

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

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT Génie Civil

N° :



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention

Du diplôme de Master Académique

Par : Meriem Maria Djouadi

Intitulé

Etude de comportement sismique des structures en
acier irrégulières en élévation en utilisant la méthode
N2 étendue

Soutenu devant le jury composé de :

Mr. Hamitouche Amar	Université de M'sila	Président
Mr. Rahmani Abdullah	Université de M'sila	Encadreur
Mr. Menasri Youcef	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2020 /2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon père
- Ma mère
- Mes sœurs
- Toutes mes amis
- Toute la promotion de Master 2021

Remerciements

Tout d'abord, je tenu à remercier dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tenu à remercier également :

Monsieur A.Y.Rahmani mon encadreur pour sa patience et sa coopération le long de cette période.

Tous les enseignants de département de génie civil sans exception qui ont contribué à mon formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Je remerciement s'adressent, aussi, au membre du jury.

Enfin, je vif remerciements d'adressent à tous ceux qui m'aidée, encouragée et me soutenu.

Table des Matières

Table des matières	I
Liste des figures	IV
Liste des tableaux	VI
Résumé	VII
Introduction Générale	1

Chapitre I : Etude Bibliographies

I.1. Introduction	3
I.2. définition de séisme	4
I.2.1. Les différents mouvements des plaques tectoniques.	4
I.2.2. Caractérisation et mesure de séisme	6
I.2.3. La sismicité en Algérie du nord	7
I.2.4. Historique de séisme en Algérie	8
I.2.5. Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003	9
I.2.6. Conception parasismique des structures	9
I.3. L'irrégularité dans les structures	10
I.3.1. L'irrégularité des structures en plan dans les RPA 99	11
I.3.2. L'irrégularité des structures en élévation dans le RPA 99	12
I.4. Comportement sismique des structures irrégulières	13
I.5. Méthodes d'analyse linéaire (élastique)	14
I.6. Conclusion.	15

Chapitre II : Formulation de l'analyse pushover modale

II.1. Introduction	16
II.2. Définition de l'analyse PUSHOVER	16
II.3. Origine de l'analyse PUSHOVER	17
II.4. But de l'analyse PUSHOVER	17
II.5. Formulation de l'analyse PUSHOVER	18
II.5.1. Courbe de pushover	18
II.5.2. Courbe de capacité	19
II.5.3. Spectre de demande	20

II.5.4. Point de performance	21
II.6. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode	23
II.7. Conclusion.	25

Chapitre III : La Méthode Pushover N2 Étendue

III.1. Introduction	26
III.2. Contribution des modes supérieurs (mode de torsion).	26
III.3. Méthode N2 Étendue.....	26
III.4. Etapes de la méthode N2 Étendue.....	26
III.5. Conclusion.....	29

Chapitre IV : Étude De Cas

IV.1. Introduction.....	30
IV.1. Introduction.....	30
IV.2. Description des structures étudiées	30
IV.3. Paramètres utilisés dans les analyses sismiques.....	32
IV.4. Résultats de l'analyse modale spectrale.....	32
IV.4.1. Déplacement maximal	32
IV.4.2. Profil de déplacement.....	33
IV.4.3. Profil de déplacement inter-étage	33
IV.5. . Résultats de l'analyse pushover N2	34
IV.5.1. Courbes de capacité (courbes pushover).....	34
IV.5.2. Profil de déplacement.....	35
IV.5.3. Profil de déplacement inter-étage	36
IV.6. Résultats de l'analyse pushover EN2.....	37
IV.6.1. Facteurs de corrections	37
IV.6.2.1 Déplacement des étages	37
IV.6.2.2 Déplacement inter étages	38
IV.6.2. Déplacement des étages	39
IV.6.3. Déplacement inter étages	40
IV.7. Comparaison entre l'analyse N2 et EN2.....	41
IV.7.1. Profil de déplacement	41
IV.7.2. Profil de déplacement inter-étage	42
IV.7. Conclusion	43
Conclusion Générale	57

Références Bibliographiques..... 58

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1	Figure I.1. Répartition planétaire des plaques lithosphériques.....	3
Figure I.2	Représentation schématique des différents types de failles.....	5
Figure I.3	Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S).....	7
Figure I.4	Carte de la sismicité du nord Algérien	8
Figure I.5	Une haute tour de la construction en acier	10
Figure I.6	Silver Towers Rental Building	11
Figure I.7	Bâtiment multi-usage détaillé de hauteur 3D	11
Figure I.8	Limites des décrochements en élévation	12
Figure I.9	Limites des décrochements en élévation	13
Figure I.9	Comportement des structures durant un séisme	14

Chapitre II

Figure II.1	Représentation de courbe de capacité	16
Figure II.2	Représentation des niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité.	17
Figure II.3	Courbe pushover	18
Figure II.4	Transformation de la courbe de capacité vers le spectre de capacité.....	20
Figure II.5	Transformation ADRS du spectre de réponse.....	21
Figure II.6	Détermination du point de performance.....	21
Figure II.7	Point de performance pour les structures à courte période	22
Figure II.8	Point de performance pour les structures à moyenne (longue) période	22
Figure II.9	Idéalisation de la courbe pushover	22

Chapitre III

Figure III.1.	Application de la charge latérale pour effectuer l'analyse pushover ans les deux directions (x, y)	27
Figure III.2	Spectre de réponse élastique	37
Figure III.3	Calcul de déplacement normalisé	28
Figure III.4	Amplification des déplacements cible obtenus par l'analyse pushover N2.....	29

Chapitre IV

Figure IV.1	Configuration géométrique des portiques étudiés	31
Figure IV.2	Types des sections utilisées, (a) poutres, (b) poteaux.....	31
Figure IV.3	Spectres de réponse élastique ² de conception.....	32

Figure IV.4	33
Figure IV.5 Profils des déplacements des structures étudiées (par l'analyse Modale spectrale).....	33
Figure IV.6 Déplacement inter-étage des structures étudiées (Analyse modale spectrale).....	36
Figure IV.7 Courbe de capacité de P101010 (N2).....	37
Figure IV.8 Courbes de capacité de P10.8.(N2).....	37
Figure IV.9 Courbes de capacité de P10.7.3 (N2)	38
Figure IV.10 Déplacement des étages de P101010 (N2).....	38
Figure IV.11 Déplacement des étages de P10.8.7 (N2).....	39
Figure IV.12 Déplacement des étages de P10.7.3 (N2).....	39
Figure IV.13 Déplacements inter-étage de P101010 (N2).....	40
Figure IV.14 Déplacements inter-étage de P10.8.7 (N2).....	40
Figure IV.15 Déplacements inter-étage de P10.7.3 (N2).....	41

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableaux I.1 Les séismes les plus destructeurs en Algérie	9
Tableaux I.2 Classification de zones sismiques en Algérie	9

Chapitre IV

Tableaux V.1 Sections des éléments de la structure de 10 niveaux [109]	35
Tableaux V.2 type des poteaux et des poutres pour chaque niveau	35
Tableaux V.3 Déplacement maximal des structures étudiées	37
Tableaux V.4 Facteurs de correction de déplacement des étages	41
Tableaux V.5 Facteurs de correction de déplacement inter étages	42

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 N2 étendue pour évaluer le comportement non linéaire et l'effet des modes supérieurs dans les structures 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, 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 Extended N2 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, 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 structure

ملخص

يهدف هذا العمل لدراسة تأثير عدم إنتظام البناء على إرتفاعه على السلوك الزلزالي للمباني المعدنية. في هذه المذكرة، طريقة تحليل سكونية لاختية تم تطبيقها من أجل تقييم السلوك اللاخطي 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 اللاخطية النمطية هي: منحنيات الإستطاعة، الإنتقال الهدف، تأثير الأنماط العليا وأخيرا الإنتقال ما بين الطوابق لكل الهياكل موضوع الدراسة.

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

الكلمات مفتاحية: طريقة الدفع المندرج، الأنماط العليا، المباني غير المنتظمة، المباني المعدنية

Introduction Générale



Introduction Générale.

L'étude des structures soumises aux actions sismiques revêt un caractère important dans les pays à forte sismicité. Les récentes secousses survenues en Algérie (Chlef 10/10/1980, Constantine 27/10/1985, Chenoua 29/10/1989, Boumerdès 21/05/2003) nous a causé des pertes de vies et bien humains. [M.O. Mechiche, 2013].

Des constatations faites après ces séismes qui ont frappés l'Algérie ont montré en termes de dommage que les structures classiques construites en béton armé ont subi des dégâts plus importants, alors que les structures métalliques se comportent mieux face à des actions sismiques, et cela à cause de certains nombres d'avantages indéniables qui présentent ces structures.

Dans les régions affectées par de forts séismes, les ossatures en acier offrent en général une bonne capacité de dissipation de l'énergie en raison du comportement ductile de ses éléments constitués par les poutres et poteaux composant ces ossatures. Il n'est pas exclu également que des déformations inélastiques cycliques puissent se produire dans d'autres éléments.

Ces structures ont généralement une grande capacité à dissiper l'énergie sismique par le mécanisme d'apparition progressive des rotules plastiques à comportement hystérétiques ductile et stables

Après de longues études sur les bâtiments et leurs réactions face à un séisme, on peut constater que les bâtiments a forme géométrique les plus simples et avec une symétrie sont beaucoup plus résistant que des bâtiments a 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 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 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, ainsi qu'une forte contribution des modes supérieurs aux efforts de cisaillements. Les règlements parasismiques, tels que le règlement algérien RPA99 v2003 et l'Eurocode 8, préconisent l'utilisation de l'analyse dynamique modale spectrale ou l'analyse

Introduction Générale

Dynamique temporelle comme méthodes de calcul de préférence pour évaluer la réponse sismique des bâtiments irréguliers, tout en maintenant la méthode statique équivalente pour les structures de bâtiments ayant des profils réguliers.

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 de structure à profil irrégulier. Une structure régulière équivalente sert de référence.

CHAPTER I

ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE



I.1.Introduction.

Le manteau terrestre n'est pas homogène, il est constitué de plaques qui flottent à la surface et qui se déplacent en se frottant les unes contre les autres. La convection mantellique qui comme son nom l'indique se situe dans le manteau est à l'origine de ces mouvements. Les tremblements de terre ou séismes ont de tout temps terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones sismiques où le séisme est l'inconvénient majeur des structures, ils peuvent dévaster une région entière et sinistrés des dizaines voire des centaines de milliers de personne. Ils représentent ainsi le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts.

La lithosphère rigide et cassante, est morcelée en en plusieurs fragments appelés "plaques lithosphériques". Selon les géologues et géophysiciens, sept plaques majeures recouvrent la surface terrestre. Des mouvements de convection au sein de l'asthénosphère rendent mobiles ces plaques, avec des vitesses de quelques centimètres par an. Ce phénomène, communément appelé la dérive des continents, A cause de leur mouvement, les plaques se tamponnent les unes contre les autres. Les "chocs" des plaques les unes contre les autres sont l'origine des tremblements de Terre (ou séismes). Une des conséquences très importante de ce qui précède est que ces séismes ne se produisent pas n'importe où mais uniquement le long des frontières entre les plaques. C'est d'ailleurs comme cela que l'on définit la notion de plaque : ce sont les zones entourées de séismes. La figure ci-dessous nous montre la répartition des séismes à la surface de la Terre sur les 25 dernières années. (Figure I.1)

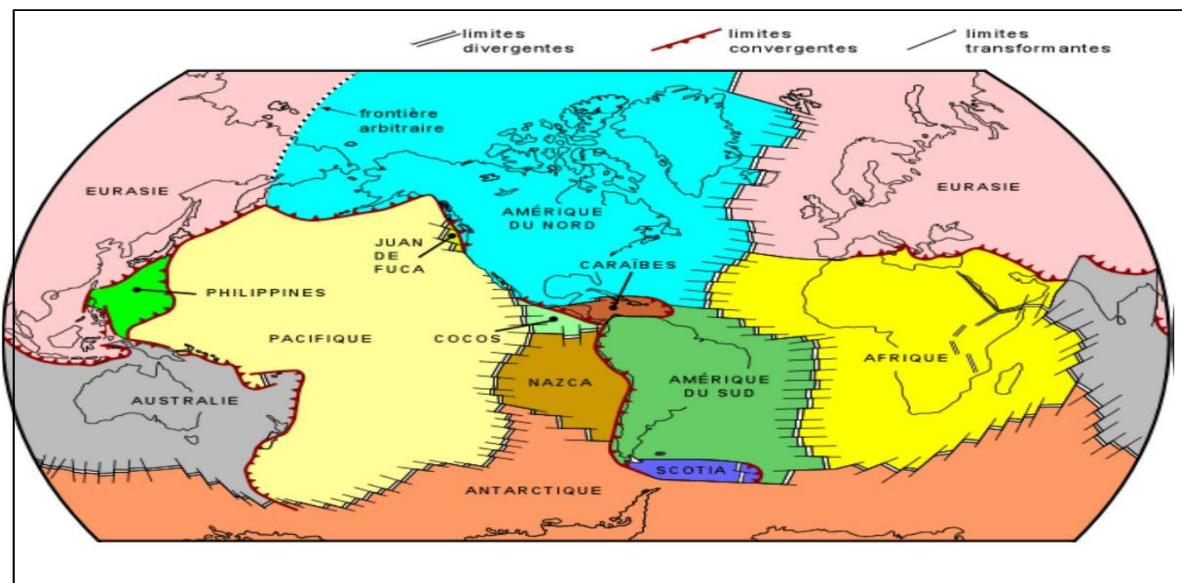


Figure I.1 : Répartition planétaire des plaques lithosphériques [1]

I.2. Définition de séisme.

Un séisme ou tremblement de terre est la libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre, lorsque le seuil de rupture mécanique des roches en profondeur est atteint. C'est la conséquence d'une accumulation d'énergie le long de failles, zones de faiblesse de la croûte où se libère cette énergie. Ce phénomène d'accumulation est cyclique et résulte directement du mouvement des plaques à la surface de l'asthénosphère, considérée comme ductile. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur g , sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes. Le choc principal représente la secousse sismique dont la magnitude est la plus élevée sur une série d'enregistrement et les répliques sont de faibles secousses qui suivent généralement un choc principal. Elles peuvent durer quelques jours à quelques mois. [Rapport risque sismique, 2008] Le fonctionnement de séisme

L'explication la plus récente est fournie par la théorie de la tectonique des plaques. Chaque plaque est épaisse d'environ 80 km et se déplace horizontalement par rapport aux plaques voisines certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent, sur une couche de roches plus ductiles située au niveau du manteau.

I.2.1. Les différents mouvements des plaques tectoniques [2].

La divergence : se dit d'un mouvement éloignant deux plaques l'une de l'autre, laissant le manteau remonter entre elles. Ce principe est à la base de la création de la croûte océanique. Les zones de divergence de plaques sont marquées sur le fond des océans par les dorsales océaniques, qui sont les plus importants systèmes volcaniques de la Terre. Elles correspondent à des remontées de magma qui, lorsqu'il arrive en surface, durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale ; c'est la divergence. (Figure I.2)

La convergence : se dit d'un mouvement rapprochant deux plaques l'une de l'autre, compensant ainsi l'expansion océanique en d'autres zones du globe. C'est la cause principale de la formation des chaînes de montagnes, du volcanisme et des séismes. Lorsque deux plaque

Convergent, la quantité de matière qui disparaît sous le manteau est égale à celle formée au niveau des dorsales.

Il existe trois types de convergences :

Chapitre I : Etude Bibliographique

La subduction, se produit lorsqu'une plaque plus dense plonge sous une autre ayant une densité moindre. Ce phénomène se traduit généralement en surface par la formation d'une chaîne de montagne volcanique, telle que la cordillère des Andes.

L'obduction, se produit là où une lithosphère océanique est transportée sur un continent. On ne connaît pas d'obduction actuellement active à la surface du globe terrestre.

La collision, se produit là où deux plaques se confrontent. Contrairement aux deux cas précédents, cette convergence ne donne pas lieu à une subduction, mais à une collision. La plaque la plus faible se plisse ;

Apparaissent alors des chaînes de montagnes et de grands systèmes de failles. La collision de la plaque indienne avec la plaque eurasiatique a entraîné la formation de l'Himalaya.

Le coulissage ou transcurrence, Lors des convergences et des divergences, les mouvements sont sensiblement perpendiculaires à la frontière des plaques le long de plans de faille dite transformante. Lorsque ce mouvement devient principalement parallèle à cette frontière, le phénomène est appelé coulissage. Tout comme la convergence entre deux plaques continentales, le coulissage se traduit par une forte sismicité et un volcanisme quasi inexistant. Ainsi, la faille de San-Andreas, qui marque un coulissage entre la plaque océanique du Pacifique et la plaque continentale nord-américaine, est responsable des nombreux séismes qui affectent la région de San-Francisco.

A ces trois types d'interaction, sont associées les trois grandes familles de failles : (Figure I.2)

La faille normale est divergente (extensive) ;

La faille inverse est convergente (compressive) ;

-La faille décrochant est extensive (les axes d'extension et de compression sont dans le plan horizontal).

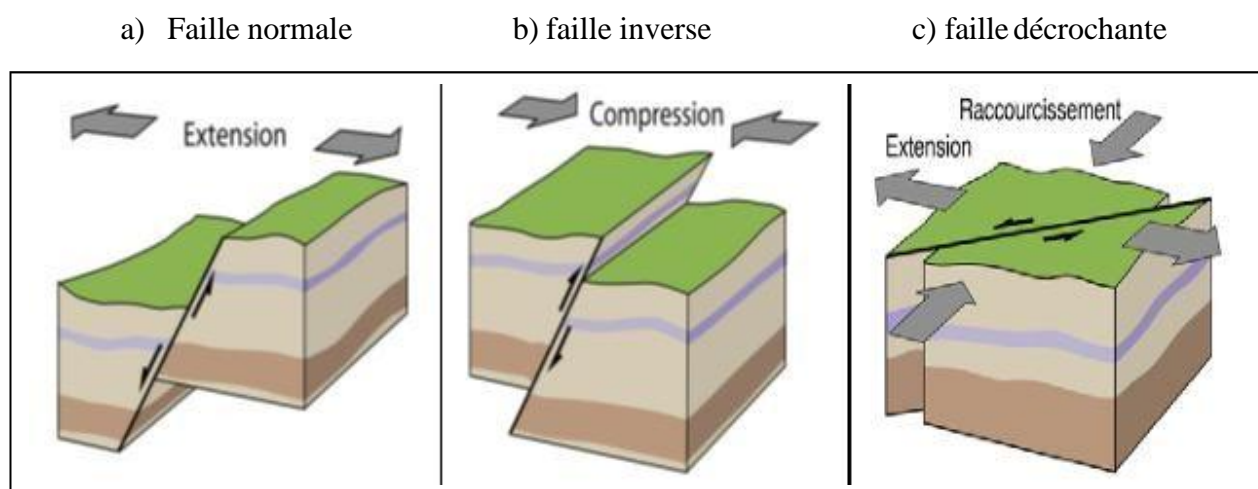


Figure I.2 : Représentation schématique des différents types de failles.

I.2.2. Caractérisation et mesure de séisme [F. Abdelhamid].

Plusieurs paramètres interviennent quant à la quantification de la taille des séismes :

L'intensité I : elle permet de caractériser l'importance d'un séisme d'après les dégâts matériels provoqués par celui-ci sur les constructions, l'environnement, et de la perception par la population, à l'aide d'échelles conventionnelles qui classent les effets sismiques selon leur importance. Les premières échelles ont été élaborées à la fin du XIX^{ème} siècle, puis elles ont évolué avec le temps. Actuellement, seules 3 principales échelles sont encore utilisées non pas pour caractériser la taille des séismes mais pour caractériser leurs effets à savoir :

- L'échelle EMS (European Macro seismic Scale) (12 degrés).
- L'échelle Mercalli modifiée (Etats-Unis) (12 degrés).
- L'échelle JMA (Japan Meteorological Agency) (7 degrés).

L'intensité d'un séisme dépend non seulement de la taille de celui-ci mais aussi de la vulnérabilité des constructions. En effet, il se peut qu'on ait pour des structures similaires un comportement totalement différent lors d'un même séisme, ce qui constitue un problème majeur pour l'estimation de l'intensité.

La Magnitude M : Contrairement à l'intensité, la magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au niveau du foyer. Cette notion a été introduite en 1935 par Richter pour devenir ensuite un paramètre universel pour caractériser la taille des séismes. L'échelle qui en résulte porte le même nom que son auteur et comporte 9 degrés.

Plusieurs formulations empiriques ont pu être établies à partir d'une étude statistique pour évaluer l'énergie libérée en fonction de la magnitude, cette dernière peut à son tour être déterminée en faisant intervenir d'autres paramètres tels que l'amplitude maximale du séisme enregistré et la distance du foyer aux points d'observation.

L'énergie libérée E (en ergs) peut être évaluée en utilisant la relation empirique suivante :

$$\mathbf{\log E = 11.8 + 1.5M} \quad (\text{I.1})$$

Il est à noter que l'énergie est à multiplier par 32 si la magnitude augmente d'une unité, c'est-à-dire qu'une magnitude de 7 libère 1,000 fois plus d'énergie qu'une magnitude de 5.

La durée : Lors d'un tremblement de terre, les constructions se fissurent et se dégradent progressivement et de manière proportionnelle avec la durée de celui-ci. Contrairement à ce qu'on peut imaginer, un séisme de magnitude moindre mais de longue durée peut entraîner de graves conséquences qu'un séisme de

magnitude supérieure mais de courte durée. Cette dernière est de l'ordre de quelques secondes dans les zones peu sismiques et peut atteindre l'ordre de 60 secondes dans les zones à haute sismicité.

D'autres paramètres comme le déplacement maximal d_g et l'accélération maximale a_g peuvent être très utiles pour l'évaluation des effets d'un séisme. Ces paramètres sont tirés des enregistrements effectués lors des tremblements de terre et permettent d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base et de la résultante des forces F appliquée à ce niveau.

Les enregistrements sont réalisés à l'aide de deux principaux instruments :

Les sismographes : ils permettent de mesurer et d'enregistrer l'amplitude des mouvements dans un site donné en fonction du temps. Ces appareils sont très sensibles même aux faibles mouvements causés par des séismes lointains, leurs enregistrements intéressent en particulier les sismologues puisqu'ils leur permettent de localiser les séismes et de caractériser leurs sources.

Les accélérographes : ils permettent d'enregistrer les accélérations du sol durant un séisme en fonction du temps. Ces enregistrements, appelés Accélérogrammes, constituent le principal type de mesure utilisé par la dynamique des structures pour l'évaluation des actions sismiques.

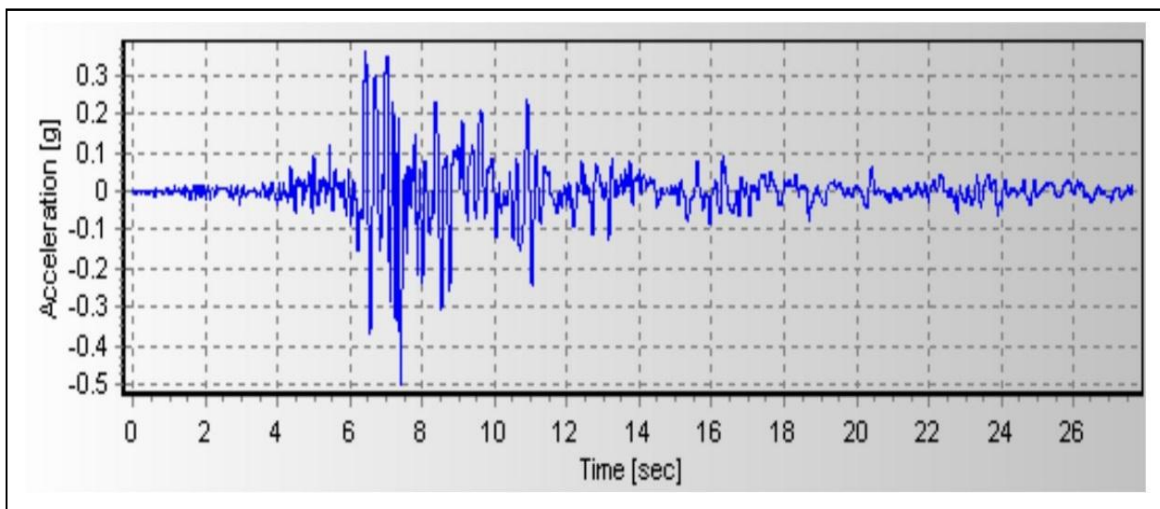


Figure I.3 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès (composante N-S)

I.2.3. La sismicité en Algérie du nord.

L'Algérie du Nord est frappée régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des catastrophes (El Asnam, 10.10.1980,

Chapitre I : Etude Bibliographique

Boumerdès, 21.05.2003) difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar de beaucoup d'autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes.

S'il est vrai qu'avant la catastrophe d'El Asnam (10 octobre 1980, $M=7.3$), peu de choses étaient connues de la sismicité algérienne, les leçons données par ce séisme furent multiples et eurent un impact important. Ce séisme a permis de démontrer scientifiquement que de violents séismes pouvaient se produire en Algérie du Nord, que cette région subissait le rapprochement de la plaque européenne, qu'il fallait renforcer la surveillance sismique du territoire, qu'il fallait se munir de normes de construction parasismiques, qu'il fallait à tout prix se doter d'un plan de réduction du risque [3].

D'autre part, l'étude de quelques séismes récents (El Asnam, 1980, Boumerdes, 2003) ont permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Ces séismes sont produits généralement par des plis, plis failles ou failles inverses de direction NNE-SSW témoignant du raccourcissement, comme l'indiquent les différents mécanismes au foyer, calculés dans le Nord algérien. Dans la région Est, les séismes semblent plutôt décrochant du fait d'une réorientation du champ de contraintes. (Figure I.13)

Les séismes algériens sont d'autre part superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus dangereux et perceptibles par la population [4].

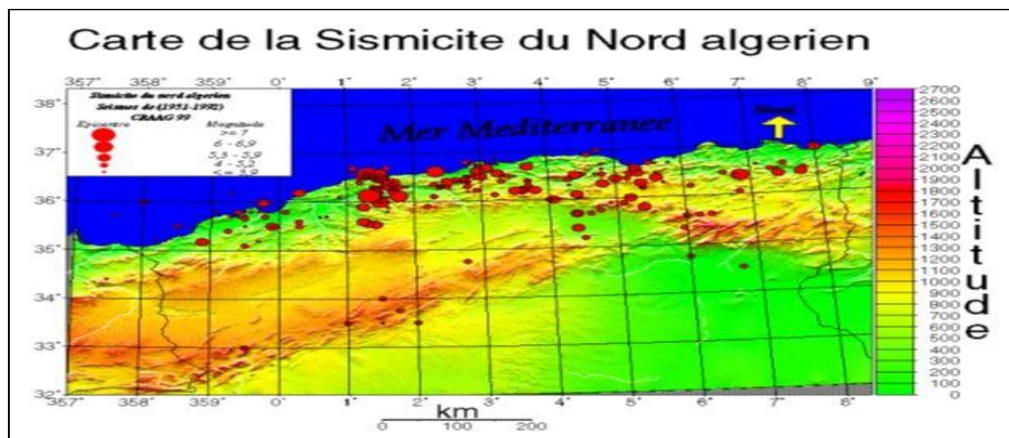


Figure I.4 : Carte de la sismicité du nord Algérien.

I.2.4. Historique de séisme en Algérie.

Le nord de l'Algérie est situé dans une zone critique qui est l'intersection de deux plaques, la plaque africaine et l'eurasienne, il est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques. Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus désastreux, on peut les résumer dans le (Tableau I.1).

Chapitre I : Etude Bibliographique

Lieu	Date	Magnitude	Observations
Alger	1365	/	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (Chlef)	1954	6.7	20 000 habitations détruites
El Asnam (Chlef)	1980	7.3	70% des habitations détruites
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain T'émouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain-Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdès	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

Tableau I.1 : Les séismes les plus destructeurs en Algérie [2].

I.2.5. Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003.

D'après le Règlement Parasismique Algérien, l'Algérie est divisée en cinq (05) zones sismiques dont le degré de sismicité est croissant. (Tableau I.2)

Zone sismique	Degré de la sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Tableau I.2 : Classification de zones sismiques en Algérie [5]

I.2.6 Conception parasismique des structures.

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne peuvent compenser à eux seuls les défauts de la conception sur le plan parasismique.

Pour qu'une construction soit réellement parasismique, elle doit s'appuyer sur trois points fondamentaux :

- Bonne conception architecturale vis-à-vis des séismes.
- Application des règles parasismiques.
- Exécution de qualité.

I.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.

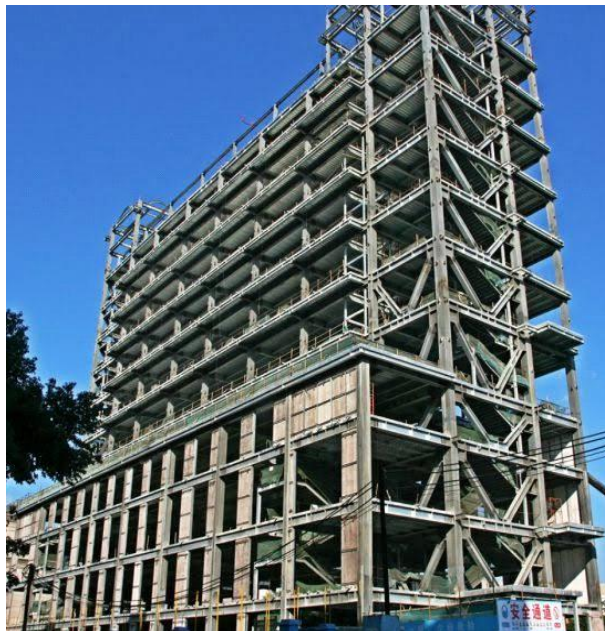


Figure .1.5 : Une haute tour de la construction en acier.

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 et l'Eurocode 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.



Figure .1.6 : Silver Towers Rental Building

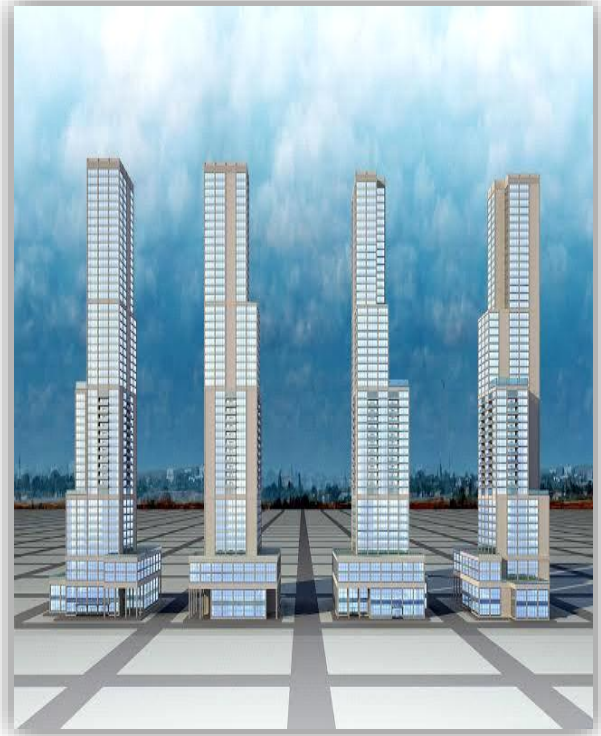


Figure .1.7 : Bâtiment multi-usage détaillé de hauteur 3D

I.3.1. L'irrégularité des structures en plan dans les RPA 99.

Pour une conception en sécurité Les RPA préconisent [5] :

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. 1.6).

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.

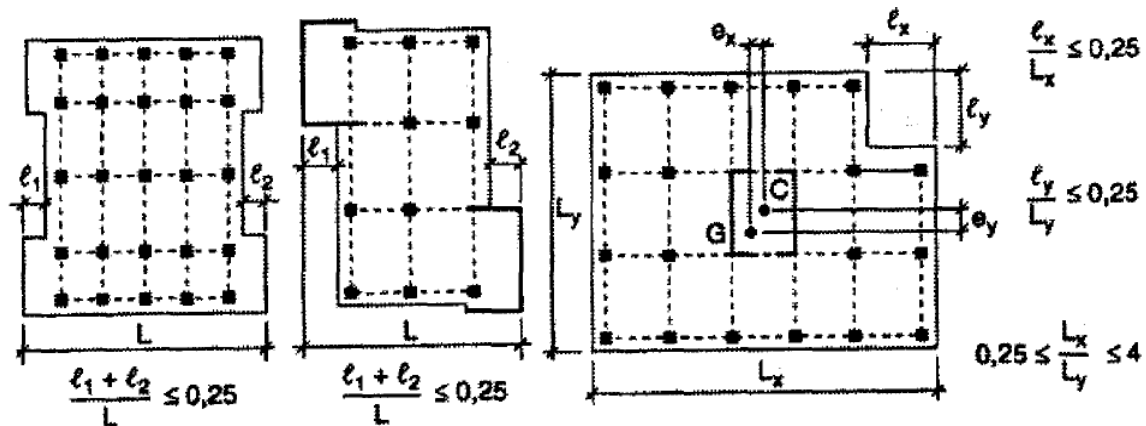


Figure 1.8 : Limites des décrochements en élévation.

I.3.2. L'irrégularité des structures en élévation dans le RPA 99.

Le code parasismique algérien [5] 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.

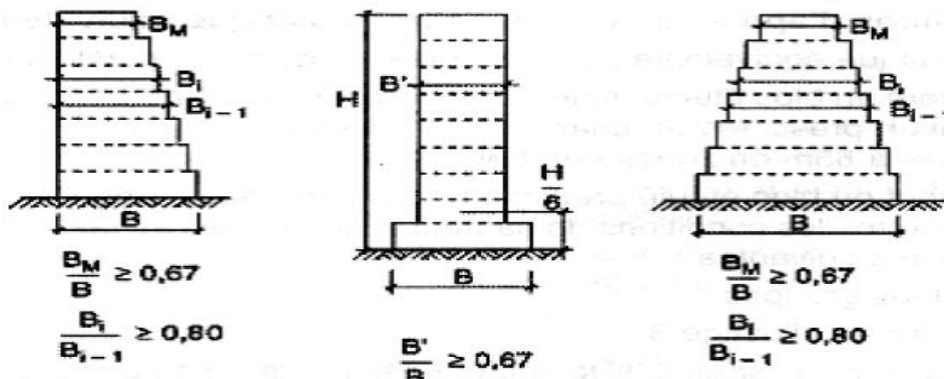


Figure. 1.9 : Limites des décrochements en élévation.

I.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-Δ 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.

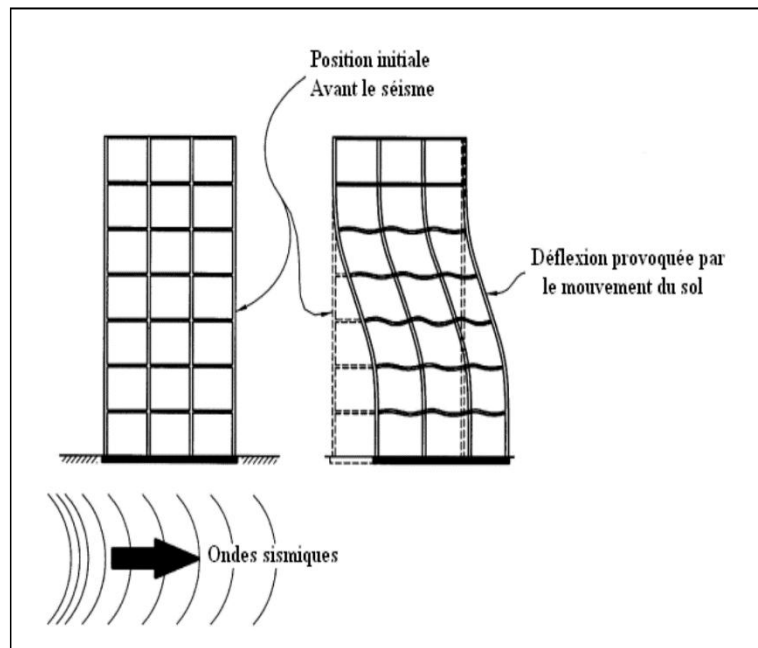


Figure I.10. Comportement des structures durant un séisme.

I.5. Méthodes de calcul sismique.

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

V.1 la méthode statique équivalente.

V.2 la méthode d'analyse modale spectrale.

V.3 la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone IIa** :
 - Groupe d'usage 3.
 - Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone IIb et III** :
 - ✓ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

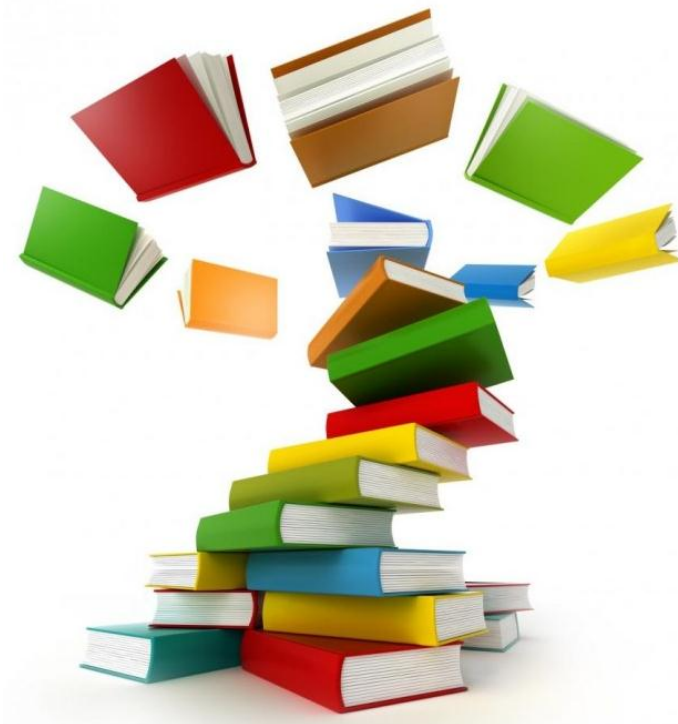
Il existe d'autres méthodes plus sophistiquées que celles énoncées ci-dessus, mais leur utilisation reste limitée à des cas très particuliers vu qu'elles sont très onéreuses et nécessitent un personnel qualifié.

I.6. Conclusion.

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.

CHAPTER II

Formulation de l'analyse pushover



II.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, l'analyse pushover modale (MPA) a été développé pour la prise en compte la contribution de tous les modes qui ont une contribution significative dans le comportement sismique de la structure étudiée.

Dans ce chapitre, nous présentons la définition, l'origine, but, avantages et inconvénients de l'analyse statique non-linéaire " PUSHOVER " ou " Analyse en POUSSEE PROGRESSIVE

II.2. Définition de l'analyse PUSHOVER.

L'analyse ' PUSHOVER ' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (figure. II.1) reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure.

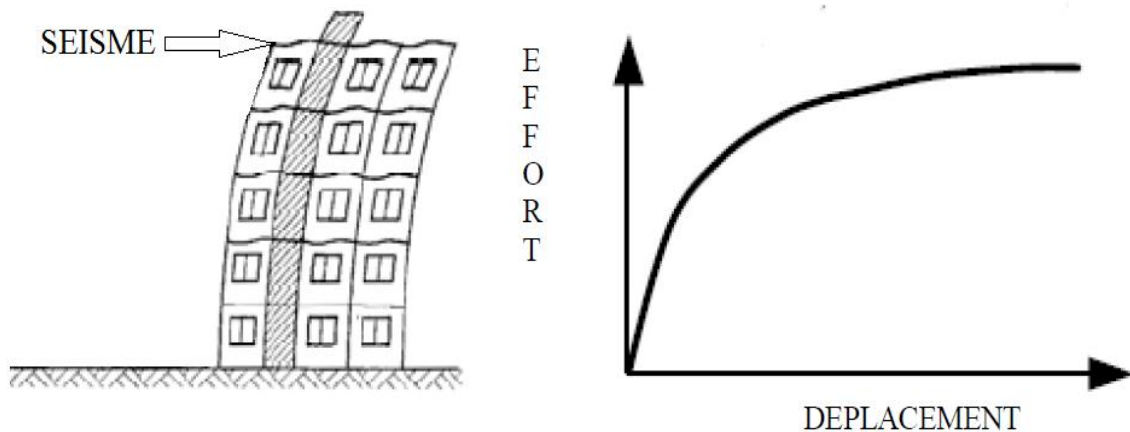


Figure II.1 : Représentation de courbe de capacité.

L'analyse Pushover n'a aucune base théorique rigoureuse, elle est basée sur l'hypothèse pour laquelle la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système équivalent à SDOF, ceci implique que la réponse est commandée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante dans toute la réponse, clairement les deux hypothèses sont incorrectes, mais des études ont été effectuées par plusieurs

investigateurs qui ont indiqué que ces hypothèses donnent une bonne prévision de la réponse sismique maximale des structures à plusieurs étages (MDOF), [6].

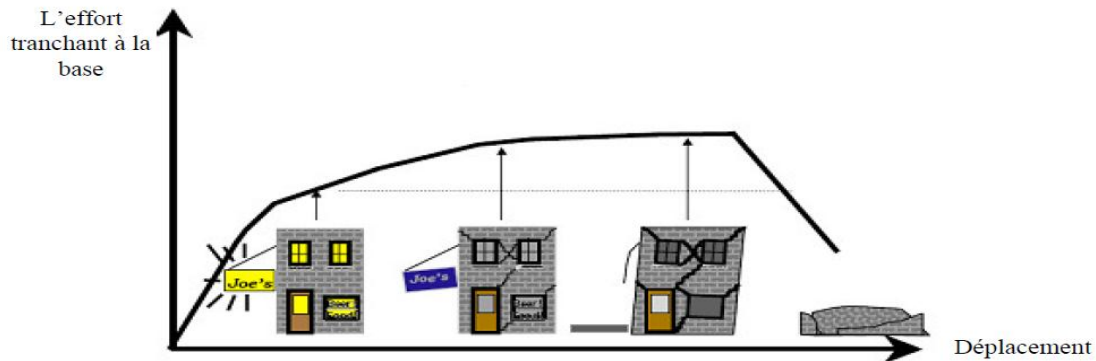


Figure II.2 : Représentation des niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité [7].

D'après la figure. II.2 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

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

II.3. Origine de l'analyse PUSHOVER.

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

II.4. But de l'analyse PUSHOVER.

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

Chapitre II : Formulation de l'analyse pushover modale

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

II.5. Formulation de l'analyse PUSHOVER.

La méthode pushover conventionnelle suit les pas généraux suivants [8] :

- 1- Construction de la courbe pushover effort tranchant à la base V_b - déplacement au sommet D_s .
- 2- Conversion de courbe de pushover (V_d - D_s) au courbe de capacité (S_a - S_d).
- 3- Conversion du spectre de réponse élastique (S_a - T) au spectre de demande (S_a - S_d).
- 4- Détermination du point de performance de la structure.

II.5.1. Courbe de pushover.

La courbe de capacité ou bien la courbe pushover est obtenue par l'application d'un chargement statique incrémental latéral jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible. La courbe consiste de la représentation de l'effort tranchant à la base fonction du déplacement au sommet souvent le centre de masse du niveau supérieure. (Figure.II.3)

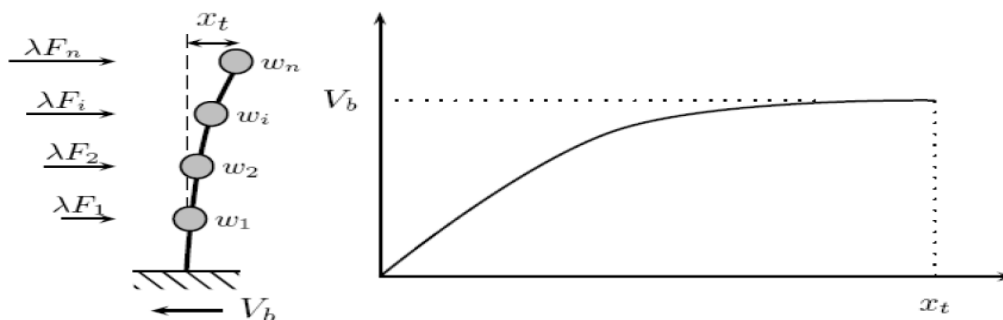


Figure II.3 : Courbe pushover [8].

Plusieurs formes de chargement sont proposées dans les règlements parasismiques.

La plus connue entre ces distributions, est la distribution **triangulaire inversée**.

II.5.2. Courbe de capacité.

L'analyse pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement [9]. Dans cette étape, la courbe de capacité obtenue a été transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement spectral.

Pour obtenir cette équivalence on commence par l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération à sa base $\ddot{u}_g(t)$:

$$M \{\ddot{u}(t)\} + C\{\dot{u}(t)\} + K \{u(t)\} = -M\{1\} \ddot{u}_g(t) \quad (\text{II.2})$$

Où $\{u(t)\}$ est le vecteur de déplacement ; M, C et K et les matrices de masse, amortissement et rigidité respectivement.

Le déplacement $\{u(t)\}$ peut-être décomposé sous forme de n modes propres :

$$\{u(t)\} = \sum_n \{u(t)\}_n = \sum_n \phi_n q_n(t) \quad (\text{II.3})$$

Où $q_n(t)$ sont les coordonnées modales généralisées.

Substituant l'équation (II.2) dans (II.1) permet d'obtenir l'équation classique :

$$\ddot{q}_n(t) + 2 \xi_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (\text{II.4})$$

Où ξ_n le taux d'amortissement du mode et ω_n sa pulsation ; Γ_n le facteur de participation modale donné par

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$$L_n = \phi_n^t M \{1\} \quad (\text{II.6})$$

$$M_n = \phi_n^t M \phi_n \quad (\text{II.7})$$

Si on fait la substitution $q_n(t) = \Gamma_n D_n$ avec D_n le déplacement associé au mode n on obtient :

$$\ddot{D}_n(t) + 2 \xi_n \omega_n \dot{D}_n(t) + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{II.8})$$

Chapitre II : Formulation de l'analyse pushover modale

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux donne :

$$\{u(t)\} = \sum_n \phi_n \Gamma_n D_n(t) \quad (\text{II. 9})$$

Si on prend seulement le premier mode, on a donc :

$$\{u(t)\} \cong \phi_1 \Gamma_1 D_1(t) \quad (\text{II. 10})$$

Dans ce cas la relation entre le déplacement au sommet u_s et le déplacement de premier mode

$$\text{correspondant est donné par : } D_1 = \frac{u_s}{\phi_{N,1} \Gamma_1} \quad (\text{II. 11})$$

L'effort tranchant à la base V_b peut-être approximé par :

$$V_b(t) = \sum_n V_{b,n}^{\text{st}} A_n(t) \cong V_{b,1}^{\text{st}} A_1(t) \quad (\text{II. 12})$$

Où A_n sont les pseudo-accélérations modales, et $V_{b,n}^{\text{st}}$ donné par :

$$V_{b,n}^{\text{st}} = \frac{L_n^2}{M_n} = M_n^* \quad (\text{II. 13})$$

Donc,

$$V_{b,1}^{\text{st}} = \frac{L_1^2}{M_1} = M_1^* \quad (\text{II. 14})$$

Maintenant, on peut obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe pushover et l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté par la relation suivante,

$$A_1(t) = \frac{V_b(t)}{M_1^*} \quad (\text{II. 15})$$

Le spectre de capacité est représenté dans la figure II.4.

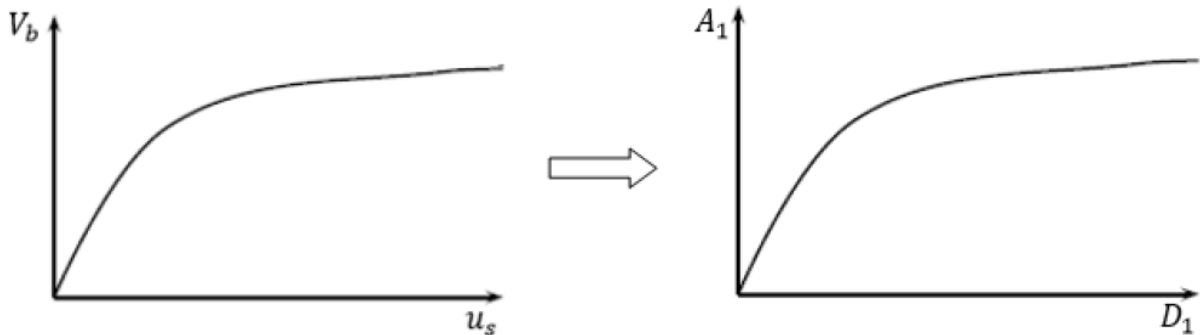


Figure II.4 : Transformation de la courbe de capacité vers le spectre de capacité [8].

II.5.3. Spectre de demande.

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération _ Displacement Response Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan Sa-Tn, par les transformations des périodes en déplacements spectrales, utilisant la formule suivante :

$$S_a = \omega^2 S_d \rightarrow S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{II. 16})$$

Où T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

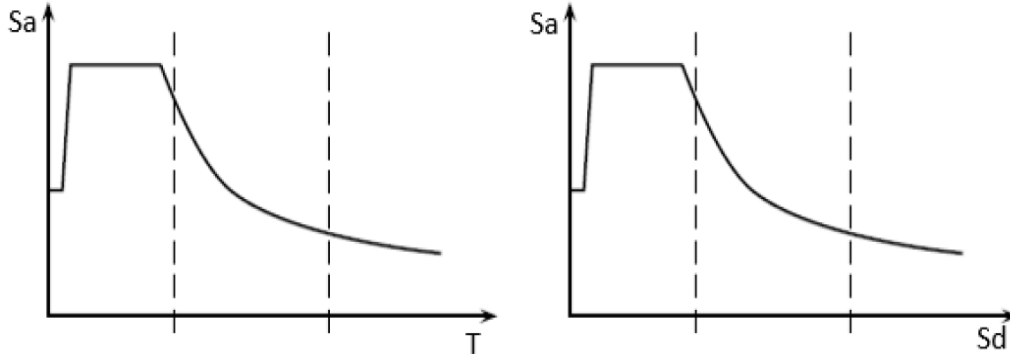


Figure II.5 : Transformation ADRS du spectre de réponse.

II.5.4. Point de performance.

Plusieurs méthodes sont développées pour déterminer le point de performance c'est à dire la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme. Parmi ces méthodes on trouve :

- 1- La méthode N2 originale [9] ;
- 2- La méthode de l'ATC 40 (avec trois procédures : A, B, C) [9] ;
- 3- Les méthodes FEMA 356 [11] et FEMA 440 [10].

Le principe général de la plupart des techniques est le même ; construire une approximation bilinéaire pour le diagramme de capacité, apporter le spectre de réponse élastique du séisme au format ADRS et chercher l'intersection entre les deux courbes selon un schéma itératif.

La méthode N2 original [10] a été incluse dans l'EUROCODE 8 [11], comme la méthode recommandée pour déterminer le point de performance. Dans notre travail cette méthode a été choisie pour déterminer la demande en déplacement de nos structures.

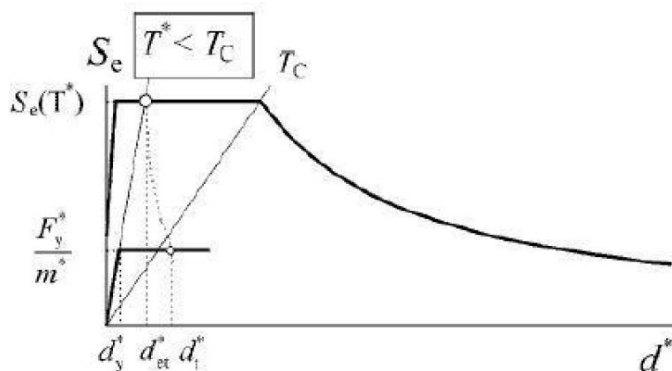


Figure II.6 : Détermination du point de performance [8].

Chapitre II : Formulation de l'analyse pushover modale

Par la méthode N2 originale, la demande sismique du système d'un seul degré de liberté équivalent peut être calculée utilisant la procédure graphique illustrée dans figure II.7 pour les structures avec des périodes courtes, et dans la figure II.8 pour moyennes et longues périodes.

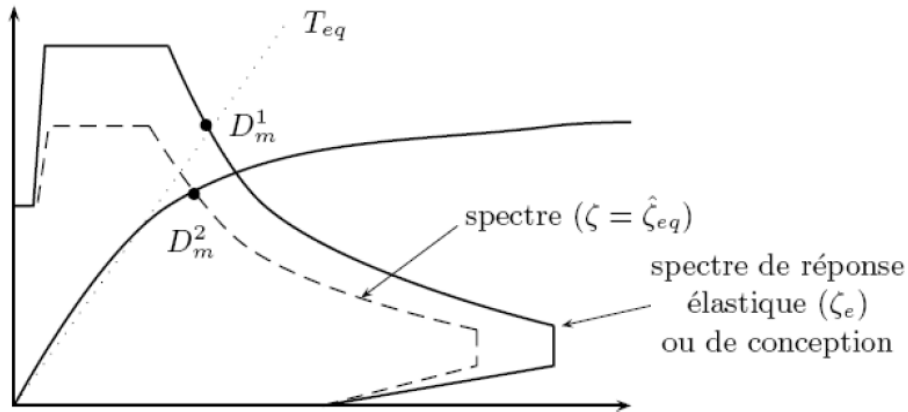


Figure II.7 : Point de performance pour les structures à courte période [14].

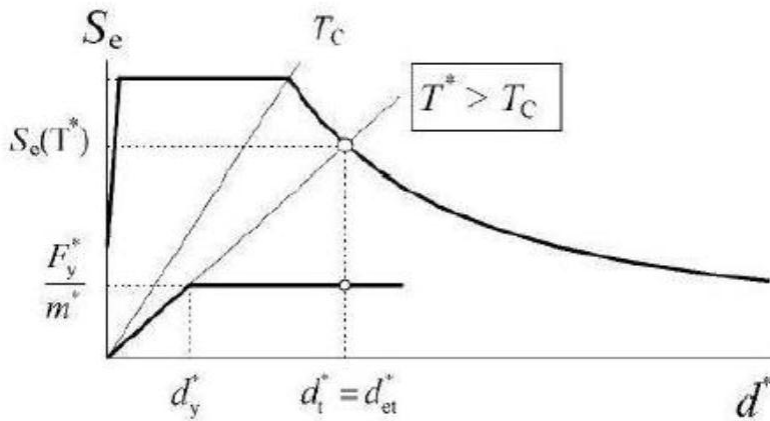


Figure II.8 : Point de performance pour les structures à moyenne (longue) période [12].

Une étape importante lors de l'utilisation de la méthode N2 originale, est l'idéalisation de la courbe de capacité. Après cette étape on peut calculer la période élastique du système 1DDL équivalent T^* .

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{II. 17})$$

Avec F_y^* , d_y^* sont la force et le déplacement élastique respectivement (figure II.9).

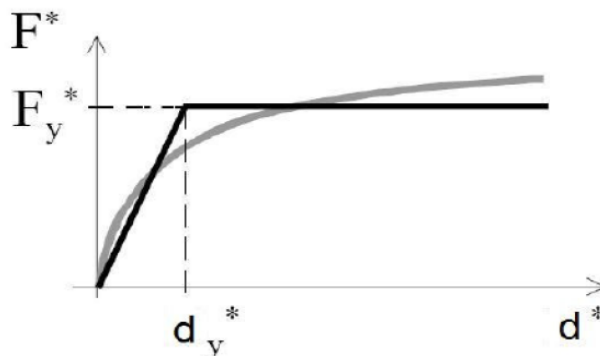


Figure II.9 : Idéalisation de la courbe pushover [12].

Chapitre II : Formulation de l'analyse pushover modale

Dans la figure II.9. F^* , représente l'effort tranchant à la base du système 1DDL équivalent, et donnée par :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma_1} \quad (\text{II. 18})$$

Pour déterminer le déplacement cible (point de performance) d_t^* des structures avec des courtes ou bien moyennes et longues périodes, différentes expressions sont utilisées, la période du coin entre les deux phases de période est T_c : la période caractéristique du séisme.

a) pour $T^* < T_c$ (région des courtes périodes)

Si $F_y^*/M^* \geq S_e(T^*)$, la réponse est élastique et le déplacement cible est donné par :

$$d_t^* = d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{II. 19})$$

$S_e(T^*)$ est l'accélération élastique dans la période équivalente T^* .

Si $F_y^*/M^* < S_e(T^*)$, la réponse est non-linéaire et donné par :

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (\text{II. 20})$$

q_u est le rapport entre l'accélération élastique ultime de la structure $S_e(T^*)$ et la limite de résistance élastique de la structure F_y^*/M^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)M^*}{F_y^*} \quad (\text{II. 21})$$

b) pour $T^* \geq T_c$ (région des périodes moyennes et longues)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{II. 22})$$

Alors, on peut conclure que dans le cas des structures avec moyennes et longues périodes la règle des déplacements égaux peut être utilisée.

Le point de performance de la structure (multi-degrés de liberté) est calculer en multipliant le déplacement cible d_t^* de système 1DDL par le facteur de transformation Γ_1 (facteur de participation modale).

$$d_t = d_t^* \Gamma_1 \quad (\text{II. 23})$$

II.6. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leur valeur, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps

Chapitre II : Formulation de l'analyse pushover modale

(dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc...). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse pushover est sensible à ces données.

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées. De plus, elle permet prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotule plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie. Ensuite il faut ôter du modèle au fur et mesure les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple. Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode pushover (par exemple Robot millenium, SAP).

Comme le met en évidence le règlement américain il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques. De plus comme les autres méthodes statiques, le pushover ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre lié au caractère dynamique de la sollicitation sismique ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. Le pushover donne donc des résultats satisfaisant lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leur contribution. Le règlement américain donne quelques réponses à ce sujet. Le dernier stade de l'analyse est l'analyse dynamique non linéaire qui tient compte en plus de l'évolution de l'excitation dans le temps et de son caractère cyclique, ce qui permet de mettre en évidence des ruptures en chaîne par exemple.

Enfin, il convient de remarquer que la méthode du pushover a été explicitée pour des spectres d'accélération courants et non pour des spectres locaux ou des sollicitons à grands déplacements.

II.7. 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.

CHAPITER III

Méthode N2 étendue



III.1. Introduction.

L'une des méthodes non linéaires simplifiées est la méthode N2, qui a été mise en œuvre dans l'Eurocode 8]. Dans la méthode N2, la demande sismique est déterminée à partir de spectres inélastiques et dépend de la période du système SDOF équivalent. La transformation du système MDOF en un système SDOF équivalent est basée sur l'hypothèse d'un mode fondamental prédominant. Cette hypothèse représente la limitation majeure de l'applicabilité de la méthode N2 conventionnelle. Cela fonctionne bien dans le cas des structures régularisées avec une faible influence des modes supérieurs. Dans le cas de structures de bâtiments asymétriques ou bien irréguliers en élévation, plusieurs modes peuvent contribuer à la réponse et les effets de torsion peuvent ne pas être correctement pris en compte. Pour surmonter cette limitation Fajfar et al. ont proposé une extension de la méthode N2.

Dans ce chapitre, la méthode N2 étendue et ses phases sont présentés.

III.2. Contribution des modes supérieurs (mode de torsion).

Les résultats d'études paramétriques récentes suggèrent que dans la majorité des cas, les effets de torsion (modes supérieurs) peuvent être estimés par une analyse dynamique linéaire (spectrale). Sur la base de cette observation, il a été proposé que les résultats obtenus par l'analyse pushover d'un modèle structurel 3D soient combinés avec les résultats d'une analyse dynamique linéaire (spectrale). Les premiers résultats contrôlent les déplacements cibles et la répartition des déformations le long de la hauteur du bâtiment, tandis que les derniers résultats (de l'analyse modale spectrale) définissent les amplifications de torsion (modes supérieurs).

III.3. Méthode N2 Étendue.

Dans l'analyse N2 étendue (EN2), Il est suggéré de considérer les effets de torsion en multipliant les déplacements cibles obtenus à partir de l'analyse N2 conventionnelle par un facteur d'amplification (correction) résultant d'une analyse modale spectrale élastique.

Cette approche développée par Fajfar et al. en 2005 est étendue pour étudier les constructions irrégulières en plan et en élévation en 2012

III.4. Etapes de la méthode N2 Étendue.

Les étapes de la méthode N2 étendue sont les suivantes :

1. Effectuer des analyses pushover en utilisant un modèle mathématique 3D. Le chargement est appliqué

Chapitre III : Méthode N2 étendue

aux centres de masse de chaque étage, indépendamment dans deux directions horizontales, dans chaque direction avec le signe + et -. Déterminer le déplacement cible (demande de déplacement au CM au niveau du toit) pour chacune des deux directions horizontales (la plus grande valeur de deux valeurs, obtenue pour les signes + et -) (voir figure 3.1).

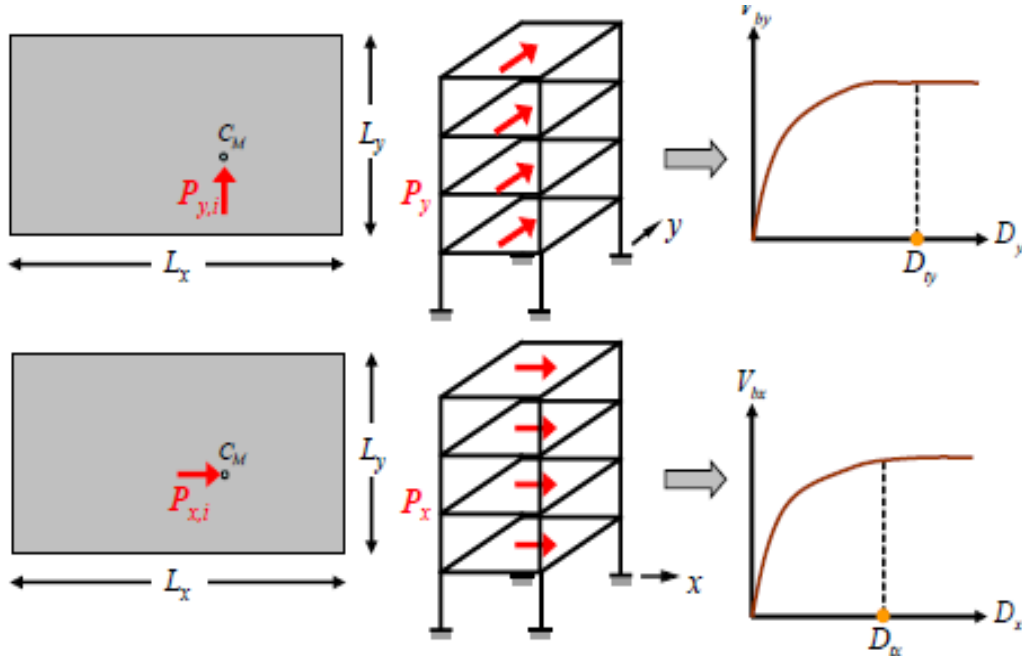


Figure III.1 : Application de la charge latérale pour effectuer l'analyse pushover ans les deux directions (x, y)

2. Effectuer une analyse modale spectrale linéaire du modèle mathématique 3D, indépendamment pour l'excitation dans les deux directions horizontales et
Combiner les résultats en utilisant la règle SRSS. (Un spectre élastique doit être utilisé (figure 3.2))

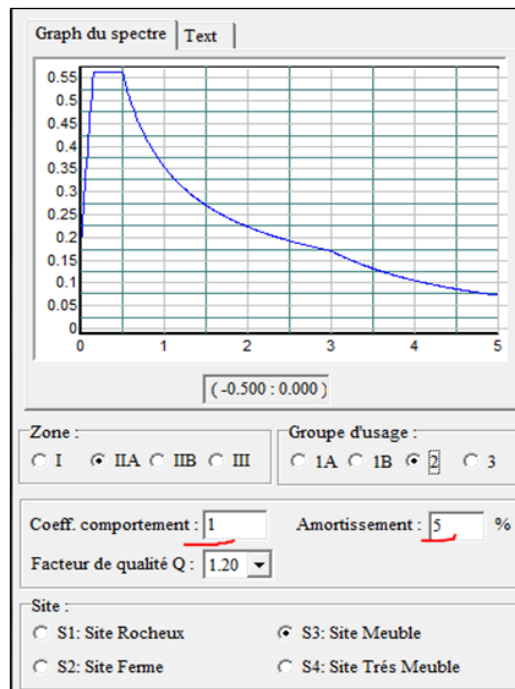


Figure III.2 : Spectre de réponse élastique (R= 1, Amortissement de 5%)

3. Déterminer les facteurs de correction à appliquer aux résultats de l'analyse pushover. Le facteur de correction est défini comme le rapport entre les déplacements au sommet normalisés obtenus par l'analyse modale spectrale élastique et par l'analyse pushover. Le déplacement au sommet normalisé est le déplacement de toit à un emplacement arbitraire divisé par le déplacement de toit au centre de masse (CM). Si le déplacement normalisé du toit obtenu par l'analyse modale spectrale est inférieur à 1.0, prendre 1.0. Les facteurs de correction sont définis séparément pour chaque direction horizontale. Notez que le facteur de correction dépend de l'emplacement du plan (figure 3.3). le déplacement normalisé du portique p est calculé comme suivant

$$U_{p,x \text{ norm}} = \frac{U_{p,x}}{U_{CM,x}} \quad (III. 24)$$

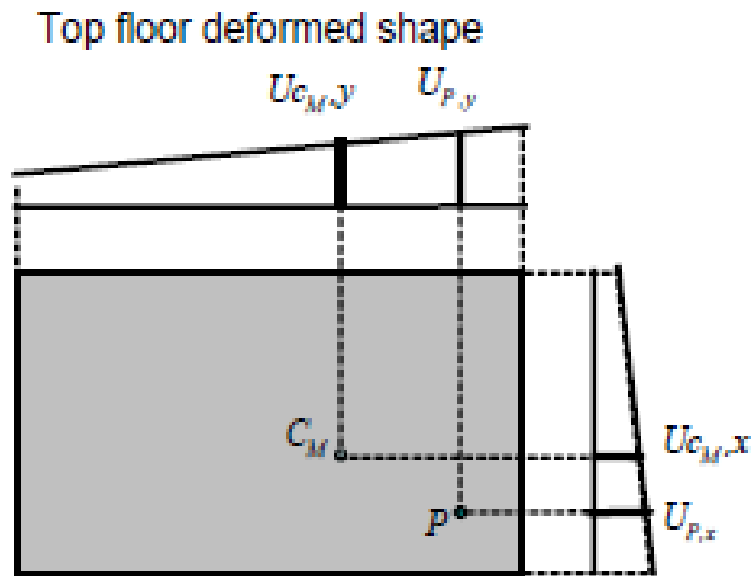


Figure III.3 : Calcul de déplacement normalisé

Le facteur de correction du portique p dans le sens x est donné par :

$$C_{p,x} = \frac{U_{p,x \text{ norm}}^{\text{analyse modale}}}{U_{p,x \text{ norm}}^{\text{analyse pushover}}} \quad (III. 25)$$

4. Multipliez toutes les résultats obtenus par l'analyse pushover N2 par les facteurs de correction appropriés. Par exemple, dans un portique p parallèle à l'axe X, toutes les quantités sont multipliées par le facteur de correction déterminé $C_{p,x}$. (Figure 3.4)

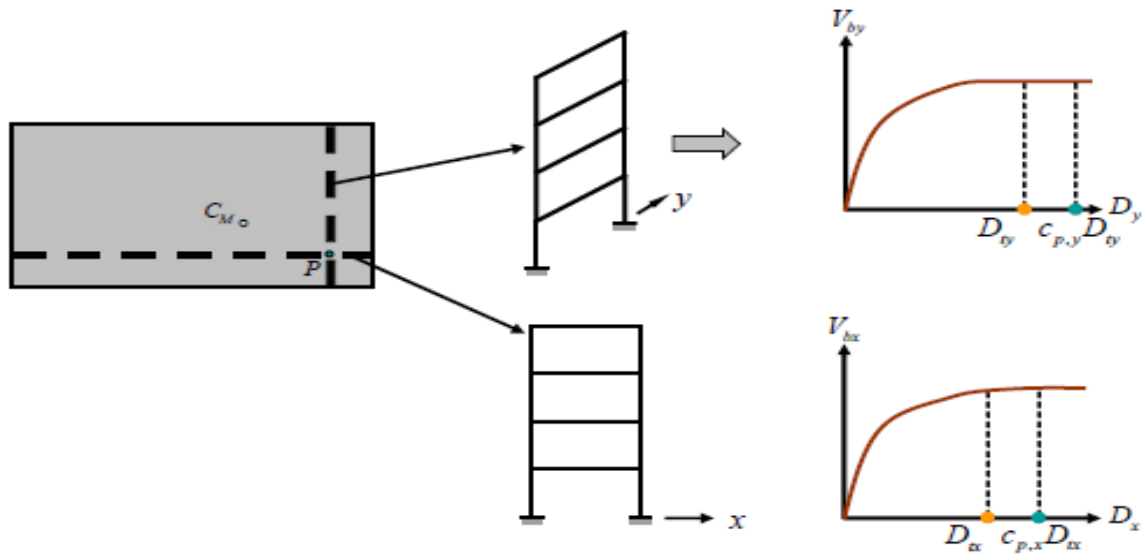


Figure III .4 : Amplification des déplacements cible obtenus par l'analyse pushover N2

Les résultats obtenus par cette procédure sont influencés à la fois par la méthode statique non linéaire (pushover) et l'analyse modale dynamique élastique. La demande de déplacement aux centres de masse est déterminée par la méthode N2 conventionnelle, qui est basée sur l'analyse pushover. L'amplification de la demande due à la torsion est déterminée par l'analyse modale spectrale élastique, tandis que la réduction de la demande due à la torsion n'est pas prise en compte.

3.5. Conclusion.

Une version étendue de la méthode N2, applicable aux bâtiments à plan asymétrique, a été présentée dans ce chapitre. Il est proposé que l'analyse pushover d'un modèle mathématique 3D, qui contrôle le déplacement cible au centre de masse au toit et, soit combinée avec une analyse dynamique élastique (modale). Dans le prochain chapitre nous allons appliquer cette méthode sur un cas réel pour mesurer l'effet des modes supérieurs dans la réponse sismique des bâtiments.

Chapitre IV

Étude De Cas



IV.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 deux 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.

IV.2. Description des structures étudiées.

Dans cette étude, trois portiques auto-stables de dix étages en acier avec différentes configurations géométriques ont été choisis pour des études des cas, sélectionnées de la littérature. Les portiques comprenaient un portique régulier en élévation de référence et deux 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 a 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 [5]. 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 [5].

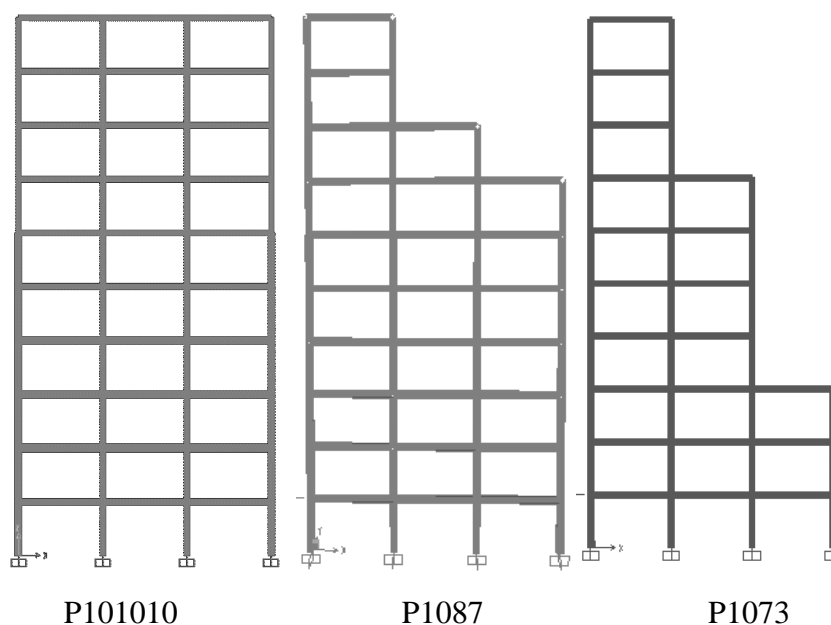


Figure IV.1 : Configuration géométrique des portiques étudiés.

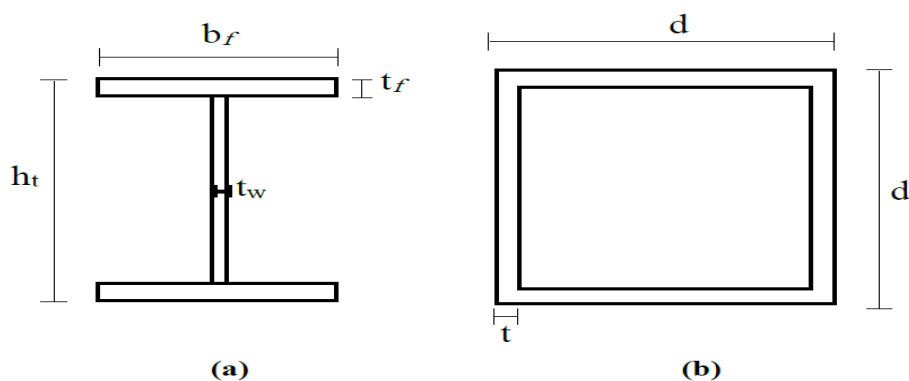


Figure IV.2 : Types des sections utilisées, (a) poutres, (b) poteaux.

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			

Tableau IV.1 : Sections des éléments de la structure de 10 niveaux [14].

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

Tableau IV.2 : type des poteaux et des poutres pour chaque niveau.

Les portiques dans la figure 4.1 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) [code iranien, NEHRP] et pour la zone sismique 1 (une zone de forte sismicité). La figure 3.3 montre le spectre de pseudo-accélération élastique utilisé avec un taux D'amortissement de 5%.

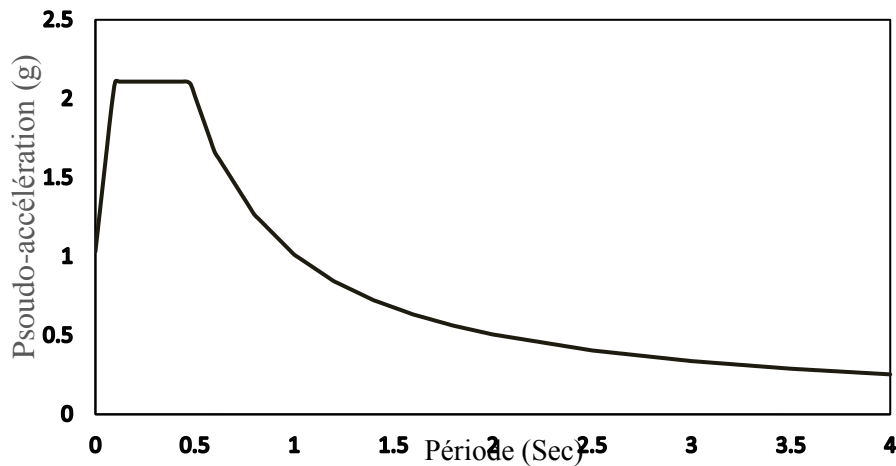


Figure IV .3 : Spectres de réponse élastique de conception.

IV.3. Paramètres utilisés dans les analyses sismiques.

Pour l'analyse modale spectrale le spectre présenté dans la figure 4.3 est utile pour estimer la réponse sismique des structures étudiée. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux de l'analyse pushover N2

IV.4. Résultats de l'analyse modale spectrale.

Les résultats de l'analyse modale spectrale en terme de : déplacement maximal, profiles 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.

IV.4.1. Déplacement maximal.

Le déplacement maximal au sommet des structures étudiées obtenus par l'analyse modale spectrale sont présenté dans le tableau 4.3.

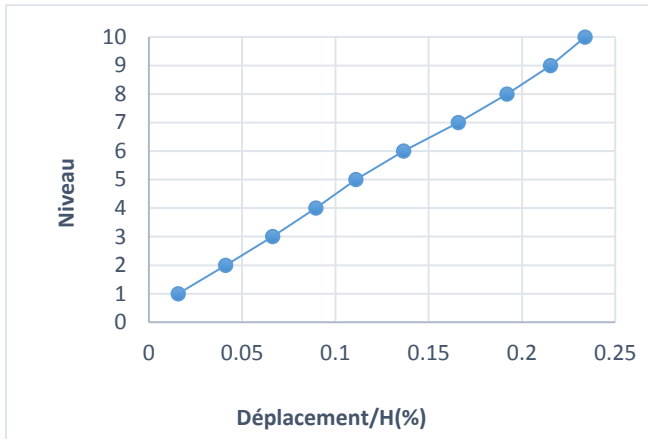
Portique	U_{max} (m)
P 10.10.10	0.2382
P 10.8.7	0.2252
P 10.73	0.2313

Tableau IV.3 : Déplacement maximal des structures étudiées.

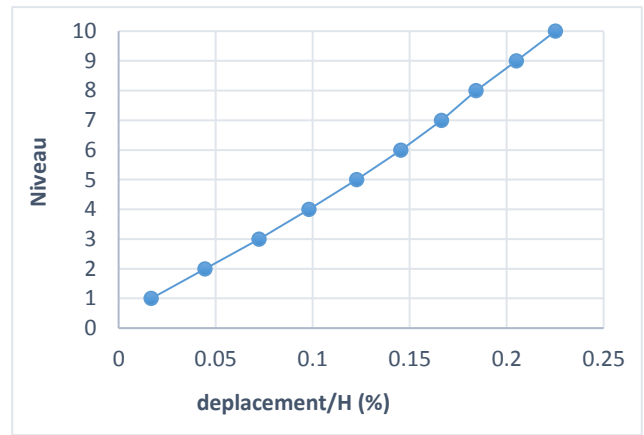
IV.4.2. Profil de déplacement.

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

Portique 10.10.10



Portique 10.8.7



Portique 10.7.3

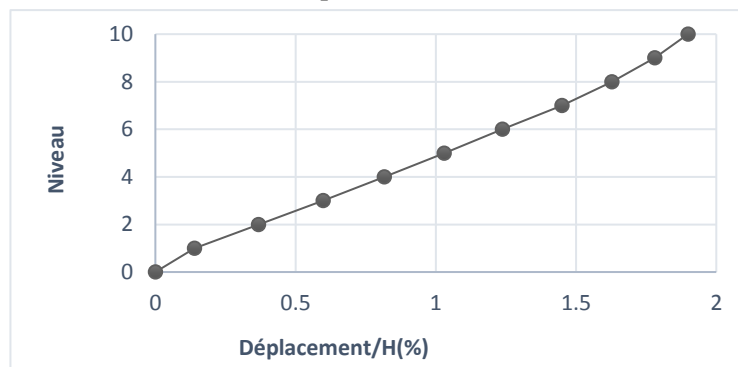
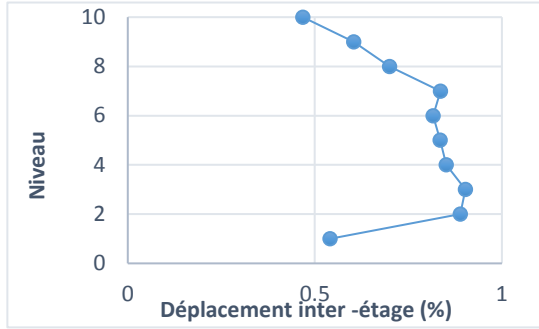


Figure IV.4 : Profils des déplacements des structures étudiées (par l'analyse Modale spectrale)

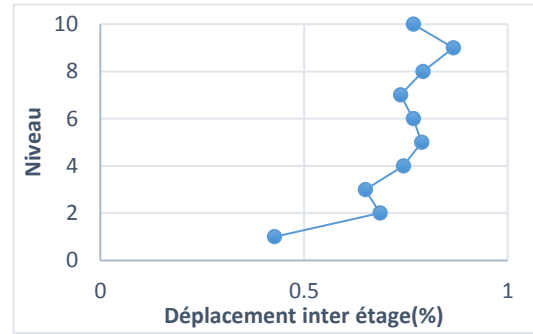
IV.4.3. Profil de déplacement inter-étage.

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

Portique 10.10.10



Portique 10.8.7



Portique 10.7.3

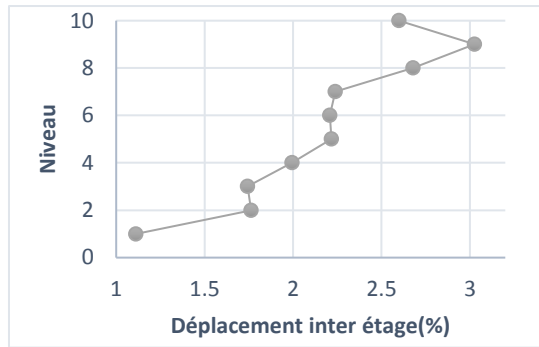


Figure IV.6 : Déplacement inter-étage des structures étudiées (Analyse modale spectrale)

IV.5. Résultats de l'analyse pushover N2.

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

IV.5.1. Courbes de capacité (courbes pushover)

a) Structure P101010

La courbes pushover du portique P101010 est présenté dans la figure suivante :

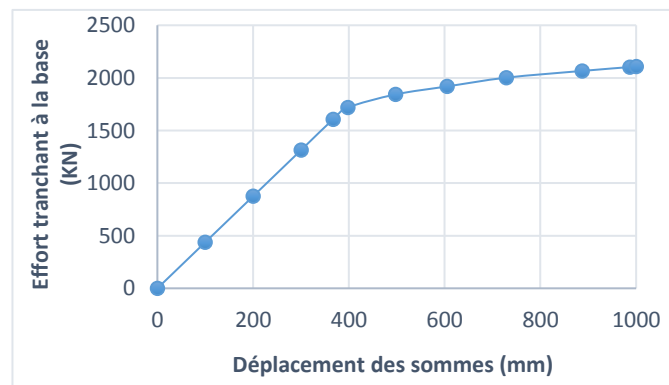


Figure IV.7 : Courbes de capacité de P101010

A partir de la figure (Figure 4.7) on peut remarquer que la limite élastique de la structure est 2100KN.

b) Structure P10.8.7

La courbes pushover du portique P1087 est présenté dans la figure suivante

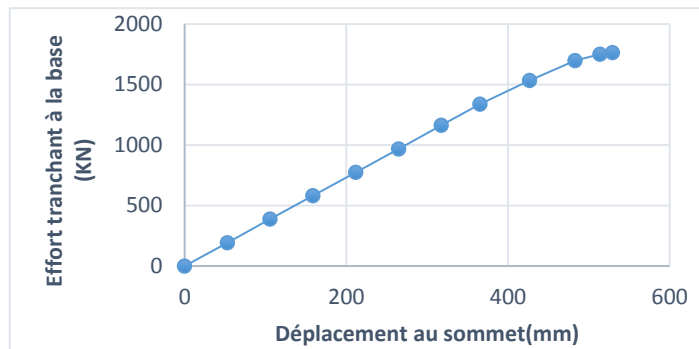


Figure IV.8 : Courbes de capacité de P10.8.7

A partir de la figure (Figure 4.8) on peut remarquer que la limite élastique de la structure est 1800KN.

c) Structure P10.7.3

La courbes pushover du portique P10.7.3 est présenté dans la figure suivante

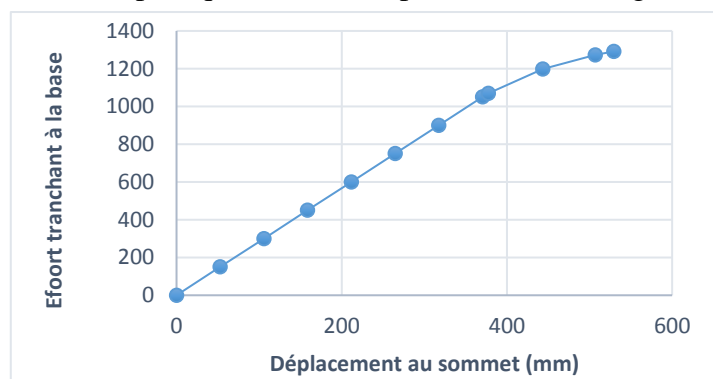


Figure IV 4.9 : Courbes de capacité de P10.7.3

A partir de la figure (Figure 4.9) on peut remarquer que la limite élastique de la structure est 1300KN.

IV.5.2. Profil de déplacement

Les figures suivantes présentent les résultats de l'analyse pushover N2

- a) **Structure P101010** : Le Profil de déplacement de la structure P10.10.10 est présenté dans la figure suivante :

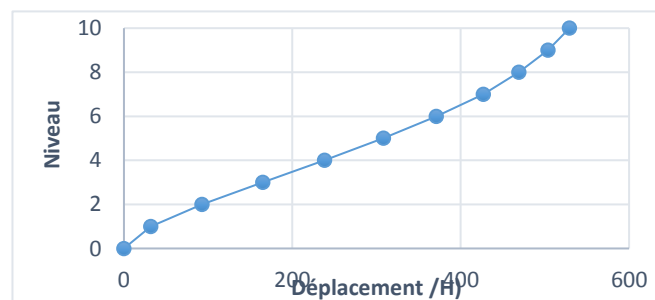


Figure IV.10 : Profil de déplacement P101010

b) Structure P10.8.7

Le Profil de déplacement de la structure P10.8.7 est présenté dans la figure suivante :

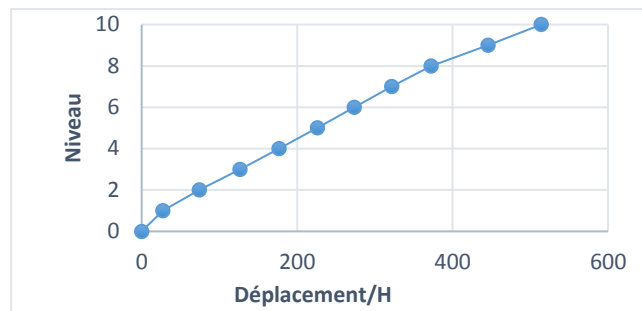


Figure IV.11 : Profil de déplacement P10.8.7

c) Structure P10.7.3

Le Profil de déplacement de la structure P10.7.3 est présenté dans la figure suivante :

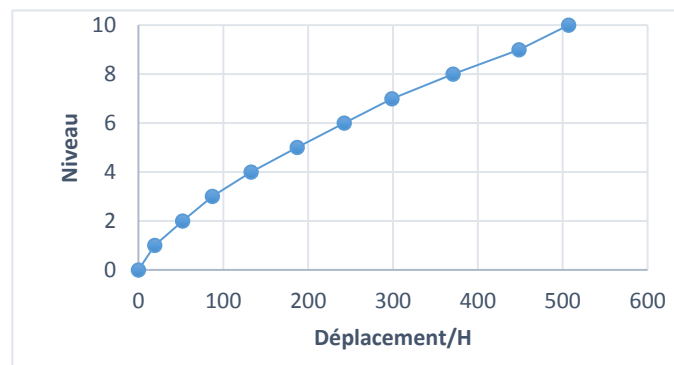


Figure 4.12 : Profil de déplacement P10.7.3

IV.5.3. Profil de déplacement inter-étage

Le déplacement inter-étage est important pour évaluer la performance sismique des structures les figures suivantes montrer ces déplacements le long de la hauteur de la structure

a) Structure P101010

Le déplacement inter-étage de la structure P101010 est présenté dans la figure suivante.

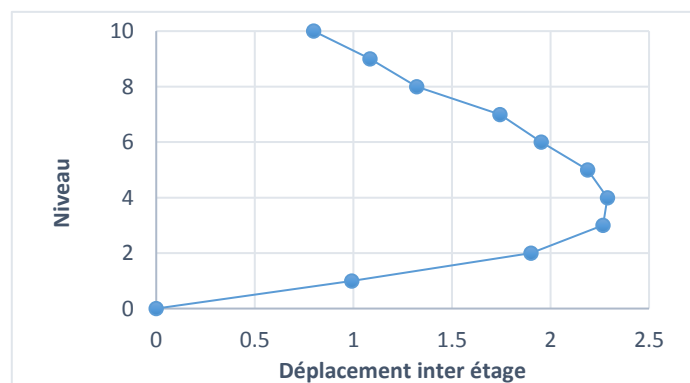


Figure 4.13 : Profil de déplacement inter-étage P101010

b) Structure P10.8.7

Le déplacement inter-étage de la structure P10.8.7 est présenté dans la figure suivante.

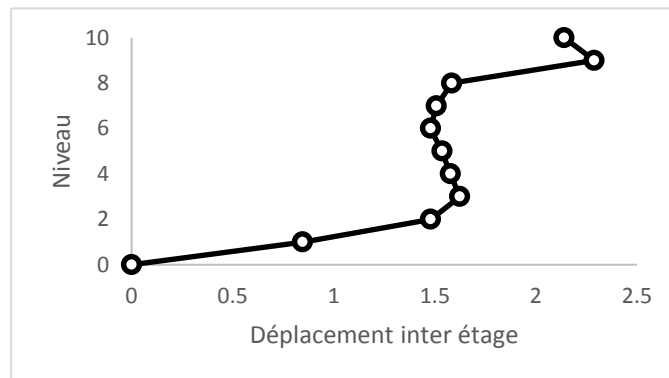


Figure IV.14 : Profil de déplacement inter-étage P10.8.7.

c) Structure P10.7.3

Le déplacement inter-étage de la structure P10.7.3 est présenté dans la figure suivante.

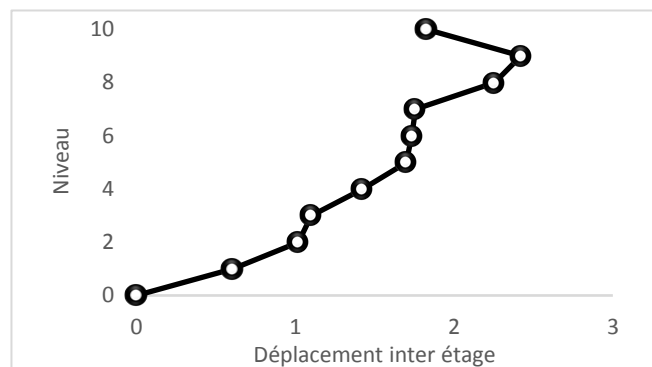


Figure IV.15 : Profil de déplacement inter-étage P10.7.3.

IV.6. Résultats de l'analyse pushover EN2

IV.6.1 Facteurs de corrections

IV.6.1.1 Déplacement des étages

facteurs de corrections			
Niveau	P101010	P10.8.7	P10.7.3
10	1	1	1
9	1	1,051728	1,011180124
8	1	1,13402732	1,059530227
7	1	1,18643064	1,131290924
6	1	1,21967785	1,178659757
5	1	1,24542292	1,23992674
4	1	1,27491061	1,332185886
3	1,010790355	1,31505807	1,440039318
2	1,106137186	1,37644943	1,511538462
1	1,225429283	1,43722682	1,564064801

Tableau IV.4 : Facteurs de corrections de déplacement des étages

IV.6.1.2 Déplacement inter-étages.

Facteur de correction			
Niveau	P101010	P10.8.7	P10.7.3
10	1,285882063	1	1
9	1,228878529	1	1
8	1,169709791	1	1
7	1,064755795	1	1
6	1	1,09631529	1,0963153
5	1	1,14042328	1,1404233
4	1	1,17288291	1,1728829
3	1	1,22805249	1,2280525
2	1,044824945	1,34047145	1,3404714
1	1,224100921	1,43871332	1,4387133

Tableau 4.5 : Facteurs de corrections de déplacement inter étages

IV.6.2 Déplacement des étages

Les figures suivantes présentent les résultats de l'analyse pushover EN2

a) **structure 101010** : Le Profil de déplacement de la structure P101010 est présenté dans la figure suivante

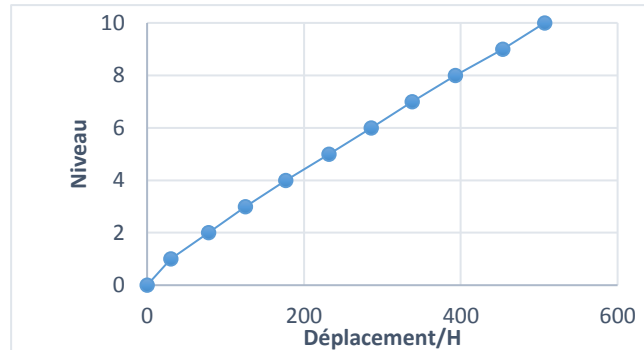


Figure IV.16 : Profil de déplacement P101010.

b) **structure 10.8.7** : Le Profil de déplacement de la structure P10.8.7 est présenté dans la figure suivante

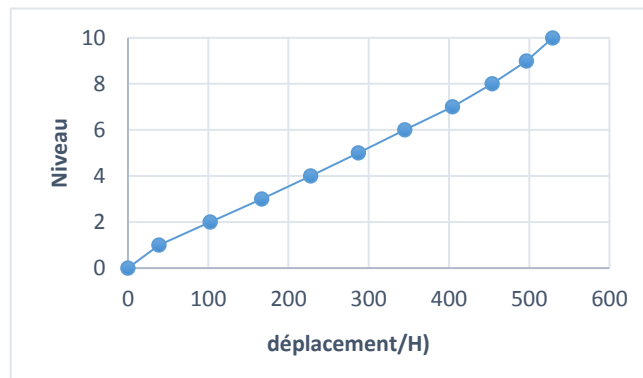


Figure IV.17 : Profil de déplacement P10.8.7

c) **structure P10.7.3** : Le Profil de déplacement de la structure P10.7.3 est présenté dans la figure suivante

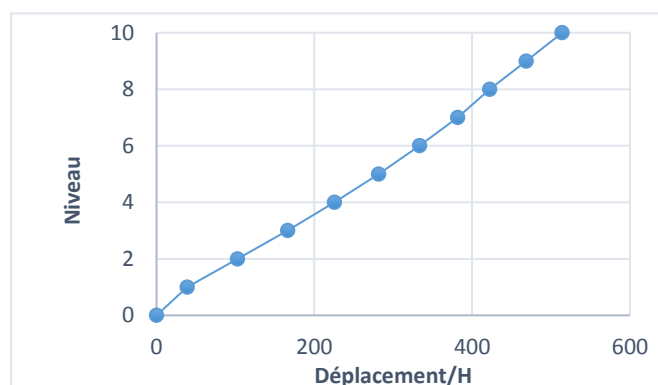


Figure IV.18 : Profil de déplacement P10.7.3

IV.6.3 Déplacement inter étages

a) structure101010.

Le déplacement inter-étage de la structure P101010 est présenté dans la figure suivante

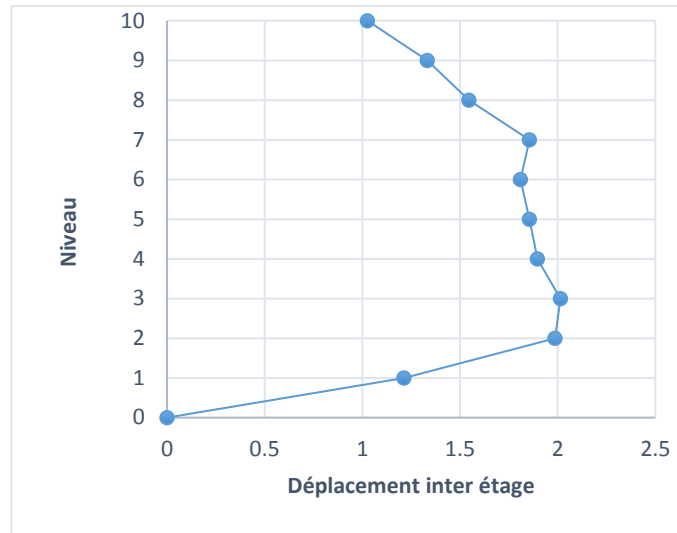


Figure IV.19 : Profil de déplacement inter-étage P101010.

b) structure10.8.7.

Le déplacement inter-étage de la structure P10.8.7 est présenté dans la figure suivante

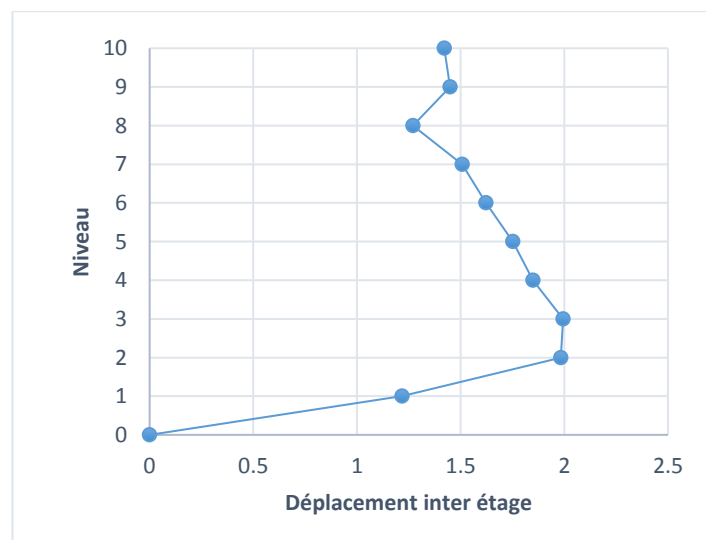


Figure IV.20 : Profil de déplacement inter-étage P10.8.7.

c) **structure10.7.3** : Le déplacement inter-étage de la structure P10.7.3 est présenté dans la figure suivante

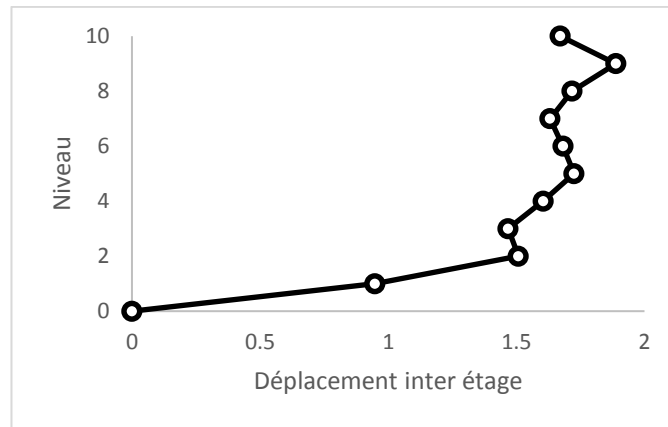


Figure IV.21 : Profil de déplacement inter-étage P10.7.3

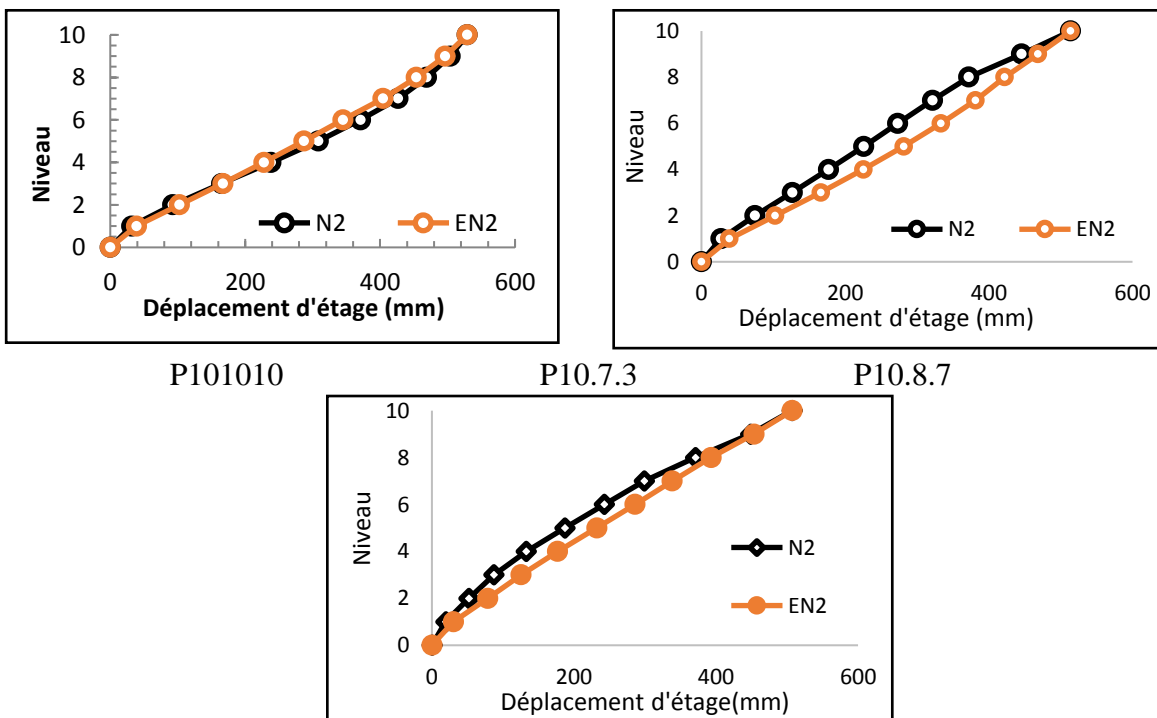
4.7. Comparaison entre l'analyse N2 et EN2

Dans cette section, une étude comparative entre les résultats de l'analyse pushover N2 et EN2 est présentée.

4.7.1 Profil de déplacement

La comparaison entre les deux valeurs de déplacement des étages calculées par la méthode N2 et la méthode EN2 est présentée dans la figure suivante :

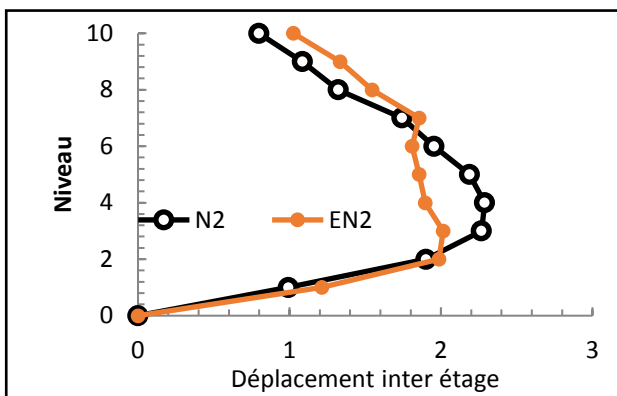
Figure 4.22. Comparaison entre les valeurs de déplacement des deux méthodes (N2 et EN2)



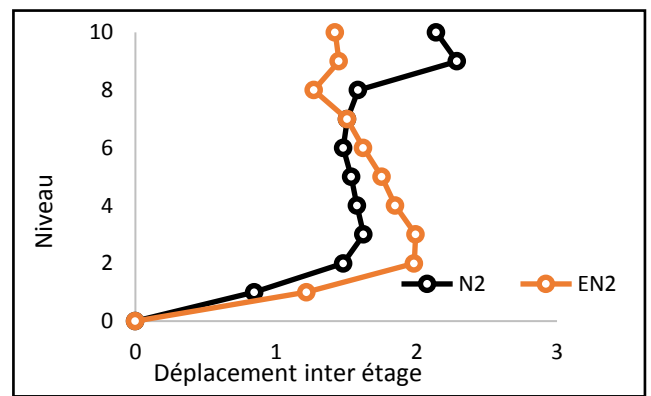
Pour le déplacement de chaque structure étudiée, la figure montre la différence entre les valeurs données par les deux analyses utilisées. Malgré les petites différences remarquées sur les valeurs de déplacement entre les deux méthodes d'analyse, on peut dire que les deux résultats sont très proche.

IV.7.2. Profil de déplacement inter-étage

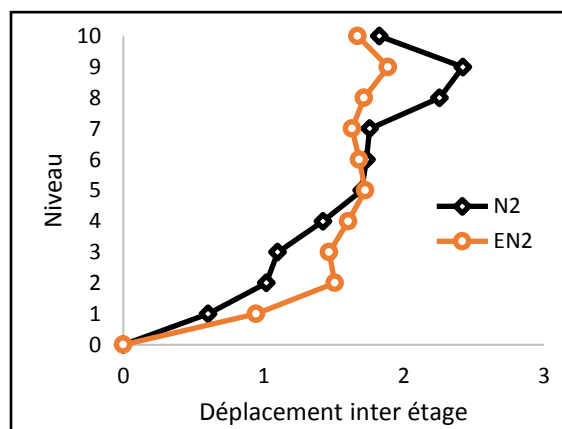
Le déplacement inter-étage est très important dans l'estimation des réponses sismiques des structures. Il permet nous permet de mesurer le déplacement relatif de chaque étage et donc la réponse de cet étage. La figure suivante présente ces déplacements pour chaque structure.



P101010



P10.8.7



P10.7.3

Figure 4.23. Comparaison entre les valeurs de déplacement inter étages des deux méthodes (N2 et EN2)

Puisque le déplacement inter-étage est un paramètre très sensible, la différence entre les deux résultats des N2 et EN2 est très remarquable.

4.8. Conclusion

Dans ce chapitre une étude comparative entre les résultats de l'analyse N2 et ceux de l'analyse EN2 est faite. On peut conclure que, l'analyse N2 donne des bons résultats en termes de déplacement maximal au sommet et déplacement des étages. Cependant, l'analyse EN2 sous-estime les déplacements inter-étages d'une manière significative en comparaison avec la méthode EN2. 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 est recommandé pour analyser les structures irrégulières.

Conclusion générale



Conclusion générale.

Dans le présent mémoire, trois portiques auto Stable de 10 niveaux en acier. Leur propriété dynamique a été examinée au moyen d'une analyse des valeurs propres. L'effet des irrégularités géométriques sur les réponses sismiques de cette structure est élaboré à l'aide de l'analyse N2 spectrale et l'analyse EN2 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.

-Dans la plupart des cas étudiés, l'analyse N2 standard sous-estime la réponse sismique en terme de déplacement inter-étages par rapport de l'analyse EN2.

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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

- [1] ABDELHAMID. Fayçal « Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique», Thèse de Magister, Université Hadj Lakhdar, Batna, Algérie 2012
- [2] A.K. Yelles-Chaouche, Les Séismes en Algérie du Nord, CRAAG, Algérie.
- [3] BELDJOUDI. Hamoud, Etude de la sismicité du nord Algérien, Thèse de Doctorat, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie (2011)
- [4] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [5] 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).
- [6] Mr TEDJDITI Ahmed Kamel. "Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale". Mémoire de Master Département de génie civil Université Abou-Bekr. Belkaid-Tlemcen. 2017. 45.
- [7] SALIM, MANSOURI. ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE. 2016. Thèse de master. UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE.
- [8] Locroix. S, "Research of behavior coefficient for reinforced concrete buildings", thesis defended to graduate as an engineer, société JACOBS, 2007
- [9] YASSINE, AHMED. TABLISSEMENT D'UN SPECTRE DE CALCUL RÉGION DE BOUMERDES. 2017. Thèse de master. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.
- [10] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", vol 1.Redwood City, California, 1996.

[11] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.

[12] FEMA-440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Federal Emergency Management Agency Report. Redwood City, CA, 2005.

[13] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance", Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1:2004, 2004.

[14] Bhatt, C., Bento, R., "Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure", thèse de doctorat, Institute de technologie de Lisbonne, Lisbonne, Portugal, 2011.