brusques sur la hauteur du bâtiment. Cette diminution est soit ; dans la masse, la force ou bien la rigidité.

Dans ce chapitre, une étude bibliographique sur le comportement des structures irrégulières sera présentée.

1.2. Structures en acier

Les structures en acier sont les installations composées principalement d'acier, et ces installations se distinguent par leur résistance et leur capacité à dissiper les énergies sismiques. Ces dernières années, les structures en acier commencent prendre une place de plus en plus prépondérante dans le domaine de génie civil en Algérie. La Stimulation du développement économique et sociale a nécessité le lancement de Plusieurs projets : salles de sports, des piscines Couvertes, des bâtiments industriels et des halls de stockage...etc. [1]



Figure .1.1 : Structure en acier d'un bâtiment en construction. [2]



Figure .1.2 : Les poutrelles dans construction en acier. [3]

1.2.1. Les avantages des structures en acier :

- haute capacité à résister au stress et à la contrainte
- En observant clairement les distorsions, il est possible de remarquer toute déformation qui affecte assez clairement ces constructions d'intervenir avant que ces distorsions ne soient exacerbées et de les corriger avant l'effondrement de ces bâtiments.
- La limite de flexibilité de l'acier est relativement élevée par rapport aux autres matériaux
- Le poids Léger du bâtiment en acier par rapport au béton, ce qui réduit les contraintes causées par les tremblements de terre et des vents auxquels il est exposé.
- Capable de résister à l'élan causé par les tremblements de terre
- Les maillons ont une capacité de rotation inflexible complète pour éviter les contraintes excessives.

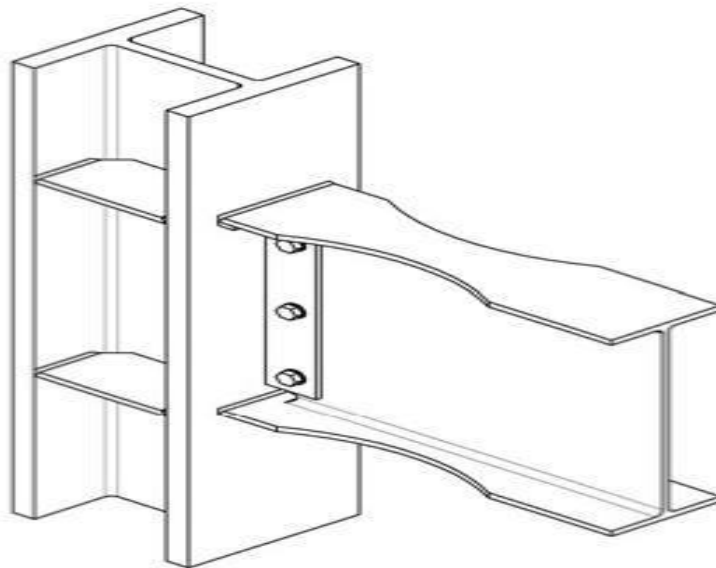


Figure .1.3 : Lien (Section Reduced Beam) qui permet une rotation inflexible. [4]

1.2.2. Les inconvénients de la structure en acier :

- Sensibilité à la corrosion due aux fumées chimiques nocives, il doit donc être protégé avec des peintures spéciales
- Sensibilité à la rouille par temps humide ou ciré, aux sels et aux d'acides
- Il a besoin d'un entretien constant et de la peinture de ses éléments
- Les colonnes sont des carrés creux sur tous les côtés qui provoquent des déformations dans le corps de la dans la colonne lorsqu'elles sont exposées à l'élan résultant de tremblements de terre, il doit donc être renforcé avec des tôles

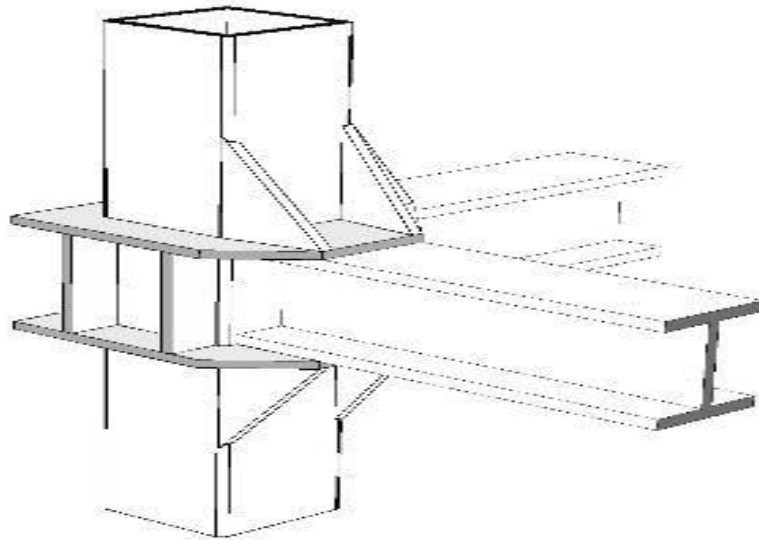


Figure .1.4: Renforcement des colonnes vides avec des plaques transversales. [4]

1.3. L'irrégularité dans les structures

La forme des structures est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, car elle influence d'une manière très sensible la réponse globale de la structure aux actions sismiques. Pour un bon comportement vis-à-vis du séisme, les règlements parasismiques en vigueur préconisent de tendre vers des formes simples, compactes et régulières, tant en plan qu'en élévation. Mais, souvent pour des raisons architecturales ou esthétiques, certains édifices comportent un ou plusieurs décrochements en élévation.



Figure .1.5: Structure en acier préfabriqué de grande hauteur. [5]

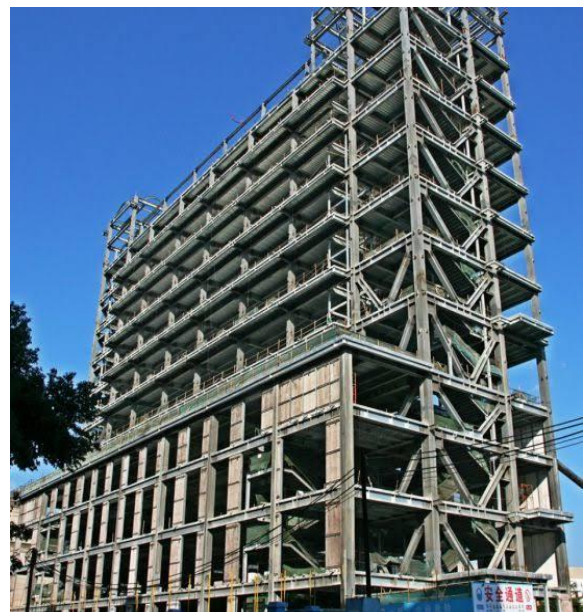


Figure .1.6 : Une haute tour de la construction en acier. [6]

L'irrégularité en élévation se traduit par une répartition irrégulière des masses, ou de la rigidité, provoquant une répartition irrégulière du chargement sismique horizontal qui peut engendrer de sérieuses concentrations de contraintes précisément au droit des changements structuraux où leur capacité à stocker et à dissiper de l'énergie se trouve très réduite. Plusieurs investigations ont identifié d'écarts significatifs entre les réponses sismiques des structures à profil régulier et celles des structures à profil irrégulier. La plupart de ces études ont mis en évidence une nette augmentation des déplacements relatifs inter-étages et des demandes de ductilité au niveau de la zone de discontinuité, ainsi qu'une forte contribution des modes supérieurs aux efforts de cisaillements. Les règlements parasismiques, tels que les règlements

algériens RPA99 2003 [7] et l'Eurocode 8 [8], préconisent l'utilisation de l'analyse dynamique modale spectrale ou l'analyse dynamique temporelle comme méthodes de calcul de préférence pour évaluer la réponse sismique des structures irrégulières, tout en maintenant la méthode statique équivalente pour les structures de structures ayant des profils réguliers. [9]



Figure .1.7: Silver Towers Rental Building. [10]



Figure .1.8 Bâtiment multi-usage détaillé de hauteur 3D. [11]

1.3.1. L'irrégularités des structures en plan dans les RPA 99

Pour une conception en sécurité Les RPA préconisent [7] :

A1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

A2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

A3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf. Fig.1.9).

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf. Fig. 1.9).

A4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

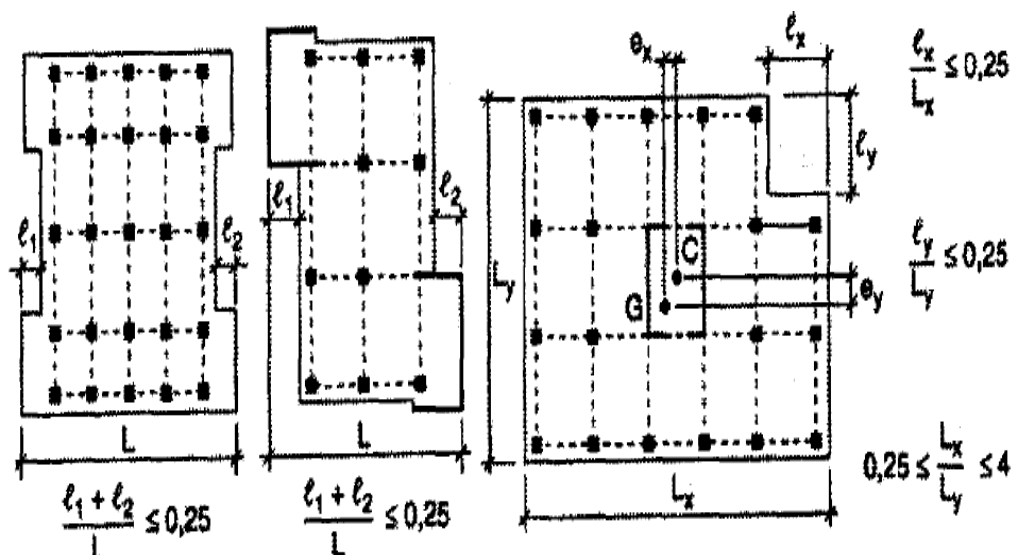


Figure 1.9 : Limites des décrochements en élévation

1.3.2. L'irrégularités des structures en élévation dans le RPA 99

Le code parasismique algérien [7] nous donne seulement des exigences pour éviter le problème de l'irrégularité en élévation qui sont :

- b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- b2.** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- b3.** Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- b4.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines, d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires D'une manière générale.

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

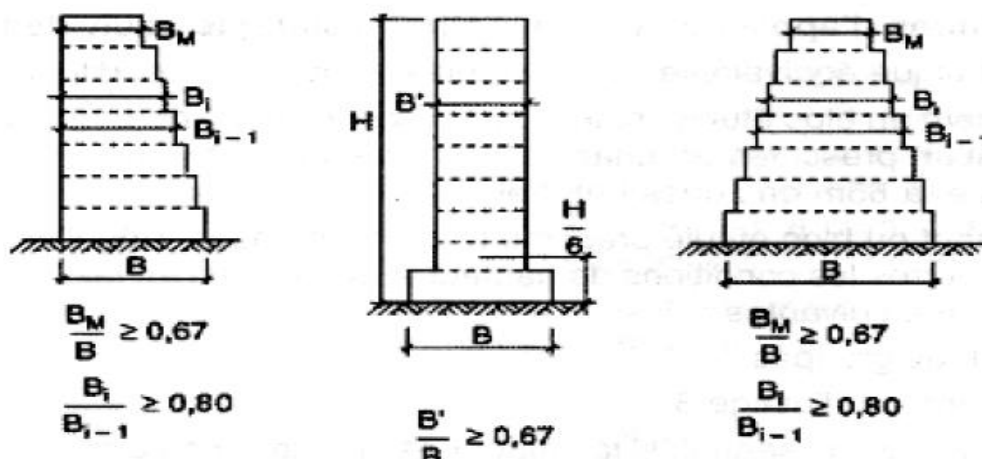


Figure. 1.10 : Limites des décrochements en élévation.

1.3.3. Règlementaires aux structures décrochées

La forme des bâtiments décrochés est reconnue par plusieurs codes parasismiques, tels que l'Eurocode 8 [8] et le code RPA99 2003[7], comme une forme géométrique typique d'irrégularité en élévation. Selon le code RPA, certaines formes de bâtiments sont considérées comme irrégulières en élévation lorsque la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs dépasse les 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. De même, selon l'Eurocode 8, quand le retrait à un niveau quelconque du bâtiment est supérieur à 20 % de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait, ce bâtiment est considéré comme irrégulier en élévation. Les codes recommandent d'appliquer l'analyse dynamique dans la conception de tout bâtiment ayant une forme irrégulière et préconisent également à ce que l'effort tranchant à la base obtenue par l'analyse dynamique soit ajusté à celui obtenu par la méthode statique équivalente qui est basée sur la période fondamentale de vibration laquelle est exprimée par les codes selon une formule empirique. A titre d'exemple, d'après l'Eurocode 8 et le RPA 2003, la période fondamentale de vibration, est donnée par :

$$\mathbf{T} = \mathbf{0.075 H^{0.75}} \quad \mathbf{(1.1)}$$

T : (en secondes), D'un portique auto stable en béton armé de hauteur totale.

H : (en mètres) et sans remplissage en maçonnerie.

Mais cette formule empirique de la période fondamentale est fonction seulement de la hauteur totale du bâtiment et ne tient pas compte de la variation du niveau du décrochement suivant la hauteur. D'après les analyses, il paraît ainsi clair que la période fondamentale change quand la nature de la configuration du décrochement change même si la hauteur demeure inchangée. Généralement la période diminue quand le décochement s'accroît, ce qui peut conduire à une sous-estimation significative de l'effort tranchant à la base.

1.4. Comportement sismique des structures irrégulières

L'action sismique est une action accidentelle qui est définie dans les règles parasismiques Algériennes. Il faut noter ici, qu'en amont du dimensionnement proprement dit, une conception parasismique judicieuse assure un comportement sismique adéquat. Par exemple, il faut éviter les discontinuités de la rigidité et de la résistance qui devraient, idéalement, être réparties de manière homogène sur la hauteur de la structure.

Les structures en acier irrégulières en élévation, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement en élévation, ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente une irrégularité de la résistance et de la rigidité suivant la hauteur de la structure. L'étage où se situe le décrochement en élévation de la structure constitue une zone de concentration des contraintes et des déformations, c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur latérale de cette dernière.

Cette réduction brusque de la résistance et de la raideur latérale à cet étage va induire, sous l'action sismique, une concentration des efforts et des contraintes dans les poutres et poteaux de cet étage. Ces éléments atteignent leur résistance ultime puis leur ruine par excès de compression ou de cisaillement.

Aussi, L'intensification de l'action sismique fera croître les déplacements latéraux inter-étages donc les effets $P-\Delta$ au niveau de l'étage où se situe le décrochement et aussi aux étages juste au-dessus, et, ainsi, amplifiera les sollicitations donc les déformations plastiques dans les poteaux de l'étage en décrochement - devenu flexible, mou, par suite de la ruine des murs en maçonnerie à cet étage. Donnant naissance à des rotules plastiques en pied et en tête de ces poteaux, conduisant à la formation d'un mécanisme plastique d'étage, souvent fatal pour la structure, car entraînant sa ruine.

Un tel mécanisme de ruine n'est pas souhaitable, car il limite la capacité de déformation de la structure dans le domaine plastique, donc réduisant sa ductilité, et, par conséquent, limitant sa capacité de dissipation hystérétique de l'énergie induite par le séisme, c'est-à-dire réduisant sa résistance à l'action sismique. [9]

1.5. Structures auto-stables irréguliers en élévation

1.5.1. Structures auto-stables

Les structures auto-stables sont conçus de telle sorte que les rotules plastiques se forment principalement dans les poutres, et non dans les poteaux (conception par le critère poteau fort /poutre faible), cette base de conception assure une ductilité suffisante pour que le portique auto stable reste intact en cas de séisme.

Le système conçu par un critère poteau faible/poutre forte est subi à une déformation importante sous l'effet de second ordre, ce qui génère un mécanisme d'effondrement d'étage souple, appelé aussi 'Etage mou' ou 'étage transparent' (soft story). Les codes parasismiques préconisent d'éviter ce type de structures dans les zones de forte sismicité, par conséquent, nombreuses exigences sismiques appliquées aux nœuds poutre-poteau, recommandées par ces codes afin d'éviter ce phénomène.

La structure auto-stable possède habituellement de haute ductilité, par conséquent ce type de structure est caractérisé par un coefficient de comportement élevé. Néanmoins, en raison de leur basse rigidité inhérente, les effets dus aux déformations latérales doivent être pris en considération. La ductilité des structures permet d'absorber l'énergie et de continuer à résister aux actions sismiques, alors que les rotules plastiques sont formées de manière successive, en raison de la rigidité réduite dans les zones dissipatives. [1]

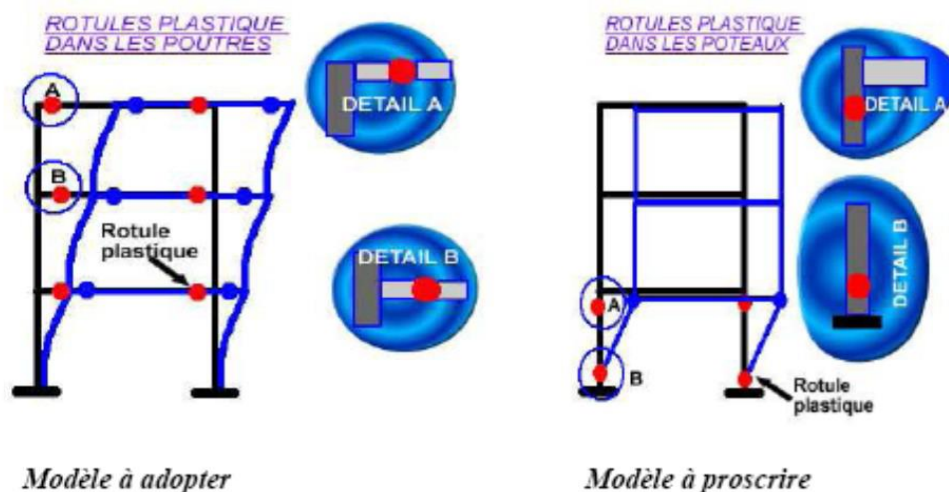


Figure. 1.11 : Mécanisme de ruine des structures en acier. [9]

1.5.2. Structures auto-stables irréguliers en élévation

Les structures auto-stables irrégulières en élévation constituent une grande partie des structures urbaines. Les schémas structurels irréguliers sont souvent dus à des contraintes esthétiques, fonctionnelles et économiques, une telle forme en gradins assure une lumière du jour et une ventilation adéquates pour les étages inférieurs dans une localité urbaine où les bâtiments de grande hauteur sont très proches les uns des autres. [12-13]

Les tremblements de terre les plus récents ont montré que la répartition irrégulière de la masse, de la rigidité et des forces peut causer de sérieux dommages aux systèmes structurels auto-stables. Le plus grand défi de l'ingénieur en structure dans le scénario actuel est de construire une structure résistante aux séismes. [14]

1.6. Mécanisme de ruine des structures irrégulières en élévation

Pour les structures, le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global, ou les rotules plastiques se forment uniquement aux extrémités des poutres des différents niveaux de la structure et en pied des poteaux du rez-de-chaussée.

Mais, pour les structures irrégulières l'apparition des rotules plastique est observée à l'endroit du décrochement vertical, Le mécanisme de ruine pour ce type de structure est un mécanisme plastique d'étage (local). [9]

En effet, dans les portiques réguliers, la ruine se produit par une combinaison simultanée des deux critères de ruine globale, qui sont : l'atteinte de la valeur limite du déplacement inter-étage, et la formation d'un mécanisme plastique dans les poteaux de l'RDC. La résistance ultime en compression des murs de maçonnerie est atteinte à tous les étages sauf au dernier.

Par contre, la ruine du portique irrégulier, se produit par l'atteinte d'un seul critère de ruine, qui est l'instabilité structurale à cause de la formation d'un mécanisme plastique d'étage. [15]

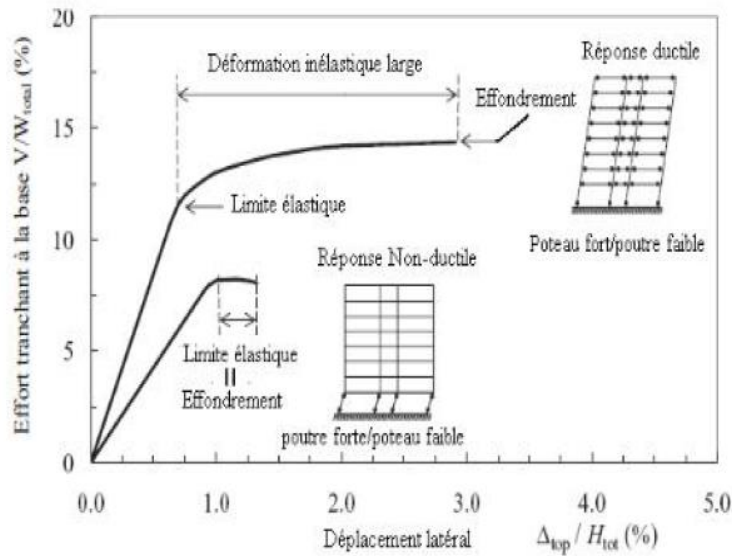


Figure .1.12. Mécanisme du comportement plastique des portiques auto stable. [1]

1.7. Conclusions

Dans ce chapitre on a essayé de présenter un problème très important lors de la conception des structures, qui est le problème de l'irrégularité en élévation, Les structures constituent une catégorie d'irrégularités verticales, dont le comportement sismique n'a pas reçu toute l'attention voulue dans toutes les recherches existantes et les codes sismique. On peut conclure qu'un grand nombre d'études de recherche et de codes du bâtiment ont abordé la question des effets des irrégularités verticales.

Le mécanisme de ruine et la distribution de la force latérale et la masse et la rigidité de ce type de structures est inapproprié si l'on compare avec celle des structures régulières, alors pour comprendre bien le comportement dynamique de ces structures on a proposé d'utiliser des méthodes numériques appropriées.

CHAPTER II

Formulation de l'analyse pushover modale

CHAPTER 2 :

Formulation de l'analyse pushover modale

2.1. Introduction :

La procédure statique Non-linéaire (NSP) ou bien l'analyse pushover, est dans nos jours utilisée par les ingénieurs comme un outil standard pour estimer la demande sismique des ouvrages. Dans les années passées, plusieurs recherches ont discuté les hypothèses utilisées et les limitations dans cette analyse. Et pour empêcher ces limites des auteurs ont proposé des améliorations, telles que, l'analyse pushover avec des forces adaptives pour prendre en considération les changements de la distribution des forces d'inertie ou cours du temps, aussi, la considération d'un nombre suffisant des modes propres dans le cas où la contribution des modes supérieurs est élevée. Basée sur les théories de la dynamique de la structure, la analyse pushover modale (MPA) a été développé pour la prise on compte la contribution de tous les modes qui ont une contribution significative dans le comportement sismique de la structure étudiée.

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter la base théorique de l'analyse pushover modale (MPA) pour étudier le comportement sismique des structures dont la contribution des modes supérieurs est élevée c.-à-d. des structures asymétriques en plan.

2.2. Équation de mouvement

Considérant la structure montrée dans la figure 2.1, composée de N étages. Cette structure est asymétrique en plan (figure 2.1 (a)) par rapport l'axe X ou/et Y. les diaphragmes des planchers sont des diaphragmes rigides et ont trois degrés de liberté (DDL) définies au centre de masse. Les DDL du niveau j sont : translation u_{ix} suivant l'axe X, translation u_{iy} suivant l'axe Y. et rotation (torsion) $U_{j\theta}$ autour de l'axe vertical

La dimension du vecteur de déplacement est $3N \times 1$ composé de trois sub-vecteurs \mathbf{u}_x , \mathbf{u}_y et \mathbf{u}_θ Qui sont définies comme suit :

$$\mathbf{u}_x = \langle u_{1x}, u_{2x}, \dots, u_{Nx} \rangle^T$$

$$\mathbf{u}_y = \langle u_{1y}, u_{2y}, \dots, u_{Ny} \rangle^T$$

$$\mathbf{u}_\theta = \langle u_{1\theta}, u_{2\theta}, \dots, u_{N\theta} \rangle^T$$

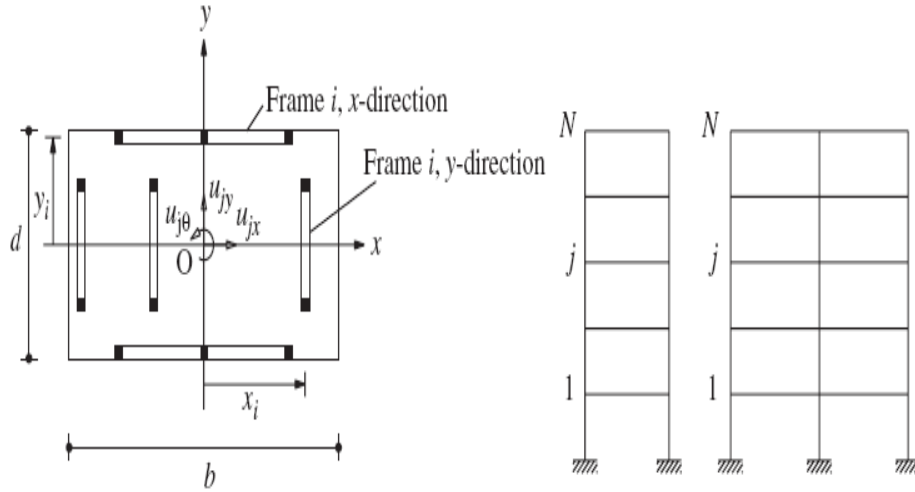


Fig.2.1. Configuration d'une structure asymétrique

L'équation différentielle du mouvement qui contrôle la réponse de la structure dans les deux directions du mouvement du sol X et Y est :

$$M\ddot{u} + f_s(u, \text{sign } \dot{u}) = -Ml_x\ddot{u}_{gx}(t) - M\ddot{u}_{gy}(t) \quad (2.1)$$

Tel que : M est la matrice masse de l'ordre $3N$, comprend 3 sub-matrices m , m , and I_0 , m est une matrice diagonale avec $m_{jj} = m_j$ la masse concentrée dans chaque niveau ; et I_0 aussi une matrice diagonale avec $I_{jj} = I_{0j}$ le moment de l'inertie polaire par rapport à l'axe vertical passe par le centre de masse (CM) de chaque niveau. Les relations force-déplacement entre les déplacements U_x , U_y et U_θ , et les forces latérales f_{sx} , f_{sy} et la force de torsion $f_{s\theta}$ sont non-linéaire est hystérétique, dans l'équation (2.1), les vecteurs de l'influence associé avec les deux directions du mouvement sont définies comme suit :

$$l_x = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad l_y = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.2)$$

Tous les éléments de vecteur $\mathbf{1}$ (de l'ordre $N \times 1$) sont égal à 1 et 0 pour le vecteur $\mathbf{0}$. Le terme droit de l'équation (2.1) peut être interprété comme des forces sismiques comme dans l'équation suivante :

$$P_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{s} \ddot{u}_g(t) = -\begin{Bmatrix} \mathbf{m1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \quad \text{et} \quad -\begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{m1} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gy}(t) \quad (2.3)$$

Associées pour les deux directions X et Y du mouvement du sol, respectivement.

2.3. Procédures approximatives d'analyse

2.3.1. Expansion modale des forces effectives

La distribution spatiale des forces effectives (Équation (2.3)) sur la hauteur de la structure est définie par le vecteur \mathbf{s} et l'accélération du sol $\ddot{u}_g(t) = \ddot{u}_{gx}(t)$ ou $\ddot{u}_{gy}(t)$. Cette force peut être représentée par la somme des distributions des forces d'inertie modales \mathbf{s}_n

$$\mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^{3N} \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_n \mathbf{M} \phi_n \quad (2.4)$$

Tel que : ϕ_n le mode n-ième de vibration naturel de la structure étudiée, constitué de trois sub-vecteur ϕ_{xn} , ϕ_{yn} , $\phi_{\theta n}$ et :

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n \quad L_n = \begin{cases} \phi_{xn}^T \mathbf{m} \mathbf{1} & \text{pour } \ddot{u}_{gx}(t) \\ \phi_{yn}^T \mathbf{m} \mathbf{1} & \text{pour } \ddot{u}_{gy}(t) \end{cases} \quad (2.5)$$

Les forces sismiques peuvent être définies par l'expression suivante \mathbf{P}

$$\mathbf{P}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^{3N} \mathbf{P}_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^{3N} -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.6)$$

La contribution de mode n-ème dans $\mathbf{P}_{\text{eff}}(t)$ et \mathbf{s} sont

$$\mathbf{P}_{\text{eff},n}(t) = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad \text{Et } \mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{M} \phi_n \quad (2.7)$$

Les vecteurs \mathbf{s}_n associés aux deux directions de mouvement de sol sont données par l'équation :

$$\mathbf{s}_n = \begin{Bmatrix} \mathbf{s}_{xn} \\ \mathbf{s}_{yn} \\ \mathbf{s}_{\theta n} \end{Bmatrix} = \Gamma_n \begin{Bmatrix} \mathbf{m} \phi_{xn} \\ \mathbf{m} \phi_{yn} \\ \mathbf{I}_o \phi_{\theta n} \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

Dans cette équation Γ_n dépend de la direction du mouvement, comme mentionné dans l'équation (2.5). Deux procédures approximatives d'analyse pour étudier le comportement inélastique des structures sont discutées dans ce qui suit :

- 1- Analyse temporelle des réponses modales découplées (UMRHA : Uncoupled Modal Réponse History Analysis) ;
- 2- analyse pushover Modale (MPA).

3.3.2. Analyse temporelle des réponses modales découplées

a- Système élastique

La procédure de l'analyse modale classique pour un système avec un comportement élastique linéaire peut être interpréter comme la recherche de la réponse de la structure soumise à une charge $\mathbf{P}_{\text{eff},n}(t)$ pour chaque n et superposer les réponses pour toutes les n modes. La réponse de système à $\mathbf{P}_{\text{eff},n}(t)$ est entièrement dans le mode n -ième, et sans contributions des autres modes, c.-à-d. les modes sont découplés. Le déplacement de la structure est alors donné par la formule suivante [16] :

$$\mathbf{u}_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (2.9)$$

Donc l'équation de mouvement s'écrit comme suit :

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

Dans lequel : ω_n est la pulsation propre et ξ_n le coefficient de l'amortissement pour le n -ème mode. La solution de cette équation est de la forme :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.11)$$

$D_n(t)$ c'est la réponse du système linéaire SDF (1DDL : un seul degré de liberté) pour le n -ème mode, ce système SDF a les même propriétés dynamique (ω_n, ξ_n) de système MDF (plusieurs degré de liberté) étudié, soumis à $\ddot{u}_g(t)$, alors on peut écrire :

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.12)$$

Substituons l'équation (2.11) dans l'équation (2.9), pour donner les déplacements latérales dans les directions X et Y et la rotation de la torsion des niveaux :

$$\mathbf{u}_{xn}(t) = \Gamma_n \phi_{xy} D_n(t) \quad \mathbf{u}_{yn}(t) = \Gamma_n \phi_{yn} D_n(t) \quad \mathbf{u}_{\theta n}(t) = \Gamma_n \phi_{\theta n} D_n(t) \quad (2.13)$$

Le déplacement inter-étage de la structure pour chaque niveau j au centre de masse est donné par :

$$\Delta_{jxn}(t) = \Gamma_n (\phi_{jxy} - \phi_{j-1,xn}) D_n(t) \quad \Delta_{jyn}(t) = \Gamma_n (\phi_{jxy} - \phi_{j-1,yn}) D_n(t) \quad (2.14)$$

Enfin, la réponse $\mathbf{r}(t)$ de système soumis à tout l'excitation $\mathbf{P}_{\text{eff}}(t)$ est donné par :

$$\mathbf{r}(\mathbf{t}) = \sum_{n=1}^{3N} \mathbf{r}_n(t) \quad (2.15)$$

b- Système inélastique

Bien que l'analyse modale ne soit pas valable pour un système inélastique, sa réponse peut être discutée en termes de coordonnées modales du système élastique linéaire équivalent correspondant. Chaque élément de structure de ce système linéaire est défini pour avoir les mêmes rigidités initiales du même élément de structure du système inélastique. Les deux systèmes aussi ont la même masse et amortissement. Par conséquent, les périodes et les modes propres du système linéaire correspondant sont les mêmes que pour le système inélastique subir des petites oscillations [16].

Pour un système inélastique la réponse due à l'excitation $\mathbf{P}_{\text{eff},n}(\mathbf{t})$ ne peut être pas décrite par l'équation (2.9) puisque des modes autres de n-ème mode sont contribués à la réponse, implique que les modes de vibration de ce système linéaire équivalent sont couplés, et le vecteur de déplacement est donnée par la premières partie de l'équation (2.16)

$$\mathbf{u}_n(t) = \sum_{r=1}^{3N} \phi_r q_r(t) \approx \phi_n q_n(t) \quad (2.16)$$

Cependant, parce que pour des systèmes linéaires $q_r(t) = 0$ pour tous les modes autres que le mode n-ème, il est raisonnable de penser que $q_r(t)$ peut être petit et le mode n-ème devrait être dominante, même pour les systèmes inélastiques, ce qui implique que les modes élastiques sont, au mieux, faiblement couplés.

Les études menées par les auteurs ont montrés que l'approximation de la découplation modale est acceptée avec une bonne précision pour un nombre important des cas étudié. Et donc justifiée l'utilisation de la deuxième partie de l'équation (2.16) pour approximer la réponse des structures due à l'excitation $\mathbf{P}_{\text{eff},n}(\mathbf{t})$, et dans ce cas $q_n(t)$ est gouverner par l'équation suivante

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.17)$$

Et F_{sn} est une force non-linéaire hystérétique fonction de $q_n(t)$:

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) = \phi_n^T f_n(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) \quad (2.18)$$

La solution de l'équation (3.17) peut être exprimée par l'équation (3.11) et $D_n(t)$ est gouverné par l'équation :

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n\omega_n\dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.19)$$

$D_n(t)$ peut-être interpréter comme la réponse du mode nième de système SDF et $F_{sn}L_n/D_n$ est la relation entre la résistance et le déplacement, où

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) = \phi_n^T f_n(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) \quad (2.20)$$

On peut déterminer cette force par une analyse statique non-linéaire (analyse pushover) utilisant une distribution modale comme montré par l'équation (2.8), si on compare les équations (2.10) et (2.17), les équations (2.12) et (2.19) on peut noter que l'équation (2.11) peut être appliquée pour les deux systèmes élastique et inélastique.

La solution de l'équation (2.19) nous donne $D_n(t)$, qui lors de la substitution dans les équations (2.13) et (2.14) nous donne les déplacements des étages et les déplacements inter-étages. La combinaison des réponses données par ces équations pour chaque $\mathbf{P}_{\text{eff},n}(t)$ nous donne finalement la réponse totale de la structure soumise à une charge sismique $\mathbf{P}_{\text{eff},n}(t)$.

2.3.3. Analyse pushover modale

a- Système élastique

Considérant les forces latérales f_{xn} et f_{yn} dans les deux directions X et Y et de torsion $f_{\theta n}$ définies par [16]:

$$f_{xn} = s_{xn}A_n \quad f_{yn} = s_{yn}A_n \quad f_{\theta n} = s_{\theta n}A_n \quad (2.21)$$

Où s_{xn} , s_{yn} et $s_{\theta n}$ sont présentés dans l'équation (2.8), $A_n = \omega_n^2 D_n$ et D_n est le pic de déplacement du système linéaire SDF, déterminé par la résolution de l'équation (2.12) pour $D_n(t)$, noter que A_n est aussi l'ordonnée $A(T_n, \xi_n)$ du spectre de réponse pseudo-accélération de séisme pour le nième mode de système SDF.

Une analyse statique de la structure soumise à des forces définies par l'équation (2.21) peut nous donner la valeur de pic des déplacements r_n de la contribution de n-ème mode dans $r_n(t)$.

Le pic des réponses modales peut être obtenu par une analyse statique de la structure soumise à des forces latérales et de torsion définies par la distribution modale s_n^* :

$$s_n^* = \begin{pmatrix} \mathbf{m}\phi_{xn} \\ \mathbf{m}\phi_{yn} \\ \mathbf{I}_o\phi_{\theta n} \end{pmatrix} \quad (2.22)$$

Par l'augmentation des forces pour atteindre un déplacement au sommet :

$$\mathbf{u}_{rxn}(t) = \Gamma_n \phi_{rxy} D_n(t) \quad \mathbf{u}_{ryn}(t) = \Gamma_n \phi_{ryn} D_n(t) \quad \mathbf{u}_{r\theta n}(t) = \Gamma_n \phi_{r\theta n} D_n(t) \quad (2.23)$$

Le petit « r » signifie le sommet de la structure (roof). Pour une structure élastique, les trois composants de déplacement au sommet atteindront simultanément les valeurs données par l'équation (2.23).

On peut utiliser la combinaison CQC (Complete Quadratic Combination) pour combiner les réponses données par chaque mode.

b- Système inélastique

L'analyse statique non-linéaire utilisant la distribution des charges s_n^* mène à une courbe pushover de mode n-ème ($V_{bn} - u_{rn}$) dans la direction appropriée (X ou Y) comme dans la figure (2.2), l'idéalisation bilinéaire de cette courbe et présentée sur la figure.

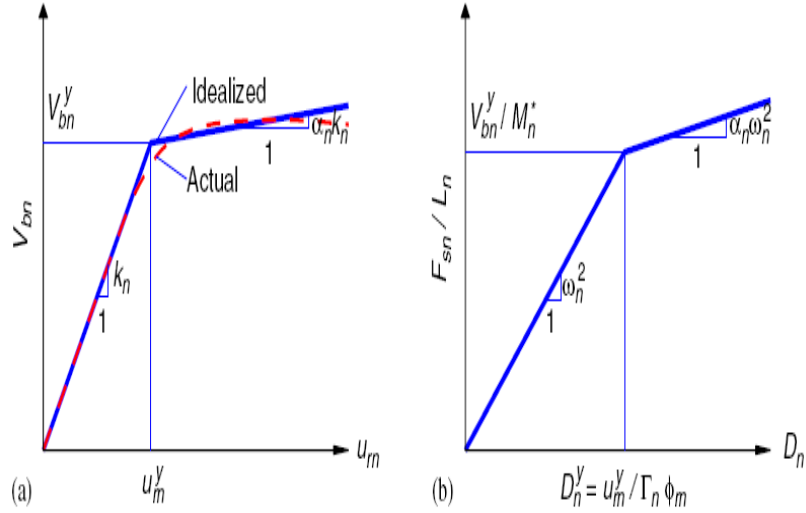


Fig.2.2. la courbe pushover et ses idéalizations [16].

La relation force-déplacement $(F_{sn}^y / l_n - D_n)$ pour un système SDF inélastique est indispensable pour déterminer le déplacement cible, qui peut être déterminé par la résolution de l'équation (2.19) pour $D_n(t)$ ou alternativement par la méthode des réponses spectrales (utilisant un spectre de réponse), les limites élastiques dans cette courbe pour F_{sn}^y / l_n D_n et sont données par :

$$\frac{F_{sn}^y}{L_n} = \frac{V_{bn}^y}{M_n^*} \quad D_n^y = \frac{u_{rn}^y}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2.24)$$

Dans lequel $M_n^* = L_n T_n$ est masse modale généralisé. Les deux sont liés par :

$$\frac{F_{sn}^y}{L_n} = \omega_n^2 D_n^y \quad (2.25)$$

Par la connaissance de F_{sn}^y / L_n et D_n^y de l'équation (3.24), la période élastique T_n de

n- ième mode du système SDF inélastique est donnée par :

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_n^y}{F_{sn}^y} \right)^{1/2} \quad (2.26)$$

Pour une structures asymétrique en plan, l'analyse pushover mène à deux courbe de capacité (pushover) correspond les deux directions latérales X et Y. il serait naturel à utiliser la courbe pushover dans la direction dominante pour chaque mode de vibration.

Les pics des réponses pour chaque mode (déplacement cible) r_n , déterminés par chaque courbe pushover sont combinés utilisant le réglé CQC.

2.4. Résumé de procédure MPA

Dans ce travail, l'extension du MPA pour traiter les constructions asymétriques a été utilisée. Les étapes de cette procédure sont décrites comme suit :

a- Calculer les fréquences naturelles ω_n , et les modes de vibrations élastiques ϕ_n , de la structure étudiée.

b- Pour chaque mode de vibration, développer le courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet, par une analyse statique non-linéaire de la structure utilisant la distribution des forces latérales, où est le vecteur de chargement de mode n au niveau i calculée par :

$$S_n^* = \begin{Bmatrix} m_i \phi_{xni} \\ m_i \phi_{yni} \\ I_{pi} \phi_{\theta ni} \end{Bmatrix} \quad (2.27)$$

Tel que :

m_i , est la masse à l'étage i

I_{pi} , est le moment d'inertie polaire au plancher i par rapport de l'axe vertical passé par le centre de masse.

ϕ_{xni} , ϕ_{yni} , $\phi_{\theta ni}$, et, sont les composants de déplacement du mode n dans les directions X, Y et autour de l'axe verticale au plancher.

Deux courbes Pushover sont obtenues correspondant à deux directions latérales X, Y. La courbe Pushover dans la direction dominante du mode doit être choisie. Les charges de gravité sont appliquées avant l'analyse Pushover, la valeur de déplacement latéral au sommet due aux charges de gravité étant. Dans notre travail ce déplacement est ignoré.

La courbe pushover idéalisée $V_{bn} - u_m$ devrait être convertie en force- déplacement $F_{sn}^y/L_n - D_n$

D'un système un seul degré de liberté pour le mode inélastique n-ième en utilisant les équations (2.28) et (2.29).

$$\frac{F_{sn}^x}{L_n} = \frac{V_{bn}^x}{M_n^*} \quad (2.28)$$

$$D_n^x = \frac{u_m^x}{\Gamma_n \phi_m} \quad (2.29)$$

Dans lequel $M_n^* = L_n T_n$ est la masse modale effective et ϕ_m est la valeur de ϕ_n au sommet dans la direction de la courbe pushover choisie. T_n Est le facteur de participation massique. Les deux F_{sn}/L_n

Et D_n sont liés par l'équation (2.30).

$$\frac{F_{sn}^x}{L_n} = \omega_n^2 D_n^x \quad (2.30)$$

c- Convertir la courbe Pushover comme une courbe bilinéaire.

d- Calculez le déplacement maximal D_n du n-ième mode du système à un seul degré de liberté équivalent qui a été défini par la relation force-déplacement dans l'étape d. La période élastique du système T_n peut être calculée utilisant l'équation (2.31).

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_n^x}{F_{sn}^x} \right) \quad (2.31)$$

Dans ce travail, D_n a été calculé en utilisant la méthode CSM-ATC 40 (procédure B).

e- Calculer le déplacement au sommet maximal u_m de la structure dans la direction associée au n-ième mode du système à un seul degré de liberté équivalent utilisant l'équation (2.32).

$$\mathbf{u}_m = T_n \cdot \phi_m \cdot D_n \quad (2.32)$$

f- Les étapes c à f devraient être répétées pour un nombre des modes suffisant.

g- Déterminer la demande totale en combinant la réponse de gravité et la réponse modale en utilisant une règle de combinaison appropriée (SRSS ou CQC).

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté la procédure de l'analyse pushover modale (MPA) développé par Chopra et al. Comme il est montré précédemment cette analyse à une base théorique consiste à découpler la réponse modale comme mentionner dans l'analyse modale spectrale classique, mais cette analyse a la capacité de prendre en considération la non-linéarité de système étudié.

Cette analyse peut être utilisée pour étudier le comportement sismique des structures asymétriques en plan ou bien pour les structures où les modes supérieurs ont une influence significative dans leur comportement sismique. Dans le chapitre suivant cette procédure est appliquée sur une structure asymétrique en plan pour voir sa précision.

CHAPTER III

ETUDE DE CAS

CHAPITRE 3

ETUDE DE CAS

3.1. Introduction

La présente étude a pour but d'évaluer l'applicabilité de l'analyse non linéaire en poussée progressive modal (méthode pushover modale) et d'examiner les caractéristiques dynamiques préliminaires des bâtiments irréguliers en élévation (en plusieurs étages). Pour cette raison, un bâtiment auto-stable en acier de dix étages comme structure régulière de référence et neuf autres structures irrégulières en élévation avec différentes configurations géométriques ont été sélectionnés.

Dans ce chapitre, les caractéristiques géométriques et dynamiques des structures étudiées sont présentées.

3.2. Description des structures étudiées

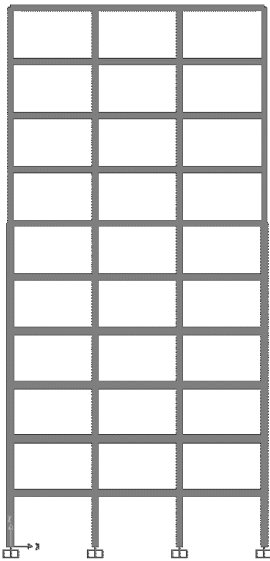
Dans cette étude, dix portiques auto-stable de dix étages en acier avec différentes configurations géométriques ont été choisis pour des études des cas, sélectionnées de la littérature [18]. Les portiques comprenaient un portique régulier en élévation de référence et neuf portiques géométriquement irréguliers, dans lequel des décrochements se produisent à différents niveaux le long de la hauteur des portiques. La configuration des portiques est représentée sur la figure 3.1.

Toutes les structures sont des portiques à trois travées. Chaque travée à une longueur de 5 m avec une hauteur d'étage égale à 3,2 m. Les charges de gravité égales à 6,5 et 2,0 kN/m² pour les charges permanentes et les charges d'exploitation, respectivement. Les diaphragmes sont rigides.

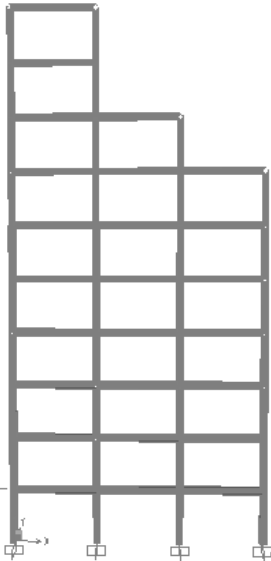
Les détails des sections des éléments des portiques (figure 3.2) sont présentés dans les tableaux 3.1 et 3.2.

Les portiques irréguliers étaient géométriquement irréguliers selon les règlements parasismiques algériens 99 version 2003. [7]

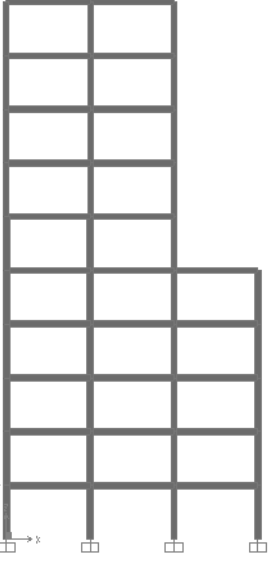
Il est à noter qu'un bâtiment est classé comme étant géométriquement irrégulier en élévation lorsque la dimension horizontale du système de résistance latérale dans chaque étage dépasse 130% de celle de des étages adjacents.



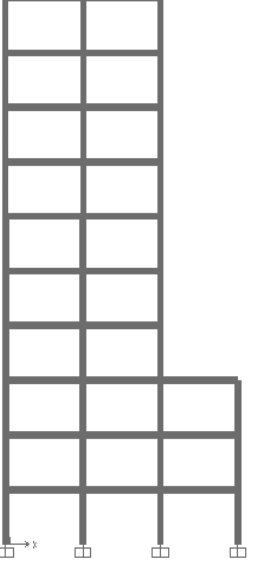
P101010



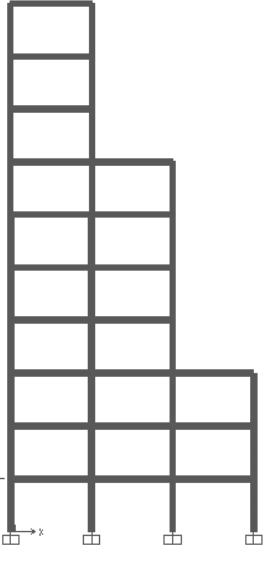
P1087



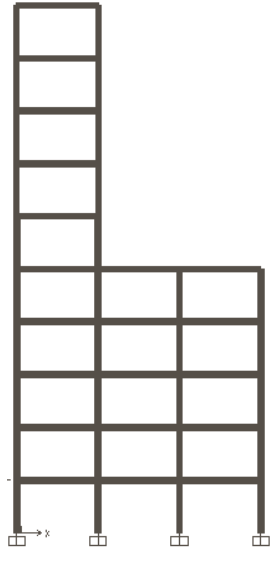
P10105



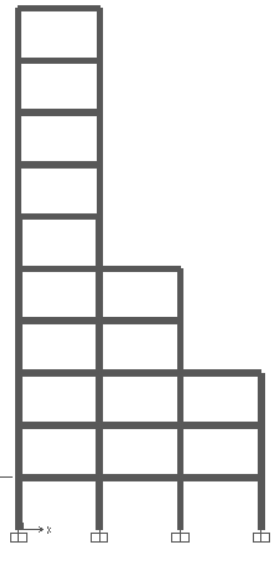
P10103



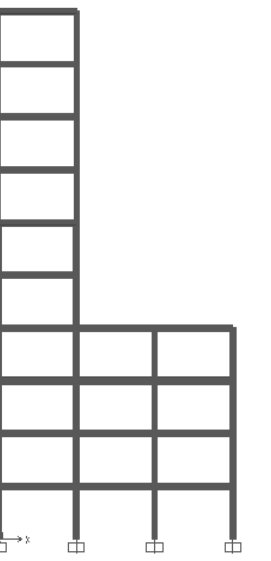
P1073



P1055



P1053



P1033

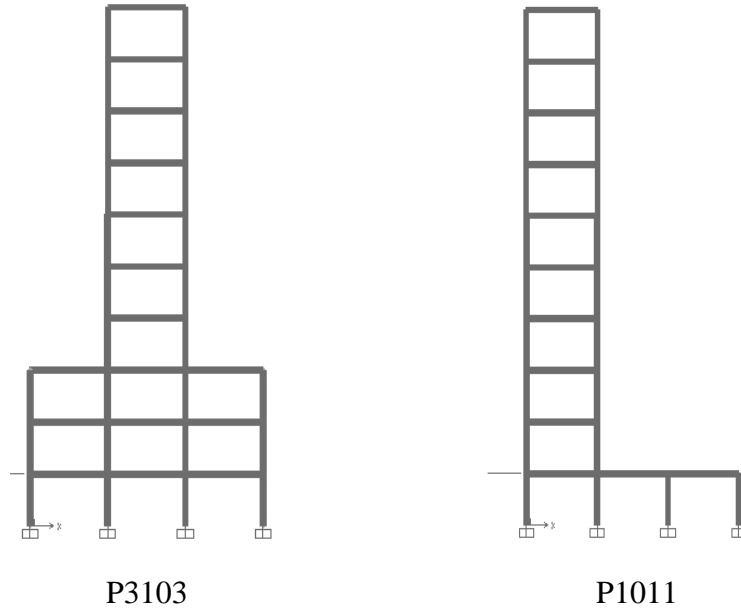


Figure 3.1. Configuration géométrique des portiques étudiés.

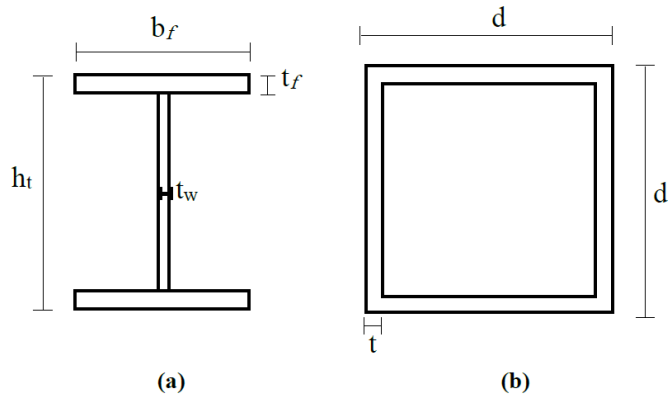


Figure 3.2. Types des sections utilisées, (a) poutres, (b) poteaux.

Tableau 3.1 : Sections des éléments de la structure de 10 niveaux [109]

Sections des poutres					Section des poteaux		
Section	h_t (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	Section	d (cm)	t (cm)
B4	40	1	22.5	2	C4	35	2.5
B5	35	0.88	22.5	2	C5	30	2
B6	30	0.8	20	1.5			

Structure	Niveaux	Poteaux	Poutres
10-Niveaux	1-4	C4	B4
	5-6	C4	B5
	7-8	C5	B5
	9-0	C5	B6

Les portiques dans la figure 3.1 ont été nommés en utilisant 3 chiffres après le P (Portique), de telle manière que les trois chiffres après P indiquent le nombre d'étages dans chaque travée de gauche à droite, respectivement.

Le spectre de conception a été construit pour le sol ferme de type II du code sismique iranien (classe C du NEHRP) [19] et pour la zone sismique 1 (une zone de forte sismicité). La figure 3.3 montre le spectre de pseudo-accelération élastique utilisé avec un taux d'amortissement de 5%.

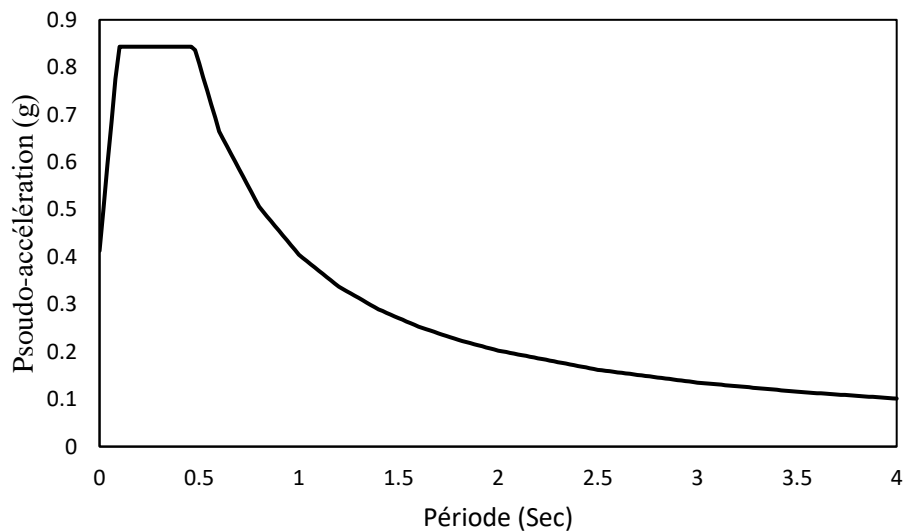


Figure 3.3. Spectres de réponse élastique de conception.

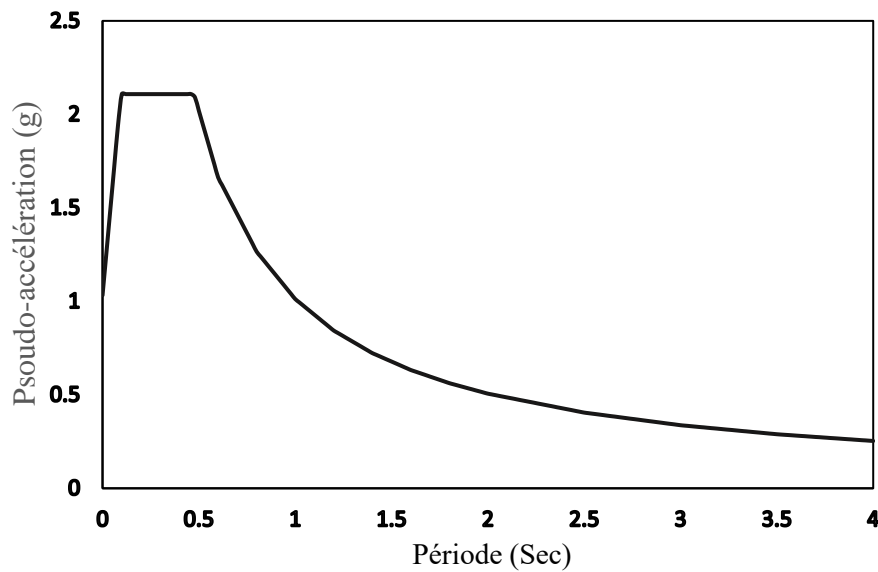


Figure 3.4. Spectres de réponse élastique² de conception.

3.3. Caractéristiques dynamiques des structures

3.3.1. Périodes propres et Participations massiques des bâtiments

Avant de commencer l'analyse sismique des structures étudiées. Les caractéristiques dynamiques préliminaires de ces structures sont nécessaires. Le tableau suivant montre les périodes propres et les participations massiques des trois premiers modes de vibration des structures étudiées.

Tableau 3.3 : Périodes propres et Participations massiques des bâtiments

Portique	Périodes propres (s)			Participation massique (%)		
	T1	T2	T3	α_1	α_2	α_3
Réf	1,719	0,614	0,355	77%	12%	4%
1087	1,417	0,569	0,366	77%	9%	5%
10105	1,534	0,632	0,347	71%	16%	4%
10103	1,588	0,593	0,358	68%	17%	6%
1073	1,345	0,595	0,366	66%	16%	4%
1055	1,315	0,661	0,329	60%	25%	4%
1053	1,334	0,612	0,339	55%	28%	6%
1044	1,368	0,612	0,354	52%	33%	4%
1011	1,623	0,558	0,317	62%	12%	6%
3103	1,428	0,555	0,361	50%	30%	10%

Le tableau 3.3 nous donne des informations claires sur la participation des modes de vibration sur la réponse sismiques des structures. On peut remarquer que la participation du premier mode (mode fondamentale) est très élevée pour les portiques **Réf, 1087** et **10105** la participation massique de premier mode est supérieur de 70% dans ces structures. Pour le reste des structures les participations massiques des modes supérieurs ($> 1^{\text{er}}$ mode) est importante et la participation de 1^{er} mode est inférieur à 70% (50% pour le portique 3103). Dans ce cas. Il faut être prudent lors de l'analyse de ces structures.

Pour la prise en compte des modes supérieurs dans la réponse sismiques des structures étudiées dans ce mémoire, deux méthodes d'analyse sont utilisées :

- Analyse modale spectrale (AMS)
- Analyse pushover modale (MPA)

3.3.2. Paramètres utilisés dans les analyses sismiques

Pour l'analyse modale spectrale les deux spectres présentés dans les figures 3.3 et 3.4 sont utiles pour estimer la réponse sismique des structures étudiée. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux de l'analyse pushover modale.

Pour l'analyse pushover modale, les réponses non linéaires des trois premiers modes de vibration sont combinées en utilisant la règle de combinaison SRSS pour trouver la réponse finale des structures.

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre, la description de nos structures étudiée est présentée. La plus part des structures sélectionnée présente une irrégularité en élévation et pour cela deux types d'analyse est choisi :

- L'analyse modale spectrale
- L'analyse pushover modale

Dans le chapitre suivant, une étude comparative entre les résultats de ces deux analyses est faite.

CHAPTER IV

RESULTATS ET DISCUSSION

CHAPITRE 4 :

Résultats et discussions

4.1. Introduction

L'ignorance des modes de vibration supérieurs entraîne une perturbation dans l'analyse sismiques cause qui peut conduire à une sous-estimation de la réponse sismiques des structures. Dans ce chapitre un travail est effectué sur la détermination de la réponse sismique avec la pris en compte de l'influence des modes supérieurs par l'analyse pushover modale ainsi que la comparaison entre les résultats de cette méthode avec ceux de l'analyse modale spectrale standard.

4.2. Résultats de l'analyse modale spectrale

Les résultats de l'analyse modale spectrale en terme de : déplacement maximal, profils des déplacements, déplacement inter-étage et finalement l'effort tranchant dans chaque étages des structures étudiée est présenté dans le tableau et les figures suivants.

4.2.1. Déplacement maximal

Le déplacement maximal au sommet des structures étudiées obtenus par l'analyse modale spectrale sont présenté dans le tableau 4.1.

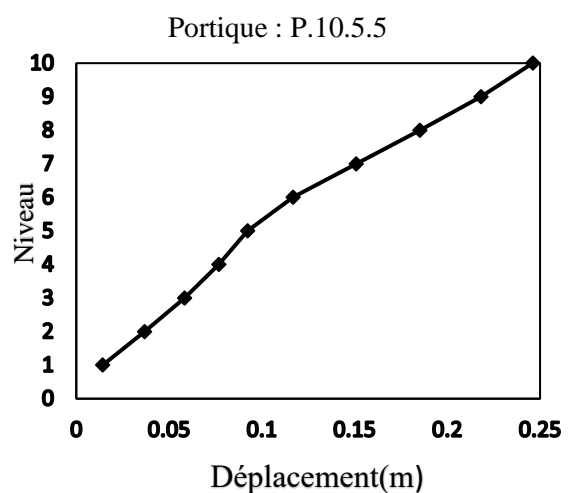
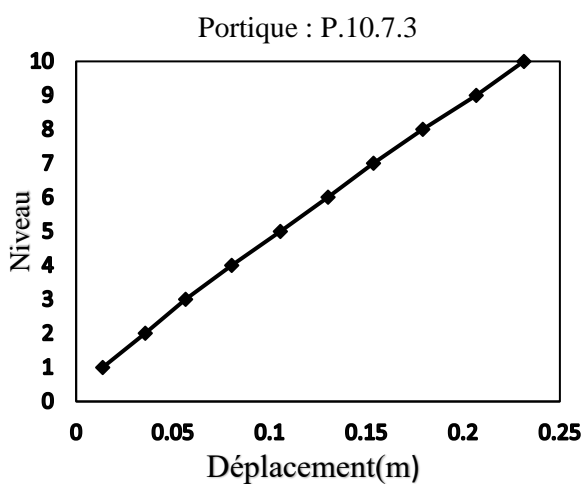
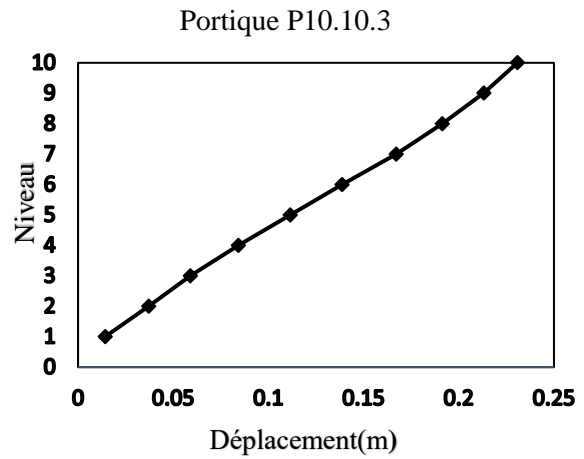
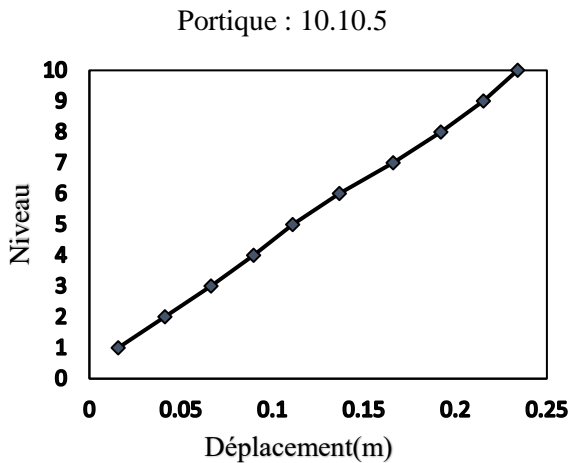
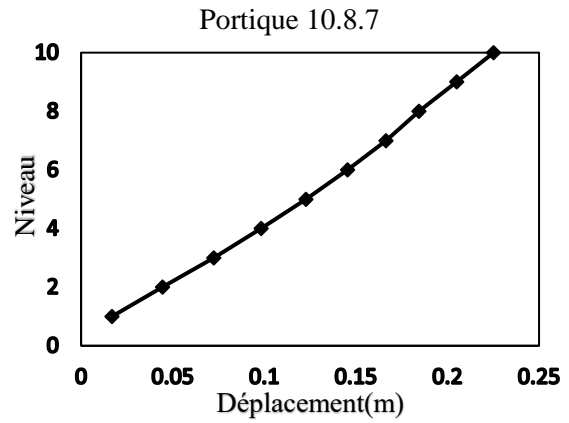
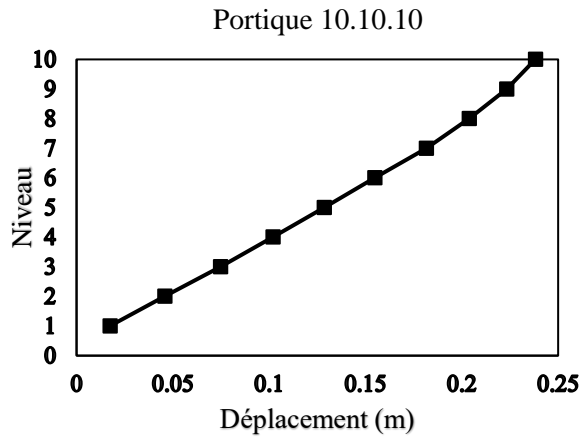
A partir de tableau 4.1, Les valeurs des déplacements maximaux sont entre 22.53 cm (portique P3103) et 24.60 cm pour le portique P1055.

Tableau 4.1 : Déplacement maximal des structures étudiées.

Portique	U_{\max} (m)
P 10.10.10 (référence)	0.2382
P 10.8.7	0.2252
P 10.10.5	0.2339
P 10.10.3	0.2308
P 10.7.3	0.2313
P 10.5.5	0.2460
P 10.5.3	0.2337
P 10.4.4	0.2347
P 10.1.1	0.2296
P 3.10.3	0.2253

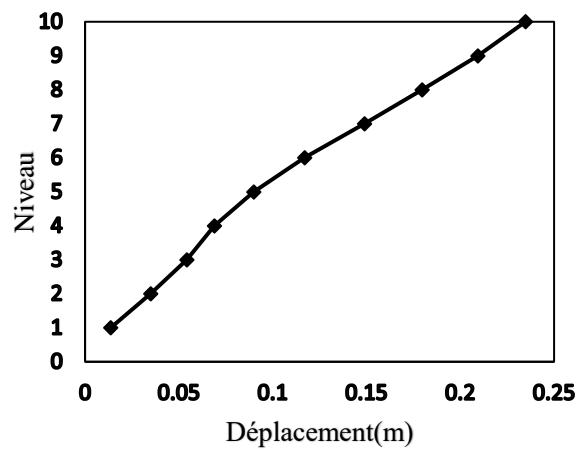
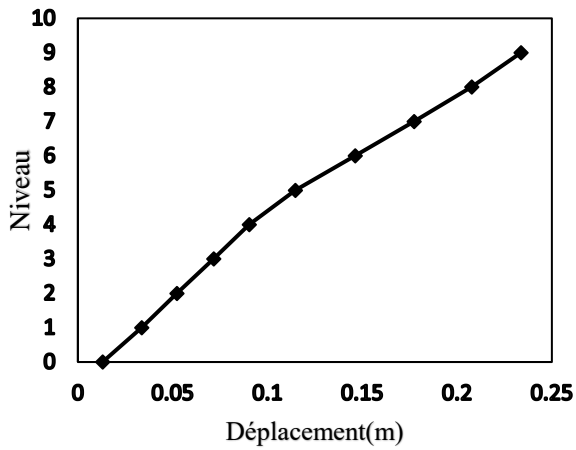
4.2.2. Profil de déplacement

Les figures suivantes présentent les résultats de l'analyse modale spectrale en termes de déplacement niveau.

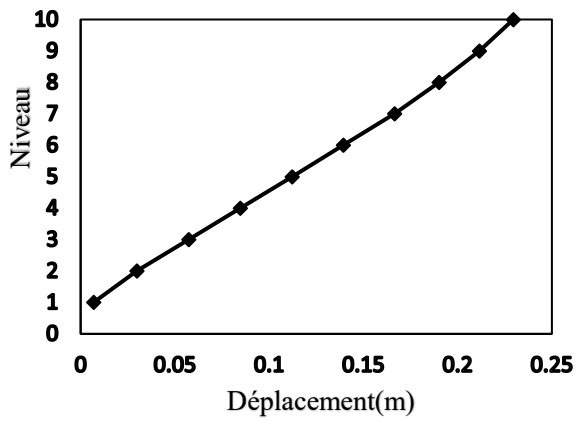


Portique : 10.5.3

Portique : P1044



Portique : 10.1.1



Portique : 3.10.3

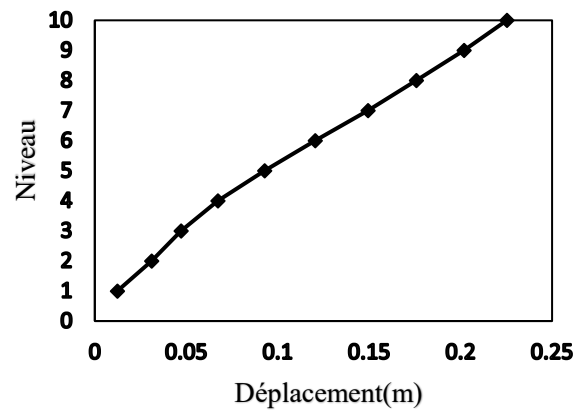
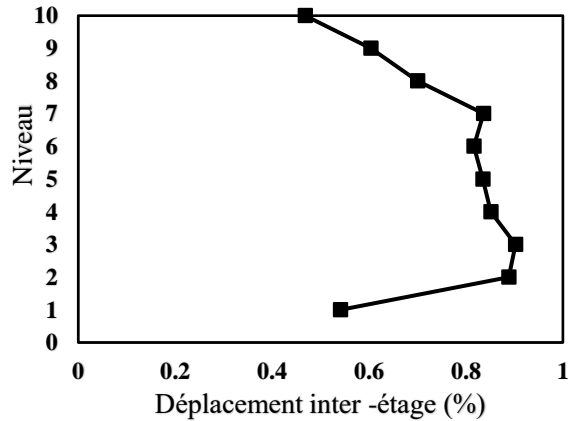


Figure 4.1. Profils des déplacements des structures étudiées (par l'analyse Modale spectrale)

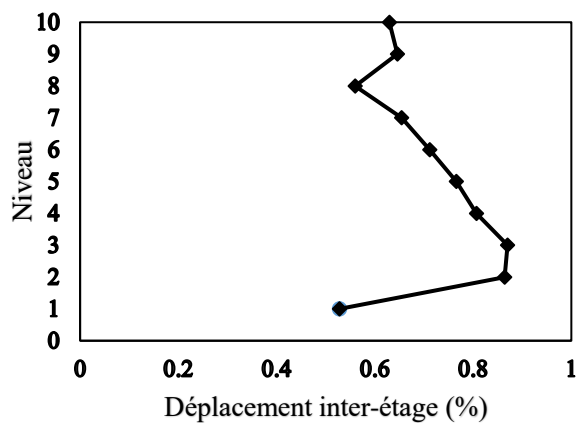
4.2.3. Profil de déplacement inter-étage

Les résultats en terme de déplacement inter-étage sont présentés dans les figures suivantes.

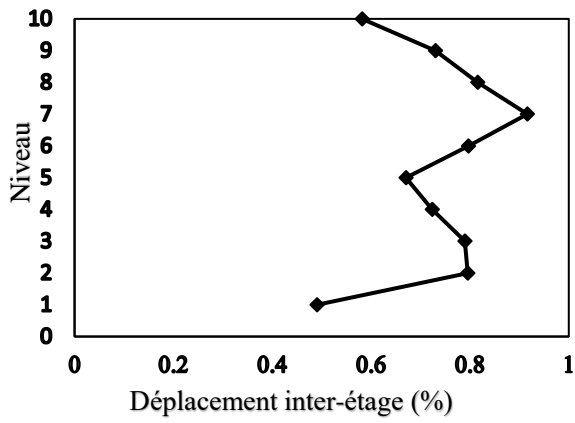
Portique 10.10.10



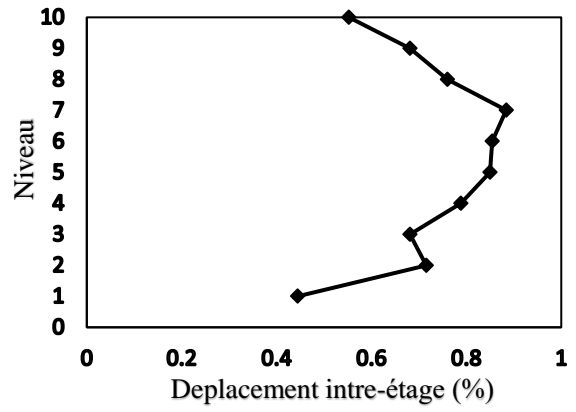
Portique 10.8.7



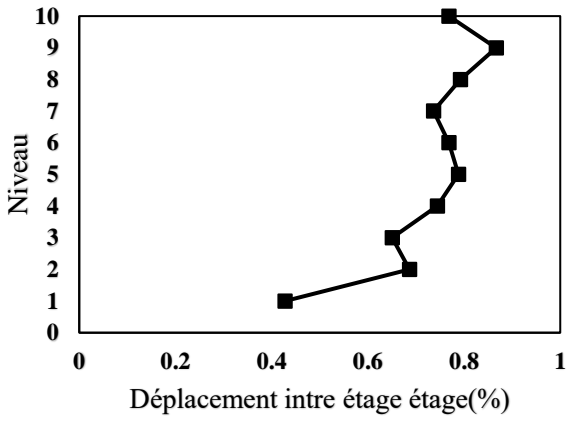
Portique : 10.10.5



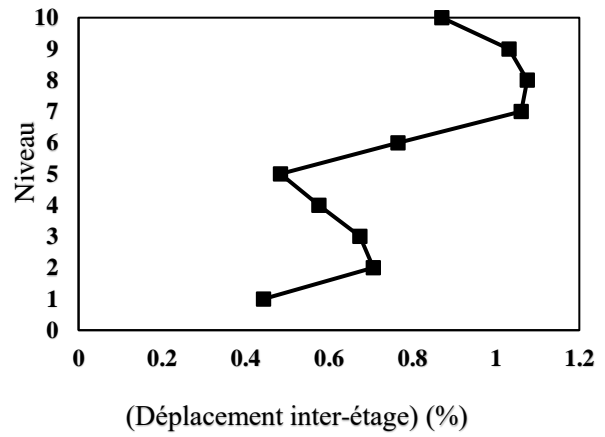
Portique : 10.10.3



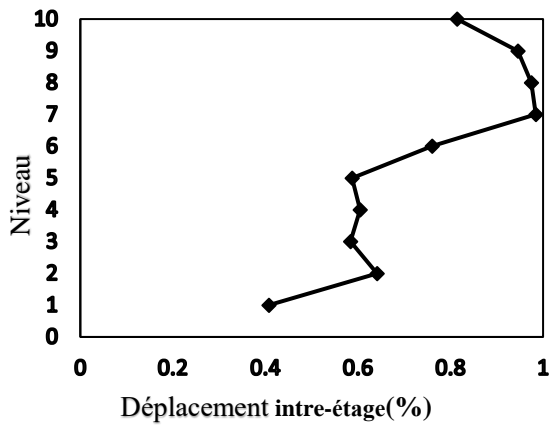
Portique 10.7.3



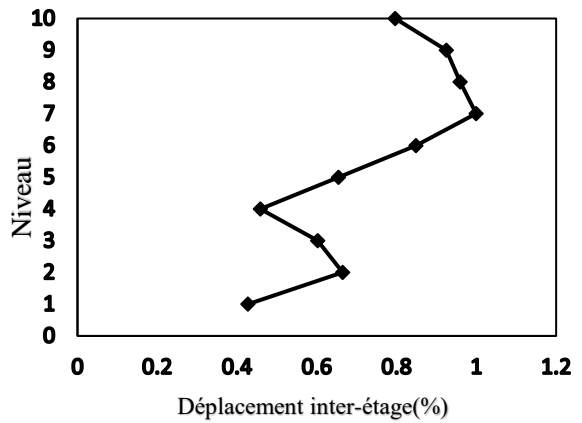
Portique : 10.5.5



Portique : 10.5.3



Portique : P1044



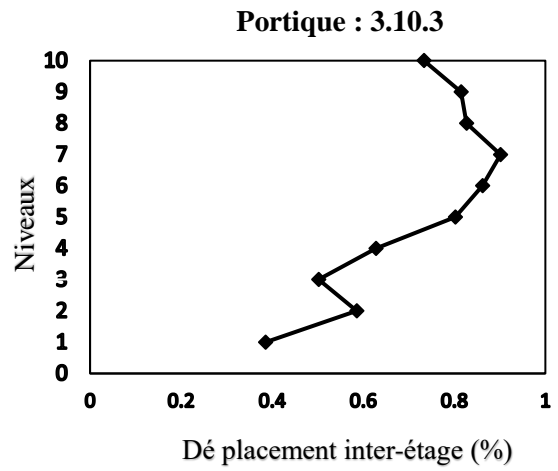
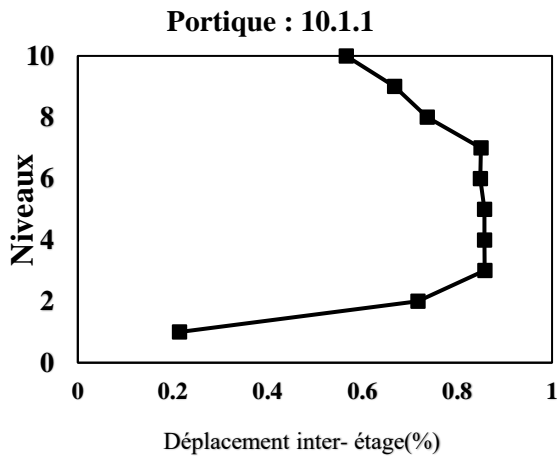
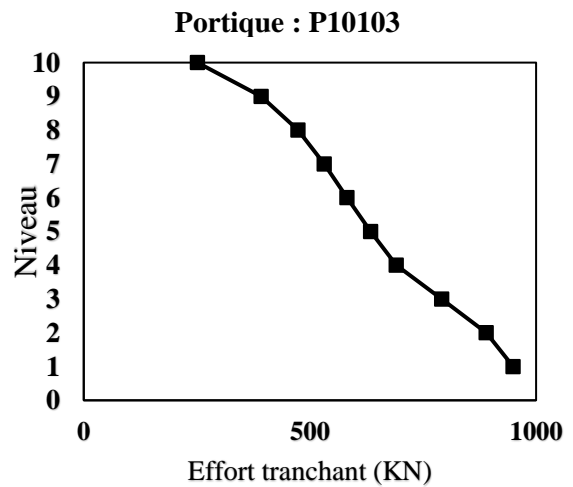
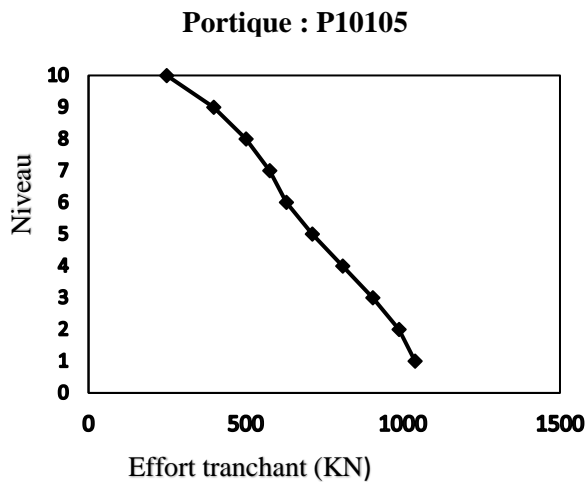
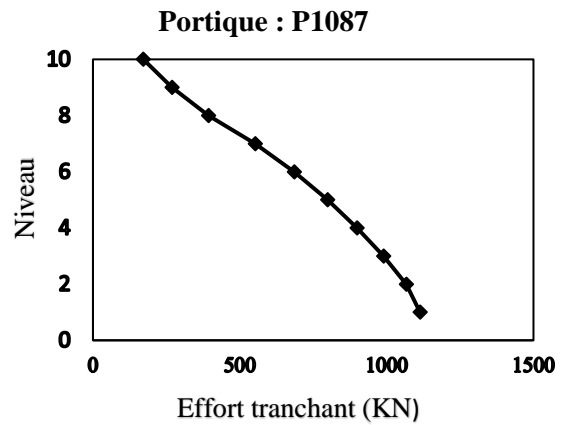
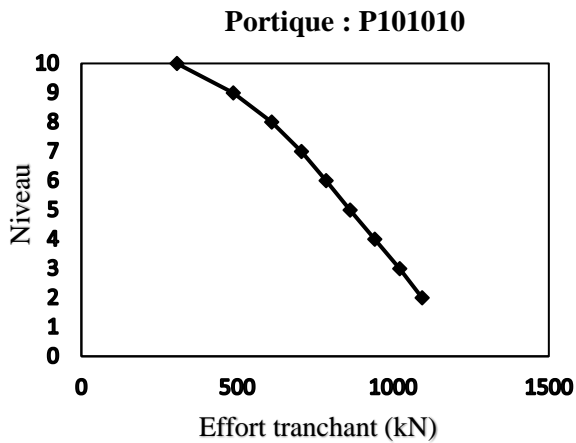


Figure 4.2. Déplacement inter-étage des structures étudiées (Analyse modale spectrale)

4.2.4. Effort tranchant dans chaque étage

Les efforts tranchants de chaque niveaux des structures étudiées sont montrés par les figure suivantes.



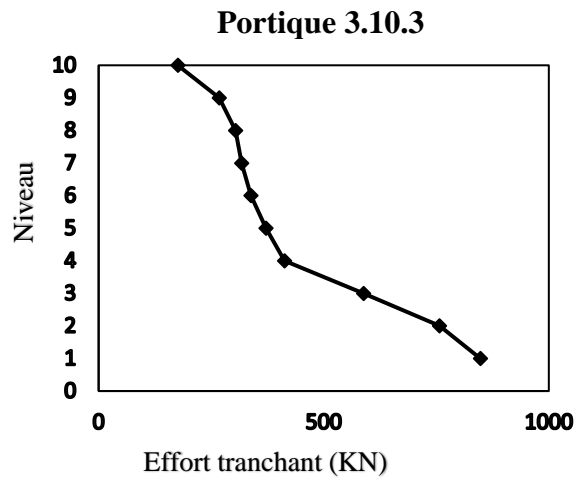
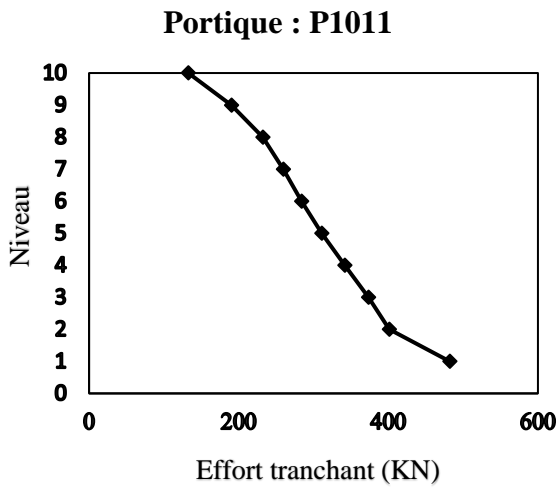
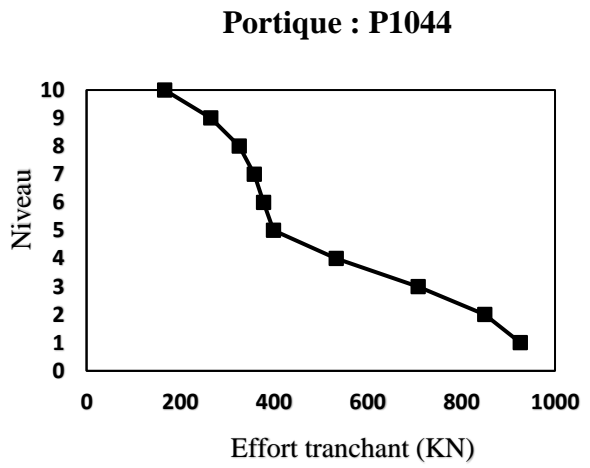
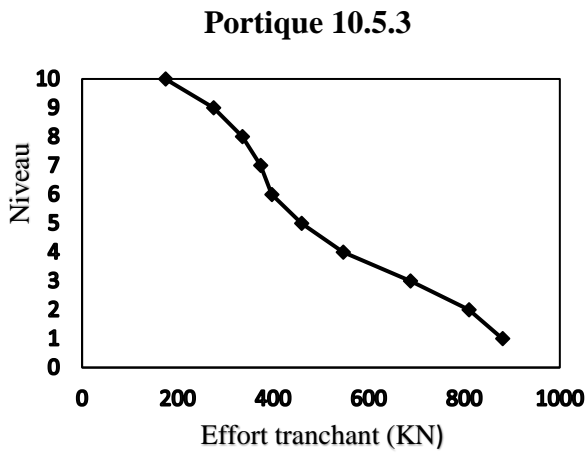
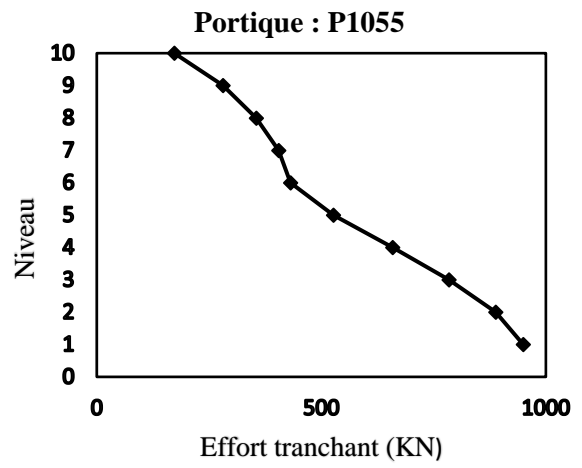
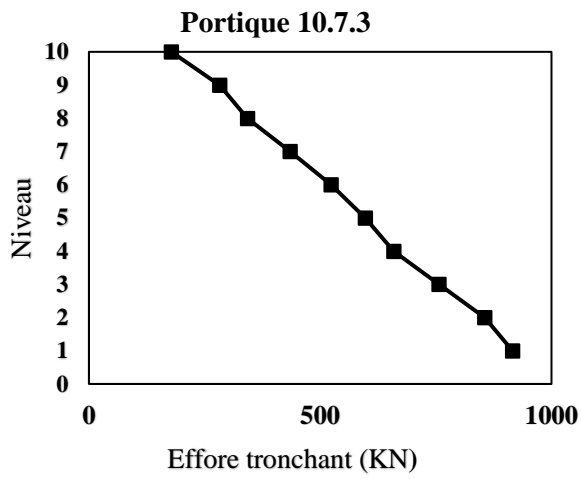


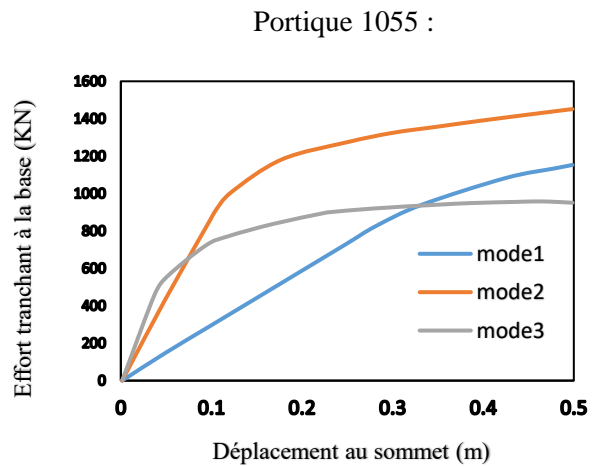
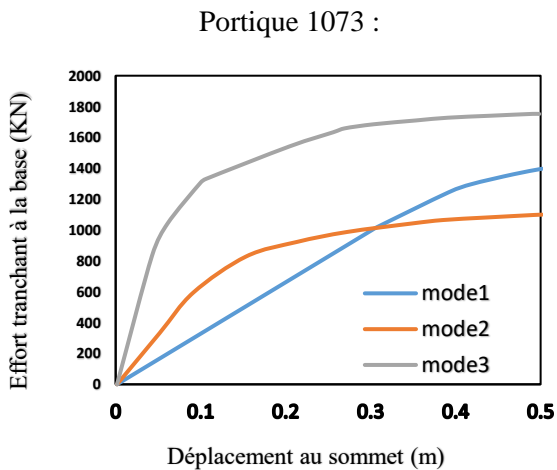
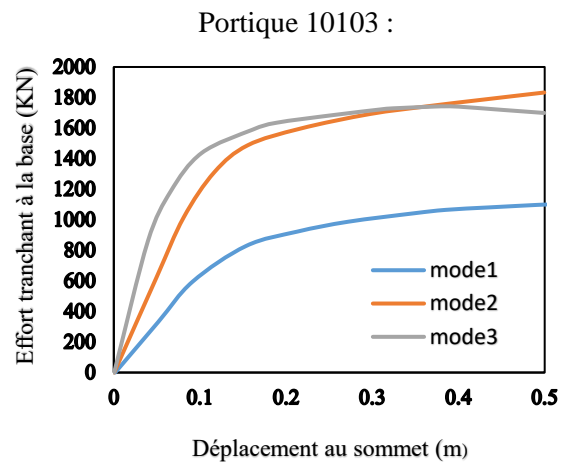
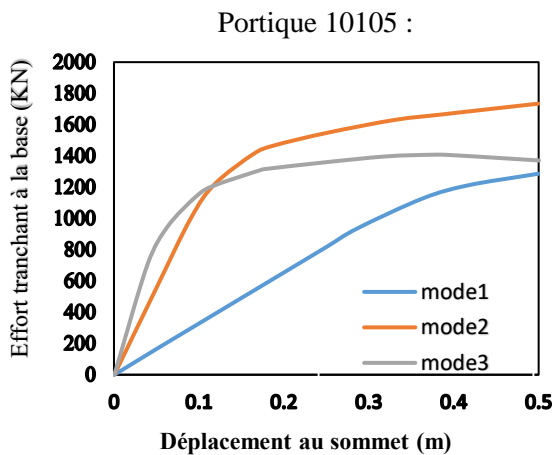
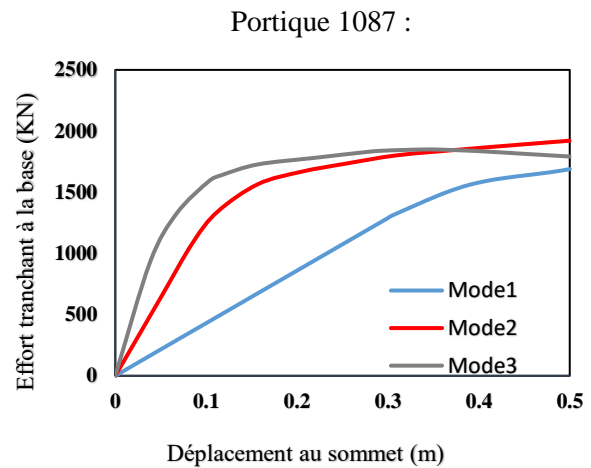
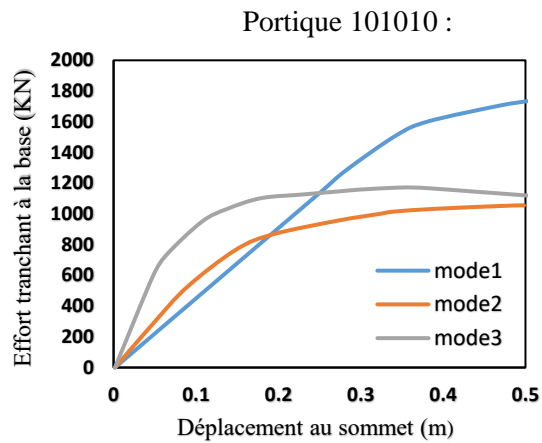
Figure 4.3. Effort tranchant dans chaque étage des structures étudiées (Analyse modale spectrale)

4.3. Résultats de l'analyse pushover modale

Dans ce qui suit, les résultats de l'analyse pushover modale sont présentés.

4.3.1. Courbes de capacité (courbes pushover)

Les courbes pushover de chaque structure sont présentés sur les figures suivantes, pour les trois premiers modes de vibration.



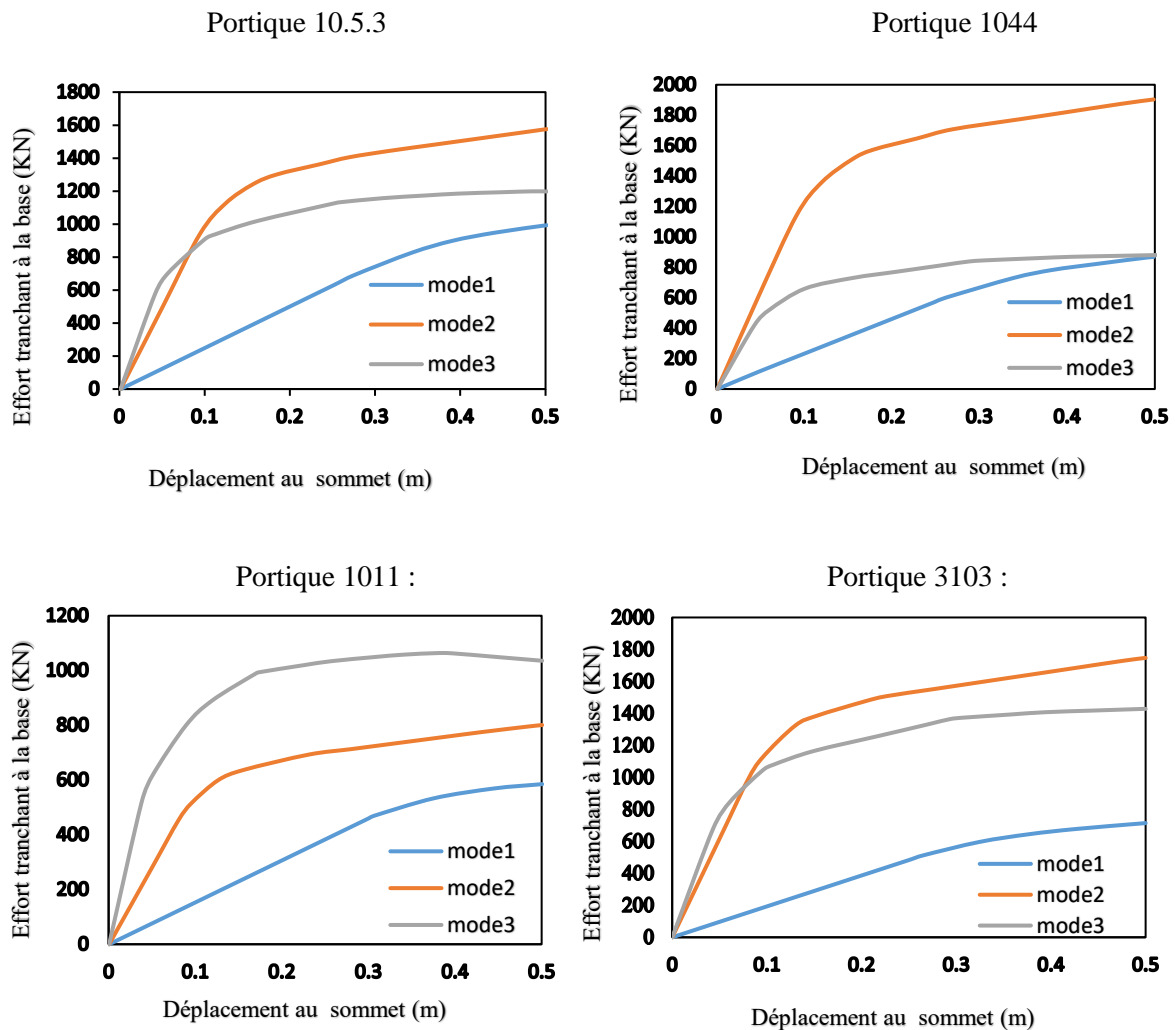


Figure 4.4. Courbes de capacité de chaque structure.

Les courbes de capacité présentées par la figure 4.8 décrivent le comportement global des structures étudiées. On peut voir dans cette figure que le premier mode présente une résistance moins que les autres modes. Le nombre des poteaux est très important dans cette résistance et dans ce cas la structure de référence à une résistance élevée par rapport les autres structures.

4.3.2. Déplacement cible

Le déplacement cible dans les analyses pushover est correspond au déplacement maximal dans l'analyse modale spectrale. Les tableaux suivants donnent les valeurs de déplacements cibles pour chaque structures dans les deux niveaux de chargement.

Les déplacements cibles U_{max} sont calculés en utilisant la combinaison SRSS des déplacements maximaux des trois premiers modes de vibration.

Tableau 4.2. Valeurs de déplacement cible de chaque structure pour le niveau 1 de chargement

Portique	U₁	U₂	U₃	U_{max}
P101010	0.23740622	0.03410726	0.00839452	0.2399906
P1073	0.2230398	0.06325347	0.01435192	0.23227943
P1087	0.22254397	0.05411465	0.01543508	0.22954837
P1033	0.22925857	0.04122417	0.01083163	0.23318715
P10105	0.22700019	0.04492026	0.0086954	0.23156538
P1011	0.22800482	0.03501671	0.00855833	0.23083677
P1053	0.22336235	0.06082341	0.01236687	0.23149563
P3103	0.21781121	0.05365464	0.01576757	0.22487588
P1044	0.22690152	0.05958212	0.01091194	0.23484761
P1055	0.23807484	0.06823456	0.00966594	0.24784877

Tableau 4.3. Valeurs de déplacement cible de chaque structure pour le niveau 2 de chargement.

Portique	U₁	U₂	U₃	U_{max}
P101010	0.59351555	0.08450456	0.02108623	0.59987195
P1073	0.56503415	0.15671756	0.03605065	0.58747224
P1087	0.54484904	0.13528663	0.03877145	0.562731
P1033	0.5643288	0.10335915	0.02720803	0.57436085
P10105	0.57623126	0.1119551	0.02184201	0.58741253
P1011	0.57069606	0.08754178	0.02139582	0.57776755
P1053	0.55840588	0.15205853	0.03091718	0.57956432
P3103	0.54452804	0.13413659	0.03941893	0.5621897
P1044	0.56725379	0.1489553	0.02727986	0.58711901
P1055	0.59518711	0.1705864	0.02416486	0.61962195

4.4. Comparaison entre l'analyse pushover modale et l'analyse modale spectrale

Dans cette section, une étude comparative entre les résultats de l'analyse modale spectrale et ceux de l'analyse modale pushover est présentée.

4.4.1. Déplacement maximal

La comparaison entre les deux valeurs de déplacement maximal calculées par la méthode modale spectrale (MS) et la méthode pushover modale (MPA) est présentée dans la figure suivante pour les deux niveaux de chargement.

Il est clair dans ce graphe que les deux résultats sont très proches. On peut dire que les résultats de l'analyse modale spectrale en termes de déplacement maximal reflètent bien le comportement sismique des structures.

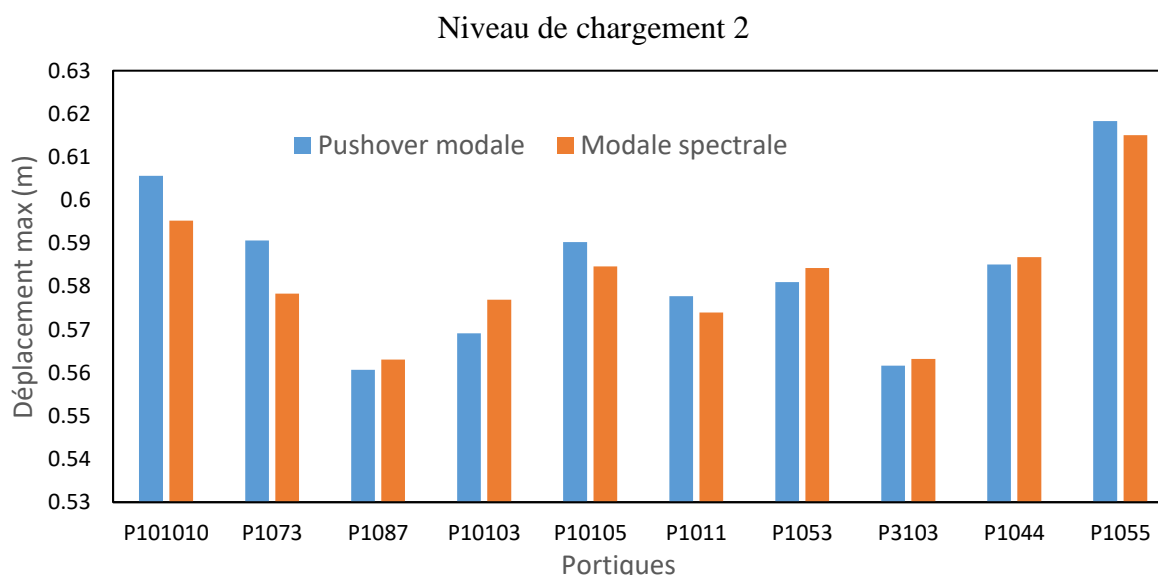
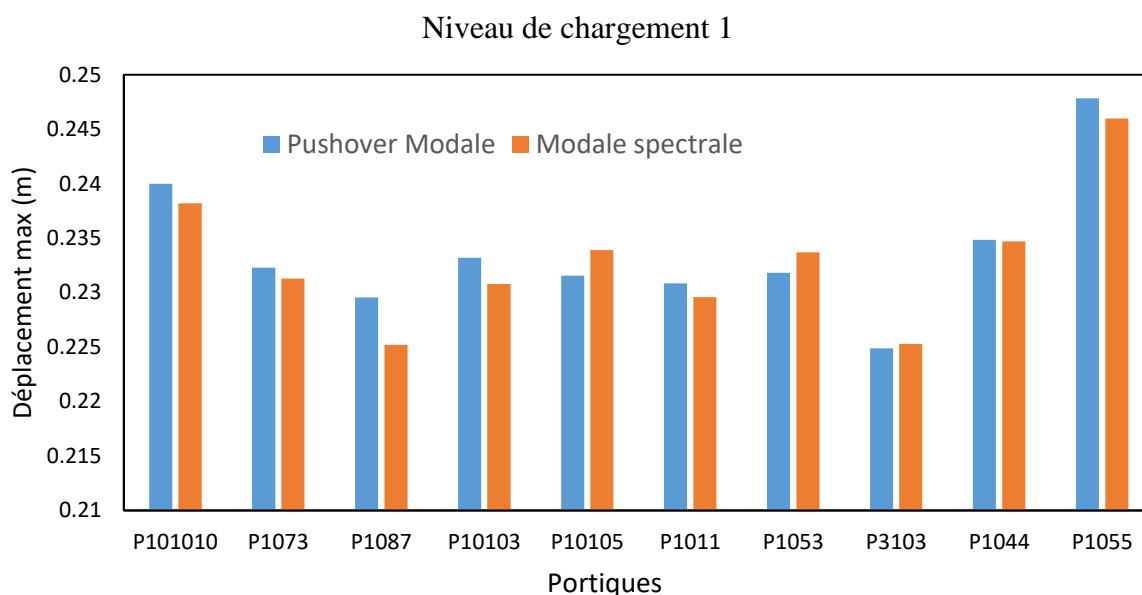
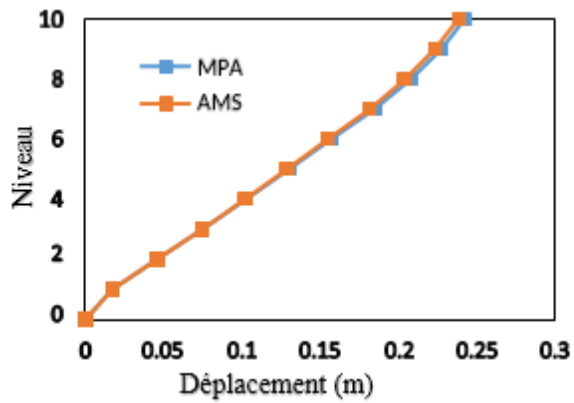


Figure 4.5. Comparaison entre les valeurs de déplacement maximale des deux méthodes (modale spectrale et pushover modale)

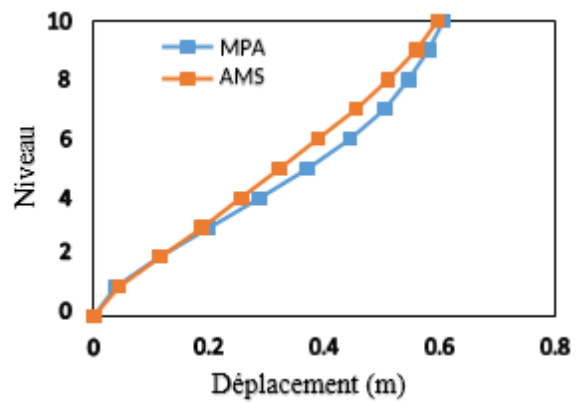
4.4.2. Profil de déplacement

Pour le déplacement de chaque niveau des structures étudiées, la figure suivante montre la différence entre les valeurs données par les deux analyse utilisées. Malgré les petites différences remarquées sur les valeurs de déplacement entre les deux méthodes d'analyse, on peut dire que les deux résultats sont très proche et dans les deux niveaux de chargement. La méthode modale spectrale sous-estime la réponse dans les portiques **P101010**, **P1087** et **P1011** pour le niveau de chargement 2.

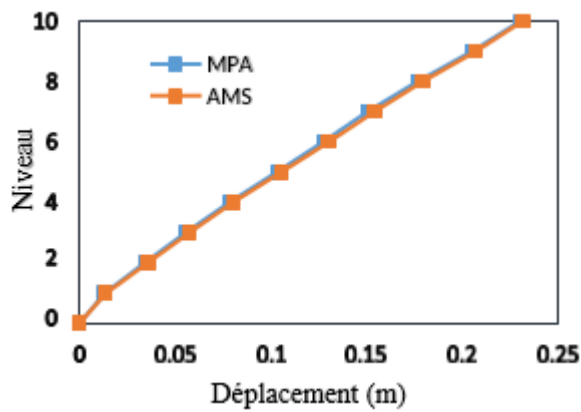
P101010 : Niveau 1 de chargement



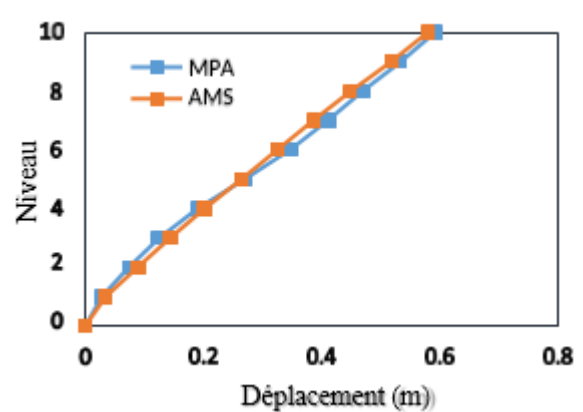
Niveau 2 de chargement



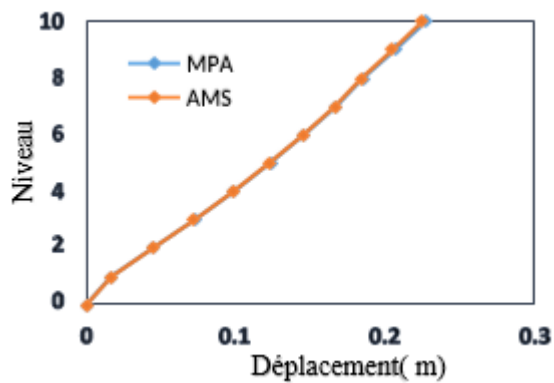
P1073 : Niveau 1 de chargement



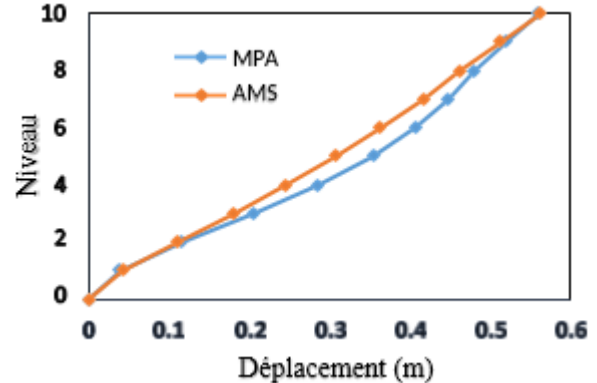
Niveau 2 de chargement



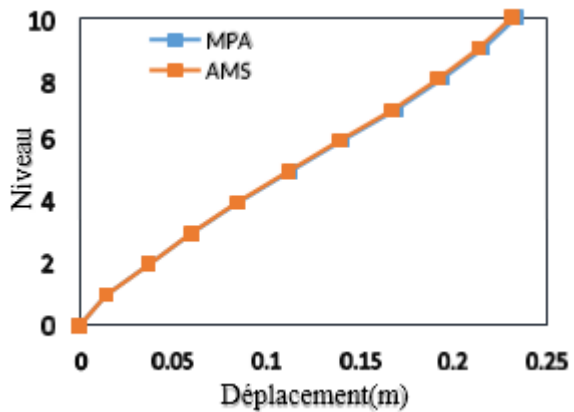
Portique 1087 : Niveau de chargement 1



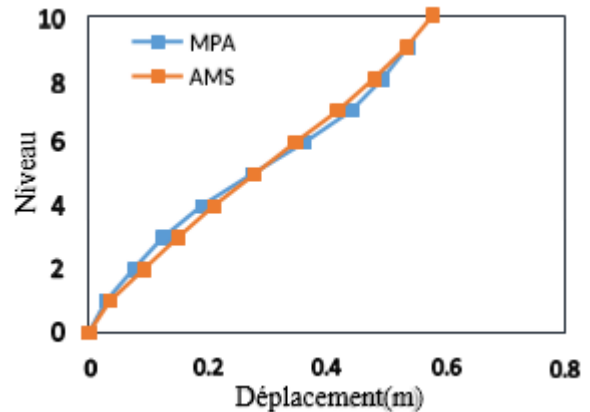
Niveau de chargement 2



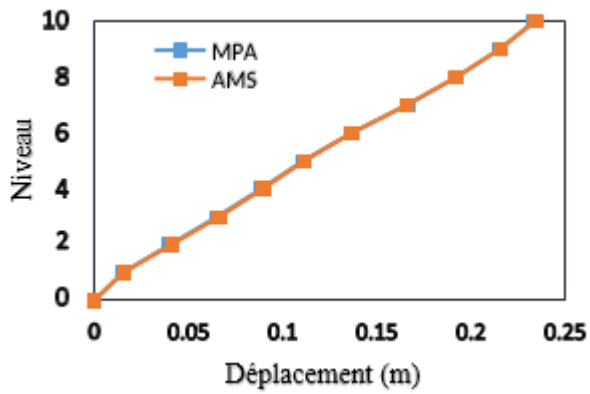
Portique 10103 : Niveau de chargement 1



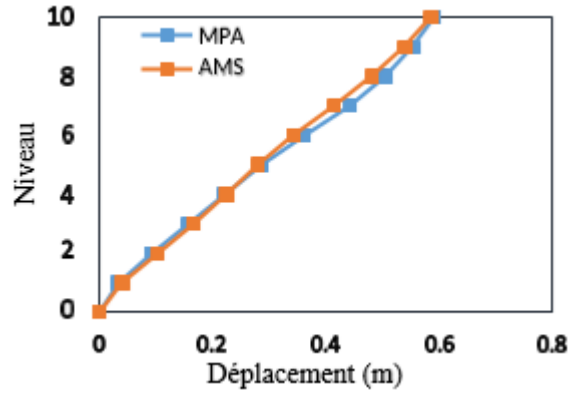
Niveau de chargement 2



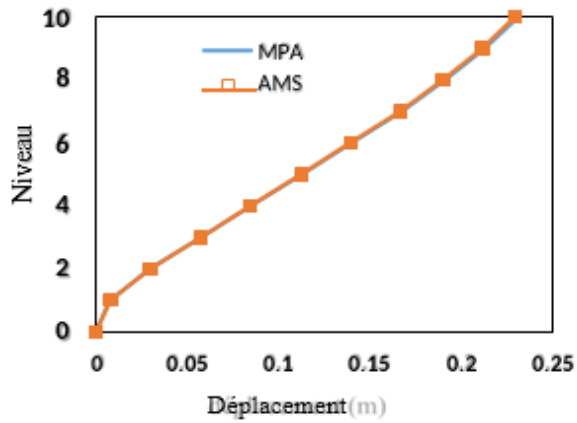
Portique 10105 : Niveau de Chargement 1



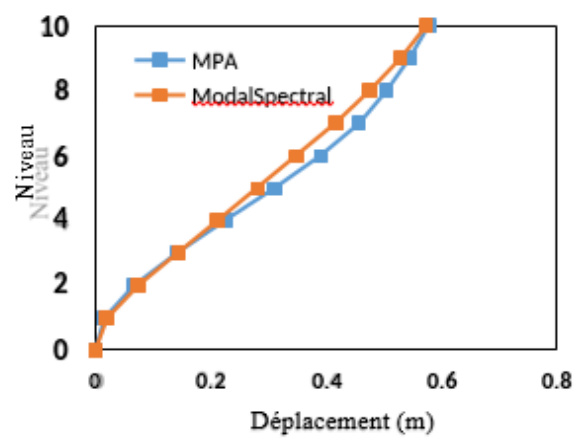
Niveau de chargement 2



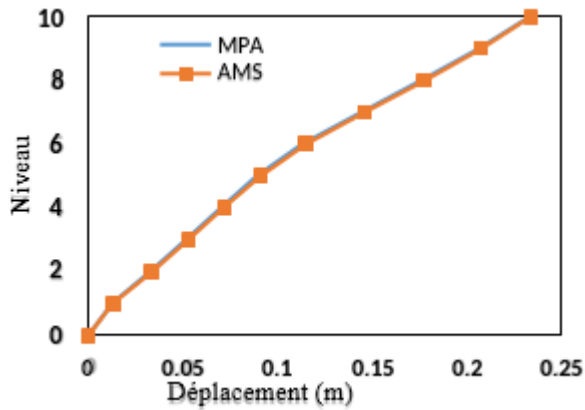
Portique 1011 : Niveau de Chargement 1



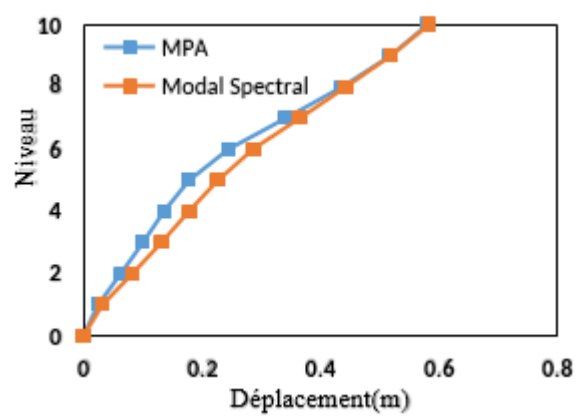
Niveau de chargement 2



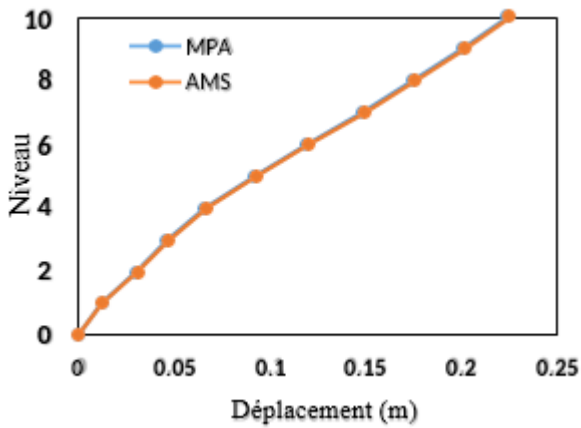
Portique 1053 : Niveau de Chargement 1



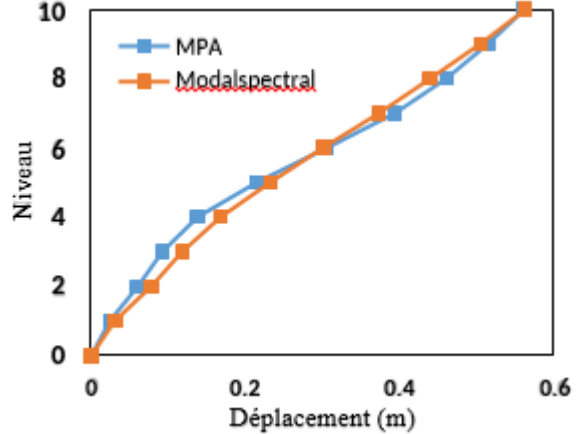
Niveau de chargement 2



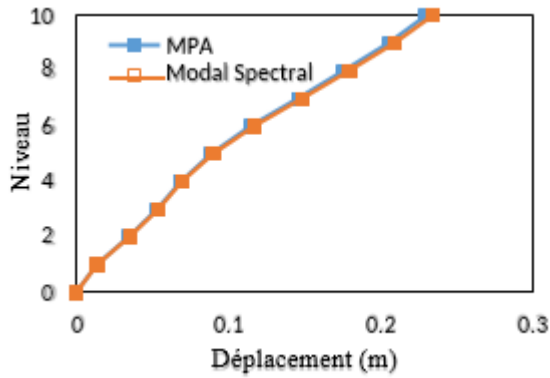
Portique 3103 : Niveau de Chargement 1



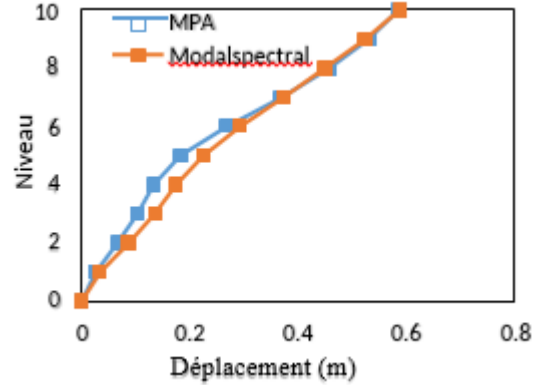
Niveau de chargement 2



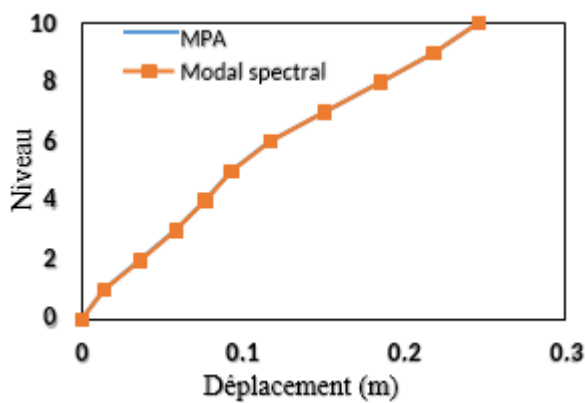
Portique 1044 : Niveau de Chargement 1



Niveau de chargement 2



Portique 1055 : Niveau de Chargement 1



Niveau de chargement 2

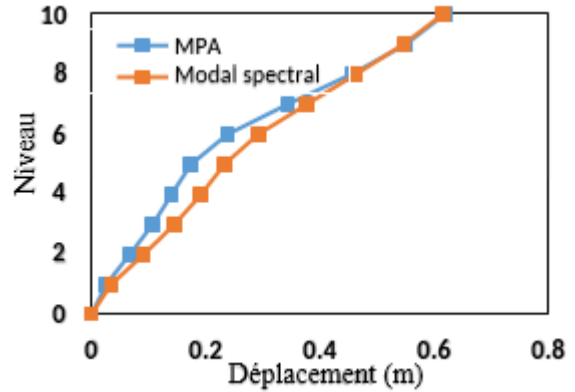
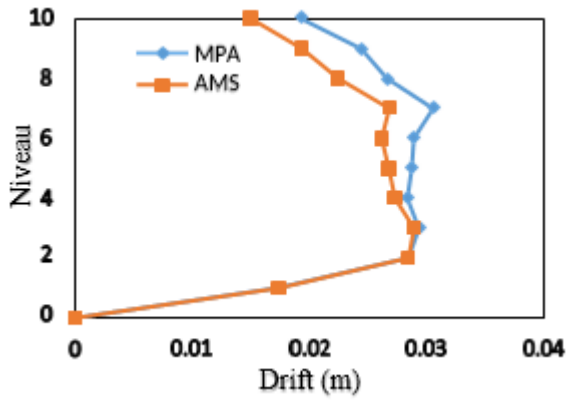


Figure 4.6. Déplacement des étages dans les deux niveaux de chargement.

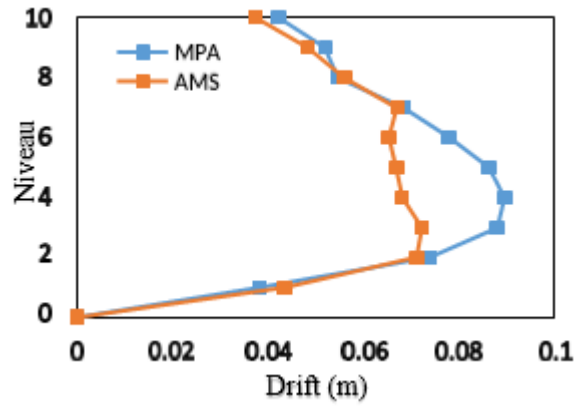
4.4.3. Profil de déplacement inter-étage (Drift)

Le déplacement inter-étage est très important dans l'estimation des réponses sismiques des structures. Il permet nous permet de mesurer le déplacement relatif de chaque étage et donc la réponse de cet étage. La figure suivante présente ces déplacements pour chaque structure dans les deux niveaux de chargement.

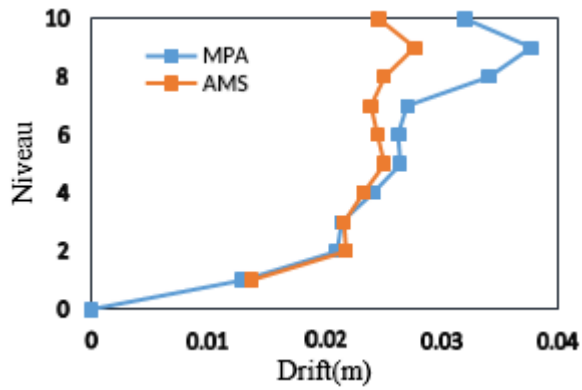
Portique 101010 : Niveau de chargement 1



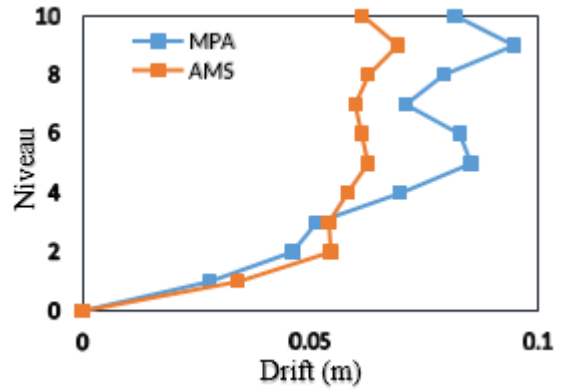
Niveau de chargement 2



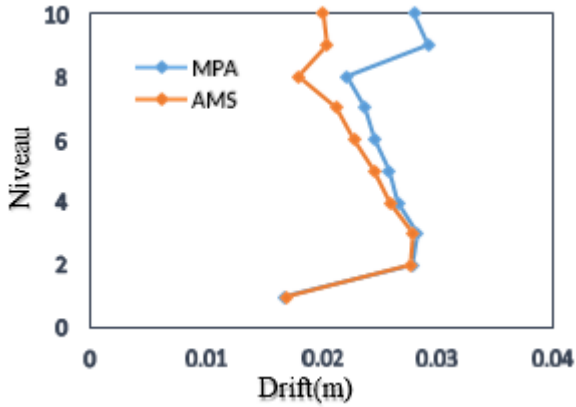
Portique 1073 : Niveau de chargement 1



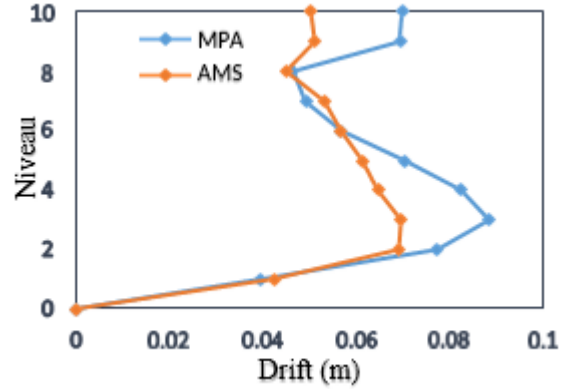
Niveau de chargement 2



Portique 1087 : Niveau de chargement 1

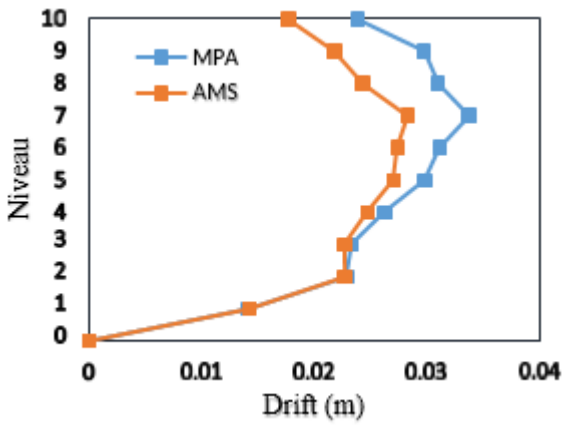


Niveau de chargement 2

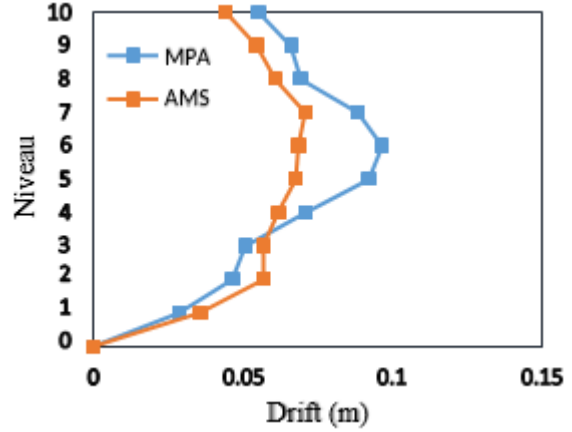


Portique 10103 : Niveau de chargement 1

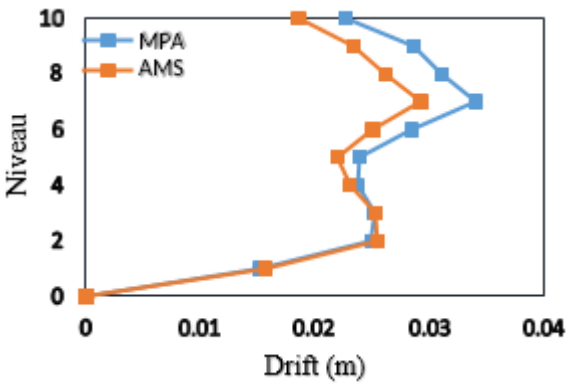
Niveau de chargement 2



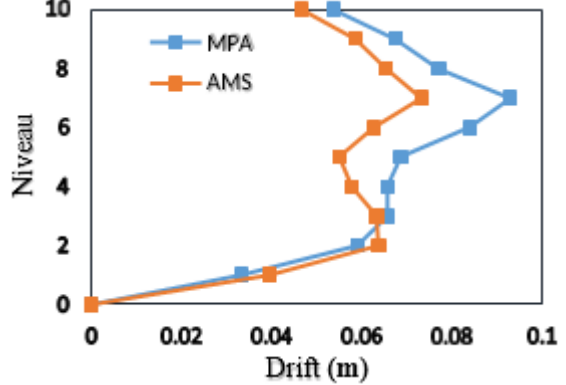
Portique 10105 : Niveau de chargement 1



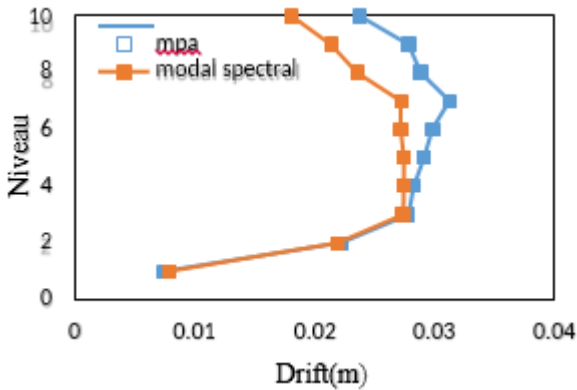
Niveau de chargement 2



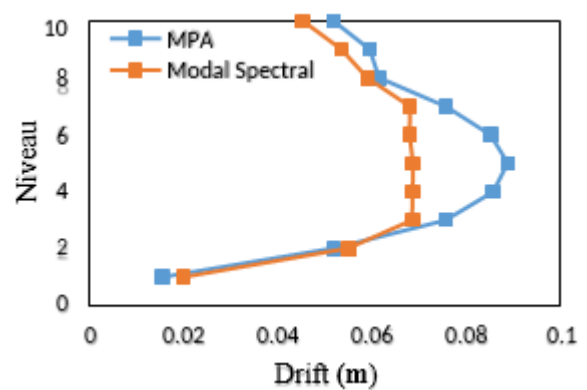
Portique 10101 : Niveau de chargement 1



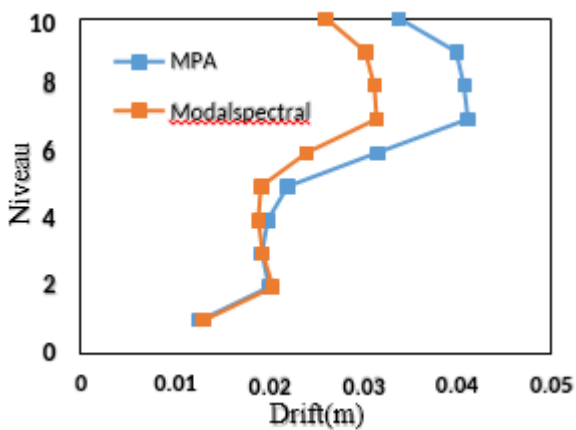
Niveau de chargement 2



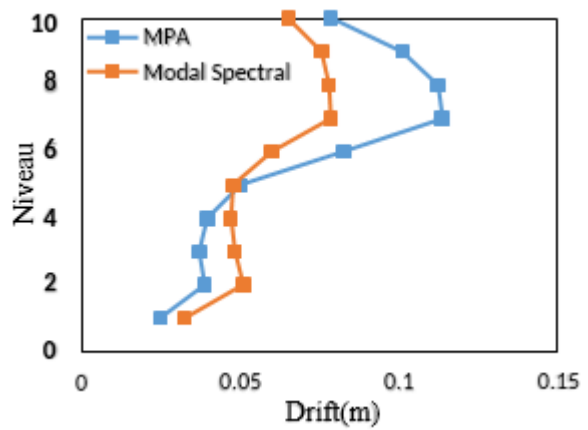
Portique 1053 : Niveau de chargement 1



Niveau de chargement 2



Portique 3103 : Niveau de chargement 1



Niveau de chargement 2

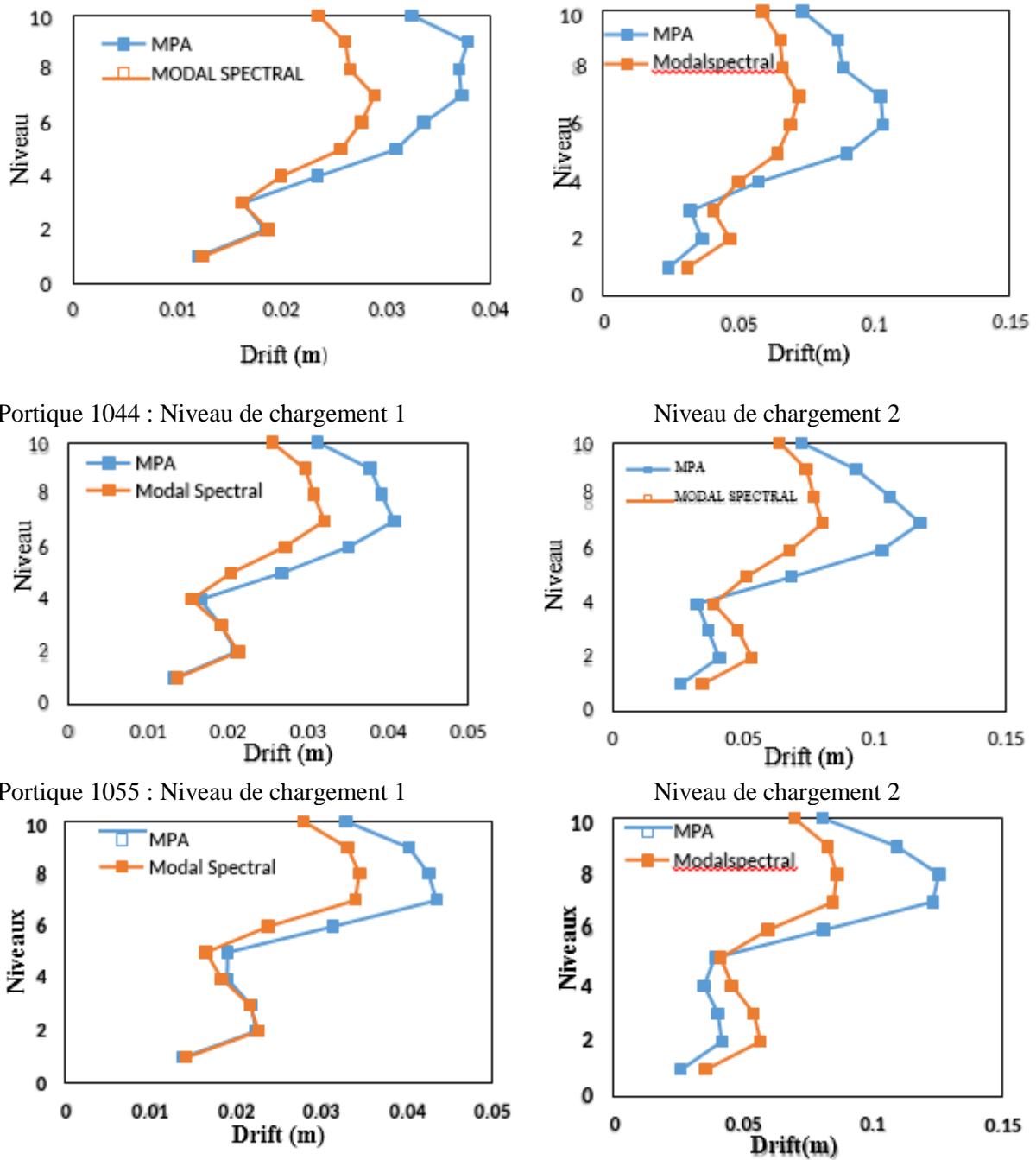


Figure 4.7. Déplacements inter-étage des structures étudiées dans les deux niveaux de chargement.

Puisque le déplacement inter-étage est un paramètre très sensible, la différence entre les deux résultats des analyses modale spectrale et pushover modale est très remarquable. Dans tous les cas étudiés on peut voir dans la figure 4.13 que la méthode modale spectrale sous-estime la réponse sismique d'une manière significative en comparaison avec les résultats de l'analyse pushover modale.

4.5. Conclusion

Dans ce chapitre une étude comparative entre les résultats de l'analyse modale spectrale et ceux de l'analyse pushover modale est faite. On peut conclure que, l'analyse modale spectrale donne des bons résultats en termes de déplacement maximal au sommet et déplacement des étages. Cependant, l'analyse modale spectrale sous-estime les déplacements inter-étages d'une manière significative en comparaison avec la méthode pushover modale. Dans ce cas, il faut être prudent lors de l'analyse des structures irrégulières en élévation.

Une analyse non linéaire détaillée comme l'analyse pushover modale est recommandé pour analyser les structures irrégulières.

CONCLUSION GENERALE

Dans le présent mémoire, Dix portiques autos tables de 10 niveaux en acier ayant une irrégularité en élévation en différentes configurations géométriques ont été étudiés. Leurs propriétés dynamiques ont été examinées au moyen d'une analyse des valeurs propres. L'effet des irrégularités géométriques sur les réponses sismiques de ces structures est élaboré à l'aide de l'analyse modale spectrale et l'analyse pushover modale. Sur la base des analyses mentionnées, les principales conclusions sont tirées comme suit :

- Le rapport de masse effective modale participante (participation massique) pour le premier mode, en général, diminue pour les portiques irréguliers par rapport à portique régulier.
- L'analyse modale spectrale et l'analyse pushover modale donnent presque les mêmes résultats en termes de déplacement maximale (déplacement max au sommet de la structure).
- Dans la plus part des cas étudiés, l'analyse modale spectrale standard sous-estime la réponse sismique en terme de déplacement inter-étages par rapport de l'analyse pushover modale.

Il convient de noter que les conclusions susmentionnées ont été tirées pour un nombre limité de portiques. Afin de généraliser les conclusions pour ce type de structures irrégulières, une variété de structures avec des caractéristiques différentes et une variété d'ensembles de séismes sont nécessaires.

[1] : Walid RAACH, Freiha ROUABEH, « **Evaluation de coefficient de comportement des structures en acier** », Mémoire de Master, Université Ziane Achour de Djelfa, (2016).

[2]: **Steel Structure of a Building under Construction**, <https://www.alamy.com/stock-photo-steel-structure-of-a-building-under-construction-135684050.html>

[3]: **Structure en acier JIS Atelier entrepôt préfabriqué Structure de toit métallique**,https://fr.made-in-china.com/co_hebsteelstructure/product_JIS-Steel-Structure-Workshop-Prefabricated-Warehouse-Metallic-Roof-Structure_rrhgrsung.html.

[4] : Engineer Ahmad Al-manoufi « **The Use of Metal Skelton in the Multi-story Building Constructions (Analytical Study of the Current Situation and the Future of the Buildings in Syria)** », Thesis prepared to acquire the Master Degree of Architecture, Damascus University, 2016, P38-141.

[5]: **High Rise prefabricated steel structure building**,
<https://cnprefabhouse.en.made-in-china.com/product/CyKEcGHYaLUr/China-High-Rise-Prefabricated-Steel-Structure-Building.html>

[6] : Une haute tour de la construction de maisons préfabriquées,
https://fr.made-in-china.com/co_lixin-steel/product_High-Rise-Prefabricated-House-Building-Frame-Construction-Hotel-Steel-Structure_riguiuihg.html.

[7] : **Règles Parasismiques Algériennes** (RPA99/version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.

[8]: **EN 1998-1, Eurocode 8: Design for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings**, Commission of the European Communities (CEN), Brussels, Belgium, September 2005.

[9] : Rezazga Saad, « **ETUDE DE L'EFFET DE L'IRRÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ PAR LA MÉTHODE PUSHOVER** », Mémoire MASTER, Université Ziane Achour de Djelfa, (2014).

- [10]: Silver Towers Rental Building – Clinton Apartment Rentals, <https://luxuryrentalsmanhattan.com/buildings/silver-towers-north-south-tower>.
- [11]: **Detailed Multi-Purpose High Rise Building**, <https://3dexport.com/3dmodel-detailed-multi-purpose-high-rise-building-103119.htm>
- [12] Pradip Sarkar a, A. Meher Prasad b, _, Devdas Menonb, « **Vertical geometric irregularity in stepped building frames** », Journal of Structural Engineering, vol. 32, (2010), 2175_2182.
- [13]Jing Zhou^{1, 2,*}, Guobin Bu^{1, 2}, Huiying Wang² and Jian Cai², « **Modification of Ductility Reduction Factor for Vertically Irregular Structures Subjected to Pulse-Like Ground Motions** » Advances in Structural Engineering Vol. 16, No. 4, (2013), 641-652.
- [14] Resmitha Rani Antony¹, Dr. P R Sreemahadevan Pillai² « **EFFECT OF VERTICAL IRREGULARITIES ON SEISMIC PERFORMANCE OF RC BUILDINGS** », International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 7, Issue 10, (October-2016), ISSN 2229-5518.
- [15] :Mr. LOUZAI Amar, « **EVALUATION DU FACTEUR DECOMPOTEMENT DE STRUCTURES EN PORTIQUE EN BETON ARME SUR LA BASE D'ANALYSES STATIQUE ET DYNAMIQUE NONLINEAIRES** », Thèse de Doctorat, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU, (17 janvier 2016).
- [16] Chopra, A.k., Goel, R .k. « **A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings** », Earthquake Engineering and structural Dynamics, V.31, n°3, (2002), 561-582.
- [17] Chopra, A.k., Goel, R .k. « **A modal pushover analysis procedure to estimating seismic demands for unsymmetric-plan buildings** », Earthquake Engineering and structural Dynamics, V.33, (2002), 903-927.
- [18] : Farhad, B., Sayed, M.T., Arash, S., " **Enhanced nonlinear static analysis with the drift pushover procedure for tall buildings**", Bull Earthquake Eng, V.14, (2016), 3025-3046.
- [19] : Standard No. 2800-05 " **Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings**", 3rd edn. Building and Housing Research Centre, (2005), Iran.