

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de génie civil et hydraulique.
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister en génie civil
Option : Modélisation des matériaux et des structures

Modélisation Parasismique Des Structures En Béton Armé

Présenté par :
MEDJERAB Mohammed

Soutenu publiquement le : 20/09/2012

Devant le jury composé de :

Dr. OUNIS Abdelhafid	Maitre de conférence « A »	Président	Université de Biskra
Dr. MELLAS Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. KADID Abdelkrim	Maitre de conférence « A »	Examineur	Université de Batna
Dr. HAMADI Djamel	Maitre de conférence « A »	Examineur	Université de Biskra

Remerciements

Je tiens en premier à remercier Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Je tiens à signifier ma profonde reconnaissance à mon rapporteur, Monsieur **Mellas Mekki**, professeur à l'Université de Biskra, pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Des remerciements sont également offerts à Monsieur **KADID Abdelkrim**, Professeur à l'Université de Batna, pour sa précieuse aide. Et qui m'a honoré d'avoir consulté et critiquer mon mémoire

Je remercie les membres de jury : **Dr. OUNIS Abdelhafid** et **Dr. HAMADI Djamel** qui me font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

J'exprime ma profonde gratitude à Monsieur **MABROUKI Abdelhak** Docteur à l'Université de Biskra, pour l'aide et la sollicitude avec laquelle il a suivi ce travail.

Des remerciements sont également offerts à Monsieur **ABDESLAM Issam**, enseignant à l'Université de Ouargla pour leur soutien et leur aide.

Je dédie ce travail à tous mes profs de la 1^{ère} année magister et à toute ma famille.

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

RESUME :

La nécessité pour des méthodes plus rapides qui assureraient une évaluation ou une conception structurale fiable des structures soumises au chargement séismique mené à l'analyse pushover.

L'analyse pushover est basée sur l'hypothèse que les structures oscillent principalement en premier mode ou en modes de vibration inférieurs pendant un événement séismique. Ceci mène à une réduction du système à multi-degré-de-liberté, à un système à un seul degré de liberté équivalent, Les demandes séismiques calculées pour le système à 1DDL sont transformées par des rapports modaux avec les demandes séismiques du système à PDDL.

Dans cette étude la méthode pushover est appliquée comme moyen alternatif à la conception et à l'évaluation générale.

Une analyse modale est effectuée afin d'accéder aux modes propres de la structure. Puis on a déterminé et reproduit le comportement global de la structure en poussée progressive. Parmi plusieurs méthodes d'analyse pushover, la méthode de spectre de capacité a été sélectionnée, Les résultats de cette étude prouvent que la marge de sécurité vis-à-vis de l'effondrement est améliorée. Par l'ajout des voiles, puisque la courbe de demande tend à intersecter la courbe de capacité près du domaine élastique, ce qui donne des réserves suffisantes de résistance et de déplacement. Les voiles ont été modélisés par deux méthodes, L'étude nous a permis aussi de juger que la méthode de portique équivalent fourni une prédiction fiable du comportement des structures.

Mots Clés : Analyse Pushover, La méthode de spectre de capacité, La méthode de portique équivalent, les voiles, Analyse temporelle.

ABSTRACT

The necessity for faster methods that would ensure a reliable structural assessment or design of structures subjected to seismic loading led to the pushover analysis.

Pushover analysis is based on the assumption that structures oscillate predominantly in the first mode or in the lower modes of vibration during a seismic event. This leads to a reduction of the multi-degree-of-freedom, MDOF system, to an equivalent single-degree-of-freedom, ESDOF system, with properties predicted by a nonlinear static analysis of the MDOF system. The seismic demands calculated for the ESDOF system are transformed through modal relationships to the seismic demands of the MDOF system. In this study the pushover method utilized as an alternative mean to general design and assessment.

A modal analysis is initially carried out in order to reach the modes of the structure. The following stage consists to determine and reproduce the total behavior of the structure by the pushover analysis. Among several methods of analysis pushover, the method of capacity spectrum was selected; the results of this study prove that the safety margin opposite collapse is improved. By the addition of the walls, the demand curve tends to intersect the capacity curve close to the elastic range, which gives sufficient reserves of resistance and displacement. The walls were modeled by two methods; the study enabled us to judge that the method of equivalent gantry provided a reliable prediction of the behavior of the structures.

Key words: Pushover Analysis, Capacity Spectrum Method, equivalent frame Method, Wall, Time History Analysis.

المخلص

تصميم مقاومة للزلازل من الهياكل يتطلب أن الهياكل يجب أن يستمر، بأمان، أي حركات أرضية قد تحدث أثناء عملية البناء، أو في حالة وضعها الطبيعي. لكن استجابة الهيكل لحركات الأرض تتسبب في آثار متفاوتة. لإجراء تحليل أكثر دقة للهياكل التي تتعرض لحركات أرضية قوية نستعمل التحليل للوقتي. هذا التحليل ينطوي على تكامل معادلات الحركة من نظام متعدد درجة الحرية MDOF، باستخدام حل متدرج من أجل تمثيل الاستجابة الفعلية للهيكل. هذا الأسلوب يستغرق وقت طويل على الرغم من تطبيقه في جميع الأغراض العملية.

قادت الحاجة الى أسرع الطرق التي من شأنها ضمان إجراء تقييم موثوق الى التحليل الزلزالي الستاتيكي اللاخطي ال اطلقت عليه تسمية pushover analysis.

ويستند هادا التحليل على افتراض أن الهياكل تتأرجح في الغالب في النمط الأول أو في الجزء الأسفل من وسائط اهتزاز خلال حدث زلزالي. وهذا يؤدي إلى الحد من تعدد درجة من الحرية، MDOF نظام، إلى نظام واحد أي ما يعادل SDOF مع الخصائص التي تنبأ بها تحليل ثابت غير الخطية للنظام MDOF. تتحول المطالب الزلزالية المحسوبة على النظام من خلال علاقات SDOF لمطالب زلزالية للنظام MDOF.

في هذه الدراسة يتم فحص مدى انطباق هذة الطريقة كطريقة بديلة للتصميم العام والتقييم. ويتم في البداية تحليل مشروط خارج من أجل الوصول إلى وسائط للهيكل. المرحلة التالية تتكون لتحديد واستخراج السلوك الإجمالي للهيكل من خلال تحليل ستاتيكي. من بين عدة طرق التحليل من هادا النوع، تم اختيار طريقة طيف القدرة، ونتائج هذه الدراسة تثبت تحسن درجة السلامة. من خلال إضافة الجدران، ومنحنى الطلب يميل إلى تتقاطع منحنى القدرة على مقربة من المجال المرن، والتي تعطي احتياطات كافية من المقاومة. وقد تمت نمذجة الجدران بواسطة طريقتين، والدراسة تؤكد أيضا فعالية طريقة الهيكل المكافئ التي وفرت تنبؤ موثوق لسلوك الهياكل.

الكلمات المفتاحية: التحليل الستاتيكي، التحليل الطيفي، طريقة طيف السعة، طريقة الهيكل المكافئ، جدران الخرسانة المسلحة، التحليل للوقتي.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Fig.1.1: Spectre de réponse général.....	18
--	----

CHAPITRE II

Figure 2.1 : Signification physique de la courbe de capacité	23
Figure 2.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité	24
Figure 2.3:Niveaux d'endommagement.....	25
Figure (2.4): Représentation bilinéaire du spectre de capacité	44
Figure (2.5): La relation le facteur de participation modal et le coefficient de masse modal.....	45
Figure (2.6):Spectres de réponse dans le format ADRS et le format traditionnels [4].....	46
Figure (2.7): spectre de capacité superposé au-dessus des spectres de réponse dans le format ADRS et le format traditionnel	47
Figure (2.8): Point d'intersection de spectres de capacité et de demande dans la tolérance Acceptable ATC-40	48
Figure (2.9): Point d'intersection de spectre de demande et spectre de capacité de dent de scie...48	
Figure (2.10): Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du Spectre de capacité (ATC-40).....	50

CHAPITRE III

Figure (3.1.a) : boîtes de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14.....	53
Figure (3.1.b) : boîtes de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14.....	54
Figure (3.2) : forme du spectre de réponse de calcule.....	56
Figure (3.3) : Courbes contraintes – déformations utilisées par SAP 2000 (même type de courbes utilisé pour moment – rotation)	57
Figure (3.4) : Schémas des modèles (1,....., 9).....	63
Figure (3.5) : Schémas des modèles (10,....., 19).....	64
Figure (3.6) : Schémas des modèles (20,....., 30).....	65

Figure (3.7) : boîte de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14 (modélisation des murs voiles par la méthode de portique équivalent).....	67
Figure (3.8) (a) et (b) : boîte de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14 (modélisation des murs voiles par la méthode intégrée).....	68

Chapitre IV

Figure (4.1) : Courbe de pushover du modèle 5.....	71
Figure (4.2) : Courbe de pushover du modèle 15.....	72
Figure (4.3) : Courbe de pushover du modèle 9.....	72
Figure (4.4) : Courbe de pushover du modèle 19.....	73
Figure (4.5) : Courbe de pushover du modèle 6.....	73
Figure (4.6) : Courbe de capacité du modèles 9 et 10.	74
Figure (4.7) : Courbe de capacité des modèles 19 et 20.	75
Figure (4.8) : Courbe de capacité des modèles 21 et 22.....	76
Figure (4.9) : Courbe de capacité des modèles 19 et 22.....	76
Figure (4.10) : Déplacement des niveaux des modèles 3 et 13.....	77
Figure (4.11) : Déplacement des niveaux des modèles 2 et 12.....	78
Figure (4.12) : Déplacement des niveaux des modèles 9 et 10.....	79
Figure (4.13) : Déplacement des niveaux des modèles 19 et 20.....	79
Figure (4.14) : Déplacement des niveaux des modèles 21 et 22.....	85
Figure (4.15) : Rapport de déplacement relatif des modèles 6 et 16.	80
Figure (4.16) : Rapport de déplacement relatif des modèles 5 et 15.	81
Figure (4.17) : Rapport de déplacement relatif des modèles 9 et 10.....	82
Figure (4.18) : Rapport de déplacement relatif des modèles 21 et 22.....	83
Figure (4.19) : Distribution des rotules plastiques du modèle (9).....	85
Figure (4.20) : Distribution des rotules plastiques du modèle (19).....	86
Figure (4.21) : Distribution des rotules plastiques du modèle (8).....	87
Figure (4.22) : Distribution des rotules plastiques du modèle (18).....	88
Figure (4.23) : Détermination du point de performance du modèle (6) mode uniforme.....	90
Figure (4.24) : Détermination du point de performance du modèle (16) mode uniforme.....	91
Figure (4.25) : Détermination du point de performance du modèle (5) mode uniforme.....	92

Figure (4.26): Détermination du point de performance du modèle (10) mode uniforme.....	93
Figure (4.27) : Distribution des rotules plastiques du modèle 10 (6 ^e ème pas).....	93
Figure (4.28): Détermination du point de performance du modèle (6) mode triangulaire.....	94

Chapitre V

Figure (5.1): Courbes de capacité des modèles 23 et 27.....	97
Figure (5.2): Courbes de capacité des modèles 24 et 28.....	97
Figure (5.3): Courbes de capacité des modèles 25 et 29.....	97
Figure (5.1): Courbes de capacité des modèles 26 et 30.....	97
Figure (5.5) : Déplacement des niveaux des modèles 23 et 27.....	101
Figure (5.6) : Déplacement des niveaux des modèles 24 et 28.	101
Figure (5.7) : Déplacement des niveaux des modèles 25 et 29.	102
Figure (5.8) : Déplacement des niveaux des modèles 26 et 30.	102
Figure (5.9) : Rapport de déplacement relatif des modèles 23 et 27.....	103
Figure (5.10) : Rapport de déplacement relatif des modèles 24 et 28.....	104
Figure (5.11) : Rapport de déplacement relatif des modèles 25 et 29.	105
Figure (5.12) : Rapport de déplacement relatif des modèles 26 et 30.	105
Figure (5.13) : Détermination du point de performance du modèle 24 mode uniforme.....	107
Figure (5.14) : Détermination du point de performance du modèle 24 mode triangulaire.....	107
Figure (5.15) : Détermination du point de performance du modèle 28 mode uniforme.....	108
Figure (5.16) : Détermination du point de performance du modèle 28 mode triangulaire.....	108

LIST DES TABLEAUX

Tableau 1-1: Valeurs de facteur de modification (FEMA 273 [5]).	9
Tableau 1.2: Damping Coefficients BS and B1 as a Function of Effective Damping β .	18
Tableau 3.1: niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif [5].	58
Tableau 3.4: dimensions et ferrailage des poteaux.	60
Tableau 3.5 : ferrailage des poutres.	60
Tableau 3.6 : ferrailage des voiles en béton arme.	61
Tableau 3.7 : distinction des modèles auto stables et contreventé par des voiles.	61
Tableau 3.8 : distinction des modèles et la méthode de modélisation des voiles.	62
Tableau 5.1 : Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages (Park and Ang).	99
Tableau 5.2 : L'indice de dommages et l'état de dommages (Park and Ang) des modèles 23,.....,30.	100
Tableau (5.2) : Détermination du point de performance (V, D).	109

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
Objectifs de l'étude.....	2
Démarche de l'étude.....	2
Chapitre 1 : Les méthodes d'analyse sismique dans les codes parasismique récents.....	5
1-1-Introduction.....	5
1-2-Les Méthodes D'analyse Statiques	6
• 1.2.1. Méthode statique équivalente	6
• 1.2.2. La Méthode Statique Linéaire Selon FEMA273.....	6
• 1.2.3. La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de pushover).....	10
1.3. Les Méthodes D'analyse Dynamique	11
• 1.3.1. Méthode de Spectre de Réponse.....	12
• 1.3.2. Les méthodes d'analyse temporelles.....	19
1.4. Conclusion.....	21
Chapitre 2 : La méthode de pushover	22
2.1. Introduction.....	22
2.2. Principe.....	23
2.3. Hypothèse de l'analyse pushover	25
2.4. But de l'analyse pushover.....	25
2.5. Etat des connaissances	26
2.6. Les avantages de l'analyse pushover.....	38
2.7. Les limites de l'analyse pushover.....	39
2.8. Les méthodes pushover et leur application dans les règlements sismiques Récents....	41
• 2.8.1. La méthode N2	42
• 2.8.2. La méthode de spectre de capacité (ATC-40).....	43
▪ 2.8.2.1. Introduction.....	43
▪ 2.8.2.2. Construction de la représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	43
▪ 2.8.2.3. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	44
▪ 2.8.2.4. Intersection de spectre de capacité et de spectre de demande (système a PDDL).....	47

▪ 2.8.2.5. L'amortissement visqueux équivalent.....	49
▪ 2.8.2.6. Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté.....	50
Chapitre 3 : Modélisation.....	51
3.1. Introduction	51
3.2. Logiciel SAP2000 V14.....	51
• 3.2.1. L'analyse pushover avec sap2000 V 14.....	52
• 3.2.2. Le spectre de réponse de calcul.....	56
• 3.2.3. Les propriétés des rotules plastiques dans le sap 2000.....	56
• 3.2.4. Les niveaux de performance.....	57
• 3.2.5. Distribution des forces latérales.....	58
3.3. Description des modèles	59
• 3.3.1. Propriétés des matériaux.....	59
• 3.3.2. Définition des charges	60
• 3.3.3. Ferrailage des poteaux	60
• 3.3.4. Ferrailage des poutres	60
• 3.3.5. Ferrailage des voiles	61
3.5. Modélisation des voiles avec sap 2000 V14.....	66
• 3.5.1. Méthode de portique équivalent.....	66
• 3.5.2. La méthode intégrée dans le sap 2000 V 14.....	67
Chapitre 4 : Influence des murs voiles sur le comportement non linéaire des structures en béton armé	70
4.1. Introduction	70
4.2. Le développement des courbes de capacité.....	70
4.3. Déplacement des niveaux	77
4.4. Le rapport de déplacement relatif	81
4.5. Les rotules plastiques	84
4.6. Détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse algériens	89
Chapitre 5 : Influence de la méthode de modélisation des murs voiles sur la réponse non linéaire des structures en béton armé	96

5.1. Introduction.....	96
5.2. La courbe de capacité	97
5.3. Degré de damage.....	98
5.4. Déplacement des niveaux	100
5.5. Rapport de déplacement relatif	103
5.6. Le point de performance	106
Conclusion générale	110
Recommandations	112
Référence.....	113
Annexe A-1	121
Annexe A-2	136

INTRODUCTION GENERALE

En 1716 Alger était frappé par un séisme puissant, a l'époque la construction était compose de murs porteurs en maçonnerie ou en pierre d'épaisseur de 30 cm a 90 cm et de plancher en rondins en bois, ce séisme causait des pertes humaines et matérielles très importantes.

Le Dey d'Alger à promulgué a la population d'Alger de nouvelles mesures préventives pour la reconstruction de la ville, c'est le Premier règlement parasismique au monde [2].

A nos jours, et depuis le séisme de Boumérdes 2003, Le règlement parasismique Algérien recommande l'utilisation des murs voiles et d'un ferrailage spécifique des éléments structuraux pour que la construction puisse résister aux tremblements de terre.

Les codes parasismiques ont réclamé des procédures de conception et d'évaluation afin de mesurer les dommages de la structure et de réduire également les pertes humaines et matérielles, L'évaluation des performances de la structure est très importante, et nous permet de choisir la méthode de renforcement et de réparation des structures existantes.

La méthode la plus simple pour l'évaluation des structures est la méthode statique non-linéaire (méthode pushover), Cette méthode a été présenté pour la première fois en 1975 par Freeman, Le but était d'utiliser une méthode simplifiée et rapide pour l'évaluation de la vulnérabilité des structures.

La méthode pushover suppose que la réponse de la structure soit contrôlée par le premier mode de vibration, Le principe consiste à appliquer un chargement monotone jusqu'à l'effondrement de la structure, ce qui nous permet d'obtenir une courbe force-déplacement (courbe de capacité), qui représente le comportement globale de la structure.

Objectifs de l'étude :

L'objectif principal de ce travail de magister est de fournir une description des diverses méthodes d'analyse pushover et dévaluer la vulnérabilité des structures en béton armé implantées en Algérie.

D'une façon plus détaillée, les objectifs de mémoire consistent à :

1/ Expliquer les différences que peut présenter les structures mixtes et auto stables, afin d'arriver à justifier le système de renforcement des structures en béton armé (ajout des murs voiles) largement utilisé en Algérie.

2/ l'évaluation de la vulnérabilité des structures étudiées, en identifiant les zones critiques et les conséquences de la détérioration des éléments structuraux sur le comportement globale de la structure.

3/ l'évaluation des paramètres de performance les plus importants tel que : la courbe de capacité, le déplacement des niveaux, le rapport de déplacement relatif, et le point de performance.

4/ La modélisation des murs voiles a laide du logiciel SAP2000 V14, par deux méthodes différentes pour présenter l'influence de la méthode de modélisation des voiles sur la réponse non linéaire des structures en béton armé.

Le présent travail est organisé en Cinq chapitres :

Le chapitre 01 résume une recherche bibliographique présentée dans le but de donner un aperçu sur les différentes méthodes d'analyse sismique dans les codes parasismique récents, ce chapitre met l'accent essentiellement sur les différentes Méthodes D'analyse Statiques et dynamiques, linéaires et non linéaires.

En chapitre 2 Le fond théorique de la méthode pushover est expliqué, Le chapitre comprend Donc une démonstration du principe, du but de l'analyse pushover, un historique bien détaillé autour des études précédentes concernant l'analyse pushover est récapitulé, aussi les

avantages et les limites de la méthode pushover, finalement une description des différentes méthodes pushover appliquées dans les codes parasismiques récents est présentée.

Dans le 3^{ème} chapitre, les principes et les particularités du programme SAP2000 pour l'exécution de l'analyse pushover sont relatés, additivement nous avons fait une description détaillées concernant les modèles analytiques et les modes de chargement latérales utilisés dans l'analyse pushover, ce chapitre, présente aussi le mode de fonctionnement des murs voiles en béton armé dans une structure soumise à une action sismique. Les paramètres influant sur leur comportement sont également définis. La modélisation des murs voiles en béton armé à laide du logiciel SAP2000 par deux méthodes est bien illustrée dans ce chapitre, La première est la méthode de portique équivalent qui est considéré comme traditionnelle, la deuxième est la méthode intégré dans le sap qui est considéré comme nouveau dispositif dans la 14 ème version du logiciel SAP2000, cette méthode nous permet d'aborder la modélisation non linéaire du mur voile par des éléments coque d'une façon plus exacte.

Dans le 4^{ème} ème chapitre, nous avons expliqué les différences que peut présenter les structures mixtes et auto stables dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures en béton armé, dans ce chapitre les voiles sont modélisés par la méthode de portique équivalent, nous avons déterminé et reproduit le comportement global de la structure en poussée progressive (« Pushover »), on utilisant la méthode de spectre de capacité, puis à calculer le déplacement maximal, le rapport de déplacement relatif correspondant au point de performance, nous avons présenté la distribution des rotules plastiques développée par les modèles étudiés, aussi le point de performance est évalué on fonction d'effort tranchant a la base et de déplacement au sommet. Les différences des résultats liées au type de structure, et au type de chargement est également expliquées.

Dans le 5^{ème} chapitre les voiles seront modélisés par deux méthodes (la méthode de portique équivalent, et la méthode intégrée dans le SAP2000), ces méthodes seront l'objet d'une étude comparative pour identifier la sensibilité de la réponse des structures mixtes a la méthode de modélisation des murs voiles a laide d'une analyse statique non linéaire (pushover). Le but de ce chapitre est de présenter le développement d'une stratégie de modélisation simplifiée 2D des murs voiles en béton armé, à laide du logiciel SAP2000, ils ont été choisis comme paramètre de réponse :

- ✓ -La courbe de capacité.

- ✓ -Le déplacement des niveaux a la limite plasticité.
- ✓ -Le rapport de déplacement inter étage à la limite plasticité.
- ✓ -Le degré de dégradation.
- ✓ -Le point de performance.

Tenant compte notamment de la variabilité des paramètres liés d'une part, au mode de chargement latéral appliqué, et à la méthode de modélisation des voiles en béton armé.

CHAPITRE I : LES METHODES D'ANALYSE SISMIQUE DANS LES CODES PARASISMIQUES RECENTS

1-1- Introduction:

Pour le calcul sismique des structures, l'ingénieur peut recourir à l'une des deux méthodes suivantes [1]:

- -La méthode statique équivalente qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a la sanction de plusieurs décennies d'expérience.
- -Les méthodes dynamiques qui comprennent :
 - -La méthode modale spectrale qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique.
 - La méthode modale temporelle.
 - -La méthode de superposition modale qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal.
 - -Les méthodes d'intégration pas à pas des équations de mouvement et qui font elles aussi appel à un accélérogramme.
 - Dans le RPA99 V 2003, il est spécifié que ces deux dernières méthodes doivent être utilisées avec prudence et par un personnel hautement qualifié [2].

Une analyse de la structure sera conduite pour déterminer la distribution des forces et des déformations induites dans la structure par la secousse due au sol, et d'autres risques sismiques correspondant à l'objectif choisi de réadaptation.

La procédure d'analyse peut être statique ou dynamique :

1.2. Les Méthodes D'analyse Statiques :

1.2.1. Méthode statique équivalente :

L euro code exige la régularité en élévation comme condition pour l'application de cette méthode [3], Le principe fondamental de cette méthode est d'entreprendre une analyse statique utilisant des forces statiques équivalentes à celles dynamique de l'action sismique et est basée sur le mode fondamental.

D'après cette méthode, telle qu'elle est exposée dans le règlement parasismique Algérien RPA99 [1], l'effort tranchant maximal à la base est donné par la relation :

$$V = (A D Q W / R) \quad (1.1).$$

Où

- A : coefficient d'accélération de zone
- D : coefficient d'amplification dynamique moyen
- Q : coefficient de qualité
- R : coefficient de comportement
- W: poids propre de la structure comprenant la totalité des charges permanentes ainsi qu'une fraction des surcharges.

La formule (1.1) peut être réécrite sous la forme :

$$V = (A D Q g / R) M \quad (1.2).$$

- car $W = M g$; M : masse de la structure, g : accélération de gravité

$$V = (\mathbf{Facteur}) M. \quad (1.3).$$

Où $(\mathbf{facteur}) = (A D Q / R) g$.

Donc $(\mathbf{facteur})$ représente le pourcentage de l'accélération de gravité prise en considération dans le code Algérien pour la détermination des forces sismiques. La formule (1.3) est équivalente à la fameuse seconde loi de Newton.

1.2.2. La Méthode Statique Linéaire Selon FEMA273 [4] :

1. La période fondamentale :

La période fondamentale d'un bâtiment, dans la direction à l'étude, sera calculée par une des trois méthodes suivantes. (La méthode 1 est préférée.) [4].

Méthode 1 : Analyse (dynamique) de valeur propre du modèle mathématique du bâtiment. Le modèle pour des bâtiments avec les diaphragmes flexibles considérera la représentation de la flexibilité de diaphragme à moins qu'il puisse montrer que les effets de l'omission ne seront pas significatifs.

Méthode 2 : Évaluation de l'équation suivante :

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}} \quad (1.4).$$

Où :

T: Période fondamentale (en secondes) dans la direction à l'étude.

$C_t = 0.035$ pour les systèmes en acier.

= 0.030 pour les systèmes en béton armé.

= 0.030 pour les systèmes en acier excentriquement entretoisés.

= 0.2 pour tous autres systèmes.

= 0.060 pour les bâtiments en bois (types 1 et 2 [4]).

h_n : Distance (en pieds) entre la base et le niveau de toit.

La méthode 2 n'est pas applicable aux bâtiments non renforcés de maçonnerie avec les diaphragmes flexibles [4].

La méthode 2 est applicable pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur [3].

Méthode 3 : La période fondamentale d'un bâtiment à un étage avec un diaphragme flexible d'envergure simple peut être calculée comme suit:

$$T = (0.1 \cdot w + 0.078 \cdot d)^{0.5} \quad (1.5).$$

Ou w et d sont les déplacements en plan des murs et des diaphragmes.

2. Détermination des actions et des déformations:

A. Pseudo Charge Latérale :

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (1.6).$$

Ou:

V: pseudo charge latérale.

C_1 : Le facteur de modification relie les déplacements non élastiques maximum aux déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire.

$C_1 = 1,5$ Pour $T < 0.10$ seconde.

$C_1 = 1,0$ Pour $T \geq T_0$ seconde.

L'interpolation linéaire sera employée dans le calcul du facteur C_1 pour des valeurs intermédiaires de T .

T : Période fondamentale du bâtiment dans la direction considéré.

T_0 : Période caractéristique du spectre de réponse, (sections 2.6.1.5 et 2.6.2.1. FEMA 273 [4]).

C_2 : Facteur de modification pour représenter l'effet de la dégradation de rigidité et de la détérioration de force sur la réponse maximum de déplacement.

Les valeurs de C_2 pour différents systèmes et niveaux des performances encadrant sont énumérées dans le tableau (1-1).

L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de C_2 pour des valeurs intermédiaires de T .

Performance Level	$T = 0.1$ second		$T \geq T_0$ second	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by components or elements whose strength and stiffness may deteriorate during the design earthquake. Such elements and components include: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braced frames, unreinforced masonry walls, shear-critical walls and piers, or any combination of the above.

2. All frames not assigned to Framing Type 1.

Tableau 1-1: Valeurs de facteur de modification (FEMA 273 [4]).

C_3 : Le facteur de modification pour représenter les déplacements dus aux effets dynamiques P- Δ .

B. Distribution verticale des forces sismiques:

La charge latérale appliquée à n'importe quel niveau X de plancher sera déterminée à partir des équations suivantes :

$$F_X = C_{VX}V \quad (1.7).$$

$$C_{VX} = \frac{W_X h_X^K}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^K} \quad (1.8).$$

Ou:

K = 1.0 pour $T \leq 0.5$ seconde.

K = 2.0 pour $T \geq 2.5$ seconde.

L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de K pour des valeurs intermédiaires de T.

F_X : Facteur de distribution vertical.

V: Pseudo charge latérale d'équation (1.6).

W_i : Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau i de plancher.

W_X : Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau X de plancher.

h_i : Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau i .

h_X : Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau X .

C. Distribution horizontale des forces sismiques:

Les forces sismiques à chaque niveau de plancher du bâtiment seront distribuées selon la distribution de la masse à ce niveau de plancher.

Les forces horizontales doivent être distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan [3].

1.2.3. La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de pushover) :

Sous la procédure statique non-linéaire (*NSP*), un modèle incorporant directement la réponse non élastique est déplacé à un déplacement de cible, et les déformations et les forces internes résultantes sont déterminées. Dans cette méthode, les forces, exprimées en termes de forces horizontales ou en termes de déplacements, sont appliquées au système de contreventement. Les forces statiques ou les déplacements sont distribués le long de la hauteur de la structure d'une manière à simuler les forces d'inertie ou leurs effets. Le modèle mathématique du bâtiment est soumis à une augmentation monotone des forces ou des déplacements latéraux jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit excédé ou le bâtiment s'effondre. Le déplacement cible est prévu pour représenter le déplacement maximum probablement éprouver pendant le tremblement de terre de conception. Le déplacement cible peut être calculé par n'importe quel procédé qui explique les effets de la réponse non-linéaire sur l'amplitude de déplacement.

Si le modèle de chargement ou de déplacements demeure constant durant l'analyse, la méthode est appelée pushover conventionnelle. Si le modèle change pour tenir compte de la variation des modes propres de la structure dans le domaine anélastique, la méthode est dite pushover adaptative.

Les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de ceux prévus pendant le tremblement de terre de conception.

1.2.3.1. Considération de modélisation et d'analyse:

A. Nœud de contrôle:

L'analyse statique non-linéaire exige la définition du nœud de contrôle dans un bâtiment, ces directives considèrent le nœud de contrôle comme étant le centre de la masse au sommet d'un bâtiment. Le déplacement du nœud de contrôle est comparé au déplacement cible un déplacement qui caractérise les effets de la secousse de tremblement de terre.

B. La charge latérale:

Les charges latérales seront appliquées au bâtiment dans les profils qui limitent approximativement la distribution probable des forces d'inertie dans un tremblement de terre. Pour l'analyse tridimensionnelle, la distribution horizontale devrait simuler la distribution des forces d'inertie dans le plan de chaque diaphragme de plancher, Le premier modèle, souvent nommé le modèle uniforme, sera basé sur les forces latérales qui sont proportionnelles à toute la masse à chaque niveau de plancher, Le deuxième modèle, nommé le modèle modal dans ces directives, devrait être choisi parmi une des deux options suivantes [4] :

- un modèle latéral de charge représenté par des valeurs de C_{vx} donné dans l'équation (1.8), qui peut être employée si plus de 75% de toute la masse participe au mode fondamental dans la direction à l'étude.
- un modèle latéral de charge proportionnel aux forces d'inertie d'étage conforme à la distribution de cisaillement d'étage calculé par la combinaison des réponses modales en utilisant : (1) l'analyse du spectre de réponse du bâtiment comprenant un nombre suffisant de modes pour capturer 90% de toute la masse, et (2) le spectre de mouvement de sol approprié.

La méthode de pushover sera expliquée dans le chapitre suivant.

1.3. Les Méthodes D'analyse Dynamique :

Différents types de données de mouvements de sol pour l'analyse de la réponse sismique des structures peuvent être définis. En fonction des données disponibles, les méthodes d'analyse sismique des structures peuvent être classées en trois grands groupes : (i) méthode d'analyse temporelles, (ii) méthode des spectres de réponse et (iii) méthode d'analyse spectrale dans le

domaine fréquentiel. Alors que la méthode temporelle est applicable aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires, les deux autres sont essentiellement limitées aux systèmes élastiques, bien que dans certains cas elles peuvent être étendues au domaine non linéaire moyennant certaines techniques appropriées. L'analyse temporelle est entreprise pour obtenir la réponse d'une structure donnée pour une excitation temporelle en utilisant diverses techniques telle que l'intégrale de Duhamel, méthodes d'intégration pas à pas, et l'approche de la transformée de Fourier. La méthode de spectre de réponse utilise des spectres de réponse de séismes pour obtenir un ensemble de forces latérales statiques équivalentes à l'effet causé par un mouvement de sol sur la structure. Les forces internes dans la structure sont obtenues par analyse statique. L'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel est entreprise quand le mouvement du sol est modélisé comme un processus aléatoire stationnaire. En utilisant le principe des vibrations aléatoires, elle permet de déterminer la fonction de densité du spectre de puissance (en anglais PSDF) de n'importe quelle quantité de réponse désirée pour une PSDF d'un mouvement de sol donné. La réponse des carrés de la moyenne des racines carrées et la réponse pic espérée sont obtenues à partir des moments de la réponse de la PSDF [2].

1.3.1. Méthode de Spectre de Réponse:

Les analyses modales spectrales sont des outils d'analyse des demandes induites dans les structures par un spectre de réponse d'un mouvement de sol donné pour déterminer les quantités maximales des réponses. Les modèles d'analyse utilisés pour l'analyse modale spectrale sont des modèles linéaires élastiques basés sur les propriétés effectives des rigidités et sur un coefficient d'amortissement visqueux. C'est la méthode préférée pour de nombreux ingénieurs structuraux pour de nombreuses raisons. La première réside dans le fait que la méthode permet d'entreprendre une analyse statique latérale équivalente sous charges sismiques. En second lieu, elle permet une meilleure compréhension de l'influence de chaque mode de vibration sur la réponse totale de la structure. Troisièmement, elle permet de déterminer de manière relativement aisée les forces de calcul dans chaque élément de la structure. Finalement, elle peut être utile pour l'évaluation appropriée de la fiabilité et de la sécurité des structures sous charges sismiques.

1.3.1.1. Concept des forces latérales équivalentes:

- La force latérale équivalente pour un séisme est un concept unique en génie sismique. Ce concept est attrayant dans la mesure où il permet de transformer un problème purement dynamique en un problème partiellement dynamique et partiellement statique pour déterminer les déplacements maximaux (ou contraintes maximales) induits dans la structure par une excitation sismique. Pour la conception sismique, seules les contraintes maximales sont intéressantes et non pas leur réponse temporelle. La force latérale équivalente pour un séisme représente un ensemble de forces latérales qui provoquera la même réponse maximale dans la structure que celle obtenue par une analyse dynamique de la structure sous l'action d'un même séisme. Cette équivalence concerne uniquement un seul mode de vibration donné, généralement le premier mode, donc un ensemble de forces latérales équivalentes existe pour chaque mode de vibration. La méthode d'analyse par spectres de réponse comprend les phases suivantes :
 - Une analyse modale de la structure est entreprise pour déterminer les valeurs, les formes propres, et les coefficients de participation modale de la structure.
 - Un chargement statique équivalent est dérivé pour obtenir la même réponse maximale obtenue pour chaque mode de vibration en utilisant le spectre de réponse en accélération du séisme.
 - Les réponses modales maximales obtenues sont combinées pour trouver la réponse totale maximale de la structure.

La condition que tous les modes significatifs soient inclus dans l'analyse de réponse peut être satisfaite en incluant des modes suffisants pour capturer au moins 90% de la masse participante du bâtiment dans chacune des directions principales horizontales du bâtiment.

Les déplacements, les forces, les efforts de cisaillement et les réactions à la base, pour chaque mode de réponse sera combiné par des méthodes identifiées pour estimer la réponse totale.

La combinaison modale par la règle de **SRSS** (la racine carrée de la somme des carrés) ou la règle de **CQC** (combinaison quadratique complète) est acceptable.

La combinaison directionnelle par la règle **SRSS** (la règle de la somme des valeurs absolues maximales), ou. La règle de la racine carrée de la somme des carrés.

1.3.1.2. Combinaisons modales :

Une fois la réponse maximale pour chaque mode de vibration obtenue, les réponses des différents modes doivent être combinées suivant des techniques qui seront exposées ci-après pour obtenir la réponse modale maximale.

Pour une direction d'accélération donnée, les déplacements, forces et contraintes maximaux sont calculés pour toute la structure pour chacun des modes de vibration. Ces valeurs modales pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur unique et positive pour une direction d'accélération donnée.

A. Méthode de la somme des valeurs absolues maximales :

Si x est la quantité de réponse désirée, alors :

$$X = \sum_{i=1}^N |x_i|_{\max} \quad (1.9).$$

Ou $|x_i|_{\max}$ est la valeur maximale de la réponse dans le mode i de vibration. Cette combinaison donne une borne supérieure de la valeur de la réponse totale pour deux raisons :

1) elle suppose que les réponses modales pic se produisent en même temps ; 2) elle ignore le signe algébrique de la réponse. L'analyse temporelle montre que les réponses pics (en considérant aussi bien les pics positifs que négatifs) se produisent pendant des temps différents pour différents modes. Donc, cette technique permet une estimation conservatrice de la réponse totale pic. Elle n'est pas communément utilisée pour le calcul sismique des structures.

B. La méthode de la combinaison quadratique complète :

La technique relativement nouvelle de combinaison modale CQC (combinaison quadratique complète) qui a été publiée pour la première fois en 1981. Elle est basée sur les théories des vibrations aléatoires et a été largement acceptée par de nombreux ingénieurs et a été adoptée dans la majorité des codes de calcul sismique. La règle CQC est une généralisation de la règle

de SRSS et s'applique pour une classe plus large des structures. Il est spécifiquement employé pour des structures ayant des fréquences étroites. La réponse X est donnée par :

$$x = \sqrt{\sum_{i=1}^m x_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \rho_{ij} x_i x_j} \quad (1.10).$$

ρ_{ij} : Coefficient de corrélation

Il est évident que $0 \leq \rho_{ij} \leq 1$, si x_i et x_j , sont de signe opposé, alors $(\rho_{ij} x_i x_j)$ devient négatif. Par conséquent, CQC peut fournir une réponse inférieure à celle fournie par SRSS. Différentes expressions du coefficient de corrélation ρ_{ij} ont été proposées dans la littérature. Deux expressions employées couramment sont données pour le cas quand on suppose que tous les coefficients d'amortissement modaux sont les mêmes (c'est-à-dire, $\varepsilon_i = \varepsilon_j = \varepsilon$). La première a été proposée par Rosenblueth et Elordy:

$$\rho_{ij} = \frac{\varepsilon^2(1+\beta_{ij})^2}{(1-\beta_{ij})^2 + 4\varepsilon^2\beta_{ij}} \quad (1.11)$$

Où :

$$\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad (1.12)$$

La deuxième a été proposée par Der Kiureghian:

$$\rho_{ij} = \frac{8\varepsilon^2(1+\beta_{ij})^2\beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta_{ij})^2 + 4\varepsilon^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2} \quad (1.13)$$

Les deux expressions fournissent presque la même valeur, particulièrement lorsque $\beta_{ij} = 1$. En outre, pour une petite valeur de ε ($\varepsilon < 0.1$), la valeur de ρ_{ij} diminue rapidement pendant que le β_{ij} s'éloigne de l'unité, pour les fréquences bien séparées, ρ_{ij} peut être ignoré comme elle est supposée dans la règle de combinaison de SRSS.

C. la méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) :

Cette méthode est utilisée pour le calcul de la réponse périodique et combine les résultats modaux en prenant la racine de la somme des carrés. Cette méthode ne tient pas compte du

couplage éventuel pouvant exister entre les modes, mais suppose plutôt que les réponses des modes sont statiquement indépendantes. L'amortissement modal n'affecte pas la réponse.

1.3.1.3. Combinaisons directionnelles :

Pour chaque quantité de déplacement, de force ou de contrainte dans la structure, la combinaison modale produit une valeur unique positive pour chaque direction d'accélération. Ces valeurs directionnelles pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur positive unique, il existe deux méthodes pour combiner les réponses directionnelles, la SRSS (racine carré de la somme des carrés des réponses) et la somme absolue.

A. La méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) :

Cette méthode combine la réponse pour différentes directions de chargement en prenant la racine carrée de la somme de leurs carrés.

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2} \quad (1.14).$$

Où

$R_1, R_2,$ et $R_3,$ Sont les valeurs des combinaisons modales pour chaque direction. Cette méthode est invariante par rapport au choix du système de coordonnées choisi, c'est-à-dire, que les résultats sont indépendants du système de coordonnées choisi pourvu que les courbes des spectres de réponses soient identiques dans chaque direction. C'est la méthode la plus recommandée.

B. La méthode de la somme absolue :

Cette méthode combine la réponse pour différentes directions de chargement en prenant la somme de leurs valeurs absolues. Un facteur d'échelle IR peut être utilisé pour réduire l'interaction entre les différentes directions. Pour $IR = 1$ on aura:

$$R = |R_1| + |R_2| + |R_3| \quad (1.15).$$

Cette méthode est trop conservatrice.

Pour $IR = 0.3$ on aura:

$$R = \max(\bar{R}_1, \bar{R}_2, \bar{R}_3) \quad (1.16).$$

Ou :

$$\begin{cases} \bar{R}_1 = |R_1| + 0,3(|R_2| + |R_3|). \\ \bar{R}_2 = |R_2| + 0,3(|R_1| + |R_3|). \\ \bar{R}_3 = |R_3| + 0,3(|R_1| + |R_2|). \end{cases} \quad (1.17).$$

Et R_1, R_2, R_3 , sont les combinaisons modales pour chaque direction Les résultats obtenus par cette méthode vont dépendre du système de coordonnées choisi.

Un spectre général et horizontal de réponse peut être construit en traçant les fonctions suivantes ou l'accélération spectrale est en fonction de la période, comme représenté sur Fig.1.1:

$$\begin{cases} S_a = \left(\frac{S_{XS}}{B_S}\right) \left(0.4 + \frac{3T}{T_0}\right) & \text{pour } 0 < T < 0.2T_0 \\ \left(\frac{S_{XS}}{B_S}\right) & \text{pour } 0.2T_0 < T < T_0 \\ \left(\frac{S_{X1}}{B_1T}\right) & \text{pour } T > T_0 \end{cases} \quad (1.18).$$

B_S : Coefficient utilise pour ajuster les courtes périodes de spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement visqueux.

B_1 : Coefficient utilise pour ajuster le spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement visqueux.

S_{XS} : Accélération de réponse spectrale aux périodes courtes pour tout niveau de risque et tout amortissement.

S_{X1} : Accélération de réponse spectrale à une seconde pour tout niveau de risque et tout amortissement.

S_a = Accélération spectrale.

β : coefficient d'amortissement effectif.

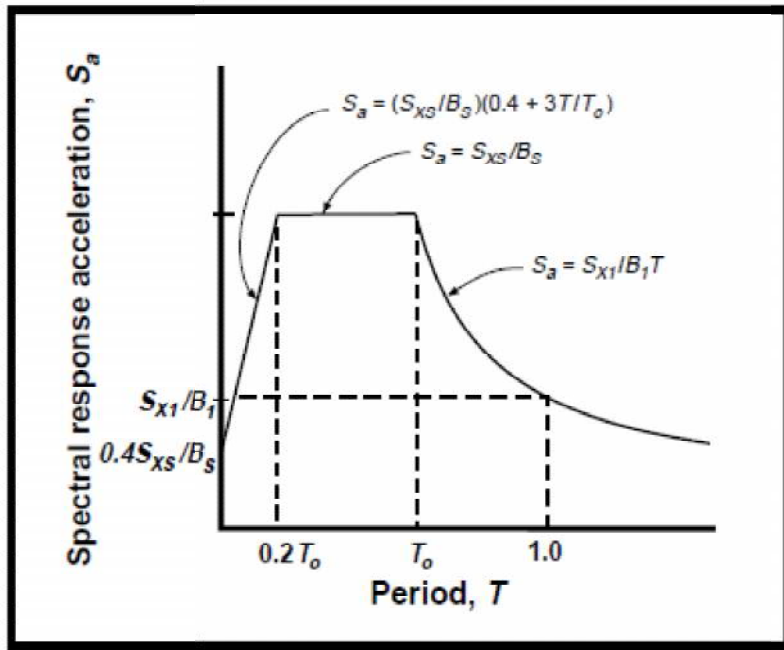


Fig.1.1: Spectre de réponse général [4].

Effective Damping β (percentage of critical) ¹	B_S	B_1
< 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
> 50	3.0	2.0

Tab.1.2: Coefficients d'amortissement B_S et B_1 en fonction d'amortissement effectif [4].

En général, il est recommandé 5% comme coefficient d'amortissement le spectre de réponse soit employé pour la conception de réadaptation de la plupart des bâtiments et systèmes structuraux. Les exceptions sont comme suit :

- Pour des structures sans revêtement extérieur, un coefficient d'amortissement effectif β , de 2% devrait être supposé.
- Pour des structures avec les diaphragmes en bois et un grand nombre de murs et de cloison intérieur, un coefficient d'amortissement visqueux effectif β , de 10% peut être supposé.

- Pour des structures mises en réhabilitation employer la technologie sismique d'isolement ou a augmenté la technologie de dissipation d'énergie, un coefficient d'amortissement visqueux effectif β devrait être calculé selon FEMA 273[4].

1.3.2. Les méthodes d'analyse temporelles :

La dernière catégorie d'analyse comprend des outils qui utilisent un input d'un mouvement de sol spécifique et permettent d'obtenir des quantifications de la réponse de la structure sous forme de réponses temporelles des diverses quantités de la réponse.

Pour l'analyse sismique temporelle des structures, trois techniques d'analyse sont disponibles : 1- Méthodes d'intégration pas à pas dans le domaine temporel, 2- Méthode de superposition modale dans le domaine temporel 3- Méthodes d'analyse dans le domaine fréquentiel et avec transformation et superposition dans le domaine temporel.

1.3.2.1. Méthodes d'intégrations pas à pas:

L'intégration pas à pas est l'approche la plus générale et étudie la réponse dynamique d'une structure sous l'action d'une séquence de pulses individuelles dépendantes du temps ayant un pas d'intégration Δt . La force dépendante du temps $P_{eff}(t)$ est divisée en n intervalles de temps de durée Δt et la réponse de la structures aux impulses est évaluée en tenant compte des conditions initiales appropriées pour les déplacements, vitesses et accélérations modaux, $\mathbf{u}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$, $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ respectivement. Les stratégies d'intégration pas à pas comprennent les schémas d'intégration explicites qui sont conditionnellement stables et les schémas d'intégration implicites qui sont inconditionnellement stables, la différence réside dans la stabilité numérique de la solution.

Les schémas d'intégration numériques peuvent avoir des problèmes de précision, de distorsion de la période quant le pas de temps Δt n'est pas assez petit. Comme règle générale, la stabilité numérique dans les schémas d'intégration numériques explicite, tel que la méthode de Newmark, peut être satisfaite quand le pas du temps Δt est choisi d'une manière à avoir :

$$t < \frac{T_n}{T_i} \quad (1.19).$$

Tn représente la période du mode supérieur de vibration le plus significatif Du fait que les systèmes à plusieurs degrés de liberté peuvent avoir de nombreux modes ayant de petites valeurs Ti pour les modes supérieurs, les pas de temps déterminés à partir de l'équation peuvent être très petits, et l'effort de calcul peut devenir très prohibitif Dans ces cas, les modes supérieurs peuvent être éliminés par un amortissement numérique ou bien on doit recourir à un schéma d'intégration numérique implicite.

1.3.2.2. Méthode de superposition modale :

Du fait que les modes naturels d'un système sont complètement orthogonaux, n'importe quelles réponses $u(t) = [u_1(t) u_2(t) \dots \dots \dots u_N(t)]$ d'un système linéaire peuvent être étendues en séries de modes naturels $\Phi_1, \Phi_2, \dots \dots \dots \Phi_N$:

$$u(t) = \sum \Phi_i q_i(t) = \Phi q(t) \quad (1.20).$$

Où :

q est le vecteur de l'amplitude des coordonnées généralisées des modes.

Les équations de mouvement en termes des modes naturels sont :

$$\ddot{q}_i + 2\xi\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \frac{p_i}{M_i} \quad (1.21).$$

Où :

Masse généralisée : $M_i = \Phi_i^T M \Phi_i$

Amortissement généralisé : $C_i = \Phi_i^T C \Phi_i$

Rigidité généralisé : $K_i = \Phi_i^T K \Phi_i$

Force généralisée : $P_i = \Phi_i^T (P - M \dot{u}_x)$

Fréquence naturelle : $\omega_i = \sqrt{\frac{K_i}{M_i}}$

Dans le cas d'un déplacement du support uniquement P(t)=0:

$$\frac{P_i}{M_i} - \left(\frac{\omega_i M I}{\Phi_i^T M \Phi_i} \right) u_x = Y_i u_x \quad (1.22).$$

$$\gamma_i = \left(\frac{\phi_i^T M \phi_i}{\phi_i^T M \phi_i} \right) = \frac{M_i u_1(j)}{M_i u_1^2(j)} \quad (1.23).$$

Est le facteur de participation modale du i ème mode ; la sommation se fait de $j=1, 2, \dots$

L'équation de mouvement devient :

$$\ddot{q}_i + 2\xi\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\gamma_i \ddot{u}_x \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (1.24).$$

Si la réponse est écrite comme suit :

$$u(t) = \sum \Phi_i \gamma_i q_i(t) \quad (1.25).$$

L'équation de mouvement prend la forme suivante pour chaque mode :

$$\ddot{q}_i + 2\xi\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \ddot{U}_x \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (1.26).$$

Qui est identique à l'équation du mouvement d'un système à un seul degré de liberté.

1.4. Conclusion :

On a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs dans le calcul des structures en zones sismiques. En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier. Cette présentation relativement claire où le bagage mathématique requis est accessible aux ingénieurs les aidera à mieux interpréter les résultats obtenus avec des logiciels de calcul tels que SAP.

CHAPITRE II:

LA METHODE DE PUSHOVER

2.1. Introduction:

Le Principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes, et aux pertes de vie.

Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure. La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). Cependant, le recours à une analyse temporelle non-linéaire (complexe à l'échelle d'un bureau d'ingénierie), même si elle semble être la démarche la plus appropriée pour obtenir une réponse suffisamment fine, souffre d'une faiblesse majeure, à savoir la non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs pour le site donné [5].

Afin de répondre à ces limites, plusieurs approches ont été développées selon Chopra&Goel, [9], telles que la méthode des coefficients de déplacement [4], ou la méthode du spectre de capacité (ATC-40 [3]). En s'inspirant de ces différentes méthodes, une nouvelle méthode basée sur les concepts de capacité et de performance a émergé [7]. Elle consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe par la méthode des déplacements en définissant dès le départ le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces (habituellement adoptée par les règlements parasismiques). Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire ("Pushover") d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté

dans un nouveau format «d'accélération-déplacements» [6,7]. C'est une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire simplifiée et non temporelle.

2.2. Principe:

Une traduction littérale du terme anglais donne une bonne idée du principe général : il s'agit de pousser le bâtiment construit (avec ces vrais propriétés) jusqu'à l'effondrement afin de déterminer l'effort maximal auquel il peut résister. Cet « essai destructif » n'est évidemment pas entrepris dans la réalité, mais la méthode pushover vise à donner les outils nécessaires à le réaliser virtuellement par le calcul. Il s'agit donc d'une analyse sous charge permanente constante qui consiste à augmenter progressivement les actions horizontales tout en respectant leur distribution jusqu'à atteindre la rupture. Le but est de vérifier une structure dans l'état de son dimensionnement. Si la structure est capable de résister à une force horizontale supérieure à la valeur réglementaire (moyennant un coefficient de sécurité tout de même), le dimensionnement est jugé satisfaisant, quelque soit la valeur du coefficient de comportement réellement atteint.

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

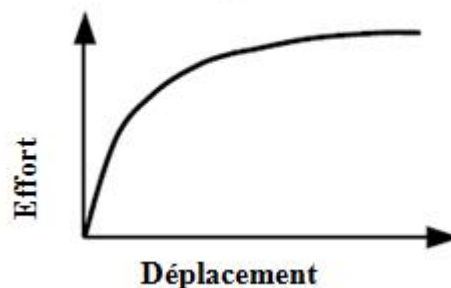


Figure 2.1 : Signification physique de la courbe de capacité [8].

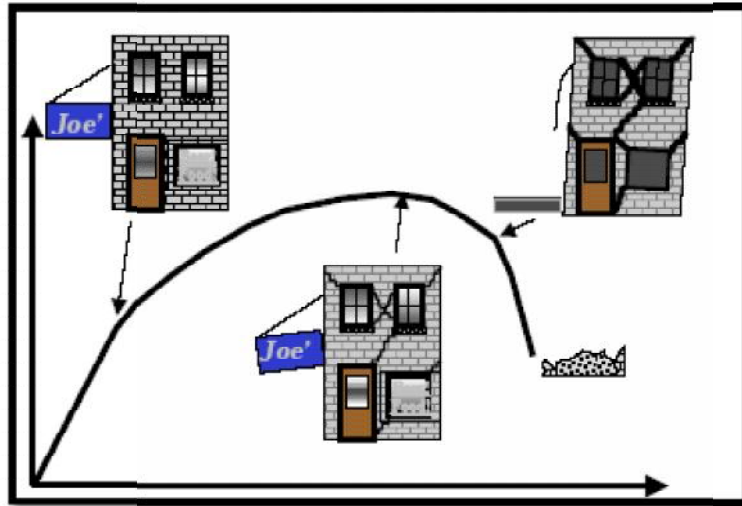


Figure 2.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [9].

D'après la (figure 2.2) on remarque que la courbe est composée de quatre segment, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

- a) **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) [10].
- b) **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.
- c) **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.



Figure 2.3:Niveaux d'endommagement [8].

2.3. Hypothèse de l'analyse pushover :

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

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [11].

2.4. 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.

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [11], 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 [12].

2.5. Etat des connaissances:

La revue suivante concerne les études du développement et de l'application de la méthode de pushover, On lui fournit afin d'offrir une perspicacité dans les tentatives qui ont été faites pour vérifier les points faibles et les limitations de la méthode. Les recherches précédentes et les résultats des chercheurs sont donnés par ordre chronologique.

- La méthode d'analyse de pushover a été présentée pour la première fois par Freeman et al (1975) (méthode de spectre de capacité). Le but principal de cette approche empirique était d'employer une méthode simplifiée et rapide pour évaluer la performance sismique d'une série de 80 bâtiments situés aux Etats-Unis. L'étude a combiné l'utilisation des méthodes analytiques avec des spectres de réponse de site pour estimer : l'effet structural maximal, les demandes maximales de ductilité, la période équivalente de vibration, les pourcentages de l'amortissement critique équivalents, les capacités. Il a conclu qu'il pourrait exécuter, dans la plupart des cas, une évaluation de la performance des structures existantes dans une échelle de temps et de coût raisonnable.

- En 1978, la méthode de spectre de capacité a été présentée par Freeman [13], d'une façon plus claire ainsi que son application à deux structures en béton armé à 7 étages, Freeman a averti les ingénieurs que les suppositions de la modélisation élastique par exemple: la dégradation de la rigidité non-élastique, la réduction appropriée de la rigidités des éléments structuraux dans le domaine post-élastique, le pourcentage de l'amortissement critique pour construire les spectres de demande, et la détermination de la capacité non élastique, ont besoin de jugement soigneux et d'une certaine expérience pour être définis et évalués. Il a conclu qu'il nécessite plus de structures pour évaluer et valider la méthode.

- En 1981, Saidi et Sozen ont produit un modèle analytique peu coûteux qui a été appelé le Q Model pour le calcul historique des déplacements des structures en béton armé à plusieurs étages soumises aux mouvements de terre [14]. Le Q-modèle, qui a été basé sur l'idée de Gulkan et al (1974), a impliqué deux simplifications, la réduction d'un modèle de MDOF d'une structure à un oscillateur de SDOF et l'approximation de la variation des propriétés de rigidité de la structure entière par un seul ressort pour tenir compte des relations non linéaires de force-déplacement qui caractérisent ses propriétés. Des expériences de tremblement de terre-simulation de huit structures de petite taille ont été exécutées et les historiques de déplacement ont été comparés aux résultats des analyses statiques non linéaires basées sur le Q-modèle. Ils ont montré que la performance du Q-model dans la simulation était satisfaisante pour la plupart des structures d'essai. Ils ont affirmé que le modèle devrait être encore validé par des analyses expérimentales et théoriques.

- En 1988, une variation d'analyse pushover a été présentée par Fajfar et Fischinger (la méthode de N2), et l'ont évaluée sur une structure avec contreventement mixte à 7 étages qui avait été expérimentalement examinée à Tsukuba [15], au Japon en tant qu'élément du joint projet de recherche d'États-Unis - Japon, Kabeyasawa et autres (1983), Okamoto et autres (1984), Bertero et autres (1984), et Fajfar et autres (1984). Les auteurs ont utilisé les répartitions des charges triangulaires et uniformes pour exécuter des analyses statiques non linéaires de la structure. Les courbes de pushover ont été comparées aux résultats expérimentaux et analytiques dynamiques montrant des différences considérables dans leurs formes. On l'a noté que la distribution triangulaire était non conservative dans l'estimation de l'effort tranchant dues à l'effet des modes plus élevés. On l'a observé que la distribution uniforme a semblé plus raisonnable. On l'a également observé que l'analyse dynamique non linéaire du système

équivalent de SDOF a rapporté en général les forces de cisaillement non-conservatrices comparées aux résultats expérimentaux et théoriques. Cependant le déplacement cible à l'état final de limite et les rotations des planchers ont été rapprochés d'une manière satisfaisante ont rivalisé avec les résultats expérimentaux et théoriques.

- Deux ans après Deierlein et Hsieh, ont utilisé la méthode de spectre de capacité pour comparer les résultats expérimentaux et théoriques de la réponse sismique d'une structure métallique a un seul étage et une seule portée aux résultats analytiques d'une analyse pushover en 2D. Les résultats ont montré des différences de l'ordre de 10% à 20% entre les quantités comparées telles que la période de la vibration, le déplacement maximum et l'accélération maximale. Ils ont conclu que la méthode de spectre de capacité pourrait fournir des résultats raisonnables sur la réponse non élastique d'une structure soumise à un mouvement de terrain fort [16].

- Gaspersic, Fajfar, et Fischinger, ont prolongé la méthode de N2 en 1992 en essayant d'inclure des dommages cumulatifs ; La structure d'essai était un bâtiment en béton arme a 7 étages examiné dans un projet de recherche États-Unis – Japon [17]. Les conclusions tirées étaient que l'énergie par hystérésis augmente avec l'augmentation de la durée du mouvement de terrain, et elle a été sensiblement affectée par la réduction de force des éléments structuraux. Ils ont également conclu que quand la période fondamentale de la structure était beaucoup plus grande que la période dominante du mouvement de terrain, les effets de mode plus élevé sont devenus importantes. Dans ce cas-ci l'énergie d'entrée et l'énergie par hystérésis absorbée d'un système de MDOF étaient généralement plus grandes que les quantités correspondantes dans le système équivalent de SDOF. Les auteurs ont proposé que la méthode de N2 ait été susceptible de sous-estimer les quantités qui ont régi des dommages dans la partie supérieure d'une structure.

- Mahaney, Paret, Kehoe et Freeman, ont utilisé la méthode de spectre de capacité sur quatre structures en 1993, pour évaluer leur réponse sismique après le tremblement de terre de Loma Prieta. Dans cette étude le spectre de format ADRS a été introduit, Les résultats ont indiqué que les demandes élastiques atténuées de déplacement de tremblement de terre ont fait pas égale nécessaire que le déplacement non élastique réel exige comme eu assumé. Les résultats ont indiqué que les demandes élastiques de déplacement de tremblement de terre ne sont pas forcément les même que les déplacements non élastiques réels exigés. Ceci peut être

attribué à la période prédominante courte de certaines structures qui n'étaient pas dans la région permise de l'applicabilité de la règle de déplacements égaux, Cependant on a affirmé que les dommages prévus par la méthode de spectre de capacité étaient en bon accord avec les dommages observés pour la structure a onze-étage [18].

- Une évaluation générale d'analyse pushover sur des structures a 2, 5, 10, et 15 étages en acier a été effectué par Lawson, Vance et Krawinkler en 1994. Les résultats d'analyse pushover ont été comparés aux résultats non linéaires d'analyses dynamiques on utilisant sept mouvements de terrain. Pour les structures élevées il ya une grande différence entre les résultats statiques non linéaires et dynamiques non linéaires à travers les différents niveaux et les résultats sont devenus sensibles au modèle appliqué de charge indiquant que les effets de mode plus élevé sont devenus importants [19].

- Krawinkler a effectué une évaluation générale d'analyse pushover en 1996. La signification physique des facteurs de modification utilisés dans la méthode de coefficient de déplacement a été expliquée de manière assez détaillée. Il a noté que généralement le déplacement d'un système non élastique à SDOF différera de celui du système élastique à SDOF. Cette différence dépendra de la période du système. En plus la dégradation de la rigidité de déchargement ou de rechargement pourrait avoir un effet sur le déplacement cible, bien que ceci se soit avérée seulement significative pour des systèmes de très court-période [20]. La conclusion générale au sujet de l'analyse pushover était que les différents aspects de l'effet structural qui pourraient affecter la réponse en termes de déplacement devraient être considérés explicitement.

-Au cours de la même année Paret, Sasaki, Eilbeck et Freeman, ont étudié la réponse séismique de deux bâtiments en acier à 17 étage en vue d'identifier des mécanismes d'échec provoqués par des effets des modes élevés [21]. Ils ont employé un procédé modal pushover qui a impliqué plusieurs analyses pushover on utilisant les modèles latéraux de charge, Les auteurs ont proposé un index modal de criticalité, étant la demande divisée par la capacité, afin d'évaluer l'importance des modes de la vibration autre que seulement le mode fondamental.

- Kilar et Fajfar, ont prolongé la méthode de N2 avec le développement d'un pseudo modèle tridimensionnel de la structure qui pourrait être analysée dans le domaine non élastique. Les

conclusions de cette étude étaient que l'utilisation proposée des macroéléments était tout à fait simple dans le concept et a donné des résultats satisfaisants [22]. Plusieurs caractéristiques importantes du comportement structural non linéaire ont été identifiées.

- Faella a effectué des analyses dynamiques non linéaires et statiques sur des structures en béton armé à 3, 6, et 9 étages symétriques, conçues selon EC8 [15]. Les résultats ont prouvé que l'analyse pushover pourrait identifier les mécanismes d'effondrement, les régions critiques qui auraient besoin de détaille particulier, et également les dommages structurels d'inter-étage. Cependant Faella suggéré que lorsqu'en effectuant des analyses de pushover il est nécessaire de calculer la courbe de pushover à un déplacement cible plus haut que celui obtenu d'une analyse dynamique non linéaire. Ceci signifierait qu'une analyse dynamique non linéaire serait nécessaire avant de réaliser une analyse pushover.

-Kunnath, Valles-Mattox et Reinhorn. Ont exécuté une évaluation séismique d'un bâtiment en béton armé à 4 niveaux soumis à cinq mouvements de terrain forts [23]. La prévision des déplacements des analyses pushover et des analyses temporelle non linéaires a montré une concordance assez bonne - avec une tendance pour que les analyses pushover soient du côté non conservative. Les auteurs ont identifié les différences considérables dans le temps, pour les types d'analyses. En termes du temps, l'analyse pushover a semblé être supérieure.

- L'année suivante Fajfar, Gaspersic, et Drobnic, ont utilisé la méthode de N2 pour analyser la réponse séismique des structures en maçonnerie légère. Les auteurs ont conclu que la méthode de N2 pouvait prévoir en juste proportion la demande séismique et les dommages séismiques puisque les résultats prévus étaient semblables aux résultats obtenus par des analyses dynamiques non linéaires pour différents accélérogrammes pour toutes les structures d'essai. Les demandes en termes de déplacement et les déplacements d'étage, et la dissipation d'énergie par hystérésis ont été généralement surestimées par la méthode de N2 [24].

- En parallèle Tso et Moghadam, ont proposé une prolongation d'analyse pushover inclus des effets de torsion, pour calculer la réponse séismique de deux structures en béton armé à 7 d'étages ; un étant symétrique et l'autre asymétrique. La méthode a inclus l'utilisation des analyses 3D dynamiques élastiques des modèles afin de fournir les déplacements cible maximum. Les résultats ont montré de bonnes évaluations des déplacements cible, des déplacements d'inter-étage et des demandes de ductilité des deux types de structures [25].

- Kilar et Fajfar, ont examiné l'efficacité de leur méthode proposée (par Kilar en 1996) sur une structure en voiles asymétrique en béton armé à 21 étages. On l'a conclu que le procédé était un outil efficace pour estimer la force ultime et le mécanisme plastique global, et fournir l'information sur la formation des rotules plastiques à travers la structure [26].

- Bracci, Kunnath et Reinhorn, ont présenté une analyse pushover adaptative et ont examiné son efficacité sur un bâtiment en béton armé à trois niveaux par la comparaison des résultats analytiques et expérimental. Le déplacement cible s'est avéré en accord avec le déplacement expérimental [27].

- En 1998 Naeim et Lobo, ont essayé d'identifier quelques pièges potentiels en effectuant une analyse pushover et récapitulé dix aspects importants qui devraient être considérés précéder l'analyse [28].

-Krawinkler et Seneviratna, ont effectué une étude d'une structure métallique à quatre niveaux afin d'évaluer l'efficacité de l'analyse pushover [29], La comparaison des déplacements inter-étage de l'analyse pushover avec celles de l'analyse dynamique non linéaire montre une bonne concordance. Ils ont suggéré que l'analyse pushover pourrait être mise en application pour toutes les structures mais elle devrait être complétée avec d'autres procédures d'évaluation si des modes plus élevés étaient jugés pour être importants.

-Satyarno, Carr, et Restrepo , ont essayé de raffiner l'analyse pushover en présentant un élément composé de ressort dans le programme informatique RUAUMOKO capable de modéliser les rotules plastique qui pourraient tenir compte des propriétés de flexion et de cisaillement des zones nodales poteau-poutre des structures en béton armé existantes [30]. Les auteurs ont proposé une méthode adaptative pushover qui a utilisé l'équation de Rayleigh pour calculer la période de vibration de la structure à chaque incrément de force. Les auteurs ont examiné le modèle de ressort sur une zone nodale poteau-poutre et ont comparé les résultats aux valeurs expérimentales. L'accord entre ces deux approches a semblé raisonnable.

-Aschheim, Maffei, et Black, ont effectué une comparaison de la méthode de spectre de capacité et de la méthode de coefficient de déplacement avec des résultats des analyses dynamiques non linéaires pour un grand nombre de systèmes de SDOF avec diverses

périodes, forces, et modèles par hystérésis et sur un bâtiment en béton armé à trois niveaux. Pour les systèmes à SDOF les auteurs ont conclu que les évaluations de déplacement des méthodes pushover pourraient être conservatrices ou non, et grande variabilité montrée. En plus, pour la structure à trois niveaux les auteurs ont conclu que les méthodes pushover pourraient sous-estimer et surestimer de manière significative les demandes de déplacement provoquées par de divers mouvements de terrain. Dans le cas des structures à courte période les évaluations de déplacement ont été surestimées le plus probablement. Le facteur principal causant ces différences était la variabilité des différents mouvements de terrain utilisés [31].

-Une évaluation de l'analyse pushover sur quatre murs en béton armé avec 8, 12, 16 et 20 – étages a été exécuté par Gupta et Kunnath en 1999. Les auteurs ont utilisé deux modèles conventionnels de charge (FEMA et uniforme), et un modèle de charge qui a changé sans interruption selon les propriétés dynamiques instantanées du système. Les résultats ont été comparés aux résultats des analyses dynamiques non linéaires. Ils ont montré que le modèle adaptatif de charge pouvait capturer exactement l'amplification de cisaillement tandis que les deux autres modèles capturaient des demandes de cisaillement exact en 50% [32].

-Iwan a étudié l'applicabilité de la méthode de spectre de capacité. La méthode a été appliquée aux systèmes par hystérésis bilinéaires à SDOF et à MDOF. Les conclusions concernant des systèmes à SDOF étaient que la méthode de CSM n'a pas donné des résultats satisfaisants à l'exception d'une gamme très limitée de courte période ayant lieu près de la période dominante d'impulsion du mouvement de terrain. Ils ont aussi conclu que la méthode de spectre de capacité a fourni une évaluation raisonnable du déplacement maximum de toit [33].

-Kunnath et Gupta, Ont présenté une méthode d'analyse pushover utilisant un spectre-compatible (en 1999 partie a). La méthode proposée a été évaluée utilisant une structure à 14 niveau, Les résultats ont montré la supériorité de la méthode en ce qui concerne la conventionnelle pour la capture des rotules plastique particulièrement dans les étages supérieures une fois comparés aux résultats d'analyse non linéaires dynamique, On l'a également conclu que les spectres dans la plupart du temps utilisés dans les méthodes conventionnelles n'étaient pas suffisants pour identifier les rotules aux étages supérieures. Ils ont proposé que la méthode devrait être effectuée sur un plus grand nombre de structures pour identifier son potentiel [34].

-Kunnath et Gupta, Ont comparé les réponses d'un bâtiment a 8 étages dérivé de la méthode pushover par spectre-compatible et la méthode pushover conventionnelle (en 1999 partie b). La supériorité de la méthode pushover par spectre-compatible à la méthode pushover conventionnelle pour capturer des demandes dans les étages supérieurs, quand les résultats ont été comparés aux résultats non linéaires d'analyse dynamique [35].

-Chopra et Goel, ont suggéré une méthode améliorée Ils ont utilisés des spectres (ductilité constante) pour estimer la déformation des systèmes non élastiques a SDOF (partie 1 et 2 en 2000). La méthode a suggéré que le déplacement de cible soit donné par le point d'intersection de la courbe de demande et la courbe de capacité [36].

-Dans la même année Yang et Wang, ont appliqué la méthode pushover à trois structures de 8, 12, et 15 étages et ont comparé les résultats aux analyses temporels non linéaires. Les résultats étaient des estimations des déplacements de toit et des rotations à la base. Dans un cas on pourrait observer une différence jusqu'à de 30% mais généralement des résultats pourraient être considérés satisfaisants. Également on l'a noté que la représentation bilinéaire de la courbe de pushover introduit des erreurs dans l'estimation de l'effort tranchant et des déplacements [37].

-Peter et Badoux, ont appliqué la méthode de spectre de capacité à un bâtiment en béton arme de 9 étages contreventé par des voiles en béton arme et des murs en maçonnerie. La structure a été soumise à deux mouvements de terrain forts. Trois types de modèles latéraux de charge ont été employés pour simuler le comportement séismique d'une façon statique. C'étaient la distribution uniforme, la distribution modale et la distribution adaptative modale de force. La conclusion que les auteurs ont tirée de leur étude était que la méthode de CSM était adéquate pour estimer des demandes séismiques telles que les déplacements inter-étage. En outre, le modèle de charge uniforme avéré être tout à fait efficace. Un besoin de modèles structuraux plus fiables a été reconnu [38].

-Gupta et Kunnath, ont étudié l'efficacité de la méthode pushover adaptatif par rapport les autres méthodes pushover conventionnelles et temporelle non linéaire sur cinq structures en béton arme de 4, 8, 12, 16, et 20 étages. Pour les structures plus élevées la méthode adaptative pouvait incorporer des effets de mode élevés et donc des évaluations raisonnables fournies des déplacements d'inter-étage et des endroits des rotules plastiques [39].

- Kunnath et John en 2000, et Lew et Kunnath en 2001 ont examiné l'efficacité des procédures conventionnelles de pushover pour la réponse sismique de deux structures métalliques à 6 et 13 étages et deux autres en béton armé à 7 et 20 étages [40]. Les résultats présentés prouvent que les procédures (FEMA 273/356) n'étaient généralement pas efficaces dans les prévisions des déplacements inter-étages comparées aux procédures dynamiques non linéaires. Ils ont été généralement sous-estimés aux niveaux supérieurs et parfois surestimés aux niveaux plus bas. Enfin ils ont déclaré que les méthodes statiques non linéaires n'ont pas capturé la plastification des poteaux aux niveaux supérieurs.

-En 2001 Mwafy et Elnashai, ont étudié la réponse sismique de douze bâtiments en béton armé utilisant des analyses dynamiques et statiques non linéaires. Les bâtiments ont été divisés en trois groupes: quatre structures auto stable irrégulières à 8 étages, quatre structures auto stables régulières à 12 étages et quatre structures avec contreventement mixte à 8 étages. Ils ont découvert que dans tous les cas les réponses des bâtiments étaient sensibles à la forme du modèle latéral de charge [41].

-Chopra et Goel, ont élaboré la méthode modale (MPA en 2001). Leurs évaluations des déplacements inter-étages étaient précises à un degré qui devrait être suffisant [42]. Leur procédé était beaucoup plus précis comparé aux résultats obtenus utilisant la distribution de force spécifiée dans FEMA-356.

-Dans l'année suivante Albanesi, Biondi, et Petrangeli, ont suggéré une approche basée sur l'énergie pour l'analyse pushover et étudiée son efficacité sur deux structures en béton armé. Les résultats ont été comparés aux résultats non linéaires d'analyses dynamiques et aux résultats conventionnels de méthode de spectre de capacité. Les résultats ont montré en général la sous-estimation d'effort tranchant et des déplacements maximums par la méthode conventionnelle et la méthode proposée par rapport aux résultats d'analyses dynamiques [43].

-La prétention habituellement mise en application dans des analyses pushover que le déplacement de toit d'un bâtiment pourrait être estimé à partir de la déformation de son système équivalent à un seul-degré-de-liberté a été évalué par Chopra, Goel et Chintanapakdee en 2003. Les structures d'essai utilisées étaient deux groupes des structures métalliques. Le premier groupe s'est composé d'une travée et six différentes : 3, 6, 9, 12, 15, et

18 étages. Le deuxième groupe s'est composé de deux bâtiments de 9, et de 20 étages. L'observation la plus importante était que les systèmes de SDOF avec la ductilité élevée ont surestimé le déplacement de toit et cette surestimation accrue pour des systèmes à long-période. En outre les auteurs ont conclu que parfois l'utilisation du système d'ESDOF peut mener à des conclusions fausses de l'état d'effondrement de la structure [44].

-Jan, Liu et Kao, ont proposé upper bound pushover analysis afin d'estimer les demandes sismiques dans les gratte-ciel en 2003. Le procédé proposé a essayé d'inclure les effets des modes élevés. Les résultats d'analyse ont été comparés aux résultats des analyses dynamiques non linéaires. Ils ont constaté que le procédé proposé a la plupart du temps surestimé les demandes sismiques dans les étages supérieurs et les a sous-estimés aux étages inférieurs. Toutefois les auteurs ont conclu que l'inclusion des deux premiers modes pourrait fournir des évaluations raisonnables des déplacements cibles [45].

-Almeida et Barros, ont proposé un modèle multimodal de charge afin d'inclure l'effet des modes de la vibration plus élevés. Les résultats ont prouvé que le modèle proposé de charge était plus efficace en capturant des effets de torsion [46].

-En 2004 Goel et Chopra, ont effectué une étude d'évaluation des procédures modale et de FEMA sur trois structures a 9 étages et trois autres a 20 d'étages soumis à vingt mouvements de terrain. Réponse dynamique exacte des bâtiments a été calculée par la méthode temporelle non linéaire [47]. Pour le procédé FEMA les auteurs ont employé quatre modèles différents de charge et pour la méthode modale les trois premiers modes de la vibration ont été considérés. Les résultats ont prouvé que les répartitions des charges de FEMA ont sous-estimé les déplacements inter étages jusqu'à 75% et n'ont pas estimé raisonnablement les rotations plastiques aux étages supérieurs pour tous les bâtiments. La répartition des charges uniforme a été considérée inutile parce qu'elle sous-estimé les demandes de déplacement et de rotation.

-En Kunnath, a proposé une règle de combinaison modale, L'auteur a appliqué un certain nombre de répartitions des charges basées sur la règle de combinaison modale, à deux bâtiments en béton armé a huit et à seize-étages. Les résultats ont été comparés à ceux des analyses temporelles non linéaires. Ceux-ci ont indiqué la concordance tout à fait bonne dans l'évaluation des déplacements inter-étages dans le bâtiment de huit-étage mais inadéquat pour les niveaux supérieurs dans le cas du bâtiment de seize-étages [48].

-Lin et Pankaj en 2004, et après Pankaj [49] et Lin en 2005, ont examiné l'influence de la vitesse de déformation et de la modélisation des matériaux sur la réponse sismique d'une structure en béton armé à quatre niveaux. Deux procédures de facilité à savoir la méthode de coefficient de déplacement et la méthode de spectre de capacité ont été utilisées et plus tard comparées aux résultats de cinq analyses dynamiques non linéaires. Les modèles matériels utilisés étaient les modèles Drucker-Prager (DP) et (CDP) (concrete damage plasticity). L'influence de la vitesse de déformation sur l'analyse sismique des structures en béton armé s'est avérée petite, en accord avec d'autres études. Cette étude a prouvé que les modèles matériels utilisés pourraient influencer l'évaluation des demandes sismiques.

-Papanikolaou et Elnashai (partie a & b), ont évalué les analyses conventionnelles et adaptatives de pushover sur huit modèles structuraux de bâtiment. Les résultats ont été comparés aux résultats d'analyses dynamiques non linéaires. On lui a montré que l'analyse pushover peut rapprocher des demandes en termes de déplacement des structures qui n'ont pas d'irrégularités en plan ou en élévation. Le procédé adaptatif de pushover n'a pas amélioré les résultats beaucoup dans tous les cas l'uns ainsi ce procédé ne montre de ce fait aucun avantage clair par rapport au procédé conventionnel de pushover. Dans le cas de la structure tridimensionnelle les auteurs ont souligné le besoin de l'amélioration (raffinement) de l'analyse de pushover pour expliquer les effets de torsion [50,52].

-En 2005 Dolsek et Fajfar, ont prolongé la méthode de N2 pour rapprocher la réponse sismique de deux structures à 4 niveaux en béton armé. Les résultats obtenus ont montré une surestimation de déplacement d'étage dans le premier niveau et de la sous-estimation dans le reste des niveaux par rapport aux résultats d'analyse dynamique non linéaires. Il n'y avait aucune présentation claire du modèle de charge utilisé et aucune comparaison avec d'autres demandes sismiques n'a été effectuée [53].

-Tjhin, Aschheim en 2005, et Hernandez-Montes en 2006, ont évalué la méthode « energy-based pushover » proposée par Hernandez-Montes et autres (2004). Les résultats ont prouvé que la méthode proposée était en général satisfaisante estimer les déplacements cibles et les déplacements inter-étages [54,55]. En outre, on l'a précisé que les procédures conventionnelles de pushover ont tendu à sous-estimer les déplacements de toit.

-Ont proposé un procédé adaptative modal (AMC) appliqué sur des structures métalliques a 6 - et 13 niveaux a été proposé par Kalkan et Kunnath en 2006. Les résultats de ce procédé ont été comparés à celles de la méthode conventionnelle. La méthode de MMPA et les résultats d'analyse dynamique non linéaire. Les résultats ont prouvé que la méthode de MMPA et la méthode d'AMC étaient satisfaisantes à estimer des demandes séismiques à travers les niveaux de la base mais pas dans tous les cas. En plus, le procédé conventionnel de pushover s'est avéré pour sous-estimer le déplacement et le déplacement inter-étage [56].

- Kalkan et Kunnath, ont étudié l'exactitude des procédures de pushover pour l'évaluation séismique des bâtiments en 2007. C'étaient l'analyse conventionnelle de pushover, MMPA, Upper-bound Pushover Analysis et la methode AMC. Ceux-ci ont été appliqués à des structures métalliques à 6 niveaux et a 13 étages niveaux, et deux autres en béton arme a 7 - et 20 étages. Les résultats de ces analyses ont été comparés aux résultats des analyses dynamiques non linéaires, L'étude a constaté que l'analyse conventionnelle de pushover a surestimé les demandes de déplacement dans les étages bas et intermédiaires pour tous les bâtiments et les mouvements de terrain. La méthode (upper-bound pushover analysis) a d'une part sous-estimé les demandes de déplacement. Le MMPA et les procédures d'AMC ont surestimé les demandes de déplacement mais avec une petite erreur. Ces deux dernières procédures ont prévu des résultats similaires. Les procédures conventionnelles de pushover ont sous-estimé de manière significative les déplacements des étages supérieurs et les ont surestimés dans les étages inférieurs pour la plupart des bâtiments. La méthode (upper-bound pushover analysis) d'une part, surestimé les déplacements dans les étages supérieurs et les sous-estimé dans les étages inférieurs. Ils ont constaté que le MMPA pouvait capturer les rotations la plupart du temps dans les étages inférieurs. Et le procédé d'AMC était le plus efficace pour estimer cette quantité à la base des bâtiments [57].

Un certain nombre de conclusions peuvent être tirées de l'examen ci-dessus de l'analyse de pushover. Premièrement, l'analyse de pushover devient un outil séismique standard d'évaluation et de conception quoique ses prévisions ne soient parfois pas du côté sûr. Les études passées en revue se sont concentrées sur l'application du procédé pushover sur les systèmes poteau poutre, systèmes mixtes, systèmes contreventé par voiles. Il a été également appliqué aux ponts et aux structures maritimes bien que ces applications n'aient pas été discutées ci-dessus.

La revue a prouvé que pour les structures qui vibrent principalement en mode fondamental la méthode fournira de bonnes informations sur plusieurs des caractéristiques de réponse.

2.6. Les avantages de l'analyse pushover:

L'avantage de l'analyse pushover est qu'il s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. L'analyse pushover fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Ce qui suit sont des exemples de telles caractéristiques de réponse [12] :

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- L'estimation de la demande en déformation pour les éléments qui doivent déformer inélastiquement afin d'absorber l'énergie donnée à la structure par les mouvements de sol.
- Conséquence de la détérioration de différents éléments sur le comportement du système structural.
- L'identification des régions critiques dans lesquelles on s'attend que la demande en déformation soit haute.
- L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
- L'évaluations des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets *P-delta*.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Dans la procédure statique non linéaire, un modèle incorpore la propriété matérielle inélastique est exposé à un modèle de charge invariable jusqu'à ce que le déplacement cible au sommet soit atteint.

La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes en forces et en déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la

déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de structure. d'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte le processus de conception, du point de vue pratique, les procédures statiques non linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamique non linéaires.

Les procédures statiques non linéaires n'ont pas besoin de toutes les données d'entrée exigées pour les procédures dynamique non linéaires, dans l'analyse statique non linéaire, la structure a un mode de chargement latéral croissant qui est prédéfini en utilisant des règles sismiques, jusqu'à ce qu'un mécanisme local au globale soit réalisé.

L'analyse pushover fournit des données sur la force et la ductilité de la structure qui ne peut pas être obtenue par l'analyse élastique. En outre, elle expose les faiblesses de conception qui peuvent demeurer cachées dans une analyse élastique [58].

Les procédures dynamiques non linéaires ont des difficultés, tel que la complexité de la modélisation tridimensionnelle de la structure, de l'incertitude des propriétés structurelles et le caractère aléatoire des données de mouvements de terrain exige pour l'analyse [58, 60].

Un comportement hystérétique détaille des éléments structuraux exige pour l'analyse dynamique, qui ne peut pas être prédit avec fiabilité. Du point de vue pratique, l'analyse dynamique non linéaire n'est pas appropriée pour l'usage quotidien de conception, et pour l'instant, il est approprié pour la recherche et la conception des structures importantes [61].

2.7. Les limites de l'analyse pushover:

Comme la méthode statique non linéaire présente des avantages elle a plusieurs limitations :

Les caractéristiques hystérétiques de système plusieurs degrés de liberté devraient être incorporés au modèle équivalent de système à un seul degré liberté, si la demande de déplacement est affectée par la dégradation de rigidité, détérioration de force, effets $p-\Delta$. On s'attend à ce qu'également le soulèvement de base, les effets de torsion et les diaphragmes semi-rigides affectent le déplacement cible [29].

Ainsi, elle est en principe imprécise pour des structures où les effets des modes plus élevés sont significatifs, et il peut ne pas détecter les faiblesses structurales qui peuvent être produites quand

les caractéristiques dynamiques de la structure changent après la formation du premier mécanisme plastique local et elle peut exagèrent d'autres [58,29].

On doit souligner que l'analyse pushover est approximative en nature et basée sur le chargement statique. Car elle ne peut pas représenter des phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude. Une évaluation complète de l'exactitude des prévisions de demande de pushover exigera l'exécution d'un grand nombre de cas d'études pour plusieurs configurations différentes [29].

Les charges latérales représentent la distribution probable des forces d'inertie imposées à la structure pendant un tremblement de terre. La distribution des forces d'inertie changent avec la sévérité du tremblement de terre et avec le temps pendant le tremblement de terre. La courbe de capacité est très sensible au choix de la répartition des charges latérale [59], le choix de modèle latéral de charge est plus critique pour l'évaluation précise du déplacement de cible.

N'importe quel modèle invariable de charge mènera à une concentration des déformations non élastiques dans l'étage supérieure, et ne peut jamais lancer des déformations non élastiques dans les autres étages. Ainsi, le bon jugement doit être utilisé en choisissant des modèles de charge et en interprétant les résultats obtenus à partir des modèles choisis de charge [61].

Il est recommandé d'utiliser au moins deux modèles fixés [4] de charge qui forment les limites supérieures et inférieures pour que les distributions de force d'inertie prévoient des variations probables de comportement structurale globale et des demandes locales. Le premier modèle devrait être avec une répartition des charges uniforme et l'autre devrait être profil de "code" ou modèle multimodal de charge. Le type de chargement code est permet si plus de 75% de toute la masse participe à la charge fondamentale.

Les modèles invariables de charge ne peuvent pas expliquer la redistribution des forces d'inertie en raison de la déformation progressive et les changements dans les propriétés dynamiques de la structure.

En outre, les modèles fixes de charge ont limité les possibilités pour prévoir des effets des modes plus élevés dans le domaine post-élastique. Ces limitations ont mené beaucoup de chercheurs à proposer les modèles adaptatifs de charge qui considèrent les changements des forces d'inertie avec le niveau de l'inélasticité. L'approche fondamentale de cette technique est de redistribuer la

charge latérale avec l'ampleur des déformations non élastiques. Bien que quelques prévisions améliorées aient été obtenues à partir des modèles adaptatifs de charge [60], La balance de l'amélioration a été un sujet de discussion que des modèles invariables simples de charge sont largement préférés pour leur exactitude.

Si le chargement latéral est invariable ou adaptatif, on applique à la structure statiquement qu'un chargement statique ne peut pas représenter la réponse dynamique non élastique avec un grand degré d'exactitude.

La discussion sur le déplacement cible et le modèle latéral de charge indique que l'analyse pushover suppose que la réponse de la structure peut être liée à cela d'un système équivalent à un seul degré de liberté. En d'autres termes, la réponse est contrôlée par le mode fondamental qui reste constant pendant tout l'historique de réponse. Bien que cette hypothèse soit incorrecte, quelques chercheurs ont obtenu 8 prévisions pushover locales et globales satisfaisantes sur le bas et a mi structures dans lesquelles la réponse est dominée par le mode fondamental et l'inélasticité est distribuée dans toute la taille de la structure [29].

Il y a beaucoup de questions non définies qui doivent être abordées par plus de recherche et de développement. Les exemples des questions importantes qui doivent être étudiées sont :

- ❖ Incorporation des effets de torsion (dus à la masse, rigidité et irrégularités de force).
- ❖ problèmes 3-D (effets d'orthogonalité, direction du chargement, diaphragmes semi-rigides, etc.).
- ❖ Issues cumulatives de dommages.

2.8. Les méthodes pushover et leur application dans les règlements sismiques récents:

Le besoin de changements de la méthodologie de conception sismique existante mise en application dedans des codes a été largement identifié. La communauté structurale de technologie (The structural engineering community) a développé une nouvelle génération des procédures de conception et de réadaptation, (par exemple, Fajfar et Krawinkler en 1997). Ce but peut être réalisé seulement en présentant un certain genre d'analyse non-linéaire dans la méthodologie de conception sismique. Dans un court terme, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison de l'analyse statique non-linéaire (de pushover) et le spectre de réponse. Les exemples d'une telle approche sont la méthode de spectre de capacité, appliquée

dans ATC 40 [3], et la procédure statique non-linéaire, appliquée dans FEMA 273 [4]. Le procédé postérieur est employé également dans ATC 40 [3] comme méthode alternative, qui s'appelle la méthode de coefficient de déplacement. Un autre exemple est la méthode de N2 (où N représente l'analyse non-linéaire et 2 pour deux modèles mathématiques), développée à l'université de Ljubljana.

2.8.1. La méthode N2 selon Eurocode 8 [66]:

La méthode de N2 est une méthode non-linéaire relativement simple pour l'analyse sismique des structures. Elle combine l'analyse pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF). La méthode est formulée dans le format accélération - déplacement, ce qui permet l'interprétation visuelle du procédé et des relations entre les quantités de base commandant la réponse sismique. Des spectres non élastiques, plutôt que les spectres élastiques et la période, sont appliqués, et ce la représente la différence principale en ce qui concerne la méthode de spectre de capacité. D'ailleurs, les demandes peuvent être obtenues sans itération. Généralement, les résultats de la méthode de N2 sont raisonnablement précis, à condition que la structure oscille principalement en premier mode.

L'élaboration de la méthode de N2 a commencé au milieu des années 80 (Fajfar et Fischinger). L'idée fondamentale est venue du *Q-modèle* développé par Saiidi et Sozen [14]. La méthode a été graduellement développée en version plus mûre. L'applicabilité de la méthode a été prolongée aux ponts. Récemment, après l'idée de *Bertero* en 1995 et de *Reinhorn* en 1997, la méthode de N2 a été formulée dans le format accélération - déplacement. Cette version combine les avantages de la représentation graphique de la méthode de spectre de capacité, développée par Freeman, avec l'aspect physique basé sur des spectres de demande non élastiques. Les spectres non élastiques ont été employés dans un tel contexte également par Goel et Chopra en 1999. La méthode de N2, dans son nouveau format, est en fait une variante de la méthode de spectre de capacité basée sur des spectres non élastiques. Des spectres de demande non élastiques sont déterminés à partir d'un spectre élastique typique de conception (La méthode N2 est expliquée dans l'annexe A-1).

2.8.2. La méthode de spectre de capacité (ATC [40]):

2.8.2.1. Introduction:

Un grand défi à la conception sismique basée sur la performance des structures pour le développement simple et efficace des méthodes d'analyse et évaluer les demandes structurales de sorte qu'elles puissent satisfaire les objectifs indiqués d'exécution. Les procédures d'analyse pour prévoir les demandes structurales des forces et des déformations sous des tremblements de terre sont nécessaires dans les codes de bâtiment courants.

Ainsi, les procédures non-linéaires simplifiées d'analyse comprenant la méthode de spectre de capacité (*CSM*) ont été incorporées dans les documents d'ATC40 [3] pour évaluer la demande de déplacement imposée à un bâtiment habituellement prévu pour se déformer inélastiquement. L'idée principale du (*CSM*) est de déterminer le diagramme de capacité et de demande d'un système non élastique à un seul degré de liberté (*SDOF*) en employant l'analyse pushover et l'analyse du spectre de réponse, respectivement, et obtenir le déplacement cible du point de performance correspondant à l'intersection des graphes de capacité et d'exigence. Puis, le déplacement du système à un seul degré de liberté *SDOF* est converti en celui d'un système à plusieurs degrés de liberté correspondant (*MDOF*). Finalement, par la comparaison de déplacement obtenu au déplacement permis, la structure est évaluée, si elle peut répondre au paramètre d'exigence de la conception sismique ou non.

L'endroit du point de performance doit satisfaire deux rapports :

- 1) le point doit se trouve sur la courbe de spectre de capacité afin de représenter la structure à un déplacement indiqué.
- 2) le point doit se trouver sur une courbe spectrale de demande, le spectre de conception à 5 pour cent comme pourcentage d'amortissement, qui représente la demande non linéaire au même déplacement structural.

2.8.2.2. Construction de la représentation bilinéaire du spectre de capacité:

La courbe de capacité est rapprochée en tant que relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique globale (α_y, d_y) du système structural et un déplacement final (α_{pi}, μ_{pi}). La limite

élastique (a_y , d_y) est définie de telle sorte que la zone A_1 , Figure (2.4), est approximativement égale à la zone A_2 , afin de s'assurer qu'il y a une énergie égale associée à chaque courbe.

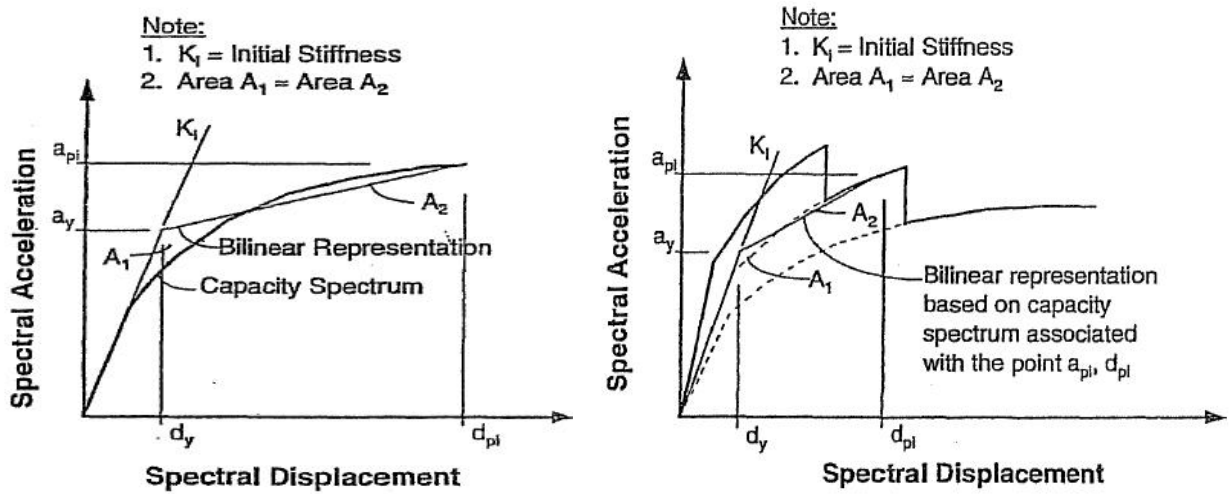


Figure (2.4): Représentation bilinéaire du spectre de capacité [3].

2.8.2.3. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité :

Pour l'utilisation de la méthode de spectre de capacité il est nécessaire de convertir la courbe de capacité (qui est en termes de déplacement de toit et de l'effort cisaillement à la base) à ce qui s'appelle un spectre de capacité, qui est une représentation de la courbe de capacité dans des spectres de réponse sous le format Accélération-Déplacement (ADRS) , Les équations nécessaires pour faire la transformation sont:

$$PF_1 = \left| \frac{\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}) / g}{\sqrt{\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}^2) / g}} \right| \quad (2.1).$$

$$\gamma_1 = \frac{[\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=0}^n w_i / g][\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}^2 / g)]} \quad (2.2).$$

$$S_a = \frac{V/W}{\gamma_1} \quad (2.3).$$

$$S_d = \frac{\cdot\text{toit}}{PF_1\phi_{\text{toit},1}} \quad (2.4).$$

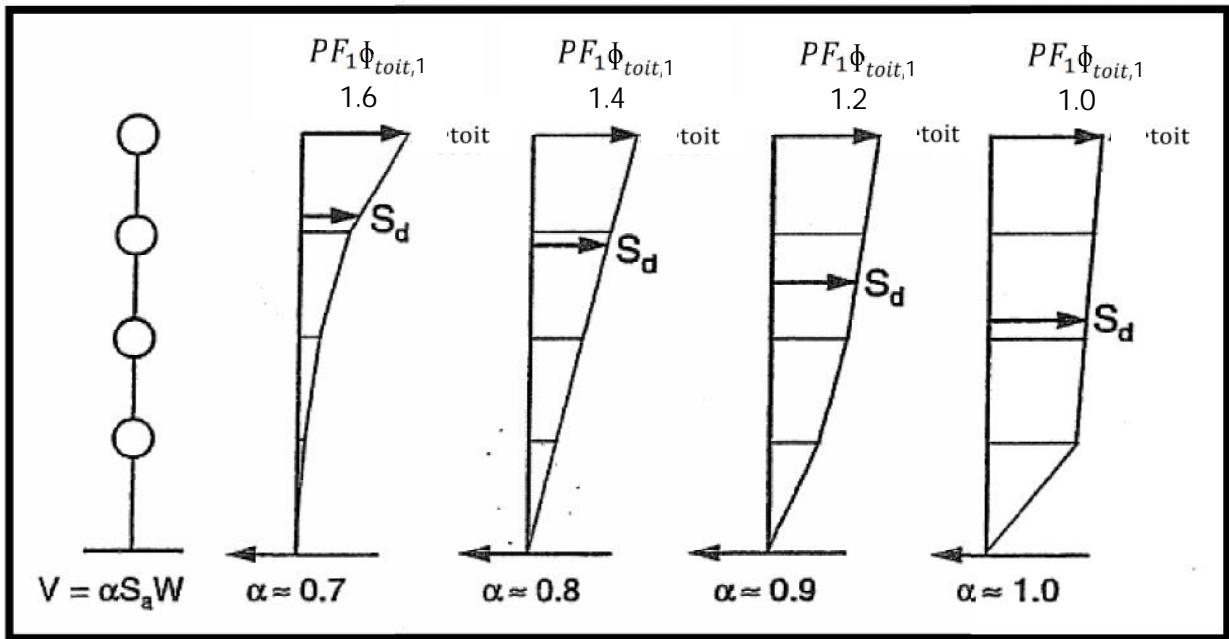


Figure (2.5): La relation entre le facteur de participation modal et le coefficient de masse modal [3].

PF_1 : Facteur de participation modal pour le premier mode naturel.

α_1 : Coefficient de masse modal pour le premier mode naturel.

w_i/g : La masse assignée au niveau i .

ϕ_{i1} : Amplitude du mode 1 au niveau i

N : Niveau N , c'est le niveau le plus élevé dans la partie principale de la structure.

V : leffort tranchant a la base.

W : la charge permanente de construction plus les charges de dexploitation probables.

$\cdot\text{toit}$: déplacement au sommet.

S_a : Acceleration spectral.

S_d : Déplacement spectral.

La relation entre le facteur de participation, le coefficient de masse modal, et le déplacement de bâtiment. Suivant les indications de la Figure (2.5), le facteur de participation et le coefficient de masse modal varient selon le déplacement inter-étage relatif au-dessus de la

taille du bâtiment. Par exemple, pour une distribution linéaire des déplacements interetage sur la taille du bâtiment, 0.8 , et $PF_{1\Phi_{toit,1}} = 1.4$. ATC-40 [3].

Pour n'importe quel point sur le spectre d'ADRS, la période, T , peut être calculée en utilisant le rapport:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (2.5).$$

De même, pour tout point sur le spectre traditionnel, le déplacement spectral, S_d peut être calculé en utilisant le rapport:

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (2.6).$$

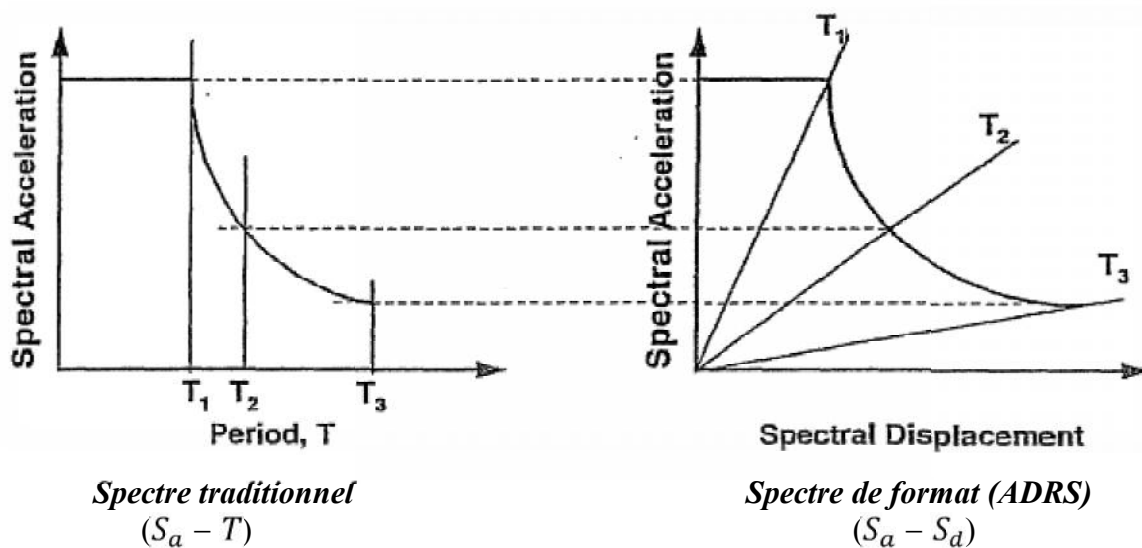


Figure (2.6): Spectres de réponse dans le format ADRS et le le format traditionnels [3].

La Figure (2.7) montre le même spectre de capacité superposé à chacune des parcelles de spectres de réponse représentées sur la Figure (2.6).

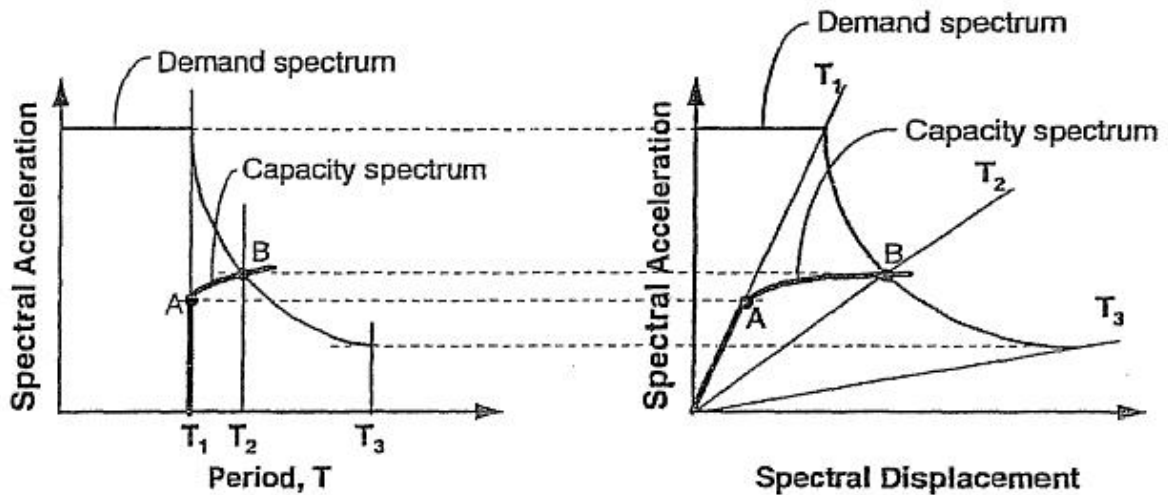


Figure (2.7): spectre de capacité superposé au-dessus des spectres de réponse dans le format ADRS et le format traditionnel [3].

L'application de la technique de Spectre de Capacité exige que les spectres de réponse de demande et les courbes structurales de capacité (ou pushover) soient tracés. Dont l'accélération spectrale contre le domaine spectral de déplacement.

2.8.2.4. Intersection de spectre de capacité et de spectre de demande (système a PDDL):

Quand le déplacement à l'intersection du spectre de demande et du spectre de capacité, d_i est de 5 pour cent du déplacement du point de performance $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$; Le d_{pi} devient le point de performance. Si l'intersection du spectre de demande et le spectre de capacité n'est pas en dessous de la tolérance acceptable, alors un nouvel point a_{pi} , d_{pi} est choisi et le processus est répété. Le point de performance représente le déplacement structural maximum prévu pour l'exigence du mouvement de terrain de tremblement de terre.

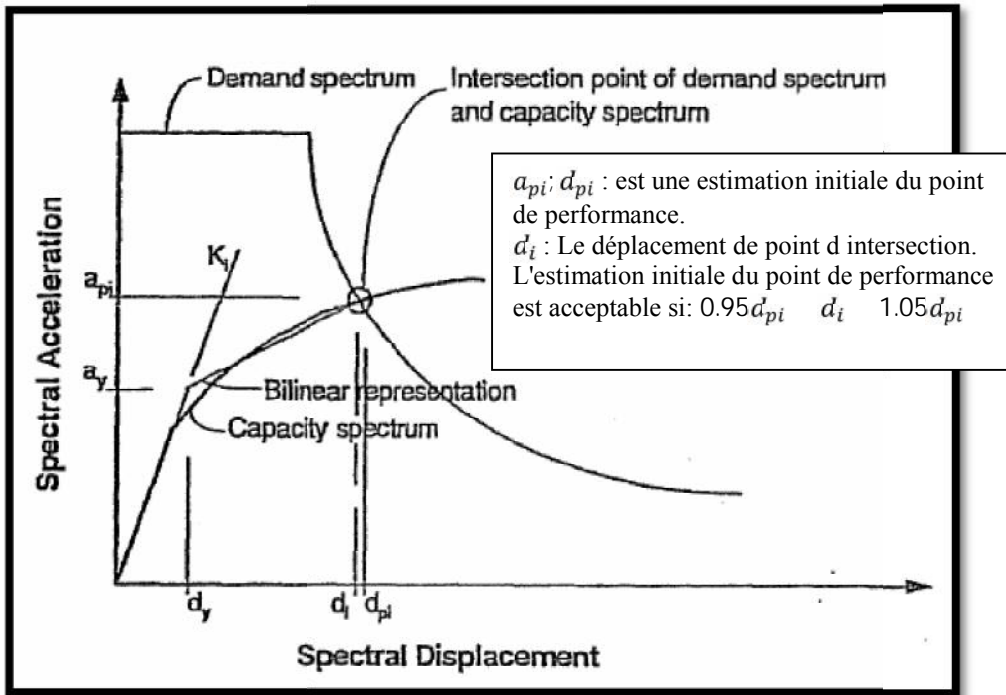


Figure (2.8): Point d'intersection de spectres de capacité et de demande dans la tolérance Acceptable ATC-40 [3].

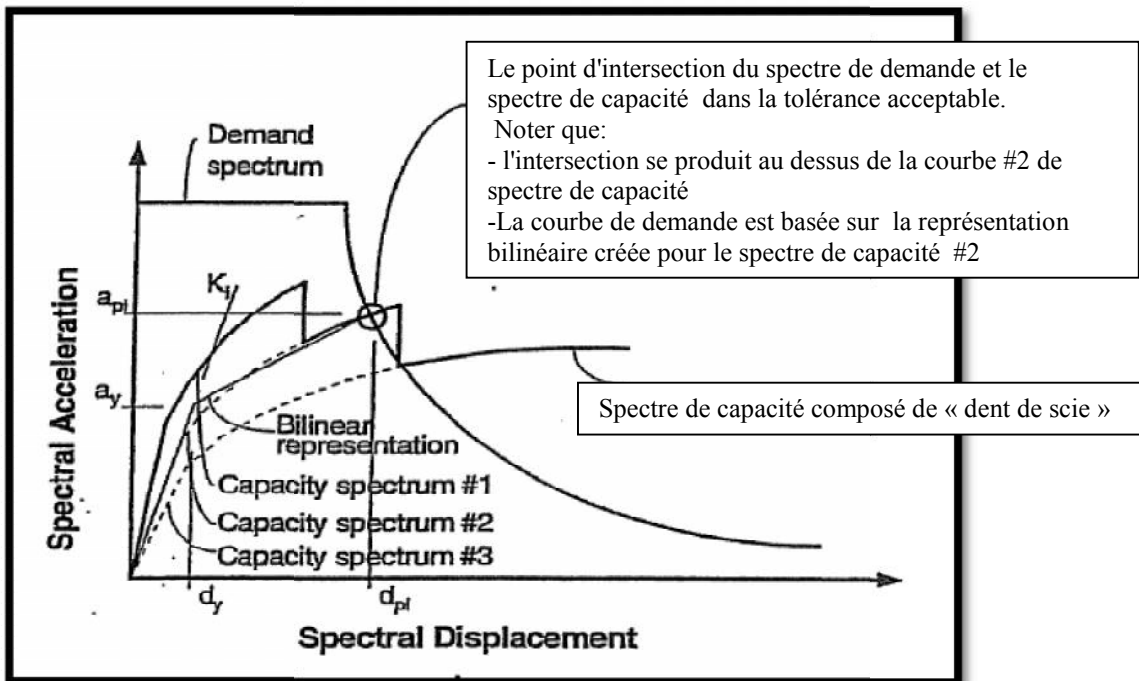


Figure (2.9): Point d'intersection de spectre de demande et spectre de capacité de dent de scie [3].

Quand le spectre de capacité est une courbe de « dent de scie », c.-à-d., le spectre final de capacité composé est construit de différents spectres de capacité qui expliquent la dégradation de force des éléments; on doit pris une attention particulière dans la détermination du point de performance.

La représentation bilinéaire du spectre de capacité, est construite pour une courbe simple de spectre de capacité, pas pour la courbe composée. Et pour que l'analyse soit acceptable, la représentation bilinéaire doit être pour la même courbe simple de spectre de capacité.

2.8.2.5. L'amortissement visqueux équivalent:

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure au domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originellement à la structure et l'amortissement hystérétique.

L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface situé en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée contre le déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponible dans la dynamique des structures. L'amortissement visqueux équivalent (B_{eq}), associé au déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (2.7).$$

E_D : L'énergie dissipée par l'amortissement.

E_{S_0} : L'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites E_D et E_{S_0} dans l'équation (2.7) est illustrée à la *Figure* (2.10) où E_D est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique, E_{S_0} l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure.

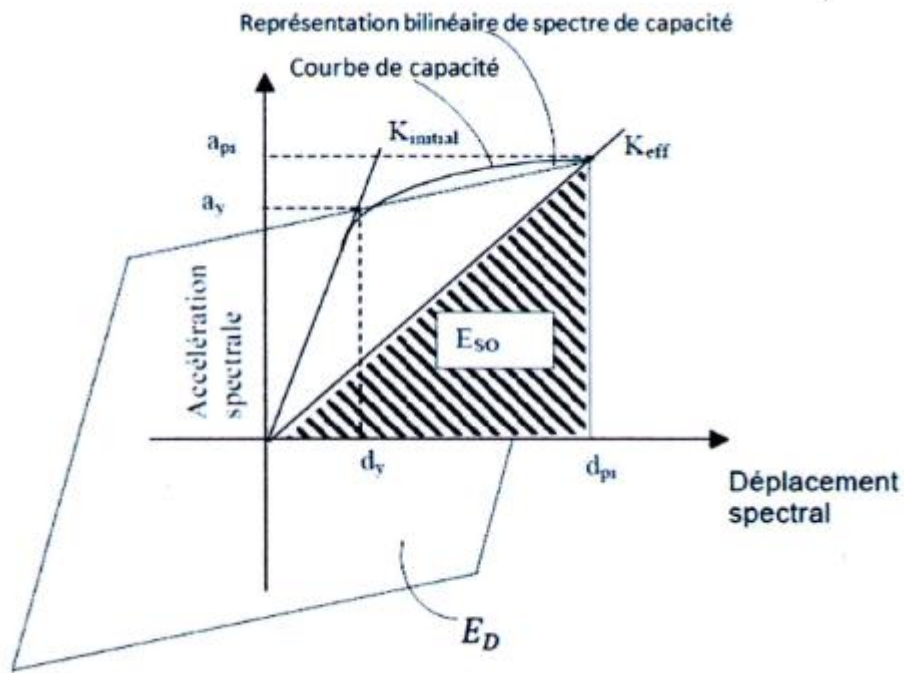


Figure (2.10): Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité [3].

2.8.2.6. Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté :

C'est le point d'intersection des courbes de capacité et de demande, ce point nous a permis de savoir si le mécanisme de ruine est dépassé ou non. En d'autres termes si la structure est capable de satisfaire la demande sismique ou non.

Quand le point de performance est calculé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$\mu_t = PF_1 \phi_{ij} S_d \quad (2.8).$$

Où PF_1 est le facteur de participation défini dans l'équation (2.1), et S_d ont le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent qui est défini dans l'équation (2.2).

La méthode de coefficient de déplacement est bien expliquée dans l'annexe A-1.

CHAPITRE III :

MODELISATION

3.1. Introduction :

Dans ce travail, nous allons entamer deux études paramétriques comparatives, la première entre des structures existantes avec contreventement mixte et auto stable et la deuxième entre des structures existantes en utilisant deux méthodes de modélisation des voiles, en béton armé en vue de son analyse Sismique. Les logiciels d'éléments finis permettent d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments vis-à-vis des séismes. Pour les bâtiments existants, lorsque l'on a des doutes sur la conception et que l'on a besoin de faire une étude approfondie du comportement au séisme, une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale du bâtiment face à un séisme et le niveau de dommage en fonctions des sollicitations.

Pour ce faire, il y a deux solutions possibles qui sont ; soit de réaliser un calcul par la méthode Pushover soit d'effectuer un calcul non linéaire dynamique (temporel), nous nous concentrerons sur la méthode statique non linéaire Pushover qui est une méthode statique de simulation des séismes.

Dans cette partie de modélisation on va utiliser le logiciel SAP2000 V14, On a choisi d'effectuer une analyse 2D (deux dimensions).

3.2. Logiciel SAP2000 V14 :

SAP2000 est un progiciel développé par la compagnie "Computers and Structures, Inc." pour l'analyse et la conception des structures. C'est un système entièrement intégré pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des types particuliers de structures.

SAP2000 est utilisé pour des structures générales, y compris ponts, stades, tours, usines industrielles, structures en mer, systèmes de canalisation, bâtiments, barrages, sols, pièces de mécanique, etc. la version 14 est la dernière et plus puissante version des séries connues de

SAP des programmes d'analyse structurale. Pour analyser et concevoir une structure en utilisant SAP2000 les étapes générales suivantes sont exigées :

1. Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement les paramètres de géométrie, de propriétés, de chargement et d'analyse pour la structure.
2. Exécuter une analyse du modèle.
3. Passer en revue les résultats de l'analyse.
4. vérifier et optimiser la conception de la structure.

C'est un processus généralement itératif qui peut impliquer plusieurs cycles de l'ordre des étapes ci-dessus.

Toutes ces étapes peuvent être exécutées sans aucune difficulté en utilisant l'interface utilisateur graphique de SAP2000.

Il existe 3 types d'éléments finis principaux que sont les éléments linéaires, surfaciques et solides.

Le début de la modélisation se fait principalement par le menu « définie ». Les 3 premiers menus sont les trois premières étapes de la modélisation. Le logiciel SAP 2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

3.2.1. L'analyse pushover avec sap2000 V 14 [64]:

L'option '*lead to a monitored magnitude*' est utilisée pour effectuer l'analyse dans laquelle le déplacement est contrôlé. Cette option est utile pour l'application de la charge latérale sur la structure. L'analyse pushover procède typiquement au déplacement spécifié dans la direction de contrôle spécifiée au nœud de contrôle spécifiée [65].

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
<input type="text" value="Accel"/> <input type="button" value="v"/>	<input type="text" value="UX"/> <input type="button" value="v"/>	<input type="text" value="-1."/>
<input type="text" value="Accel"/>	<input type="text" value="UX"/>	<input type="text" value="-1."/>

Other Parameters

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States:

Maximum Number of Saved States:

Save positive Displacement Increments Only

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of:

Monitored Displacement

DOF: at Joint:

Generalized Displacement:

Figure (3.1.a): boîtes de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14.

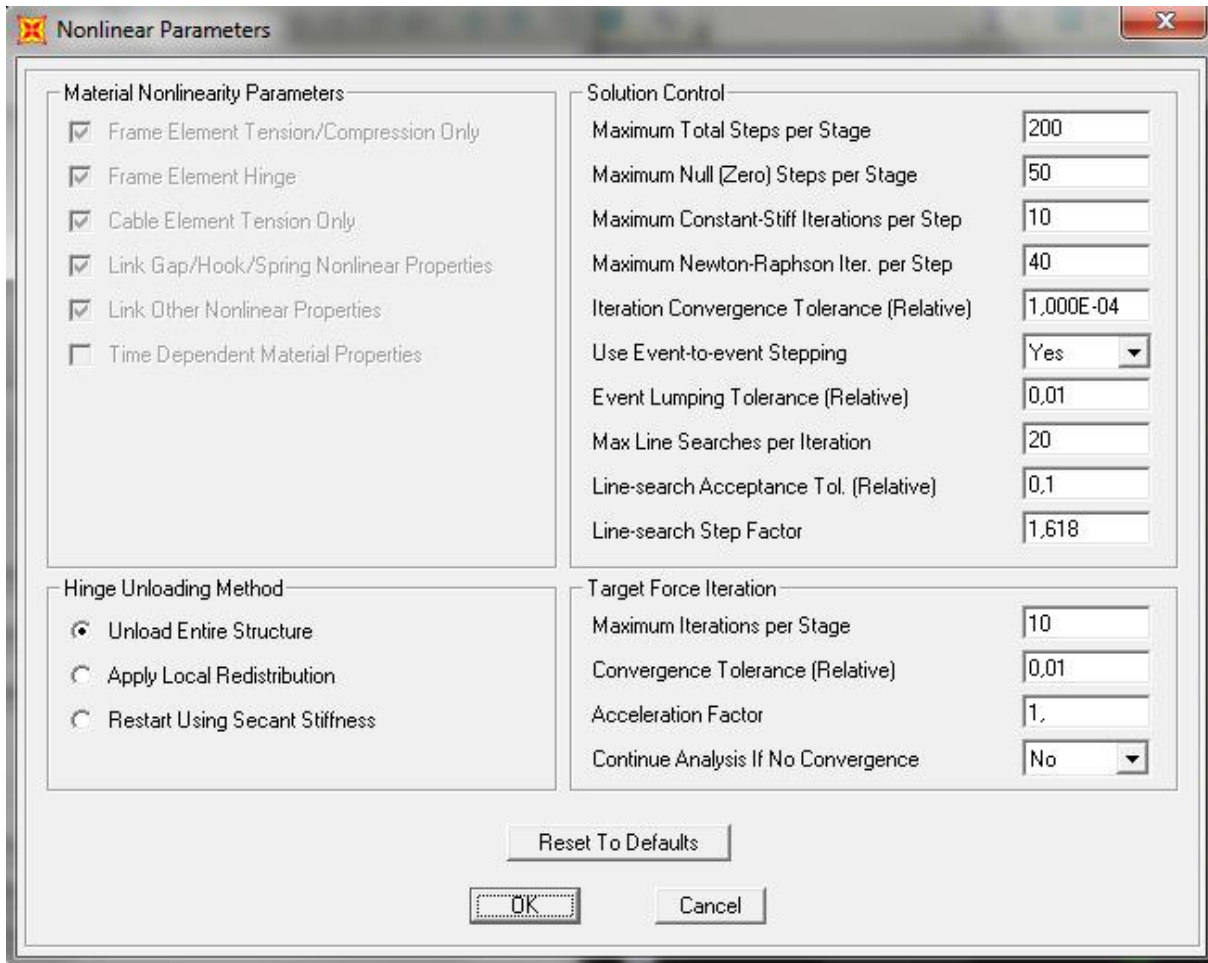


Figure (3.1.b): boîte de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14.

Les paramètres dans la partie droite de la zone '*option*' contrôlent l'analyse pushover :

-Les options '*minimum saved steps per stage*' et '*maximum steps per stage*' sont utilisées pour Contrôler le nombre de points réellement sauvegardés pour la sortie.

-l'option '*the maximum null (zero) steps per stage*' est un compteur cumulatif Durant toute l'analyse pour prendre en compte la non-convergence dans une étape en raison de la sensibilité numérique dans la solution ou une défaillance catastrophique dans la structure.

Les options '*itération convergence (relative) tolerance*' et '*maximum itération steps per stage*' sont les paramètres de contrôle pour vérifier l'équilibre statique à la fin de chaque étape d'une analyse pushover.

La charge non équilibrée est calculée comme étant la différence entre les charges extérieurement appliquées et les forces internes dans les éléments, si le rapport entre la charge non équilibrée et la charge appliquée dépasse la valeur de l'option '*itération convergence (relative) tolérance*' la charge non équilibrée est appliquée sur la structure dans une deuxième itération pour cette étape. Ces itérations continuent jusqu'à ce que la valeur de la charge non équilibrée est compatible avec la valeur de l'option '*itération tolérance*' ou le nombre maximale d'itérations spécifique dans l'option '*maximum itération per stage*' atteint. La constante '*event lamping tolerance (relative)*', pour tous les éléments est employée Pour déterminer quand un événement se produit réellement pour une rotule.

La non-linéarité géométrique peut être considérée à partir des effets P-delta ou de l'effet P-delta de plus grand déplacements.

Des modes de charges latérales modale et uniforme peuvent être directement définis par SAP2000 en plus de n'importe quel cas de charge latérale statique défini par l'utilisateur. Le mode de charge modale est défini pour n'importe quel mode 'd Eigen' ou 'Ritz'. Tandis que le mode de charge uniforme est défini par l'accélération uniforme agissant dans l'une des trois directions globales (acc dir X, Y, Z).

L'option '*hinge unloading methode*' est utilisée pour résoudre le problème du déchargement de rotule, il y a trois méthodes incluses dans le programme utilisées pour résoudre ce problème, ces méthodes sont : '*unload entire structure*', '*apply local redistribution*' et '*restart using secant stiffness*'. Bien que les courbes pushover obtenues à partir de chaque méthode aient la même capacité de l'effort tranchant à la base et le même déplacement latéral maximal, l'analyse pushover est généralement exécutée en utilisant la méthode de déchargement '*unload entire structure*' avec l'option '*save positive increment only*' car cette méthode est la méthode la plus efficace et utilise un nombre modéré d'étapes totales et nulles.

3.2.2. Le spectre de réponse de calcul:

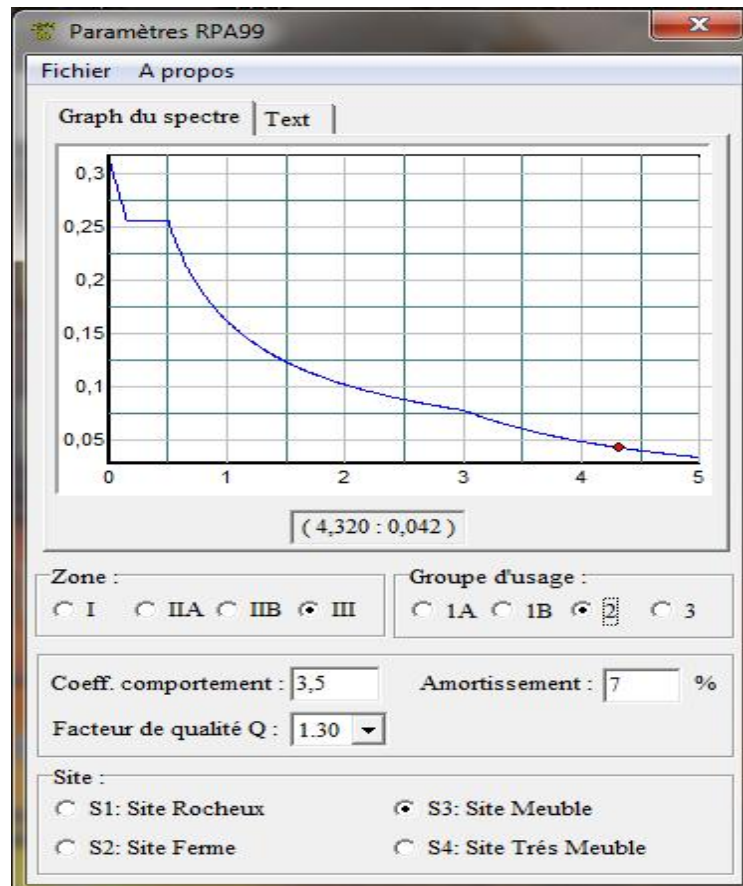


Figure (3.2) : forme du spectre de réponse de calcul.

3.2.3. Les propriétés des rotules plastiques dans le sap 2000 :

Les rotules plastiques ont été intégrées. Le choix s'est porté sur des rotules automatiques définies par le logiciel SAP2000 selon le code FEMA 356 [66]. La Figure (3.3) présente le diagramme moment-courbure idéalisée utilisé par SAP2000 pour cette étude. Ce diagramme ne présente que les déformations plastiques : on ne voit pas le palier élastique. La Figure montre le type de courbe utilisé par SAP2000 où (Computers and Structures, 2007) :

- ❖ le point A est toujours l'origine.
- ❖ le point B représente la plastification. Aucune déformation n'apparaît dans la rotule plastique jusqu'au point B, en dehors de la déformation spécifiée pour le point B. Seule la déformation plastique au-delà du point B sera représentée par la rotule plastique.
- ❖ le point C représente la capacité ultime pour l'analyse « *pushover* ».

❖ Le point "E" définit la capacité maximum de déformation.

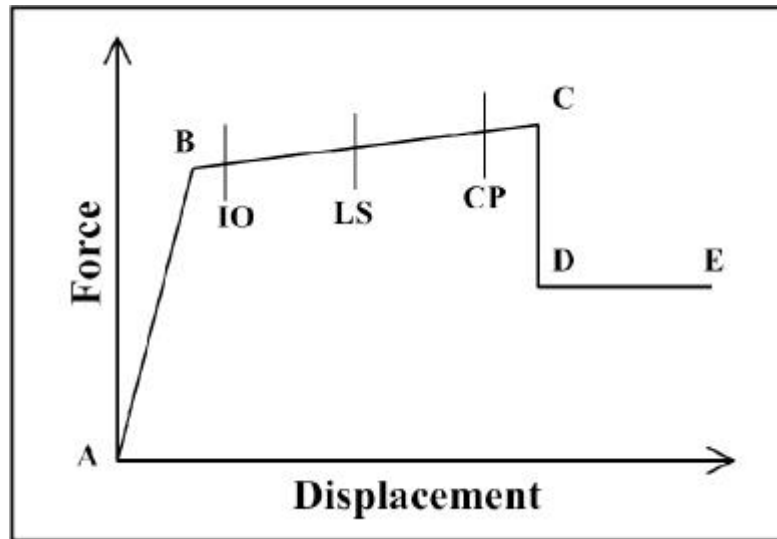


Figure (3.3) : Courbes contraintes – déformations utilisées par SAP 2000 (même type de courbes utilisé pour moment – rotation) [64].

Le SAP2000 peut fournir 3 types de rotules plastiques, les rotules par défaut, les rotules définies par l'utilisateur, et les rotules générées. On a utilisé les rotules avec des propriétés définies par défaut, ces propriétés ne peuvent être modifiées et dépendent de la section.

Dans la présente thèse on a utilisé 3 types de rotules pour simuler le comportement non linéaire de la structure, le premier type M3 assigné aux poutres, le deuxième PM2 assigné aux poteaux et aux voiles, le troisième type est le type V2 assigné aux voiles.

3.2.4. Les niveaux de performance :

Comme première étape de conception en performance, il faut définir un niveau d'endommagement acceptable dû à un séisme, ce qui est le but des codes de conception. Il n'y a pas un cadre général de ce niveau de dommage, mais il y'a quelques critères généraux acceptables pour la détermination des performances [67].

a- Sécurité des vies (life safety) :

C'est le but fondamental, ces pertes sont usuellement causées par l'effondrement des composantes de la structure.

b- Réparation de l'endommagement (reparable damage) :

Ici, il faut faire la distinction entre dommage réparable et dommage structurel non réparable.

c- Effondrement évité (collapse prevention) :

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur mais, elle doit rester debout après le mouvement de terre. Alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être adopté comme une philosophie de base de la conception sismique. En terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement [4]:

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

Tableau 3.1: niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif [4].

3.2.5. Distribution des forces latérales :

Afin d'exécuter une analyse pushover pour un système à MDDL, un modèle des forces latérales doit être appliqué au système. Le but de ceci est de représenter toutes les forces qui sont produites quand le système est soumis à l'excitation d'un tremblement de terre. En appliquant incrémentalement ce modèle jusqu'au domaine non élastique, la plastification progressive des éléments structuraux peut être contrôlée. Durant le domaine non élastique le système présente une perte de rigidité et un changement de sa période de vibration. Ceci peut être remarque dans la relation force-déformation du système. Le choix du modèle de charge pour capturer un phénomène dynamique par une analyse statique a beaucoup d'importance parce qu'il peut affecter les résultats de manière significative, [21, 28, 32, 62].

On l'a convenu que l'application d'un modèle simple de charge ne pourrait pas capturer la réponse dynamique d'aucun système dû à un événement sismique. Ceci est reflété dans FEMA 356 [66] et EC8 [63] qui recommandent qu'au moins deux modèles de charge devraient être utilisés. Pour l'analyse pushover les modèles de charge latérales suivants ont été employés :

a. La distribution triangulaire est donné par

$$Q_{pi} = V_b \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (3.1)$$

b. la distribution uniforme est donne par :

$$Q_{pi} = V_b \frac{W_i}{\sum_{j=1}^n W_j} \quad (3.2)$$

Q_{pi} : La force latérale selon IS: 1893-2002 et ATC-40 à chaque niveau.

W : le poids total de la structure.

W_i : La masse du niveau i.

h_i : La hauteur du niveau mesure à partir de la base.

n: le nombre total des niveaux.

3.3. Description des modèles:

Il s'agit des portiques avec ou sans voiles en béton armé, appartenant a un bâtiment conçue selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 [1], implanté a Alger (Draria 1401 logement du programme AADL) en zone de sismicité élevée (zone 3), la hauteur de chaque niveau varie de 3 m et 5 m.

3.3.1. Propriétés des matériaux:

a) le béton :

- contrainte de compression..... $\sigma_b = 25$ MPa.

-Module d'élasticité..... E =32164 MPa.

b) L'acier :

- la limite élastique fy = 400 MPa.

-Module d'élasticité..... Es=200000 MPa.

3.3.2. Définition des charges :

-charge permanente G=30KN/m.

-charge d'exploitation Q=10 KN/m.

3.3.3. Ferrailage des poteaux :

Niveau	Section [cm ²]	A _{RPA99} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	Choix des barres
RDC, 1	50x50	22,50	40,39	44,76	4HA25+8HA20
2, 3,4	45x45	18,225	22,03	24,13	12HA16
5, 6,7	40x40	14,40	8,28	16,08	8HA16
8,9	30x30	8,10	4,02	12,32	8HA14

Tableau 3.4: dimensions et ferrailage des poteaux.

3.3.4. Ferrailage des poutres :

Les poutres ont les dimensions suivantes : (30×45)Cm²

Zone de calcul	Les efforts (MN.m)	A _{scal} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des bars	A _{s adoptée} (cm ²)
Au niveau des travées	M _{imax} = 0,0790	5,97	6,75	1,47	6,75	6HA12	6,79
Au niveau des appuis	M _{amax} = 0,0902	6,89	6,75	1,47	10,18	3HA14+3HA16	10,65

Tableau 3.5 : ferrailage des poutres.

Les armatures de répartition 4 ϕ 8 c.ad. At = 2.01cm²

L'espacement en zone nodale : 10cm

L'espacement en zone courante : 20cm

3.3.5. Ferrailage des voiles :

Pour les voiles On adopte Alors : $e = 20\text{cm}$

L (m)	N_U (t)	M_U (t.m)	σ₁	σ₂
4	449,8	1027,3	2021,1	1,51
L_t	L'	D	σ₂'	N1
1,51	2,98	1,51	0	154,4
M1	As1+A's2 (cm²)	As (cm²/ml /face)	As RPA (cm²/ml/face)	As min (cm²/ml/face)
38,9	38,6	12,7	2	1,5
As max (cm²/face)	St d'about (cm)	St courante (cm)	armatures d'about (cm²)	armatures courante (cm²)
57,49	10	20	16HA14	32HA10

Tableau 3.6 : ferrailage des voiles en béton arme.

Model	Nombre des niveaux	Nombre des travées	Hauteur des niveaux	Nombre des voiles
1 et 11	3	2	3	0 , 2
2 et 12	6	2	3	0 , 2
3 et 13	9	2	3	0 , 2
4 et 14	3	3	3	0 , 2
5 et 15	6	3	3	0 , 2
6 et 16	9	3	3	0 , 2
7 et 17	3	4	3	0 , 2
8 et 18	6	4	3	0 , 2
9 et 19	9	4	3	0 , 2
10 et 20	9	4	5	0 , 2
21	9	4	3	1 dans les 4 premiers étages
22	9	4	3	1

Tableau 3.7 : distinction des modèles auto stables et contreventé par des voiles.

- Dans ce travail on va faire deux études paramétriques comparatives :

la première : est une comparaison entre des structures contreventé par voiles et d'autres ont les mêmes caractéristiques mais auto stables et s'effectuera on utilisant les modèles 1, 2....., 22.

Les modèles 11,12, 20 sont les même que les modèles 1,2,.....10, mais ils comportent deux voiles.

La deuxième : est une étude comparative paramétrique entre des structures ont les mêmes caractéristiques mais la modélisation des voiles avec sap2000 V14 s'effectuera par deux méthodes :

La méthode de portique équivalent et la méthode intégrée dans le sap 2000 V14.

Model	Nombre des niveaux	Nombre des travées	Hauteur des niveaux	Nombre des voiles	Méthode de modélisation des voiles
23	9	1	3	1	Méthode de portique équivalent
24	9	2	3	1	
25	9	3	3	1	
26	9	4	3	1	
27	9	1	3	1	Méthode intégrée dans le sap 2000 V14
28	9	2	3	1	
29	9	3	3	1	
30	9	4	3	1	

Tableau 3.8 : distinction des modèles et la méthode de modélisation des voiles.

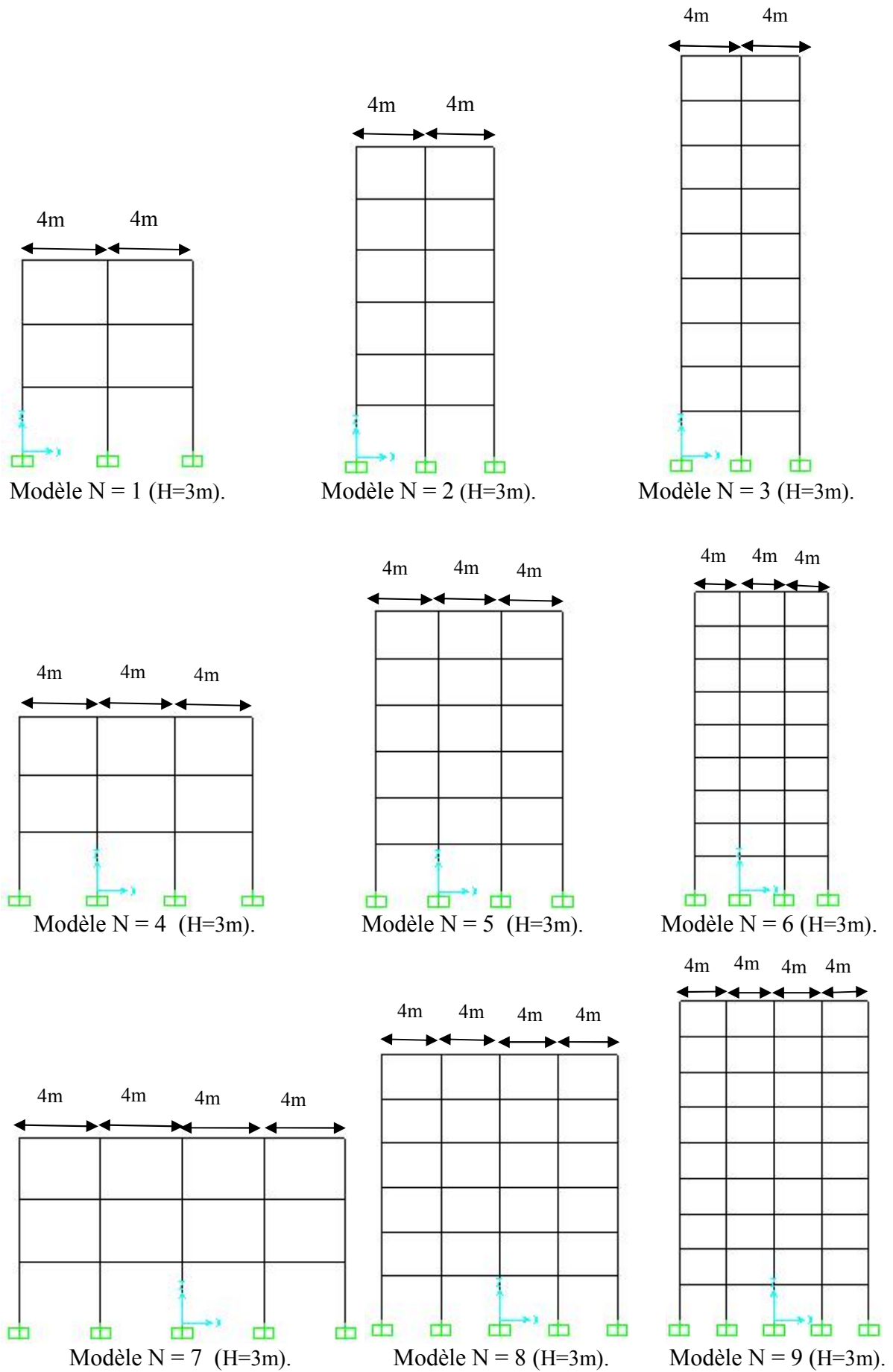


Figure (3.4) : Schémas des modèles 1, ..., 9.

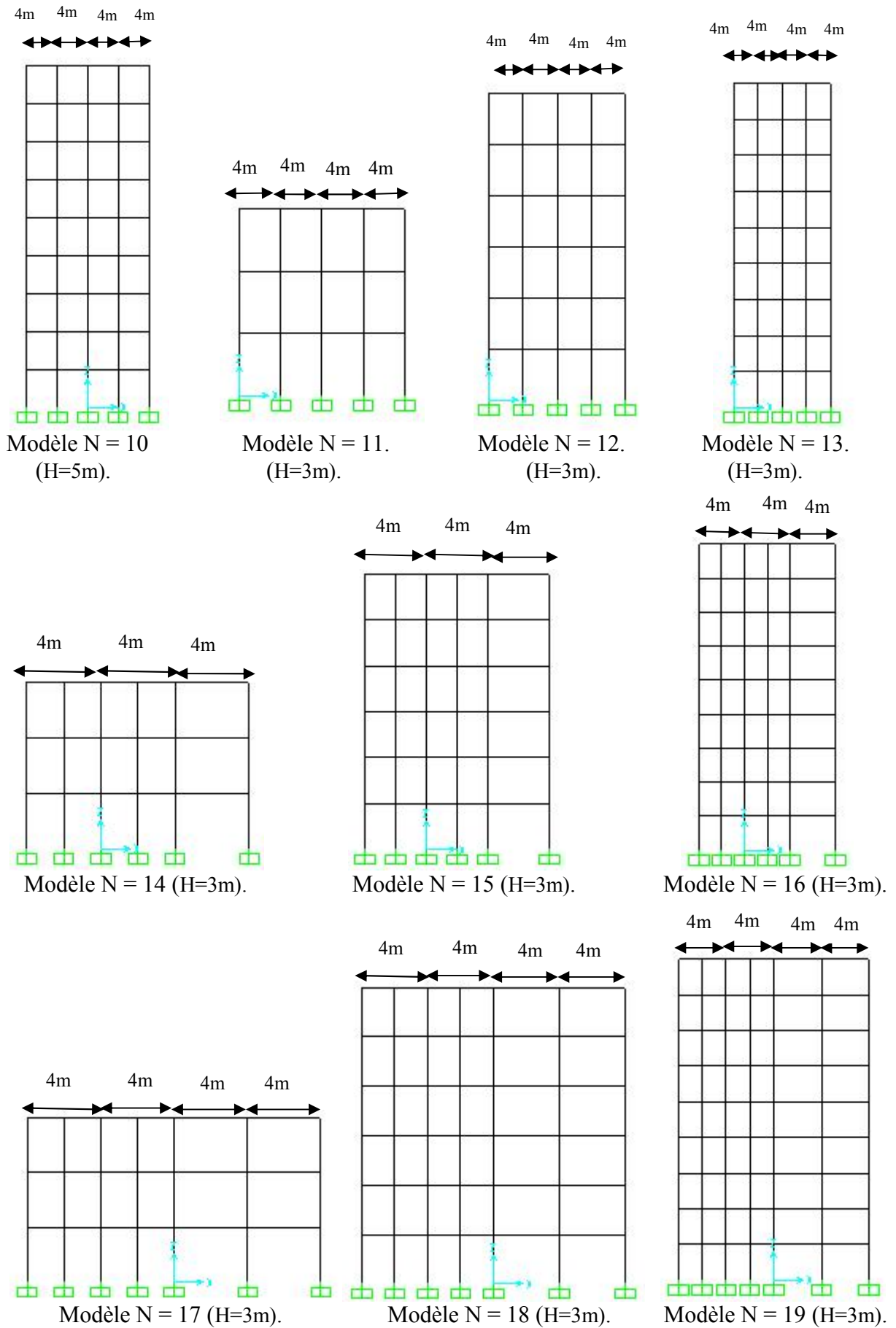


Figure (3.5) : Schémas des modèles 10, ..., 19.

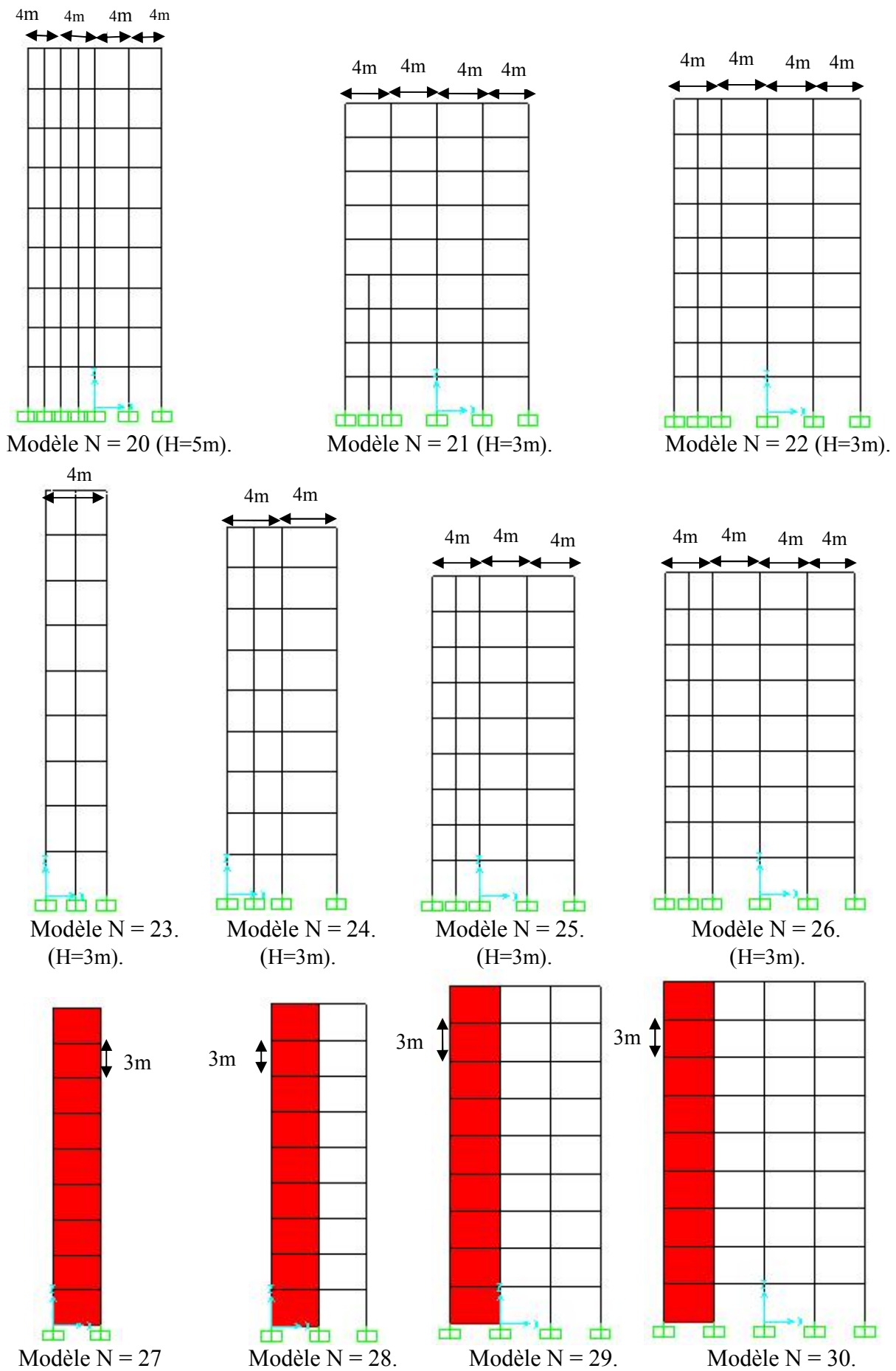


Figure (3.6) : Schémas des modèles 20, ..., 30.

3.5. Modélisation des voiles avec sap 2000 V14 :

Le comportement peut être défini en utilisant des rotules définies par l'utilisateur. Le SAP2000 permet d'attribuer les rotules seulement aux éléments frames, et les propriétés des rotules peuvent être attribuées à n'importe quel endroit le long de l'élément. Dans cette version le sap fournit un élément non linéaire (shell - layered /non-linear) cet élément permet de modéliser le comportement non linéaire sans que les rotules soient attribuées. Afin d'employer les fonctions fournies par le SAP2000 V14 dans cette étude :

1- Le mur voile en béton armé est traité comme étant un poteau large et plat. Et la modélisation d'un mur voile en béton armé comme poteau large et plat (éléments frame) non seulement peut considérer les armatures exactement, mais également peut assigner les rotules des murs voiles selon son comportement plastique. Dans la méthode actuelle, le cisaillement principal (V2) est adopté comme le type de rotule plastique de murs voiles en béton armé.

2- le mur voile est défini en utilisant l'option shell- layered / nonlinear. Sans que les rotules soient attribuées. Les résultats seront comparés.

3.5.1. Méthode de portique équivalent:

Le voile sera modélisé par un élément frame où les dimensions et le ferrailage sont assignés de la même manière que les poteaux, après on utilise l'option *Assign menu > Frame > End (Length) Offsets* :

Automatic from connectivity :

Pour cette option le logiciel SAP2000 peut calculer les (end-offsets) à la fin des connectivités du modèle automatiquement.

Rigide-zone factor :

C'est un facteur employé pour définir le pourcentage de prendre la zone comme rigide. 0 signifie qu'aucune zone est rigide, 1 signifie que la zone est prise entière comme rigide.

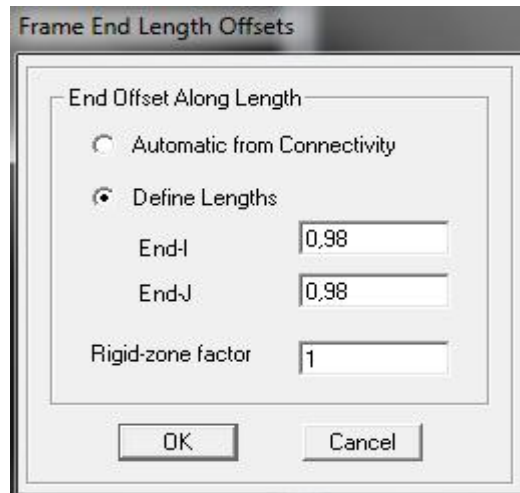
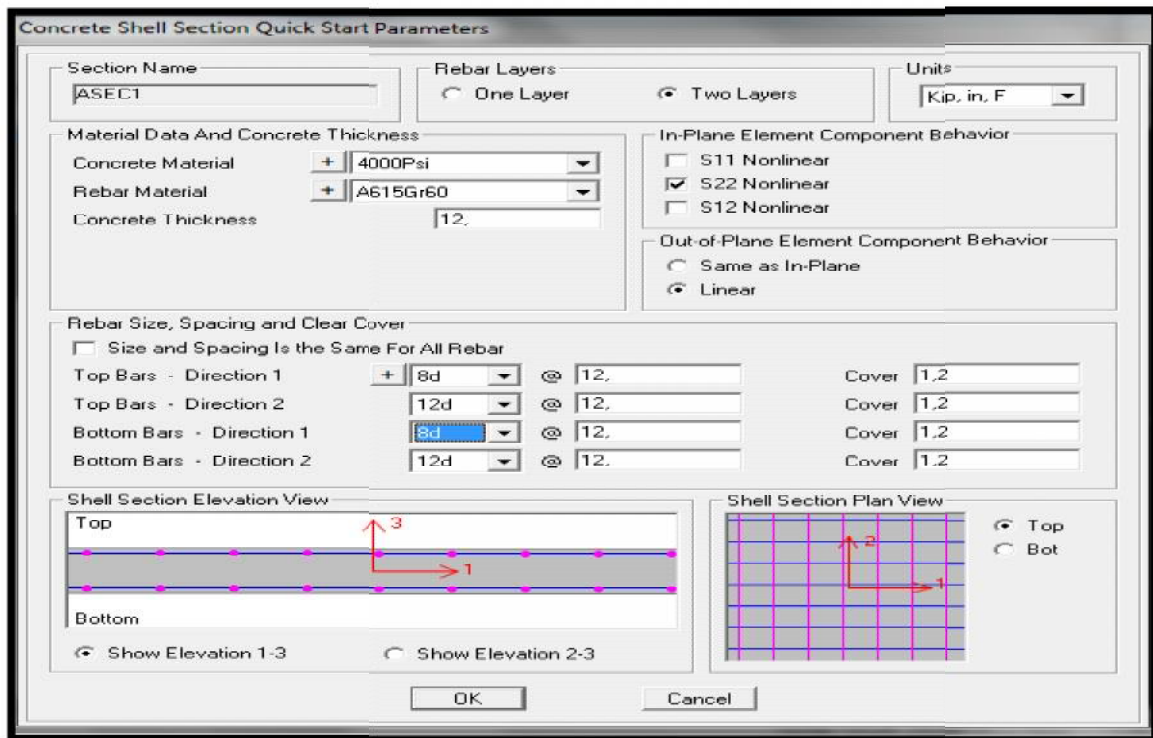
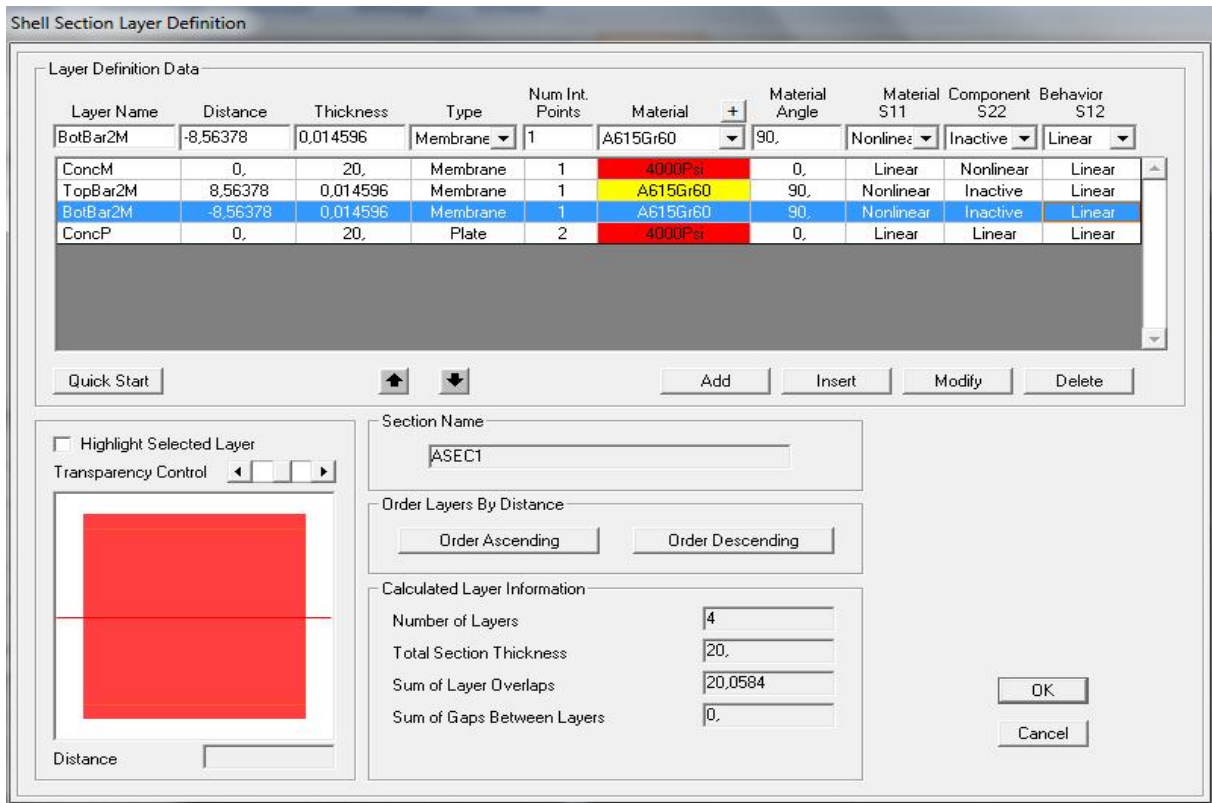


Figure (3.7) : boîte de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14 (modélisation des murs voiles par la méthode de portique équivalent).

3.5.2. La méthode intégrée dans le sap 2000 V 14 :



(a)



(b)

Figure (3.8) (a) et (b) : boîte de dialogue des données d'analyse pushover avec sap 2000 V14 (modélisation des murs voiles par la méthode intégrée).

Dans cette méthode le mur voile sera modélisé par l'élément area section on choisissant l'option (shell-layered/ nonlinear). *Define menu > Section Properties > Area Sections >Modify/Show Section >Quick Start.*

Loption (material data and concrete thickness) :

A partir de cette option on peut définir les propriétés des matériaux utilisés ainsi l'épaisseur du voile.

Loption (in plane element component behavior):

Le matériaux béton sera modéliser par un élément membranaire et un autre élément plaque, et à partir de cette option on peut définir la direction du comportement de l'élément plaque.

Loption (rebar size spacing and clear cover):

Cette option nous permet de définir le ferrailage et l'espacement vertical et transversal du mur voile en béton armé ainsi le recouvrement des armatures.

Loption (shell section elevation view) et loption (shell section plan view):

Apartir de cette option le sap 2000 V14 fournit un schéma de ferrailage détaillé en plan et en élévation du mur voile.

La boîte de dialogue ***(shell section layer definition)*** :

nous permet d'introduire des informations sur les dimensions et le comportement et la définition des matériaux utilisés.

CHAPITRE IV :

INFLUENCE DES MURS VOILES SUR LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON ARME.

4.1. Introduction :

Plusieurs bâtiments existants, construits selon des codes plus anciens, ne possèdent pas la résistance nécessaire aux séismes et pourraient sérieusement compromettre la sécurité des personnes lors de phénomènes sismiques. Le renforcement par addition de voiles en béton armé a été largement utilisé, notamment dans le renforcement des établissements scolaires. Cette technique reste la meilleure méthode pour améliorer la performance sismique d'une structure (Les voiles sont généralement coulés en place) [10].

Dans ce chapitre, on va essayer d'expliquer les différences que peut présenter les structures mixtes et auto stables Dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique, on distingue Cinq grands axes :

- 1) Le développement des courbes de capacité.
- 2) Le déplacement des niveaux.
- 3) Le rapport de déplacement relatif.
- 4) Les rotules plastiques.
- 5) Le point de performance.

4.2. Le développement des courbes de capacité :

Lors de l'évaluation du comportement globale des modèles analytiques, nous comparons les courbes pushover en considérons le nombre de travées, le nombre de niveaux, la hauteur d'étage, et le nombre des voiles.

Les courbes de capacité (effort tranchant à la base - déplacement au sommet) sont les enveloppes de charge-déplacement des structures et représentent leur réponse globale. Ces courbes de capacité ont été obtenues à partir des analyses de pushover on utilisant deux modes de charge latérale mentionnés ci-dessus sur les figures (4.1)..... (4.9).

La forme de la courbe de capacité dépend directement du type de charge latérale aussi bien que les caractéristiques structurales non linéaires, et comme le type de charge latérale changée, les différences dans les résultats deviennent apparentes. Quelques exemples des courbes de capacité obtenues sont montrés sur les schémas.

Les variations de la distribution de charge latérale est réfléchié sur les courbes de capacité par ailleurs les résultats du mode de chargement latéral « uniforme » donne des courbes de capacité avec une rigidité initiale et des efforts tranchants a la base plus élevés mais des déplacements maximums au sommet inférieurs que ceux des mode déchargement latérale triangulaire. Le point l'application de la charge résultante pour la charge triangulaire est plus haut que celui de la charge uniforme. D'autre cote il a été constate que le mode de charge triangulaire donne des déplacements au sommet plus élevés c.ad. Pour développer un même déplacement au sommet, avec le mode de charge triangulaire, l'effort tranchant besoin d'être plus élevé que celui avec le mode de charge uniforme.

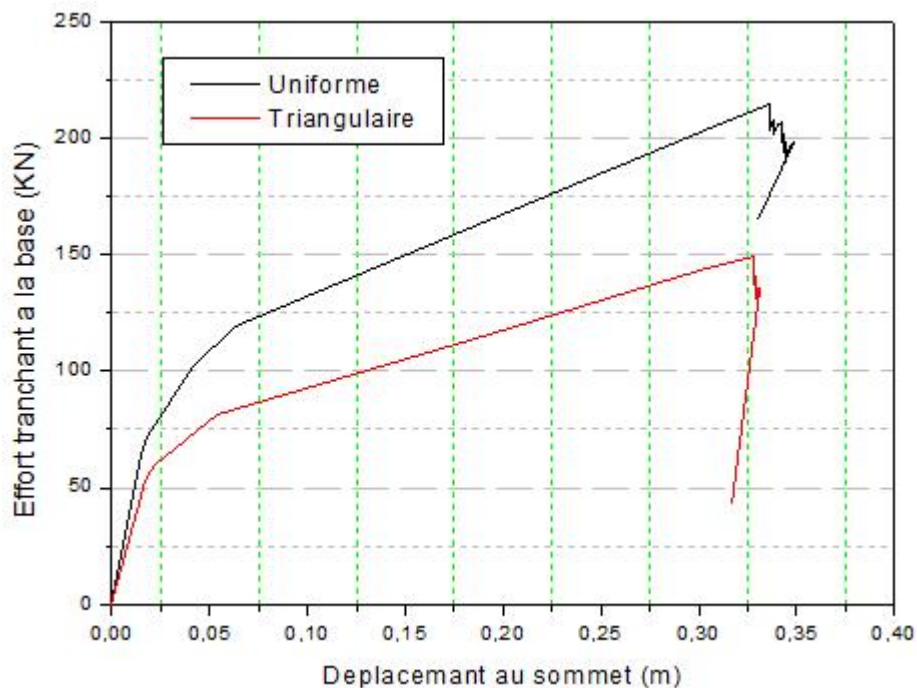


Figure (4.1) : Courbe de pushover du modèle 5.

Les figures (4.1), (4.2), (4.3) et (4.5) indiquent que le portique auto stable peut être poussé à un déplacement cible plus grand que celui des portiques mixtes puisqu'il est flexible, ainsi la marge de sécurité des portiques mixtes est meilleure a celle des portiques auto stable. Et

moins de dommages sont prévus au système structural et aux composants non structuraux sensibles au déplacement.

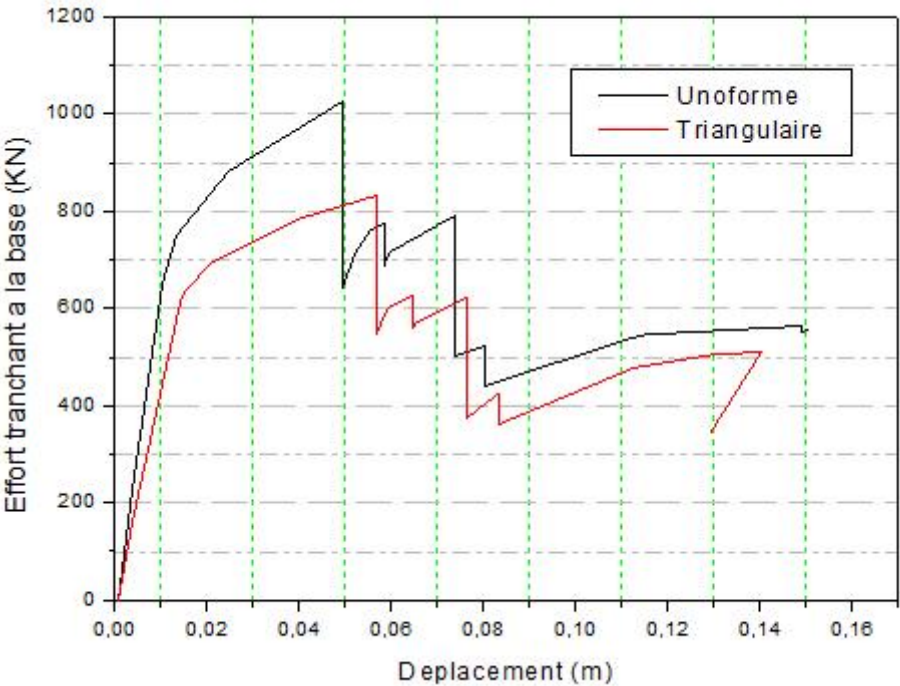


Figure (4.2) : Courbe de pushover du modèle 15.

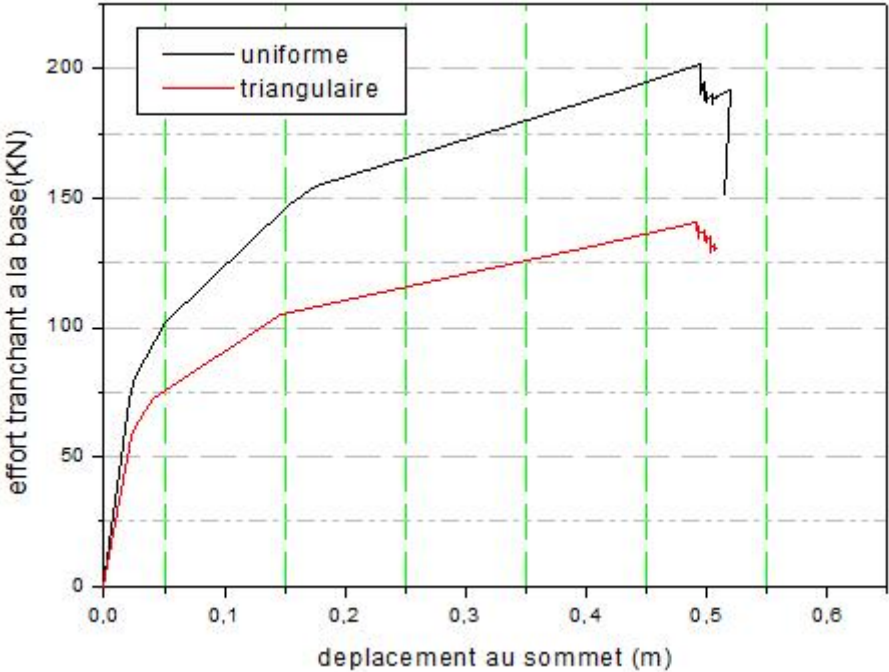


Figure (4.3) : Courbe de pushover du modèle 9.

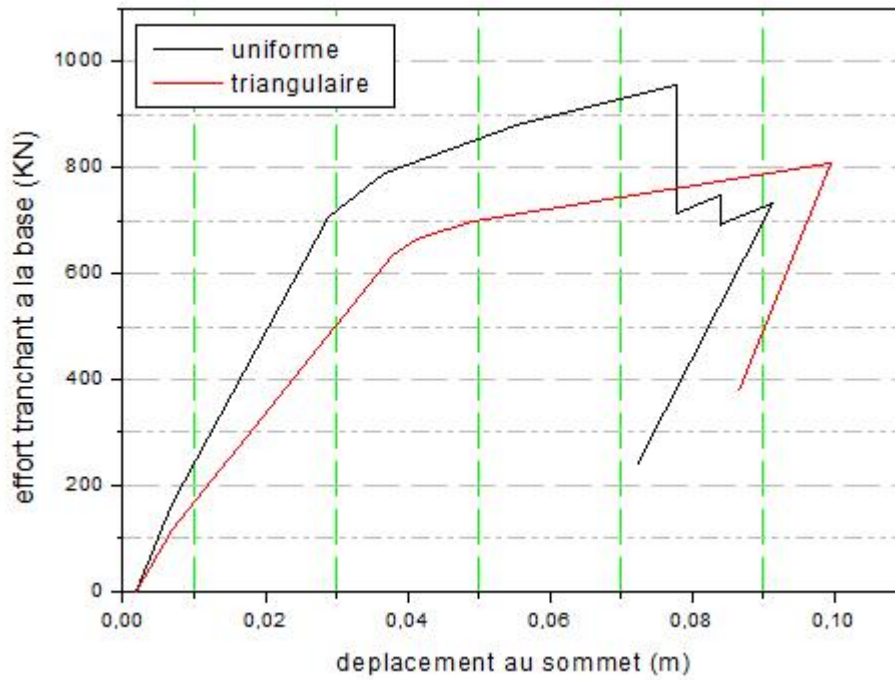


Figure (4.4) : Courbe de pushover du modèle 19.

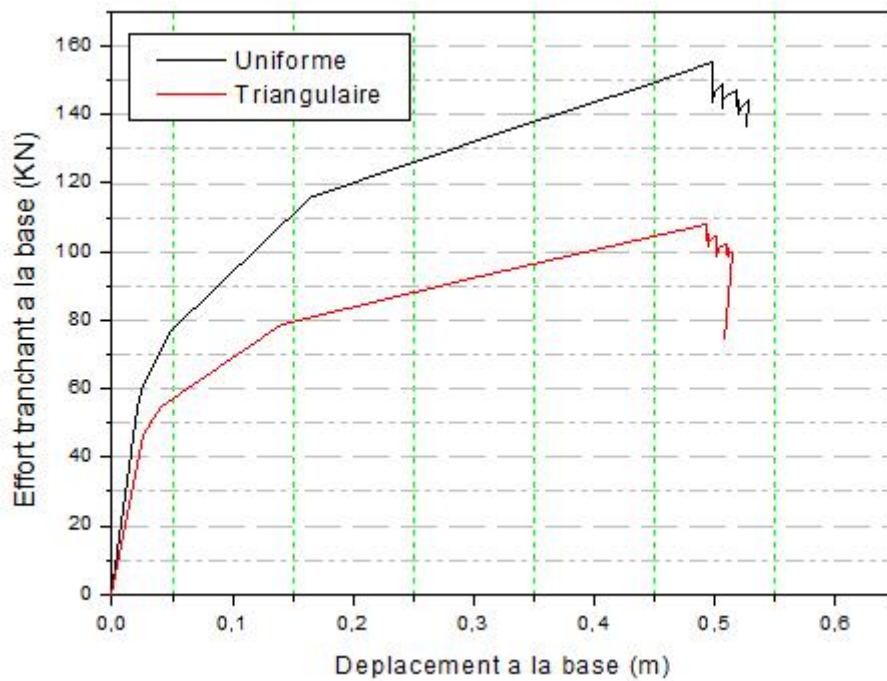


Figure (4.5) : Courbe de pushover du modèle 6.

On peut remarquer que la différence des résultats entre les portiques étudiés avec contreventement mixte et les portiques auto stables, s'accroît en fonction du nombre d'étages et aussi en fonction du nombre des travées.

Les résultats obtenus montrent que par l'augmentation du nombre de travées l'effort tranchant à la base augmente (Figure (4.5) et Figure (4.3)).

Dans le cas des portiques auto stables, lors de l'augmentation de la hauteur d'étage nous trouverons que la capacité de la structure diminue, et la figure (4.6) indique que le portique avec la hauteur d'étage $H=3\text{m}$ peut être poussé à un déplacement plus grand que celui de portique avec la hauteur d'étage $H=5\text{m}$, puisqu'il est plus flexible, par ailleurs l'augmentation de la hauteur d'étage rend le portique plus fragile et se détruit par un effort tranchant plus faible avant qu'il arrive à se déplacer suffisamment.

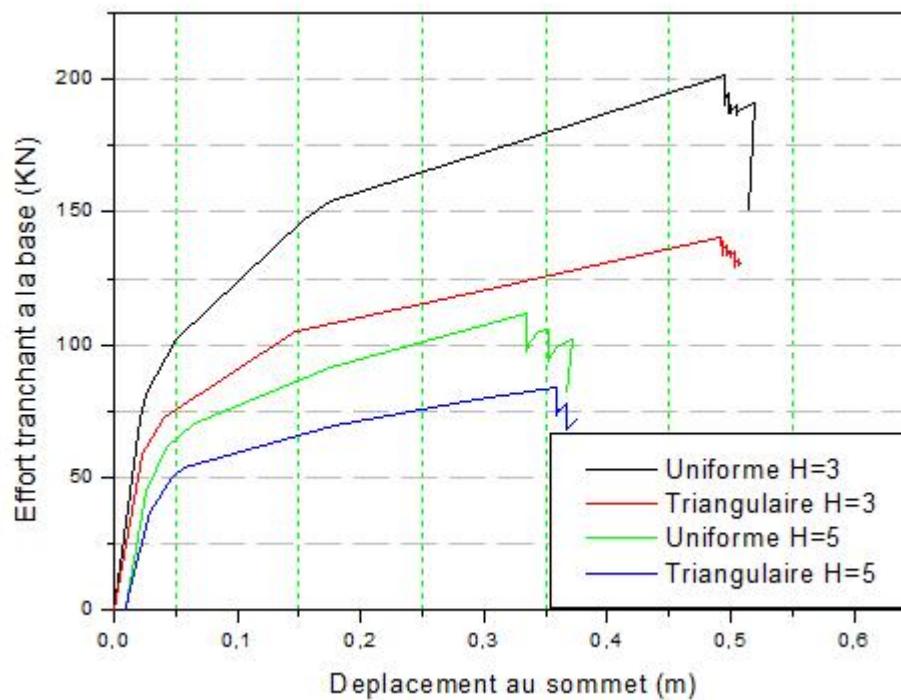


Figure (4.6) : Courbe de capacité des modèles 9 et 10.

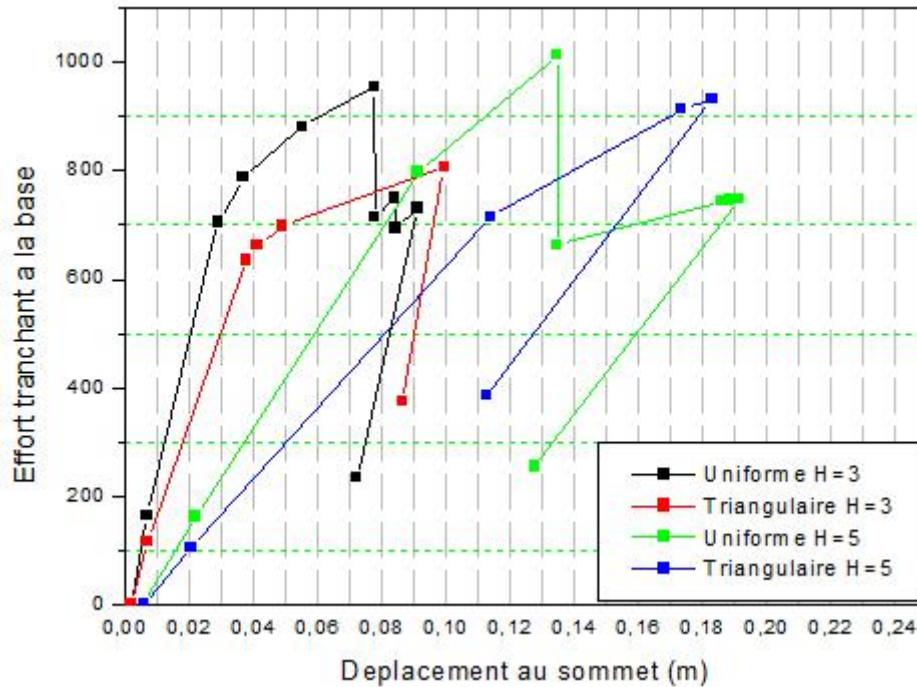


Figure (4.7) : Courbe de capacité des modèles 19 et 20.

Par contre la figure (4.7) montre que dans le cas des portiques mixte l'ajout des murs voiles diminue la fragilité de la structure, ce qui la rend plus rigide par conséquent la capacité du portique avec une hauteur d'étage $H=5\text{m}$ devient plus grande que celle du portique avec une hauteur d'étage $H=3\text{m}$, et à cause de la hauteur, la structure avec $H=5\text{m}$ devient plus flexible et peut arriver à un déplacement plus élevé.

À partir de la Figure (4.8), et la figure (4.9) on peut conclure que l'introduction des murs voiles influence la réponse globale de la structure d'une façon significative, et chaque fois on ajoute des voiles, on voit une augmentation considérable de la capacité de la structure. La rigidité de la structure augmente, et par conséquent le déplacement diminue.

Une construction rigide (renforcée) secouera à des niveaux plus élevés d'accélération, et plus de dommages sont prévus aux composants non structuraux et aux contenus sensibles à l'accélération. Certes le renforcement augmente la résistance de la structure, mais ces techniques doivent être utilisées d'une manière à garder une bonne marge de ductilité de la structure.

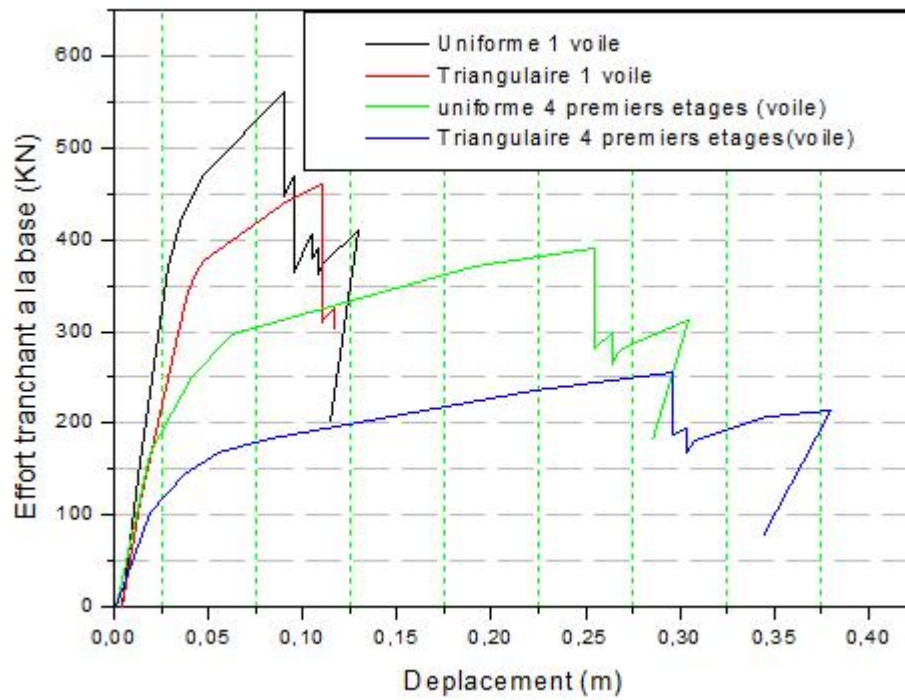


Figure (4.8) : Courbe de capacité des modèles 21 et 22.

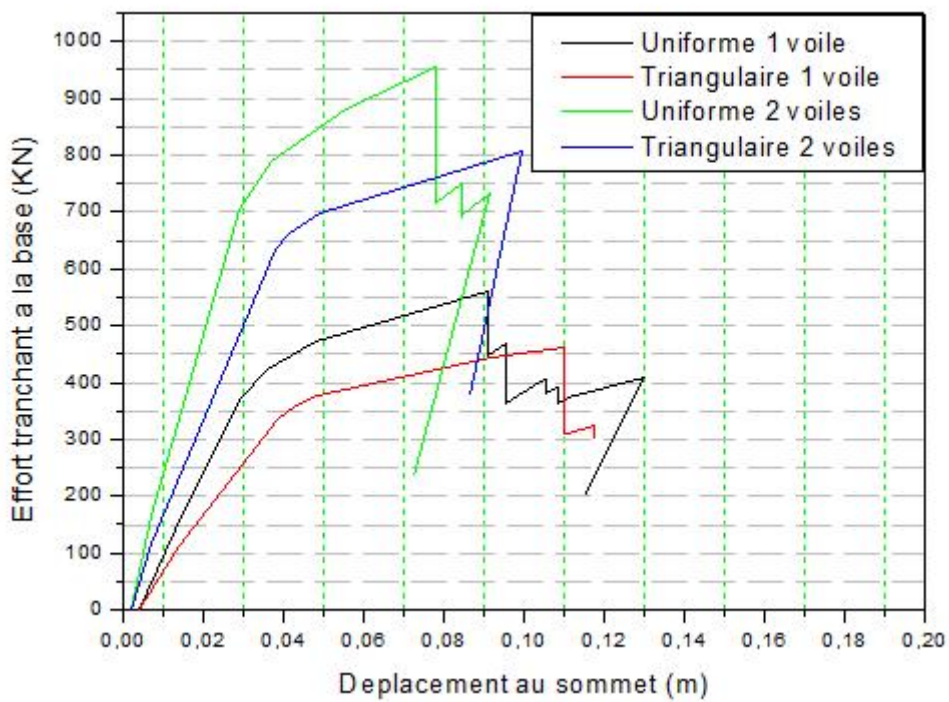


Figure (4.9) : Courbe de capacité des modèles 19 et 22.

4.3. Déplacement des niveaux :

Les déplacements des niveaux obtenu au point de performance pour les modèles 1.....22, on utilisant deux mode de charge latérale, sont illustrés dans l'annexe A.

D'après les résultats obtenus le déplacement des niveaux des portiques auto stables et mixtes sous différents mode de chargement choisis a indiqué une tendance particulière parce que l'effet structural affecte la réponse en termes de déplacements. Cependant, les observations suivantes ont pu être faites à partir de l'interprétation globale du déplacement des niveaux :

On a observé dans la prévision de déplacement des niveaux de n'importe quel modèle latéral de charge que les résultats s'étendent largement la plupart du temps entre les structures avec et sans voiles.

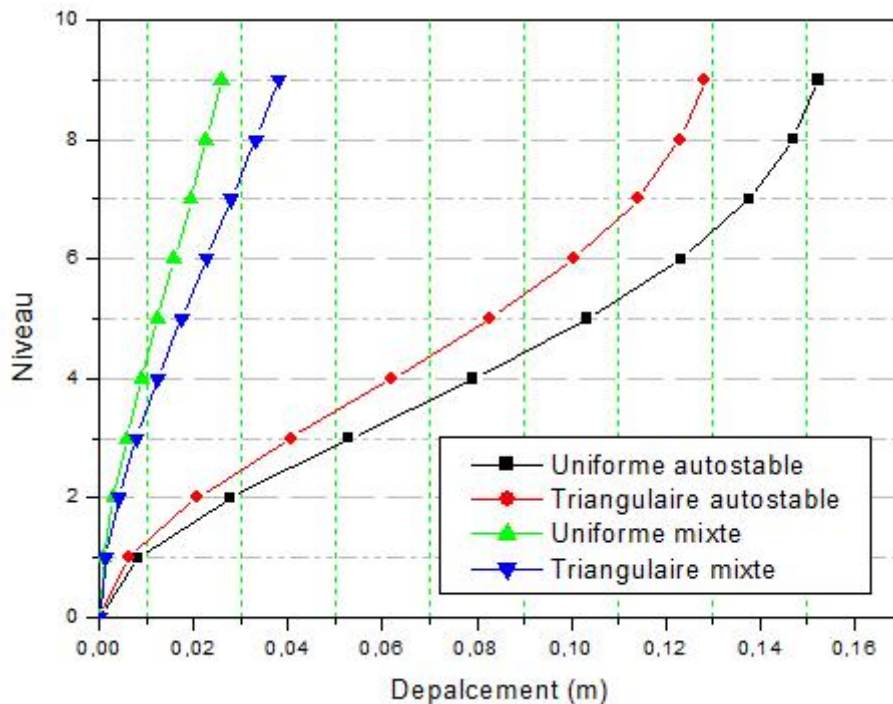


Figure (4.10) : Déplacement des niveaux des modèles 3 et 13.

Dans la plupart du temps On a observé que les prévisions des déplacements d'étages de n'importe quel modèle latéral de charge augmentent avec le nombre d'étages (c.-à-d. selon la période fondamentale de la structure) Figure (4.10) et (4.11).

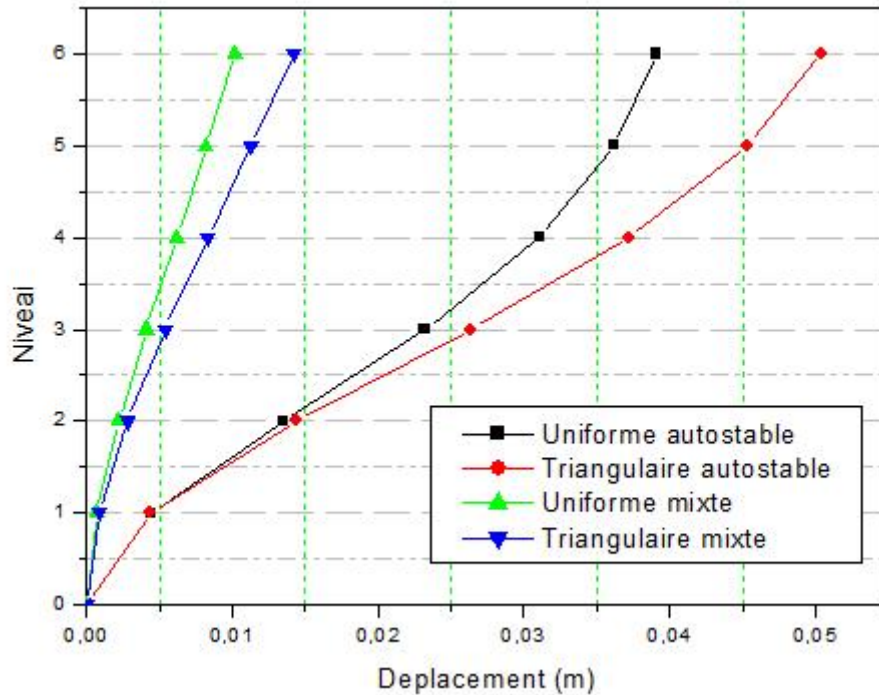


Figure (4.11) : Déplacement des niveaux des modèles 2 et 12.

En outre, dans le cas des portiques auto stables on a observé que la demande de déplacement d'étage du modèle latéral « uniforme » de charge peut atteindre des niveaux très élevés comparés aux modèles latéraux triangulaires de charge à n'importe quel niveau de déformation, par contre dans le cas des portiques avec voiles le mode de charge triangulaire donne des résultats plus élevés que celles du mode uniforme.

Dans tous les cas la différence entre les résultats des deux modes de charge est plus élevée dans le cas des structures auto stables.

On a constate aussi que par l'augmentation de la hauteur d'étage les déplacements des niveaux augmentent et la différence entre les résultats des différents modes s'accroît, ou les déplacements de mode triangulaire sont toujours presque supérieurs dans le cas des portiques mixtes, par contre a partir de la figure (4.12) dans le cas des portiques autos tables le mode uniforme donne des résultats supérieurs dans les niveaux inférieurs, et inférieurs que celles du mode triangulaire dans les niveaux supérieurs.

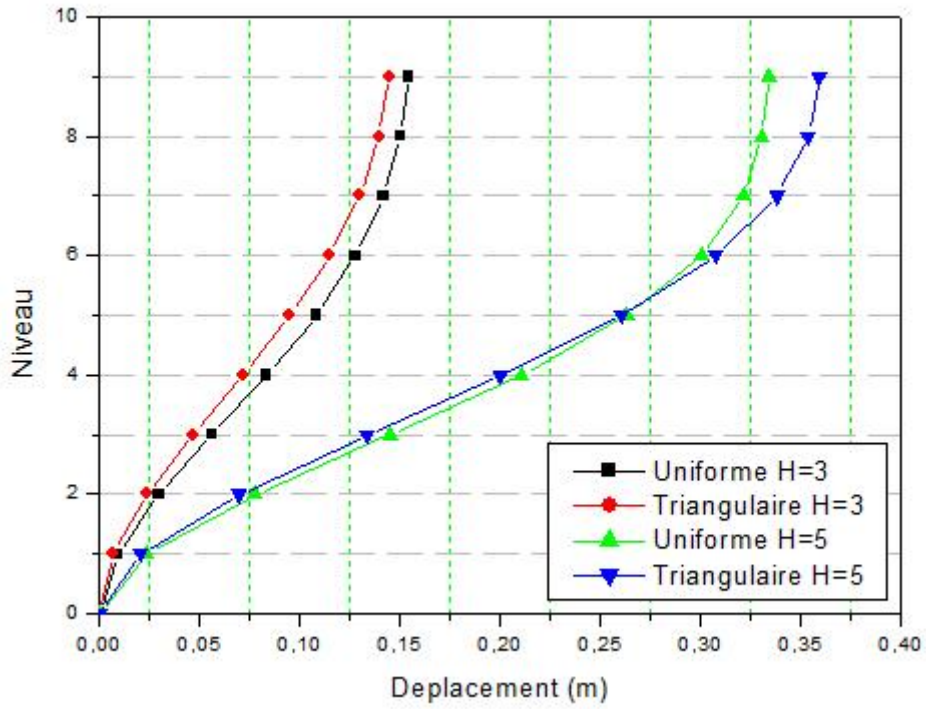


Figure (4.12) : Déplacement des niveaux des modèles 9 et 10.

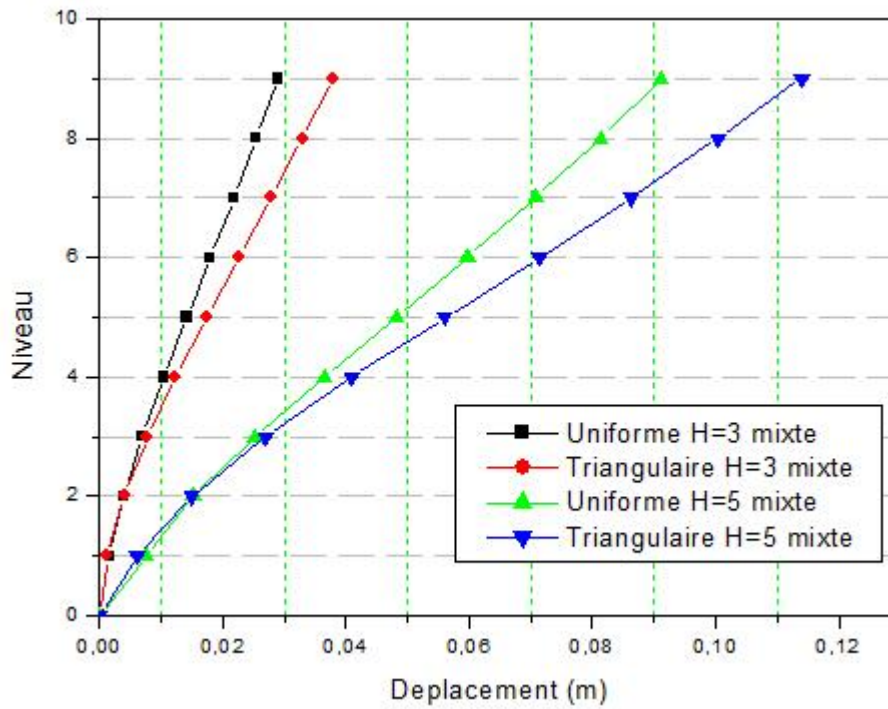


Figure (4.13) : Déplacement des niveaux des modèles 19 et 20.

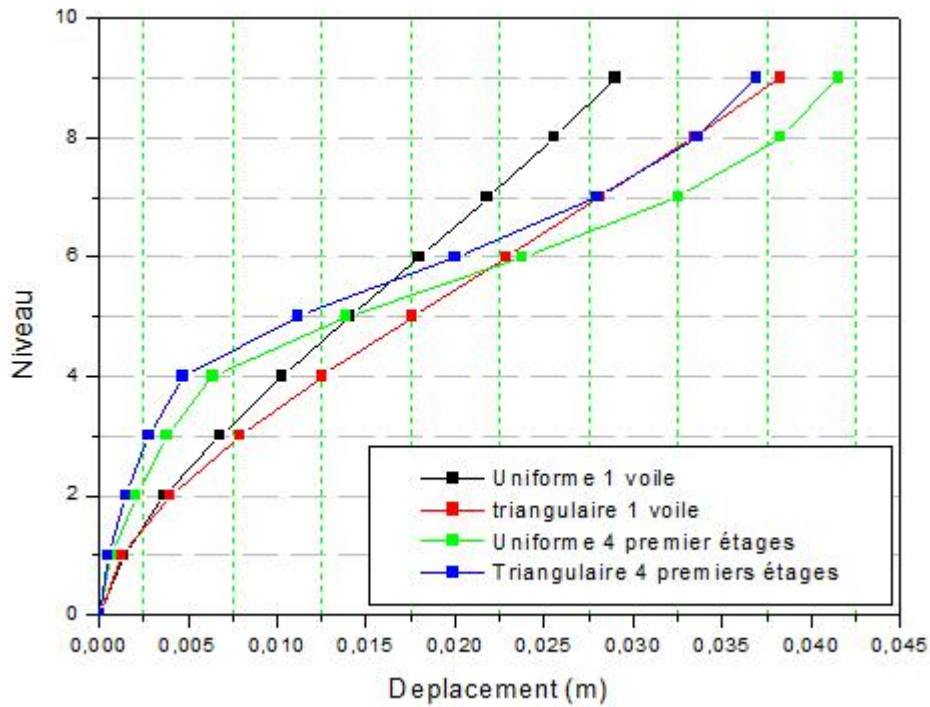


Figure (4.14) : Déplacement des niveaux des modèles 21 et 22.

D'après la figure (4.14) on a constaté que chaque fois on ajoute des voiles les déplacements des niveaux diminuent. Les prévisions de chargement triangulaires étaient maximums, à partir du quatrième niveau les déplacements augmentent de façon considérable à cause de l'absence des murs voiles au-delà de ce niveau.

Selon les recherches précédentes aucun des modèles latéraux de charge n'a pu capturer en juste proportion les résultats exactes de déplacement d'étage obtenu de l'analyse temporelle non linéaire à n'importe quel niveau de déformation.

Les analyses pushover avec le modèle latéral triangulaire de charge ont rapporté des surestimations et des sous-estimations des déplacements d'étages, tandis que le modèle latéral « uniforme » de charge surestimait la plupart du temps la demande de déplacement d'étage de toutes les structures avec peu de cas exceptionnels.

4.4. Le rapport de déplacement relatif :

Au niveau structural, le rapport de déplacement relatif est l'un des indicateurs de dommages les plus simples et les plus essentiels. Les résultats avec les deux modèles latéraux de charge sont présentés dans l'annexe A. L'interprétation globale sur l'exactitude de la prévision de rapport de déplacement relatif des analyses pushover sur des les structures avec et sans voiles pour deux modes latéraux de charge considérés rapporte les observations suivantes:

On remarque que le rapport de déplacement relatif obtenu de l'analyse pushover atteint leur valeur maximum au troisième et quatrième étage, La prévision de rapport de déplacement des deux modèles latéraux de charge s'étendent la plupart du temps entre les 'prévisions des portiques avec et sans voiles surtout dans les niveaux intermédiaires, ou la différence atteint 5 a 6 fois, par contres les résultats sont très proches au dernier niveau.

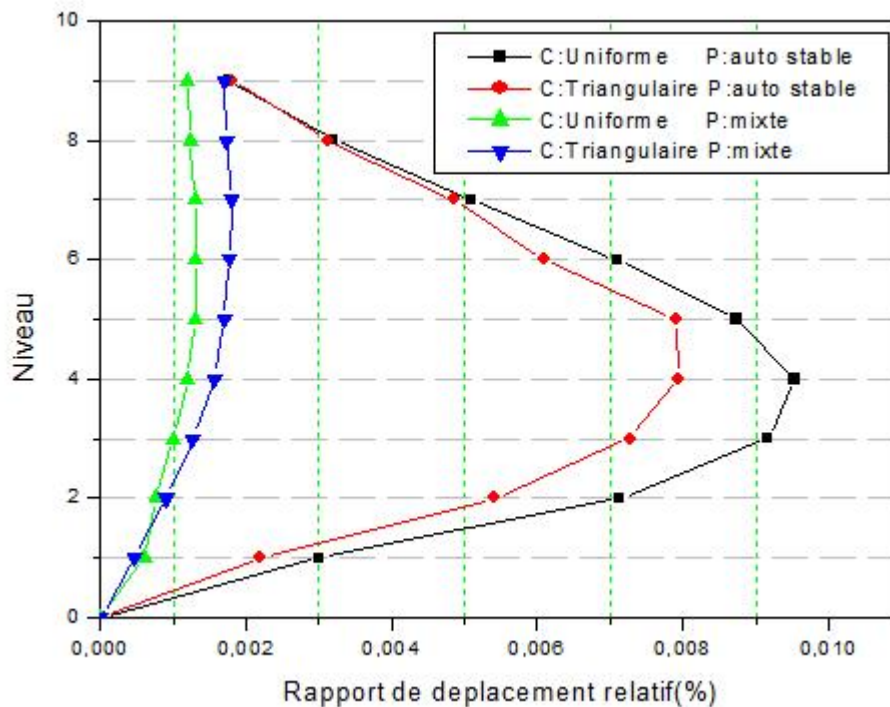


Figure (4.15) : Rapport de déplacement relatif des modèles 6 et 16.

Le rapport de déplacement relatif est très faible dans la plus part des modèles étudiés surtout dans le cas des structures mixte a cause de sa rigidité élevé, a partir de ces rapports on peut conclure que la plus parts des structures ne subissent que des dommages légères face a un tremblement de terre représenté par le spectre de réponse (Figure (3.2)).

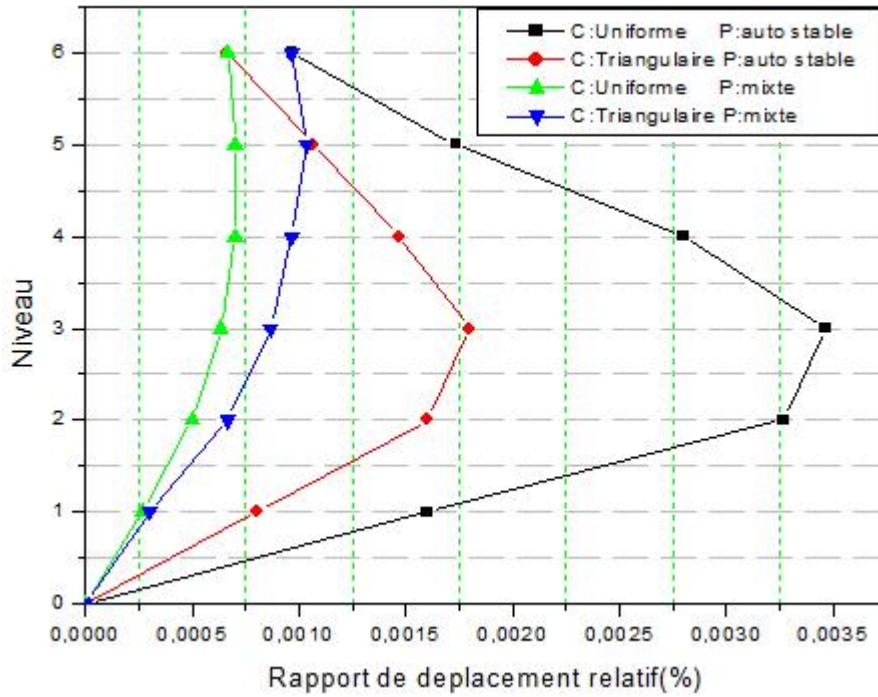


Figure (4.16) : Rapport de déplacement relatif des modèles 5 et 15.

On constate que le rapport de déplacement relatif augmente chaque fois le nombre des niveaux augmente dans le cas des portiques avec et sans voiles avec les deux modes de chargement.

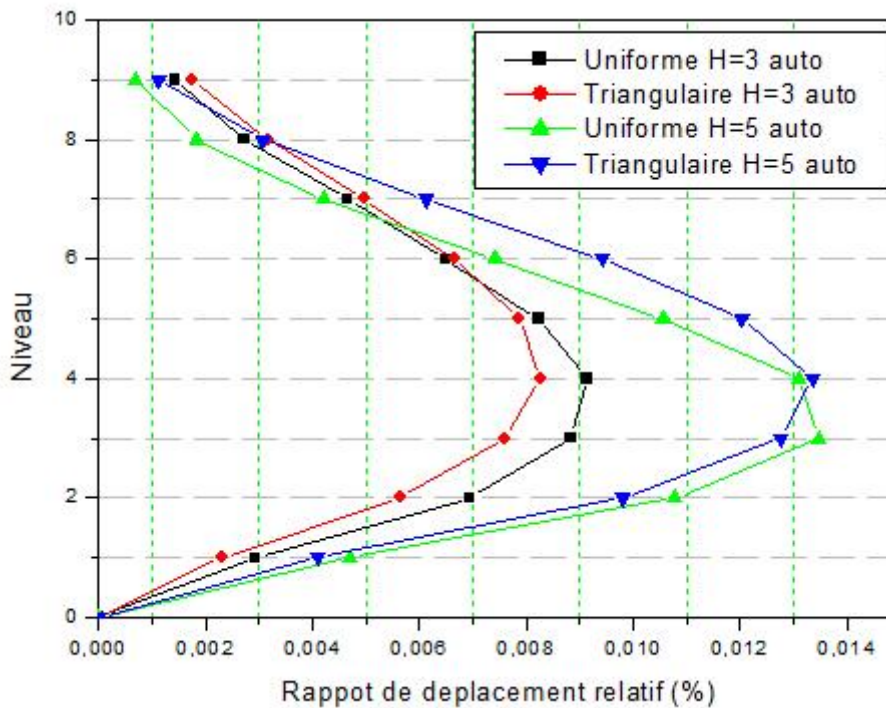


Figure (4.17) : Rapport de déplacement relatif des modèles 9 et 10.

Il est clair que ce rapport augmente aussi selon la hauteur d'étage (Figure (4.17)), aux niveaux intermédiaires, par contre dans le dernier niveau le rapport de déplacement relatif des portiques a H=5m moins que celui de portique avec H=3m, et le mode de charge triangulaire donne des résultats plus élevés par rapport au mode uniforme dans les niveaux inférieurs et l'inverse dans les derniers niveaux.

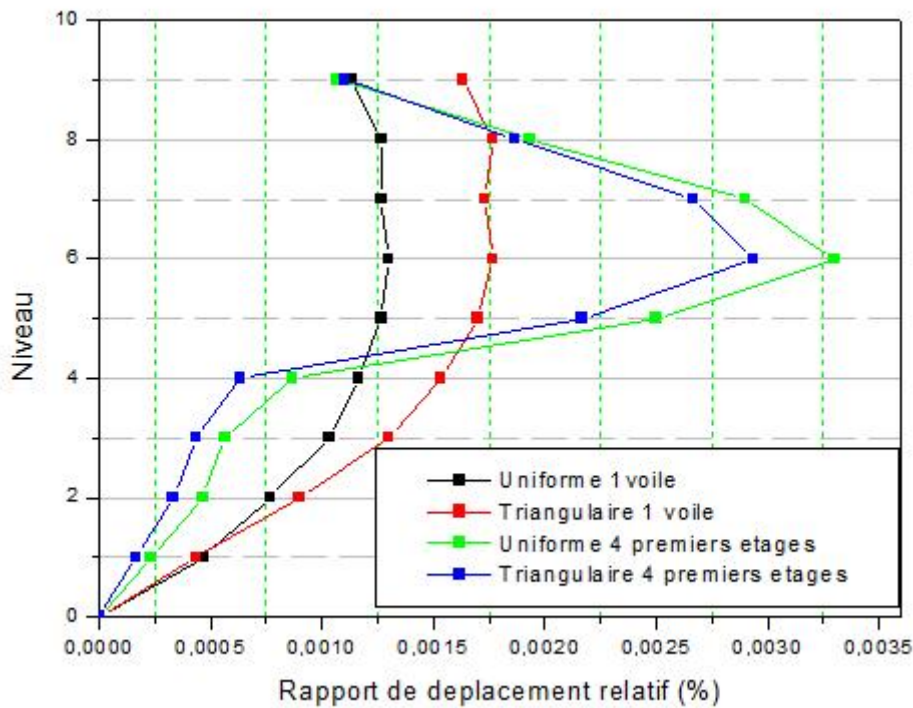


Figure (4.18) : Rapport de déplacement relatif des modèles 21 et 22.

L'ajout des murs voiles influe de façon significative le rapport de déplacement relatif, la figure (4.18) montre que chaque fois on ajoute des voiles ce rapport diminue, et le résultat dans le dernier étage des deux modes diverge par contre dans le cas des portiques sans voiles les résultats des deux modes de charge latérale sont très proches dans le dernier niveau.

D'une part, le modèle latéral triangulaire de charge a rapporté des surestimations et des sous-estimations du rapport de déplacement, tandis que les prévisions des deux modèles latéraux uniformes et triangulaires de charge aux étages supérieures étaient inférieures à la réponse exacte à tous les niveaux de déformation.

4.5. Les rotules plastiques :

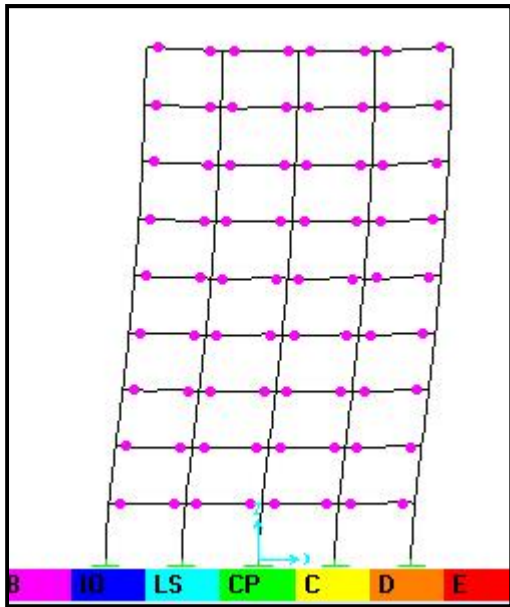
L'application de la méthode Pushover nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel. Les emplacements des rotules plastiques ont été également estimés pour les structures avec et sans voiles en utilisant deux types de charge latérale.

On peut au premier lieu remarquer que la différence des résultats entre les portiques étudiés avec et sans voiles s'accroît en fonction du nombre d'étages, et chaque fois que le nombre d'étages augmente le type des rotules change, dans le cas d'un portique à 6 niveaux il y a un seul type (B) des rotules, par contre le portique à 9 niveaux donne des rotules de type (IO) aussi.

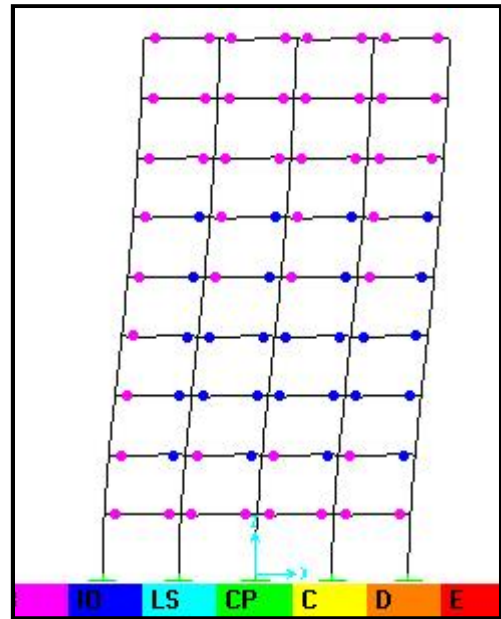
Dans un premier lieu les rotules de type (B) apparaissent au niveau des extrémités des poutres, puis au pied des poteaux avant qu'elle passe aux voiles. Avec chaque pas de l'analyse le nombre des rotules est fixe mais le type change pour les portiques auto-stables, et ces derniers développent des rotules de type (B) et (IO). Par contre dans le cas des portiques avec voiles, au début les rotules apparaissent aux travées ayant pas des voiles aux extrémités des poutres, pour permettre la structure de dissiper l'énergie, après des rotules apparaissent au pied des poteaux du niveau 1 et au milieu des voiles des niveaux inférieurs ce qui explique le mode de fonctionnement des murs voiles courts (paragraphe 3.4.3.2), et chaque étape des nouvelles rotules apparaissent dans les niveaux qui suivent, et le type des rotules change, le portique mixte développe des rotules de type (B), (IO), (LS) et de type (D).

La différence des résultats entre les portiques avec et sans voiles est remarquable et donc peut modifier le comportement réel de la structure. Ceci, confirme l'exigence d'en tenir compte comme méthode efficace pour le renforcement des structures en béton armé.

Le mécanisme enregistré (l'apparition des rotules plastiques, aux extrémités des poutres) conduisant à une meilleure dissipation d'énergie.

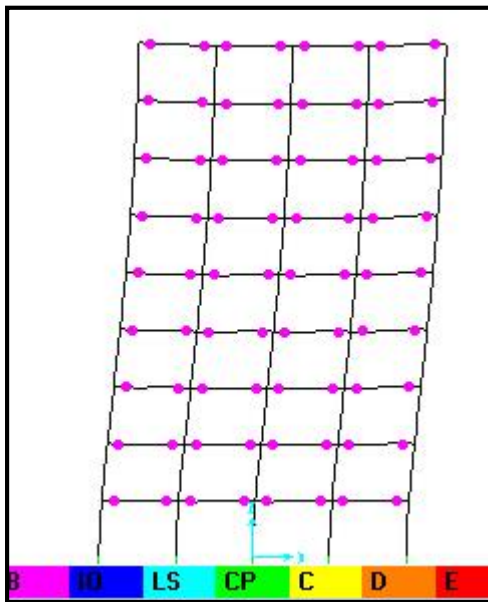


1^{er} Pas.

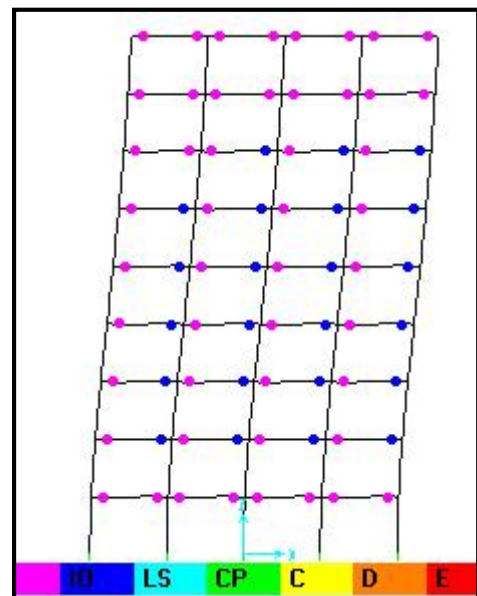


Dernier pas.

Mode de chargement uniforme.



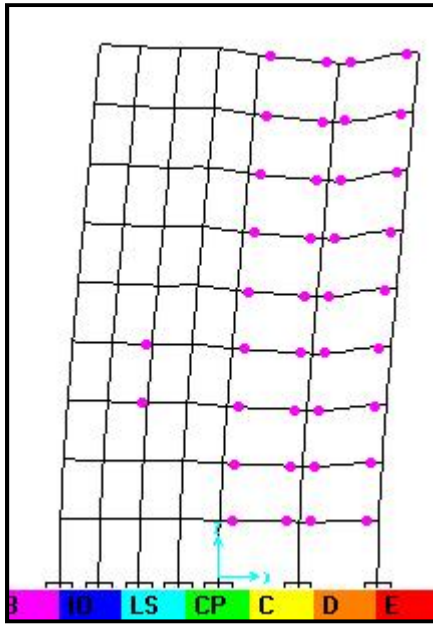
1^{er} Pas.



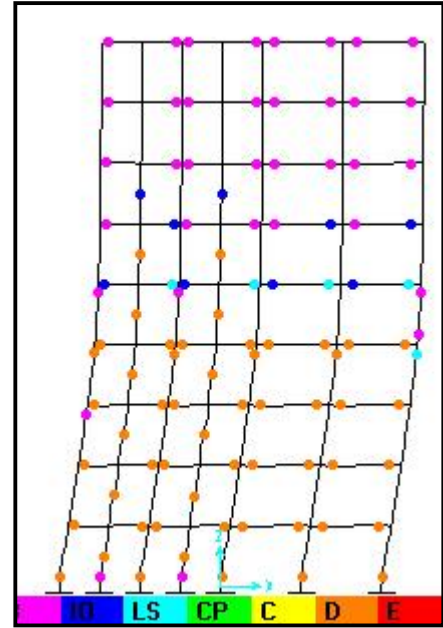
Dernier pas.

Mode de chargement triangulaire.

Figure (4.19) : Distribution des rotules plastiques du modèle (9).

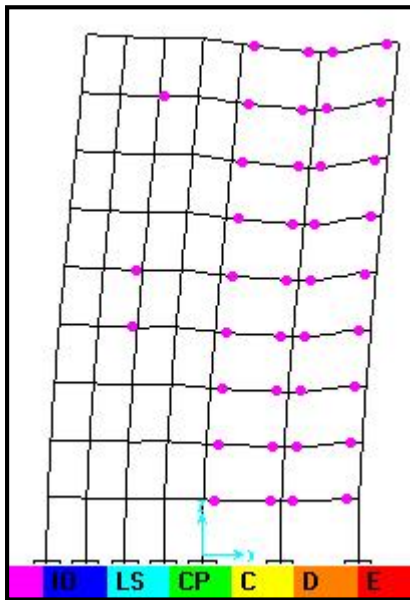


1^{er} Pas.

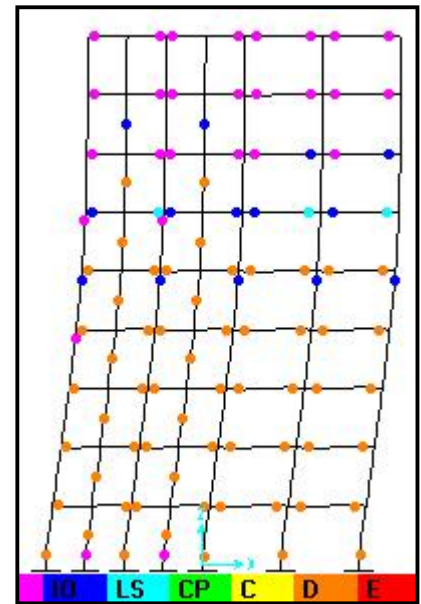


Dernier pas.

Mode de chargement uniforme.



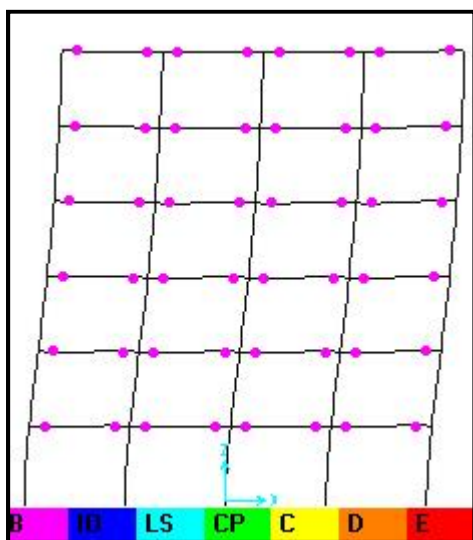
1^{er} Pas.



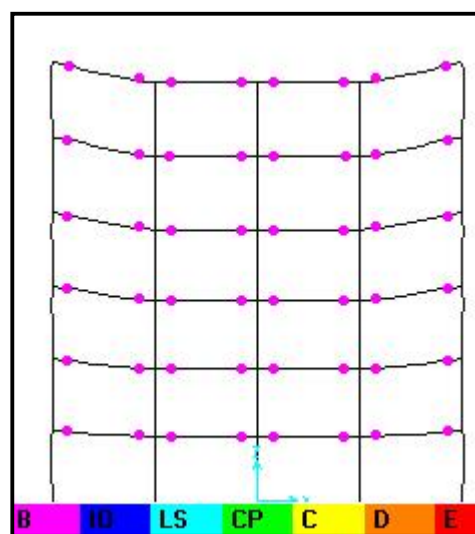
Dernier pas.

Mode de chargement triangulaire.

Figure (4.20) : Distribution des rotules plastiques du modèle (19).

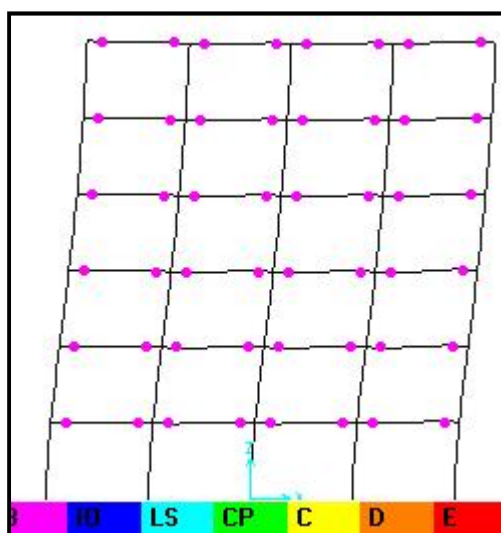


1^{er} Pas.

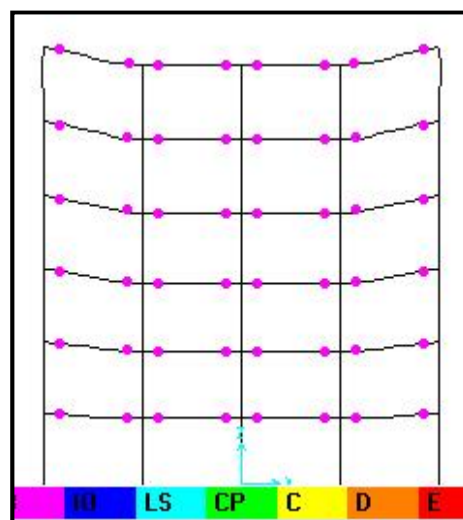


Dernier pas.

Mode de chargement uniforme.



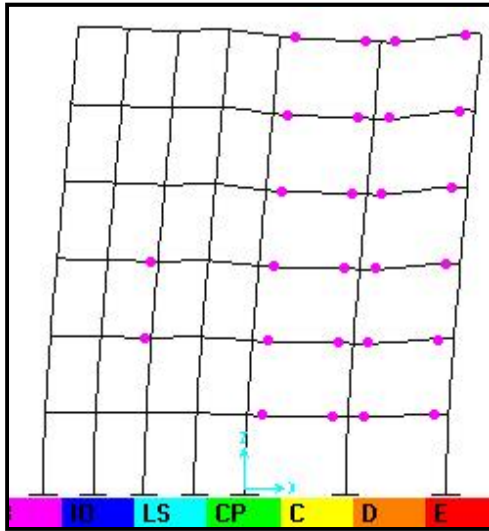
1^{er} Pas.



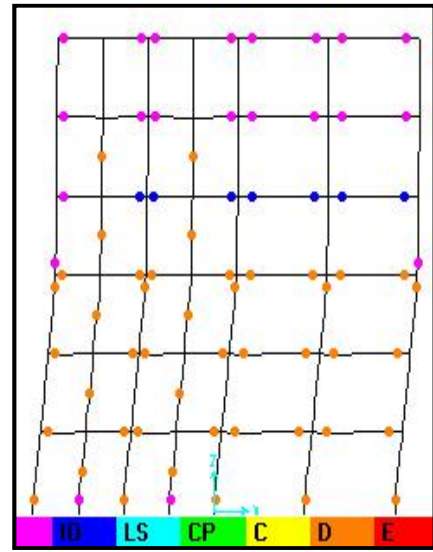
Dernier pas.

Mode de chargement triangulaire.

Figure (4.21) : Distribution des rotules plastiques du modèle (8).

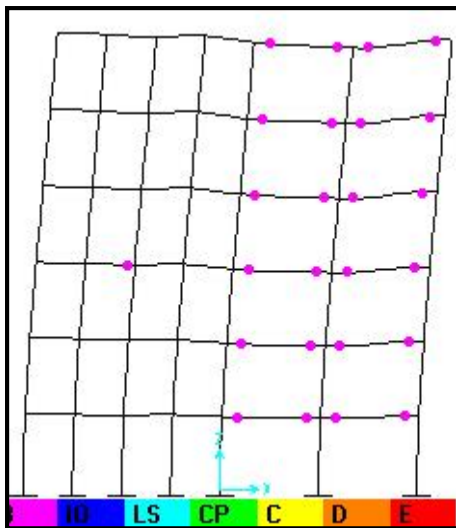


1^{er} Pas.

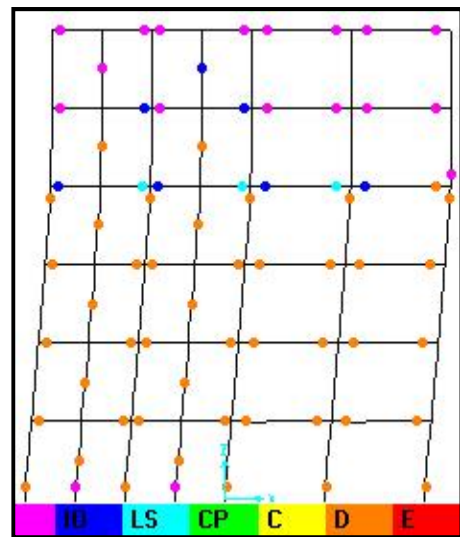


Dernier pas.

Mode de chargement uniforme.



1^{er} Pas.



Dernier pas.

Mode de chargement triangulaire.

Figure (4.22) : Distribution des rotules plastiques du modèle (18).

Les endroits des rotules plastiques obtenues à partir des analyses non linéaires pushover sont généralement différents pour chaque type de structure, et chaque mode de charge latérale à tous les niveaux de déformation considérés, en tant que chaque mode de chargement pousse la structure à se plastifier différemment.

A partir l'étude de la distribution des rotules, il a été constaté que l'utilisation de différents modèles latéraux de charge pourrait mener à différents résultats. En employant un modèle triangulaire, les rotules sont distribuées plus uniformément le long de la structure tandis que l'utilisation d'un modèle uniforme les rotules est concentrée dans les parties plus inférieures du portique.

- Les résultats de l'analyse pushover nous permettent de juger la nécessité de renforcement pour pouvoir satisfaire les deux critères de performance : Ductilité __ Résistance.

-Aucun des modèles latéraux de charge n'a pu capturer en juste proportion les endroits des rotules plastiques obtenues a partir des analyses temporelles non linéaires à n'importe quel niveau considéré de déformation.

-Les modèles latéraux de charge utilisés dans des analyses pushover donnent une certaine idée sur l'endroit où le comportement non élastique est prévu mais leur prévision des endroits des rotules plastiques est généralement insatisfaisante pour les niveaux de déformation considérés.

4.6. Détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse algériens :

C'est le point d'intersection des courbes de capacité (dédites des courbes effort tranchant a la base-déplacement au sommet) et de demande, avec cette intersection on peut savoir si le mécanisme de ruine choisi est dépassé ou non. En d'autres termes si la structure est capable de satisfaire la demande sismique imposée par le spectre de réponse (sous format ADRS). Le spectre de réponse utilise pour la représentation de la courbe de demande sismique est basé sur le spectre de reponse de conception élastique algérien RPA 99 V 2003 (Figure (3.2), pour le calcul du point de performance des modèles on va utiliser la méthode de spectre de capacité (illustrée dans le paragraphe 2.8.2), le programme sap 2000 V14 transforme la

courbe de capacité au format ADRS par la transformation de l'effort tranchant à la base à une accélération spectrale et le déplacement à un déplacement spectral, le SAP2000 nous permet d'avoir les résultats directement en introduisant notre spectre de réponse.

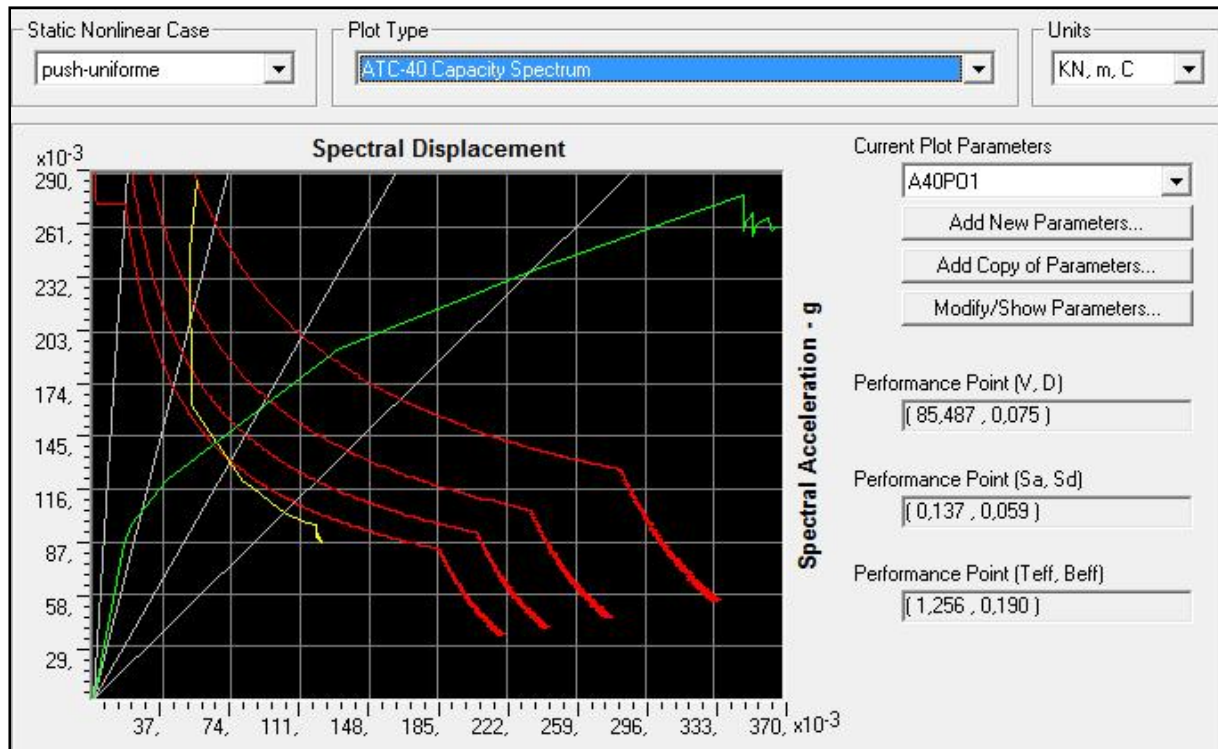


Figure (4.23): Détermination du point de performance du modèle (6) mode uniforme.

À partir des figures (4.23) et (4.24) il est clair que la courbe de capacité se croise avec la demande au de performance, Cette rencontre fait que la ductilité d'appel est inférieure à la ductilité de la structure ce qui lui permet de ne pas s'effondrer.

D'après les courbes demande – capacité des modèles 6 et 16, La demande est plus importante pour la structure sans voiles (modèle 6) puisqu'elle intersecte la courbe de capacité près du point d'évènement (IO) qui signifie que les dommages sont limités. Pour les portiques avec voiles (modèle 16), l'intersection a lieu près du point d'évènement (B), qui indique la non existence de tous dommages des éléments structurels, et si le dommage existe il ne peut être que mineur, nous voyons bien que le niveau de performance du modèle 16 s'est beaucoup

amélioré car la structure peut supporter un effort tranchant de 341,74 KN qui correspond a un déplacement de 1,5 Cm au lieu de 85,487 KN qui correspond a un déplacement de 7,5 Cm.

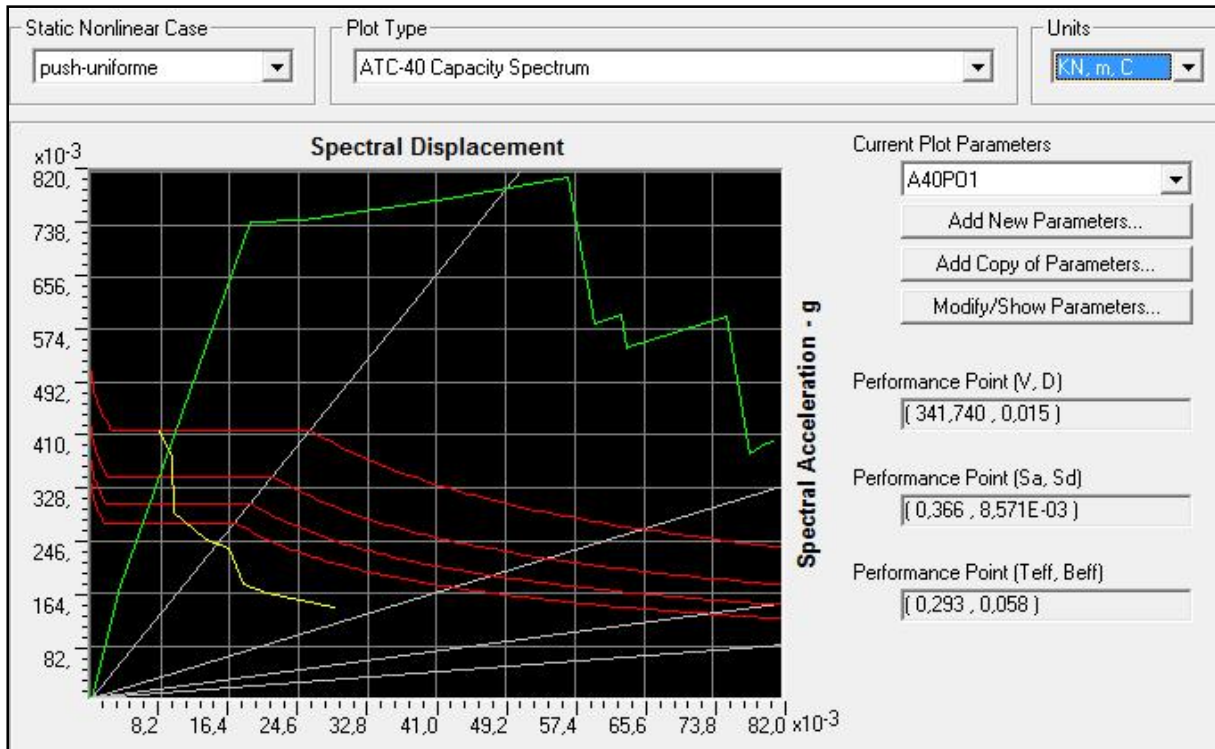


Figure (4.24): Détermination du point de performance du modèle (16) mode uniforme.

On a constaté qu'une construction rigide (renforcé) déplace moins qu'une construction plus faible et plus flexible pour le même niveau d'une demande spectrale, et moins de dommages sont prévus au système structural et aux composants non structuraux sensibles au déplacement.

Les graphes ci-dessus nous permettent de voir l'augmentation de la limite élastique grâce aux voiles, bien que la structure présente une plus faible ductilité, mais celle-ci répond à la demande sismique, Avec cette modification le mécanisme de rupture n'est pas atteint, ce qui donne à la structure la stabilité recherchée lors d'une excitation sismique.

Ainsi l'ajout des murs voiles, augmentera le niveau de sécurité puisque la courbe de demande tend à intersecter la courbe de capacité dans le domaine élastique, Ce qui signifie une réponse élastique et que la marge de sécurité est améliorée, et la structure a des réserves suffisantes de résistance et de déplacement.

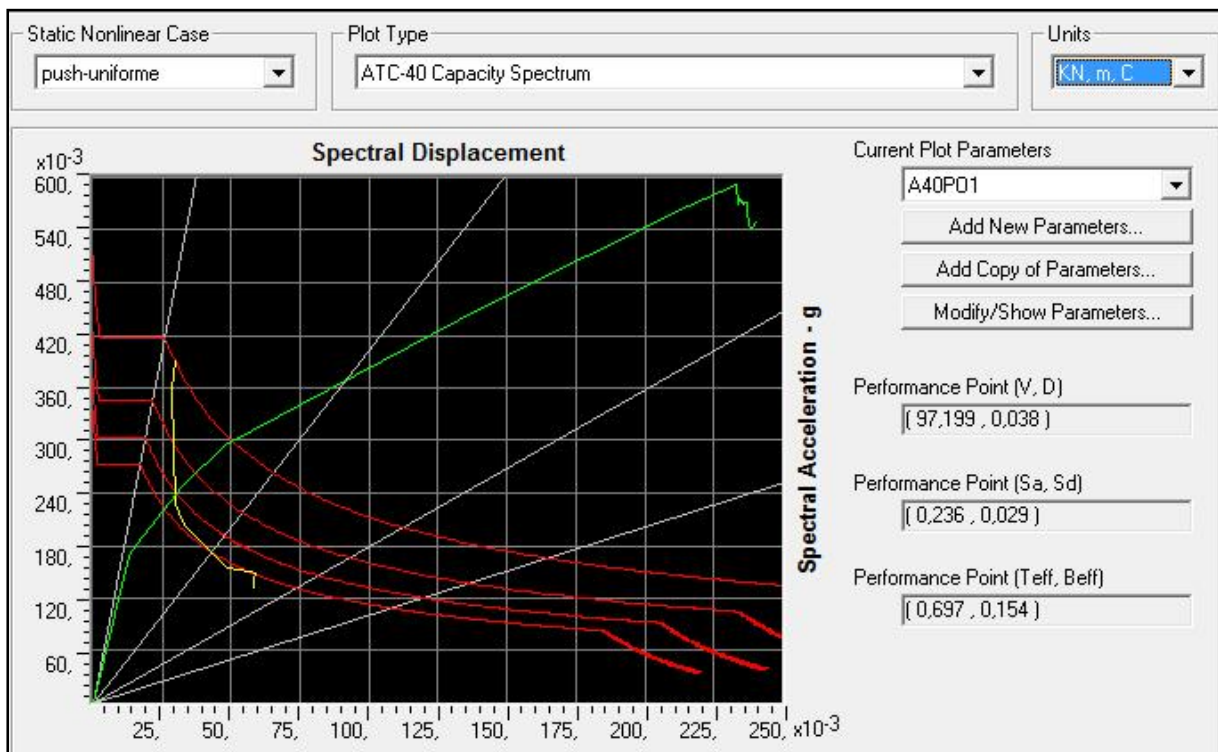


Figure (4.25): Détermination du point de performance du modèle (5) mode uniforme.

D'après la figure (4.25) le portique à 6 niveaux (18m) peut supporter un effort tranchant de 97,199 KN qui correspond à un déplacement de 3,8 Cm, au lieu de 85,487 KN qui correspond à un déplacement de 7,5 Cm pour le modèle 6 (27m), La demande est plus importante pour le modèle 6 (27m) puisqu'elle intersecte la courbe de capacité près du point d'évènement (IO) qui signifie que les dommages sont limités, Pour le modèle 5 (18m), l'intersection a lieu près du point d'évènement (B), qui indique la non existence de tous dommages des éléments structurels.

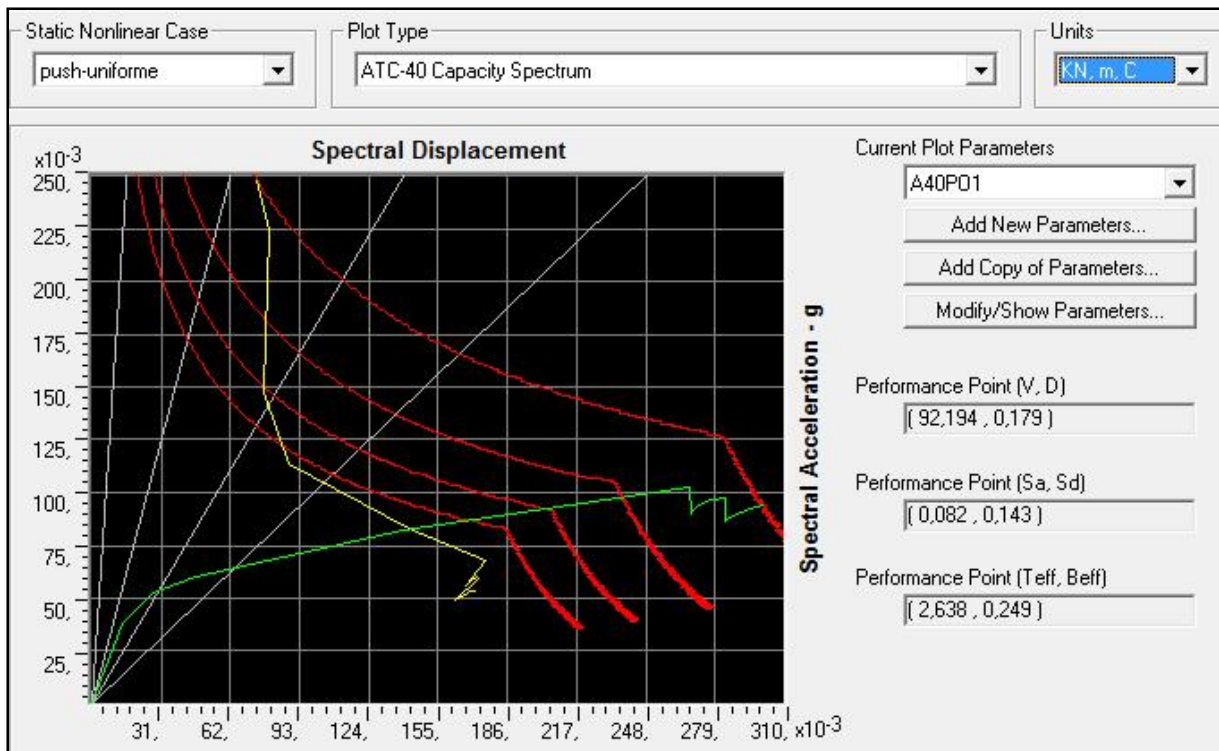


Figure (4.26): Détermination du point de performance du modèle (10) mode uniforme.

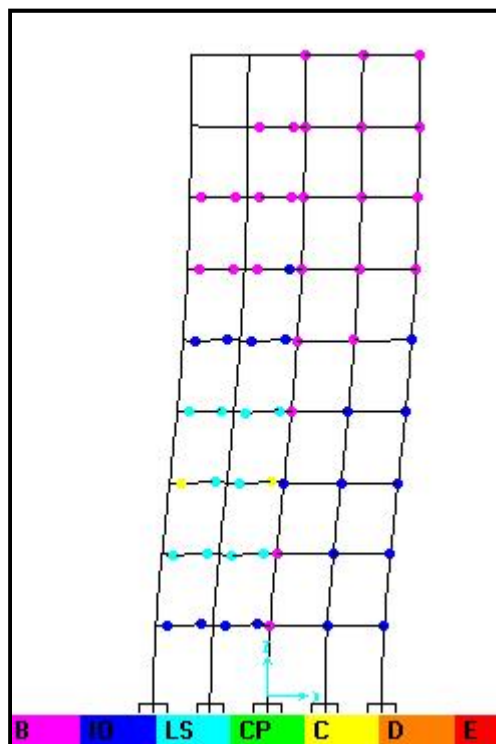


Figure (4.27) : Distribution des rotules plastiques du modèle 10 (6=ème pas).

Pour le modèle 10 le déplacement cible maximale est de 17,9cm, cette valeur correspond à l'évènement (C) qui indique la présence des dommages structurels et non structurels importants, la structure n'est pas sûre et inutilisable car elle peut s'effondrer.

Nous constatons, que le niveau de dommage du modèle (10) est important et la structure se trouve en danger.

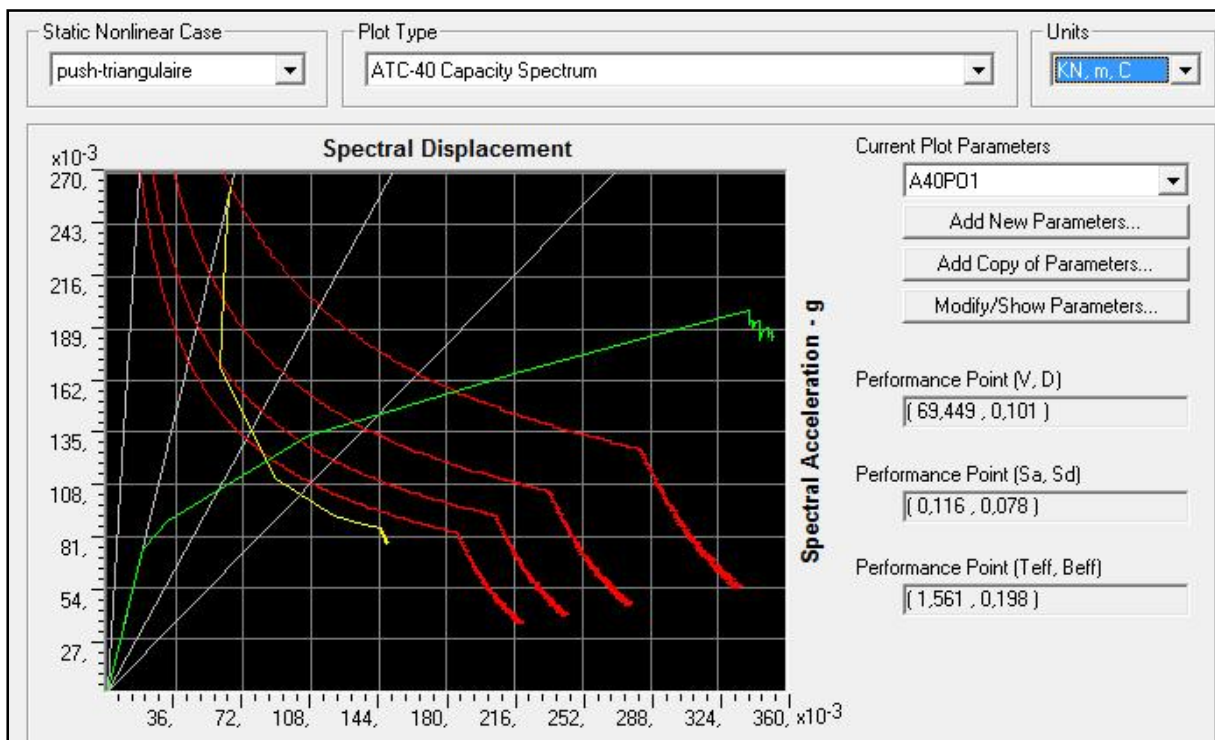


Figure (4.28): Détermination du point de performance du modèle (6) mode triangulaire.

Lorsque on compare les figure (4.23) et (4.28), qui déterminent le point de performance du modèle (6) on utilisant le mode de chargement uniforme et triangulaire on trouve que le portique peut supporter un effort tranchant de 69,449 KN qui correspond à un déplacement de 10,1 Cm avec un mode de charge triangulaire, au lieu de 85,487 KN qui correspond a un déplacement de 7,5 Cm avec le mode de chargement Uniforme.

La demande est plus importante pour le mode de chargement uniforme, puisqu'elle inter secte la courbe de capacité près du point d'évènement (IO) qui signifie que les dommages sont

limités, et pour le mode de chargement triangulaire l'intersection a lieu près du point d'évènement (B), qui indique, la non existence de tous dommages des éléments structurels, et si le dommage existe il ne peut être que mineur.

CHAPITRE V :

INFLUENCE DE LA METHODE DE MODELISATION DES MURS VOILES SUR LA REPONSE NONLINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON ARME.

5.1. Introduction :

Avec tous les avantages que présente la méthode pushover, lorsqu'on parle de la structure avec contreventement mixte, il fallait tout d'abord trouver la méthode de modélisation des voiles, les versions antérieures du logiciel SAP2000 ne portent pas sur un élément fini pour la modélisation des murs voiles, la solution du poteau équivalent a donné de bons résultats, et elle nous a permis d'aborder cette analyse, le SAP2000 dans sa 14^{ème} version porte sur des nouveaux dispositifs, parmi ces dispositifs, l'analyse non linéaire pushover des murs voiles modélisés par des éléments coque, c'est ce qu'on appelle la méthode intégrée, cette méthode nous permet de modéliser la modélisation non linéaire du mur voile par un élément coque, dans cette méthode on n'a pas besoin d'introduire les rotules plastiques, en plus on peut assigner le ferrailage du voile d'une façon très précise, dans ce chapitre on va considérer cette méthode comme référentielle dans la modélisation non linéaire des murs voiles, ces derniers seront modélisés par deux méthodes (la méthode de portique équivalent et la méthode intégrée dans le SAP2000), ces méthodes seront l'objet d'une étude comparative pour identifier la sensibilité de la réponse des structures mixtes à la méthode de modélisation des voiles à l'aide d'une analyse statique non linéaire (pushover).

Le but de ce chapitre est de présenter le développement d'une stratégie de modélisation simplifiée 2D des murs voiles en béton armé, à l'aide du logiciel SAP2000, ils ont été choisis comme paramètres de réponse :

- La courbe de capacité.
- Le déplacement des niveaux à la limite de plasticité.
- Le rapport de déplacement inter étage à la limite de plasticité.
- Le degré de dégradation.
- Le point de performance.

5.2. La courbe de capacité :

Les courbes de capacité des modèles 23,.....,30 obtenues par deux méthodes on utilisant deux mode de charge latérale sont illustrées sur les figures suivantes :

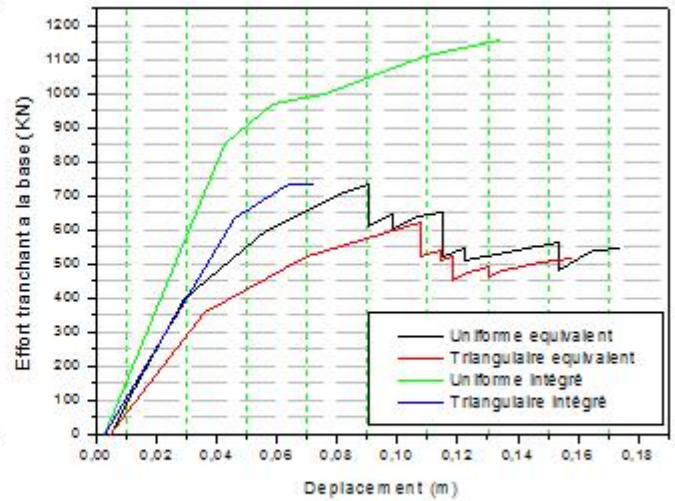
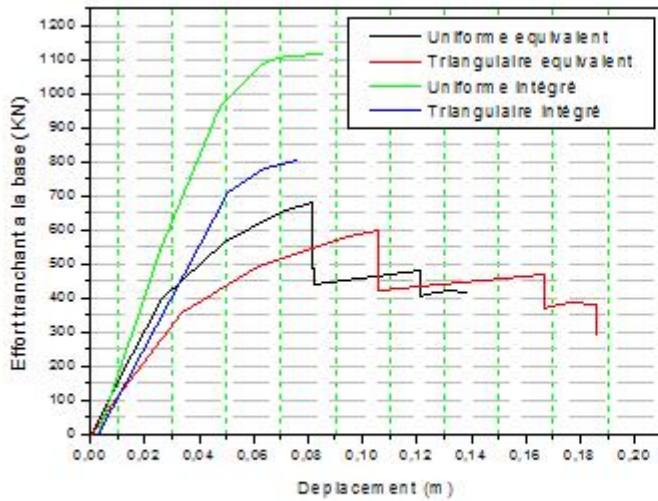


Figure (5.1) : la courbe de capacité des modèles 23 et 27

Figure (5.2) : la courbe de capacité des modèles 24 et 28

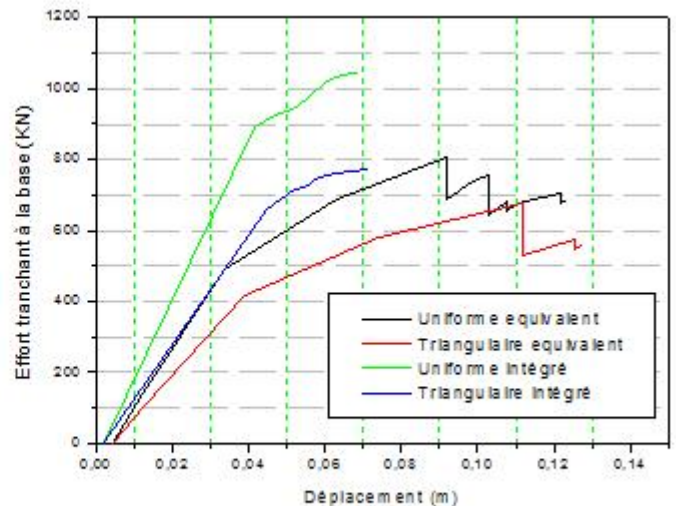
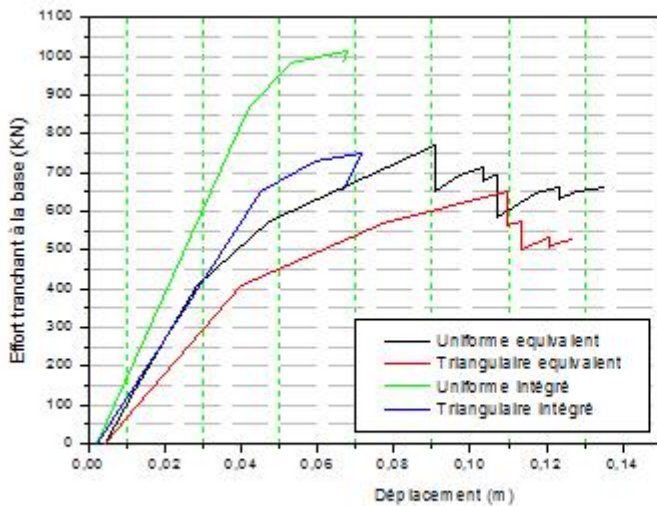


Figure (5.3) : la courbe de capacité des modèles 25 et 29

Figure (5.4) : la courbe de capacité des modèles 26 et 30

Les résultats pour les courbes de pushover obtenues à partir du SAP2000 non linéaire, représentés sur les Figures (5.1), (5.2), (5.3), et (5.4), Les différences sont notables, et montrent que La méthode de portique équivalent entraîne une valeur plus faible, donc une sous-estimation de la réaction à la base, (environ 30% pour un déplacement de 0.08m) pour les deux modes de chargement. Cependant, on relève une certaine différence en, terme de rigidité initiale. La rigidité élastique initiale des modèles obtenues avec la méthode intégrée est légèrement plus haute que celle obtenue par la méthode de portique équivalent ; néanmoins, la forme globale de la courbe de pushover est différente pour les deux méthodes. La méthode portique équivalent développe un plateau de plastification tandis que la méthode intégrée continue à développer une résistance supplémentaire importante.

La comparaison des spectres développés par les deux méthodes montre qu'ils sont très différents, en terme de résistance mais surtout en terme de déplacements, Et les déplacements maximaux développés par la méthode de portique équivalent sont très supérieurs à ceux de la méthode intégrée.

La différence de pente de la courbe de capacité des deux méthodes est due à la différence des paramètres de l'analyse tel que l'effet des rotules plastiques, le ferrailage aussi peut influencer les résultats d'une façon significative parce que, la méthode intégrée nous permet d'assigner le ferrailage d'une façon plus précise que la méthode de portique équivalent.

5.3. Degré de dégradation:

L'un des paramètres représentatif de l'évolution des degrés de dommages dans une structure ou d'un élément structural est l'indice de dommages ou indice d'endommagement ("Damage Index", DI). Cet indice est normalisé et discrétisé en une série de valeurs partant de "0", indiquant que la structure n'a subi aucun dommage structurel, jusqu'à la valeur de "1" indiquant que la structure a atteint sa capacité maximale et une instabilité structurelle au voisinage de la rupture ou l'effondrement total. Par exemple si $DI > 1$, le bâtiment est complètement effondré et irrécupérable, si par contre $DI = 0.7$, le bâtiment sera considéré comme récupérable et donc peut être conservé avec un dispositif de renforcement adéquat. Plusieurs modèles existent dans la littérature.

Il existe 4 niveaux ou degrés de dommages : faibles, modérés, importants et très importants, L'indice de dommages est défini par rapport au déplacement latéral comme suit :

$$DI = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (5.1)$$

Où δ_m est le déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance) ; δ_u est le déplacement ultime (ruine totale); δ_y est le déplacement élastique (sans endommagement).

En se basant sur les degrés de dommages structurels, une équivalence entre l'indice de dommages précédemment défini DI et l'état de dégradation est donnée au Tableau selon Park

Degrés de dommage	Indice de dommage	Etat de dommages
0	$DI \leq 0,1$	Aucun dégât
1	$0,1 < DI \leq 0,25$	Léger
2	$0,25 < DI \leq 0,40$	Modéré
3	$0,40 < DI \leq 1,00$	Important
4	$DI > 1,00$	Ruine

Tableau 5.1 : Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages (Park and Ang)

Ces propositions sont le produit d'une large expérience du comportement des structures sous chargement sismique, issue aussi bien de l'observation de séismes réels que des expériences menées en laboratoire.

D'après les résultats on a constaté que le mode charge latérale triangulaire donne des résultats supérieurs que celles du mode de charge uniforme pour les deux méthodes (la méthode de portique équivalent et la méthode intégré). Tous les modèles étudiés à laide de l'analyse statique non linéaire (pushover), ne présentent aucun dégât, et parfois l'état de dommage est léger, a l'exception des modèles 29 et 30 avec le mode de chargement triangulaire ou l'état de dommage est modéré, ce qui correspond a un degrés de dommage varié de 0 a 2.

Modèle		Degrés de dommage	Indice de dommage	Etat de dommages
23	Uniforme	0	0,025	Aucun dégât
	Triangulaire	0	0,055	Aucun dégât
27	Uniforme	0	0	Aucun dégât
	Triangulaire	0	0	Aucun dégât
24	Uniforme	0	0,084	Aucun dégât
	Triangulaire	1	0,129	Léger
28	Uniforme	2	0,078	Aucun dégât
	Triangulaire	1	0,205	Léger
25	Uniforme	1	0,123	Léger
	Triangulaire	1	0,179	Léger
29	Uniforme	1	0,194	Léger
	Triangulaire	2	0,256	Modéré
26	Uniforme	1	0,174	Léger
	Triangulaire	1	0,217	Léger
30	Uniforme	1	0,206	Léger
	Triangulaire	2	0,299	Modéré

Tableau 5.2 : L'indice de dommages et l'état de dommages (Park and Ang)
des modèles 23,.....,30.

La méthode de portique équivalent sou estime l'indice de dommage dans le cas des structures ayant des périodes plus courts, mais elle surestime l'indice de dommage dans le cas des structures ou la période est élevée.

5.4. Déplacement des niveaux :

Les déplacements maximum d'étage pendant l'analyse pushover sont montrés sur les Figures (5.6), (5.6), (5.7), et (5.8). Les résultats pour l'analyse pushover obtenue à partir de la méthode de portique équivalent ne diffèrent pas plus de 4 cm de ceux de la méthode intégré.

on a observé que la demande de déplacement d'étage du modèle latéral « triangulaire » de charge pour la méthode de portique équivalent peut atteindre des niveaux plus élevés comparés aux modèles latéraux uniformes de charge à n'importe quel niveau de déformation, par contre, les résultats de la méthode intégrée le mode de charge uniforme donne des

résultats plus élevés que celles du mode triangulaire, sauf dans les cas des modèles 29 et 30 on remarque que les résultats sont presque identiques.

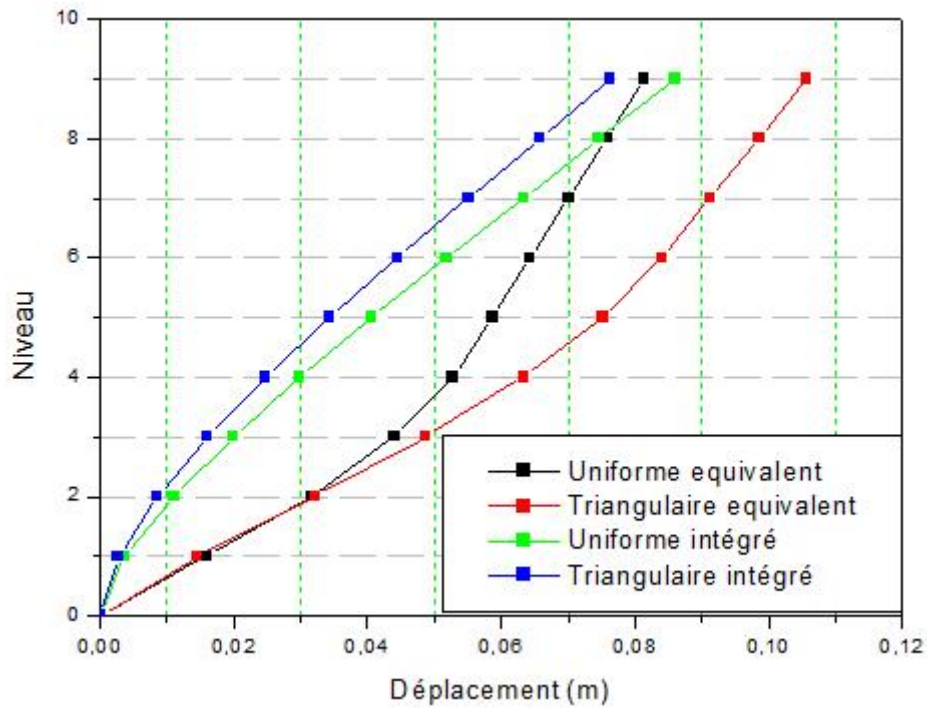


Figure (5.5) : Déplacement des niveaux des modèles 23 et 27.

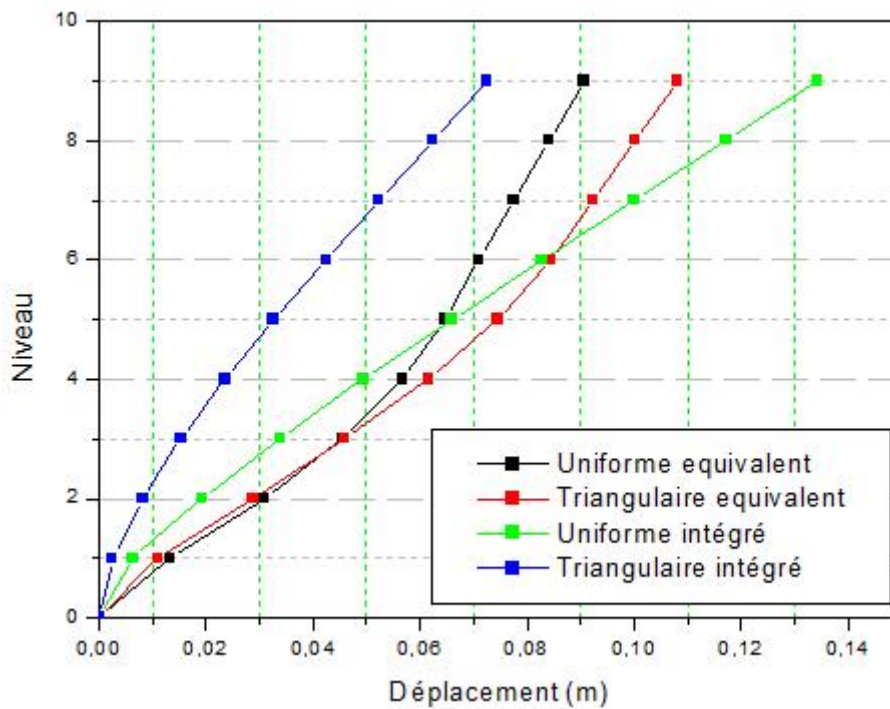


Figure (5.6) : Déplacement des niveaux des modèles 24 et 28.

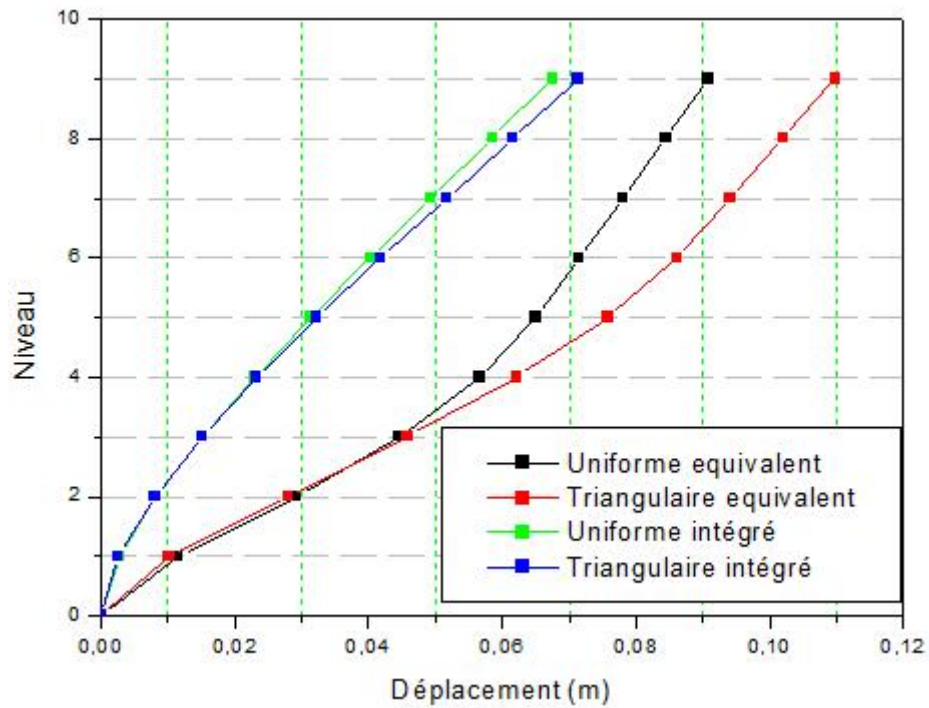


Figure (5.7) : Déplacement des niveaux des modèles 25 et 29.

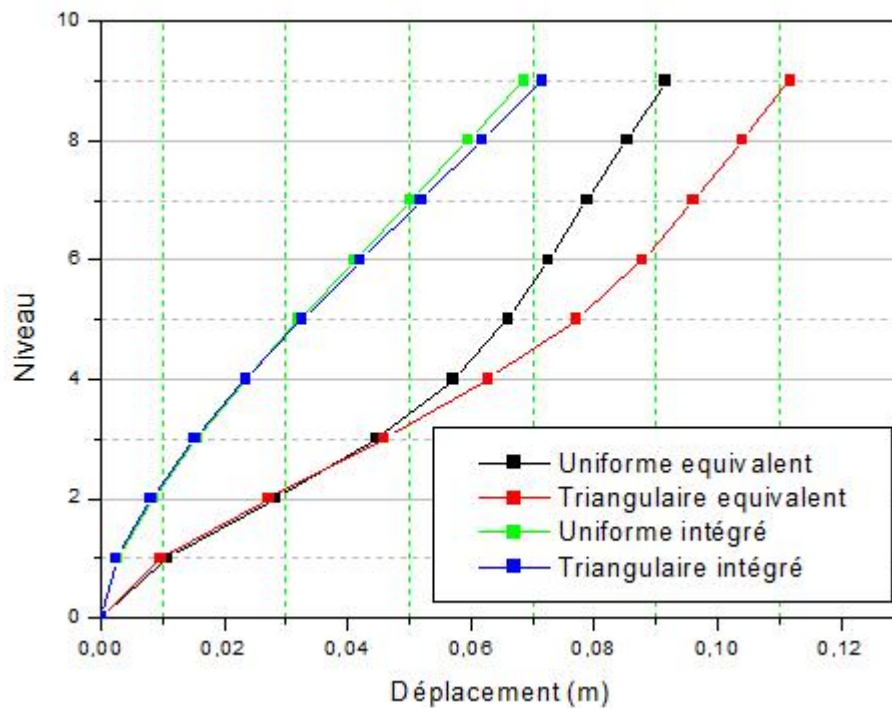


Figure (5.8) : Déplacement des niveaux des modèles 26 et 30.

Dans tous les cas la différence entre les résultats des deux modes de charge est plus élevée dans le cas de la méthode de portique équivalent, à l'exception du modèle 28 où la différence de la méthode intégrée est plus élevée.

Les recherches antérieures confirment que malgré la différence marquée entre les résultats de l'analyse pushover avec différent mode de chargement latérale et la méthode exacte (méthode temporelle), les prévisions du déplacement des niveaux restent proches, surtout dans le domaine élastique.

D'après cette étude on a constaté que la méthode de portique équivalent surestime les déplacements des niveaux pour les deux modes de chargement.

5.5. Rapport de déplacement relatif :

Les résultats obtenus on utilisant les deux méthodes pour la modélisation des voiles pour les deux modes de chargement (uniforme et triangulaires) sont tracées sur les schémas Suivantes pour les quatre modèles de construction évalués dans cette étude:

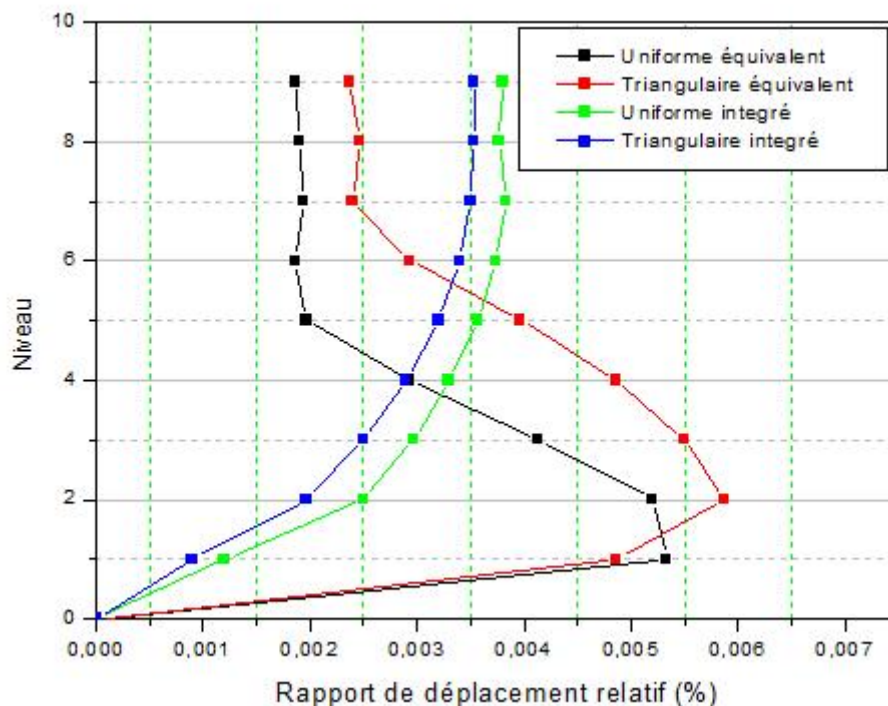


Figure (5.9) : Rapport de déplacement relatif des modèles 23 et 27.

La variation du rapport de déplacement relatif indique que la méthode de portique équivalent capturent les demandes avec une exactitude raisonnable cependant elle surestime légèrement la demande aux niveaux plus bas et la sous-estime aux niveaux supérieurs.

En outre, à partir des résultats de la méthode intégrée, on a observé que la demande de déplacement d'étage du modèle latéral « uniforme » de charge peut atteindre des niveaux très élevés comparés aux modèles latéraux triangulaires de charge à n'importe quel niveau de déformation, par contre les résultats de la méthode de portique équivalent montrent que le mode de charge triangulaire donne des résultats plus élevés que celles du mode uniforme.

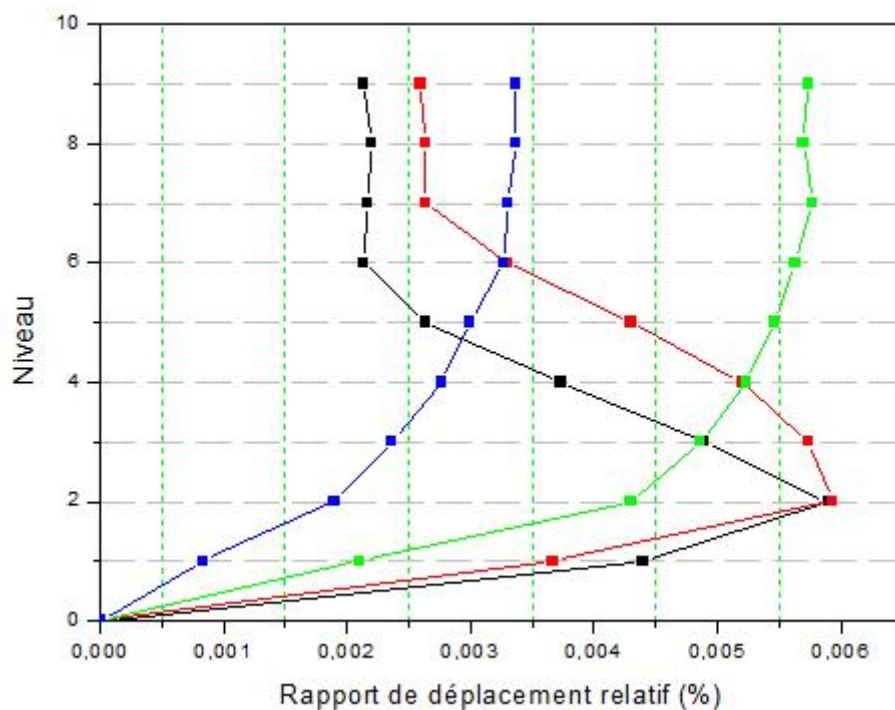


Figure (5.10) : Rapport de déplacement relatif des modèles 24 et 28.

Les courbes du rapport de déplacement relatif, qui résultent des procédures de l'analyse pushover, servent à renforcer la constatation que les méthodes statiques ne peuvent pas en juste proportion reproduire des demandes à travers la taille du bâtiment, une fois comparées aux réponses typiques utilisant des analyses temporelles non linéaires.

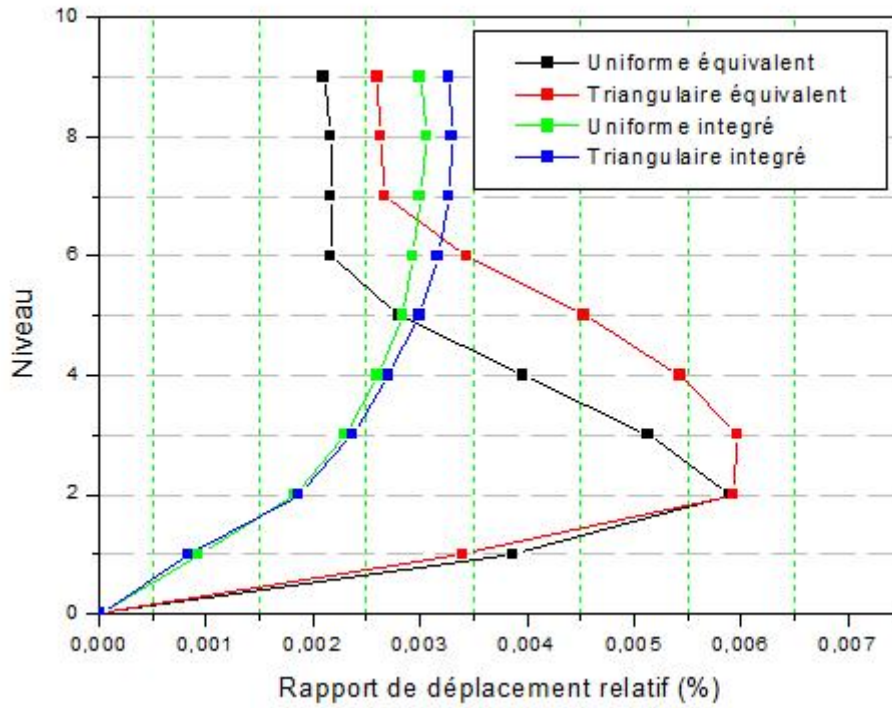


Figure (5.11) : Rapport de déplacement relatif des modèles 25 et 29.

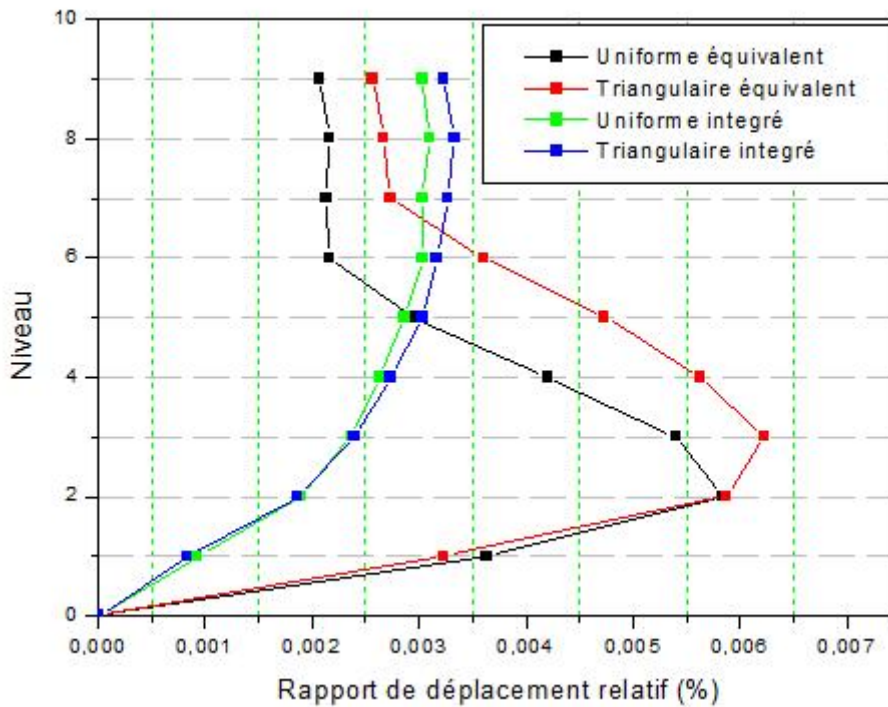


Figure (5.12) : Rapport de déplacement relatif des modèles 26 et 30.

On remarque bien que les résultats de la méthode intégrée avec le mode de chargement triangulaire dans les modèles 27 et 28 sont plus élevés et moins élevés dans les modèles 29 et 30 que celles du mode uniforme, ces résultats sont proportionnels à la période fondamentale de la structure, sachant que plusieurs chercheurs confirment que les résultats du mode de charge triangulaires sont plus proches à la réponse exacte lorsque la période fondamentale augmente.

Dans la littérature la plupart des recherches confirment qu'il existe un pourcentage d'erreur qui augmente lors de l'augmentation du période fondamentale de la structure, car le rapport de déplacement relatif est influencé par l'effet des modes supérieurs, il a été observé que les erreurs concernant les prévisions du mode de chargement uniforme ont une valeur plus élevée par rapport aux prévisions du mode de chargement triangulaire.

5.6. Le point de performance :

L'intersection entre la courbe de capacité de la structure et celle de l'agression sismique, représentée par un spectre de réponse donne le point de performance atteint (ou atteignable) par la structure.

Les courbes demande – capacité pour les modèles 24, 28 avec les deux modes de chargement sont montrées sur les figures (5.13), (5.14), (5.15), et (5.16), La demande n'est pas importante pour les deux modèles puisqu'elle intersecte la courbe de capacité dans le domaine élastique. Pour la méthode de portique équivalent, l'intersection a lieu près du point événement B.

Les coordonnées du point de performance des modèles 23, 24,..... 30, avec les deux modes de charge, uniforme et triangulaire sont illustrées dans le tableau (5.2).

La courbe de demande intersecte la courbe de capacité près du point événement B, ce qui signifie une réponse élastique et que la marge de sécurité est améliorée à cause de la présence de voiles, non seulement au premier niveau, augmentera le niveau de sécurité puisque la courbe de demande tend à intersecter la courbe de capacité près du domaine élastique.

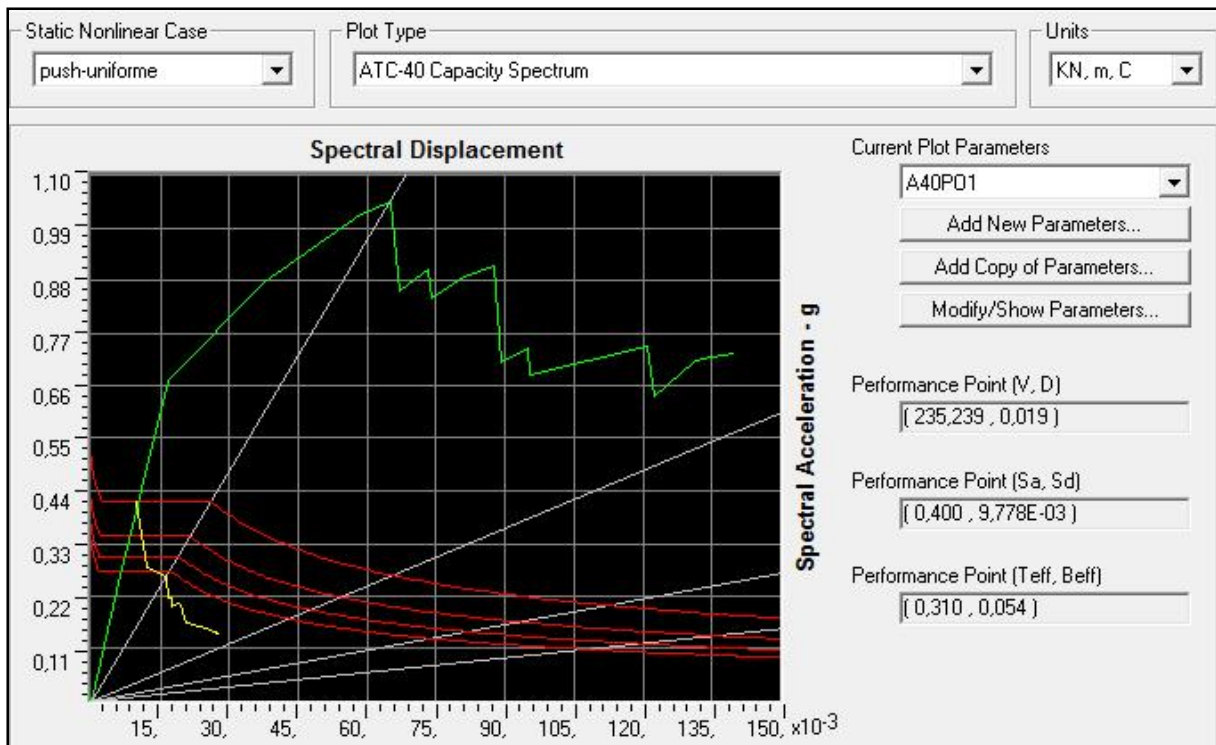


Figure (5.13) : Détermination du point de performance du modèle 24 mode uniforme.

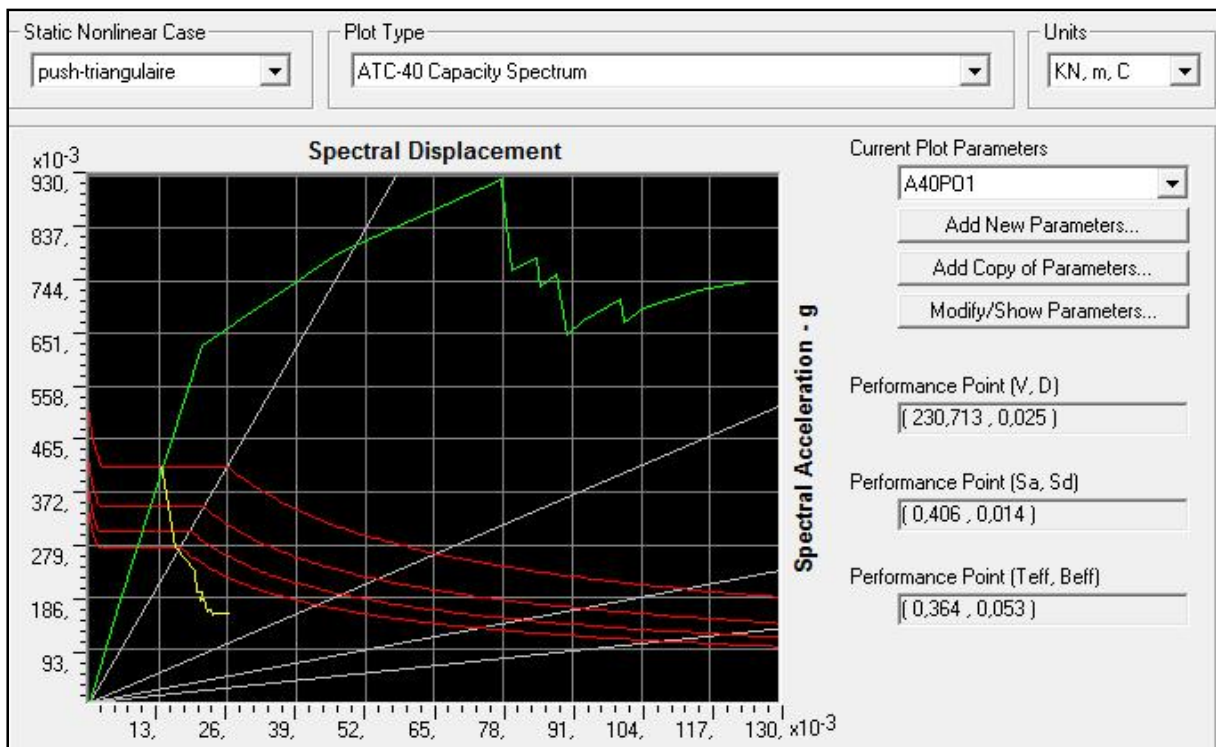


Figure (5.14) : Détermination du point de performance du modèle 24 mode triangulaire.

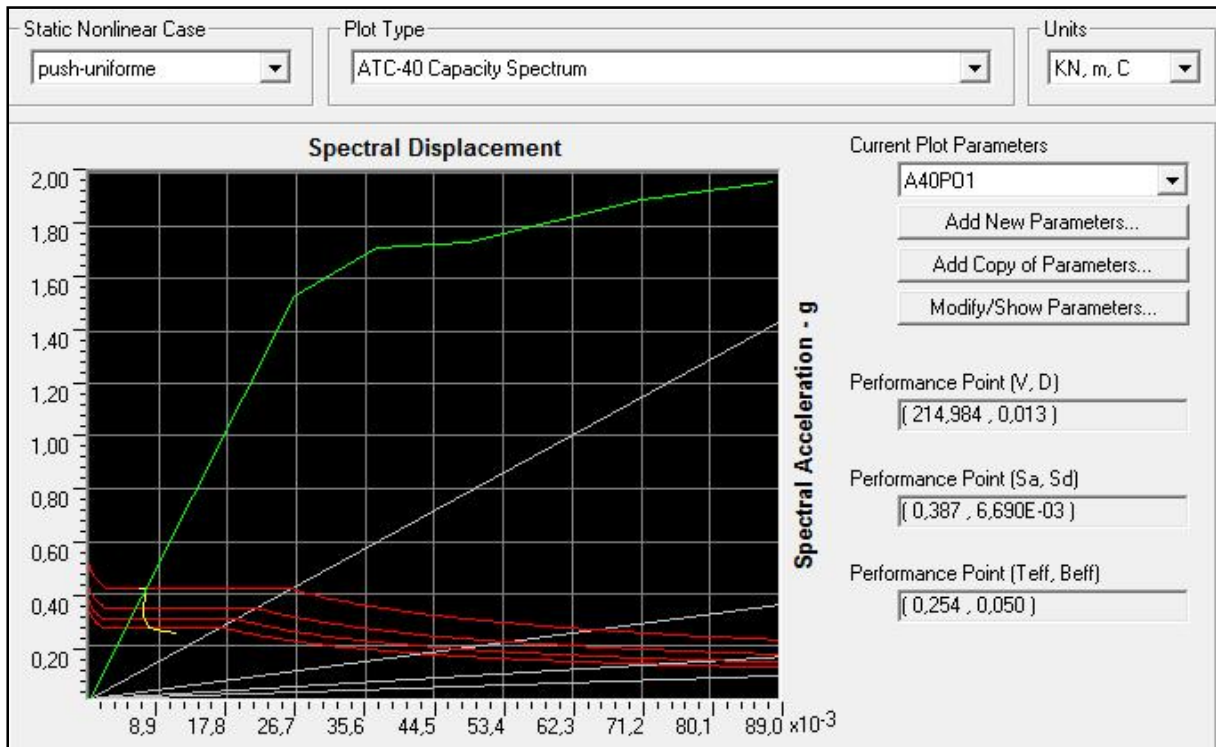


Figure (5.15) : Détermination du point de performance du modèle 28 mode uniforme.

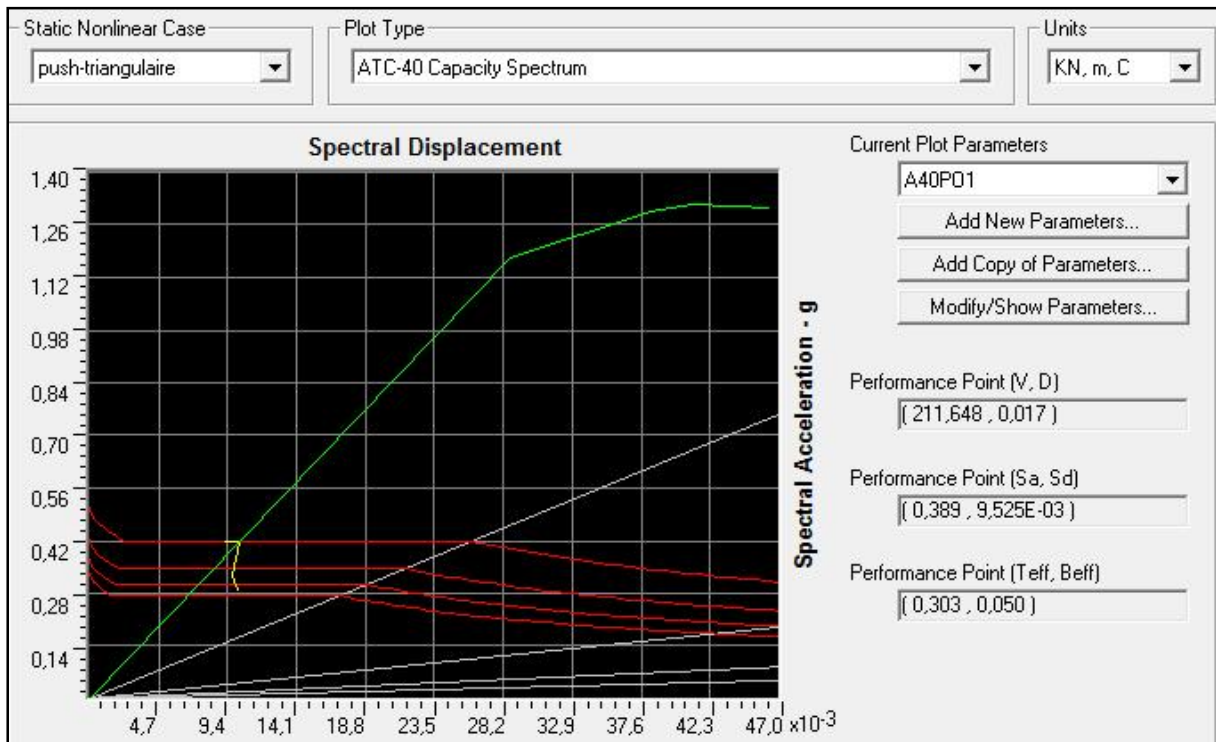


Figure (5.16) : Détermination du point de performance du modèle 28 mode triangulaire.

Modèle.	Mode de charge latérale.	Effort tranchant (KN).	Déplacement (m).
23	Uniforme	169,611	0,011
	Triangulaire	165,416	0,015
27	Uniforme	165,631	0,0078
	Triangulaire	163,351	0,012
24	Uniforme	235,239	0,019
	Triangulaire	230,713	0,025
28	Uniforme	214,984	0,013
	Triangulaire	211,648	0,017
25	Uniforme	302,896	0,022
	Triangulaire	293,640	0,030
29	Uniforme	272,012	0,015
	Triangulaire	268,552	0,020
26	Uniforme	363,809	0,015
	Triangulaire	361,031	0,034
30	Uniforme	322,112	0,016
	Triangulaire	320,274	0,023

Tableau (5.2) : Détermination du point de performance (V, D).

Dans la détermination du point de performance le mode de chargement uniforme donne des résultats supérieurs en termes d'effort tranchant à la base, par contre ce mode donne des déplacements inférieurs à ceux du mode de charge triangulaire, pour les deux méthodes de modélisation des voiles.

D'après les résultats illustrés dans le tableau (5.2), il est clair que la méthode équivalente surestime l'effort tranchant à la base pour les deux modes de charge latérale, ce qui correspond à une surestimation du déplacement du point de performance, d'une façon générale on peut dire que la méthode de portique équivalent surestime le point de performance.

Malgré la différence marquée par la méthode de portique équivalent, les résultats sont considérés acceptables et proches à ceux de la méthode intégrée, qui nous permet de modéliser les murs voiles d'une façon plus précise et correct.

CONCLUSION GENERALE

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

Sur la base des éléments de réponse en termes de « réaction à la base-déplacement au sommet », déplacement des niveaux, le point de performance, obtenus par l'analyse en poussée progressive (« pushover »), Il permet en effet de faire des études paramétriques pour identifier la sensibilité des résultats aux variations des paramètres liés au type de structure, à la méthode de modélisation des voiles et au type de chargement, Il a été constaté que :

La marge de sécurité vis à vis l'effondrement est amélioré. Par L'ajout des voiles, puisque la courbe de demande tend à intersecter la courbe de capacité près du domaine élastique, ce qui donne des réserves suffisantes de résistance et de déplacement.

L'analyse des courbes caractéristiques montre clairement l'impact significatif du type de chargement qui affecte considérablement la rigidité et la résistance du mur voile. Ainsi le renforcement des bâtiments par des voiles peut être adopté comme solution mais on doit étudier plusieurs cas dans le but de déterminer la solution optimale.

Il a été constaté que l'utilisation de différents modèles latéraux de charge pourrait mener à différents résultats. En employant un modèle triangulaire, les rotules sont distribuées plus uniformément le long de la structure tandis que l'utilisation d'un modèle uniforme les rotules est concentrée dans les parties plus inférieures du portique.

La demande est plus importante pour le mode de chargement uniforme, puisqu'elle inter secte la courbe de capacité signifié que les dommages sont limités.

L'analyse pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes. Les résultats obtenus à partir d'une analyse pushover donne un aperçu sur le comportement physique de la structure.

On constate aussi que les structures en portiques en béton armé bien dimensionnés même avec un nombre d'étages conséquent en zone III ont un comportement sismique satisfaisant.

Malgré la différence marquée, l'étude nous a permis de constater que les résultats de la méthode de portique équivalent, sont en général proches à ceux de la méthode intégrée, qui nous permet de modéliser les murs voiles d'une façon plus précise et correcte.

RECOMMANDATIONS :

Notre étude présente quelques limites qui rendent nécessaires des développements ultérieurs. Les propositions qui suivent constituent un ensemble de sujets de recherche qu'il semble intéressant d'explorer pour approfondir les connaissances actuelles sur le comportement non-linéaire des structures en béton armé sous action sismique.

Etudier l'influence du comportement non-linéaire des matériaux sur la réponse des structures, et entreprendre des études pour évaluer la sensibilité des réponses globales aux changements des paramètres liés au modèle, au matériau et au type de chargement.

Le choix d'une grande variété de structures à voiles en béton armé soumises à des chargements dynamiques, en particulier les voiles ouverts qui présentent un comportement difficile à simuler. Une modélisation plus réaliste de la torsion. Il conviendrait donc de poursuivre et d'enrichir les recherches aussi bien dans la voie numérique que dans la voie expérimentale s'il est possible.

L'application des méthodes pushover surtout la méthode « upper bound pushover analysis procédure », qui donne de très bons résultats dans le cas des constructions de haute élévation et la méthode adaptative pour prévoir les effets des modes supérieurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] RPA99 (2003), "Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003", Document technique réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.
- [2] Abdelkrim Kadid (2011). "Méthodes d'Analyse Sismique"- JEACP, Journée d'étude Université de Biskra 2011.
- [3] ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996.
- [4] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.
- [5] M. Hemsas, S.M. Elachachi, "Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique"; 25e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux.
- [6] Chopra A.K., Goel R.K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; 31:561–582.
- [7] Fajfar P, "Capacity Spectrum method based on Inelastic Demand Spectra", *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, Vol. 28, (979-993), 1999.
- [8] EPFL-ENAC-SGC 2009, "Non-linear static procedures", Ecole doctorale Structures civil-706 advanced Earthquake Engineering, école polytechnique federal de Lausanne.
- [9] M.Inel, M.Erich, B.Edgar, F.Black, A. Mark. USEE 2001. Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual. Civil and Environmental Engineering. University of Illinois at Urbana.

[10] H. kada , R. kheir eddine, Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris – 013.

[11] BSSC, 1997, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 302 and 303), Washington, D.C.

[12] H. Krawinkler, pushover analysis: why, how, when, and when not to use it, structural engineers association of California, 17-36.

[13] Freeman S.A., (1978), 'Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion,' Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP-55, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp. 589- 605.

[14] Saiidi M., Sozen M.A. (1981). 'Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures', Journal of the Structural Division, Vol. 107, ST5, ASCE, 937-952.

[15] Fajfar P., Fischinger M. (1988) 'N2 – A Method for Non-linear Seismic Analysis of Regular Structures.' Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, Vol. 5, 111-116.

[16] Deierlein G., Hsieh S.H. (1990), 'Seismic response of steel frames with semi-rigid connections using the capacity spectrum method' Proceedings 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, 863-72.

[17] Gaspersic P., Fajfar P., Fischinger M. (1992), 'An approximate method for seismic damage analysis of buildings', Proc. 10th world conference in earthquake engineering, Balkema, Rotterdam, Vol. 7, pp. 3921-3926.

[18] Mahaney J.A., Paret T.F., Kehoe B.E., Freeman S.A. (1993). 'The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response during the Loma Prieta Earthquake' in 'Earthquake Hazard Reduction in the Central and Eastern United States: A Time for

Examination and Action', Proceedings of 1993 National Earthquake Conference, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, U.S.A., pp. 501-510.

[19] Lawson R.S., Vance V., Krawinkler H. (1994) 'Nonlinear Static Pushover Analysis – Why, When and How?' Proc. 5th US Conf. on Earthquake Engineering, Chicago IL, Vol. 1, 283-292.

[20] Krawinkler H. (1996) 'Pushover Analysis: Why, How, When and When Not to Use It' Structural Engineers Association of California, Stanford University, 17-36.

[21] Paret T.F., Sasaki K.K., Eilbeck D.H., Freeman S.A. (1996). 'Approximate Inelastic Procedures to Identify Failure Mechanisms from Higher Mode Effects', Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, No. 966, Acapulco, Mexico.

[22] Kilar, V., Fajfar, P. (1997) 'Simplified Pushover Analysis of Building Structures.' Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, No. 1011, Acapulco, Mexico.

[23] Kunnath S.K., Valles-Mattox R.E., Reinhorn A.M., (1996) 'Evaluation of Seismic Damageability of a Typical R/C Building in Midwest United States', 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.

[24] Fajfar P., Gaspersic P., Drobnic D. (1997), 'A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures.', Proceedings Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Rotterdam; Balkema.

[25] Tso W.K, Moghadam A.S. (1997) 'Seismic Response of Asymmetrical Buildings Using Pushover Analysis', In: Fajfar P, Krawinkler, H, Editors. Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Balkema, 311-322.

[26] Kilar V, Fajfar P. (1997) 'Simple Pushover Analysis of Asymmetric Buildings.' Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 26(2): 233-49.

- [27] Bracci J. M, Kunnath S. K. Reinhorn A. M. (1997) 'Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures.' ASCE, ST Division 123(1), 3-10.
- [28] Naeim F., Lobo R.M., (1998) 'Common Pitfalls in Pushover Analysis', SEAOC Convention, T1-T13.
- [29] Krawinkler H., Seneviratna G. (1998) 'Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation.' Engineering Structures, 20, 452-464.
- [30] Satyarno I., Carr A.J., Restrepo J. (1998), 'Refined pushover analysis for the assessment of older reinforced concrete buildings.' NZSEE Technology Conference, Wairakei, New Zealand, 75-82.
- [31] Aschheim M. A., Maffei J., Black E. (1998), 'Nonlinear Static Procedures and Earthquake Displacement Demands.' Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Seattle, WA.
- [32] Gupta B., Kunnath S.K. (1999) 'Pushover analysis of isolated flexural reinforced concrete walls.' Structural Engineering in the 21st Century, Proc. Structures Congress, New Orleans.
- [33] Iwan W.D., (1999) 'Implications of Near-Fault Ground Motion for Structural Design' Proceedings of the US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for R/C Building Structures, PEER Center Report, UC Berkeley - 17-25, Maui, Hawaii.
- [34] Kunnath S.K, Gupta A. (1999) 'Spectra-Compatible Pushover Analysis of Structures' Proceedings of U.S.–Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Hokkaido, Japan, 69–78.
- [35] Kunnath S.K, Gupta B. (1999) 'Validity of deformation demand estimates using nonlinear static procedures.' Proceedings of U.S.–Japan Workshop on Performance- Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Hokkaido, Japan, 117–128.

- [36] Chopra A.K., Goel R.K. (2000). 'Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems.' *Journal of Structural Engineering*, 126(4), 482-490.
- [37] Yang P., Wang Y., (2000) 'A Study on Improvement of Pushover Analysis' Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering Auckland, Paper 1940, New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- [38] Peter K., Badoux M., (2000) 'Application of the Capacity Spectrum Method to R.C. Buildings with Bearing Walls' Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering Auckland, CD-ROM, Paper 0609, New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- [39] Gupta B., Kunnath S.K. (2000) 'Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures.' *Earthquake Spectra*, 16 (2), 367–391.
- [40] Kunnath S.K., John A.Jr. (2000), 'Validity of static procedures in performance-based seismic design', in Proceedings of ASCE Structures Congress, Philadelphia.
- [41] Mwafy A.M., Elnashai A.S. (2000) 'Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Buildings', *Journal of Engineering Structures*, 23, pp. 407-424, 2001.
- [42] Chopra A.K., Goel R.K. (2001). 'A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation.' PEER Report 2001/2003, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [43] Albanesi T., Biondi S., Petrangeli. (2002) 'Pushover analysis: An energy based approach.' Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 605. Elsevier Science Ltd.
- [44] Chopra A.K., Goel R.K., Chintanapakdee C. (2003), 'Statistics of single-degree offreedom estimate of displacement for pushover analysis of buildings.' ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 119:459-469.

- [45] Jan, T.S., Liu, M.W., Kao, Y.C., (2004), 'An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings.' *Engineering Structures*, 26(1), 117-128.
- [46] Almeida R. F., Barros R. C. (2003) 'A New Multimode Load Pattern for Pushover Analysis: the Effect of Higher Modes of Vibration.' In: *Earthquake Resistant Engineering Structures IV*, Ed.: G. Latini and C.A. Brebbia, WIT Press, U.K., p. 3-13.
- [47] Goel R.K., Chopra A.K. (2003) 'Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings.', *Earthquake Spectra*, Vol. 20(1), 225-254.
- [48] Kunnath S.K. (2004). 'Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures.' *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 19, 282-295.
- [49] Lin E., Pankaj P. (2004) 'Nonlinear static and dynamic analysis - the influence of material modelling in reinforced concrete frame structures.', 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 430, Vancouver, Canada.
- [50] Pankaj P., Lin E., (2005) 'Material modeling in the seismic response analysis for the design of RC framed structures.', *Engineering Structures*, Vol. 27, pp 1014-1023.
- [51] Papanikolaou V.K., Elnashai A.S., (2005) 'Evaluation of Conventional and Adaptive Pushover Analysis I: Methodology' *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 6, 923-941.
- [52] Papanikolaou V.K., Elnashai A.S., Pareja J.F., (2005) 'Evaluation of Conventional and Adaptive Pushover Analysis II: Comparative Results' *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, No. 1, 127-151.
- [53] Dolsek M., Fajfar P. (2005). 'Simplified nonlinear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames.' *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 49- 66.

- [54] Tjhin T., Aschheim M., Hernandez-Montes E., (2005) ‘Estimates of Peak Roof Displacement using “Equivalent” Single Degree of Freedom Systems.’, Technical Note, Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 131(3), 517-522.
- [55] Tjhin T., Aschheim M., Hernandez-Montes E., (2006) ‘Observations on the Reliability of Alternative Multiple-Mode Pushover Analysis Methods’ Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 132(3), 471-477.
- [56] Kalkan E, Kunnath S.K. (2006) ‘Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures.’ ASCE Journal of Structural Engineering, 132(11), 1721-1731.
- [57] Kalkan E, Kunnath S.K. (2007) ‘Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings.’, Engineering Structures, 29, 305-316.
- [58] Fajfar, P. and M, EERI. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000.
- [59] Sun-Pil Kim. And Yahia C Kurama, An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demands Engineering Structures, vol 30, (3793-3807).
- [60] Wei Huang. And Philip L Gould, 3-D Pushover Analysis of a Collapsed Reinforced Concrete chimney, Finite Elements in Analysis and Design, vol 43, (879-887), 2007.
- [61] Fajfar P, Structural Analysis in Earthquake Engineering – Breakthrough of Simplified Non Linear Methods, Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, paper No. 843, (1-20), 2002.
- [62] Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001, “Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings”, Engineering Structures, Vol. 23, 407-424.

- [63] Eurocode 8, Design of structures for earthquake Résistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN1998-1:2003, British Standards Institution, London, 2003.
- [64] Computeurs and Structures Inc (CSI), SAP2000, Integrated Finite Elements Analysis And Design of Structures, Berkeley, California, USA 2000.
- [65] SAP2000, Detailed Tutorial Including Pushover Analysis, Computurs and Structures, Berkeley, 1998
- [66] Fedéral Emergency Management Agency,FEMA – 356 Prestandard and. commentary for seismic rehabilitation of buildings.Washington (DC).2000
- [67] SAP2000web tutorial2-quick pushover analysis tutorial computer and structures, Inc.Berkeley, California. (1999).

Annexe A-1 :

- La méthode N2 selon Eurocode 8 [65]
- La méthode de coefficient de déplacement selon FEMA 273 [5].

A.1.1. Description de la méthode N2 [61]:

Etape 1: Un modèle structural planaire d'un système à plusieurs degrés de liberté *MDOF* est employé. En plus des données requises pour l'analyse élastique habituelle, la relation non linéaire force-déformation pour les éléments structuraux sous le chargement monotonique sont également exigés. Les accélérations spectrales sont données en fonction de la période normale de la structure T . Le coefficient d'amortissement indiqué est pris en considération dans le spectre [15].

Etape 2: La demande séismique dans le format accélération-déplacement (AD).

À partir du spectre d'accélération, nous déterminerons les spectres non élastiques dans le format accélération - déplacement (AD). Pour un système élastique à un seul degré de liberté SDOF, la relation suivante s'applique

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (\text{A-1.1})$$

Où S_{ae} et S_{de} sont les valeurs dans le spectre élastique d'accélération et de déplacement, respectivement, correspondant à la période T et à ductilité fixe. Un spectre élastique typique d'accélération pour 5% d'amortissement, normalisé à une accélération au sol maximale de 1.0 g, et le spectre élastique de déplacement correspondant, sont montrés dans la figure (2.1.a). Les deux spectres peuvent être tracés dans le format (AD) (figure 2.1b).

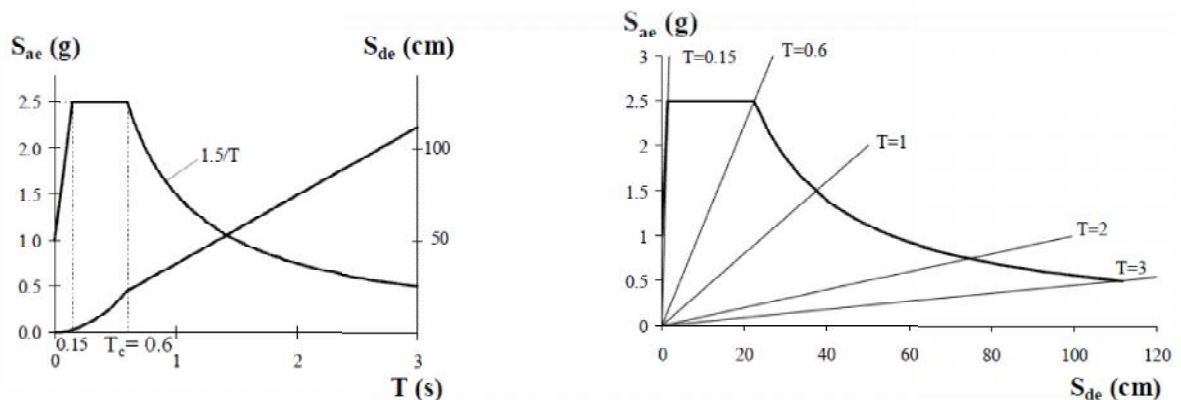


Figure A-1.1: Accélération élastique (S_{ae}) et spectre de déplacement (S_{de}) pour un amortissement normalisée de 5%, l'accélération maximum au sol 1.0 g. a) format traditionnel, b) format AD.

Pour un système non élastique a un seul degré de liberté (*SDOF*) avec une relation bilinéaire force - déformation, le spectre d'accélération (S_a) et le spectre de déplacement (S_d) peuvent être déterminés selon (Vidic et autres 1994)

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (\text{A-1.2}).$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{A-1.3}).$$

Où μ est le facteur de ductilité défini comme rapport au déplacement maximum du déplacement de rendement, et R_μ est le facteur de réduction dû à la ductilité, c.-à-d., due à la dissipation par hystérésis d'énergie des structures ductiles.

Plusieurs propositions ont été faites pour le facteur de réduction R_μ . Une excellente vue a été présentée par Miranda et Bertero (1994). Dans la version simple de la méthode de N2, nous servirons d'un spectre bilinéaire pour le facteur de réduction R_μ .

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T < T_C \quad (\text{A-1.4}).$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_C \quad (\text{A-1.5}).$$

Où T_C est la période caractéristique du mouvement de terre. Elle est typiquement définie comme période de transition où le segment constant d'accélération du spectre de réponse (la gamme courte de période) passe au segment constant de vitesse du spectre (la gamme moyenne de période). Les équations (A-1.3) et (A-1.5) suggèrent que, dans les gammes de moyenne et de longue période, la règle de déplacement égale s'applique, c.-à-d., le déplacement du système non élastique est égal à le déplacement du système élastique correspondant avec la même période. Les équations (A-1.4) et (A-1.5) représentent une version simple des formules proposées par Vidic et al (1994). Plusieurs limitations s'appliquent.

À partir du spectre élastique de conception représenté sur la figure (A-1.b), et employer les équations (A-1.2) à (A-1.5), les spectres de demande (pour les facteurs constants de ductilité μ) dans le format AD peuvent être obtenus (la Figure A-1.2).

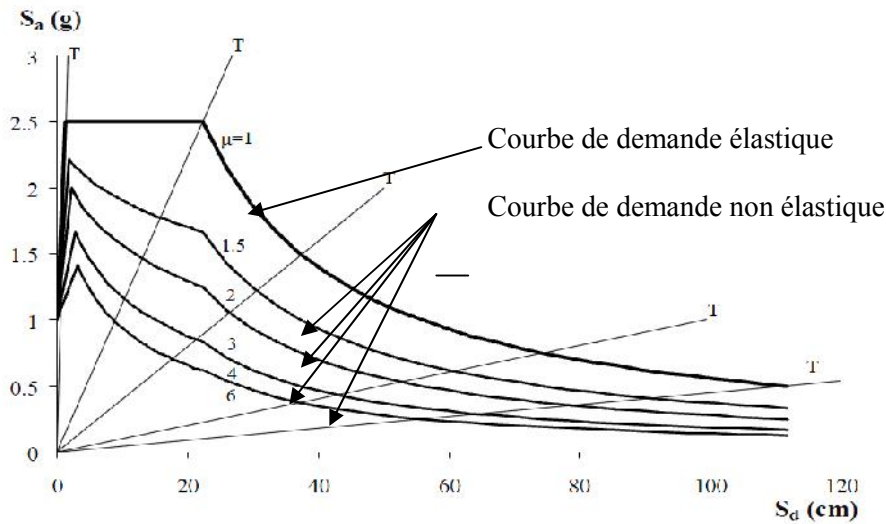


Figure A-1.2 : Les spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants dans le format (ADRS).

Étape 3 : Application de l'analyse pushover.

Une analyse pushover est exécutée en soumettant une structure à un modèle monotoniquement croissant des forces latérales, représentant les forces d'inertie qui seraient éprouvées par la structure une fois soumises à la secousse au sol. Utilisant une analyse pushover, une relation caractéristique non linéaire force - déplacement du système PDDL peut être déterminé. Le choix d'une répartition des charges latérale appropriée est une étape importante dans l'analyse pushover. Une possibilité pratique est d'employer deux formes différentes de déplacement (modèles de charge).

Dans la méthode de N2, le vecteur des charges latérales P utilisées dans l'analyse pushover est déterminé comme suit:

$$\mathbf{p} = P\Psi = PM \quad (A-1.6)$$

Où M est la matrice de masse diagonale du système à plusieurs degrés de liberté et P est un facteur contrôlant la magnitude de charge latérale. Par conséquent, la charge latérale à l'étage (i) est proportionnelle au composant ψ_i de la forme supposée de déplacement ψ , et la masse de l'étage m_i .

$$P_i = P m_i \psi_i \quad (\text{A-1.7})$$

Cette approche que le profil de forces latérales serait égale à la distribution des forces de tremblements de terre efficaces, si la forme de déplacement supposée était exacte et constante l'excitation de terre. En outre, la transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté, soumis à la charge latérale dans l'équation (A-1.6) à un système à plusieurs degrés de liberté équivalent et vice versa suit de mathématiques simples.

Etape 4: Le modèle à un seul degré de liberté équivalent et le spectre de capacité.

Dans la méthode de N2, une demande sismique est déterminée en employant des spectres de réponse. Le comportement non élastique est tenu compte explicitement, et par conséquent, la structure devrait être modélisée, en principe, comme système de SDOF. Différentes procédures ont été employées pour déterminer les caractéristiques d'un système équivalent de SDOF. Le point de départ est l'équation du mouvement d'un modèle à PDDL qui inclut explicitement seulement des degrés de liberté de translation latéraux :

$$M\ddot{U} + R = M \mathbf{1} a \quad (\text{A-1.8})$$

U et R sont des vecteurs représentant les déplacements et les forces internes, $\mathbf{1}$ est un vecteur d'unité, et a est l'accélération du sol en fonction du temps. On le supposera que la forme Φ de déplacement est constante, Le vecteur U de déplacement est défini comme suit:

$$u = \psi D_t \quad (\text{A-1.9})$$

Où, D_t le déplacement au sommet dépendant du temps. Pour la simplicité l'amortissement n'est pas inclus dans la dérivation, cependant, son influence sera incluse dans le spectre de conception.

À partir des équations 6, 8, 9, on peut écrire :

$${}^T M \ddot{D}_t + {}^T M \{ \} P = - {}^T M 1 a \quad (\text{A-1.10})$$

Après la multiplication et la division du cote gauche par ${}^T M 1$, l'équation du mouvement du système à un seul degré de liberté équivalent peut être écrite comme suit:

$$m D + F = -m a \quad (\text{A-1.11})$$

Où le m est la masse équivalente du système a 1 DDL

$$m = {}^T M 1 = \sum_{i=1}^N m_i \quad (\text{A-1.12})$$

D et q sont le déplacement et la force du système a un seul degré de liberté équivalent, respectivement.

$$D = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (\text{A-1.13})$$

$$q = \frac{V}{\Gamma} \quad (\text{A-1.14})$$

Ou, V est l'effort tranchant à la base du système a plusieurs degrés de liberté défini comme suit:

$$V_b = P_i = {}^T M 1 P = P \sum_{i=1}^N m_i \phi_i = P m \quad (\text{A-1.15})$$

Le constant Γ , qui contrôle la transformation du système a plusieurs degrés de liberté a un système a un seul degré de liberté équivalent, et inversement, le facteur de participation modale est défini comme suit:

$$\Gamma = \frac{{}^T M 1}{{}^T M} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} = \frac{m}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \quad (\text{A-1.16}).$$

Comme on le voit, le même constant s'applique pour la transformation des déplacements et des forces, en conséquence, la courbe de pushover déterminée par un système a plusieurs degrés de liberté s'applique également au système a un seul degré de liberté équivalent, la relation $(q - D)$, a condition que les valeurs de force et de déplacement sont divisés par Γ .

La méthode N2 exige que la rigidité de post plastification d'un système à un seul degré de liberté équivalent soit égale à zéro, puisque le facteur de réduction R_{μ} est défini comme le rapport entre la résistance élastique exige et la résistance plastique.

L'influence de l'écroûissage modéré peut être incorporée dans les spectres de demande. Il devrait être souligné que l'écroûissage modéré n'a pas d'influence significative sur la demande de déplacement, et que les spectres proposés s'appliquent approximativement pour les systèmes avec écroûissage nul ou petit.

La période de vibration élastique pour le système bilinéaire idéalisée (T) est donnée par:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m D_y}{q_y^*}} \quad (A - 1.17).$$

Où, q_y et D_y sont la résistance plastique et le déplacement plastique, respectivement. Le diagramme de capacité de format (ADRS) est obtenu en divisant les forces dans la relation ($q - D$), par la masse équivalente m .

$$S_a = \frac{q}{m} \quad (A - 1.18).$$

Etape 5: Demande sismique du système à un seul degré de liberté équivalent.

La demande sismique d'un système à un seul degré de liberté équivalent peut être déterminée par l'utilisation de la procédure graphique illustrée dans la figure (2.3) (pour des structures de moyenne et de long-période; pour les structures à courte-période voir la figure dans l'annexe 1). Les spectres de demande et le diagramme de capacité ont été tracés dans le même graphique. L'intersection de la ligne radiale correspondant à la période élastique du système bilinéaire idéalisé T^* avec le spectre de demande S_{ae} définit la demande d'accélération (force) exigée pour le comportement élastique et la demande de déplacement élastique correspondant S_{de} . L'accélération plastique S_{ay} représente tous les deux la demande d'accélération et la capacité du système non élastique. Le facteur de réduction R_{μ} peut être

déterminé comme rapport entre les accélérations correspondant aux systèmes élastiques et non élastiques

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T)}{S_{ay}} \quad (A - 1.19).$$

L'accélération de conception S_{de} est généralement plus petite que l'accélération plastique S_{ay} . Si la période élastique (T) est plus grande ou égale à T_C , la période de déplacement inélastique S_d est égale à la demande de déplacement élastique S_{de} , c.à.d.

$$S_d = S_{de}, \text{ pour } T \geq T_C \quad (A-1.20).$$

Dans ce cas, la demande de ductilité est donnée par:

$$\mu = R_{\mu} \quad (A - 1.21).$$

(Voir les équations (A-1.3) et (A-1.5), et la figure (A-1.3)).

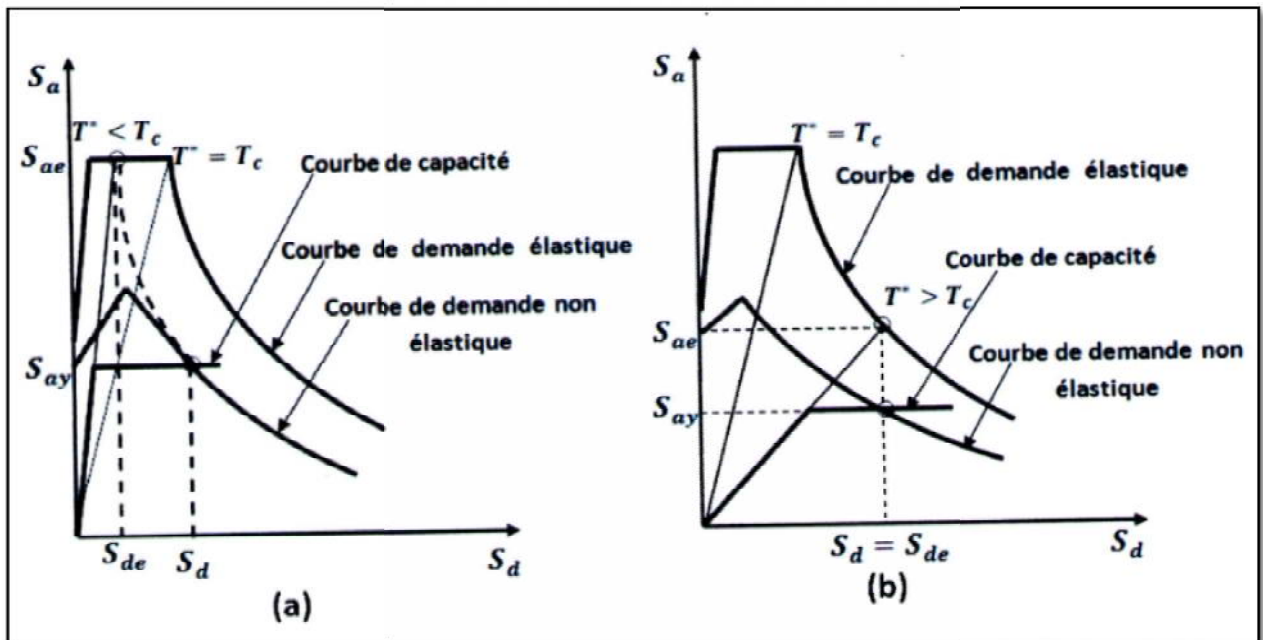


Figure (A-1.3): la procédure graphique pour évaluer la demande sismique du système à un seul degré de liberté équivalent.

Si la période élastique T du système est inférieure à T_C , la ductilité est donnée par:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad \text{pour } T < T_C \quad (A - 1.22).$$

La demande de déplacement inélastique peut être déterminée à partir de la définition de la ductilité ou à partir des équations (A-1.3) et (A-1.21) comme suit:

$$S_d = \mu D_y = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (A - 1.23).$$

Dans les deux cas ($T < T_C$ et $T > T_C$) la demande inélastique en terme d'accélération et les déplacements correspondants au point d'intersection du diagramme de capacité avec le spectre de demande correspondant à la demande de ductilité μ à ce point, le facteur de ductilité qui est déterminé à partir du diagramme de capacité et le facteur de ductilité associé à l'intersection du spectre de demande sont égaux.

Toutes les étapes de la procédure peuvent être exécutées numériquement sans employer le graphique, Cependant, la visualisation du procédé peut aider en comprenant mieux les relations entre les quantités de base.

Etape 6 et 7: demande sismique globale et locale du modèle à plusieurs degrés de liberté *MDOF*.

La transformation de la demande de déplacement inélastique S_d du modèle d'un système à un seul degré de liberté à un déplacement maximal au sommet D_t du système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation (A-1.12).

Ce déplacement transformé du système à plusieurs degrés de liberté est appelé le déplacement cible.

Les demandes sismiques locales (par exemple, le déplacement de niveau, les rotules plastiques) sont déterminées par l'analyse pushover correspond approximativement à celle obtenue dans l'analyse dynamique.

Etape 8 : Evaluation de la performance (analyse des dommages).

Dans la dernière étape, la performance souhaitée peut être obtenue en comparant les demandes sismiques, déterminées dans l'étape 7, avec les capacités pour les niveaux de performance pertinents.

Limitations de la méthode N2 :

L'analyse pushover est fondée sur une hypothèse très restrictive, c.-à-d. une forme de déplacement indépendante du temps.

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

Ainsi, elle est en principe imprécise pour des structures où les effets de mode plus élevé sont significatifs, et elle peut ne pas détecter les faiblesses structurales qui peuvent être produites quand les caractéristiques dynamiques de la structure changent après la formation du premier mécanisme plastique.

Une possibilité pratique pour surmonter en partie les limitations imposées par analyse pushover est d'utiliser différents modèles de charge, Les spectres non élastiques utilisés dans cette version de la méthode pushover, pour une gamme de moyenne- et long-périodes sont basés, sur « la règle des déplacements égaux »

Miranda et Bertero (1994) ont étudié le facteur R_μ de réduction proposé par huit auteurs différents. R_μ obtenu pour un ensemble d'accélérogrammes très différents, enregistrés sur des sols fermes, pour une gamme de moyennes- et long-périodes, était presque constante, et approximativement égal à μ (R_μ est égale au μ si la règle de déplacements égaux s'applique.)

Vidic et autres (1994) a étudié l'influence du comportement par hystérésis sur le facteur R_μ de réduction, R_μ était presque égal au μ dans les gammes moyennes- et long-périodes. Pour l'hystérésis bilinéaire avec l'écroutissement de 10%.

Selon Miranda (2000), la dispersion des résultats s'accroît lorsque le niveau de la déformation non élastique augmente. Des spectres non élastiques modifiés devraient être employés. Alternativement, les facteurs de correction pour la demande en termes de déplacement (si disponible) peuvent être appliqués.

Dans le cas des structures de court-période, les déplacements non élastiques sont plus grands que ceux élastiques et, par conséquent, le R_{μ} élastiques est plus petit que μ .

Dans la gamme de court-période, la sensibilité des déplacements non élastiques aux changements des paramètres structuraux est plus grande que dans les gammes de moyenne et long-périodes.

Par conséquent, les évaluations du déplacement non élastique sont moins précises dans la gamme de court-période. Cependant, les valeurs absolues des déplacements dans la gamme de court-période sont petites.

A-1.2. La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273 [4] :

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode N2 dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité; elle fournit un processus numérique direct pour calculer la demande en déplacement

La méthode de coefficient du déplacement proposée dans FEMA-273[5] estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu. Le déplacement cible dans FEMA-273[5] est donné par la relation suivante :

Où, T_e est la période fondamentale effective (en secondes) du bâtiment dans la direction étudiée, S_a est l'accélération du spectre de réponse (en g) à la période fondamentale effective et le facteur d'amortissement du bâtiment dans la direction étudiée, et g l'accélération de la pesanteur. Les facteurs correctifs C_0 , C_1 , C_2 et C_3 sont définis comme suit : le facteur C_0 est le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit.

Les valeurs approximatives de C_0 données dans le tableau (2.1)

Number of Stories	Modification Factor ¹
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

1. Linear interpolation should be used to calculate intermediate values.

Tableau A-1.1 : les valeurs du facteur de modification C_0 FEMA-273[4]

Le facteur C_1 , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire :

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour } T_e \geq T_0 \quad (A - 1.24)$$

$$C_1 = \frac{1}{R} (1.0 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}) \quad \text{pour } T_e < T_0 \quad (A - 1.25).$$

Où, T_0 est la période caractéristique du spectre de réponse, qui est défini comme la période associée à la transition du segment d'accélération constant du spectre au segment de vitesse constante, et R est un coefficient représentant le rapport entre la demande de résistance élastique et la résistance plastique calculée. C_1 ne doit pas être moins de 1.0, et également il ne doit pas dépasser les valeurs données dans (FEMA-273 [1]) en fonction de la période fondamentale du bâtiment T :

$$C_1 = 1.5 \quad \text{pour } T < 0.10 \text{ sec} \quad (A - 1.26).$$

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour } T > T_0 \quad (A - 1.27).$$

Le coefficient R est exprimé en termes de l'effort tranchant à la base à la limite d'élasticité (résistance plastique) V_{by} comme suit :

$$R = \frac{S_a}{V_{by}/W} \frac{1}{C_0} \quad (A - 1.28).$$

Où, W est la charge permanente totale et la charge d'exploitation prévue. V_{by} est déterminée en utilisant l'analyse Pushover, où la courbe de Pushover est définie par une relation bilinéaire comme illustré dans la figure (A-1.4)

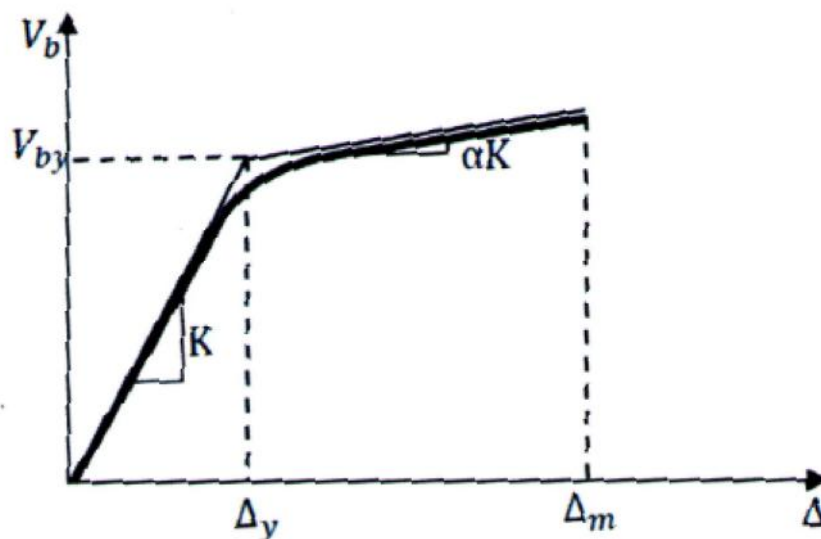


Figure (A-1.4): Idéalisisation bilinéaire de courbe de Pushover.

Le facteur C_2 est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis sur la réponse de déplacement maximale. Les valeurs de C_2 varient entre 1 et 1.5 selon le type du système de contreventement et le niveau de performance, quand $T = 0,1$ seconds ou $T > T_0$ seconde. Les valeurs de C_2 sont données dans le tableau (2.1).

Le facteur C_3 est le facteur de modification pour représenter les effets de P-delta croissants. Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification, C_3 sera placé égal à 1.0. Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification, C_3 est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^2}{T_e} \quad (A - 1.29).$$

Où, α est le rapport entre la rigidité après la plastification et la rigidité élastique effective. Les valeurs de C_3 ne doivent pas dépasser ce qui suit :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{pour} \quad \theta_m \leq 0.1 \quad (A - 1.30).$$

$$C_3 = 1 + 5(\theta_m - 0.1) \quad \text{pour} \quad \theta_m > 0.1 \quad (A - 1.31)$$

Où θ_m est la valeur maximale de θ_m , pour tous les étage, θ_i est donnée par :

$$\theta_i = \frac{P_i d_i}{V_i h_i} \quad (A - 1.32).$$

Où P_i est la partie du poids total de la structure au niveau de l'étage i , V_i est l'effort tranchant latéral total dans la direction étudiée à l'étage i en raison du séisme en supposant que la structure reste élastique.

h_i est la hauteur de l'étage i et d_i est le dérivé latéral dans l'étage i , dans la direction étudiée, à son centre de rigidité, en utilisant les mêmes unités que pour mesurer h_i . La période fondamentale effective du bâtiment T_e dans la direction étudiée est calculée en utilisant la courbe Pushover.

La relation non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective K_e du bâtiment dans la direction étudiée, et l'effort tranchant à la plastification V_{by} . La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort tranchant à la base égale à 60% de la résistance plastique (limite d'élasticité) comme illustré dans la figure (A-1.5).

La période fondamentale effective T_e est calculé comme suite :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \quad (A - 1.33).$$

Où, T_i la période fondamentale élastique dans la direction étudiée calculée par l'analyse dynamique élastique, et k_i la rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction étudiée.

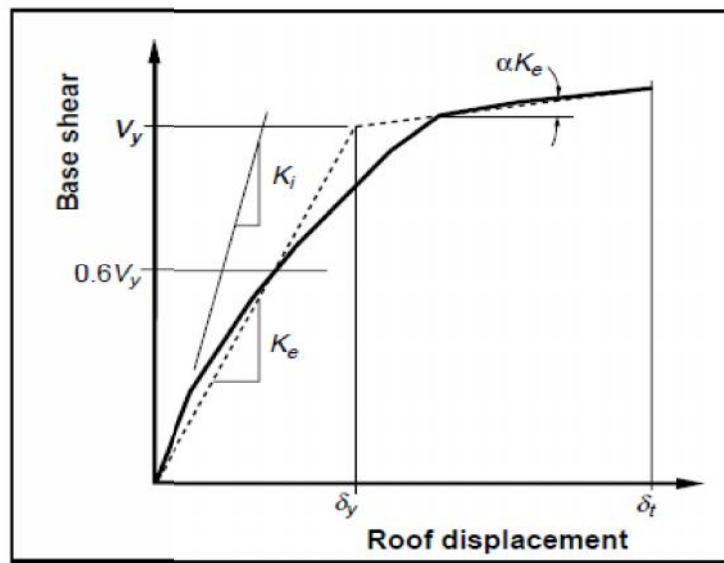
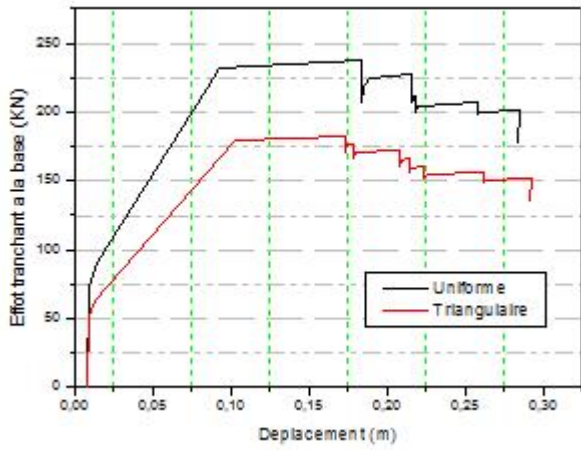


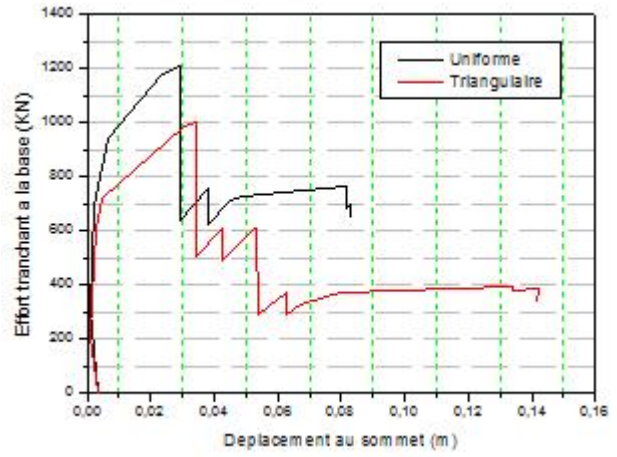
Figure A-1.5: calcul de la rigidité latérale effective (FEMA-273).

Annexe A-2 :

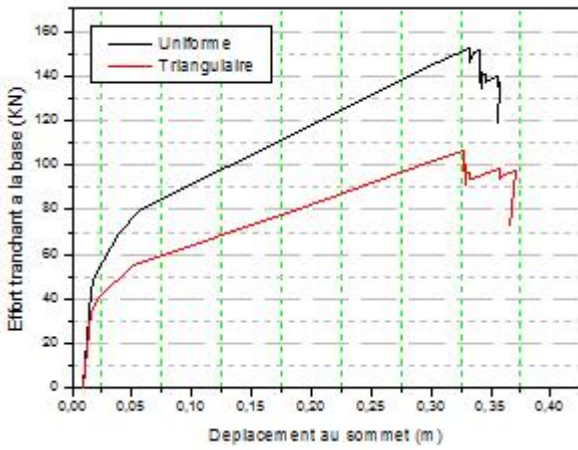
- Courbes de capacité.
- Courbes de déplacement des niveaux.
- Courbes de rapport de déplacement relatif.



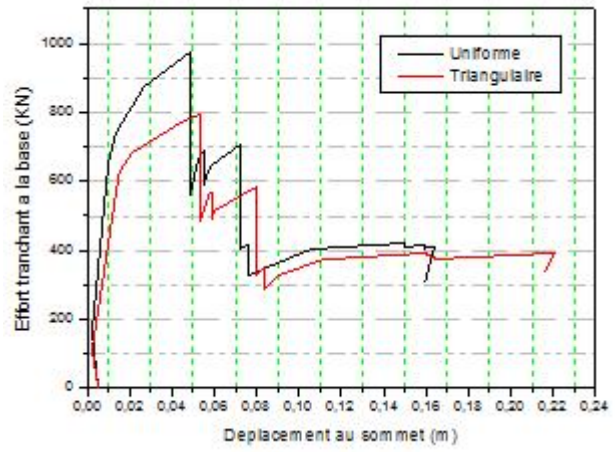
Modèle (1)



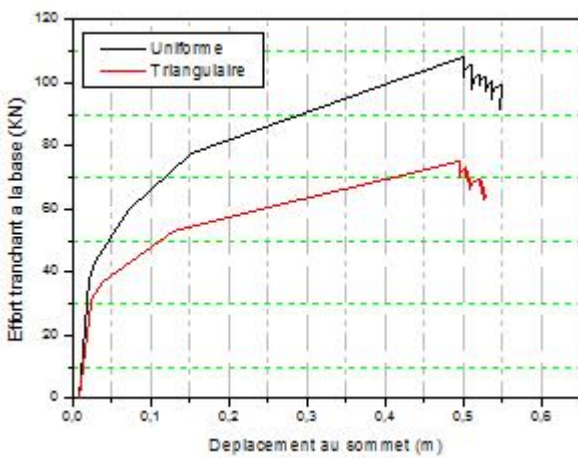
Modèle (11)



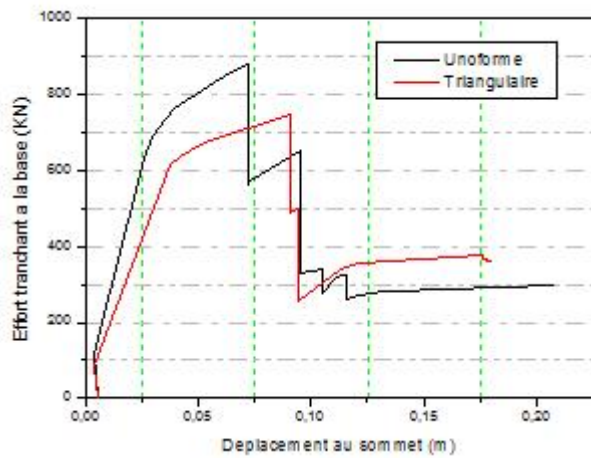
Modèle (2)



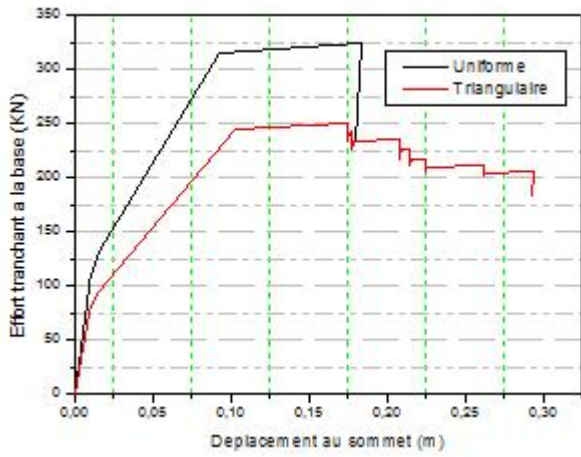
Modèle (12)



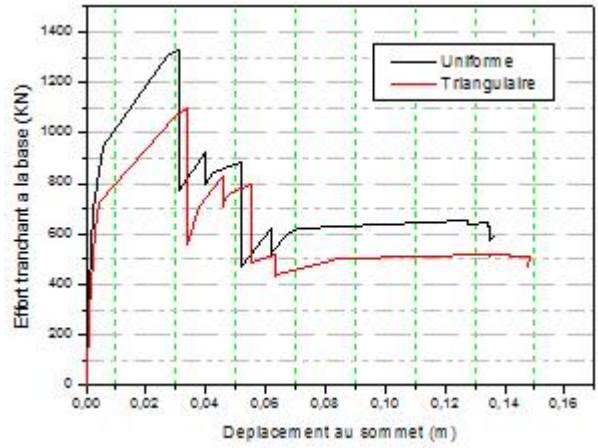
Modèle (3)



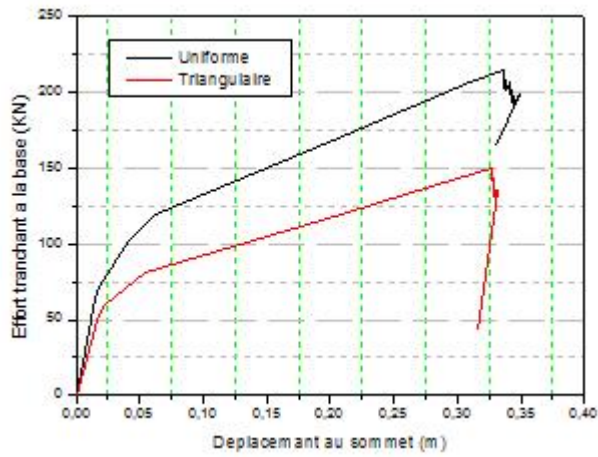
Modèle (13)



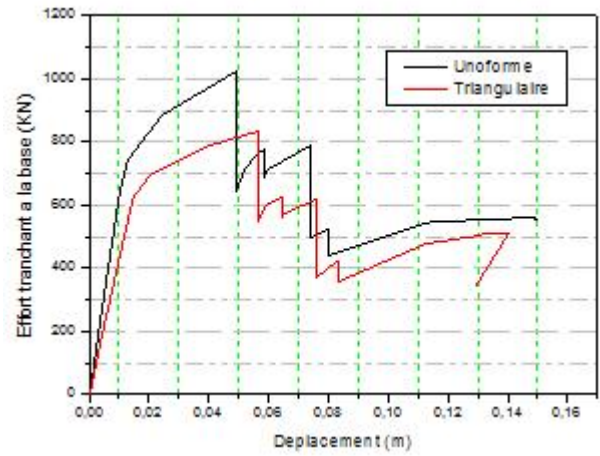
Modèle (4)



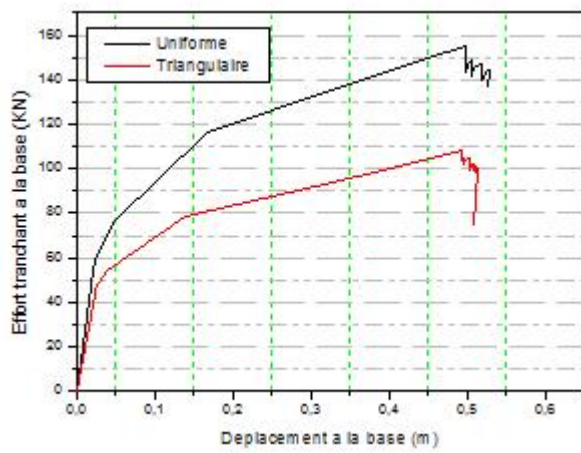
Modèle (14)



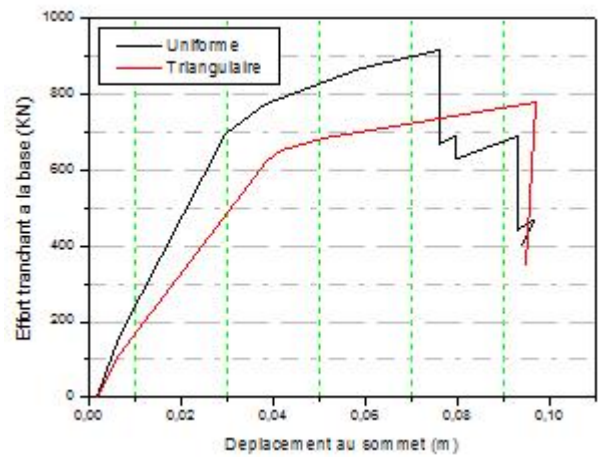
Modèle (5)



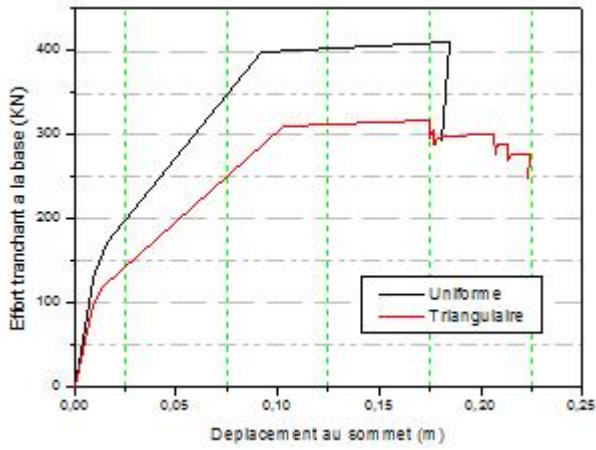
Modèle (15)



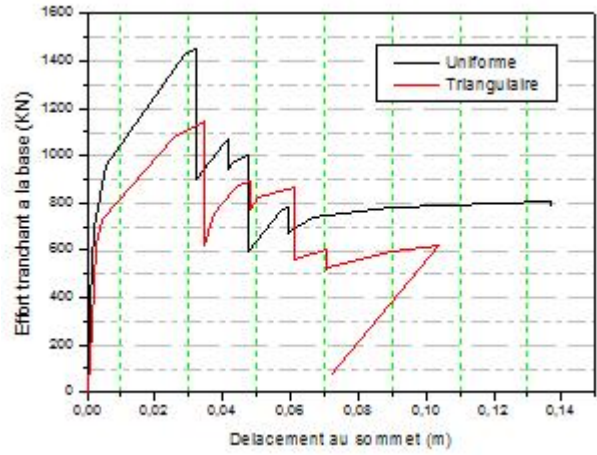
Modèle (6)



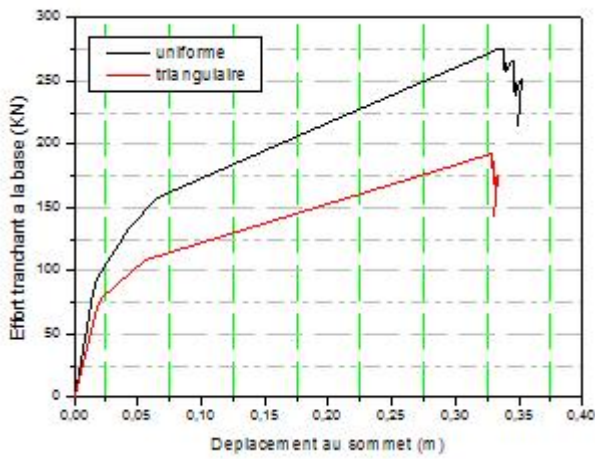
Modèle (16)



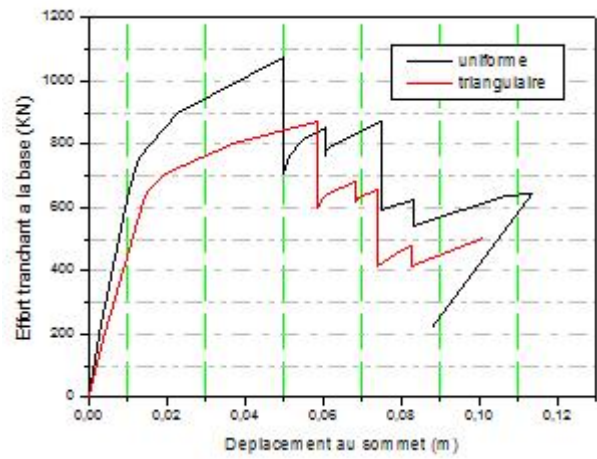
Modèle (7)



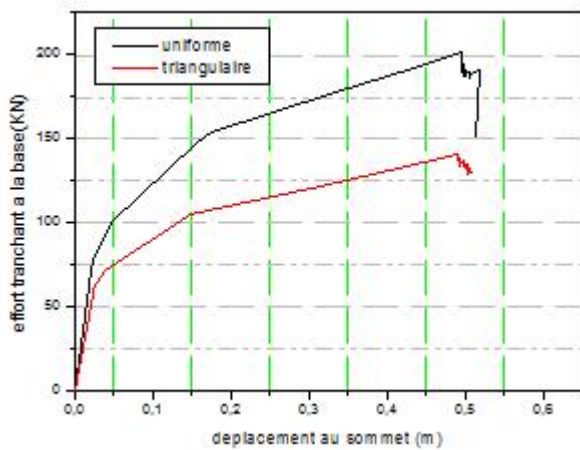
Modèle (17)



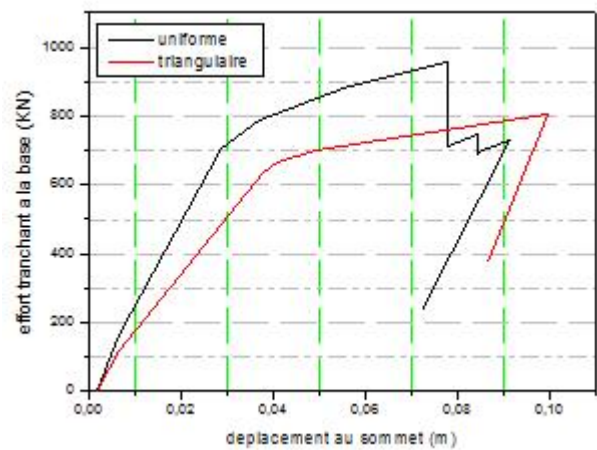
Modèle (8)



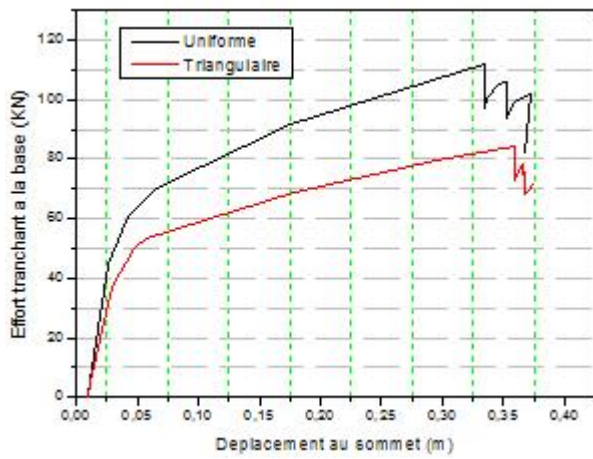
Modèle (18)



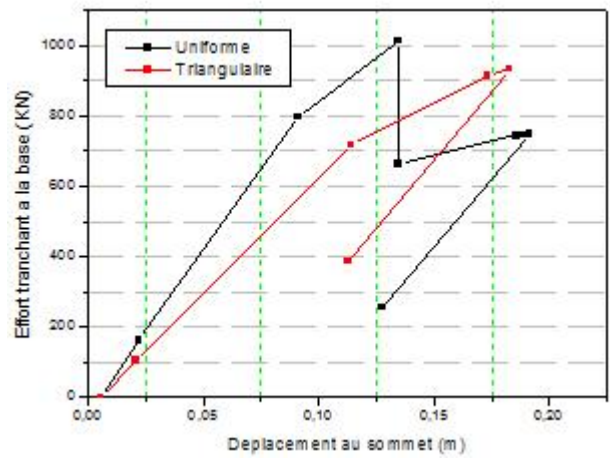
Modèle (9)



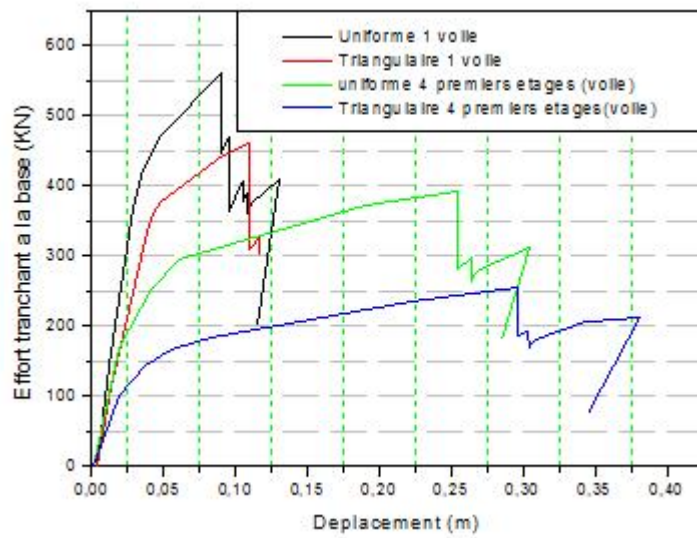
Modèle (19)



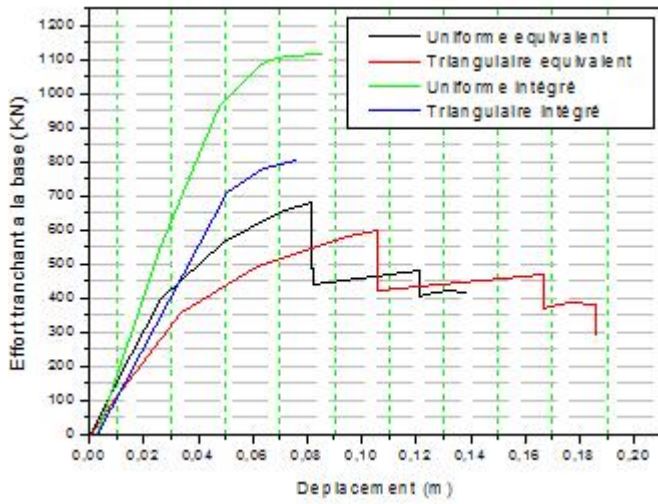
Modèle (10)



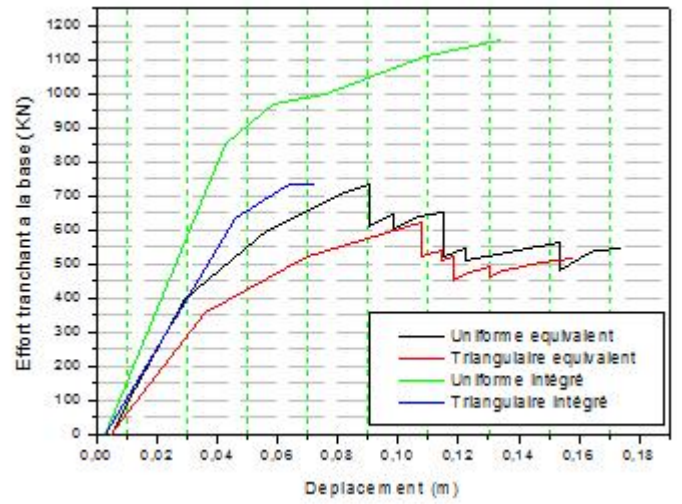
Modèle (20)



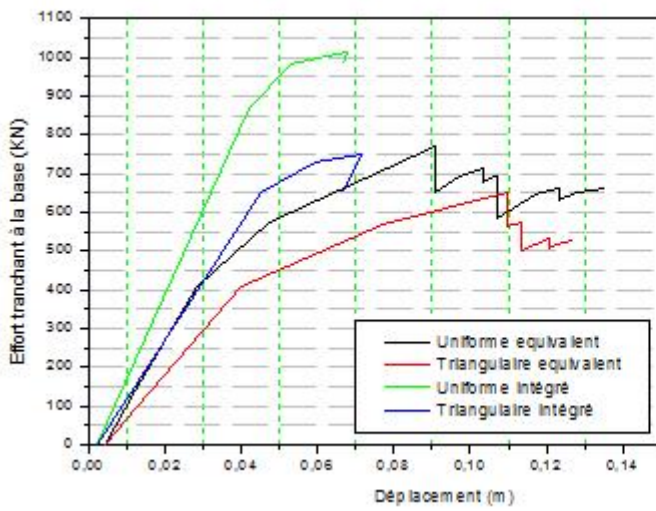
Modèle (21 et 22)



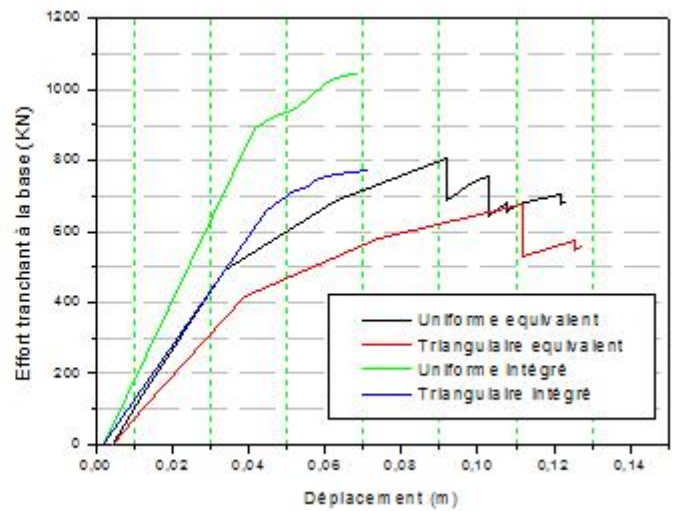
Modèles (23 et 27)



Modèles (24 et 28)

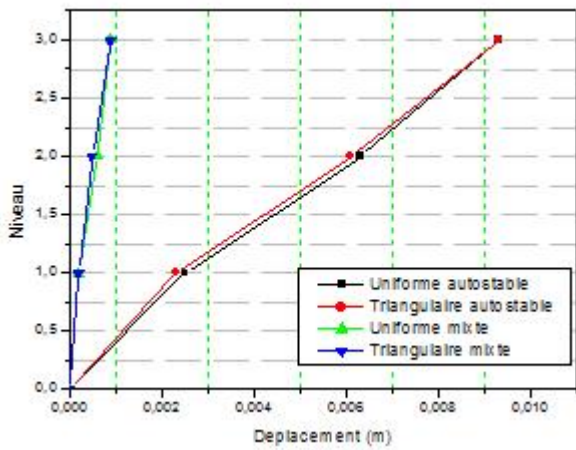


Modèles (25 et 29)

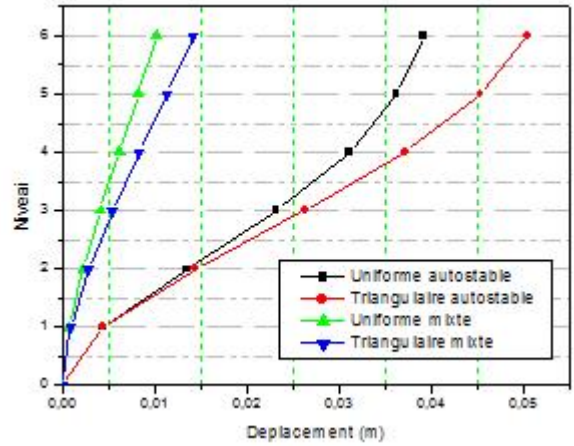


Modèles (25 et 30)

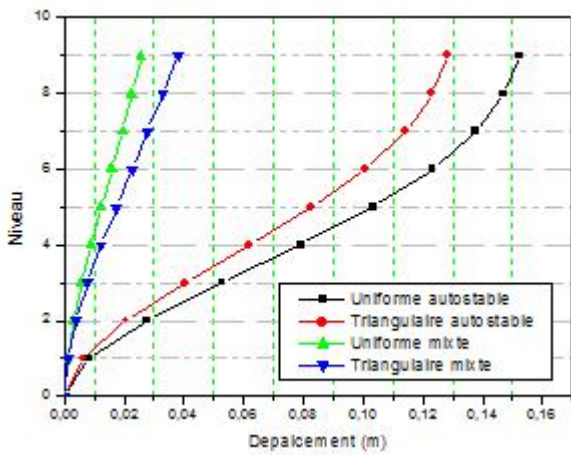
Figure A-2.1: courbe de capacité.



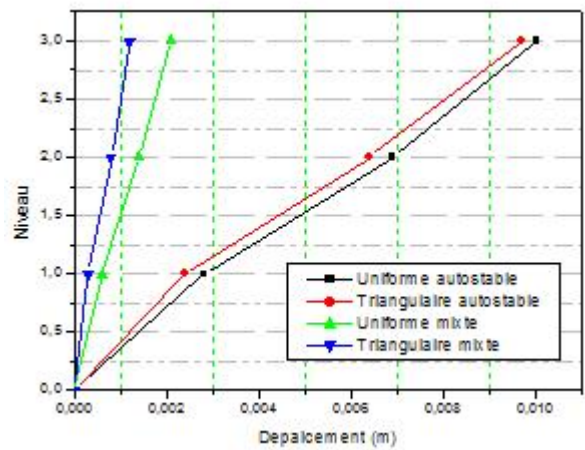
Modèle (1 et 11)



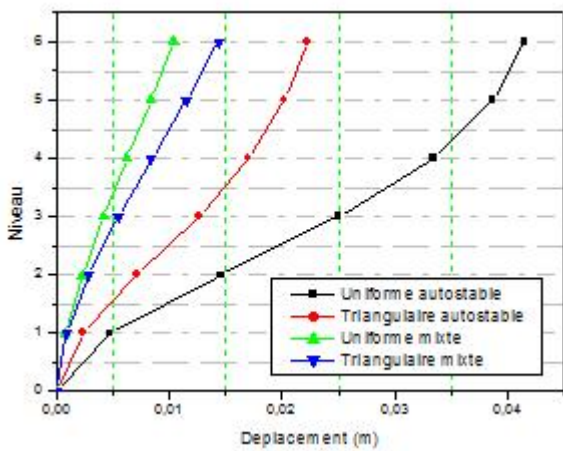
Modèle (2 et 12)



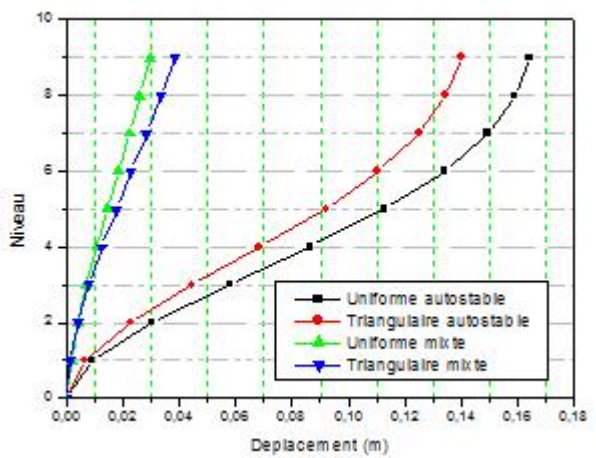
Modèle (3 et 13)



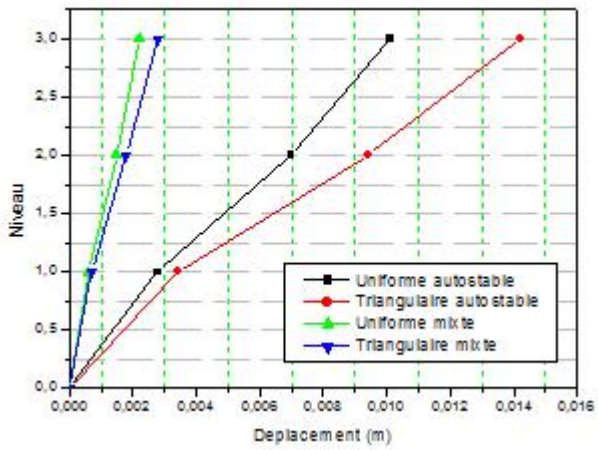
Modèle (4 et 14)



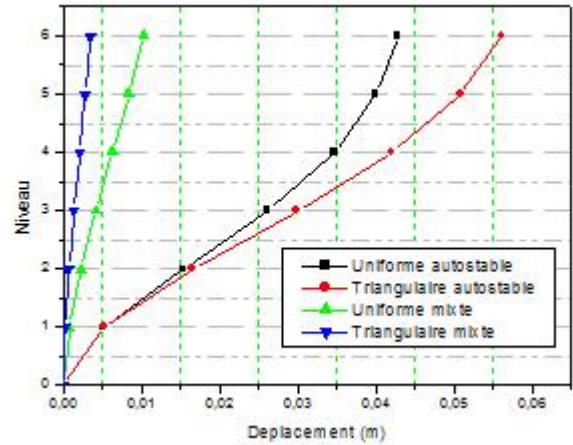
Modèle (5 et 15)



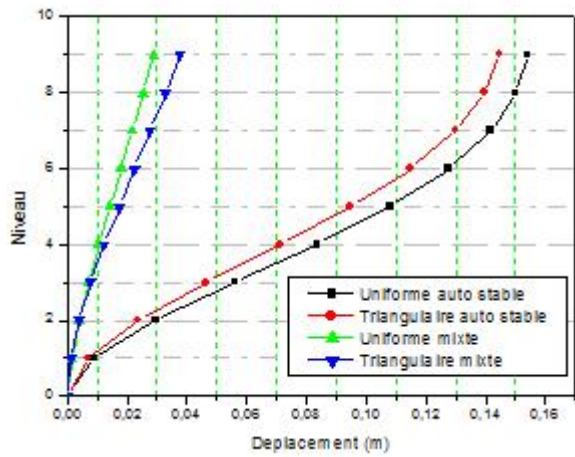
Modèle (6 et 16)



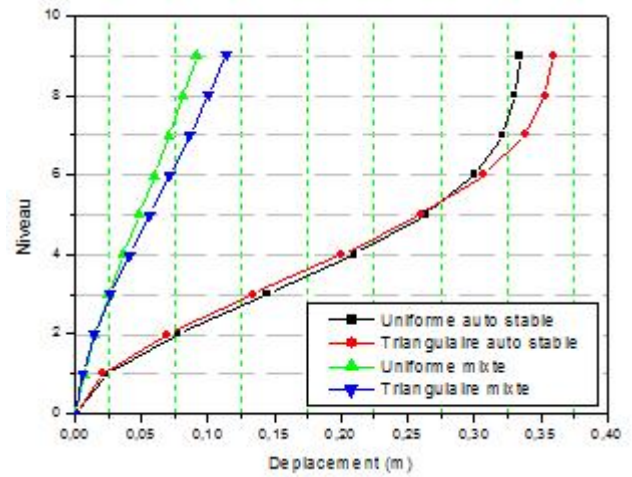
Modèle (7 et 17)



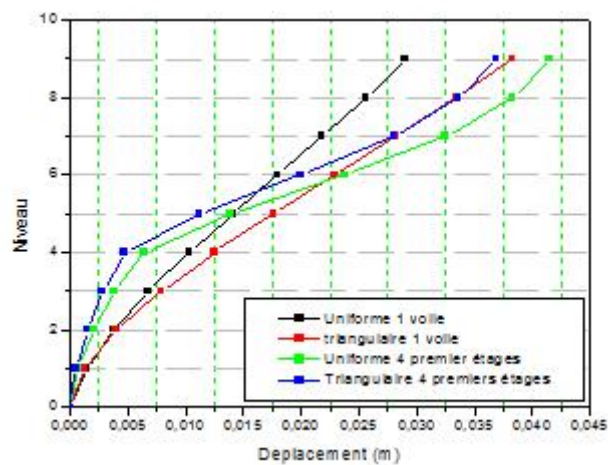
Modèle (8 et 18)



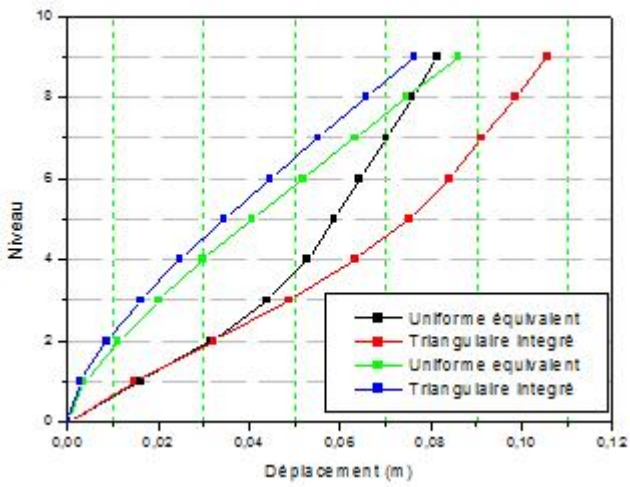
Modèle (9 et 19)



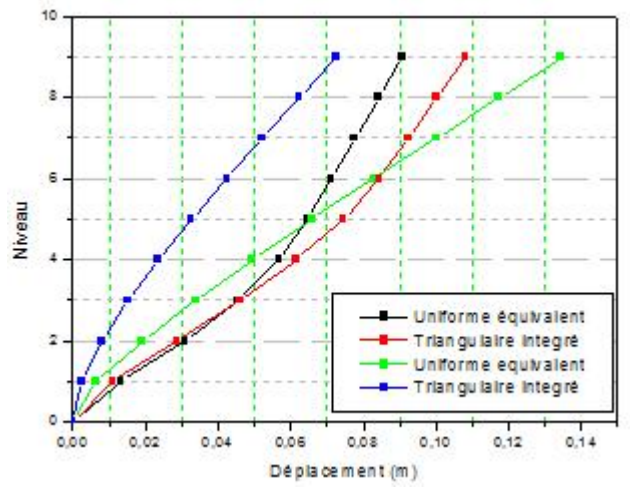
Modèle (10 et 20)



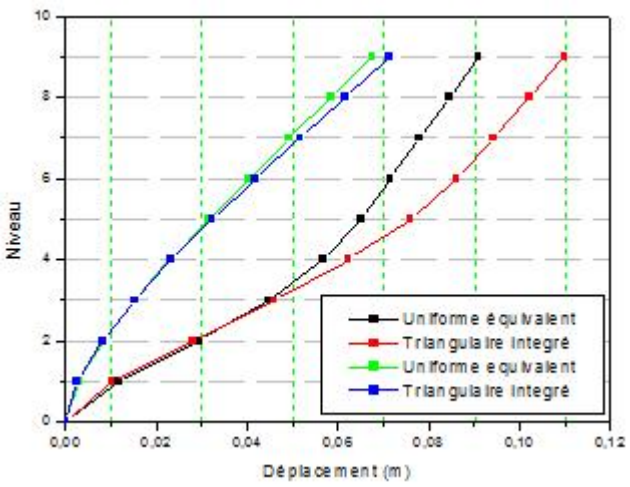
Modèle (21 et 22)



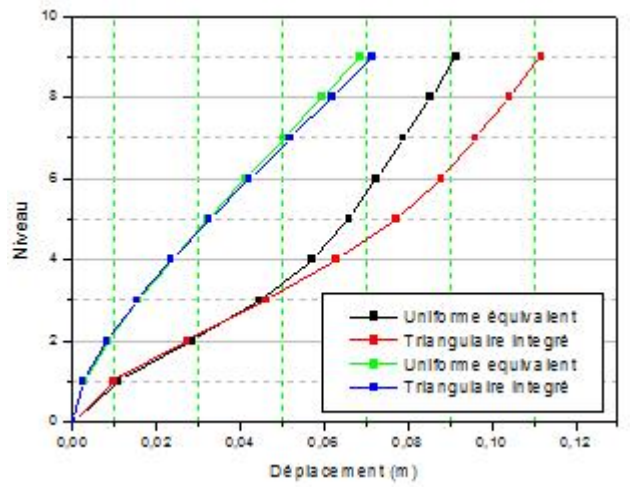
Modèles (23 et 27).



Modèles (24 et 28).

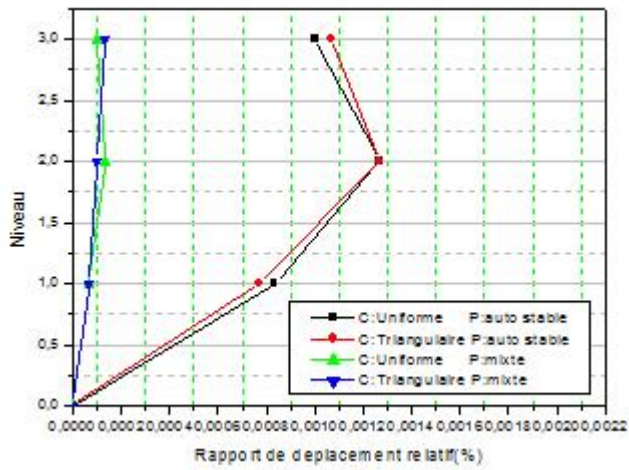


Modèles (25 et 29).

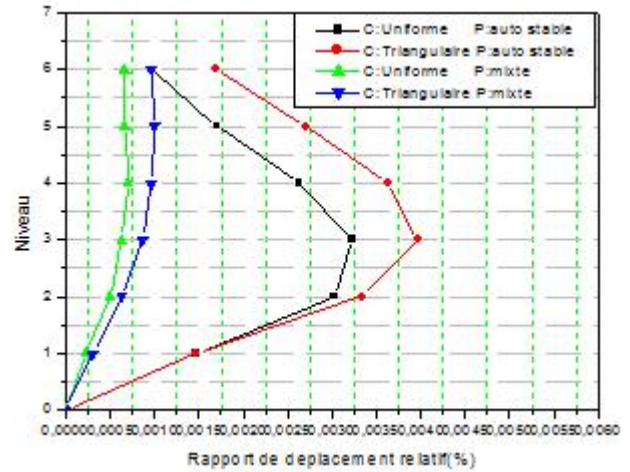


Modèles (25 et 30).

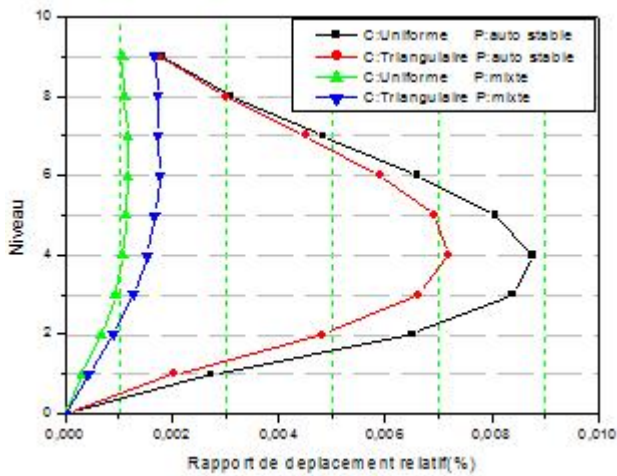
Figure A-2.2: Déplacement des niveaux.



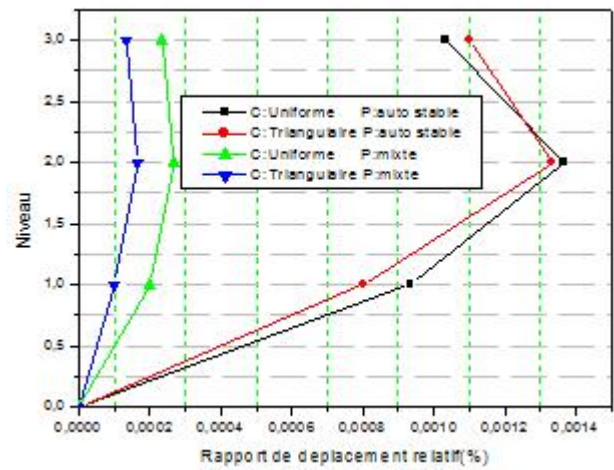
Modèle (1 et 11)



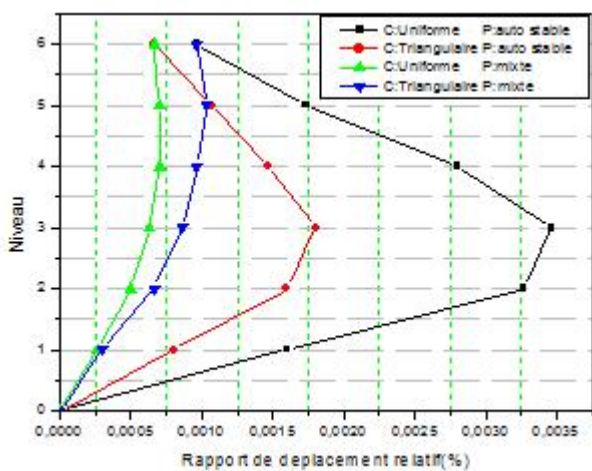
Modèle (2 et 12)



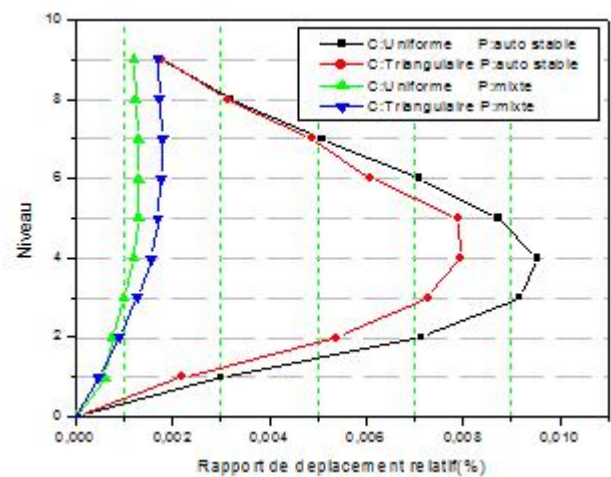
Modèle (3 et 13)



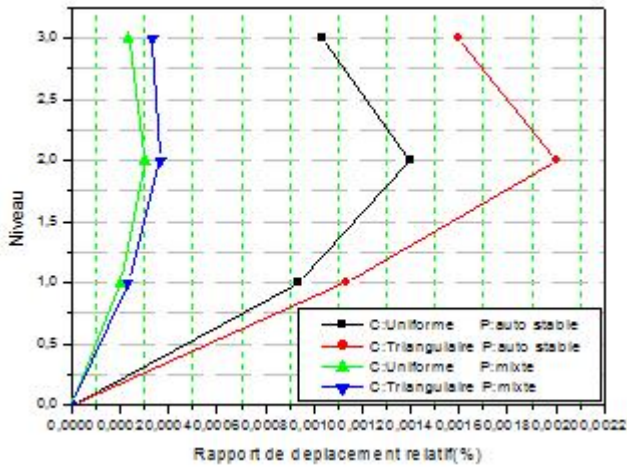
Modèle (4 et 14)



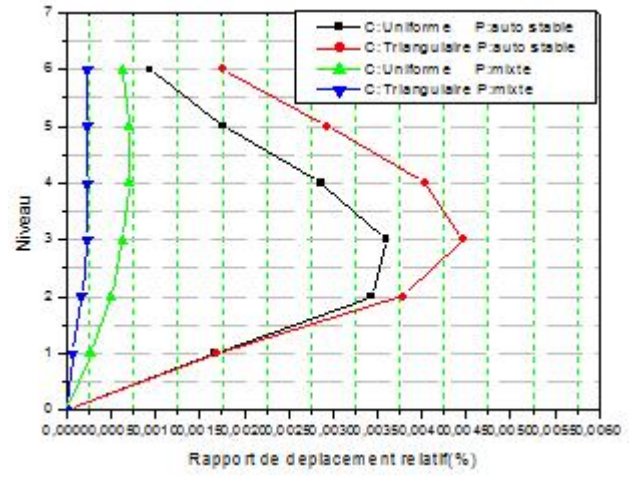
Modèle (5 et 15)



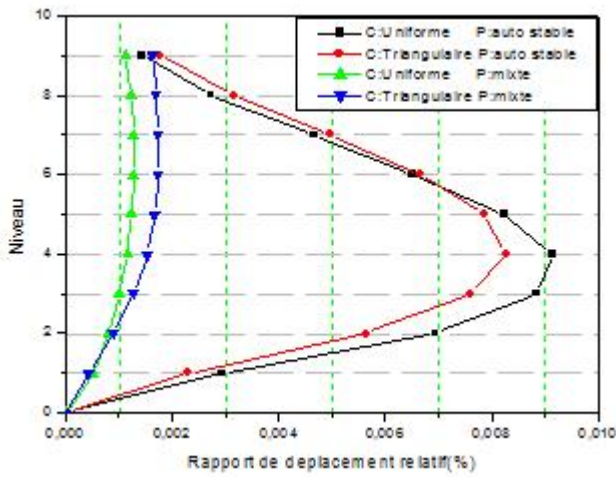
Modèle (6 et 16)



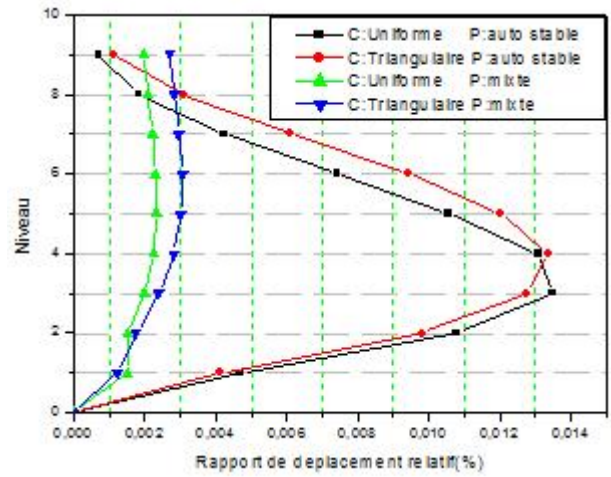
Modèle (7 et 17)



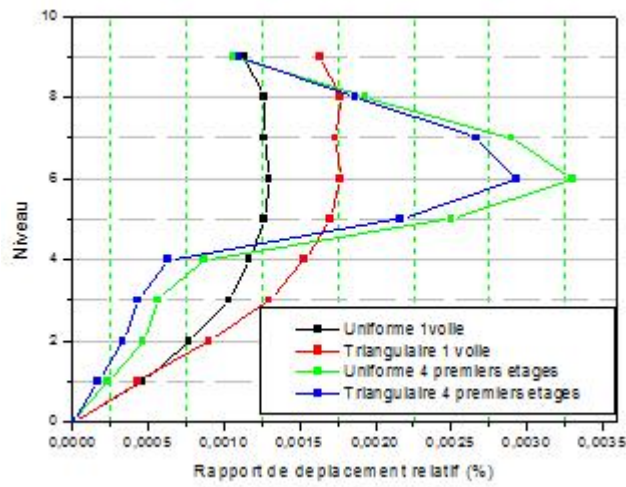
Modèle (8 et 18)



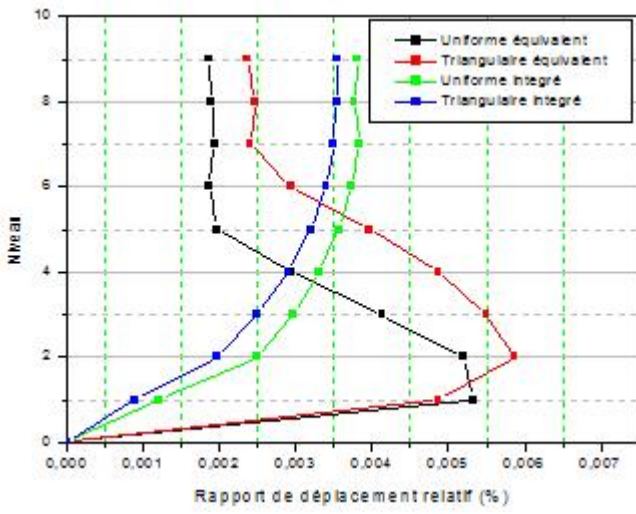
Modèle (9 et 19)



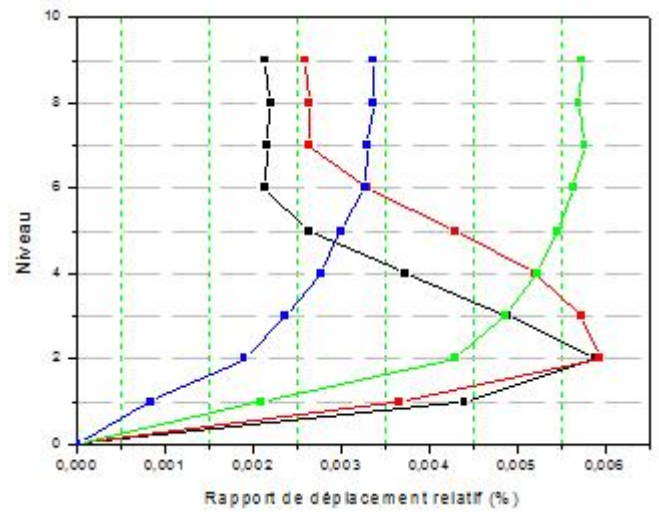
Modèle (10 et 20)



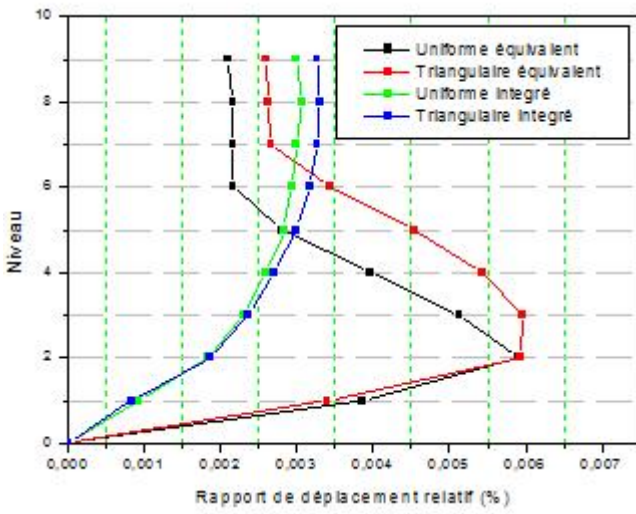
Modèle (21 et 22)



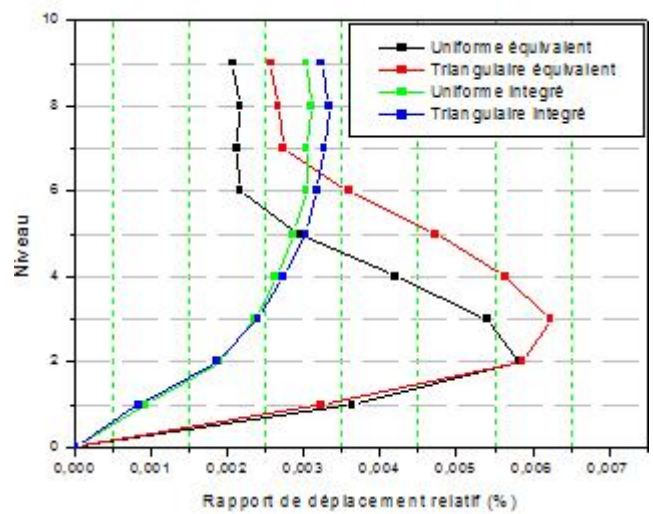
Modèles (23 et 27).



Modèles (24 et 28).



Modèles (25 et 29).



Modèles (25 et 30).

Figure A-2.3: Rapport de déplacement relatif.