

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civile et hydraulique
Réf :



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

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister

Spécialité : Modélisation Des Matériaux et des Structures

Analyse Pushover Des Portiques En B.A Etude Comparative

Présenté par :
BADLA WALID
Ingénieur D'état En Génie Civile

Soutenu publiquement le :

Devant le jury composé de :

Pr. R.CHEBIL	M.C	Président.	Université De Biskra
Dr. M.MELLAS	M.C	Directeur de mémoire	Université De Biskra
Dr. A.OUNISS	M.C	Examineur	Université De Biskra
Dr. A.KADID	M.C	Examineur	Université De Batna

ملخص

التحليل سكوني غير الخطي (Pushover) ، أصبح في السنوات الأخيرة كبديل مثير للاهتمام مقارنة مع للتحليل الديناميكي غير الخطي و واقعي بالمقارنة إلى طرق حساب الزلازل الكلاسيكية، لمباشرة ولإجراء التحليل سكوني غير الخطي يمكن استعمال العديد من رموز الحساب (SAP2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...) و لكل منها مزاياها و حدوده. الهدف من هذا البحث هو دراسة ردة فعل بعض هياكل الخرسانة المسلحة باستعمال الرموز المذكورة أعلاه للوصول إلى توصيات للمستعملين المستقبليين.

مفاتيح الكلمات:

الطلب، القدرة، منحنى التحليل سكوني غير الخطي، التحليل الديناميكي غير الخطي، الأداء الزلزالي والسلوك غير الخطي.

RÉSUMÉ

L'analyse pushover c'est composée ses dernier années comme étant une alternative attrayante par rapport à l'analyse dynamique non linéaire et réaliste par rapport aux technique de calcul sismique classique. Pour entreprendre une analyse pushover, l'analyse dispose de plusieurs codes de calcul (SPA2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...) ayant chacun ses avantages et ses limitations. Le bute de ce travail de recherche est d'étudier la repense pushover de certaines structures en B.A en utilisant les codes cites plus haut afin d'aboutir a l'éventuelles recommandation pour des futurs utilisateurs.

Mots clés : demande, capacité, courbe pushover et déplacement cible, vulnérabilité curves, spectre de capacité, analyse dynamique non linéaire, analyse pushover, performance sismique, comportement non linéaire

ABSTRACT

The pushover analysis was composed his last years as an attractive alternative to nonlinear dynamic analysis and realistic compared to conventional seismic calculation technique. To enter take a pushover analysis, the analysis has several computer code (SPA2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...) each having its advantages and limitations. The stumbles of this research is to study the pushover rethinking of some structures in BA using the codes cited above in order to achieve to the possible recommendation for future users.

Keywords: demand, capacity, and target displacement pushover curve, vulnerability curves, spectrum capacity, nonlinear dynamic analysis, pushover analysis, seismic performance, nonlinear behaviour

REMERCIEMENTS

C'est une tâche difficile de trouver les plus justes mots pour exprimer ses «mercis »,
c'est Paradoxalement la dernier page qu'ont rédigé et qu'on croise en premier.

Je tiens à exprimer mes sincères et profonds remerciements et reconnaissance au

Dr.M.MELLAS, qui m'a encadré durant ce travail ; reconnu pour sa modestie, et

Ses idées pertinentes et encourageantes, je voudrais aussi remercier le

Dr.A.KADID qui m'a fait l'honneur de bien vouloir guider mes pas tout au long

de ce travail. Ses conseils, ses encouragements m'ont été d'un soutien

particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.

Qu'il me soit permis aussi de traduire toute la reconnaissance qui j'éprouve au

Dr. R.CHEBILI, qui m'a honoré en présidant le présent jury.

Que monsieur le **Dr. A.OUNIS** reçoit l'expression de ma profonde

reconnaissance pour avoir bien voulu accepter dévaluer la présente thèse

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Mes parents

Mes frères et sœurs

Ma fiancée

Mes amis

LISTE DES FIGURES

N°	Figures	Page
2.1	Méthode des accélérations spectrales	15
2.2	Système d'un degré de liberté élastoplastique	16
2.3	Système linéaire correspondant au système inélastique	17
2.4	Spectres de réponse de ductilité constante	18
2.5	Courbes $R-\mu - T_n$	19
2.6	Méthode pushover	20
2.7	Idéalisation bi-linéaire de la courbe pushover (FEMA 450,2003)	22
2.8	Conversion de la courbe pushover vers la courbe de capacité.	25
2.9	Modèle bi-linéaire équivalent.	26
2.10	Conversion du spectre	28
2.11	Détermination du point de performance PP.	29
2.12	Bâtiment soumise à un séisme	32
2.13	Incorporation des effets d'interaction sol-structure.	34
3.1	Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel	37
3.2	Relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel	38
3.3	Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques	39
3.4	Courbure d'une section de poutre rectangulaire	39
3.5	Distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique	41
3.6	Diagramme moment –rotation	42
3.7	Courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial	43
3.8	Système local de membrure [SeismoStruct, 2011]	46
3.9	Modèle de l'élément fibre model [SeismoStruct, 2011]	47
3.10	Caractéristiques générales Force – Déplacement d'un élément	49
4.1	Loi de comportement de béton	51
4.2	Loi de comportement de l'acier	52
4.3	Modèle en acier bilinéaire – st-bl	53
4.4	Modèle du béton confiné constant non- linéaire con_cc	54
4.5	Modèle du béton non confiné constant non- linéaire con_cc	56
4.6	Différentes perspectives du bâtiment vue en plan	57
4.7	Spectre lissé RPA99/ 2003 5%	58

4.8 : Différentes sections et armatures du bâtiment ; (a) : poteau 50 cm x 50 cm, (b) : poteau 40 x 40, (c) : poutre 30 cm x 50 cm	59
4.9 : Modèle de distribution des charges	62
4.10 : Localisation des rotules plastiques	63
4.11 : Loi moment-courbure des poutres	64
4.12 : Courbe d'interaction moment-effort normal pour poteaux 50x50	66
4.13 : Loi moment-courbure des poteaux 50x50 du niveau RDC en fonction des différentes valeurs des efforts normaux existants	66
4.15 : Idéalisations de la courbe Pushover	68
4.16 : Courbe de capacité –SAP2000	70
4.17 : Courbe de capacité -SeismoStruct - $L_p=0.08L+0.022F_Y$.db	71
4.18 : Courbe de capacité-SeismoStruct - $LP=0.5h$	71
4.19 : Courbe de capacité-SeismoStruct – $LP=0.08L+6db$	72
4.20 : Courbe de capacité –Poteaux 40X40	72
4.21 : Courbe de capacité –Poteaux 50X50	73
4.22 : Courbe de capacité –Poteaux 50X40	73
4.23 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 40x40	74
4.24 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x40	74
4.25 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x50	74
4.26 : Courbe de capacité-demande	75
4.27 : Courbe de capacité –SAP2000	76
4.28 : Courbe de capacité -SeismoStruct - $L_p=0.08L+0.022F_Y$.db	77
4.29 : Courbe de capacité-SeismoStruct - $LP=0.5h$	77
4.30 : Courbe de capacité-SeismoStruct – $LP=0.08L+6db$	78
4.31 : Courbe de capacité –Poteaux 50X40	79
4.32 : Courbe de capacité –Poteaux 40X40	79
4.33 : Courbe de capacité –Poteaux 50X50	80
4.34 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 40x40	80
4.35 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x40	81
4.37 : Courbe de capacité-demande	82
4.38 : Courbe de capacité –SAP2000	83

4.39: Courbe de capacité -SeismoStruct - $L_p=0.08L+0.022FY$.db	84
4.40: Courbe de capacité-SeismoStruct - $LP=0.5h$	84
4.41 : Courbe de capacité-SeismoStruct - $LP=0.08L+6db$	85
4.42: Courbe de capacité –Poteaux 50X50	86
4.43 : Courbe de capacité –Poteaux 70X50	86
4.44: Courbe de capacité –Poteaux 70X70	87
4.45 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 70x50	87
4.47 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 70x70	88
4.48: Courbe de capacité-demande	89
4.6.5 : Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+5 pour différents niveaux du déplacement	90
4.6.6 : Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+8 pour différents niveaux du déplacement	91
4.6.7 : Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+12 pour différents niveaux du déplacement	92

LISTE DES TABLEAUX

N°	Figures	Page
4.1	<i>Caractéristiques du béton</i>	52
4.2	<i>Caractéristiques de l'acier</i>	52
4.3	<i>Détails des sections des poteaux et poutres</i>	57
4.4	<i>Périodes et masses modales des quatre premiers modes par SAP2000</i>	60
4.5	<i>Périodes et masses modales des quatre premiers modes par SEISMOSTRUCT</i>	61
4.6	<i>Distribution des charges latérales selon FEMA 356</i>	62
4.8	<i>Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 2000$ kN</i>	65
4.9	<i>Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 1500$ kN</i>	65
4.10	<i>Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 1000$ kN</i>	65
4.11	<i>Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 500$ kN</i>	65

Sommaire

Résumé	i
Remerciements	ii
Dédicaces	iii
Listes Des Figures	iv
Listes Des Tableaux	vii
sommaire	viii
Introduction générale	01
Chapitre -I- : Introduction générale et Synthèse bibliographique	
I-1 Etat de l'art	03
I-2 Travaux réalisés avec seismostructe	13
Chapitre -II- : Formulation de la théorie de l'analyse pushover	
II-1 Introduction	14
II-2 conceptions des bâtiments basés sur leur performance	14
II-2.1 système d'un degré liberté inélastique	16
II-2.2 Méthode d'analyse non-linéaire	19
II-2.2.1 diagramme de Capacité	20
II-2.2.2 Calcul de la demande de déplacement	25
II-2.2.3 Remarques	31
II-2.3 Prise en compte des effets d'interaction sol-structure	32
II-2.3.1 effets cinématiques	34
II-2.3.2 amortissement de la fondation	36
Chapitre -III- : Formulation numérique	
III-1 Introduction	37
III-2 Comportement non- linéaire idéalisé des éléments de la structure	38
III-2.1 Comportement non- linéaire idéalisé des régions critiques « les rotules plastiques »	39
III-2.2 Comportement sismique des poutres	39
III-2.2.1 Estimation de la longueur de la rotule plastique	43

III-2.3 Comportement sismique des poteaux	43
III-2.4 comportement sismique des voiles	44
III.3. Modélisation Numérique	45
III.3.1. Modélisation par SAP 2000 et SeismoStruct	46
III.3.2. Description de la procédure éléments finis	48
III.4 Conclusion	50

Chapitre -VI- : Mise En Œuvre Numériques Et Exemples Etudies

VI.1 Introduction	51
VI.2 Caractéristiques des matériaux	51
VI.2.1 Loi de comportement du béton-SAP2000	51
VI.2.3 Seismostruct- Modèle en acier bilinéaire –st-bl	53
VI.2.4 Seismostruct- Modèle du béton confiné constant non-linéaire con-cc	54
VI.2.5 Seismostruct- Modèle du béton non confiné constant non-linéaire con-cc	56
VI.3 Modèle des bâtiments testés	57
VI.4 Mouvement sismique	58
VI.5 Charges du poids propre et d'exploitation	58
VI.6 Applications	59
VI.6.1.1 Bâtiment R+5	59
VI.6.1.1.1 Sections et armatures	59
VI.6.1.1.2 Analyse modale linéaire (méthode spectrale)	60
VI.6.1.1.3 détermination de la distribution des charges latérales selon la FEMA	61
VI.6.1.1.4 Détermination des lois moment – courbure	63
VI.6.1.1.4.a. Loi moment-courbure pour les poutres	64
VI.6.1.1.4.b. loi moment-courbure pour les poteaux 50x50	65
VI.6.1.1.5. Niveau de performance de la structure	67
VI.6.1.1.6. Récapitulatif	67
VI.6.1.1.7. le spectre RPA 99/2003 au format ADRS	67
VI.6.2. La Courbe Pushover pour le bâtiment R+5	70
VI.6.3. La Courbe Pushover pour le bâtiment R+8	76
VI.6.4. La Courbe Pushover pour le bâtiment R+12	83

Sommaire

VI.6.5. Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+5 pour différents niveaux déplacements	90
VI.6.6. Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+8 pour différents niveaux déplacements	91
VI.6.7. Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+12 pour différents niveaux déplacements	92
-Conclusion et recommandation	93
-Référence bibliographique	

Introduction générale :

Les approches simplifiées pour l'évaluation sismique des structures qui considèrent le comportement inélastique, utilisent généralement les résultats d'une analyse statique de rupture pour définir la performance inélastique globale de la structure. Actuellement pour atteindre ce but, la procédure non linéaire (NSP statique) ou l'analyse pushover décrite dans EC8 sont utilisées. Les demandes sismiques sont calculées par une analyse statique non linéaire de la structure soumise à des forces latérales monotonement croissante avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint. L'analyse non linéaire statique (pushover) peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère. L'analyse fournit des informations sur la force et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique.

En faisant une analyse pushover, l'effort tranchant à la base par rapport à la courbe du déplacement maximal de la structure, habituellement désignée courbe de capacité, est obtenu. Pour évaluer si une structure est adéquate à résister à un certain niveau de charges sismiques, sa capacité doit être comparée avec les exigences qui correspondent à un scénario de l'événement sismique. Cette comparaison peut être basée sur des forces ou des déplacements.

Dans l'analyse pushover, la distribution des forces et le déplacement cible sont basés sur des suppositions très restrictives, par exemple, une forme du déplacement indépendante du temps. Donc, ceci n'est pas exact pour les structures où les modes supérieurs sont importants et elle peut ne pas détecter les faiblesses structurelles qui peuvent exister quand les propriétés dynamiques changent après la formation du premier mécanisme local de plastification. Une possibilité pratique pour pallier partiellement aux limitations en partie imposée par l'analyse pushover, c'est supposer deux ou trois formes différentes des déplacements (modèles des charges), et ensuite prendre l'enveloppe des résultats, ou utiliser la distribution adaptative des forces qui tentent de suivre le plus près possible la distribution des forces d'inertie qui varient avec le temps.

Beaucoup de méthodes ont été proposées pour appliquer la procédure non linéaire statique (NSP) aux structures. Ces méthodes sont : (1) la méthode spectrale de capacité (CSM) ; 2) méthode de coefficient du déplacement (DCM) ; 3) analyse modale pushover (MPA)

Le comportement des structures en béton armé BA peut être hautement inélastique sous l'action des forces sismiques. Par conséquent la performance inélastique globale des structures en BA sera dominée par les effets élastoplastiques, et par conséquent la précision de l'analyse pushover est influencée par l'aptitude des modèles analytiques à prendre en compte ces effets. En général les modèles analytiques pour l'analyse pushover des structures en portiques peuvent être divisés en deux types :

- 1) plasticité distribuée (zone plastique)
- 2) plasticité concentrée (rotule plastique).

Bien que l'approche de la rotule plastique ait un avantage clair par rapport à la méthode de la zone plastique à travers la simplicité des calculs, cette méthode est limitée à cause de son incapacité à capturer les comportements plus complexes qui impliquent une plastification plus sévère sous l'action combinée de la compression et de la flexion biaxiale et des effets de flambement qui peuvent réduire considérablement la capacité portante des éléments de la structure. Il est évident que l'analyse avec la plasticité distribuée est la meilleure approche pour résoudre la stabilité inélastique des portiques en BA avec des éléments ayant un comportement complexe.

Après cette introduction, une étude bibliographique faisant l'objet des différentes approches de détermination de la capacité et le niveau de performance pour le cas des structures en béton armé sera décrite dans le premier chapitre. De même, une étude bibliographique sur la méthode d'analyse statique non linéaire Pushover y sera aussi présentée. Le chapitre deux sera consacré à expliquer les aspects fondamentaux de cette analyse Pushover ainsi que l'intérêt des résultats issus de cette analyse dans le cadre de notre étude. Les formulations numériques nécessaires pour élaborer les lois de comportement des différents éléments des structures testées seront représentées dans le chapitre trois qui fera aussi l'objet d'une présentation sommaire du programme utilisé. Le chapitre quatre présentera la mise en œuvre numérique et les exemples étudiés. Des commentaires, des conclusions, des résultats et des exemples de validation y seront aussi présentés. Enfin, une conclusion générale terminera la présente étude

Chapitre-1

Introduction Générale

Chapitre I. Introduction générale et Synthèse bibliographique

1-1 Etat de l'art :

Ce chapitre sera consacré à une présentation de quelques travaux réalisés dans la littérature concernant la méthode de l'analyse pushover.

Les auteurs de [1] ont conclu que le tremblement de terre 2003 de Boumerdes qui a dévasté une grande partie du nord de l'Algérie a soulevé des questions au sujet de l'adéquation des structures à ossatures pour résister à des mouvements forts, puisque beaucoup de bâtiments ont subi de grands dommages ou se sont effondrés. Pour évaluer la performance des bâtiments à ossatures dans le futur, une analyse statique non linéaire pushover a été conduite. Pour atteindre cet objectif, trois bâtiments à ossatures de 5, 8 et 12 étages respectivement ont été analysés. Les résultats obtenus à partir de cette étude prouvent que les trames correctement conçues se comporteront bien sous les charges sismiques.

Une méthode non linéaire relativement simple pour l'analyse sismique des structures est présentée dans [2], c'est la méthode N2. Elle combine l'analyse pushover d'un modèle multi-degrés de liberté (MDOF) avec l'analyse du spectre de réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF). La méthode est formulée dans le format de déplacement d'accélération, qui permet, par l'interprétation de la procédure et des relations entre les quantités de base, de contrôler la réponse sismique, des spectres inélastiques, plutôt que des spectres élastiques avec l'équivalent d'amortissement et la période, sont appliqués. Cette fonction représente la différence majeure par rapport à la méthode du spectre de capacité. En outre, les quantités de la demande peuvent être obtenues sans itération. En règle générale, les résultats de la méthode N2 sont raisonnablement précis, à condition que la structure oscille principalement dans le premier mode. Certaines restrictions additionnelles s'appliquent. Les similitudes et les différences entre la méthode N2 proposée et les procédures FEMA 273 et ATC 40 d'analyse statique non linéaire sont discutées.

P. Fajfar présente dans son article [3] une technique d'analyse sismique relativement simple basée sur l'analyse pushover d'un modèle multi-degrés de liberté et l'analyse du spectre de réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté, appelé la méthode N2, qui a été développée à l'Université de Ljubljana en appliquant la norme européenne Eurocode 8. La méthode est formulée dans le format de l'accélération du déplacement, qui permet, par interprétation visuelle de la procédure et des relations entre les quantités de base, le contrôle de la réponse sismique. Sa version de base a été limitée à des structures planes. Récemment, l'applicabilité de la méthode a été étendue aux bâtiments plan-asymétriques, qui exigent un

modèle 3D de structure. Dans le document, la méthode N2 est résumée et appliquée à deux exemples de test.

Les auteurs de l'article [4] ont développé une procédure d'analyse pushover améliorée fondée sur la théorie dynamique des structures, qui conserve la simplicité de conception et de l'attractivité de calcul des procédures actuelles de répartition de la force invariant. Dans cette analyse pushover modale (MPA), la demande sismique en raison de conditions individuelles dans l'expansion modale des forces sismiques en vigueur est déterminée par une analyse pushover à l'aide de la répartition de la force d'inertie pour chaque mode. La combinaison de ces «modal» des demandes en raison de deux ou trois premiers termes du développement fournit une estimation de la demande totale sur les systèmes sismiques inélastique. Lorsqu'elle est appliquée à des systèmes élastiques, la procédure MPA prouve qu'elle est équivalente à l'analyse du spectre de réponse standard (RSA). Lorsque la réponse du pic inélastique d'un bâtiment en B.A de 9 étages déterminée par la procédure approximative MPA est comparée à une analyse rigoureuse d'une réponse non linéaire, il est démontré que MPA estime la réponse des bâtiments répondant ainsi en pleine zone inélastique à un degré similaire de précision dans l'estimation que la réponse de crête de RSA des systèmes élastiques. Ainsi, la procédure MPA est suffisamment précise pour une application pratique dans la construction de l'évaluation et la conception.

Le travail des auteurs de l'article [5] est basé sur la théorie de la dynamique des structures, la procédure d'analyse pushover modale (MPA) conserve la simplicité conceptuelle de procédures en cours avec répartition de la force invariant, désormais courante dans la pratique d'ingénierie structurale. La procédure MPA pour l'estimation de la demande sismique est étendue aux bâtiments plans asymétriques. Dans la procédure de MPA, la demande sismique en raison de conditions individuelles dans l'expansion modale des forces sismiques en vigueur est déterminée par une analyse statique non-linéaire en utilisant la distribution des forces d'inerties pour chaque mode, qui, pour des bâtiments non symétrique comprend deux forces latérales et couples à chaque niveau de plancher. Ces exigences modales due aux termes des premières années de l'expansion modale sont ensuite combinées par la règle CQC pour obtenir une estimation de la demande totale pour les systèmes sismiques inélastique. Lorsqu'elle est appliquée à des systèmes élastiques, la procédure MPA est équivalente à l'analyse du spectre de réponse standard (RSA). Les estimations de la demande sismique MPA pour torsion- rigide et élastique - torsion asymétriques systèmes sont présentés à la même précision car elles sont pour la construction symétrique, mais les résultats se détériorent à un système plan asymétriques torsion-même-rigide et le mouvement du sol

considéré parce que (a) Modes élastiques sont fortement couplés, et (b) le déplacement de toit est sous-estimé par la règle modale de combinaison CQC (ce qui serait aussi limite de précision de RSA pour les systèmes linéairement élastique).

Anil K. Chopra et Rakesh K. Goel ont utilisé **ATC-40** et **FEMA-274** pour déterminer la demande de déplacement imposées à un bâtiment prévu pour une déformation inélastique, leur procédure statique non linéaire, est basé sur la méthode du spectre des capacités, implique plusieurs approximations: La force latérale de distribution pour l'analyse pushover et la conversion des résultats le ce schéma de puissance sont basées uniquement sur le mode de vibration fondamentale du système élastique. La déformation induite par le tremblement de terre d'un système inélastique SDF est estimée par une méthode itérative qui nécessite une analyse d'une séquence d'équivalents systèmes linéaires, évitant ainsi l'analyse dynamique du système inélastique SDF. Cette dernière approximation est d'abord évaluée dans ce rapport, suivie par l'élaboration d'une procédure d'analyse simplifiée améliorée, basée sur les diagrammes de capacité et la demande, pour estimer la déformation de pointe des systèmes de SDF inélastique. Plusieurs lacunes dans l'ATC-40 Procédure A sont démontrées. Cette procédure itérative ne converge pas pour quelques-uns des systèmes analysés. Il convergé dans de nombreux cas, mais à une déformation dynamique très différente de celle (sécante réponse non linéaire ou du spectre de conception inélastique) d'analyse du système inélastique. L'ATC-40 Procédure B donne toujours une valeur unique de la déformation, la même que celle déterminée par la procédure A si elle convergé. La déformation de pointe des systèmes inélastiques déterminés par l'ATC-40 procédure sont avérées inexactes lorsqu'on les compare aux résultats de l'analyse non linéaire et l'histoire de réponse inélastique analyse du spectre de la conception. La procédure approximative sous-estime considérablement la déformation d'un large éventail de périodes et les facteurs de ductilité avec des erreurs de près de 50%, ce qui implique que la déformation est estimé à environ la moitié de la valeur «exacte». Étonnamment, l'ATC-40 est la procédure relative déficiente à même le spectre de conception élastique dans les régions sensibles à la vitesse et le déplacement sensible du spectre. Pour les périodes dans ces régions, la déformation de pointe d'un système élastique peut être estimée à partir du spectre de conception élastique à l'aide de la règle bien connue de déplacement égale. Toutefois, la procédure approximative requiert des analyses de plusieurs systèmes équivalents linéaires et produit encore de plus mauvais résultats.

Enfin, un procédé amélioré la capacité à la demande-diagramme qui utilise le spectre de conception bien connue constante ductilité pour le schéma de la demande a été élaboré et illustré par des exemples. Cette méthode donne la valeur de la déformation cohérente avec le

spectre de calcul inélastique sélectionné, tout en conservant l'attrait de la mise en œuvre graphique de l'ATC-40 méthode. Une version de la méthode améliorée est graphiquement similaire à ATC A-40 alors que la procédure une deuxième version est graphiquement similaire à l'ATC-40 B. Procédure Cependant, l'amélioration des procédures diffèrent de l'ATC-40 procédures dans un sens important. La demande est déterminée par analyse d'un système inélastique à la procédure améliorée au lieu d'équivalent dans les systèmes linéaires ATC-40 procédures. La meilleure méthode peut être facilement mise en œuvre numériquement si ses caractéristiques graphiques ne sont pas importantes pour l'utilisateur. Une telle procédure, basée sur des équations relatives R_y et μ pour différentes gammes de T_n , a été présenté, et illustré par des exemples en utilisant trois différents $R_y - \mu - T_n$ relations [6].

Une autre étude présentée dans [7], son objectif est de développer une procédure d'analyse pushover basée sur la théorie dynamique des structures, qui conserve la simplicité de conception et de l'attractivité de calcul des procédures actuelles avec la distribution de la force invariant, mais offre une excellente précision dans l'estimation de la demande sismique sur les bâtiments.

L'analyse du spectre de réponse standard (RSA) pour les bâtiments élastique est reformulée comme un Analyse pushover modale (MPA). Le pic de la réponse du structure élastique est grâce à son nième mode de vibration peut être exactement déterminée par l'analyse pushover de la structure soumise à des forces latérales réparties sur la hauteur du bâtiment en fonction de $s_{n=m\phi_n}^*$, où m est la masse, n matrice et ϕ_n son énième mode, et la structure est poussé à déterminé le déplacement du toit à partir de la déformation de pointe D_n du n -mode SDF système élastique. La combinaison de ces réponses maximales modale en règle de combinaison modale conduit à la procédure MPA. La procédure MPA est prolongé pour estimer la demande pour des systèmes sismiques inélastique : Premièrement, une analyse pushover pour déterminé le r_{no} pic de la réponse du système inélastique MDF aux différents termes modal, $P_{\text{eff},n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t)$, dans l'expansion modale des forces de tremblement de terre efficace, $P_{\text{eff},n}(t) = -m \ddot{u}_g(t)$, Le déplacement du cisaillement de base-toit ($V_{bn} - u_m$) la courbe est développé à partir d'une analyse pushover pour la distribution vigueur s_n^* . Cette courbe pushover est idéalisé comme bilinéaire et convertie à la relation force-déformation pour la énième "mode" inélastique système de SDF. La déformation de pointe de ce système SDF est utilisée pour déterminer le déplacement du toit, à laquelle la réponse sismique, r_{no} , est déterminée par analyse pushover. Deuxièmement, la demande totale, r_o , est

déterminé en combinant les r_{no} ($n = 1, 2, \dots$) selon une règle de combinaison modale appropriées. En comparant le pic de la réponse inélastique d'un immeuble de 9 étages SAC déterminé par le approximative procédure MPA avec une analyse rigoureuse du scénario de la réponse non linéaire (RHA) montre que la procédure approximative fournit de bonnes estimations des déplacements au sol et dérive étage, et identifie les endroits de la plupart des rotules plastique; rotule plastique rotations sont moins précises. Les résultats présentés pour le mouvement El Centro sol réduite par des facteurs variant de 0,25 à 3,0, montrent que la réponse MPA estimations de bâtiments répondant ainsi dans la gamme iv inélastique à un degré similaire de précision par rapport à la norme RSA pour estimer la réponse de crête des systèmes élastiques. Ainsi, la procédure MPA est suffisamment précise pour une application pratique dans la construction de l'évaluation et la conception. Comparer les demandes provoqués par des séismes pour la construction sélectionné 9 étages déterminée par analyse pushover à partir de trois distributions vigueur dans FEMA-273, MPA, et non linéaires RHA, il est démontré que la répartition de la force FEMA sous-estiment grandement les exigences de dérive d'étage, et de la MPA procédure est plus précise que toutes les méthodes répartition de la force dans l'estimation FEMA de la demande sismique. Cependant, toutes les procédures d'analyse pushover considérés ne semblent pas pour calculer avec une précision acceptable les quantités d'intervention locales, telles que les rotations des rotules plastique. Ainsi, la tendance actuelle de comparer et calculé les rotations des rotules plastique par rapport aux limites de rotation établi dans la FEMA-273 pour juger de la performance structurelle ne semble pas prudent. Au lieu de cela, l'évaluation des performances structurelles devrait être fondée sur les dérives d'étage connue pour être étroitement liés aux dommages et peut être estimée à un plus haut degré de précision des analyses pushover.

Les auteurs **Mao Jianmeng, Zhai Changhai et Xie Lili** ont démontré que la procédure d'analyse pushover (POA) est difficile à appliquer aux bâtiments de grande hauteur, elle ne peut pas tenir compte de la contribution des modes supérieurs. Pour contourner cette limitation, une procédure d'analyse pushover modale (MPA) a été proposée par **Chopra et al. (2001)**. Toutefois, la distribution invariable des forces latérales est encore adoptée dans la MPA. Dans cet article, une procédure améliorée MPA est présentée pour estimer la demande sismique des structures, compte tenu de la redistribution des forces d'inertie, après les rendements de la structure. Cette procédure améliorée est vérifiée par des exemples numériques des bâtiments de 5, 9 et de 22 étages. Il est conclu que la procédure améliorée MPA est plus précis que soit la procédure POA ou une procédure MPA. En outre, la

procédure proposée permet d'éviter un gros effort de calcul par l'adoption d'une répartition de la force latérale en deux phases [8].

M. NURAY AYDINOĞLU présentent la procédure statique non linéaire (NPS) basée sur l'analyse pushover, une méthode développée dans la dernière décennie comme un outil d'ingénierie pratique pour estimer les quantités de la réponse inélastique dans le cadre de l'évaluation sismique basée sur la performance des structures. Toutefois NSP souffre d'un inconvénient majeur: elle est limitée à une réponse d'un seul mode et donc la procédure peut être appliquée que de façon fiable à la réponse à deux dimensions de faible hauteur, les bâtiments ordinaires. Reconnaissant la permanence de l'intensification de l'utilisation de pushover fondée sur NSP dans les règles de l'art, le présent article tente de mettre au point une nouvelle procédure d'analyse pushover pour répondre à la réponse multi-mode d'une manière pratique et théorique cohérent. Le projet de l'analyse du spectre de réponse incrémentale (IRSA), la procédure est basée sur le développement approximative des diagrammes dits capacité modal, qui sont définis comme l'épine dorsale des courbes des boucles d'hystérésis modal. Diagrammes capacité modale sont utilisées pour l'estimation des déplacements spectrale inélastiques modale instantanée dans un processus linéaire par morceaux appelé analyse pushover-history. Elle est illustrée par une analyse, par exemple que la procédure proposée IRSA peut estimer avec une précision raisonnable les quantités de pointe de la réponse inélastique d'intérêt, tels que les ratios de dérive histoire et rotations rotules plastiques ainsi que les cisaillements d'étage et les moments de renversement. Une version pratique de la procédure est également mise au point qui est basée sur le spectre de réponse bon code spécifié par la loi de déplacement et bien connue égalité [9].

S. CHANDRASEKARAN et ANUBHAB ROY présentent dans leur article que la procédure d'analyse pushover récemment mis au point a conduit une nouvelle dimension à la conception basée sur la performance dans les pratiques d'ingénierie structurelle de l'augmentation de l'ordre de chargement monotone, les liens faibles et les modes de défaillance dans les portiques en béton armé à plusieurs étages sont habituellement formés. La répartition des forces et les déplacements des étages sont évalués en utilisant l'analyse statique non linéaire 'pushover', basées sur l'hypothèse que la réponse est contrôlée par le mode fondamental et aucun changement de mode a lieu. Compte tenu de l'activité de construction intensive, où même un tremblement de moyenne intensité peut causer une catastrophe, les auteurs estiment qu'une complètement à jour, la méthode polyvalente de

l'analyse et la conception parasismique des structures sont essentiels Une analyse dynamique détaillée d'un bâtiment de 10 étages à ossatures en B.A est donc effectuée en utilisant la méthode du spectre de réponse fondée sur les dispositions de code standard indiennes et cisaillement à la base, cisaillement étages et étages dérivés sont calculés. Une analyse pushover modale (MPA) est également effectuée pour déterminer la réponse structurale du même modèle pour les spectres d'accélération même que celle utilisée dans le cas précédent. L'objectif principal de l'étude est de faire ressortir la supériorité de la méthode analyse pushover sur la méthode d'analyse dynamique classique recommandée par le code. Les résultats obtenus à partir des études numériques montrent que la méthode du spectre de réponse sous-estime la réponse du modèle par rapport à l'analyse pushover modal. Il est également considéré que la participation modale des modes supérieurs contribue à de meilleurs résultats de la distribution de réponse sur la hauteur du bâtiment. Les courbes pushover sont tracées également pour illustrer le déplacement en fonction du cisaillement à la base [10].

Dans l'article [11], et en raison de sa simplicité, la profession d'ingénieur structurel a utilisé la procédure statique non linéaire (NSP) ou analyse pushover, la modélisation d'une telle analyse nécessite la détermination des propriétés non linéaires de chaque composante de la structure, quantifiée par la force et les capacités de déformation, qui dépendent des hypothèses de modélisation. L'analyse pushover est effectuée pour soit défini par l'utilisateur les propriétés des rotules non linéaire ou rotule par défaut, disponibles dans certains programmes fondés sur le FEMA-356 et l'ATC-40 des lignes directrices. Bien que ces documents fournissent les propriétés des rotules pour plusieurs gammes en détails, les programmes peuvent mettre en œuvre des valeurs moyennes. L'utilisateur doit être prudent, l'utilisation abusive de rotules par défaut peut conduire à des capacités de déplacement déraisonnable pour les structures existantes. Ce document étudie les éventuelles différences dans les résultats de l'analyse pushover en raison de défaut et définies par l'utilisateur des propriétés de composant non linéaire. Les bâtiments de quatre-et de sept étages sont considérés pour représenter faible et moyenne hauteur pour les bâtiments de cette étude. Longueur des rotules plastiques et l'espacement transversal des armatures sont supposés être les paramètres en vigueur dans les propriétés des rotules défini par l'utilisateur. Les observations montrent que la longueur de rotule plastique et l'espacement des armatures transversales n'ont aucune influence sur la capacité de cisaillement à la base, alors que ces paramètres ont des effets considérables sur la capacité de déplacement des cadres. Les comparaisons à souligner que l'augmentation du montant de l'armature

transversale améliore la capacité de déplacement. Bien que la courbe de capacité de la valeur par défaut de rotule modèle soit raisonnable pour le code bâtiments modernes conforme, il peut ne pas convenir à d'autres. Considérant que la plupart des bâtiments existants en Turquie et dans certains autres pays ne sont pas conformes aux exigences du code moderne détaillant, l'utilisation des rotules par défaut des besoins particuliers. Les observations montrent clairement que la rotule définis par le modèle d'utilisateur est meilleur que le modèle de la rotule par défaut reflétant un comportement non linéaire compatible avec les propriétés des éléments. Toutefois, si le modèle de la rotule par défaut est préféré en raison de la simplicité, l'utilisateur doit être conscient de ce qui est prévu dans le programme et doivent éviter l'utilisation abusive des rotules par défaut.

Dans l'article [12], une méthode novatrice et d'adaptation pushover, appelée ``SSAP'', est proposée sur la base des cisaillements étage qui tient compte de l'inversion de signe dans les modes plus élevés. À chaque étape, le modèle de charge appliquée est dérivé de l'instantané profil de cisaillement étage modal combiné. Le signe de la charge appliquée dans consécutives les mesures sont modifiées et la structure est à la fois poussé et tiré dans les niveaux étages différente. Un autre aspect de la méthode proposée est que, à chaque étape suppose une forme mode fondamental est dérivée de la courbe de charge. Sur la base de cette forme mode fondamental d'adaptation et le concept d'énergie, le système multi degré de liberté est converti en système un seul degré de liberté. La méthode proposée est appliquée à deux bâtiments en acier moment-cadre. Les résultats montrent une précision admirable dans la prévision de la dérive de la réponse inélastique de pointe, en particulier lorsque les effets des modes supérieurs sont importants. Une combinaison de cette méthode avec l'approche classique pushover, appelée ``SS- M1'', des résultats plus précis dans l'estimation de la dérive inélastique de pointe dans tous les niveaux du mode histoire par rapport aux autres approches pushover.

L'étude des auteurs **Yi Jiang, Gang Li , et Dixiong Yang** est basée sur la procédure du concept de l'équilibre énergétique analyse qui est fondée sur pushover multi-mode intégrant des concepts de la méthode du spectre des capacités et conserve l'attrait de calcul avec répartition de la force invariante, qui comprend les contributions importantes des modes supérieurs, et les estimations de la demande sismique des bâtiments tout à fait exact .le Développé dans le présent document est un concept énergétique modifié l'équilibre méthode basée dans lequel les contributions de réponse des modes de vibration le plus élevée sont calculées en supposant que le bâtiment soit linéairement élastique, réduisant ainsi l'effort de calcul. La capacité d'énergie modal et schémas de la demande des bâtiments sont construits, et

le point cible dynamique est l'intersection des deux schémas correspondant. En outre, la précision de la procédure proposée est évaluée pour les bâtiments soumis à une variété de mouvements du sol ensembles, y compris les mouvements du sol près de défaut de jeter étape et de légumineuses de directivité vers l'avant, et dans le processus d'enquête des observations particulières de mouvements du sol près de défaut sont obtenus. Les prévisions statistiques des demandes sismiques des capacités au titre de certains mouvements du sol par rapport aux estimations de la réponse l'analyse non linéaire l'histoire (NL-RHA) démontré que la procédure proposée est une alternative intéressante pour une application pratique. [13].

Une autre étude dans [14], résulte que la procédure statique non linéaire (NSP), fondée sur une analyse pushover est devenu un outil de prédilection pour l'utilisation dans des applications pratiques pour l'évaluation du bâtiment et vérification de la conception. Le NSP est toutefois limitée à la réponse du mode unique. Il est donc valable pour les bâtiments de faible hauteur, lorsque le comportement est dominé par le mode de vibration fondamentale. Il est bien reconnu que les demandes sismiques provenant de la NSP conventionnelle sont largement sous-estimées dans les étages supérieurs des immeubles de grande hauteur, dans lequel les contributions des modes supérieures à la réponse sont importantes. Cet article présente une procédure pushover nouvelle qui peut prendre en compte les effets des modes le plus élevé. La procédure, qui a été nommé pushover modal consécutives (CMP) procédure, utilise plusieurs étapes et analyses pushover une seule étape. Les réponses finales structurelles sont déterminées en enveloppant les résultats de plusieurs étages et des analyses pushover une seule étape. La procédure est appliquée à quatre portiques en B.A .une comparaisons entre l'évaluations du procédé de CMP et les valeurs exactes obtenues par l'analyse non linéaire de la réponse histoire (NL-RRS), ainsi que les prévisions de l'analyse modale pushover (MPA), a été effectuée. Il est démontré que la procédure CMP est en mesure de surmonter efficacement les limites de l'analyse pushover traditionnelles, et de prédire avec précision la demande sismique des immeubles de grande hauteur.

L'étude présentée dans l'article [15] vise à valider les méthodologies pushover pour des portiques en B.A par comparaison avec l'analyse dynamique incrémental (IDA). Un grand nombre de spectre de réponse simulée compatible temps des histoires a été utilisée pour effectuer des analyses supplémentaires dynamiques, et les résultats sont analysés de façon statistique. Trois procédures pushover différentes ont été envisagées, à savoir classique (premier mode de répartition de la charge, une distribution uniforme de la charge) et une méthode Pushover Adaptive basés sur le déplacement (DAP). En référence à trois études de cas, la comparaison des résultats statiques contre dynamique a été réalisée en termes de

courbes de capacité, les profils de la dérive inter- étages, les déplacements maximum en haut et en échec modes.

Les auteurs de [16] présentent une définition optimale d'un équivalent non-linéaire à un seul degré de liberté (SDF) du système, qui se substitue à un plan à plusieurs étages en béton armé (B.A) le châssis, est présenté. Cet optimum du système non-linéaire SDF est acceptable pour utilisation dans les procédures non linéaire approximative, comme statiques (et modale) analyse pushover, afin d'estimer la demande sismique des portiques plan en B.A à plusieurs étages. Cette définition optimale d'un système non-linéaire SDF est dérivée mathématiquement, pour le cas particulier des charges dynamiques sur les masses de la structure à plusieurs étages, en appliquant des hypothèses simplifiées. Le système non-linéaire SDF est approprié dans le cas du mouvement du sol (excitation sismique) à la base des portiques plan à plusieurs étages, comme les résultats du système en appliquant ce système non-linéaire SDF dans une série des portiques plan en B.A à plusieurs étages sont vérifiés par l'analyse non linéaire élastique du temps historique dynamiques à l'aide du programme Drain-2D. Enfin, un exemple numérique d'un portique plan en B.A de neuf étages est donné.

L'analyse statique pushover est devenue un outil populaire pour l'évaluation sismique des performances des structures existantes et nouvelles. L'attente est que l'analyse pushover fournira des informations sismiques suffisantes sur les demandes imposées par la conception du mouvement du sol sur le système de structure et de ses composantes. L'article [17] est consacré pour résumer les concepts fondamentaux sur lesquels l'analyse pushover peut être fondée, évaluer l'exactitude des prévisions de pushover, identifier les conditions dans lesquelles les pushover fournira des informations adéquates et, peut-être plus important encore, d'identifier les cas dans lesquels les prédictions pushover sont insuffisants [17].

1-2 Travaux réalisés avec seismostructe :

Barbara Borzi, Rui Pinho, Helen Crowley ont abouti dans leur étude que les méthodes d'analyse pour l'évaluation à grande échelle de la vulnérabilité sismique des bâtiments en B.A n'ont que récemment devenu possibles grâce à une combinaison avancées dans le domaine de l'évaluation de l'aléa sismique et l'analyse des réponses structurelles. Dans la plupart des procédures originales de définir des courbes d'analyse de vulnérabilité, les analyses non linéaires de sécante (time-history) des structures de prototype avec variant de façon aléatoire les caractéristiques structurelles ont été réalisée pour une série de tremblements de terre représentant. Toutefois, l'exécution des analyses dynamiques non linéaires pour un grand nombre de structures est extrêmement temps des méthodes

alternatives et la consommation ont donc été recherchées. La méthode présentée dans le présent document définit le comportement non linéaire d'une population aléatoire de bâtiments grâce au pushover procédure simplifiée et basés sur le déplacement. Les limites de capacité de déplacement sont indiquées sur la courbe de pushover et ces limites sont comparées avec la demande de déplacement à partir d'un spectre de réponse pour chaque bâtiment de la population au hasard, conduisant ainsi à la génération de courbes de vulnérabilité [26].

Chapitre-II

Formulation de la théorie
de l`analyse pushover

Chapitre II. Formulation de la théorie de l'analyse pushover

1. Introduction [27]

Les forces et les déplacements induits par le mouvement sismique peuvent franchir le seuil de l'élasticité des éléments structuraux. Du point de vue de la conception, la façon traditionnelle pour la prise en compte du non linéarité de la structure est associée à une réduction des forces provenant d'une analyse élastique. Les déplacements sont en suite vérifiés d'une façon approchée. C'est la méthode de conception basée sur les forces.

La conception avec la prise en compte directe des déplacements et l'évaluation précise du comportement non -linéaire attendue sur chaque élément structuraux est, néanmoins, une approche plus naturelle. C'est la méthode de conception basée sur la performance.

Ce rapport présente les principes fondamentaux et les méthodes courantes de conception des bâtiments basées sur la notion de performance. L'extension de la méthode pour la prise en compte de façon approchée des effets d'interaction dynamique sol-structure est également présentée.

2. Conception des bâtiments basés sur leur performance [27]

Les méthodes traditionnelles de conception des bâtiments sous chargement sismique sont basées sur l'utilisation des accélérations spectrales. On suppose que le système peut être représenté par un oscillateur d'un degré de liberté, de masse M de période élastique T_e et le taux d'amortissement ζ . On connaît aussi un spectre d'accélérations élastiques de conception, provenant du code de calcul respectif. Avec ce spectre et les propriétés de l'oscillateur, l'effort tranchant élastique à la base (V_e) est :

$$V_e = Mg \left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_e \quad (2.1)$$

Où $\left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_e$ est l'accélération du spectre élastique correspondante à la période élastique T_e et au taux d'amortissement ζ (figure 2.1).

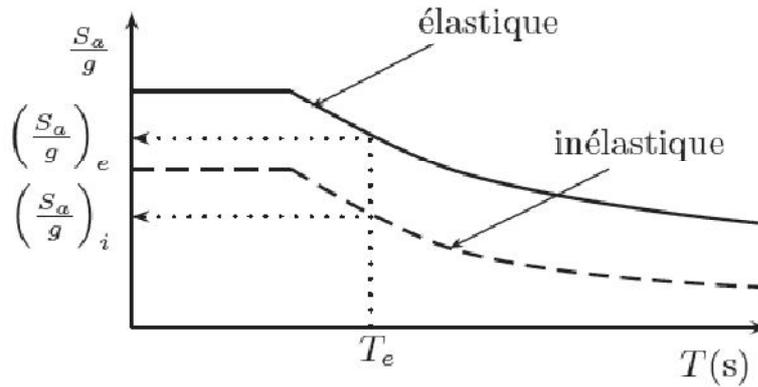


FIG. 2.1-Méthode des accélérations spectrales [27]

Si le système est conçu pour un effort tranchant V_i inférieur à V_e on peut s'attendre à ce que le système subisse un comportement inélastique. Ce comportement induira une augmentation du taux d'amortissement du système, et donc une diminution des accélérations subies par la structure. Avec la prise en compte du comportement inélastique on peut construire un nouveau spectre de réponse (figure 2.1). Si on suppose que la période reste approximativement constante et égale à T_e on obtient:

$$V_e = Mg \left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_i = \frac{V_e}{R} \quad (2.2)$$

ou R et le coefficient de réductions des forces. Du point de vue économique, la conception d'un système qui reste élastique seulement jusqu'à la valeur V_i est moins coûteuse que celle d'un système qui reste élastique jusqu'à V_e . Mais, pour profiter de cette économie, il est nécessaire de garantir que les différents éléments des bâtiments (structuraux et non-structuraux) puissent développer le comportement inélastique requis. En plus, de façon implicite on doit accepter l'apparition d'un certain niveau de dommage après le mouvement sismique.

Les principales limitations de la méthode de conception par accélérations sont liées au choix du coefficient R et sur la vérification des éléments structuraux : -Le coefficient R est normalement fixé par une réglementation, en fonction des matériaux de construction et du système structural. Sa valeur est normalement obtenue en fonction des observations faites après les séismes passés et avec l'expérience des ingénieurs. Sa valeur est difficile à justifier et a seulement un sens moyen du point de vue du comportement attendu. Pour des situations plus particulières, l'emploi du coefficient R peut être assez éloigné du comportement réel développé par la structure. -Les déplacements ne sont pas traités de façon directe, sinon vérifiés avec certains critères à la fin du processus de conception. La conception de chaque élément est basée fondamentalement sur les forces obtenues avec l'incorporation du

coefficient R . Par contre, il est bien plus naturel de définir la défaillance des éléments structurels en fonctions des déplacements au lieu des forces. Une approche qui prend en compte directement les déformations des éléments et les déplacements de la structure semble être plus naturelle. C'est le but des méthodes de conception de bâtiments basées sur la notion de performance. Suivant cette méthodologie, on impose des limites aux déformations de service pour les séismes moyens, de façon à prévenir les dommages des éléments structuraux et non-structuraux. Pour les séismes majeurs, on impose des limites de déformations pour prévenir la défaillance de la structure.

2.1 Système d'un degré de liberté inélastique [27]

On considère un système d'un degré de liberté des propriétés (élastiques) : m , k et c . La relation entre l'effort tranchant à la base V et le déplacement de l'oscillateur δ est de type élastoplastique parfaite. La déformation limite d'élasticité δ_y , est associée à un effort tranchant V_y , (figure 2.2).

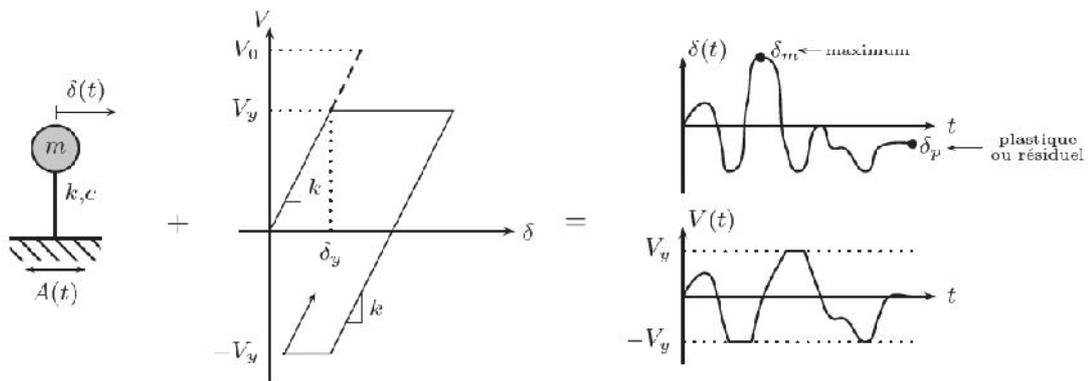


FIG. 2.2- Système d'un degré de liberté élastoplastique [27]

Sous l'action d'un certain chargement dynamique, le système atteindra la plasticité et subira un déplacement maximal de δ_m et un certain déplacement résiduel ou permanent δ_p . On peut comparer le déplacement plastique maximal δ_m avec celui correspondant à un système avec les mêmes propriétés élastiques, mais qui reste linéaire pendant tout le chargement (figure 2.3). Les deux systèmes ont donc la même masse m , la même rigidité initiale k et le même amortissement c . La période propre des deux systèmes est la même si $\delta < \delta_y$, pour des déplacements supérieurs, il n'est plus possible de définir une période élastique pour le système inélastique. On peut interpréter V_0 comme la résistance minimale requise pour qu'un

système reste élastique pendant tout le chargement. Le coefficient de réduction de forces R peut être défini selon :

$$R = \frac{V_0}{V_y} \quad (2.3)$$

De façon analogue, on peut définir le facteur de ductilité μ selon :

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (2.4)$$

Avec la rigidité élastique k on peut relier le coefficient de réduction des forces au facteur de ductilité:

$$R = \frac{V_0}{V_y} = \frac{k\delta_0}{k\delta_y} = \frac{\delta_0}{\delta_y} \rightarrow \frac{\delta_m}{\delta_0} = \frac{\mu}{R} \quad (2.5)$$

Si le coefficient de réduction des forces R est égal à 1, $\delta_0 = \delta_m$ et le système reste tout le temps linéaire élastique, il n'y a pas de déplacements permanents δ_p . Si le coefficient R est plus grand que l'unité, le déplacement maximal sera supérieur à celui de la limite d'élasticité δ_y et donc la ductilité sera supérieure à l'unité. Les déplacements permanents seront aussi non nuls. Si l'on augmente la valeur de R , la limite d'élasticité δ_y , diminue et le facteur de ductilité μ augmentera.

Spectres de réponse de ductilité constante. Pour l'application de la méthode de conception par performance, il est pratique de disposer des spectres de ductilité μ constante. La procédure suivante est proposée par Chopra, 2001 pour un signal sismique connue $\ddot{u}_g(t)$:

1. Sélection d'un taux d'amortissement ζ .

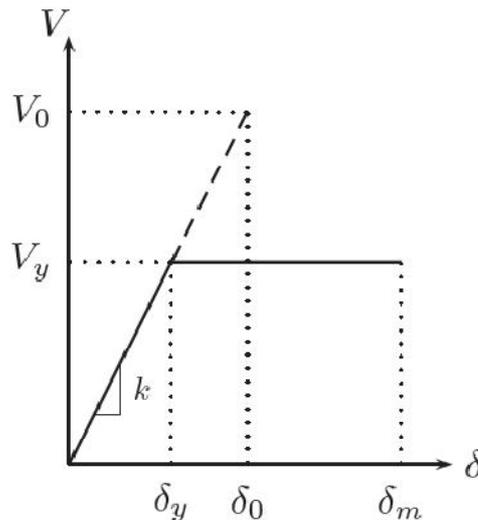


FIG. 2.3- Système linéaire correspondant au système inélastique [27]

2. Sélection d'une valeur de pulsation propre T_n (ou k et m).

Calcul de la réponse élastique $\delta(t)$ du système des propriétés T_n et ζ . Obtention du déplacement maximal élastique δ_0 et de la force correspondante $V_0 = k\delta_0$.

4. Calcul de la réponse pour un système élastoplastique des mêmes propriétés T_n , ζ pour un certain $V_y = \frac{V_0}{R}$ donné. Calcul du déplacement maximal δ_m correspondant et le μ

correspondant. Répétition pour plusieurs valeurs de V_y de façon à obtenir une courbe (V_y, μ) .

5. Sélection d'une valeur de ductilité μ et de la valeur V_y correspondante. Avec V_y on obtient

$\delta_y = \frac{V_y \delta_0}{V_0} \delta_y$ connu, les ordonnées spectrales sont:

$$D_y = \delta_y \quad V_y = \omega_n \delta_y \quad A_y = \omega_n^2 \delta_y \quad (2.6)$$

Où D_y, V_y et A_y sont les réponses spectrales en déplacement, pseudo-vitesse et pseudo-accélération respectivement:

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n}$$

La répétition pour plusieurs valeurs de T_n donne les spectres de réponse pour un certain μ fixe. Pour obtenir le spectre d'une autre ductilité il suffit de changer la valeur de μ dans le dernier pas. Les spectres obtenus ont l'allure de la figure 2.4 pour le cas des pseudo-accélérations.

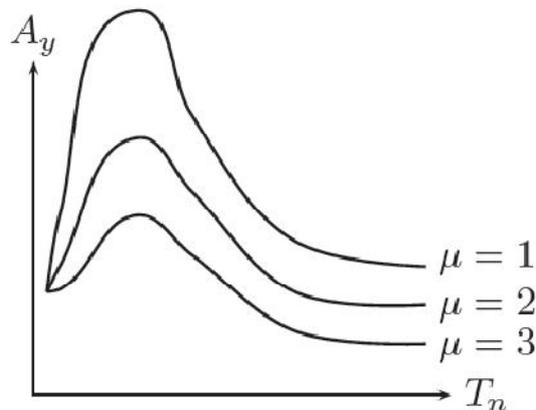


FIG. 2.4- Spectres de réponse de ductilité constante [27]

Courbes $R - \mu - T_n$. Une autre option pour représenter le comportement inélastique de l'oscillateur est d'utiliser les courbes qui relient le coefficient de réduction des forces R et le facteur de ductilité μ associé à la période fondamentale de l'oscillateur T_n . La construction de ces courbes est similaire à celle des spectres de réponse de ductilité constante:

1. Sélection d'un taux d'amortissement.
2. Sélection d'une valeur de pulsation propre T_n (ou k et m).
3. Calcul de la réponse élastique $\delta(t)$ du système des propriétés T_n et Obtention du déplacement maximal élastique δ_0 et de la force correspondante $V_0 = k\delta_0$.
4. Calcul de la réponse pour un système élastoplastique des mêmes propriétés T_n, ζ pour un certain $V_y = \frac{V_0}{R}$ donné. Calcul du déplacement maximal δ_m correspondant et le μ correspondant. Répétition pour plusieurs valeurs de R de façon à obtenir une courbe (R, μ) .
5. Sélection d'une valeur de R et de sa valeur μ correspondante. Représentation du point (T_n, μ, R) .

La répétition pour plusieurs valeurs de T_n , donne la courbe pour un certain R fixe. Pour établir les autres courbes il suffit de changer la valeur de μ dans le dernier pas (figure 2.5).

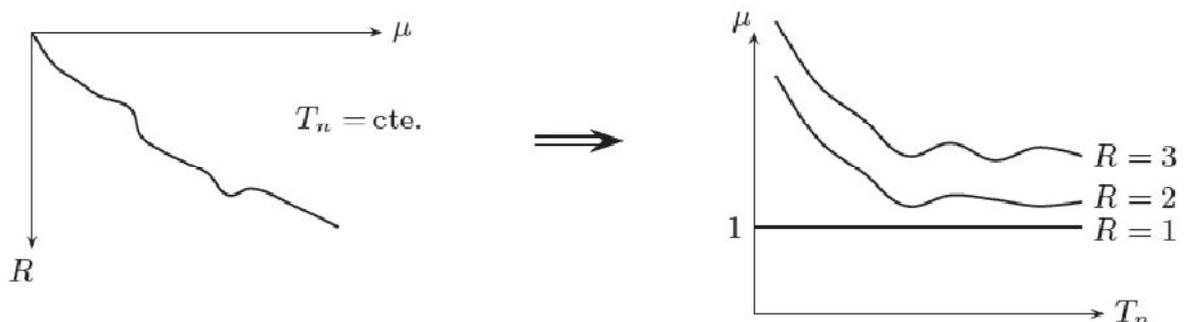


FIG. 2.5- Courbes $R - \mu - T_n$ [27]

2.2 Méthodes d'analyse non –linéaire [27]

Le plus grand défi pour la conception des bâtiments sur la base de leur performance sismique a été le développement des méthodes à la fois simples et efficaces pour l'analyse, la conception et la vérification des effets des séismes sur les structures. Les méthodes d'analyse doivent être capables de prédire la demande des forces et des déplacements imposés par les

séismes de façon réaliste. En réponse à ces besoins, certaines réglementations, notamment le **ATC 40, 1996** et le **FEMA 450, 2003** (dernière version), ont incorporé des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme.

Parmi les méthodes pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par **Freeman et al. , 1975** et **Freeman, 1978**. La méthode suit les pas généraux suivants:

1. Construction de la courbe de capacité à partir de la courbe de pushover de la structure
2. Conversion du spectre de réponse élastique au spectre de demande.
3. Détermination du point de performance de la structure.
4. Conversion du point de performance à la demande de ductilité sur chaque élément de la structure.

Les détails et les options pour chaque pas de la méthode sont traités par la suite.

2.2.1 Diagramme de Capacité [27]

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe de pushover. La courbe de pushover est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible (figure 2.6). La courbe consiste de la représentation de la force latérale totale en fonction du déplacement dans un certain point de contrôle (normalement sur le centre de masses du niveau supérieure).

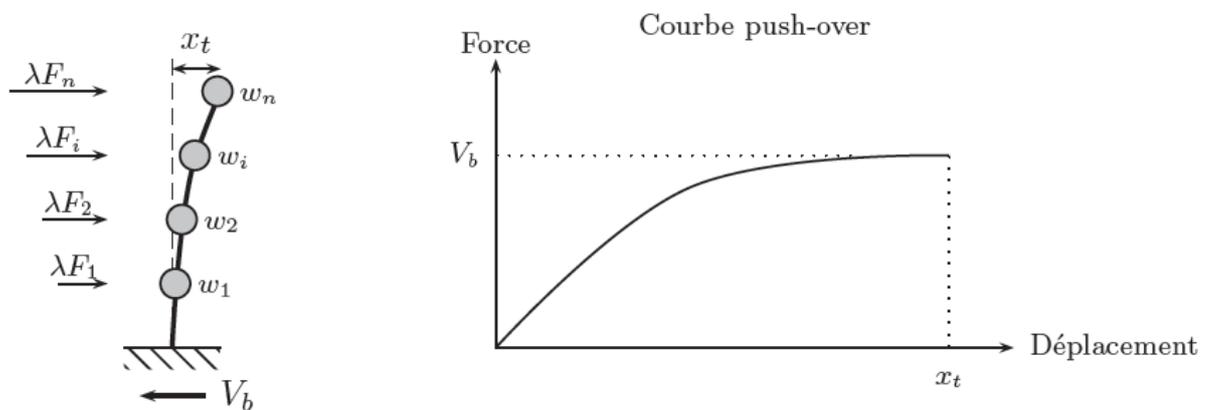


FIG. 2.6- Méthode pushover [27]

L'objectif de l'analyse est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des demandes en déplacement sous l'action d'un séisme. Cette méthode non-linéaire statique prend en compte de façon approchée la redistribution des efforts internes de la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré (la liberté). Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement.

Distribution des forces : Le choix de la distribution des forces pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme).

Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres non-fondamentales, et si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution (les forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisant).

Par contre, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de défaillance locale. Les auteurs conseillent d'employer au moins deux distributions des forces. On emploie souvent une distribution uniforme (proportionnel au poids de chaque étage), laquelle augmente la demande sur les étages inférieures devant les supérieures (favorise l'effort tranchant devant le moment tournant), et une autre provenant des réglementations, par exemple:

$$F_i = C_{v,i} V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} \quad (2.7)$$

où $C_{v,i}$ est le coefficient de distribution des forces, V est la force latérale totale, w_j est le poids du niveau j , h_j est la hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base) et F_i est la force latérale du niveau i . La valeur d'exposant k dépend de la réglementation, par exemple le **FEMA 450 (2003)** emploie :

$$k = \begin{cases} 2 & \text{si } T_e \geq 2.5 \\ 1 & \text{si } T_e < 0.5 \end{cases} \quad (2.8)$$

Où T_e est la valeur de la période fondamentale élastique de la structure. Des valeurs intermédiaires doivent être interpolées.

Reconnaissant les limitations de l'emploi de la distribution constantes des forces, plusieurs auteurs ont proposé des distributions adaptables pour prendre en compte la variation

de la distribution des forces d'inertie pendant le mouvement (**Fajfar et Fischinger, 1988 ; Bracci et al. 1997**). Certaines méthodes proposent des charges proportionnelles aux déplacements latéraux sur chaque incrément, la distribution des forces étant basée sur des combinaisons modales **SRSS** des modes dérivés de la rigidité tangente à chaque incrément et les charges proportionnelles à la résistance au cisaillement de chaque étage pendant les pas de charge précédentes. Malgré les recherches, il n'existe pas encore une distribution unique adaptable plus avantageuse pour tous les systèmes structuraux. En général, l'emploi des distributions adaptables est nécessaire pour des bâtiments de période fondamentale longue avec des mécanismes de plastification localisés.

Déplacement cible. La question qui se pose lorsqu'on développe la courbe de pushover d'un bâtiment est: quand arrêter le chargement. Les réglementations, par exemple le **FEMA 450 (2003)** propose d'arrêter le chargement lorsqu'on atteint 150% d'un déplacement cible δ_t (Au point de contrôle) défini selon :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.9)$$

Où C_0 est un facteur qui relie le déplacement spectral du système équivalent d'un degré de liberté au déplacement du toit du bâtiment. C_1 est un facteur qui prend en compte la différence entre le

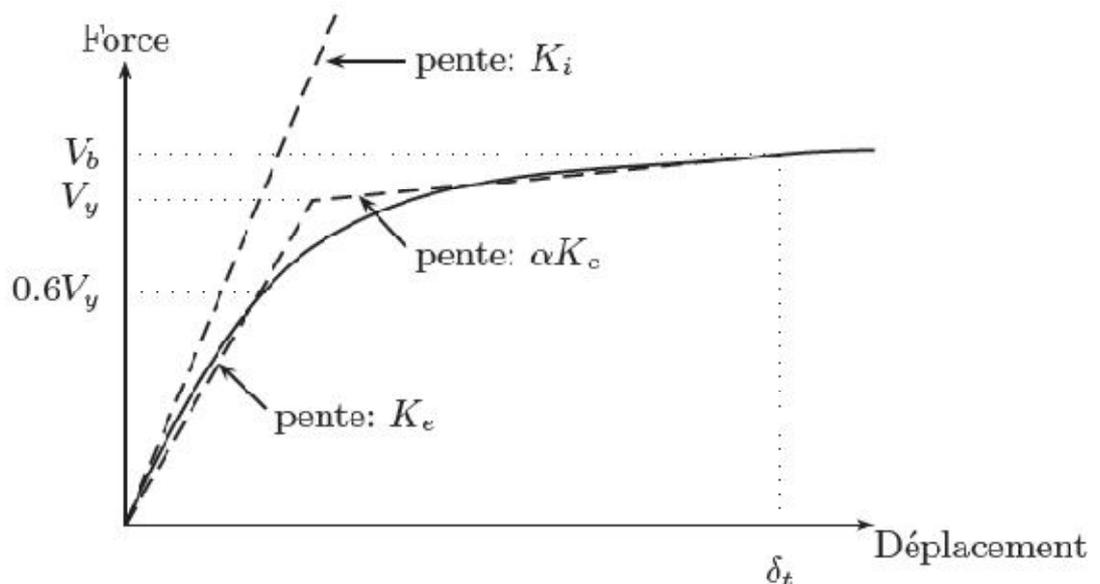


FIG. 2.7- Idéalisation bi-linéaire de la courbe pushover (FEMA 450,2003) [27]

Déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire. C_2 prend en compte la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique. C_3 prend en

compte les effets $P - \Delta$ (non linéarité géométrique). g est la pesanteur, S_a est l'accélération spectrale pour la période effective du bâtiment selon la direction d'analyse T_e obtenu par:

$$T_e = T_i \sqrt{K_i K_e} \quad (2.10)$$

Où K_e , est la rigidité latérale du bâtiment selon la direction considérée et K_i la rigidité latérale effective obtenue de la courbe de pushover (figure 2.7). En effet, le code **FEMA 450 (2003)** emploie justement ce déplacement cible δ_t comme déplacement induit par le séisme pour le calcul des demandes de ductilité sur les éléments structuraux. Dans la pratique on emploie plus couramment la méthode du spectre de demande introduite par le **ATC 40 (1996)** qui sera présenté dans la prochaine section. Dans ce cas on charge la structure jusqu'à l'obtention de l'instabilité globale ou partielle.

Diagramme de Capacité. Une fois la courbe de pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement. Pour obtenir cette équivalence on commence par l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération sismique à sa base $\ddot{u}_g(t)$:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

Où $\{x(t)\}$ sont les déplacements de chaque niveau: $[M]$, $[C]$ et $[K]$ les matrices de masse, amortissement et rigidité respectivement. On peut décomposer les déplacements sous forme d'une série de n modes propres:

$$\{x(t)\} = \sum_n \{x(t)\}_n = \sum_n \{\phi\}_n q_n(t) \quad (2.12)$$

Où $q(t)$ sont les coordonnées modales.

Si on est capable de résoudre l'équation (2.11) on obtiendra les déplacements $\{x(t)\}$ pour chaque niveau j du bâtiment. Du point de vue de la conception, il est nécessaire de récupérer les forces et les contraintes sur chaque élément de la structure. Ces forces peuvent être obtenues sur chaque élément en introduisant des forces équivalentes statiques $\{F(t)\}$. A chaque instant t , ces forces doivent produire les mêmes déplacements $\{x(t)\}$, c'est à dire:

$$\{F(t)\} = [K]\{x(t)\} \quad (2.13)$$

L'application des forces $\{F(t)\}$ sur une analyse statique pour chaque instant t donne les forces et contraintes sur les éléments. La caractérisation des forces $\{F\}$ peut être obtenue avec une décomposition de l'inertie du système:

$$[M]\{1\} = \sum_n \Gamma_n [M]\{\phi\}_n = \sum_n \{S\}_n \quad (2.14)$$

où Γ_n sont des facteurs de participation et $\{S\}_n$ sont des distributions des forces sur la structure. Si les modes proviennent d'une analyse de valeurs et de vecteurs propres, on profite de leur orthogonalité pour obtenir la valeur de Γ_n :

$$\underbrace{\{\phi\}_n^t [M]\{1\}}_{L_n} = \Gamma_n \underbrace{\{\phi\}_n^t [M]\{\phi\}_n}_{M_n} \rightarrow \Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (2.15)$$

L'application des propriétés d'orthogonalité des modes sur (2.14) permet d'obtenir l'expression classique:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n(t) = -\Gamma \ddot{u}_g(t) \quad (2.16)$$

Où ζ est le taux d'amortissement du mode et ω_n sa pulsation. Si on fait la substitution $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$ avec $D_n(t)$ le déplacement associé au mode n on obtient:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.17)$$

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

$$\{x(t)\} = \sum_n \{\phi\}_n \Gamma_n D_n(t) \quad (2.18)$$

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

$$\{x(t)\} \approx \{\phi\}_1 \Gamma_1 D_1(t) \quad (2.19)$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement du toit x_t (Composante N de $\{x\}$) et le déplacement correspondant au premier mode est :

$$x_t = \phi_{N,1} \Gamma_1 D_1 \rightarrow D_1 = \frac{x_t}{\phi_{N,1} \Gamma_1} \quad (2.20)$$

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

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe pushover et l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques $\{F\}_n$ pour un mode n :

$$\{F(t)\}_n = [K]\{x(t)\}_n = \{S\}_n A_n(t) = \omega_n^2 \{S\}_n D_n(t) \quad (2.21)$$

où $A_n(t)$ sont les pseudo-accélérations modales. En général si on désire une réponse $r_n(t)$, on peut l'obtenir à partir des résultats r_n^{st} d'une analyse statique équivalente des forces $\{F\}_n$:

$$r_n(t) = r_n^{st} A(t) \quad (2.23)$$

Dans cette approche, l'effort tranchant à la base V_b peut être obtenu en fonction de l'effort $V_{b,n}^{st}$ induit par les forces $\{S\}_n$ pour un instant donné :

$$V_{b,n}^{st} = \sum_{j=1}^N S_j, n = \{1\}^t \{S\}_n = \Gamma_n \{1\}^t \underbrace{[M]}_{L_n} \{\phi_n\} \quad \rightarrow \quad V_{b,n}^{st} = \frac{L_n^2}{M_n} = M_n^* \quad (2.23)$$

où M_n^* , est la masse effective modale associée au mode n . Finalement, l'effort tranchant à la base V_b peut être approximé selon :

$$V_b(t) = \sum_n V_{b,n}^{st} A_n(t) \approx V_{b,1}^{st} A_1(t) \quad \rightarrow \quad A_1(t) = \frac{V_b(t)}{M_1^*} \quad (2.24)$$

On obtient ainsi une expression pour transformer l'effort tranchant à la base de l'analyse pushover à l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté (figure 2.8). La courbe $D_1 - A_1$ est connue sous le nom de diagramme de capacité de la structure.

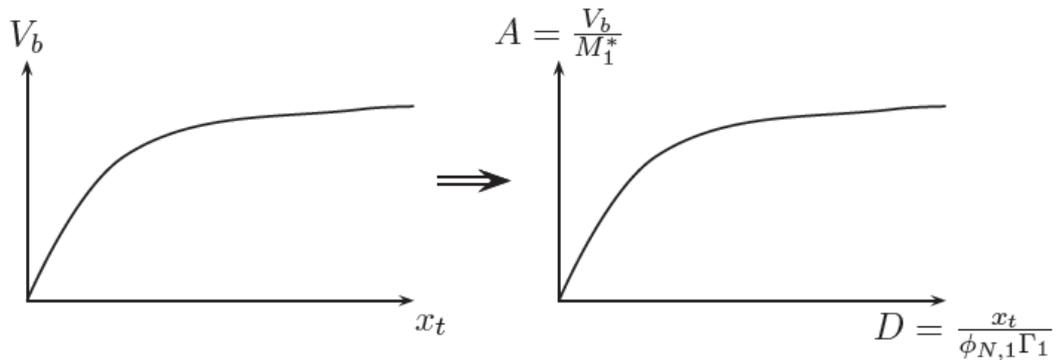


FIG. 2.8- Conversion de la courbe pushover vers la courbe de capacité [27].

2.2.2 Calcul de la demande de déplacement [27]

Ils existent plusieurs techniques pour obtenir la demande de déplacement sur la structure. Le principe général de toutes les techniques est le même: construire une approximation bi-linéaire pour le diagramme de capacité, apporter le spectre de réponse élastique du séisme au format $A - D$ et chercher l'intersection entre les deux courbes selon un schéma itératif. Le code **FEMA 450 (2003)** donne deux options soit obtenir la demande de déplacement δ_t de façon analytique avec les expressions (2.9), soit suivre la méthode proposée par le code **ATC 40 (1996)**.

Idéalisation bi-linéaire. On commence par chercher une représentation bi-linéaire équivalente du diagramme de capacité. Cette idéalisation permet de calculer le rapport de ductilité μ ainsi que l'amortissement équivalente qui comprend l'amortissement visqueux et l'amortissement hystérétique.

La courbe bi-linéaire équivalente s'appuie sur un critère d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale D_m , l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bi-linéaire (énergie de déformation), autrement dit, les aires $\Omega_1 = \Omega_2$ sur la figure 2.9. Sur la même figure; A_y et A_m sont les accélérations de limite d'élasticité et maximale; D_y et D_m sont les déplacements correspondant à ces deux niveaux d'accéléérations.

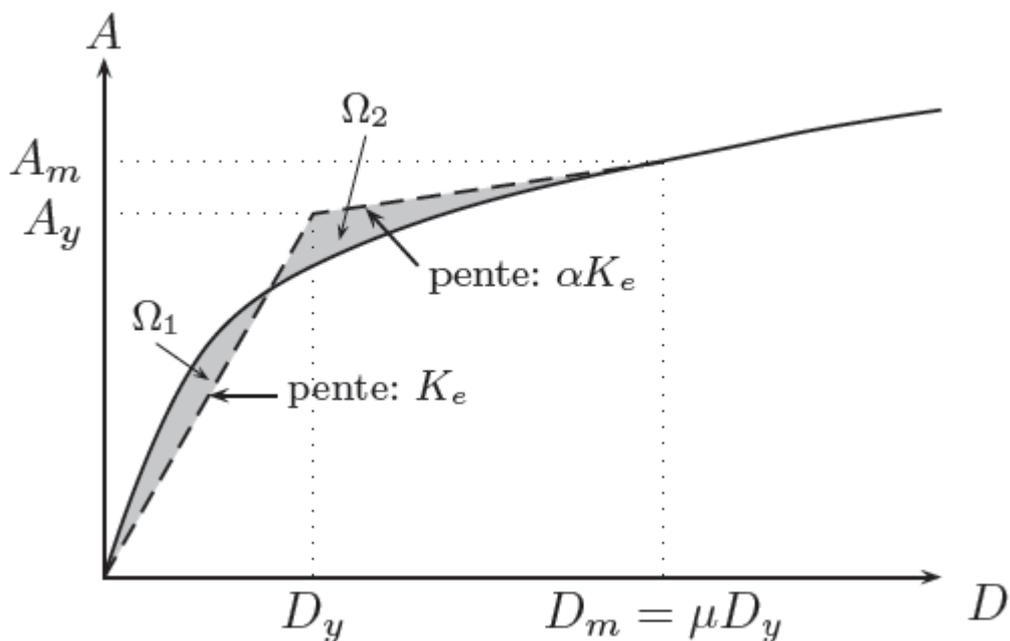


FIG. 2.9- Modèle bi-linéaire équivalent [27].

La rigidité de la portion élastique K_e peut être exprimée en fonction de la période élastique:

$$K_e = \frac{A_y}{D_y} = \omega_e^2 = \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2 \quad (2.25)$$

L'accélération maximale peut être exprimée en fonction de la ductilité en déplacement

$$\mu = \frac{D_m}{D_y} \text{ et la réduction de rigidité } \alpha :$$

$$A_m = A_y + \alpha \left(\frac{2\pi}{T_e} \right) (D_m - D_y) = A_y (1 - \alpha + \alpha\mu) \quad (2.26)$$

En gardant une période élastique constante T_e , la sélection des différentes valeurs de A_m donneront des valeurs différentes pour A_y et α . En général la valeur de A_y ne varie pas beaucoup selon le choix d'un A_m , par contre la valeur de α est très sensible à la valeur choisie. Une fois l'équivalence bi-linéaire établie, on peut calculer les propriétés du système d'un degré de liberté équivalent. La période élastique équivalente T_{eq} peut être obtenue selon:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eq}}} = 2\pi \sqrt{D_m A_m} = T_e \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha\mu}} \quad (2.27)$$

et l'amortissement équivalent (d'après **Chopra et Goel, 1999**):

$$\hat{\zeta}_{eq} = \zeta_e + \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_s} = \zeta_e + \frac{2}{\pi} \frac{A_y D_m - D_y A_m}{A_m D_m} = \zeta_e + \frac{2}{\pi} \frac{(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\mu(1 - \alpha + \alpha\mu)} = \zeta_e + \zeta_{eq} \quad (2.28)$$

où E_D est l'énergie dissipé dans une boucle de hystérésis et E_K est l'énergie de déformation élastique d'un système équivalent sécant: ζ_e est l'amortissement visqueux. L'équation (2.28) en général surestime l'amortissement développé pendant le chargement sismique. Le code **ATC 40 (1996)** propose une correction de type :

$$\hat{\zeta}_{eq} = \zeta_e + k\zeta_{eq} \quad (2.29)$$

ou $k \leq 1$ est un coefficient dépendant du comportement hystérétique du système: stable, intermédiaire ou avec dégradation. En plus, on ajoute que ζ_{eq} doit être forcément inférieure à 45%.

Autres codes, par exemple l'Eurocode 8, supposent un système linéaire équivalent élastoplastique parfait ($\alpha = 0$ dans les équations précédentes) et un limite d'amortissement imposé à travers des facteurs de réduction qui correspondent approximativement à $\zeta_{eq} < 12.25\%$

Conversion du spectre au format $A-D$. A partir d'un pseudo spectre de réponse d'accélération pour un certain séisme, ou un spectre de conception d'un code de calcul dans la plan $A - T_n$, on peut construire une représentation équivalente dans le plan des accélérations et des déplacements $A - D$.

Si on connaît seulement les accélérations $A(T)$ en fonction de la période T , de l'analyse dans le domaine fréquentiel on peut déduire que :

$$A = \omega^2 D \quad \rightarrow \quad D = \frac{T_n^2}{4\pi^2} A \quad (2.30)$$

Où T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération A connue. De façon alternative, on peut construire la représentation $A - D$ directement des spectres de réponse en accélération et en déplacement si on prend un signal sismique particulier. Dans ce plan, chaque période correspond à une droite qui passe par l'origine avec une pente correspondant à la période tracée (figure 2.10).

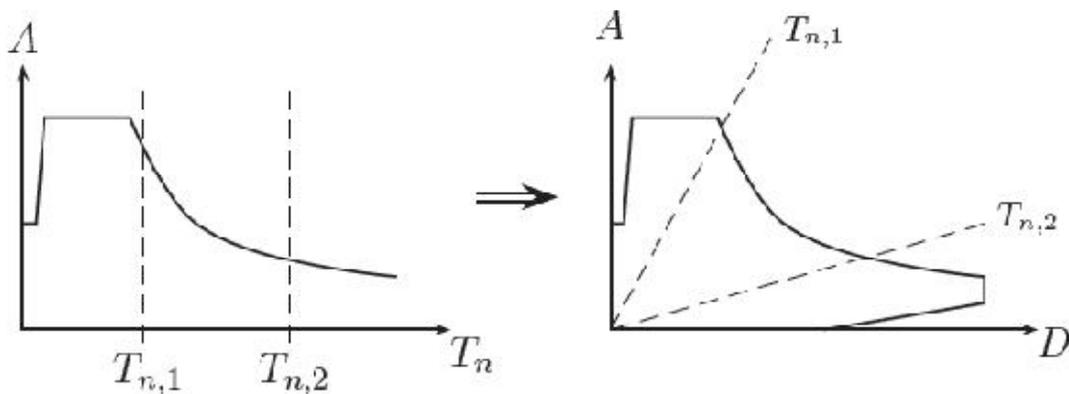


FIG. 2.10- Conversion du spectre [27]

Calcul du point de performance. La procédure pour obtenir le point de performance (PP), c'est à dire la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme, suit de façon générale les pas suivants:

1. Sélection d'un point de performance test, obtenu par exemple avec la sélection d'un D_m^1 sur le diagramme de capacité ou du spectre de réponse élastique
2. Construction de l'approximation bi-linéaire

3. Calcul de l'amortissement équivalente $\hat{\zeta}_{eq}$. Réduction du spectre de demande calculé avec l'amortissement $\hat{\zeta}_{eq}$ obtenu.
4. Obtention de l'intersection de la courbe de capacité hi-linéaire avec le spectre réduit (D_m^2).
5. Si les valeurs de D_m^1 et D_m^2 se ressemblent (5 % de tolérance par exemple) le point de performance est D_m^1 , sinon sélectionner un nouveau D_m^1 ou choisir $D_m^1 = D_m^2$ et retourner au pas 2.

Une fois que la convergence est atteinte, on retourne au déplacement au toit du bâtiment avec l'équation (2.20). La démarche générale se montre schématiquement sur la figure 2.11.

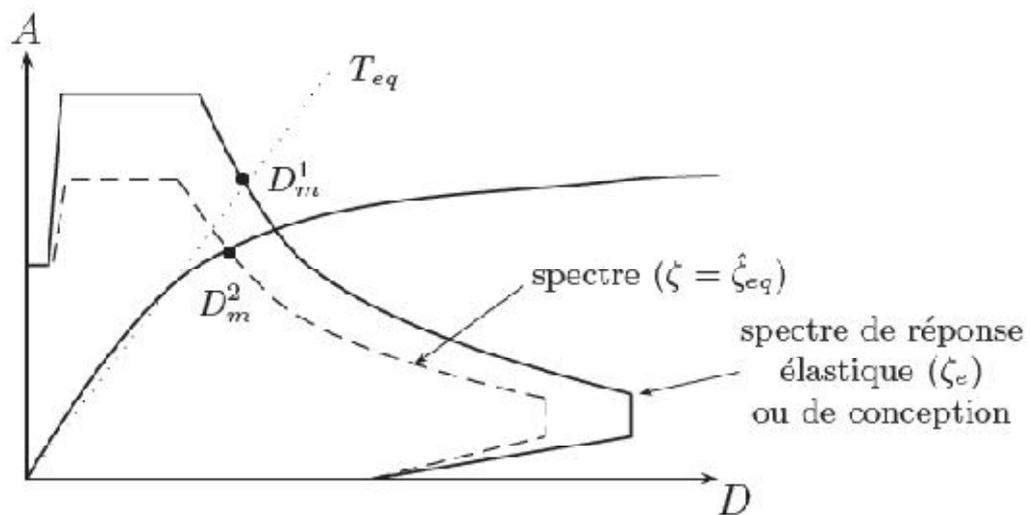


FIG. 2.11- Détermination du point de performance PP [27].

Le code **ATC 40 (1996)** spécifie trois types de méthodes pour estimer la déformation induite, tous les trois basés sur les principes déjà exposés. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général la méthode A donne des meilleurs résultats. Il est important d'ajouter que la convergence d'aucune des méthodes n'est garantie, les chances d'obtenir un résultat dépendent principalement de la courbe de pushover originale

La procédure A suit les pas suivants:

1. Ajustement de la courbe bi-linéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bi-linéaire pendant les itérations.

2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan $A - D$ pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement D^i et de l'accélération respective A^i . Initialement prendre la valeur $D^i = D(T_e, \zeta_e = 5\%)$
4. Calcul de la ductilité, $\mu = \frac{D^i}{D_y}$.
5. Calcul de l'amortissement équivalent ζ_{eq} .
6. Construction du spectre $A - D$ pour ζ_{eq} . (avec de facteur de réduction, courbes $R-T - \mu$ ou le simple recalculé). Obtention de la nouvelle intersection D^j .
7. Si $\frac{D^j - D^i}{D^i} \leq tol$ le séisme induit une déformation de $D = D^j$. Sinon, $D^i = D^j$ et répétition des pas 4 — 7.

Ils existent plusieurs expressions pour la réduction des spectres en fonction d'un certain taux d'amortissement. Par exemple **l'Eurocode 8 (1994)** emploie:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \hat{\zeta}_{eq}}} \quad (2.31)$$

où η est le facteur de réduction sur les accélérations du spectre. Les facteurs les plus employés sont ceux proposés par **Newmark** et **Hall, 1982** :

$$\eta_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \hat{\zeta}_{eq}}{2.12}$$

$$\eta_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \hat{\zeta}_{eq}}{1.65} \quad (2.32)$$

où η_A et η_V sont les facteurs de réduction des accélérations et des vitesses appliqués aux spectres de réponse respectivement

La procédure B proposée dans le code (**ATC 40, 1996**) suit une démarche similaire:

1. Ajustement de la courbe hi-linéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe hi-linéaire pendant les itérations.

2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan $A - D$ pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement D^i et de l'accélération correspondante A^i . Initialement prendre la valeur $D^i = D(T_e, \zeta_e = 5\%)$
4. Calcul de la ductilité, $\mu = \frac{D^i}{D_y}$.
5. Calcul de l'amortissement équivalent (ζ_{eq} et de la période équivalente T_{eq}
6. Calcul des points $D(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq})$ et de pseudo accélérations $A(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq})$
7. Vérification que la droite qui relie le point $(D(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq}), A(T_{eq}, \hat{\zeta}_{eq}))$ et le point déterminé précédemment intercepte la courbe de capacité. Si cette intersection n'existe pas, répétition des pas 4 - 7 pour un nouveau point D^i . Si l'intersection existe, ce point correspond à la demande de déplacement induite par le séisme

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes perfectionnées pour trouver le point de performance. Par exemple **Chopra et Goel (1999)** proposent une technique basée sur les spectres de réponse de ductilité constante. Autres auteurs (**Albanesi et al., 2000**) proposent l'emploi des spectres de réponse d'amortissement variable.

2.2.3 Remarques [27]

De façon générale, la méthode non-linéaire statique donne beaucoup plus d'information qu'une analyse élastique statique ou même dynamique. Malgré ces avantages, la méthode ne peut pas être considérée comme la solution générale pour toute sorte de cas. La technique est utile pour identifier les points faibles d'une structure et les éventuelles défaillances d'une certaine conception, mais elle ne va pas montrer forcément tous les mécanismes possibles de défaillance.

Pour des structures qui répondent principalement dans leur premier mode élastique, la technique donnera en général des bonnes estimations de demande en déformations globales et locales. Elle montrera des potentielles défaillances que l'on ne pourra pas apercevoir avec une analyse linéaire élastique: mécanismes de défaillance d'étages, demandes de déformation excessives, irrégularités de résistance, surcharge sur des éléments potentiellement fragiles (connexions).

Par contre, l'analyse reste statique et on ne peut pas attendre une représentation précise des phénomènes dynamiques. Par exemple la méthode risque de ne pas détecter certains modes de déformations importantes et de surestimer certains autres. La réponse dynamique inélastique

peut différer significativement de la réponse obtenue avec des distributions de charges latérales constantes ou mêmes adaptatives. Par exemple, on peut attendre des différences significatives pour des structures très influencés par des modes de vibration de haute fréquence.

2.3 Prise en compte des effets d'interaction sol-structure [27]

Cette section présente la procédure simplifiée pour la prise en compte des effets (l'interaction sol- structure d'après la réglementation **FEMA 440, 2004**. La méthode proposée dans ce document est conçue pour être incluse lors des analyses non-linéaires statiques. On prend en compte :

- 1 'introduction de flexibilité du système sol-structure. -les effets de filtrage sur le signal sismique transmis à la structure (interaction cinématique).
- la dissipation d'énergie causée par la radiation des ondes de l'interface vers l'infini et l'amortissement hystérétique du sol (amortissement de la fondation).

Certaines réglementations, notamment le **ATC 40, 1996** et le **FEMA 450, 2003**, ont incorporé des propositions pour la prise en compte de la flexibilité du sol. Ces propositions restent limitées parce qu'elles ne prennent pas en compte les effets sur la modification du signal sismique ou l'amortissement induit par la fondation.

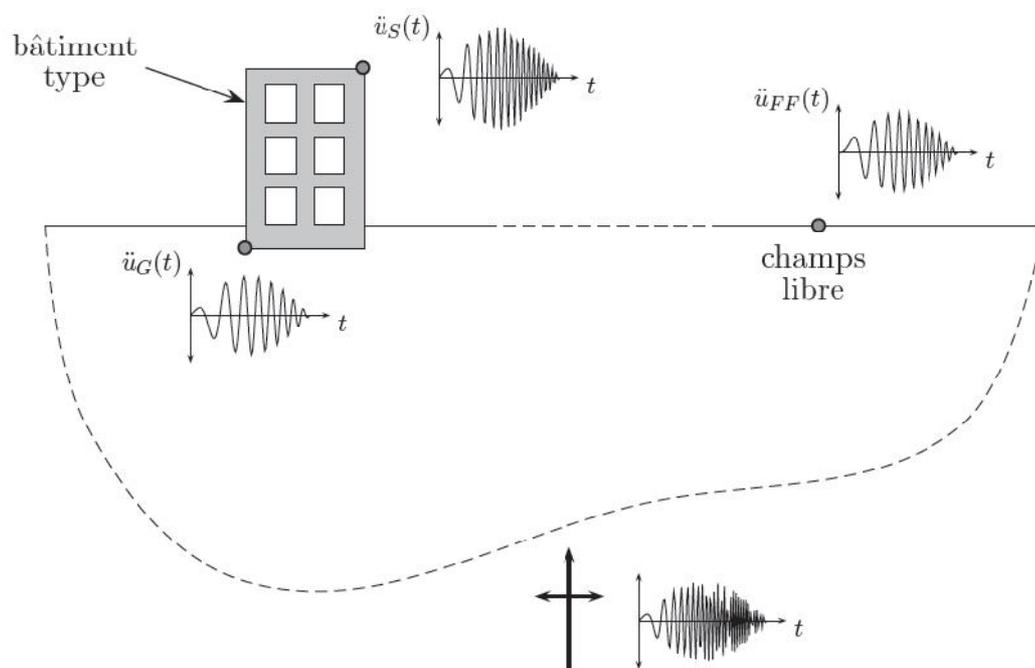


FIG. 2.12- Bâtiment soumis à un séisme [27]

L'analyse dynamique classique des bâtiments suppose une structure de base fixe excitée par le signal sismique de champs libre ($\ddot{u}_{FF}(t)$ sur la figure 2.12). Cet mouvement de champs libre est le mouvement sismique trouvé dans un point de la surface du sol suffisamment loin de tout ouvrage. L'hypothèse d'une base fixe peut être très incorrecte pour des bâtiments spécialement sensibles aux rotations ou translations de leur fondation.

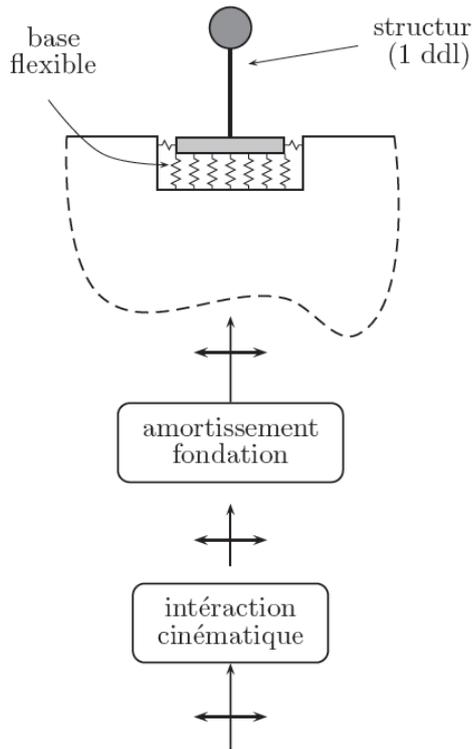
Parmi les méthodes prenant en compte la flexibilité du sol, la procédure la plus répandue est la méthode de **Winkler** (lits de ressorts). L'emploi de cette méthode avec le signal du champ libre conduit en général à une évaluation plus précise du comportement le plus probable d'une structure pendant un séisme.

Dans le cas général, les effets d'interaction cinématique peuvent modifier significativement le signal de champs libre. On peut identifier deux phénomènes: l'effet de moyenne sur la fondation et les effets de profondeur. Le mouvement sur chaque point de la surface n'est pas exactement le même, donc le vrai mouvement subit par la fondation de la structure correspond à une certaine moyenne sur tous les points sur lesquels elle est placée. Avec la profondeur le mouvement sismique a tendance à diminuer. Si la fondation est enterrée, une variation du mouvement avec la profondeur apparaît. Les analyses montrent que ces effets sont très dépendants de la période et ils sont plus significatifs pour des périodes fondamentales courtes. Ces deux effets peuvent être idéalisés comme un filtre sur le signal de champs libre qui produit le mouvement effectif sur la fondation (**FIM**).

Les effets d'amortissement de la fondation apparaissent à cause des déplacements relatifs entre la fondation de la structure et la portion du sol qui l'entoure. L'amortissement additionnel est expliqué par l'énergie rayonnée de l'interface sol-structure vers le sol et par l'amortissement matériel du sol. Cet amortissement fait diminuer les ordonnées spectrales du spectre de demande sismique du signal arrivant sur la structure. Le **FEMA 440, 2004** propose la combinaison de l'amortissement de la fondation avec celui de la structure pour l'obtention d'un amortissement global corrigé.

La prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la méthode d'analyse non-linéaire statique est présentée de façon schématique sur la figure 2.13.

Les détails et les options pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sont traités par la suite.



- Calcul de la période fondamentale de la structure à base fixe T .
- Calcul d'une période de base flexible \hat{T} approchée (ex. lits de ressorts).
- Incorporation de l'amortissement de la fondation (β_f) dû à la radiation du système:

$$\beta_0 = \beta_f + \beta_i$$

- Correction des ordonnées spectrales du séisme du champs libre pour la prise en compte de l'amortissement par radiation (FIM).

FIG. 2.13- Incorporation des effets d'interaction sol-structure [27].

2.3.1 Effets cinématiques [27]

Les effets d'interaction sol-structure cinématique peuvent être importants pour des périodes courtes

(< 0.5s), pour des fondations de taille importante (en surface) ou pour des fondations enterrées de plus de 3m.

On calcule un facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre :

1. Calcul de la taille effective de la fondation b_e ,

$$b_e = \sqrt{ab} \tag{2.33}$$

où a et b sont les mesures globales en pieds. 2. Evaluation de la modification par effet de

moyenne RRS_{bsa} : $RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} \geq$ que la valeur pour $T = 0.2$ (2.34)

3. Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{Tnv_s}\right) \geq$$
 que le maximum entre 0.453 et la valeur pour $T = 0.2$ (2.35)

où e est la profondeur de la fondation en pieds, v_s la vitesse de l'onde de cisaillement sous la fondation en ft/s et n est un facteur de réduction en fonction de l'accélération maximale à la surface **PGA** (tableau 2.1).

3. Calcul du facteur de modification total RRS

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e \quad (2.36)$$

pour chaque période d'intérêt T . Ce facteur est appliqué directement aux ordonnées du spectre de réponse du signal de champs libre.

PGA	0.10	0.15	0.20	0.30
n	0.90	0.80	0.70	0.65

TAB. 2.1-Facteur de modification n **2.3.2 Amortissement de la fondation [27]**

Si l'amortissement de la structure de base fixe est noté par β_i (normalement 5%) et l'amortissement due aux effets d'interaction sol-structure par β_f , calcule un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation (β_0). La variation de β_i à β_0 modifie le spectre de réponse élastique. Les ordonnées du spectre sont modifiées seulement si $\beta_0 > \beta_i$

1. Evaluation de la période fondamentale de la structure à base fixe T et à base flexible \hat{T} , par exemple avec un modèle de lits de ressorts.
2. Calcul de la rigidité effective de base fixe K_{fix}^* :

$$K_{fix}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (2.37)$$

où M^* est la masse effective correspondante au premier mode propre de base fixe.

3. Calcul du rayon équivalent de la fondation r_u :

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad (2.38)$$

où A_f est l'aire de la fondation.

4. Evaluation de la rigidité en translation de la fondation K_x , par exemple avec:

$$K_x = \frac{8}{2-\nu} G r_u \quad (2.39)$$

où G est le module de cisaillement et ν , le module de Poisson du sol.

5. Calcul de rayon équivalent pour la rotation r_θ selon:

$$K_\theta = \frac{K_{fix}^* (h^*)^2}{\left(\frac{\hat{T}}{T} \right)^2 - 1 - \frac{K_{fix}^*}{K_x}}$$

$$r_{\theta} = \left(\frac{3(1-\nu)K_{\theta}}{8G} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.40)$$

où K_{θ} est la rigidité à la rotation de la fondation et h^* est la hauteur effective de la structure.

6. Evaluation de l'incrément de la période fondamentale effective:

$$\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left[1 + \frac{1}{\mu} \left(\left(\frac{\hat{T}}{T} \right)^2 - 1 \right) \right]^{0.5} \quad (2.41)$$

Où μ est la demande de ductilité attendue. Cette valeur doit être vérifiée à la fin du calcul.

7. Calcul de l'amortissement de la fondation:

$$\beta_f = a_1 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a_2 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2$$

Où β_f est en pourcentage et

$$a_1 e = c_e \exp \left(4.7 - 1.6 \frac{h}{r_{\theta}} \right)$$

$$a_2 = c_e \left(25 \log \frac{h}{r_{\theta}} - 16 \right)$$

$$c_e = 1.5 \frac{e}{r_u} + 1$$

Les expressions précédentes sont conservatives pour les valeurs de $\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} > 1.5$.

8. Evaluation de l'amortissement globale β_0 :

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} \right)^3}$$

9. Calcul du spectre de réponse sismique avec l'amortissement β_0 au lieu de β_i . Si les effets cinématiques sont pris en compte, les ordonnées du spectre doivent être corrigées par le Facteur *RRS*

Chapitre-III

Formulations Numériques

Chapitre III. FORMULATIONS NUMERIQUES

III.1. Introduction

Dans le cadre de l'application d'une analyse Pushover sur des structures en béton armé, certaines procédures et formulations de calculs devraient précéder l'exécution de cette analyse. En effet, le caractère non-linéaire de cette analyse exige un raffinement dans la formulation des lois de comportement des éléments de la structure. Ces lois de comportement doivent être établies pour chaque élément de la structure porteuse. Dans ce contexte, nous présenterons dans ce chapitre les formules qui seront utilisées par la suite pour l'élaboration des lois de comportement des structures qui feront l'objet des applications de ce travail. Ces lois de comportement seront ensuite introduites dans un programme de calcul. Une description sommaire du programme utilisé pour les calculs sera également présentée.

III.2. Comportement non-linéaire idéalisé des éléments de la structure [28]

Les éléments constitutifs du système de contreventement des structures obéissent généralement aux mêmes lois régissant le comportement de leurs matériaux constitutifs mais à une échelle plus grande.

Le comportement élastique ainsi que inélastique idéalisé d'une section générale est représenté sur la figure suivante (Fig. 3.1) :

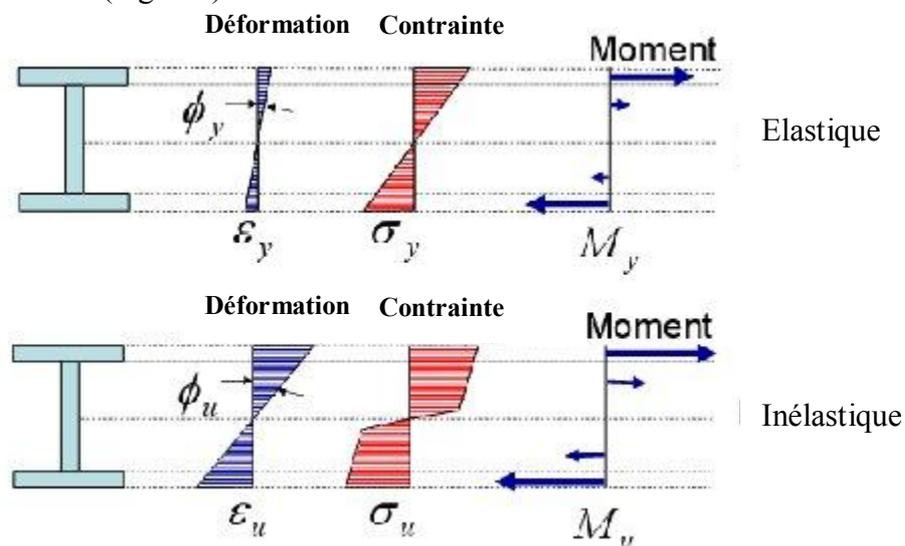


Fig. 3.1 : Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structural [34]

Cette figure représente la distribution du moment et de la courbure au niveau d'une section générale.

Généralement, le comportement sismique des éléments de la structure est exprimé par des diagrammes moment – courbure.

Un exemple de relation moment – courbure idéalisée d’une section générale est représenté dans la figure suivante (Fig. 3.2) :

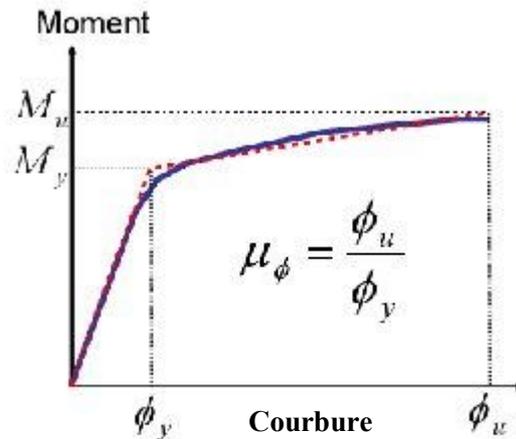


Fig. 3.2 : Relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel [34]

La ductilité en courbure montrée sur la figure représente la ductilité approvisionnée dans la section considérée. La demande en ductilité imposée par l'action sismique devrait être moins que celle offerte par la section.

Cependant, le comportement spécifique de chaque élément constitutif de la structure pourrait être déterminé selon la nature géométrique de cet élément, la nature des charges qui lui seront appliquées et son mécanisme de plastification concentré au niveau des régions critiques appelée les rotules plastiques. Dans ce qui suit, ce concept sera expliqué pour les principaux éléments du système de contreventement des bâtiments en béton armé.

III.2.1. Comportement non-linéaire idéalisé des régions critiques [28]

Le comportement non linéaire des éléments constitutifs des structures en béton armé est pris en compte par l'introduction des modèles appropriés des diagrammes moment (M) – rotation (θ) au niveau de leurs extrémités et sur une longueur connue sous le nom de *rotule plastique*.

La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification

L'élaboration de ces modèles pour chaque élément de la structure nécessite un ensemble des données telles que : ses dimensions, sa section transversale, son ferrailage et les caractéristiques des matériaux de construction.

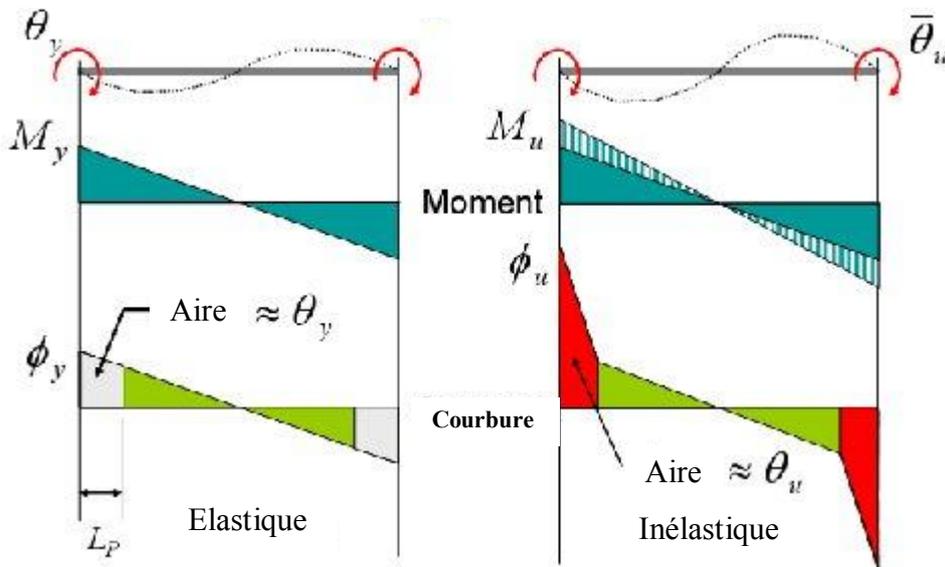


Fig. 3.3 : Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques [33]

La figure ci-dessus illustre le cas d'un élément poutre où les rotules plastiques sont dues au moment de flexion.

III.2.2. Le comportement sismique des poutres [28]

Les poutres sont des éléments de structure auxquelles une large portion de dissipation de l'énergie sismique est attribuée par le biais de leur mécanisme flexionnel de plastification. Le comportement sismique des poutres est exprimé en fonction du diagramme moment (M) – courbure (ϕ). Il est reconnu que la courbure d'une section de poutre selon la théorie classique de flexion est égale au ratio de la déformation correspondante à certaine fibre de cette section par rapport à sa distance de l'axe neutre (Fig. 3.4).

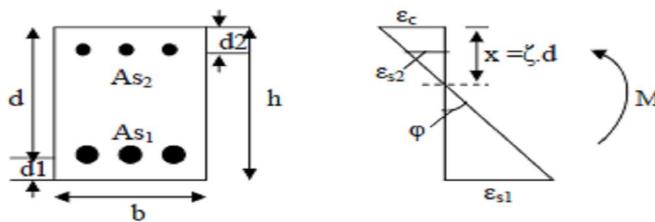


Fig. 3.4 : Courbure d'une section de poutre rectangulaire

La courbure est donnée par la relation suivante :

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{x} \tag{Eq. 3.1}$$

Avec : ϵ_c est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton
 x est sa distance à partir de l'axe neutre

De même :

$$\phi = \frac{\mathcal{E}_{sl}}{d - x} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Avec : ε_{sl} est la déformation (allongement) des aciers tendus

d est la profondeur effective de la section de poutre

À partir des deux équations précédentes, la courbure pourrait être donnée également par :

$$\phi = \frac{\mathcal{E}_c + \mathcal{E}_{sl}}{d} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Généralement, le diagramme moment – courbure utilisé est caractérisé dans une approche approximative par deux valeurs principales :

- Courbure nominale de plastification ϕ_y
- Courbure ultime ϕ_u

Dont leur détermination s'effectue suivant les deux formules suivantes respectivement :

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{d(1 - \xi_y)} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Avec : f_y est la limite élastique d'acier

ξ_y est le paramètre de l'axe neutre et donné par la relation suivante :

$$\xi_y = \left[\alpha^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha \left(\rho_1 + \frac{d_2}{d} \rho_2 \right) \right]^{-\frac{1}{2}} - \alpha (\rho_1 + \rho_2) \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Où : α est le rapport entre les modules de Young d'acier et du béton comme suit :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (\text{Eq. 3.6})$$

ρ_1 et ρ_2 sont les ratios de ferrailage et sont donnés comme suit :

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bh}, \rho_2 = \frac{A_{s2}}{bh} \quad (\text{Eq. 3.7})$$

La valeur de la courbure ultime est calculée comme suit :

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} \frac{0.68 f_c b}{(A_{s1} - A_{s2}) f_y} \quad (\text{Eq. 3.8})$$

Avec : ε_{cu} est la déformation ultime du béton

f_c est la contrainte de compression du béton

À partir de la distribution de courbure résultant de la réponse d'une poutre après une analyse élastique ou inélastique, il serait possible d'estimer les déformations flexionnelles ou bien les rotations correspondant à cette distribution.

Au début, la rotation entre deux sections a et b d'un élément pourrait être calculée par la relation établie entre le moment et l'aire, comme suit :

$$\theta_{ab} = \int_a^b \phi dx \tag{Eq.3.9}$$

Avec : dx est la longueur d'un élément infinitésimal

x est la distance de l'élément infinitésimal de longueur dx par rapport à la section a

Si on considère la poutre montrée dans la figure suivante et qui est supposée soumise à un couple de moments aux deux extrémités ayant une valeur permettant de dépasser le seuil de l'élasticité et par la suite la formation des rotules plastiques.

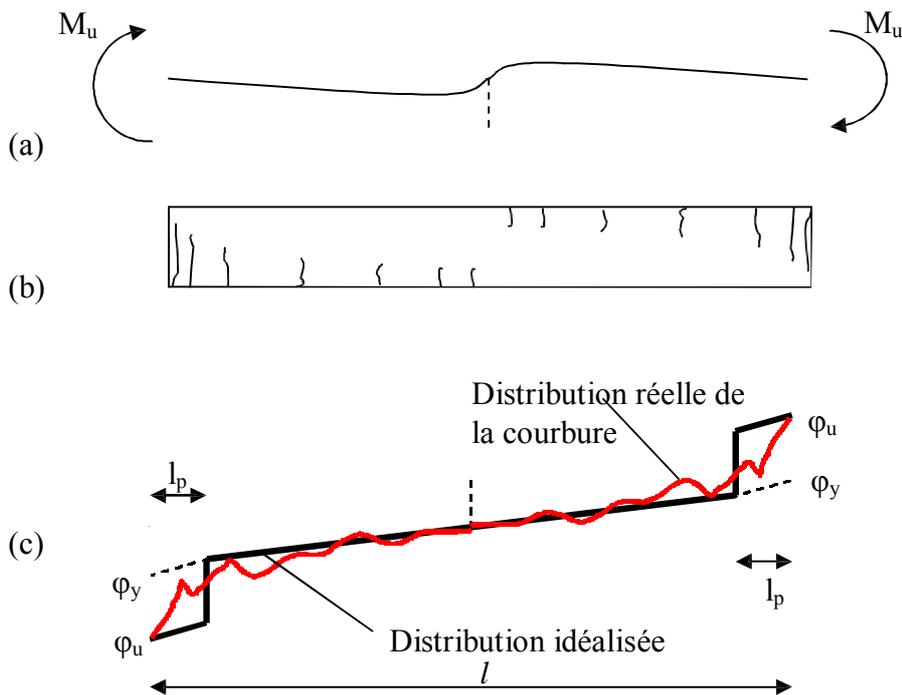


Fig. 3.5 : Distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique

Les rotations des extrémités de la poutre peuvent être estimées par une intégration appropriée du diagramme de courbure (Fig. 3.4) suivant la formule donnée par l'équation (Eq. 3.9). Une autre procédure, plus simple pourrait être utilisée dans le cas où la courbure

réelle serait remplacée par une autre linéaire idéalisée (Fig. 3.5), dont les deux valeurs spécifiques sont :

➤ La rotation nominale de plastification θ_y qui est donnée par la formule suivante :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} \tag{Eq.3.10}$$

Avec : L_V est la portée de cisaillement.

➤ La rotation ultime θ_u donnée comme suit :

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_V}\right) \tag{Eq. 3.11}$$

La rotation plastique est donnée par la formule suivante :

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_{pl} \tag{Eq.3.12}$$

Avec : θ_p est la rotation plastique

ϕ_u et ϕ_y sont la courbure ultime et la courbure de la limite élastique respectivement.

l_p est la longueur de la rotule plastique.

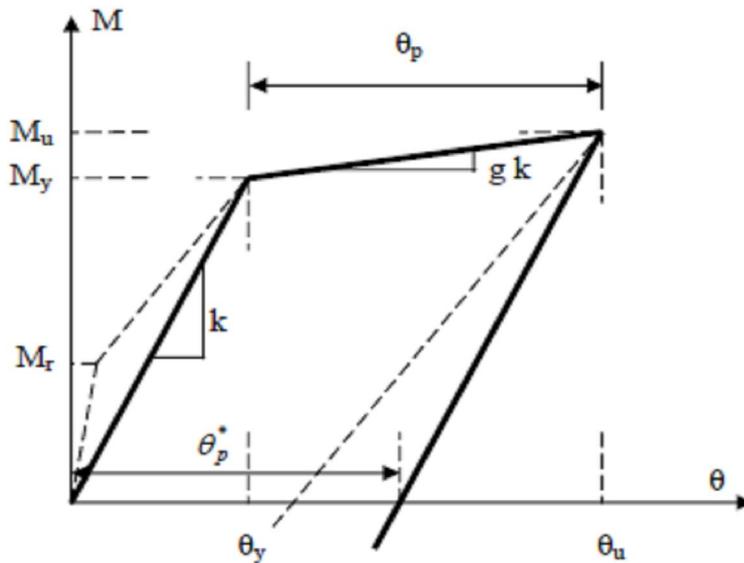


Fig. 3.6 : Diagramme moment –rotation [28]

Le moment correspondant à la limite élastique est calculé comme suit :

$$M_Y = 0.5 f_c b \xi_y d \left(\frac{\xi d}{3} - d_2\right) + f_y b d (d - d_2) \rho_1 \tag{Eq. 3.13}$$

Le moment ultime est calculé approximativement en fonction de M_y comme suit

(ATC40) [24] :

$$M_u = 1.1 M_y \tag{Eq. 3.14}$$

III.2.2.1. Estimation de la longueur de la rotule plastique [28]

Depuis la parution des méthodes d'analyses anélastiques dans les années 1960, plusieurs formules empiriques pour estimer la longueur de la rotule plastique ont été proposées. Dans un travail récent, il a été suggéré d'introduire le diamètre des barres longitudinales (d_b) dans le calcul de cette longueur, comme suit :

$$l_p = 0.08 l_v + 0.022 f_y d_b \quad (\text{Eq. 3.15})$$

III.2.3. Comportement sismique des poteaux [28]

Le comportement des poteaux soumis à un moment de flexion avec un effort axial incitant une importante marge de plasticité, peut être estimé analytiquement en utilisant l'une des procédures approximatives proposées par des différents auteurs. Cependant, la même procédure déjà présentée pour les poutres peut être appliquée dans le cas des poteaux, tout en prenant en compte de l'effet des charges axiales à travers des coefficients correcteurs.

La procédure suivante a été proposée par Park et Ang (1985) et elle comporte les étapes suivantes :

Considérons la section de poteau rectangulaire montrée sur la figure ci-dessous, et qui est soumise à un moment M et un effort axial N (Fig. 3.7).

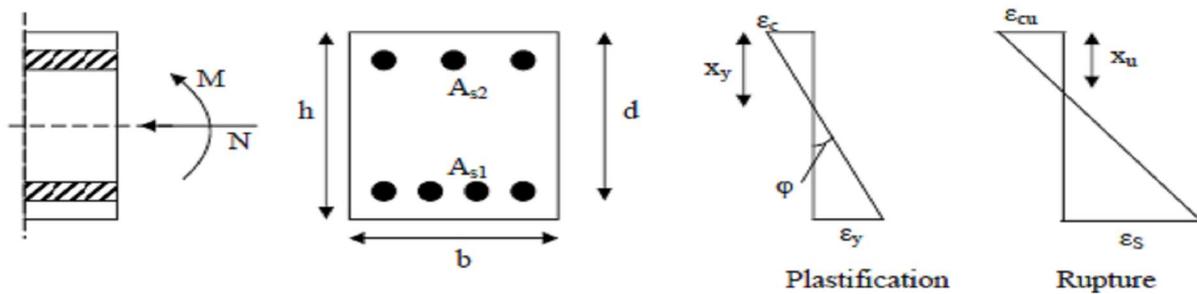


Fig. 3.7 : Courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial

La courbure nominale de plastification ϕ_y déjà mentionnée ci-dessus est donnée par la relation suivante :

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s} \frac{1}{d(1 - \xi_y)} \quad (\text{Eq.3.16})$$

Avec : ξ_y est donnée dans ce cas par la relation suivante :

$$\xi_y = -\left(2\rho_1 + \frac{P}{f_y bd}\right)\alpha + \left[\left(2\rho_1 + \frac{P}{f_y bd}\right)^2 \alpha^2 + 2\alpha\left(\rho_1 \frac{h}{d} + \frac{P}{f_y bd}\right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq.3.17})$$

La courbure ultime est calculée à partir du facteur de ductilité en courbure qui est donnée par la formule suivante (Tassios, 1989a) :

$$\mu_{\phi} = 1.2 \frac{E_s}{f_y} \left[\frac{0.6}{v + (\rho_1 - \lambda \rho_2) \frac{f_y}{f_c}} - 1 \right] \varepsilon_{cu} \quad (\text{Eq. 3.18})$$

Avec : v est l'effort normal réduit et il est donné par la relation suivante :

$$v = \frac{P}{f_c b h} \quad (\text{Eq. 3.19})$$

Et λ est un paramètre lié à la contrainte de compression et est pris égal

- ▀ à : Pour $v < 0.1$ (poutres) $\lambda = 0.5 + 18\rho_1$
- ▀ Pour $v = 0.1$, $\lambda \approx 2/3$
- ▀ Pour $v = 0.2$, $\lambda \approx 0.9$
- ▀ Pour $v > 0.2$, $\lambda \approx 1.0$

Pour le calcul des moments, la formule suivante est utilisée :

$$M_y = \frac{f_c b d \left(\frac{h}{2} - \frac{\xi_y d}{3} \right) \xi_y^2}{2\alpha (1 - \xi_y)} + \frac{f_y b d (d - d_2)^2}{2d} \frac{\rho_1}{1 - \xi_y} \quad (\text{Eq. 3.20})$$

Avec : ξ_y est donné par l'équation (Eq. 3.17)

P est l'effort normal

La longueur de la rotule plastique peut être estimée de la même manière expliquée dans le cas des poutres.

III.2.4. Comportement sismique des voiles [28]

Le terme « voile » regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers, cependant du point de vue de leur fonctionnement, deux grandes familles se distinguent : voiles courts ($H/L < 2$) et voiles élancés ($H/L > 2$).

Le rôle des voiles dans les structures courantes en béton armé consiste principalement en le transfert des charges sismiques. Souvent, se sont les voiles qui supportent la majorité des charges sismiques, pendant que les portiques sont appelés à agir en deuxième lieu de défense contre les séismes, par la suite d'une fissuration et/ou une rupture éventuelle dans les voiles.

La détermination analytique de la résistance à la flexion des voiles peut être effectuée en se référant à une procédure générale (modèle fibre). Il est à signaler que la supposition que les

sections planes fléchies restent planes (Bernoulli) n'est pas strictement applicable dans le cas des voiles et spécialement ceux qui ont un ratio $H / L < 2$ avec H et L la hauteur et la longueur du voile respectivement et qui se comportent d'une manière plane plutôt que linéairement. Toutefois, la méthodologie développée dans son origine pour les poteaux et les poutres a montré sa convenance au cas des voiles minces à faible hauteur (Paulay, Priestly et Syngé ; 1982).

Pour le cas général des voiles avec un faible chargement axial, la résistance à la flexion peut être estimée à l'aide de la formule suivante (Tassios, 1984) :

Pour les voiles d'une section transversale rectangulaire, des armatures longitudinales correspondant au ratio de ferrailage $\rho_v = A_{sv} / (b_w l_w)$, avec b_w est la largeur et l_w est la longueur de la section transversale, et un ferrailage concentré aux extrémités d'une section $A_{s1} = A_{s2} = A_s$,

$$M_u = \left[\left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \frac{A_s}{b_w l_w} f_y + \frac{1}{2} (1 - \xi) (\rho_v f_y + \sigma_0) \right] b l_w^2 \quad (\text{Eq. 3.21})$$

Avec : $\sigma_0 = N / (b_w l_w)$ est la contrainte moyenne due à l'effort axial seulement et :

$$\xi = \left(\frac{A_s f_y}{b_w l_w f_c} + \rho_v \frac{f_y}{f_c} + \frac{\sigma_0}{f_c} \right) \frac{1}{1 + \rho_v \frac{f_y}{f_c}} \quad (\text{Eq. 3.22})$$

est le ratio de profondeur de l'axe neutre (x/l_w) à l'état limite

III.3. Modélisation Numérique [29]

Une fois déterminé complètement la conception de la structure du prototype, une définition précise et une vérification des modèles numériques des structures représente la prochaine étape essentielle pour le développement de la fiabilité d'analyse statique non linéaire.

Par conséquent, les modèles éléments finis de la structure du prototype sont réalisés en utilisant des logiciels tels que **SeismoStruct [v. 5.0.5 build 10]** et **SAP2000 [v.14.0.0 Advanced]**.

En particulier, basée sur les résultats **SAP2000**, une analyse sensible est réalisée en vue de calibrer et de valider les trois modèles différents en utilisant **SeismoStruct**.

Brièvement une introduction à la fonctionnalité du logiciels **SeismoStruct** et **SAP2000 [v.10.0.1 Advanced]**, aidera à mettre en évidence et discerner leurs particularités les plus importantes et les différences.

III.3.1. Modélisation par SAP 2000 et SeismoStruct [29]

SeismoStruct [v. 5.0.5 build10] est un paquet d'éléments finis capable de prédire le comportement de grands déplacements de structure spatiale sous sollicitations statiques ou dynamiques, en tenant compte à la fois de la non-linéarités géométriques et inélasticité matériel.

Les non-linéarités géométriques jouent un rôle fondamental dans la réponse globale de la structure lorsque les occurrences de la grande déformation dans les éléments structuraux induisent des déplacements plus proportionnels aux charges effectivement appliquées. Concernant des aspects locaux et globaux, trois sont les sources les plus importantes des non-linéarités géométriques : les effets de poteau-poutre les grands effets de déplacement/rotation et les effets de P-delta.

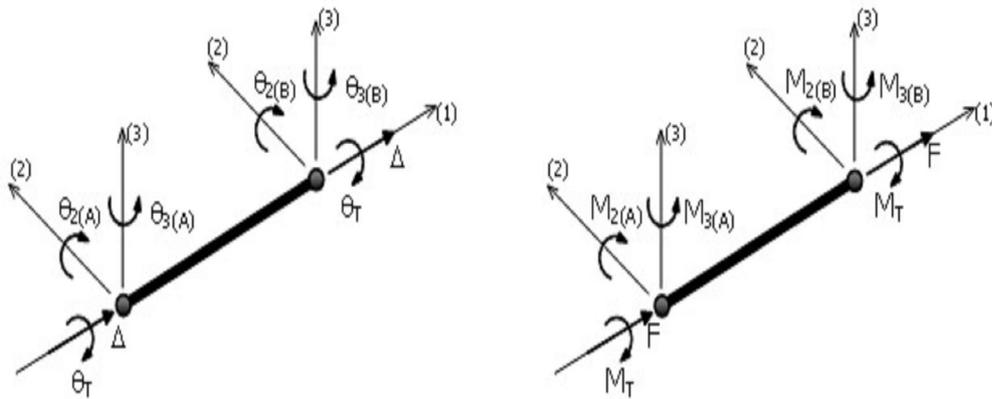


Fig. 3.8 : Système local de membrure [SeismoStruct, 2011]

Avec l'emploi d'une formulation de co-rotation pour les grands déplacements / rotation et d'une formulation cubique pour les effets de poteau-poutre, les effets second-ordres sont automatiquement considérés dans le programme SeismoStruct. En ce qui concerne le déplacement de grandes / rotation. Le système membrure est attachée à chaque élément fini fermement suivant les mouvements des éléments (translation et rotation), ce système de référence local peut être décrit l'inconnu courant état de déformation et de tension de chaque

élément individuel voir fig3.9. La transformation finale des forces internes de l'élément et de la matrice de rigidité obtenue dans le système membrure locaux, dans le système de coordonnées globales permet alors les grands déplacements / rotations d'être comptabilisés dans la réponse globale de la structure [Oran, 1973; Izzuddin, 1991].

Dans le deuxième cas, les effets de poteau-poutre, une formulation cubique par Izzuddin [1991] ont complètement décrit le phénomène, en évaluant le déplacement transversal comme fonction des fin-rotations de l'élément

Aspect crucial pour la définition correcte de la non linéaire réponse du système, le matériel inélasticité est modélisé étendre le comportement inélastique au creux de l'élément entier de l'élément méthodologie de fibre. Cette approche prévoit notamment la subdivision de chaque élément dans un nombre fixe de segments élémentaires avec les sections transfrontalières suivant le rapprochement de Navier-Bernoulli (les sections plane restent planes). La réponse de l'élément est alors évaluée par intégration numérique des non-linéaires contrainte-déformation uniaxiale de réponse de chaque individu dans les fibres dont la section a été subdivisée.

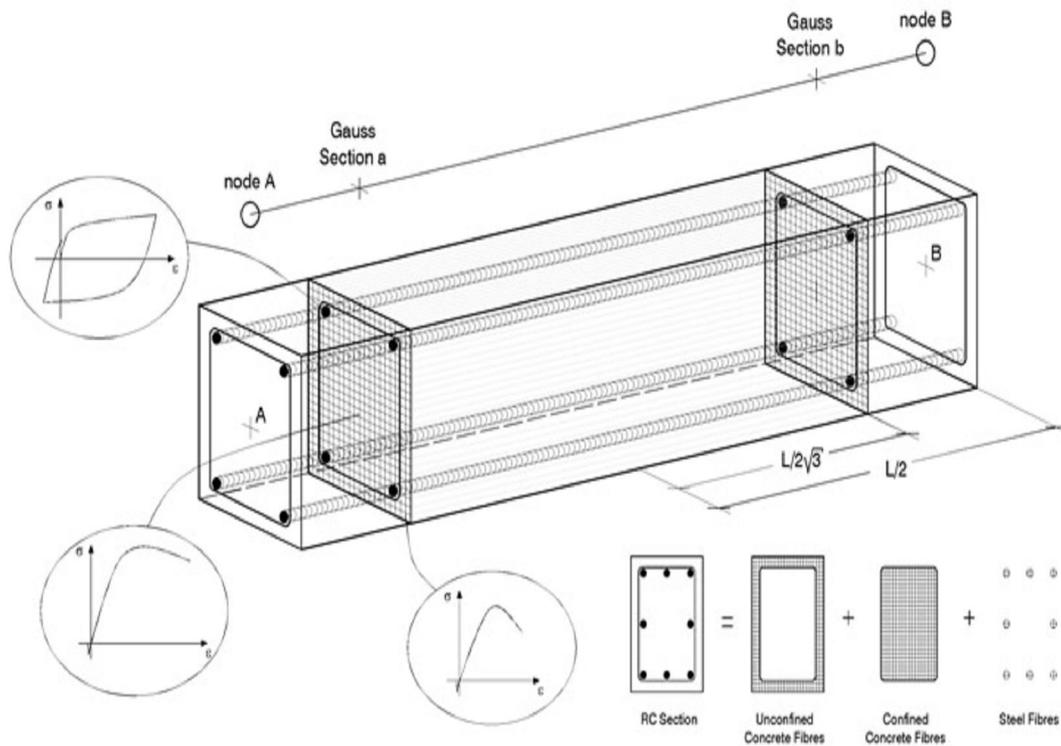


Fig. 3.9 : Modèle de l'élément fibre model [SeismoStruct, 2011] [29]

Sur l'autre site, dans **SAP2000 [v.14.0.0 Advanced]** code informatique, l'inélasticité matérielle est introduite par la définition de l'utilisateur des zones de haut-plasticité, généralement connus comme des zones de rotule plastique. Selon cette approche, chaque élément est caractérisé essentiellement par un comportement élastique à l'exception pour ces zones particulières où toutes les déformations sont considérées pour être concentré

Les différences entre **SeismoStruct** et **SAP2000 [v.14.0.0 Advanced]** considèrent non seulement l'inélasticité matérielle mais également les non-linéarités géométriques telles que le l'effet P-delta et les effets de grands déplacement. Ces outils, par exemple, ne sont pas les paramètres par défaut standard, mais ne sont disponibles que pour certaines analyses particulières telles que l'analyse non linear direct-integration, time-history et seulement si particulièrement requis par l'utilisateur, Par ailleurs, la non-linéarité matérielle n'est pas considérée du tout dans le code et une petite bibliothèque est offerte pour définir les différents types matériels. En fait dans le **SAP2000 [v.14.0.0 Advanced]** peut être utilisé uniquement des matériaux élastiques caractérisé par isotrope, orthotrope ou de comportement uniaxiale, tandis que, au contraire, Le code **SeismoStruct [v. 5.0.5 build 10]** dispose d'une vaste galerie comptant onze types de matériaux (élastique, linéaire, bilinéaire, non linéaires,. Etc.) . Le **SAP2000 [v.14.0.0 Advanced]** résultats est donc utilisées pour étalonner et valider les modèles SeismoStruct, destiné à l'analyse non linéaire exécutée telle que statiques pushover et analyse dynamique time- history

Dans le paragraphe suivant seront mentionnées les hypothèses les plus particulières adoptées dans les deux programmes informatiques, **SeismoStruct [v. 5.0.5 build 10]** et **SAP2000 [v.14.0.0 Advanced]** pour la modélisation 2D des structures d'études.

III.3.2. Description de la procédure éléments finis [29]

Dans SAP2000, les éléments de portique (poteaux et poutres) "frame elements" sont modélisés par des lignes avec des propriétés linéaires élastiques munies des rotules plastiques pour prendre en compte des caractéristiques non linéaires force – déplacement selon un modèle représenté généralement par la figure suivante (Fig 3.10) :

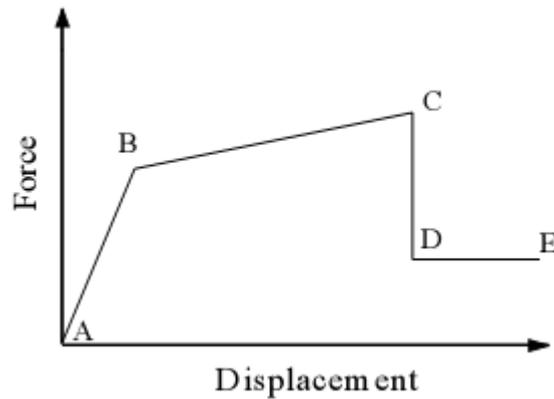


Fig. 3.10: Caractéristiques générales Force – Déplacement d'un élément [29]

Le point A correspond aux conditions initiales (non chargement).

Le point B représente la limite élastique de l'élément.

L'ordonnée du point C correspond à la résistance nominale et l'abscisse correspondante représente la déformation à partir de laquelle une dégradation marquante de la résistance commence à se produire.

La baisse manifestant de point C au point D représente la rupture initiale de l'élément.

La résistance aux charges latérales au-delà du point C est souvent incertaine.

La résistance résiduelle du point D au point E permet à l'élément de supporter les charges gravitaires.

Au-delà du point E qui correspond à la capacité maximale de déformation, les charges gravitaires ne peuvent plus être reprises.

L'attribution des rotules plastiques peut être effectuée aux différentes locations le long de l'élément (début et fin). Plusieurs relations force – déplacement pourraient être définies telles que : un moment découplé (M_2 et M_3), torsion (T), force axiale (p) et effort tranchant (V_2 et V_3). Et comme la charge axiale des poteaux peut varier avec les charges latérales, une rotule plastique de propriétés couplées P- M_2 - M_3 (PMM) dont le comportement non linéaire est basé sur l'interaction des forces axiales avec les moments de flexions au niveau de la rotule plastique, peut être attribuée à l'élément. Aussi, plus qu'un seul type de rotule plastique peut être assigné à la même location de l'élément.

III.4. Conclusion

Nous avons présenté des différentes formulations des lois de comportement pour les différents éléments constitutifs du système porteur des structures en béton armé. Or, nous avons expliqué que le comportement non linéaire des éléments de la structure est pris en compte par la définition de certaines caractéristiques dites des rotules plastiques sur une certaine longueur dite la longueur de la rotule plastique. Ces caractéristiques non linéaires sont exprimées par des lois moment – courbure qui seront introduites dans le programme SAP 2000. Dans ce cotexte, une description sommaire du programme SAP 2000 et SEISMOSTRUCT a été présentée. En effet, ces procédures sont essentielles pour effectuer une analyse Pushover par le programme SAP 2000 et SEISMOSTRUCT du fait que c'est à partir de ces lois de comportement que l'analyse Pushover donnera les différents mécanismes de plastification prévus pour chaque élément de la structure sous l'effet d'un séisme.

Chapitre-IV

Mise en œuvre numérique
et exemples étudiés

Chapitre IV. MISE EN ŒUVRE NUMERIQUE ET EXEMPLES ETUDIÉS

IV.1. Introduction

Après la présentation des axes principaux de cette étude qu'on note principalement par l'analyse Pushover et les formulations numériques nécessaires pour les lois de comportement, le présent chapitre sera consacré à la mise en application de l'analyse Pushover dans le but d'estimer les capacité et les demande correspondant aux certains niveaux de performance pour des différents bâtiments tests. Au préalable, nous présenterons les caractéristiques des matériaux utilisés, le mouvement sismique appliqué et le modèle des bâtiments tests. En faisant varier le nombre des étages, les sections des poteaux et les longueurs plastiques de chaque bâtiment (R+5, R+8, R+17 et R+12) et en effectuant des analyses Pushover. Ce travail finira par l'élaboration des courbes de capacité et demande correspondant à chaque cas étudié.

IV.2. Caractéristiques des matériaux

Le matériau utilisé est le béton armé dont ses deux matériaux constitutifs à savoir le béton et l'acier, obéissent aux lois de comportement contraintes – déformations suivantes :

IV.2.1. Loi de comportement du béton-SAP2000 [33]

La courbe contrainte – déformation utilisée est représentée comme suit (Fig. 4.1) :

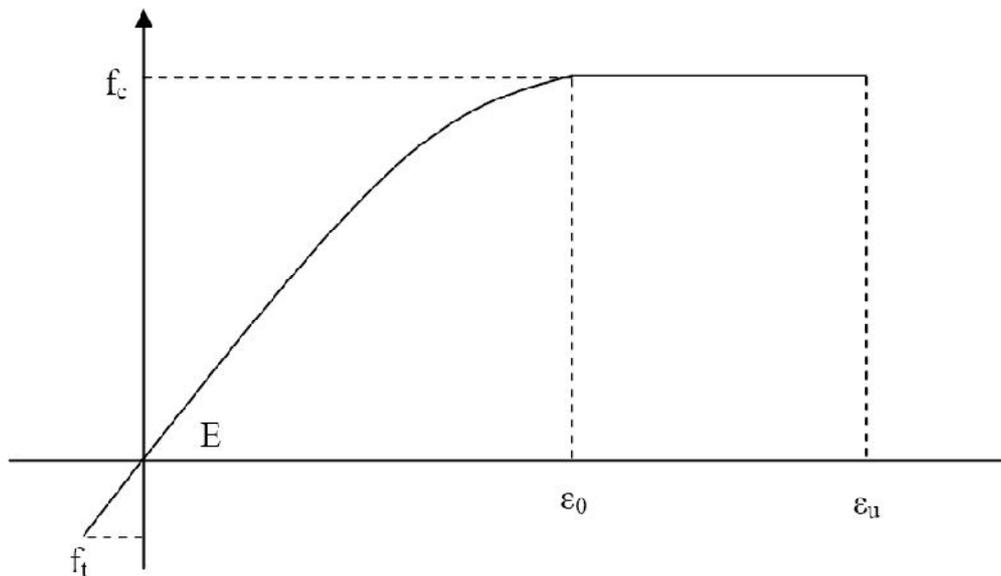


Fig. 4.1 : Loi de comportement du béton [33]

Les valeurs principales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (Tab. 4.1) :

Contrainte de compression f_{cj}	24MPa
Contrainte de traction f_{tj}	3 MPa
Module de Young E	31220 Mpa
Déformation ε_0	$2. 10^{-3}$
Déformation ultime ε_u	$3.5 .10^{-3}$

Tab. 4.1 : Caractéristiques du béton [6]

IV.2.2. Loi de comportement de l'acier-SAP2000

La courbe contrainte-déformation est représentée par la figure suivante (Fig. 4.2) :

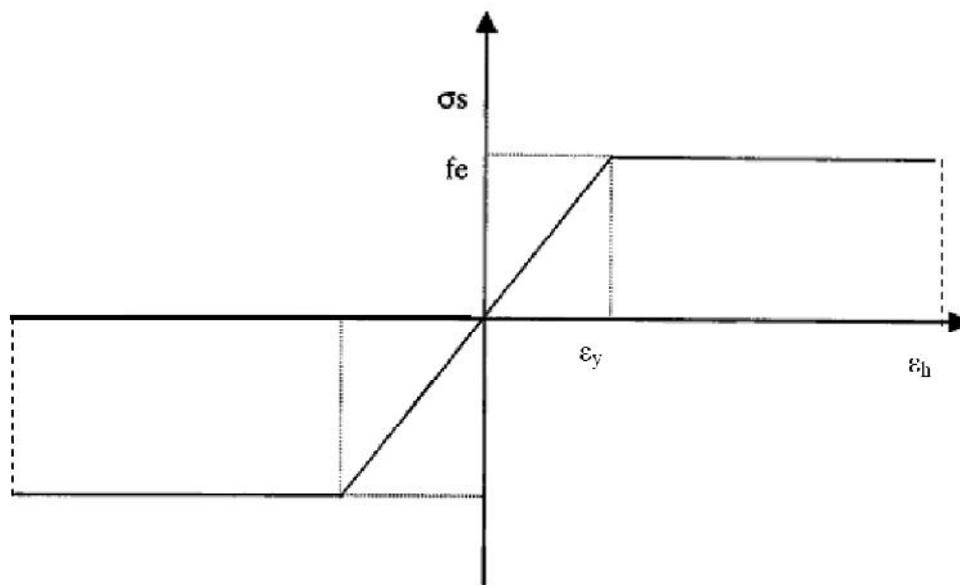


Fig. 4.2 : Loi de comportement de l'acier [33]

Les caractéristiques principales sont reportées dans le tableau ci-dessous (Tab. 4.2) :

Limite élastique f_e	500 MPa
Contrainte de calcul $f_s=f_e/\gamma_s$	500 MPa ($\gamma_s=1$, cas accidentel)
Module de Young E_s	200000 Mpa
Déformation élastique ε_y	$2. 10^{-3}$
Déformation plastique ε_h	$10. 10^{-3}$

IV.2.3. SEISMOSTRUCT-Modèle en acier bilinéaire – st-bl [38] :

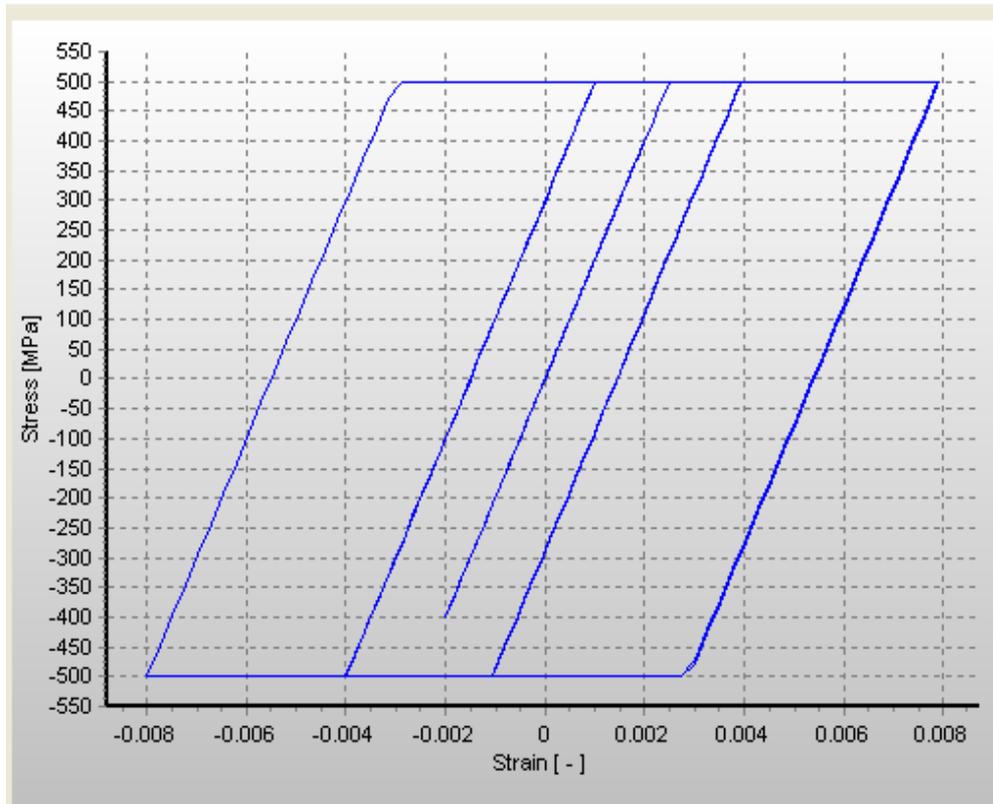


Fig. 4.3 : *Modèle en acier bilinéaire – st-bl [38]*

C'est un modèle bilinéaire uniaxial de contrainte-déformation avec l'écrouissage cinématique, par lequel les restes élastiques de gamme est constants dans toutes les diverses étapes de chargement, et la règle de durcissement cinématique pour la surface d'écoulement soient assumés comme fonction linéaire de l'incrément de la déformation plastique. Ce modèle simple est également caractérisé par des paramètres de calibrage facilement identifiables et par son efficacité informatique. Il peut être employé dans modeler des deux structures métalliques, où l'acier doux est habituellement utilisé, aussi bien que les modèles concrets renforcés, où de l'acier travaillé est généralement utilisé.

Quatre paramètres de calibrage de modèle doivent être définis afin de décrire entièrement les caractéristiques mécaniques du matériel:

-Module d'élasticité - E_s

C'est la rigidité élastique initiale du matériel. Sa valeur oscille habituellement entre **200** et **210 GPa**. La valeur par défaut est **200 GPa**.

-Limite élastique- f_y

C'est la contrainte à la limite d'écoulement, sa valeur change typiquement de **230 MPa** jusqu' à **650 MPa**. La valeur par défaut est **500 MPa**.

-Paramètre d'écrouissage $-\mu$

C'est le rapport entre la rigidité post-écoulement (E_{sp}) et la rigidité initiale élastique (E_s) du matériel, Le premier est défini comme $E_{sp} = (f_{ult} - f_y) / (\epsilon_{ult} - f_y / E_s)$, où f_{ult} et ϵ_{ult} représentent la contrainte ultime ou maximale et la capacité de déformation de matériel, respectivement, sa valeur varie fréquemment de 0,005 à 0,015. La valeur par défaut est de 0,005.

-Poids spécifiques- γ

C'est le poids spécifique du matériau. La valeur par défaut est de 78 KN/m^3

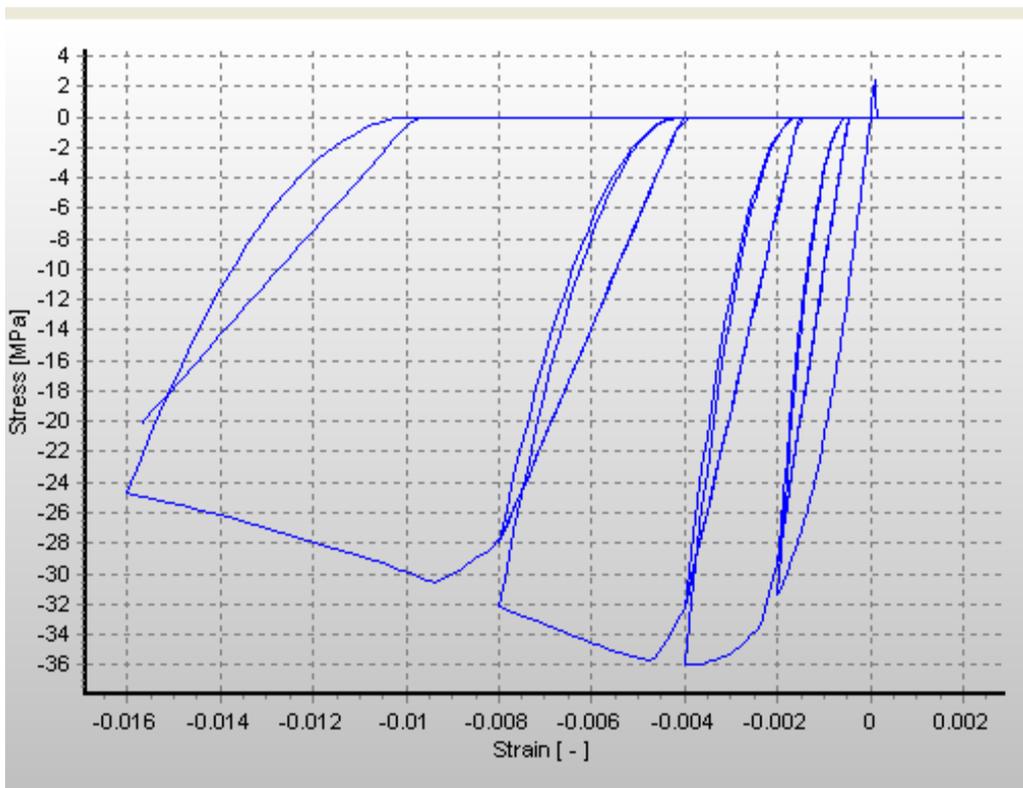
IV.2.4. SEISMOSTRUCT- Modèle du béton confiné constant non- linéaire con_cc [38] :

Fig. 4.4 : *Modèle du béton confiné constant non- linéaire con_cc [38]*

Il s'agit d'un modèle non linéaire uniaxiale de confinement constante, initialement programmé par **Madas [1993]**, qui suit la relation constitutive proposée par **Mander et al. [1988]** et les règles cycliques proposées par **Martinez-Rueda et Elnashai [1997]**. Les effets de confinement prévus par les renforcements latéraux transversaux sont intégrés dans les règles proposées par **Mander et al. [1988]**, dans laquelle la pression constante de confinement est assumée toute la gamme de contrainte-déformation.

Cinq modèles de calibrage des paramètres doivent être définis afin de bien décrire les caractéristiques mécaniques du matériau:

-Résistance à la compression- f_c :

C'est la capacité d'effort de compression du cylindre (100x200 mm) du matériel. Sa valeur varie typiquement de 15 MPa jusqu'à 45MPa. La valeur par défaut est

30 MPa

-Résistance à la traction- f_t :

C'est la capacité de la contrainte de traction du matériau. Il peut habituellement estimer comme $f_t = k_t \sqrt{f_c}$, où k_t varie de 0.5 (béton en traction directe) à 0.75 (béton en traction par flexion), comme suggéré par **Priestley et al [1996]**. Lorsque cette valeur est atteinte, le béton est supposé brusquement perdre sa résistance à la traction, sans aucune sorte de tension de ramollissement. La valeur par défaut est 0 MPa dans notre cas $f_t = 3000$ MPa

-Déformation à la contrainte maximale - ϵ_c

C'est la contrainte correspondant au point de l'effort de compression maximal illimité (f_c). Pour le béton ordinaire de résistance normale, cette valeur est généralement considérée comprise dans une fourchette de 0,002 à 0,0022. La valeur par défaut est de 0,002 mm/mm

-Facteur de confinement - k_c

C'est le facteur de confinement constant, défini comme le rapport entre le milieu confiné ou non confiné de la contrainte de compression du béton, et utilisé pour élargir la relation contrainte-déformation à travers la gamme entière de contrainte. Bien qu'il puisse être calculé grâce à l'utilisation d'un modèle de confinement disponible dans la littérature [par exemple **Ahmad et Sahad, 1982; Cheikh et Uzumeri, 1982; Eurocode 8, 1996; Penelis et Kappos, 1997**], l'utilisation de la **Mander et al. [1989]** est

recommandée. Sa valeur varie généralement entre les valeurs de 1,0 et 1,3 pour les éléments en béton armé et entre 1,5 et 4,0 pour les éléments composites acier-béton. La valeur par défaut est de 1,2.

-Poids spécifiques- γ

C'est le poids spécifique du matériau. La valeur par défaut est de 24 kN/m³.

IV.2.5. SEISMOSTRUCT- Modèle du béton non confiné constant non- linéaire con- cc [38] :

Il possède les mêmes caractéristiques du modèle du béton confiné constant non-linéaire con-cc à l'explosion la résistance à la traction $f_t=0$ et le facteur de confinement $k_c=1$, ce modèle est utilisé pour le béton de l'orbage

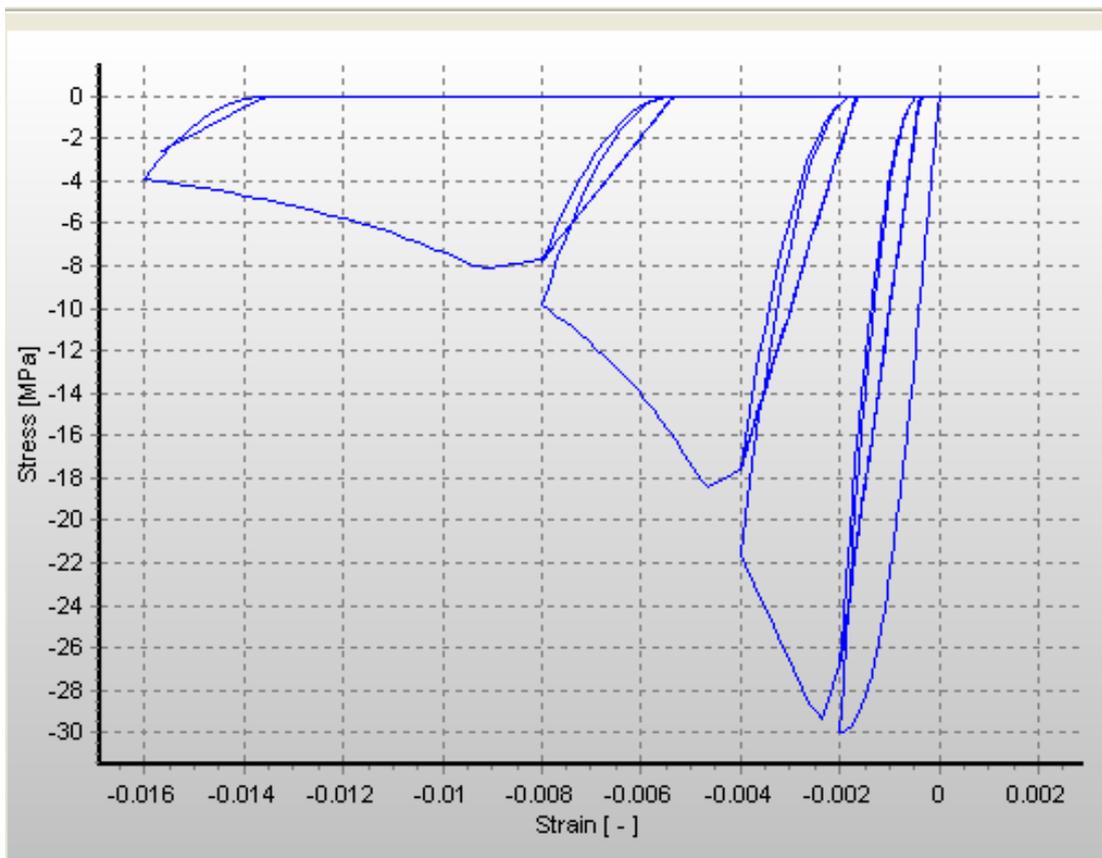


Fig. 4.5 : *Modèle du béton non confiné constant non- linéaire con_cc [38]*

IV.3 Modèle des bâtiments testés

- Les modèles des bâtiments testés(R+5, R+8, R+12) sont des modèles 2D, encastrés à la base avec une portée des poutres égales dans les deux directions et qui vaut 5.5m.
- Les structures présentes une régularité en plans et élévation 4 fils dans chaque direction.
- La hauteur de chaque étage est de 3.06m.
- toutes les planchers sont en corps creux épaisseur (20+5)
- Les murs de périmètres sont en verre et maçonnerie creux, ils n'affectent pas le déplacement libre des portiques pendant les tremblements de terre. (Fig. 4.6)

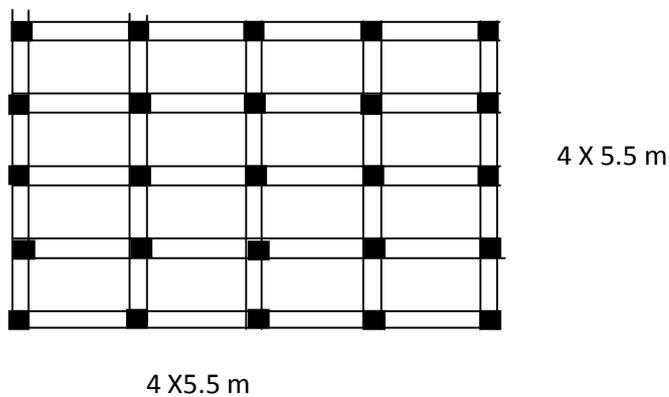


Fig. 4.6 : Différentes perspectives du bâtiment vue en plan

Tab 4-3 : détails des sections des poteaux et poutres

Dimension Poteaux et Poutres			
Bâtiment	Poutres cmxcm	Etage	Poteaux cmxcm
5 étages	30x50	1-3	50x50
		4-5	40x40
8 étages	30x50	1-5	50x50
		6-8	40x40
12 étages	30x50	1-7	70x70
		8-12	50x50

IV.4. Mouvement sismique

Le mouvement sismique considéré dans cette application est de RPA99/2003 défini par un spectre de réponse en accélération à 5% d'amortissement lissé conformément à l'ATC 40 (Fig. 4.7).

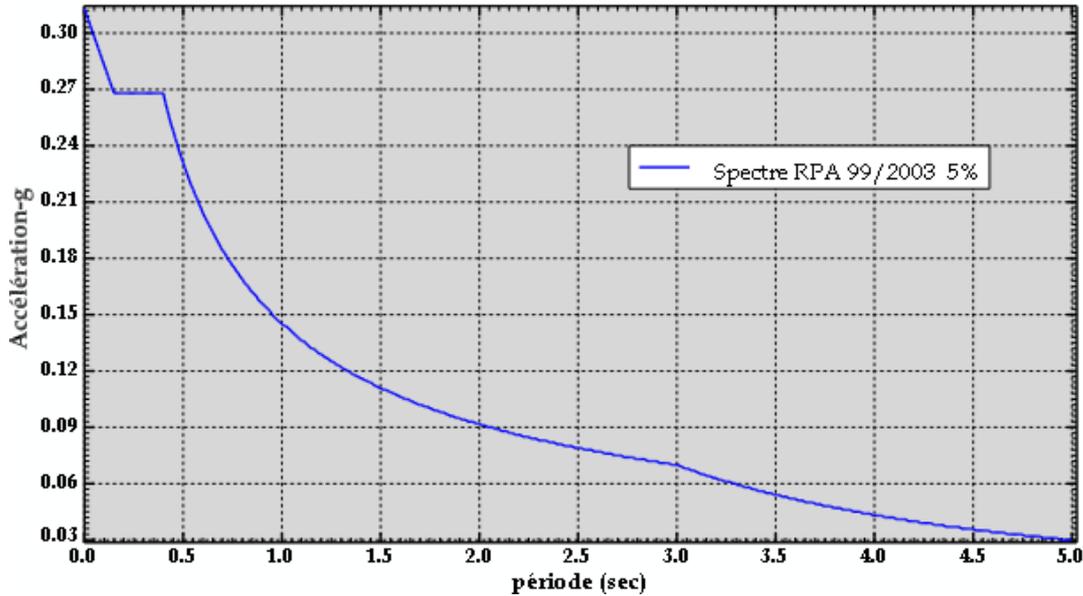


Fig. 4.7 : Spectre lissé RPA99/2003 5% [27]

Etant donné la symétrie du bâtiment, seulement la direction longitudinale sera considérée dans les calculs.

IV.5. Charges du poids propre et d'exploitation

En ce qui concerne les charges, on admet les valeurs suivantes :

- Pour le plancher intermédiaire :

Charge permanente $G=5.57 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

- Pour le plancher terrasse :

Charge permanente $G=6.64 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/m}^2$

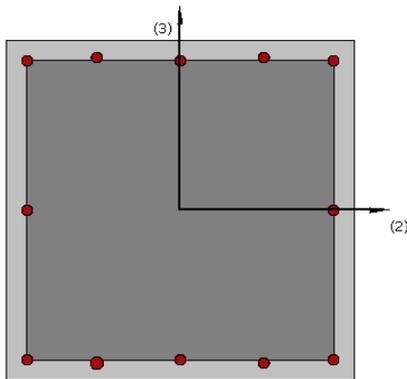
IV.6. Applications

IV.6.1.1. Bâtiment R+5

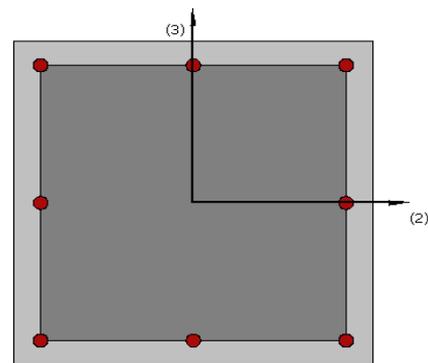
Le bâtiment testé est un bâtiment régulier, de 5 étages (R+5), d'un système de contreventement poteau-comme le montre la figure (Fig. 4.3).

IV.6.1.1.1. Sections et armatures

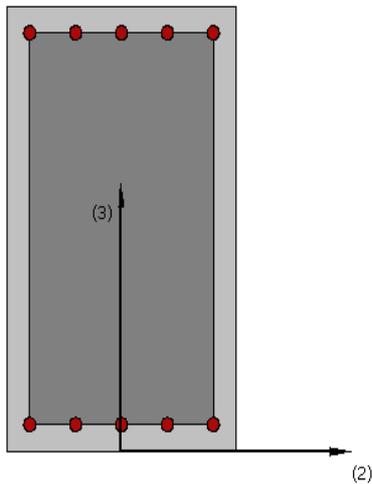
La figure suivante illustre les sections courantes des éléments de contreventement dans le bâtiment testé (Fig. 4.8).



a) Poteaux 50x50 12T16



b) Poteaux 40x40 8T16



c) Poutres 30x50 6T16+6T16

Fig. 4.8 : Différentes sections et armatures du bâtiment ; (a) : poteau 50 cm x 50 cm, (b) : poteau 40 x 40, (c) : poutre 30 cm x 50 cm

IV.6.1.1.2. Analyse modale linéaire (méthode spectrale)

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivants :

Tab-4-4 : Périodes et masses modales des quatre premiers modes par SAP2000

Bâtiment		Période (s)	Masses Participation Ux %
5 étages	1 mode	0,85	79,73
	2 mode	0,29	10,96
	3 mode	0,16	04,58
	4 mode	0,11	02,09
8 étages	1 mode	1,27	80,71
	2 mode	0,41	09,93
	3 mode	0,23	03,87
	4 mode	0,15	02,17
12 étages	1 mode	1,66	76,62
	2 mode	0,56	10,50
	3 mode	0,31	04,24
	4 mode	0,21	02,35

Tab-4-5 : Périodes et masses modales des quatre premiers modes par SEISMOSTRUCT

	Bâtiment	Période (s)	Masses Participation Ux %
5 étages	1 mode	0,69	79,68
	2 mode	0,24	10,88
	3 mode	0,13	04,37
	4 mode	0,09	01,90
8 étages	1 mode	1,04	79,42
	2 mode	0,36	10,39
	3 mode	0,20	04,12
	4 mode	0,14	01,90
12 étages	1 mode	1,34	79,98
	2 mode	1,33	76,85
	3 mode	0,81	10,61
	4 mode	0,46	04,04

IV.6.1.1.3. Détermination de la distribution des charges latérales selon la FEMA 356 (Art. 3.3.1.3.2) [34]

La distribution des charges latérales adoptée par la FEMA 356 est donnée par la formule (Eq. 2.26) : $F_n = C_{vn} V$ avec $V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$

- ✓ Coefficient C_1 : $T_e = 0.8333 \text{ s} > T_s = 0.5 \text{ s}$, donc, $C_1 = 1$
- ✓ Coefficient C_2 : $C_2 = 1.2$
- ✓ Coefficient C_3 : $C_3 = 1$
- ✓ Coefficient C_m : pour $T_e = 0.8333 \text{ s} < 1 \text{ s} \rightarrow C_m = 1$
- ✓ L'accélération spectrale à $T_e = 0.8333 \text{ s}$ vaut $S_a = 0.31 \text{ g}$
- ✓ Le facteur k : Pour $T = 0.85 \text{ sec} \rightarrow k = 1.145$

Le tableau suivant présente la distribution des charges latérales déterminées (Tab.4.6) :

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	h_i^k (m)	$W_i h_i^k$	$C_{v,x} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1} W_i h_i}$	F_i (KN)	V_i (KN)
R.D.C	2300	3.06	3.632307	835.4306	0.0385	203.8608	5293.440
1 ^{er}	2300	6.12	8.079052	1858.182	0.0857	453.4315	5089.579
2 ^{ème}	2300	9.18	12.89575	2966.022	0.1367	723.7653	4636.148
3 ^{ème}	2300	12.24	17.96960	4133.007	0.1905	1008.532	3912.382
4 ^{ème}	2300	15.30	23.24367	5346.043	0.2464	1304.536	2903.851
5 ^{ème}	2280.5	18.36	28.68299	6554.062	0.3021	1599.315	1599.315

Tab. 4.6 : Distribution des charges latérales selon FEMA 356[34]

Cette distribution a une allure semble à celle schématisée dans la figure suivante (fig4.9)

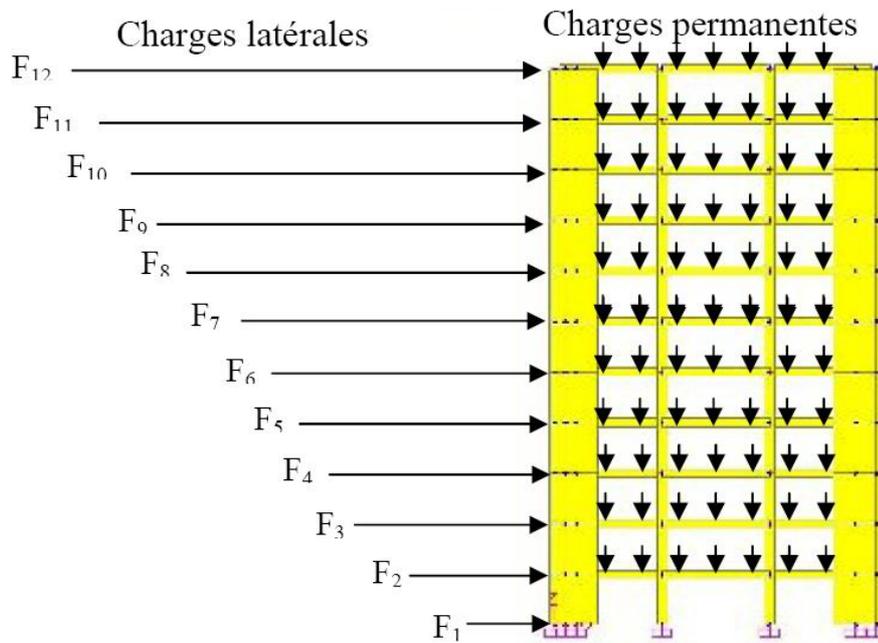


Fig. 4.9-Modèle de distribution des charges

IV.6.1.1.4. Détermination des lois moment – courbure

Suivant les procédures de calcul et de modélisation présentées dans le chapitre III, une détermination des lois de comportement des éléments devrait être effectuée. Cette loi qui exprime la relation moment-courbure dépend des caractéristiques géométriques de la section, des caractéristiques mécaniques des matériaux qui la composent et de l'effort normal existant. Pour les éléments élastiques, la résistance des matériaux fournit une loi de comportement en élasticité linéaire : $M = EI.C$ avec M le moment de flexion, E le module d'Young homogénéisé, I l'inertie de la section et C la courbure.

Pour les sections correspondant aux rotules plastiques, les relations présentées dans le chapitre III sont utilisées afin de déterminer les lois moments courbures de chaque élément plastifié, comme il est montré sur la figure suivante (Fig. 4.10) :

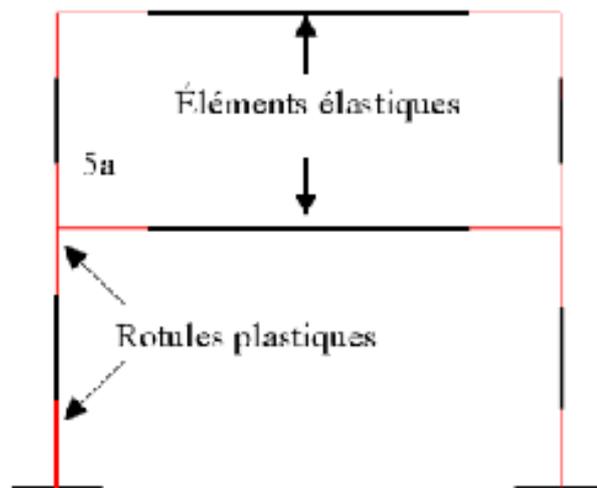


Fig. 4.10 : Localisation des rotules plastiques

IV.6.1.1.4.a. Loi moment-courbure pour les poutres

La détermination de la loi moment – courbure pour les poutres s’effectue selon les démarches de calcul présentées dans le chapitre III. Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Courbure nominale de plastification φ_y	$3.58 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Ductilité en Courbure μ_ϕ	5.97
Moment de plastification M_y	153.37 kN.m
Moment ultime M_u	168.71 kN.m
Longueur de la rotule plastique l_p	54.08 cm

Tab. 4.7 : Loi moment – courbure pour les poutres

Une représentation graphique de cette loi est illustrée sur la figure suivante (Fig. 4.11) :

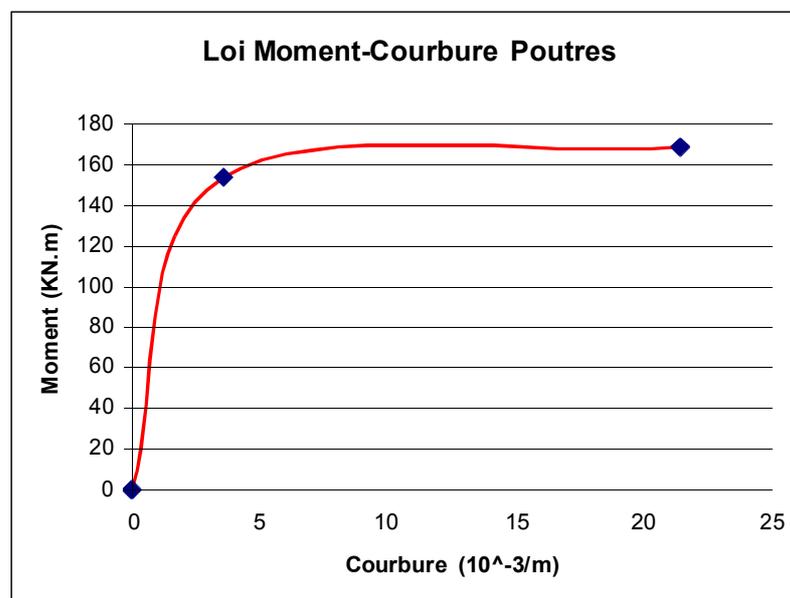


Fig. 4.11 : Loi moment-courbure des poutres

IV.6.1.1.4.b. Loi moment-courbure pour les poteaux 50x50

Egalement, la détermination de la loi moment – courbure pour les poteaux se fait conformément aux formulations données dans le chapitre III. Les tableaux suivants récapitulent les résultats obtenus en fonction de différentes valeurs des efforts normaux.

Courbure nominale de plastification φ_y	2.56 x 10⁻³ m⁻¹
Courbure ultime φ_u	3.44 x 10⁻³ m⁻¹
Moment de plastification M_y	494.92 kN.m
Moment ultime M_u	544.41 kN.m
Longueur de la rotule plastique l_p	38.08 cm

Tab. 4.8 : Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 2000$ kN

Courbure nominale de plastification φ_y	2.72 x 10⁻³ m⁻¹
Courbure ultime φ_u	6.27 x 10⁻³ m⁻¹
Moment de plastification M_y	410.32 kN.m
Moment ultime M_u	451.35 kN.m
Longueur de la rotule plastique l_p	38.08 cm

Tab. 4.9 : Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 1500$ kN

Courbure nominale de plastification φ_y	2.92 x 10⁻³ m⁻¹
Courbure ultime φ_u	11.73 x 10⁻³ m⁻¹
Moment de plastification M_y	321.92 kN.m
Moment ultime M_u	354.12 kN.m
Longueur de la rotule plastique l_p	38.08 cm

Tab. 4.10 : Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 1000$ kN

Courbure nominale de plastification φ_y	3.18 x 10⁻³ m⁻¹
Courbure ultime φ_u	25.18 x 10⁻³ m⁻¹
Moment de plastification M_y	228.53 kN.m
Moment ultime M_u	251.38 kN.m
Longueur de la rotule plastique l_p	38.08 cm

Tab. 4.11 : Loi de comportement des poteaux 50 x 50 pour $N = 500$ kN

Une représentation graphique de la courbe d'interaction moment – effort normal pour les poteaux 50 x 50 est illustrée sur la figure (Fig. 4.12) :

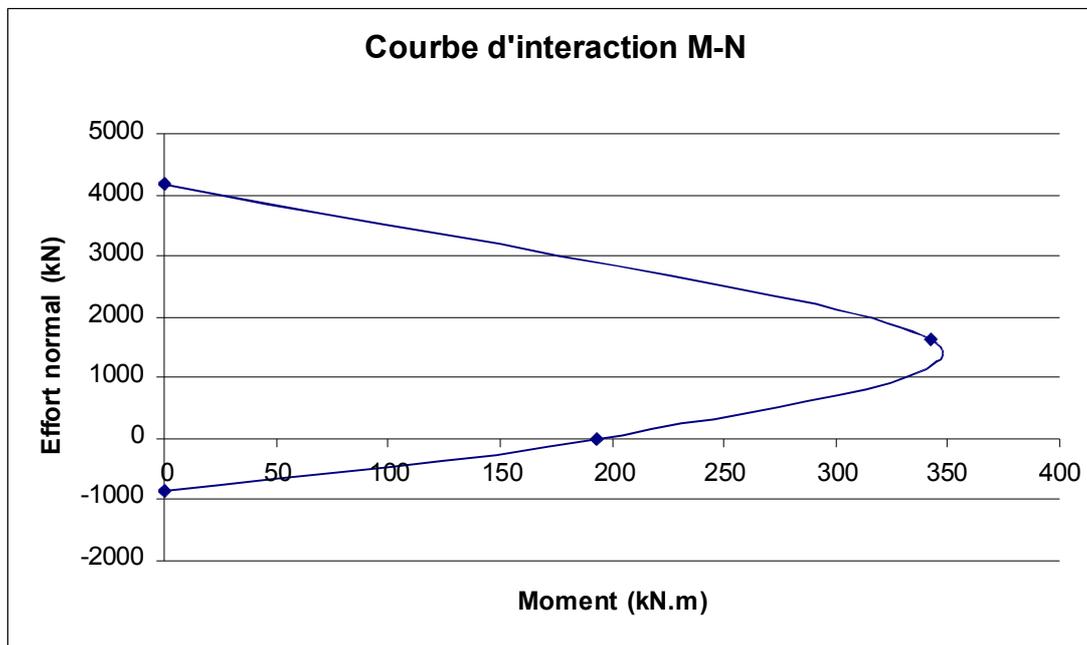


Fig. 4.12 : Courbe d'interaction moment-effort normal pour poteaux 50x50

La figure (Fig. 4.13) montre les résultats obtenus pour les lois de comportement des poteaux 50 x 50 en fonction des efforts normaux :

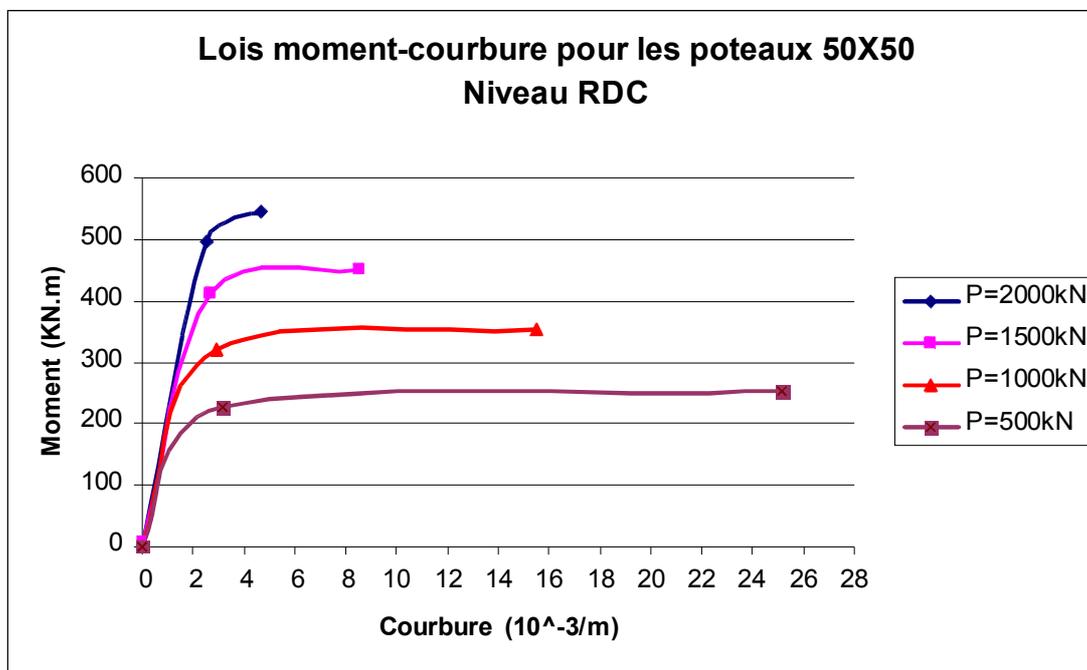


Fig. 4.13 : Loi moment-courbure des poteaux 50x50 du niveau RDC en fonction des différentes valeurs des efforts normaux existants

La même opération est effectuée pour les autres étages ainsi que pour les poteaux 40x40.

IV.6.1.1.5. Niveau de performance de la structure

Le niveau de performance attribué à la structure correspond au niveau de non-effondrement (C.P : Collapse Prevention).

IV.6.1.1.6. Récapitulatif

Les différentes procédures qui précèdent l'exécution de l'analyse Pushover sur le bâtiment testé ont été présentées. Des données de base du matériau utilisé à savoir le béton armé, a été présentée ainsi que, la définition du mouvement sismique et les différentes valeurs des charges et surcharges appliquées. Le modèle de la structure, sa géométrie, les sections de ses éléments aussi ont été présentées. Les lois moment – courbure des éléments de la structure ont été déterminées pour qu'elles soient introduites dans le programme de calcul. En ce qui suit, les résultats obtenus de l'analyse Pushover effectuée sur le bâtiment testé seront présentés.

IV.6.1.1.7. Le spectre RPA99/2003 au format ADRS [27]

La figure suivante (Fig. 4.14) représente la conversion du spectre RPA99/2003 (Fig. 4.5) au format ADRS come suit:

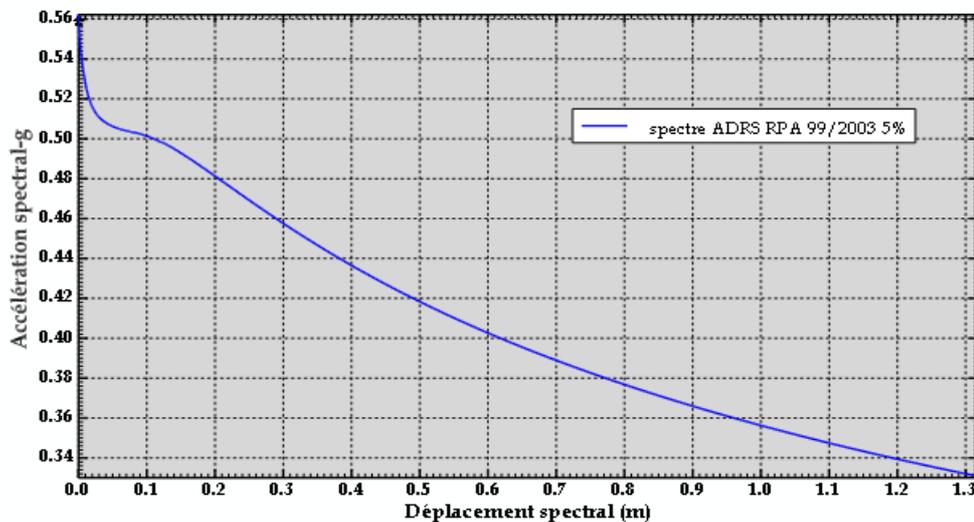


Fig. 4.14 : Spectre ADRS RPA 99 /2003 5%

- Détermination des rigidités initiale K_i , effective K_e et la période fondamentale T_e

L'application des ajustements de la FEMA 356 [34], nous mène à avoir une idéalisation de cette courbe Pushover en une courbe bilinéaire comme il est montré sur la figure suivante :

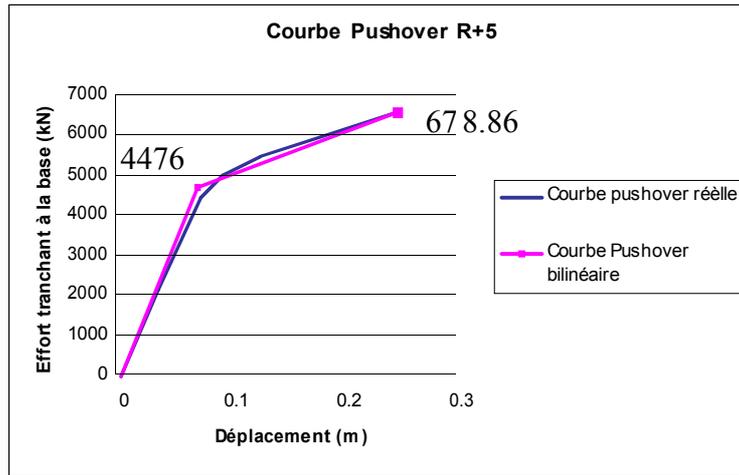


Fig. 4.15 : Idéalisaton de la courbe Pushover

La rigidité initiale K_i correspond à la pente de la courbe de capacité dans sa partie élastique, soit :

$$K_i = 678.86 / 0.091 = 7460 \text{ kN/m}$$

La valeur de la limite élastique V_y est estimée

→ $0.6 V_y = 4476 \text{ kN}$. Le déplacement correspondant à cet effort est de 4.1 cm.

$$\text{Donc } K_e = \frac{4476}{0.41} = 10917 \text{ kN/m} \quad \Rightarrow T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.883 \text{ s}$$

▪ **Calcul des coefficients FEMA 356 [34]**

- ✓ Coefficient C_0 : pour 5 étages $C_0 = 1.5$
- ✓ Coefficient C_1 : $T_e = 0.833 \text{ s} > T_s = 0.5 \text{ s}$ (Période caractéristique spécifique au site, pour un site meuble), donc, $C_1 = 1$
- ✓ Coefficient C_2 : $C_2 = 1.2$
- ✓ Coefficient C_3 : $C_3 = 1$
- ✓ **Calcul du déplacement cible δ_t**

L'accélération spectrale à $T_e = 0.833 \text{ s}$ vaut $S_a = 0.31g$. Il vient que le déplacement cible correspond à ce niveau de performance vaut :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \omega_e^2 = 18.96 \text{ cm}$$

Les coordonnées du point de performance sont données comme suit :

$$(S_a (m/s^2), S_d (m)) = (0.302 g, 0.158),$$

La conversion de ces coordonnées en effort tranchant à la base – déplacement au sommet du bâtiment se fait par le biais des relations (Eq. 2.30) et (Eq. 2.31).

En considérant les trois premiers modes dans la forme du chargement modal :

$$\alpha = 0.91 \quad PF_1 \phi_{R1} = 1.19$$

$(V \text{ (kN)}, D \text{ (m)}) = (6603.45, 0.187)$, une valeur qui est comparable au déplacement cible déjà calculé.

IV.6.2. La courbe Pushover pour le bâtiment R+5

La courbe Pushover obtenue est représentée comme suit:

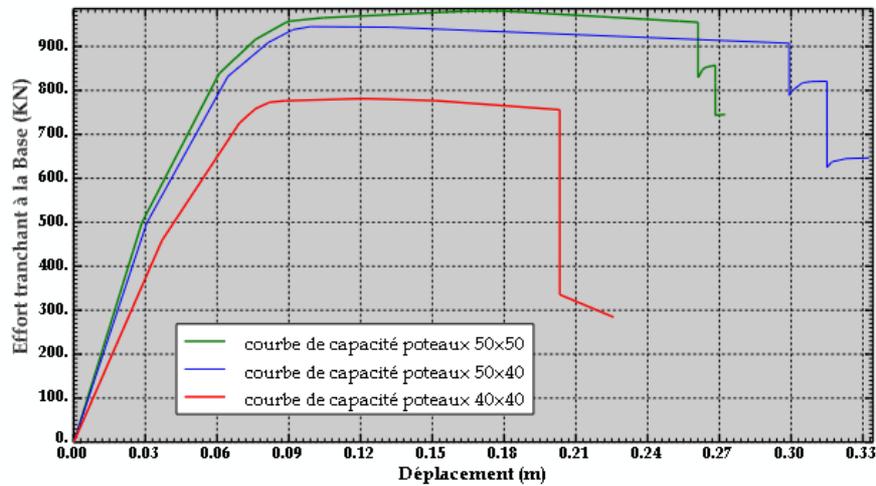


Fig 4.16: Courbe de capacité –SAP2000

La figure01 présente les courbes de capacités pour différents poteaux analysés en utilisant le SAP2000, on remarque que les poteaux 50x40 et 40x40 donnent les mêmes valeurs de l'effort tranchant à la base 750 KN avec différents déplacements de la limite élastique 0,08 cm et 0,12 cm et différentes ductilités $\frac{0,20}{0,08} = 40\%$, $\frac{0,30}{0,10} = 33,33\%$ ($40\% - 33,33 = 6,66\%$), la courbe du poteau 50x50 donne une valeur de l'effort tranchant à la base plus grande que celle des deux autres poteaux $\frac{950}{750} = 78,94\%$ et sa ductilité $\frac{0,27}{0,08} = 29,63\%$ et inférieure à la ductilité du poteau 50x40 ($33,33 - 29,63 = 3,70\%$).

On remarque les trois graphes, la branche décroissante de la capacité garde le même effort tranchant et l'effondrement brusque et le déplacement de point de l'effondrement de la structure avec des poteaux 50x40 est plus grand que celui des autres poteaux.

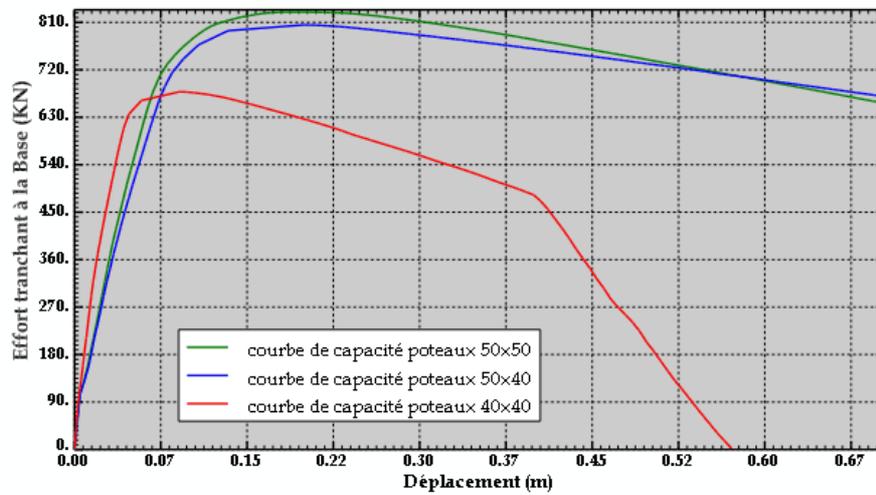


Fig 4.17: Courbe de capacité -SeismoStruct - $L_p=0.08L+0.022F_Y.db$

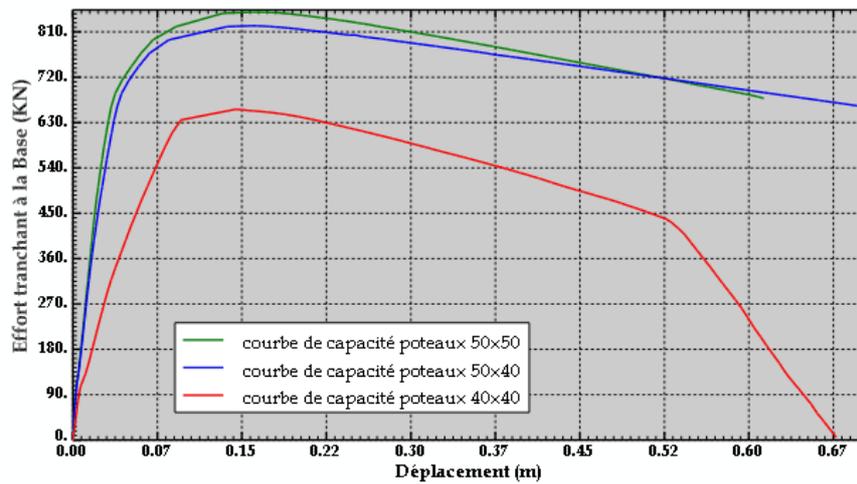


Fig 4.18: Courbe de capacité-SeismoStruct - $LP=0.5h$

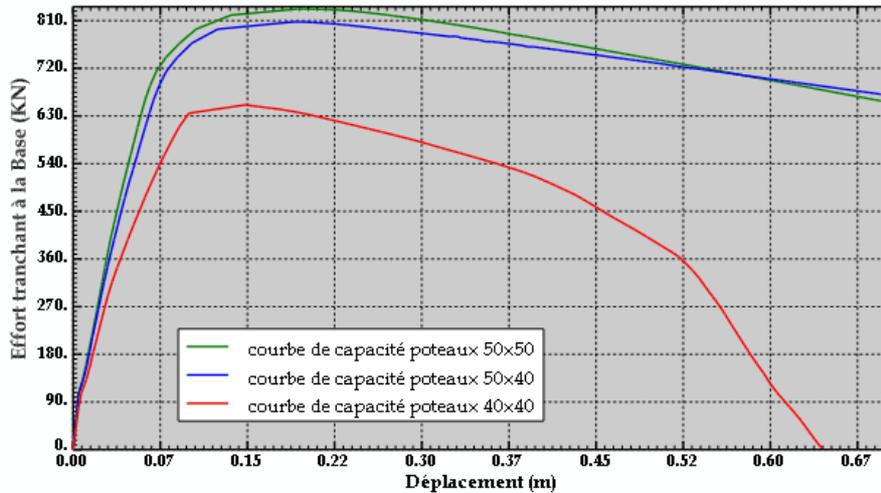


Fig 4.19 : Courbe de capacité-SeismoStruct -LP=0.08L+6db

La figure 02,03 et 04 présente les courbes de capacités pour différents poteaux analysés en utilisant SeismoStruct, on remarque que les poteaux 50x50 et 50x40 donnent la même allure de graphe avec une valeur de l'effort tranchant à la base presque égale 850 KN et 810 KN avec la même limite élastique 0,15 cm et la même ductilité $\frac{0.69}{0.15} = 21,73\%$ la courbe du poteau 40x40 donne une valeur de l'effort tranchant à la base plus moins que celle des deux autres poteaux $\frac{850}{650} = 76,47\%$ et sa ductilité $\frac{0.40}{0.05} = 12,50\%$ et inférieure à la ductilité des poteaux 50x40 et 50x50 (21,73-12,50=9,23%).

On remarque les deux graphes, la branche descendante de la capacité garde le même effort tranchant et l'effondrement se fait de manière lente et avec une pente et le déplacement de point de l'effondrement de la structure avec des poteaux 50x40 et 50x50 et plus grand que celle des poteaux 40x40.

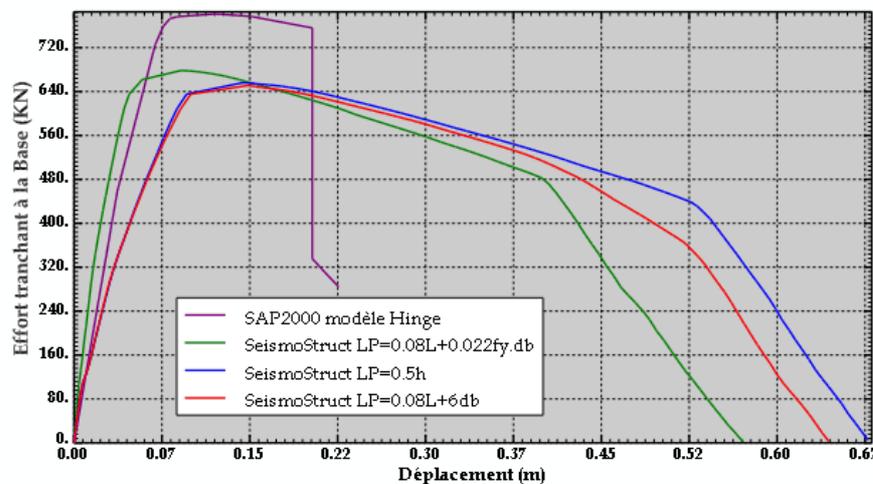


Fig 4.20 : Courbe de capacité –Poteaux 40X40

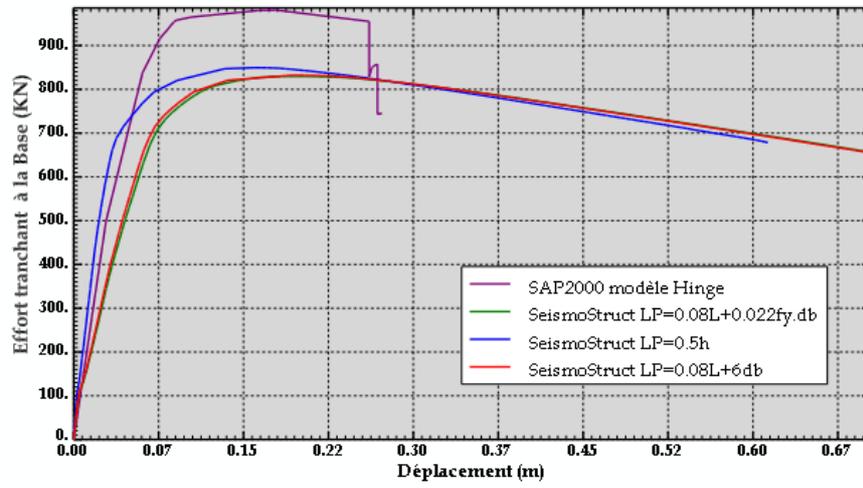


Fig 4.21 : Courbe de capacité –Poteaux 50X50

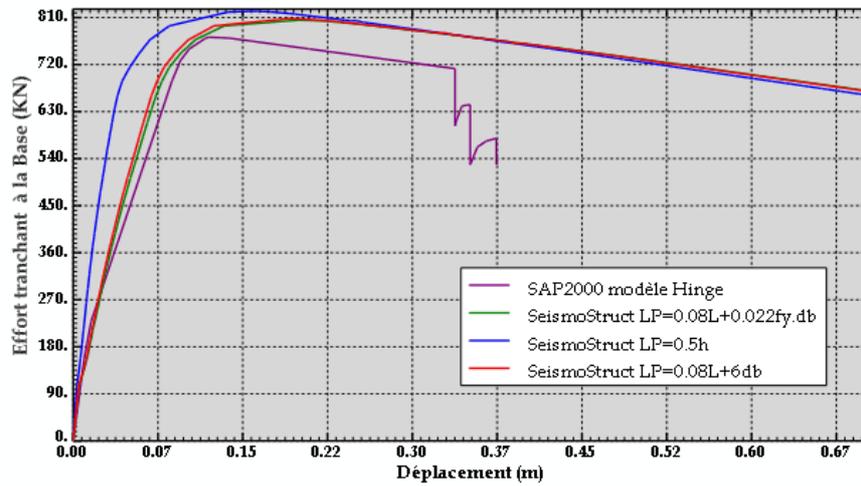


Fig 4.22: Courbe de capacité –Poteaux 50X40

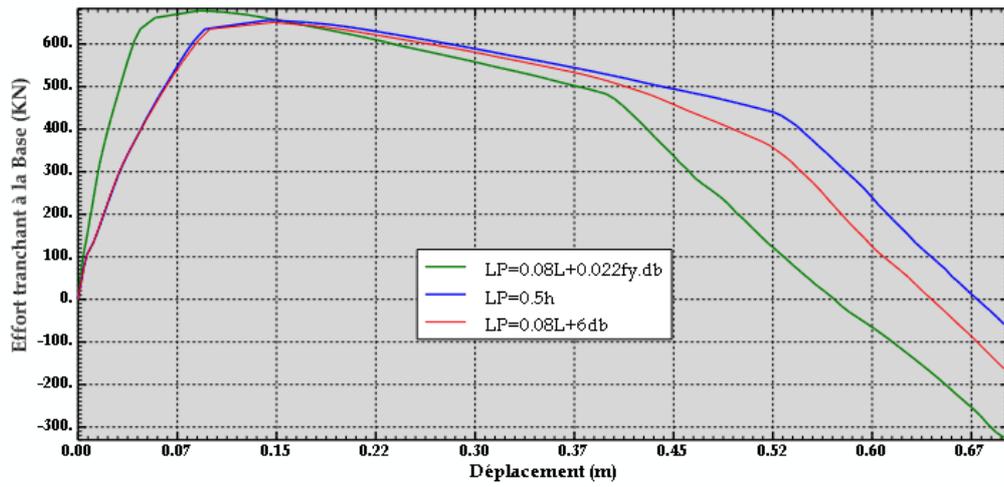


Fig 4.23 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 40x40

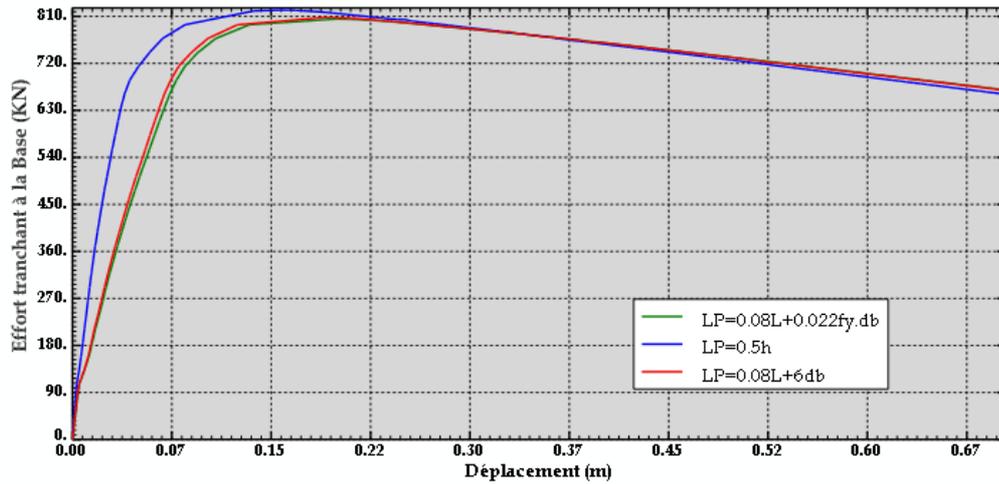


Fig 4.24 : Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x40

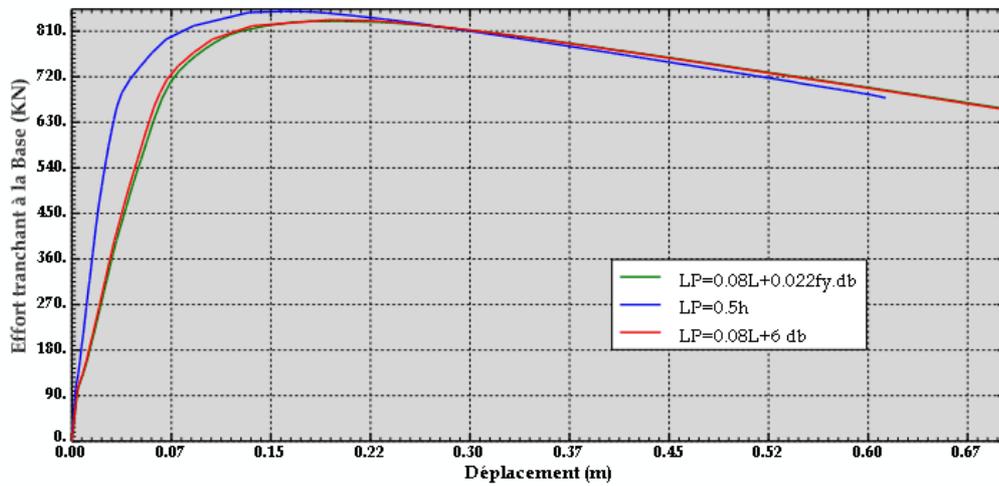


Fig 4.25: Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x50

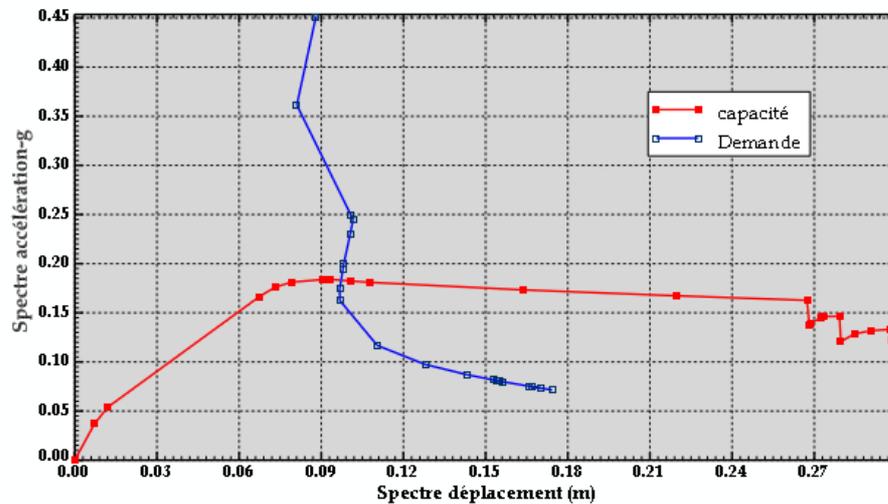


Fig 4.26: Courbe de capacité-demande

Résultats

Les trois courbes donnant des droites de capacité pour les trois différents types de sections poteaux et les trois formules de longueur plastiques (L_{p1} , L_{p2} , L_{p3}) sont montrées sur figure. Les trois courbes montrent des dispositifs semblables. Elles sont au commencement linéaires et la réponse est élastique jusqu'à ce qu'un déplacement est atteint 5 cm. De 5 cm jusqu'à 28 cm il y a un accroissement de l'effort tranchant à la base indiquant un raidissement de la structure. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure. Quand les bâtiments sont poussés bien dans la gamme non élastique, les courbes deviennent linéaires encore mais avec une plus petite pente. Les trois courbes ont pu être rapprochées par un rapport bilinéaire. Au déplacement de cible de 0.28 m, l'effort tranchant à la base entière était 900 kN équivalents à 1.47 fois dont une structure sous la conception sismique élastique.

Du schéma 10 il est évident que la courbe de demande tend à intersecter la courbe de capacité près du point B d'événement, qui signifie qu'une réaction élastique et la marge de sécurité est considérablement augmentée. Par conséquent, il peut conclure que la sûreté de marge contre l'effondrement est haute et il y a des réservations suffisantes de résistance et de déplacement.

IV.6.3. La courbe Pushover pour le bâtiment R+8

La courbe Pushover obtenue est représentée comme suit:

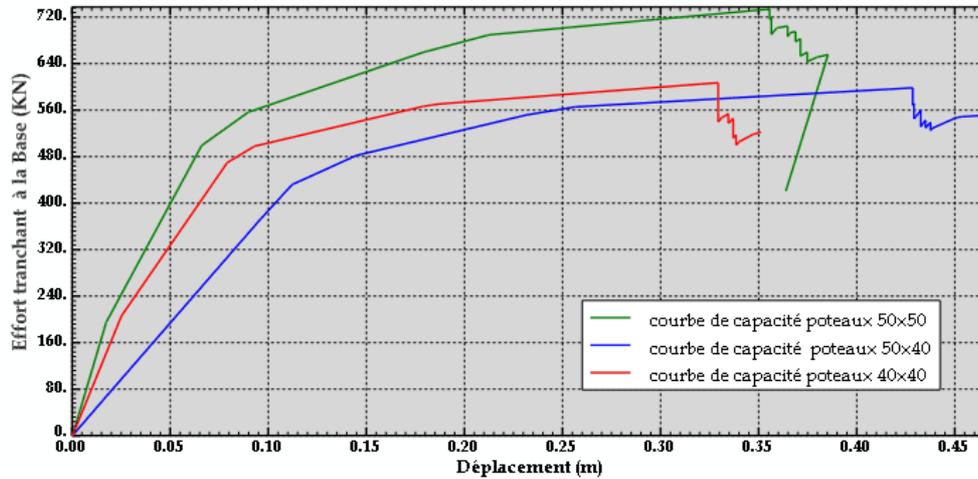


Fig 4.27: Courbe de capacité –SAP2000

La figure01 présente les courbes de capacités pour différents poteaux analysés en utilisant le SAP2000, on remarque que les poteaux 50x40 et 40x40 donnent presque les mêmes valeurs de l'effort tranchant à la base 590 KN avec différents déplacements de la limite élastique 0,08 cm et 0,12 cm et différentes ductilités $\frac{0,33}{0,08} = 24,24\%$, $\frac{0,43}{0,12} = 27,90\%$ ($27,90\% - 24,24 = 3,66\%$), la courbe du poteau 50x50 donne une valeur de l'effort tranchant à la base plus grande que celle des deux autres poteaux $\frac{740}{590} = 79,72\%$ et sa ductilité $\frac{0,36}{0,10} = 27,77\%$ et inférieure à la ductilité des poteaux 50x40 ($27,90 - 27,77 = 0,13\%$).

On remarque les trois graphes, la branche décroissante de la capacité garde le même effort tranchant et l'effondrement brusque et le déplacement de point de l'effondrement de la structure avec des poteaux 50x40 est plus grand que celui des autres poteaux.

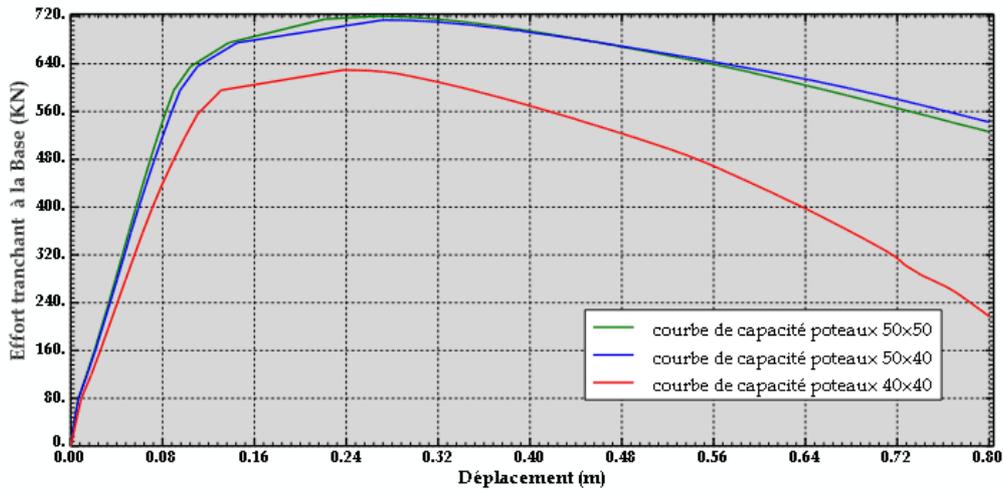


Fig4.28 : Courbe de capacité -SeismoStruct - $L_p=0.08L+0.022F_Y.db$

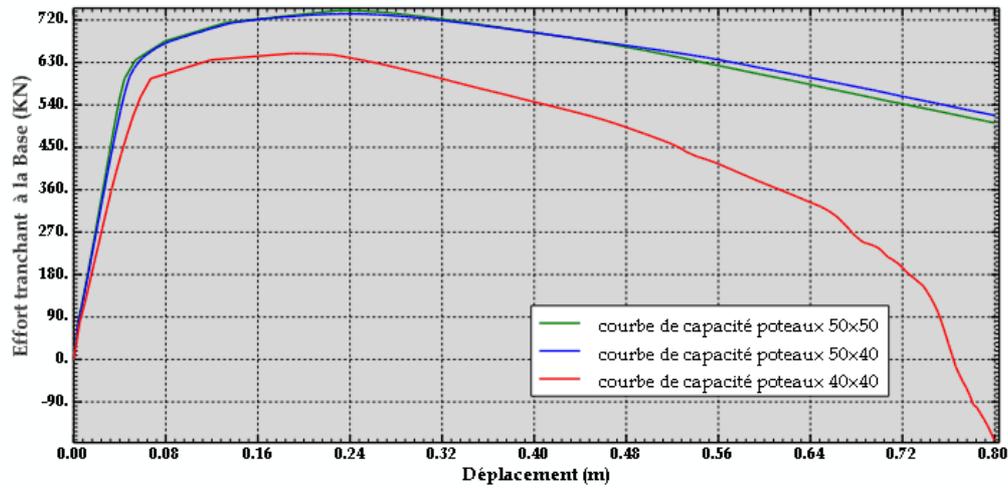


Fig4.29: Courbe de capacité-SeismoStruct - $LP=0.5h$

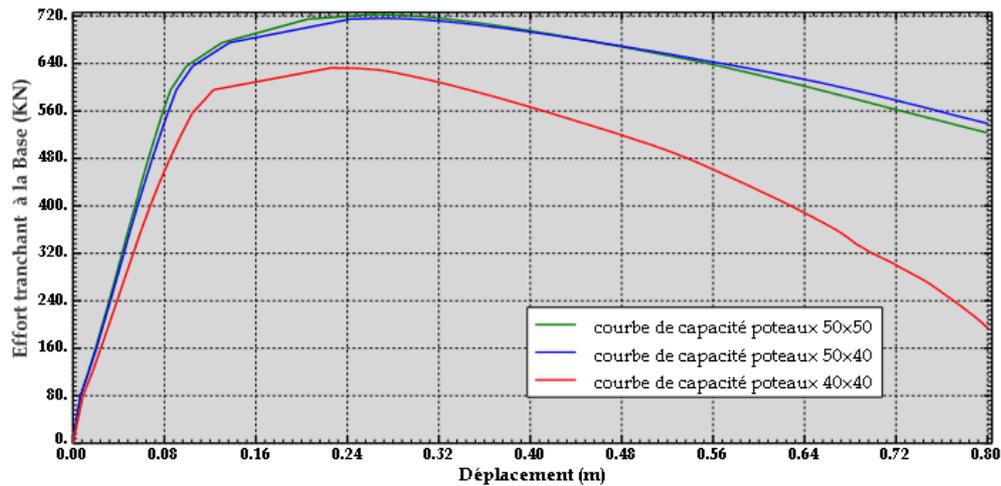


Fig4.30 : Courbe de capacité-SeismoStruct -LP=0.08L+6db

La figure 02, 03 et 04 présente les courbes de capacités pour différents poteaux analysés en utilisant SeismoStruct. On remarque que les poteaux 50x50 et 50x40 donnent la même allure de graphe avec une valeur de l'effort tranchant à la base presque égale 720 KN et 810 KN avec la même limite élastique 0,15 cm et la même ductilité $\frac{0,74}{0,11} = 14,68\%$. La courbe du poteau 40x40 donne une valeur de l'effort tranchant à la base plus faible que celle des deux autres poteaux $\frac{720}{640} = 88,89\%$ et sa ductilité $\frac{0,56}{0,11} = 19,64\%$ et inférieure à la ductilité des poteaux 50x40 et 50x50 ($19,64 - 14,68 = 9,23\%$).

On remarque les deux graphes, la branche décroissante de la capacité garde le même effort tranchant et l'effondrement se fait de manière lente et avec une pente différente et le déplacement de point de l'effondrement de la structure avec des poteaux 50x40 et 50x50 est plus grand que celui des poteaux 40x40.

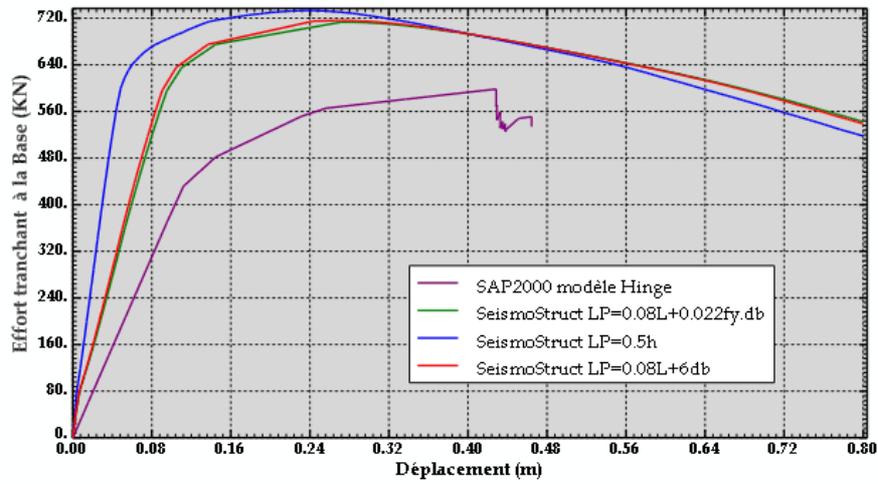


Fig4.31: Courbe de capacité- Poteaux 50x40

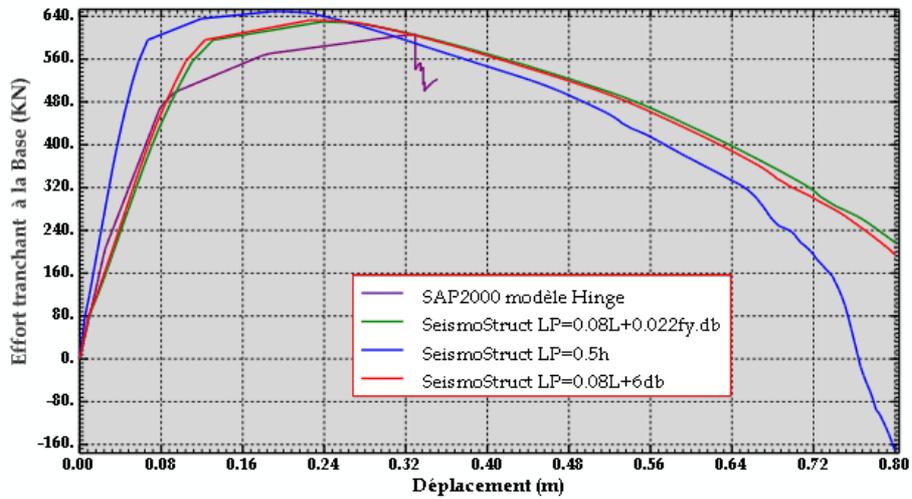


Fig4.32: Courbe de capacité- Poteaux 40x40

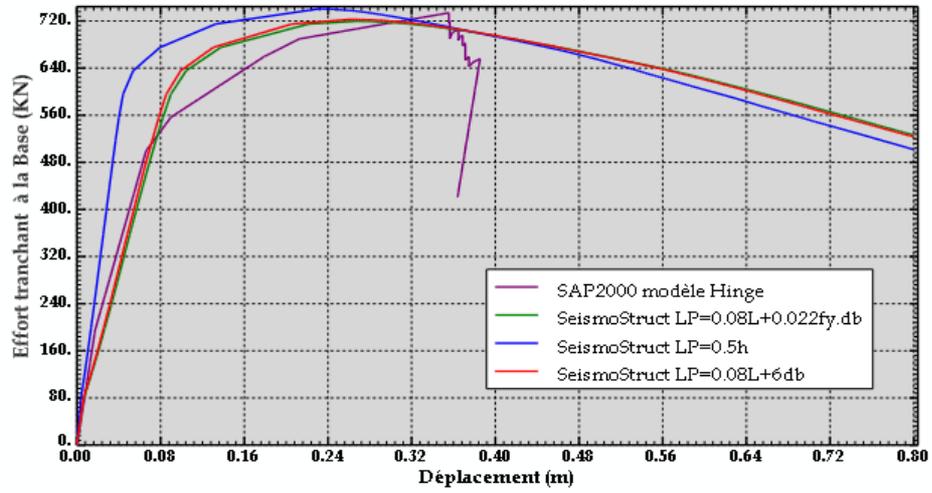


Fig4.33: Courbe de capacité- Poteaux 50x50

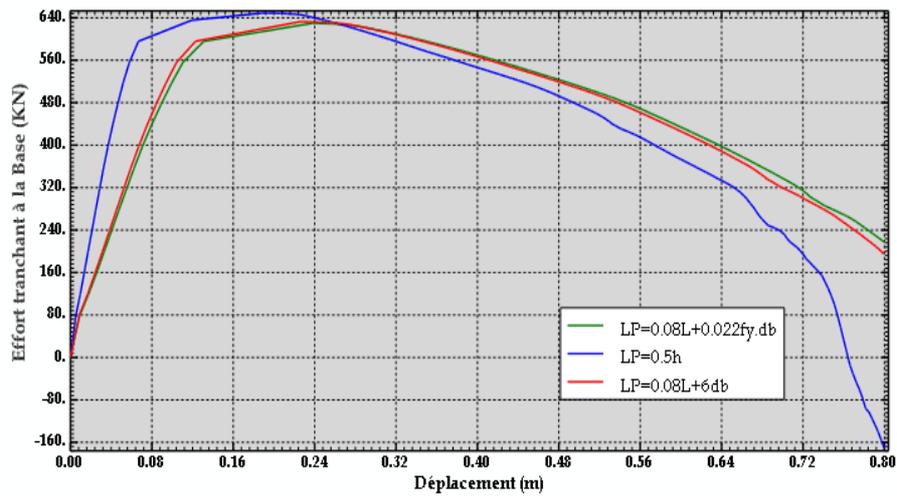


Fig4.34: Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 40x40

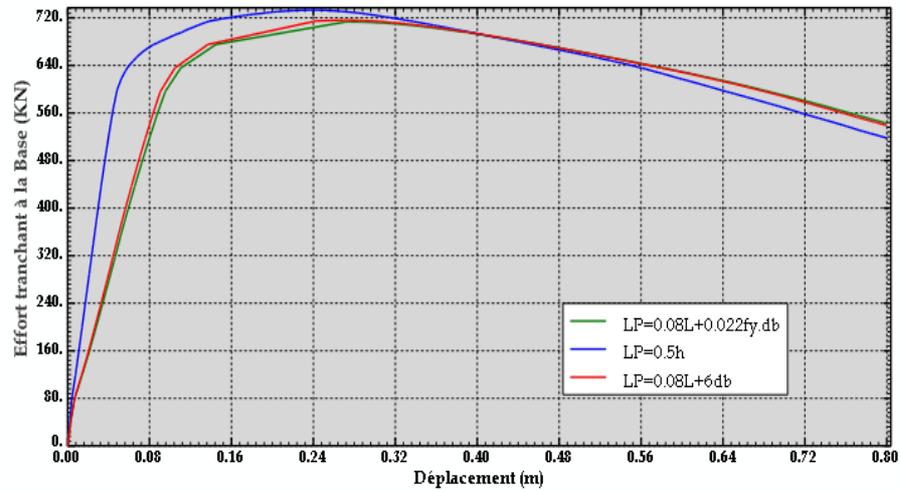


Fig4.35: Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x40

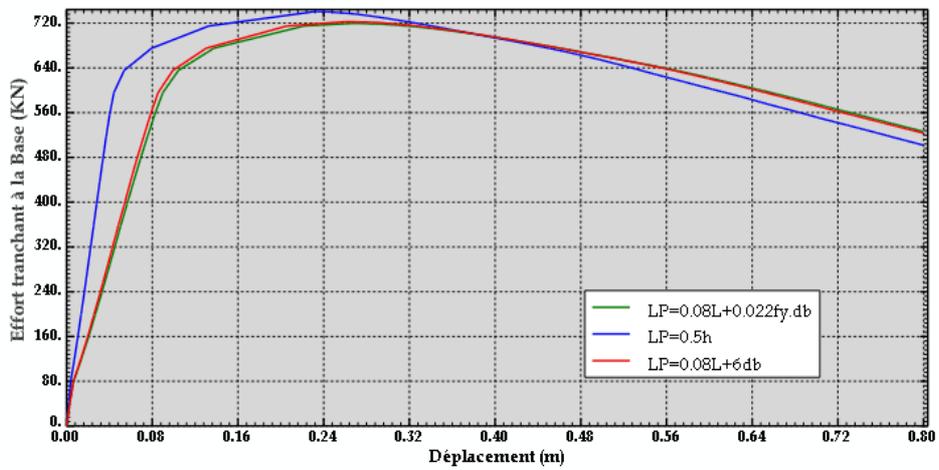


Fig4.36: Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x50

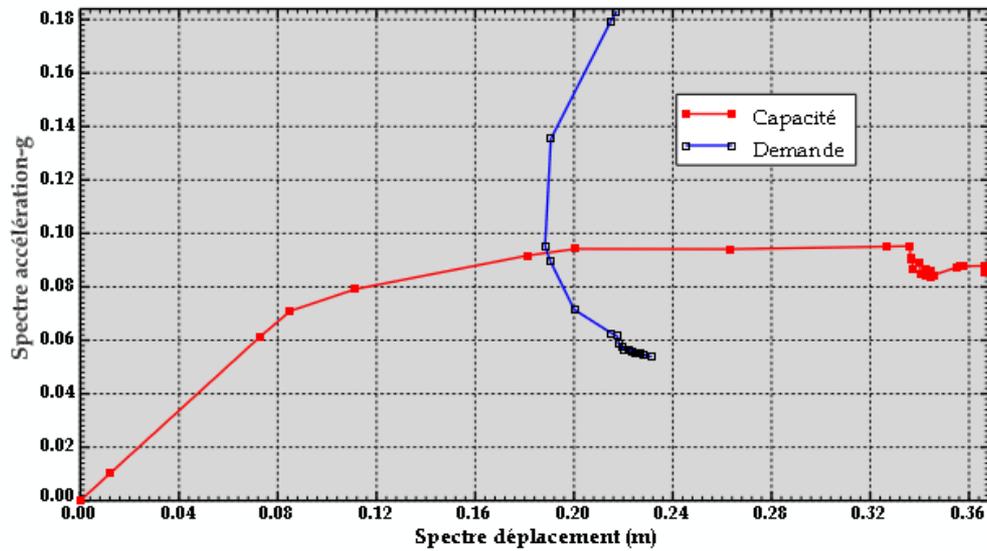


Fig4.37: Courbe capacité-demande

Résultats

Les trois courbes donnant des droites de capacité pour les trois différents types de sections poteaux et les trois formules de longueur plastique (L_{p1} , L_{p2} , L_{p3}) sont montrées sur figure. Les trois courbes montrent des dispositifs semblables. Elles sont au commencement linéaires et la réponse est élastique jusqu'à ce qu'un déplacement est atteint 8.5 cm. De 8.5 cm jusqu'à 45 cm il y a un accroissement de l'effort tranchant à la base indiquant un raidissement de la structure, Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure. Quand les bâtiments sont poussés bien dans la gamme non élastique, les courbes deviennent linéaires encore mais avec une plus petite pente. Les trois courbes ont pu être rapprochées par un rapport bilinéaire. Au déplacement de cible de 0.45 m, l'effort tranchant à la base entière était 720 KN équivalents à 1.25 fois dont a structure sous la conception sismique élastique.

Du schéma 10 il est évident que la courbe de demande tendent à intersecter la courbe de capacité près du point B d'événement, qui signifie qu'une réaction élastique et la marge de sécurité est considérablement augmenté. Par conséquent, il peut conclure que la sûreté de marge contre l'effondrement est haute et il y a les réservations suffisantes de résistance et de déplacement.

IV.6.4. La courbe Pushover pour le bâtiment R+12

La courbe Pushover obtenue est représentée comme suit

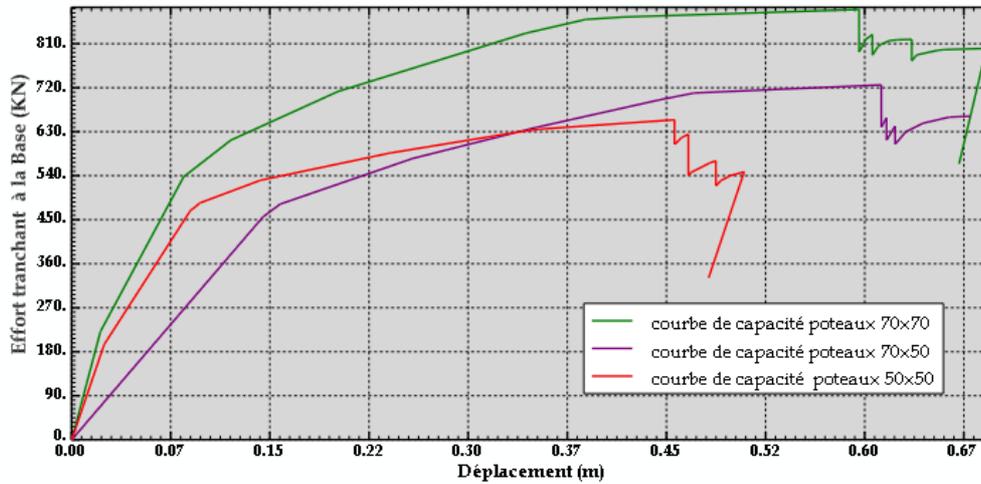


Fig 4.38: Courbe de capacité –SAP2000

La figure01 présente les courbes de capacités pour différents poteaux analysés en utilisant le SAP2000, on remarque que les poteaux 70x50 et 50x50 donnent presque les mêmes valeurs de l'effort tranchant à la base 720 KN avec différents déplacements de la limite élastique 0,09 cm et 0,15 cm et différentes ductilités $\frac{0,47}{0,09} = 19,15\%$, $\frac{0,64}{0,15} = 23,43\%$ ($23,43\% - 19,15\% = 4,28\%$), la courbe des poteaux 70x70 donne une valeur de l'effort tranchant à la base plus grande que celle des deux autres poteaux $\frac{840}{720} = 85,72\%$ et sa ductilité $\frac{0,60}{0,08} = 13,33\%$ et inférieure à la ductilité des poteaux 70x50 ($23,43\% - 13,33\% = 10,1\%$).

On remarque sur les trois graphes, la branche descendante de la capacité garde le même effort tranchant et l'effondrement brusque et le déplacement de point de l'effondrement de la structure avec des poteaux 70x50 est plus grand que celui des autres poteaux.

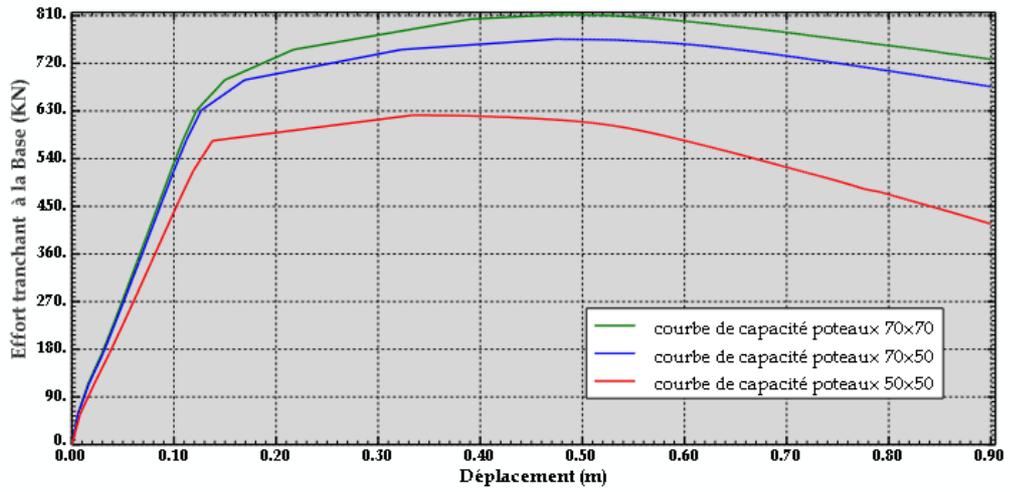


Fig4.39: Courbe de capacité -SeismoStruct - $L_p=0.08L+0.022F_y.d_b$

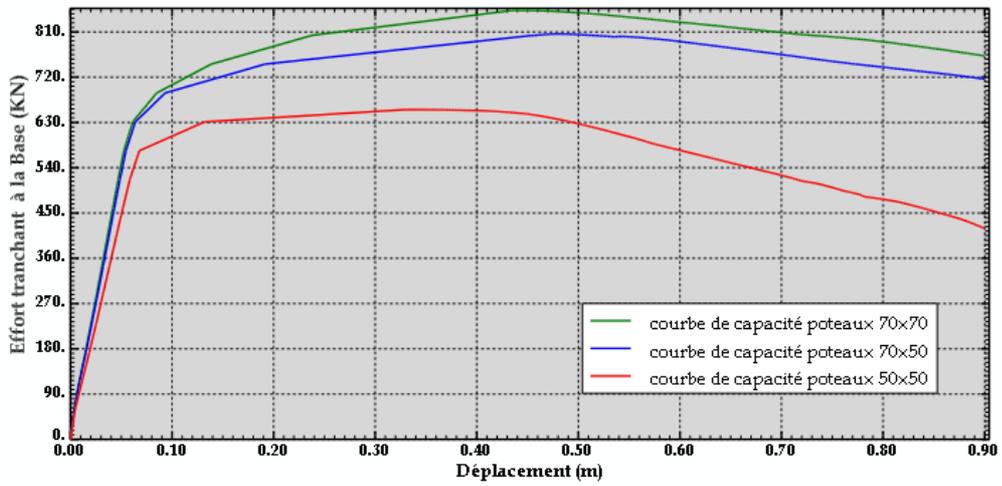


Fig4.40 : Courbe de capacité-SeismoStruct - $LP=0.5h$

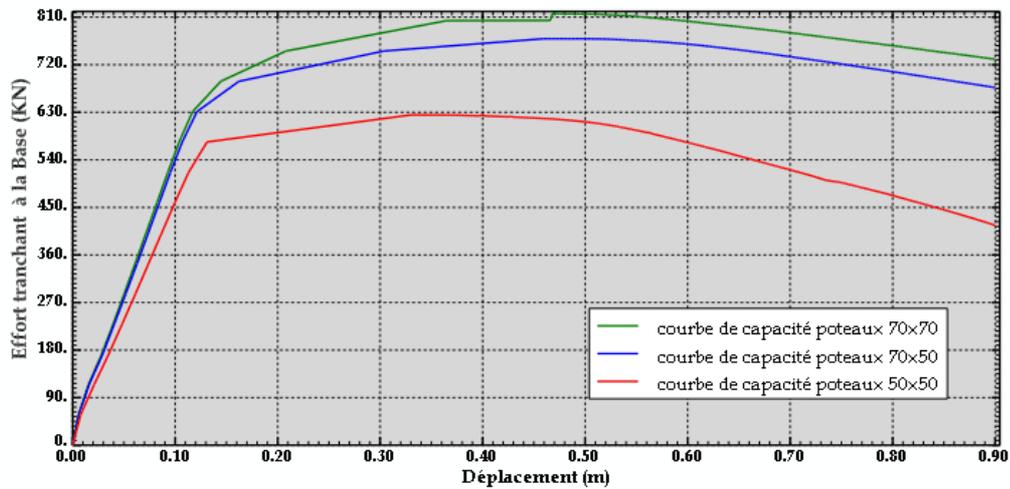


Fig4.41 : Courbe de capacité-SeismoStruct -LP=0.08L+6db

La figure 02, 03 et 04 présente les courbes de capacités pour différents poteaux analysés en utilisant SeismoStruct. On remarque que les poteaux 70x70 et 70x50 donnent la même allure de graphes avec des valeurs de l'effort tranchant à la base presque égales (850 KN et 810 KN) avec la même limite élastique (0,13 cm) et la même ductilité $\frac{0,87}{0,13} = 14,94\%$. La courbe du poteau 50x50 donne une valeur de l'effort tranchant à la base plus faible que celle des deux autres poteaux $\frac{850}{630} = 74,11\%$ et sa ductilité $\frac{0,60}{0,12} = 20\%$ est inférieure à la ductilité des poteaux 70x50 et 70x70 ($20 - 14,94 = 5,06\%$).

On remarque sur les deux graphes, la branche décroissante de la capacité conserve le même effort tranchant et l'effondrement se fait de manière lente et avec une pente différente et le déplacement au point de l'effondrement de la structure avec des poteaux 70x50 et 70x70 est plus grand que celui des poteaux 50x50.

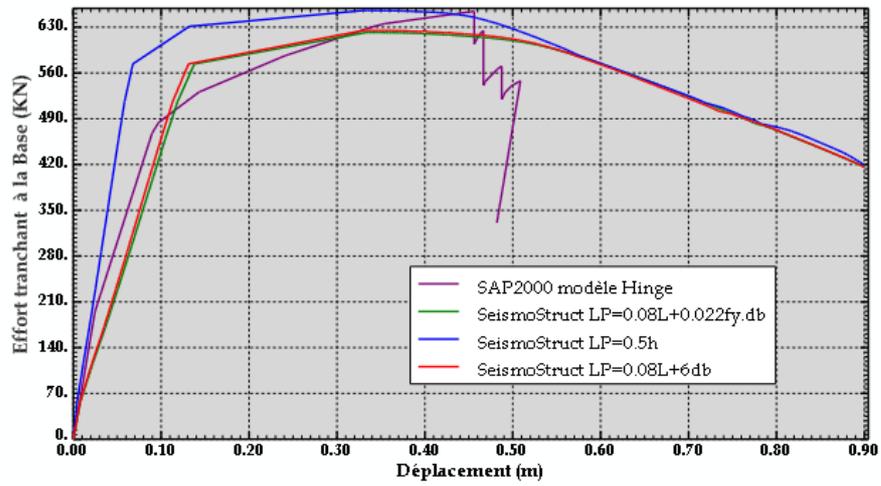


Fig4.42: Courbe de capacité- Poteaux 50x50

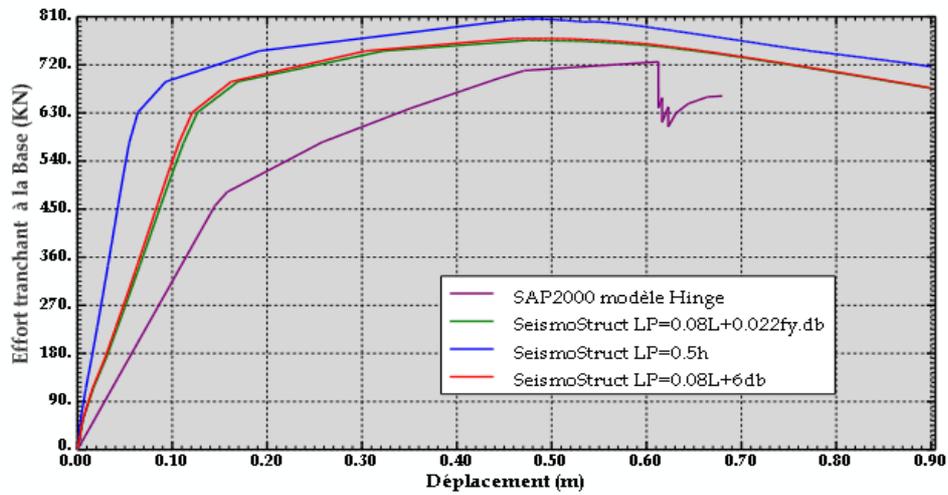


Fig4.43: Courbe de capacité- Poteaux 70x50

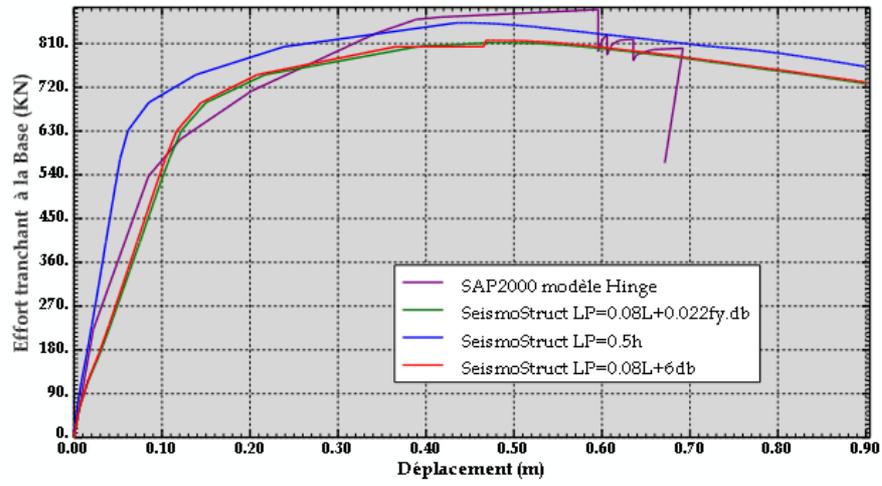


Fig4.44: Courbe de capacité- Poteaux 70x70

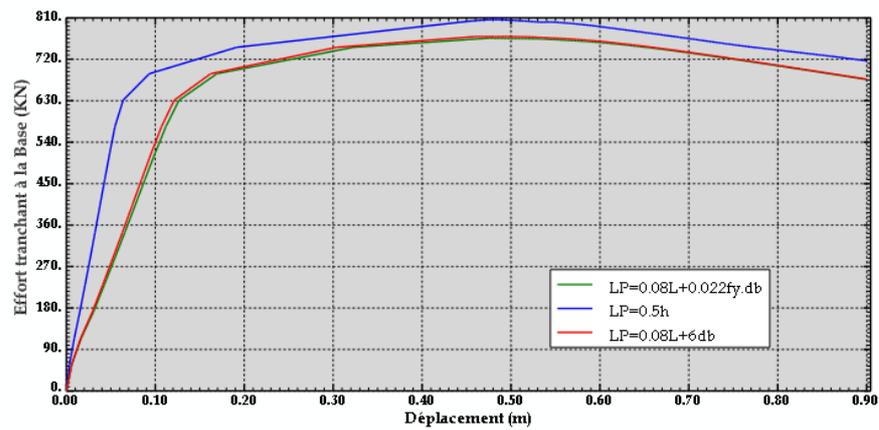


Fig4.45: Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 70x50

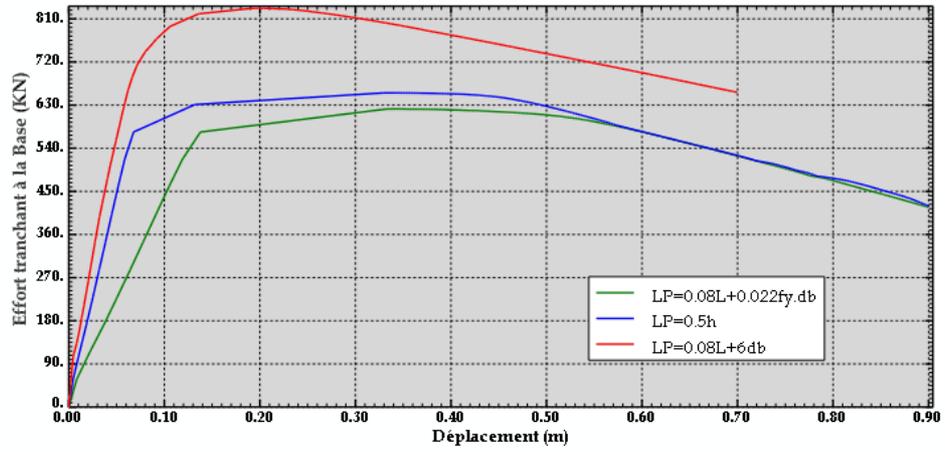


Fig4.46: Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 50x50

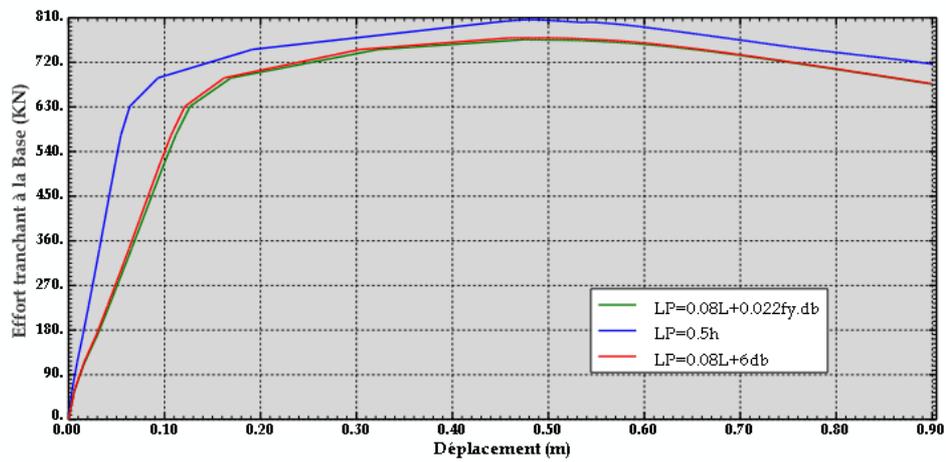


Fig4.47: Courbe de capacité-SeismoStruct –Poteaux 70x70

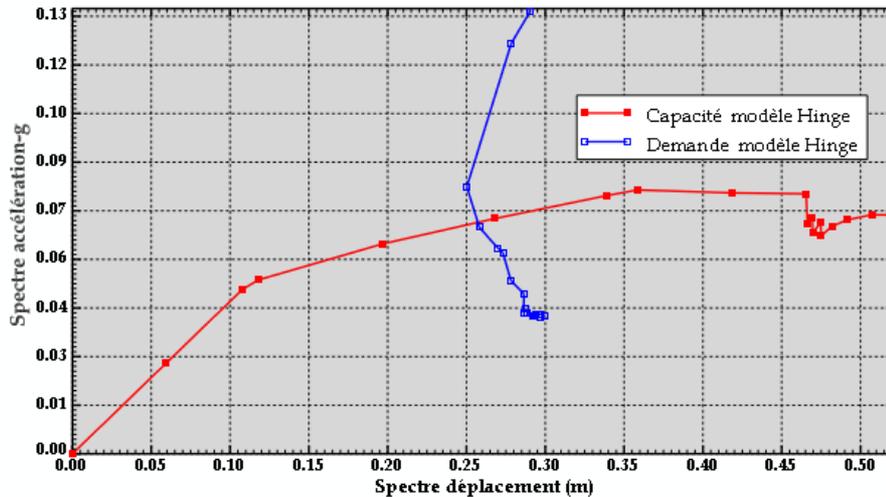


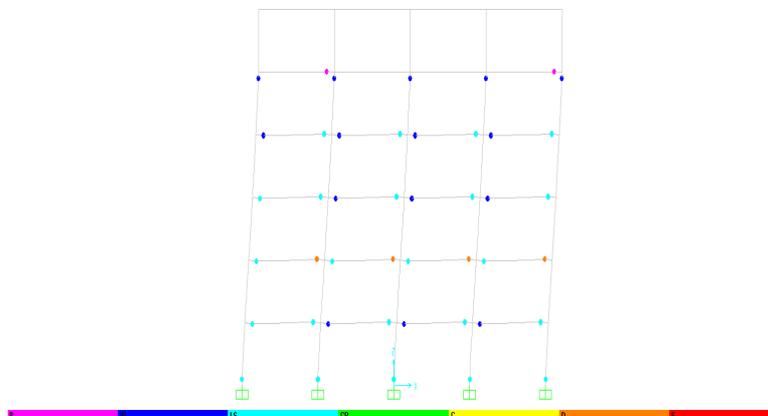
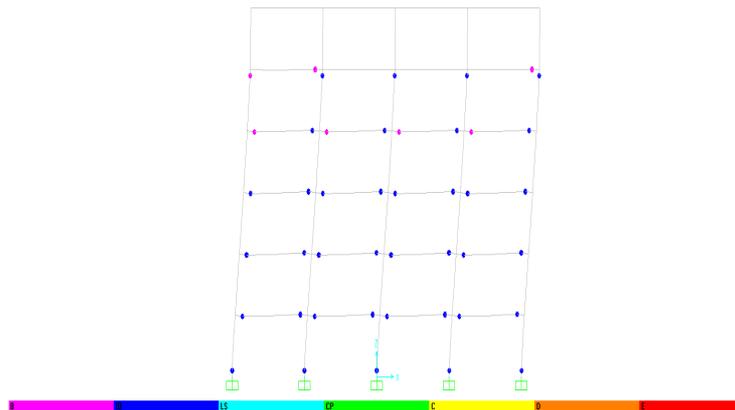
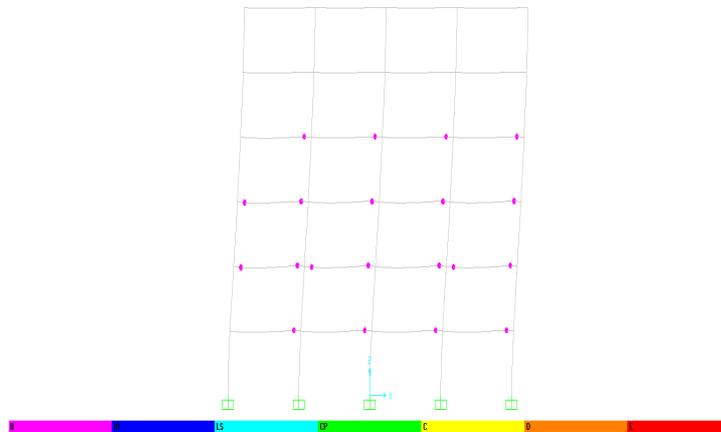
Fig4.48: Courbe capacité-demande

Résultats

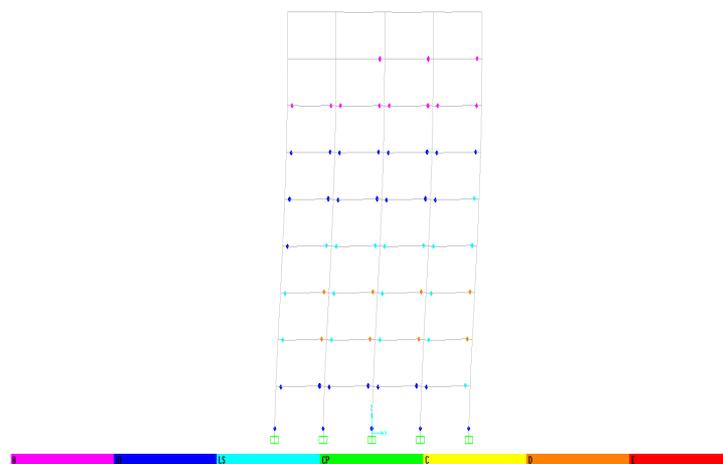
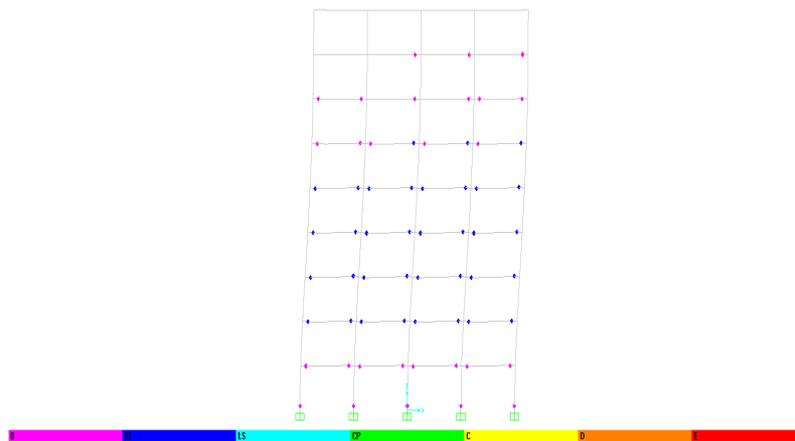
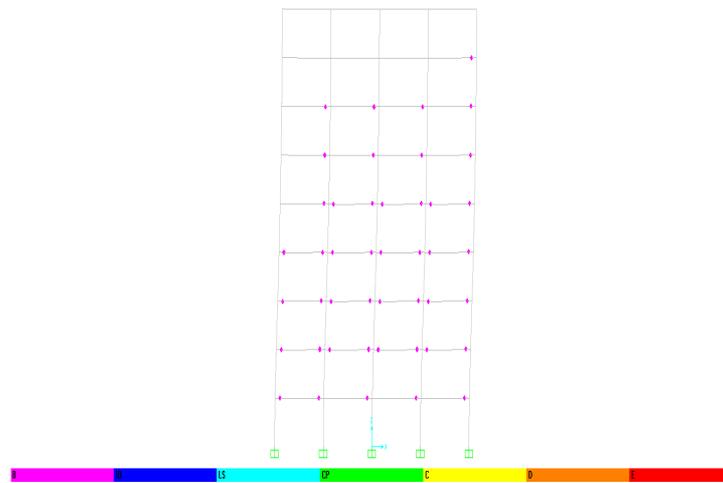
Les trois courbes donnant des droites de capacité pour les trois différents types de sections poteaux et les trois formules de longueur plastiques (L_{p1} , L_{p2} , L_{p3}) sont montrées sur figure. Les trois courbes montrent des dispositifs semblables. Elles sont au commencement linéaires et la réponse est élastique jusqu'à ce qu'un déplacement est atteint 9 cm. De 9 cm jusqu'à 67 cm il y a un accroissement de l'effort tranchant à la base indiquant un raidissement de la structure. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure. Quand les bâtiments sont poussés bien dans la gamme non élastique, les courbes deviennent linéaires encore mais avec une plus petite pente. Les trois courbes ont pu être rapprochées par un rapport bilinéaire. Au déplacement de cible de 0.67 m, l'effort tranchant à la base entière était 810 KN équivalents à 1.30 fois dont a structure sous la conception sismique élastique.

Du schéma 10 il est évident que la courbe de demande tendent à intersecter la courbe de capacité près du point B d'événement, qui signifie qu'une réaction élastique et la marge de sécurité est considérablement augmentée. Par conséquent, il peut conclure que la sûreté de marge contre l'effondrement est haute et il y a les réservations suffisantes de résistance et de déplacement.

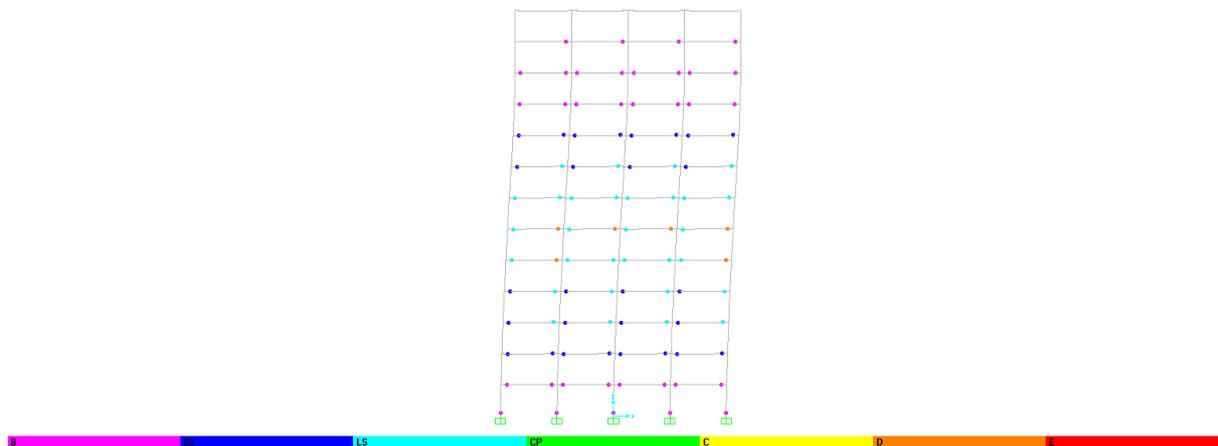
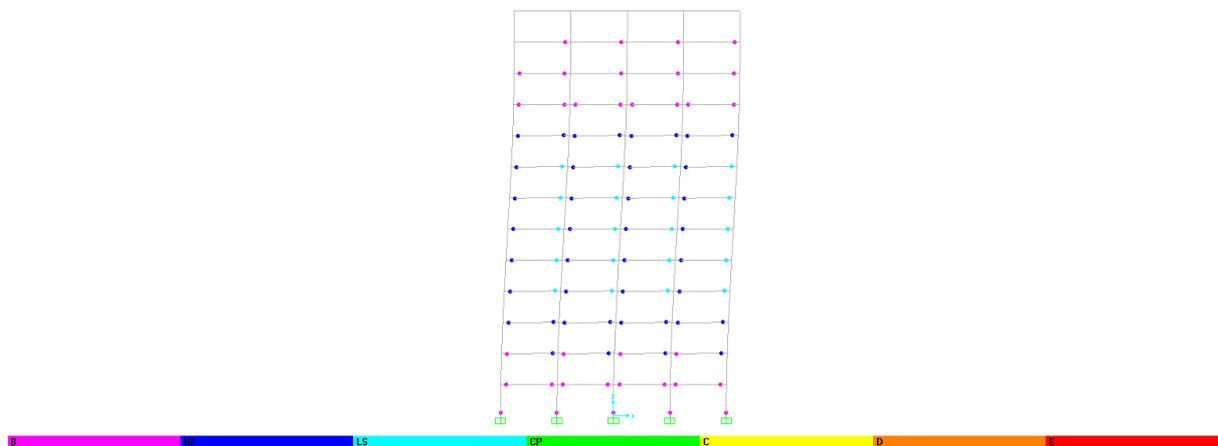
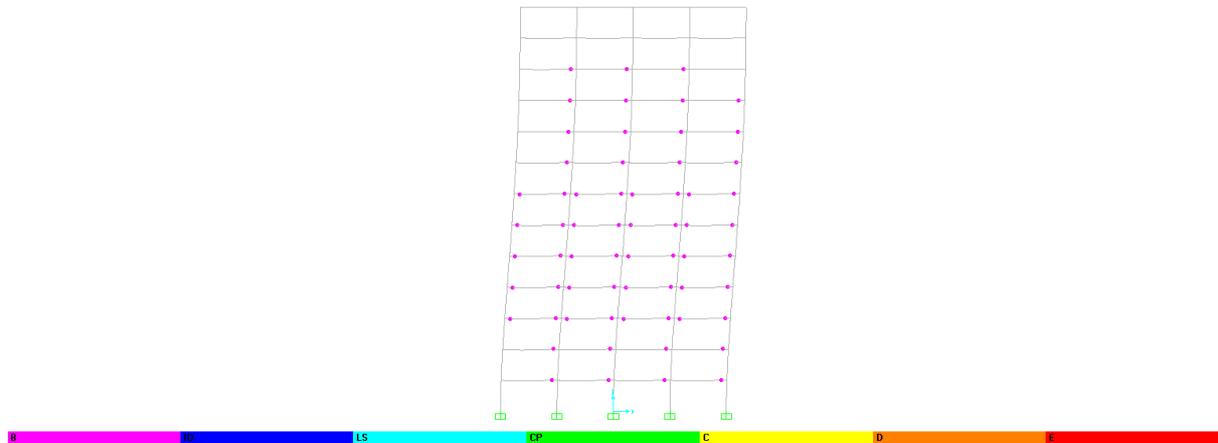
VI.6.5. Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+5 pour différents déplacements



VI.6.6. Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+8 pour différents déplacements



VI.6.7. Motif des distributions des rotules plastiques bâtiment R+12 pour différents niveaux déplacements



Conclusions et Recommandations

Le but principal du présent travail est l'estimation de la capacité et demande correspondant aux différents types de bâtiments. Ces bâtiments sont définis par des données générales à savoir : sections des poteaux, longueur plastique et le nombre d'étages. L'évaluation de ces capacités est effectuée conformément à une nouvelle dialectique en ingénierie parasismique à savoir les méthodes en performance.

Une généralisation de cette application pour d'autres niveaux de performance, autres mouvements sismiques ainsi que d'autres types de bâtiments permet d'obtenir des différentes courbes indicatives de capacités et demande requises pour chaque cas, autrement dit, savoir au préalable, où se situer pour offrir à ce type de bâtiment un niveau de performance déterminé sous l'effet d'un mouvement sismique précis, ce qui apporte un grand allègement dans les opérations de prédimensionnement.

L'intérêt principal d'une telle procédure est de donner plus d'envergure à l'application des règles parasismiques aux constructions par la mise en main des ingénieurs, qui ne disposent pas forcément d'une connaissance approfondie dans le calcul non-linéaire des structures, des outils de calcul simplifiés conformes à la nouvelle dialectique de l'ingénierie parasismique pour leurs travaux de prédimensionnement. 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 en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement physique de la structure.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

1. KADID and A. BOUMRKKIK, "Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures" Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), Vol. 9, No. 1 (2008) Pages 75-83.
2. PETER FAJFAR, and M.MEERI, "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design " , Springer link , Earthquake spectra, vol.16,No.3,pp.573-592, August 2000.
3. P. FAJFAR, "Seismic Assessment of Structures By A Practice Oriented Method" , Springer link 2007, University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Ljubljana, SLOVENIA.
4. ANIL K. CHOPRA, and RAKESH K. GOEL, "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings " , Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2002; 31:561–582 (DOI: 10.1002/eqe.144).
5. ANIL K. CHOPRA, and RAKESH K. GOEL, "A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Unsymmetric-Plan Buildings " , Earthquake Engineering and Structural Dynamics Earthquake, Engng Struct. Dyn. 2004; 33:903–927 (DOI: 10.1002/eqe.380).
6. ANIL K. CHOPRA, and RAKESH K. GOEL, "Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems", , PEER Report 1999/02 , Pacific Earthquake Engineering Research Centre , College of Engineering University of California Berkeley.
7. ANIL K. CHOPRA, and RAKESH K. GOEL, "A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation " , PEER Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Centre , College of Engineering University of California Berkeley.
8. MAO JIANMENG, ZHAI CHANGHAI , and XIE LILI "An Improved Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands of Structures", Springer link, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Earthq Eng & Eng Vib (2008) 7:25-31.
9. M. NURAY AYDINOGLU , "An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation " , Springer link 2003, Bulletin of Earthquake Engineering, 1: 3–36, 2003.
10. S. CHANDRASEKARAN and ANUBHAB ROY, "Seismic Evaluation of Multi-Storey RC Frame Using Modal Pushover Analysis" , Springer link 2006, Nonlinear Dynamics (2006) , 43: 329–342.
11. MEHMET INEL, and HAYRI BAYTAN OZMEN, "Effects of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings", Science Direct, Journal of Structural Engineering, 28 (2006) 1494–1502.
12. KAZEM SHAKERI, MOHSEN A. SHAYANFAR, and TOSHIMI KABEYASAWAC "A Story Shear-Based Adaptive Pushover Procedure for Estimating Seismic Demands of Buildings " , Science Direct , Journal of Structural Engineering, 32 (2010) 174-183.

13. YI JIANG, GANG LI, and DIXIONG YANG, "A Modified Approach of Energy Balance Concept Based Multimode Pushover Analysis to Estimate Seismic Demands for Buildings", Science Direct, Journal of Structural Engineering, 04 (2010)
14. MEHDI POURSHA , FARAMARZ KHOSHNOUDIANA , and A.S. MOGHADAM , "A Consecutive Modal Pushover Procedure for Estimating The Seismic Demands of Tall Buildings", Science Direct, Journal of Structural Engineering, 31 (2009) 591-599.
15. BARBARA FERRACUTI , RUI PINHO , MARCO SAVOIA , and ROBERTO FRANCAIA, "Verification of Displacement-Based Adaptive Pushover Through Multi-Ground Motion Incremental Dynamic Analyses" , Science Direct , Journal of Structural Engineering ,31 (2009) 1789-1799.
16. TRIANTAFYLLOS K. MAKARIOS, "Optimum Definition of Equivalent Non-Linear SDF System in Pushover Procedure of Multistory R/C Frames " , Science Direct, Journal of Structural Engineering, 27 (2005) 814-825.
17. HELMUT KRAWINKLER, and G. D. P. K. SENEVIRATNA, "Pros and Cons of A Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation " , Science Direct, Journal of Structural Engineering, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 452-464, 1998.
18. RUI PINHO, STELIOS ANTONIOU, CHIARA CASAROTTI and MANUEL LÓPEZ., " A Displacement-Based Adaptive Pushover for Assessment of Buildings and Bridges" ,Springer link (2009) .
19. F. MOLLAIOLI and S. BRUNO " Influence of Site Effects on Inelastic Displacement Ratios for SDOF and MDOF Systems " , International journal Computers and Mathematics with Applications ,55 (2008) 184–207 .
20. ANDREAS J. KAPPOS, ALIREZA MANAFPOUR "Seismic Design of R/C Buildings With The Aid of Advanced Analytical Techniques", Science Direct, Journal of Structural Engineering, 23 (2001) 319–332.
21. VLASIS K. KOUMOUSIS, ELENI N. CHATZI ,and SAVVAS P. TRIANTAFILLOU "PLASTIQUE"- A Computer Program for 3D Inelastic Analysis of Multi-Storey Buildings" ,Springer link (2009) .
22. KUNNATH, S.K., REINHORN, A.M. and ABEL, J.F., "A Computational Tool for Evaluation of Seismic Performance of R/C Buildings," Computers and Structures. Vol. 41, No. 1, pp. 157-171, 1991.
23. SIVASELVAN M., and REINHORN, A.M., "Hysteretic Models for Deteriorating Inelastic", ASCE/Journal of Engineering Mechanics, Vol. 126, No. 6, Jun. 2000, pp. 633-640.
24. ROH, H, and REINHORN, AM. (2008), "Dynamic response of weakened structures using rocking columns", Proceedings of 14WCEE, Beijing, China Paper # 05-01-0021.
25. KUNNATH, S.K., PANAHSIAHI, N., and REINHORN, A.M., "Seismic Response of RC Buildings With Inelastic Floor Diaphragms", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 4 pp. 1218-1237, 1991.

26. BARBARA BORZIA, RUI PINHO, and HELEN CROWLEY, "Simplified Pushover-Based Vulnerability Analysis for Large-Scale Assessment of RC Buildings", Science Direct, Journal of Structural Engineering, 30 (2008) 804–820.
27. ESTEBAN SAEZ, "Conception des bâtiments basés sur la notion de performance", Ecole centrale de PARIS, hal-00272734, version 1-11 April 2008.
28. G. E. PENILIS & A. J. KAPPOS, " Earthquake resistant Concrete Structures", 1997
29. SARA MARTINI , "design verification of a force- and displacement-based designed torsionally-unbalanced wall building" , European school for advanced studies in reduction of seismic Risk , ROSE SCHOOL, November 2007
30. FAJFAR P, FISHINGER M. N2-A Method for nonlinear seismic analysis of regular buildings,
31. Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol. 5, 1988, pp.111-16.
32. FAJFAR P, GAPERESIC P. The N2 method for the seismic damage analysis of rc buildings, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25(1991)31-46
33. : BAEL 91. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Editions EYROLLES, Juillet 1992
34. Federal Emergency Federal Agency, FEMA-356. Pre-standard and Commentary fo Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington DC, 2000.
35. Applied Technology Council, ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vols. 1 and 2, California, 1996.
36. Comité Européen de Normalisation, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, prEN 1998-1, December 2004 draft, Belgium.
37. CSI, SAP 2000, Ver 14.0.0, integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual. Berkeley (CA, USA): Computers and Structures INC;
38. SeismoSoft [2011] SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures (online), available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
39. Abaqus/CAE 6.10-1, A computer program for finite element analysis and computer-aided engineering ,SIMULIA, the Dassault Systèmes brand for Realistic Simulation, is headquartered in Providence, RI, USA(online), available from URL Simulia.support@3ds.com
40. RPA 2003, Règles Para sismiques Algériennes, 2003, DTR