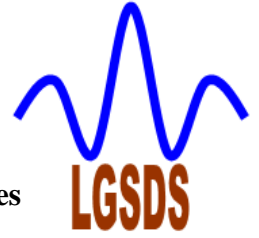




Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
Ecole Doctorale d'Ingénierie et Environnement



MEMOIRE DE MAGISTER

Présenté Par :

M^r ABDELHAMID.Abdelmalek

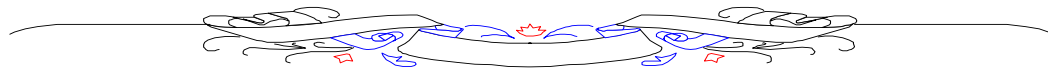
Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Diplômé de l'Ecole Nationale Polytechnique

En vue de l'obtention du Titre de MAGISTER en Génie Civil

 **Thème** 

***EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE
DES BATIMENTS A OSSATURES METALLIQUES PAR
ANALYSE NON LINEAIRE « PUSHOVER »***



Soutenue publiquement le 29-01-2012 devant le jury composé de :

<i>Président</i>	: M. BOUABDALLAH	<i>Professeur, ENP</i>
<i>Directeur de Mémoire</i>	: B. TILIOUNE	<i>Professeur, ENP</i>
<i>Examineurs</i>	: M. HAMMOUTENE	<i>Professeur, ENP</i>
	: M. CHABÂAT	<i>Professeur, USTHB</i>

ملخص :

لقد عرفت هندسة الزلازل تطور سريعا في الآونة الأخيرة، و التي تميزت أساسا بظهور أساليب التصميم عن طريق الجودة، والتي هي بدورها (لأسباب اقتصادية أكثر منها أمنية) أدت إلى ضرورة اعتبار اجتياحات في التصرف اللاخطي للمنشآت باستعمال تحليل إنشائي من صنف « *Pushover* ». و بهدف تسهيل فهم هذه المبادئ و المفاهيم للمهندسين المدنيين، لقد تم تقييم الجودة الزلزالية لثلاث منشآت حديدية باستعمال تحليل إنشائي لا خطي، مع تبيان طريقة التحليل خطوة خطوة، وهذا بغرض التمكن من الاستغلال الجيد للنتائج. و بخاصة الأساس النظري، الإجراءات الرئيسية اللازمة لتطبيق هذه الطريقة، تطوير النموذج الرقمي مع تبيين أهمية النتائج المحصل عليها تم أيضا عرضهما و مناقشتهما.

الكلمات المفتاحية: التصميم بالجودة، التحليل اللاخطي، المنشآت المعدنية، الزلازل، *Pushover*.

Résumé : *L'ingénierie parasismique a connu depuis une décennie environ une évolution rapide marquée principalement par l'avènement des méthodes de conception en performance, faisant apparaître (pour des raisons aussi bien économiques que sécuritaires), la nécessité de considérer des incursions dans le comportement non linéaire des structures à l'aide d'analyses non linéaires de type pushover . Afin de faciliter la compréhension des concepts inhérents à cette nouvelle dialectique auprès des ingénieurs de génie civil, l'évaluation de la performance sismique du comportement non-linéaire de trois bâtiments-type ossature métallique (3D) par analyse pushover est effectuée en illustrant étape par étape la méthodologie d'analyse pour une meilleure exploitation des résultats. En particulier le fondement théorique, les procédures principales nécessaires à l'application de la méthode, le développement du modèle numérique, ainsi que l'importance, des résultats obtenus sont présentés et discutés.*

Mots clés : *Conception en performance; non linéarité ; sismicité; Analyse Pushover, ossatures métalliques.*

Abstract: *The earthquake engineering has known during the last decades a rapid marked by the advent of design methods in performance, showing (for reasons both economic and security), the need to consider incursions into the behavior non-linear structures using nonlinear analysis of type pushover. In order to facilitate the comprehension of the concepts inherent in this new dialectic among civil engineers, the seismic performance evaluation of the non-linear behavior of three steel structures - type (3D) by pushover analysis is carried out by illustrating step by step the methodology of analysis for a better exploitation of results.*

Keywords: *Performance-based, Nonlinear Analysis, seismic, steel structures, Pushover.*

Remerciements

Toute ma gratitude, grâce et remerciements vont à ALLAH le tout puissant de m'avoir donné force, patience, courage et volonté pour mener à bien et d'achever ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon encadreur Mr TILIOUINE Boualem, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique pour sa gentillesse habituelle, ses précieux conseils, sa confiance et sa disponibilité malgré ses multiples préoccupations.

Je remercie les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de présider, d'examiner et d'évaluer mon travail.

Je tiens aussi à remercier tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Liste de Figures

Figure 1.1. Les niveaux de performances

Figure 1.2. Courbe Pushover « Force- Déformation »

Figure 2.1. Figure 2.1. Moments et efforts tranchants dues au chargement latéral.

Figure 2.2. Diagramme contrainte déformation pour l'acier

Figure 2.3. Diagramme théorique de comportement élastoplastique d'une structure en portique sous action cyclique correspondant à un tremblement de terre.

Figure 2.4. Diagonales dissipatives.

Figure 2.5. Flexion plastique de barres

Figure 2.6. Influence de l'effort axial N sur le moment plastique M.

Figure 2.7. Cisaillement plastique d'un panneau d'âme

Figure 2.8. Relation entre topologie et ductilité

Figure 2.9. Valeurs standard du facteur de redistribution plastique α_u/α_1 d'ossatures en portique

Figure 2.10. Les ossatures en « pendule inversé » et leurs facteurs de redistribution plastique

Figure 3.1 Loi de comportement F-u non linéaire

Figure 3.2. Accélérogramme et composantes de l'énergie absorbée calculée par analyse dynamique non linéaire.

Figure 4.1. Passage d'un système de plusieurs DDL MDOF à un système à un seul DDL SDOF

Figure 4.2 (a) Courbe « force-déplacement » pour un système à plusieurs DDL ; (b) Pour système à un seul DDL

Figure 4.3 : Courbe « Effort tranchant à la base –Déplacement en tête »

Figure 4.4 : Bi linérisation du courbe effort tranchant à la base –Déplacement en tête

Figure 4.5 Distribution verticale des charges latérales

Figure 4.6 Variation de k en fonction de la période fondamentale T et l'effet de k sur les charges latérales

Figure 4.7 Exécution d'une analyse Pushover

Figure 4.8 Spectre en accélération

Figure 4.9 Principe de réduction des spectres pour la détermination du point de performance par une approche en amortissement

Figure 4.10 Détermination du point de performance

Figure 5.1 « 3-Story Benchmark Building »

Figure 5.2 « 9-Story Benchmark Building »

Figure 5.3 « 20-Story Benchmark Building »

Figure 5.4 Différentes perspectives du bâtiment à 03 étages, (a) : vue en 3D, (b) : vue en élévation, (c) : vue en plan

Figure 5.5 Les modes et formes propres de la structure

Figure 5.6 Schéma de Distribution des charges latérales

Figure 5.7 Définition des lois de comportement « Moments courbure » des rotules plastiques

Figure 5.8 Localisation des rotules plastiques

Figure 5.9 Courbe Pushover du bâtiment à 3 étages

Figure 5.10 Courbe Pushover du bâtiment à 3 étages en format ADRS.

Figure 5.11 Les Niveaux de Performances

Figure 5.12 Localisation des Rotules Plastiques

Figure 5.13 Spectre de réponse

Figure. 5.14 Spectre de réponse ADRS

Figure 5.15 Définition du point de performance

Figure 5.16 Spectre de réponse Northridge 1994 en format ADRS

Figure 5.17 Définition du point de performance

Figure 5.18 Différentes perspectives du bâtiment à 09 étages, (a) : vue en 3D, (b) : vue en élévation, (c) : vue en plan

Figure 5.19 Les modes propres de la structure

Figure 5.20 Courbe Pushover du bâtiment à 9 étages

Figure 5.21 Courbe Pushover du bâtiment à 9 étages en format ADRS

Figure 5.22 Définition du point de performance pour le bâtiment à 09 Etages

Figure 5.23 Différentes perspectives du bâtiment à 20 étages, (a) : vue en 3D, (b) : vue en élévation, (c) : vue en plan

Figure 5.24 Les modes propres de la structure

Figure 5.25 Courbe Pushover du bâtiment à 20 étages

Figure 5.26 Courbe Pushover du bâtiment à 20 étages en format ADRS

Figure 5.27 Définition du point de performance pour le bâtiment à 20 Etages

Figure 5.28 Définition du point de performance pour les trois modèles

Liste des Tableaux

Tableaux 5.1 les masses sismiques

Tableaux 5.2 les valeurs des périodes pour les premiers modes

Tableaux 5.3 Distribution des charges latérales selon FEMA 356

Tableaux 5.4 Déplacement-Efforts Tranchants

Tableaux 5.5 Les rotules plastiques données par niveau de performance

Tableaux 5.6 Résultats de l'Analyse Puchover

Tableaux 5.7 Point De Performance

Tableaux 5.8 Résultats de l'Analyse Pushover

Tableaux 5.9 Point De Performance

Tableaux 5.10 Les masses sismiques

Tableaux 5.11 Les valeurs des périodes pour les premiers modes

Tableaux 5.12 Résultats de l'Analyse Pushover

Tableaux 5.13 Point de Performance

Tableaux 5.14 les masses sismiques

Tableaux 5.15 les valeurs des périodes pour les premiers modes

Tableaux 5.16 Point de Performance

Tableaux 5.17 Récapitulatif

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE	1
I.1 Les évolutions en Génie Parasismique	1
I.1.1 L'avènement du « Performance Based Design » en ingénierie sismique:	1
I.1.2 L'évolution des méthodes de calculs en génie parasismique:	3
I.1.3 De l'approche en force vers l'approche en déplacement:	4
CHAPITRE II : LOI DE COMPORTEMENT ET PHENOMENES DE PLASTICITE	6
II-1. Introduction	6
II-2. Loi de comportement	6
II.3. Phénomènes locaux ductiles permettant le développement de zones dissipatives :	8
II.3.1. Traction plastique d'une barre :	8
II.3.2. Compression plastique d'une barre :	9
II.3.3. Poutre fléchie plastiquement :	9
II.3.4 .Cisaillement plastique d'une plaque :	11
II.3.5 .Déformation par pression diamétrale et ovalisation de trous :	12
II.3.6 .Frottement entre plats :	12
II.3.7 .Déformation plastique des assemblages	13
II.4. Phénomènes locaux non dissipatifs :	13
II.4.1. Fissuration prématurée d'une zone constituée d'un matériau faiblement ductile.	13
II.4.2. Localisation des déformations plastiques dans une zone restreinte :	13
II.4.3. Voilement prématuré. Flambement. Déversement.	13
II.5. Caractéristiques requises des aciers	14
II.6. Les types d'ossature, leurs coefficients de comportement et autres spécificités	16
II.6.1. Ossatures en portique.	17
II.6.2. Ossatures avec triangulation à barres centrées	18
CHAPITRE III : REPOSE INELASTIQUE DES STRUCTURES AUX SEISMES :	20
III.1. Introduction	20
III.1.1. Réponse inélastique et principe des méthodes d'analyse en cas de réponse inélastique :	20
III.1.2. Analyse chronologique non linéaire :	21
III.1.3. Analyse statique non linéaire Pushover : (qui sera détaillé dans le chapitre IV)	22
III.1.4. Analyse dynamique élastique par réponse spectrale et superposition modale utilisant un spectre de réponse de calcul.	22
III.2. Aspects positifs du travail plastique des matériaux sous action sismique :	23

III.3. Etablissement du coefficient de comportement q d'une structure.....	25
III.3.1. Introduction	25
III.3.2. Evaluation approchée simple	25
III.3.2. Etablissement de q par la méthode Ballio-Setti :	26
III.4.Caractéristiques souhaitables des structures conçues pour un comportement non linéaire :	27
Chapitre IV- Analyse Statique Non-linéaire « Pushover »	29
IV.1. Généralités	29
IV-2- Fondement théorique de l'analyse pushover	29
IV-2.1- Passage d'un système à plusieurs DDL à un système linéaire équivalent à un seul DDL.....	30
IV-2.2- Déplacement cible (Target displacement)	35
IV-2.3 - Modèle de distribution des charges latérales.....	38
IV-2.4 - Modèle adopté par FEMA 356	39
IV-2.4- Généralisation de l'analyse Pushover	41
IV-3- Procédures d'exécution d'une analyse pushover	42
IV-4- Courbe de capacité et point de performance	43
IV-4.1- Point de performance	44
IV-4.2- Construction du spectre ADRS	45
CHAPITRE V : MODELES NUMERIQUES.....	48
V.1- Introduction.....	48
V.2- Description des structures	49
V. 3 Analyse des structures	50
V.3.1 Modèle A bâtiment à 03 étages.....	52
V.3.1.1 Analyse modale:	52
a- La modélisation	52
b-Résultat de l'analyse modale.....	53
c- Représentation des modes et formes propres du bâtiment	53
V.3.1.2 Analyse Pushover	53
a-Détermination de la distribution des charges latérales selon la FEMA 356	53
b-Introduction des lois moment – courbure.....	54
c- Niveau de performance de la structure	55
d-Récapitulatif.....	56
e-Exécution de l'Analyse statique non-linéaire « pushover ».....	56
f-Exécution de l'Analyse statique non-linéaire « pushover »	56
g-Résultats.....	56

V.3.2 Modèle B bâtiment à 09 étages	63
V.3.3 Modèle C bâtiment à 20 étages	68
V.4 Comparaison	72
CONCLUSION GENERALE	73
BIBLIOGRAPHIE	

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1 Les évolutions en Génie Parasismique

I.1.1 L'avènement du « Performance Based Design » en ingénierie sismique:

La plupart des règlements modernes en ingénierie sismique a fait apparaître le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à une excitation sismique par niveau de performance dont la signification est proche des états limites ultimes ou de service d'utilisation largement ré pondue en Algérie comme à l'étrange. Mais la contamination de l'exigence sécuritaire au bâti existant a nécessité entre autre la définition de niveaux de performance dont la terminologie permet plus clairement de différencier la multitude de réponses possibles d'une structure à laquelle on attribue une fonction ou encore les différents états possibles d'une structure d'un point de vue fonctionnel que la simple distinction entre un état limite de service et un état limite ultime.

Cette évolution de la définition d'un état limite vers celle d'un niveau de performance a traduit le besoin des ingénieurs de mieux cerner l'état d'une structure lors de sa réponse globale à un séisme et d'autre part la nécessité de définir des degrés d'endommagement progressifs reliés à la fonction d'une installation utile notamment dans une démarche de diagnostic sismique.

Le FEMA 356 [4], destiné à la réhabilitation sismique des bâtiments existant définit par exemple quatre niveaux de performance correspondant à l'endommagement attendu après un séisme :

- **Operational** : Les fonctions du bâtiment restent opérationnelles et les dommages sont insignifiants.
- **Immediate Occupancy** : Le bâtiment reste sûr et habitable et les réparations sont mineures.
- **Life Safety** : La structure reste stable avec une marge de sécurité confortable et les dommages sont non structuraux et restent localisés.
- **Collapse Prevention** : Le bâtiment ne s'effondre pas et les dommages ne sont pas limités.

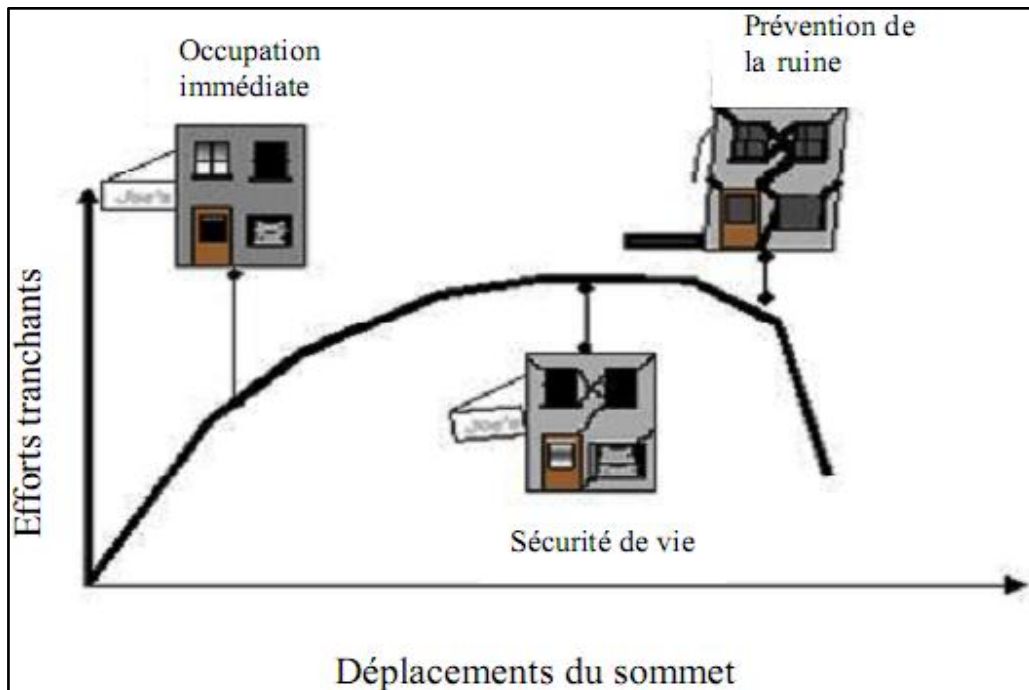


Figure 1.1. Les niveaux de performances

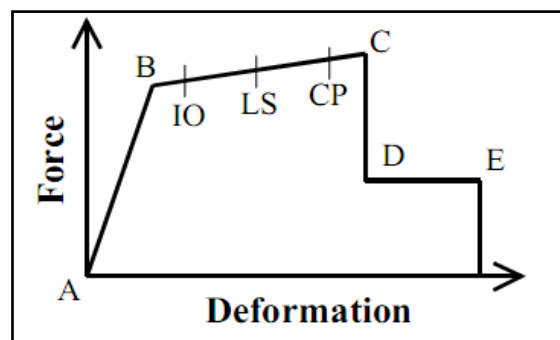


Figure 1.2. Courbe Pushover « Force- Déformation »

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.

Pour répondre à l'exigence sécuritaire susmentionnée, ces niveaux de performances sont mis en perspective avec un niveau d'aléa. Le choix du niveau de performance acceptable associé à celui d'un aléa, qui prend en compte des facteurs sécuritaires sociaux et économiques peut s'appliquer aussi bien pour la conception d'un nouveau bâtiment que pour le diagnostic d'une installation existante et constitue le fondement même d'une méthode de prévention sismique.

Ce changement conceptuel s'est accompagné de changements fondamentaux traduits cette fois par l'évolution récente des méthodes de calculs en ingénierie sismique.

I.1.2 L'évolution des méthodes de calculs en génie parasismique:

La prise en compte des phénomènes poste élastiques dans les règlements

Les concepts sous-jacents des méthodes en performances telles quelles ont été définies au paragraphe précédent sont abrités dès la fin des années 1950, dans le développement des recommandations de l'Association Californienne des Ingénieurs de structures 1960, [en France l'avènement de règles PS69]. Ces règles ont pour point commun la définition d'une force latérale représentant l'action sismique sur les bâtiments prenant déjà en compte certains phénomènes poste-élastiques par des coefficients de réponse ou l'utilisation de spectres réduits.

Mais il faut attendre une publication de Blume de l'Association des Ciments de Portland en 1961, pour voir appliquer le concept de ductilité au béton armé et l'analyse statique équivalent Pushover.

Puis, à la suite des séismes importants comme le séisme d'Alaska en 1964, de San Fernando en 1971, Mexico en 1985 ou Loma Perieta en 1989, certaines lacunes des règlements parasismiques ont été décelées.

Pour pallier aux insuffisances des Règles PS69, l'association Française du Génie Parasismique (AFPS) a rendu public en 1990 des recommandations qui seront reprises dans les règles PS92. Ces règles concernent les bâtiments courants présentant les non-linéarités les plus répondues c'est-à-dire de type anélastique.

Les recommandations AFPS 90, plus complètes, présente également les méthodes de dimensionnement requises pour les bâtiments exhibant des non-linéarités de type géométriques accusés ou mécaniques. Des incursions dans le domaine poste élastique sont donc clairement consenties par ces nouvelles règles.

Aux Etats-Unis, la Fondation Nationale des sciences (NSF) et le Bureau National des Codes (NBS) ont aussi promu le développement de nouvelles règles de conception parasismique dès le milieu des années 1970. Le résultat de ce développement deviendra l'ATC3 à la base des codes modernes américains actuels. Il devait introduire la notion d'analyse dynamique transitoire, de réponse non linéaire et plusieurs niveaux de séismes à considérer. Mais il faut attendre le début des années 1980 pour que la communauté des ingénieurs accepte clairement ces notions, sur la base d'un manuel publié en 1986 par les départements militaires américains de l'armée, de la marine et de l'air, consacré aux bâtiments dits importants comme les hôpitaux ou les installations d'urgence. Ce document explique la conception sismique basé sur les niveaux de performance et une méthode de calcul non-linéaire basé sur la capacité spectrale.

Cette dernière sera reprise dans les documents récents de l'ATC en 1996 (ATC 40) et le FEMA en 1997 (FEMA 273 et 356), et jettera les bases des méthodes en déplacement.

I.1.3 De l'approche en force vers l'approche en déplacement:

Depuis la création des fondements théoriques du Génie Parasismique, les constructions anciennes dont le parti architectural traduisait dès l'Antiquité un souci de protection empirique contre les séismes, ont progressivement laissé place à des constructions plus récentes dont la conception rationnelle vise avant tout à se conformer aux normes parasismiques et aux lois physiques dont elles découlent.

Ces lois ont presque toujours considéré l'action sismique appliquée au Génie Civil comme une force et la réponse d'un ouvrage à un séisme se calcule subséquentement en appliquant le Principe fondamental de la Dynamique. Ces considérations sont à la base des approches traditionnelles en génie parasismique. Comme pour d'autres actions horizontales comme le vent, le dimensionnement ou la vérification au séisme d'un ouvrage revient alors à équilibrer des forces.

Pourtant, l'action sismique sur un bâtiment se limite dans la réalité à un déplacement imposé de sa base. La force sismique susmentionnée n'est qu'une conséquence ou la réaction à ce déplacement.

Tant que la force et le déplacement sont liés par une relation simple (linéaire), les approches en forces équivalent à une approche en déplacement. Cette équivalence tombe dès que le comportement des matériaux n'est plus élastique. Dans ce cas, l'approche en force a recours soit à des méthodes de calculs numériques complexes capables de traduire le comportement non linéaire des matériaux pas à pas, soit à des coefficients réducteurs d'effort supposés représenter entre autre ces non-linéarités de comportement, qu'on appelle communément dans les normes, coefficients de comportement.

Lorsque le dimensionnement ou la vérification d'un ouvrage vise directement à atteindre ou à contrôler des déplacements dans la structure et non plus à l'équilibre des forces, l'action sismique peut naturellement être représentée par un déplacement et non plus par une force ou une simple accélération.

La réponse sismique de l'ouvrage est explicitement interprétable puisqu'elle en fournit directement une représentation par ses déplacements.

Enfin, il convient pour être juste de mentionner l'un des moteurs principaux de l'avènement des approches en déplacement au détriment des approches en forces : le traitement de l'existant. La justification ou la vérification d'une structure au cours d'une réévaluation sismique par une méthode en force réglementaire aboutit presque systématiquement à son renforcement. L'application de méthodes en déplacement rend possible cette justification en appréhendant explicitement le comportement de la structure au-delà de son domaine élastique. L'analyse de ce comportement laisse le choix d'un renforcement ouvert en fonction des critères admissibles par un maître d'ouvrage : c'est le principe de diagnostic sismique.

CHAPITRE II : LOI DE COMPORTEMENT ET PHENOMENES DE PLASTICITE

II-1. Introduction

Dans le cadre de l'application d'une analyse Pushover sur des structures en charpente métallique, 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.

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.

II-2. Loi de comportement

Les aciers de construction répondant aux normes sont ductiles. L'allongement correspondant à la fin du palier plastique est de l'ordre de 20 à 30. 10^{-3} . L'allongement minimum garanti à rupture ϵ_u est au minimum, 15%, soit 150. 10^{-3} . ϵ_u est couramment supérieur à 25%, soit 250. 10^{-3} .

A titre de comparaison, l'accourcissement du béton à rupture est de 3,5. 10^{-3} .

L'acier « s'écroute » après l'allongement correspondant au palier plastique, c'est à dire que sa résistance augmente jusqu'à f_u , dont la valeur garantie est telle que $f_u / f_y \geq 1,1$ (cfr Eurocode 3-1-1).

Cette dernière propriété est nécessaire pour propager l'allongement plastique depuis la première zone plastifiée vers les zones adjacentes.

Ces qualités expliquent pourquoi le calcul plastique des constructions, basé sur le concept de "rotules plastiques", zones où se développent des « moments de flexion plastiques », fut en premier lieu développé pour les constructions en acier.

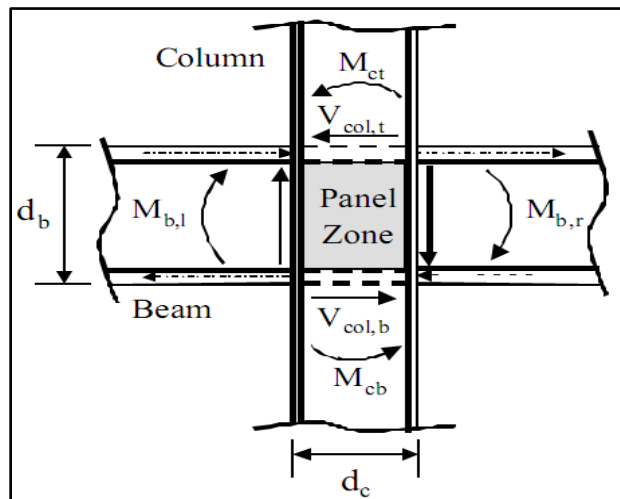


Figure 2.1. Moments et efforts tranchants dus au chargement latéral.

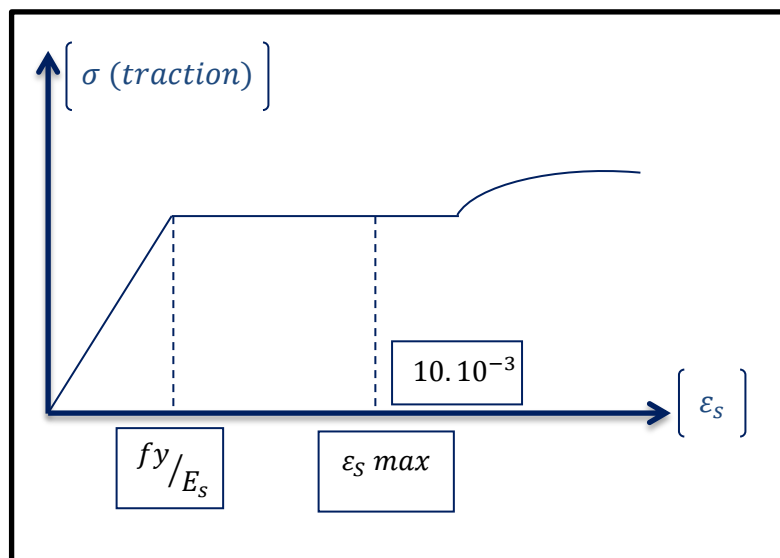


Figure 2.2. Diagramme contrainte déformation pour l'acier

Ces caractéristiques de l'acier font à priori des profilés, plats et tôles d'excellents produits pour construire en zone sismique, la dissipation d'énergie peut être très élevée, puisque de nombreux comportements élasto-plastiques sains et fiables peuvent exister. Les observations après tremblements de terre confirment cette bonne tenue des constructions en acier, en particulier par

rapport aux constructions en béton armé, mais il y a des exceptions, car les constructions métalliques peuvent aussi être le siège de comportements structurels locaux ou globaux moins favorables : instabilité, faible ductilité locale. En particulier, les séismes de Northridge (1994) et Kobe (1995) ont entraîné des fissurations graves dans des dizaines de bâtiments à ossatures en portique acier.

Il n'est donc pas réaliste de considérer toute structure métallique avec un optimisme béat quant à son comportement sous action sismique. Seules des options réfléchies permettent d'assurer un comportement global ductile, par la présence de zones dissipatives nombreuses, saines et bien situées.

Les zones dissipatives seront saines si elles font usage des phénomènes locaux ductiles et évitent les phénomènes locaux « fragiles ».

Les zones dissipatives seront nombreuses et bien situées si le projet respecte des critères de hiérarchie définis pour chaque type d'ossature.

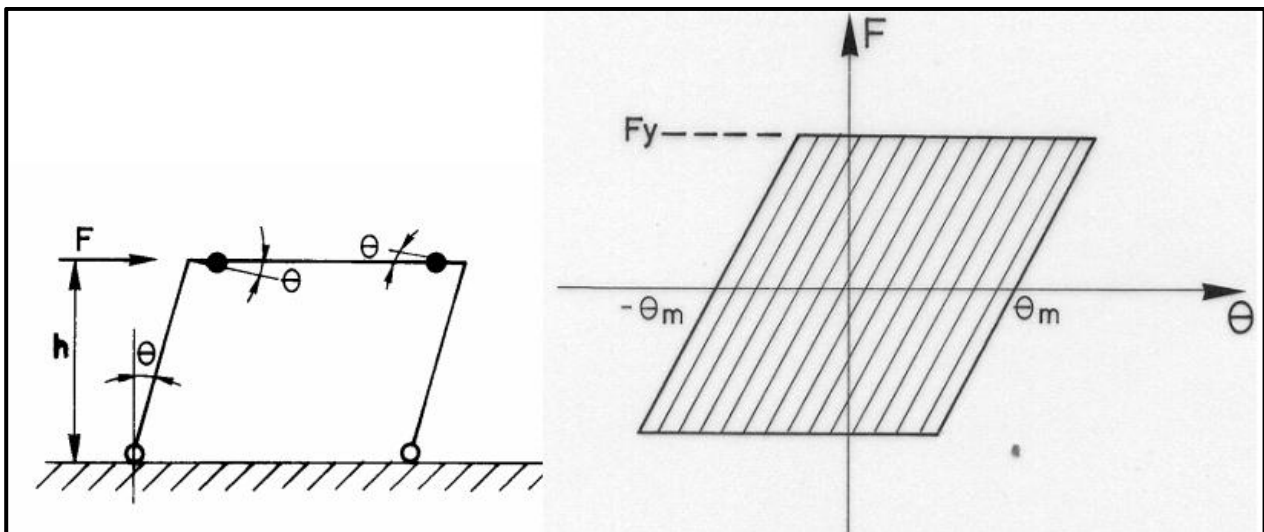


Figure 2.3. Diagramme théorique de comportement élastoplastique d'une structure en portique sous action cyclique correspondant à un tremblement de terre.

II.3. Phénomènes locaux ductiles permettant le développement de zones dissipatives :

II.3.1. Traction plastique d'une barre :

C'est le phénomène plastique le plus simple : la barre cède plastiquement ("plastic yielding").

C'est le phénomène ductile utilisé dans les treillis diagonaux où les diagonales tendues sont choisies comme zones dissipatives d'énergie. La ductilité implique d'utiliser un matériau adéquat et d'éviter les concentrations de contraintes ou les réductions excessives de section. Pour ces raisons, les boulons à haute résistance sollicités en traction ne devraient pas intervenir comme éléments dissipatifs, car ils ne sont pas faits d'un matériau très ductile.

De plus, ils peuvent être soumis dans les assemblages à des tractions additionnelles résultant de sollicitations « parasites » de flexion ignorées dans l'analyse.

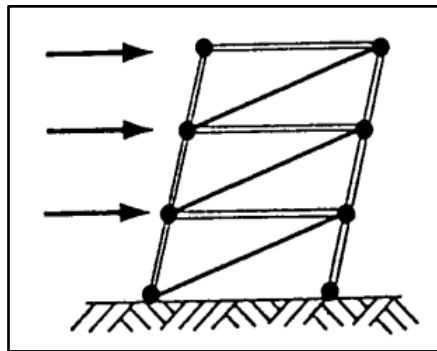


Figure 2.4. Diagonales dissipatives.

II.3.2. Compression plastique d'une barre :

La plasticité en compression se termine inévitablement par du voilement, mais des éléments de section trapue et peu élancés ($\bar{\lambda} < 0,2$) offrent des déformations plastiques assez stables pour qu'ils soient utilisables comme éléments dissipatifs.

Des conceptions récentes utilisent des barres comprimées élancées insérées dans des tubes qui les stabilisent latéralement et empêchent leur flambement comme éléments dissipatifs principaux de bâtiments.

II.3.3. Poutre fléchie plastiquement :

Une rotule plastique est dissipative si les dimensions du profil lui permettent de subir des rotations plastiques importantes sans perte de capacité portante prématurée sous des cycles de déformations plastiques alternées. C'est toujours le cas pour les plats fléchis.

Pour les profils fléchis, l'Eurocode 8 fait référence aux classes 1, 2 et 3 de sections définies dans l'Eurocode 3. L'appartenance à une classe dépend des élancements c/t des parois du profil. La capacité de rotation à fournir est liée à la demande de rotation présumée dans les rotules plastiques, qui est d'autant plus grande que le facteur de comportement q auquel on prétend est plus élevé.

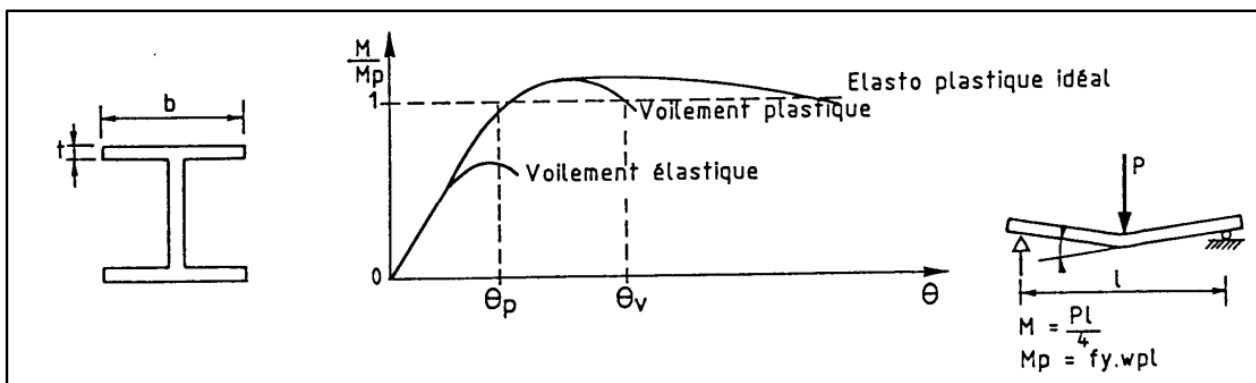


Figure 2.5. Flexion plastique de barres

Ainsi, les sections de classes 1, qui garantissent des capacités de rotation plastique stable de 35 m rad, sont requises pour constituer les poutres des portiques de classe de ductilité DCH (haute, $q > 4$).

Il y a trois types de comportements des profils soumis à flexion jusqu'à la ruine : le voilement d'une paroi en régime élastique (classe 4 ou 3), le voilement à l'atteinte du moment plastique (classe 2), l'absence de voilement jusqu'à une rotation plastique importante (classe 1).

Dans une section sollicitée à la fois par flexion et effort normal, la valeur du moment plastique utile peut n'être qu'une fraction du moment plastique, d'autant plus réduite que l'effort normal N , est plus grand (courbe d'interaction $M.N$).

Pour obtenir des poteaux dont le moment résistant est proche du moment plastique, on doit les dimensionner largement, de manière telle que $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ est de l'ordre de 0,3 au maximum. Les diagrammes d'interaction $M - N$ justifie cette valeur particulière.

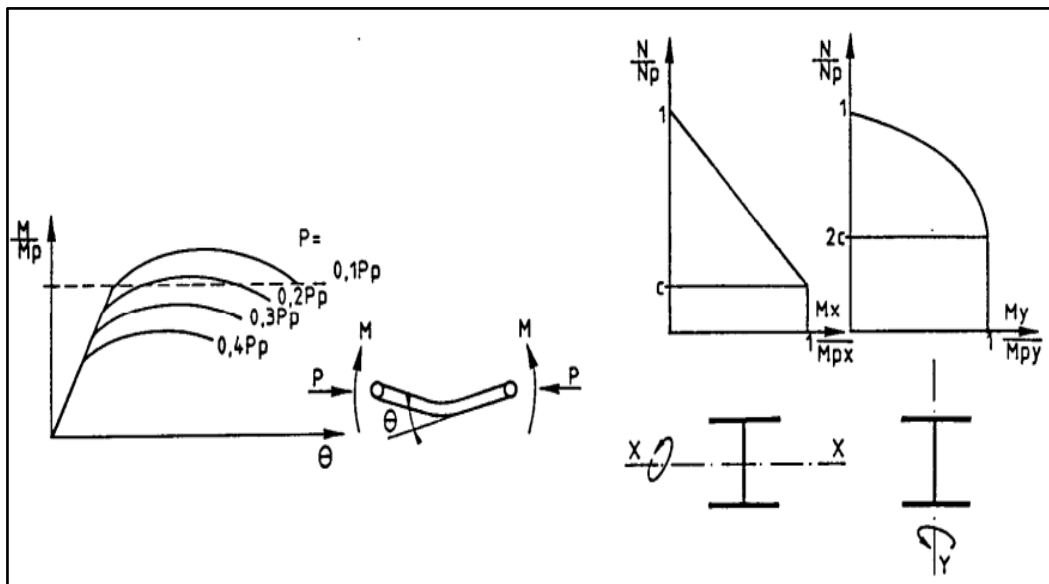


Figure 2.6. Influence de l'effort axial N sur le moment plastique M .

II.3.4 .Cisaillement plastique d'une plaque :

Une plaque d'acier cisailée est le siège d'un état de déformation plastique stable, de résistance égale à la pleine résistance en cisaillement si son élancement est inférieur à une valeur limite donnée dans l'Eurocode 3. On rencontre cette circonstance dans les nœuds poutre - poteau des ossatures en portique. L'expérience montre que le comportement plastique cyclique d'une plaque cisailée est plus stable que celui d'un profil formant rotule plastique en flexion.

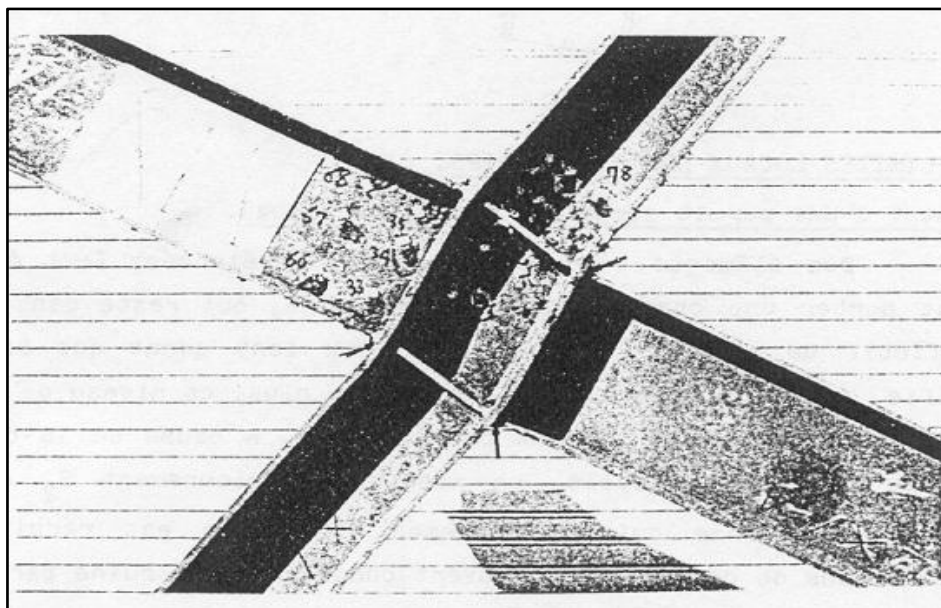


Figure 2.7. Cisaillement plastique d'un panneau d'âme

II.3.5 .Déformation par pression diamétrale et ovalisation de trous :

L'ovalisation d'un trou de boulon par la pression d'un boulon est un phénomène ductile, au contraire de la rupture du boulon.

Même dans un assemblage résultant d'un dimensionnement capacitif, qui crée en principe les conditions de développement de la ductilité dans l'élément assemblé, il reste préférable de définir les dimensions des plats et des boulons de telle sorte que la résistance à la pression diamétrale d'au moins un des plats soit inférieure à la résistance des boulons au cisaillement.

Ce choix est conseillé pour la raison suivante : même si un assemblage par boulons à haute résistance est calculé pour éviter le glissement relatif des plats, le glissement a en fait lieu, à cause du caractère alterné des sollicitations, de sorte que la résistance à la pression diamétrale est rapidement sollicitée.

Ceci justifie la règle qui demande de vérifier que la résistance à la pression diamétrale est le « maillon faible » de la chaîne des résistances dans l'assemblage.

II.3.6 .Frottement entre plats :

La précontrainte, qui applique l'un contre l'autre des plats dans un assemblage par boulons précontraints travaillant en cisaillement, mobilise le frottement entre plats.

Comme le frottement dissipe de l'énergie et qu'il empêche aussi des chocs destructifs entre boulons et plats, l'usage de boulons d'assemblage à haute résistance de nuance 8.8 ou 10.9 et leur précontrainte sont donc prescrites par l'Eurocode 8.

Les deux influences positives mentionnées ne sont pas considérées dans les analyses de structure, même élasto-plastique, mais il en est tenu compte implicitement dans la valeur du coefficient d'amortissement attribué aux charpentes métalliques.

La catégorie B de joints boulonnés avec boulons cisailés (résistance au glissement assurée sous charge de service, pas à l'ELU) et la préparation de surface de classe B (peinture alcali-zinc appliquée sur une surface préparée) sont admises par la clause 6.5.5(4). En pratique, ceci signifie que le glissement dans l'assemblage est admis en situation sismique, parce qu'il s'agit d'une situation accidentelle.

II.3.7 .Déformation plastique des assemblages.

Une dissipation d'énergie fiable peut être réalisée dans les assemblages, plutôt que dans les éléments assemblés. Ceci demande une conception d'assemblage développant dans les assembleurs un des mécanismes dissipatifs décrit ci-dessus. Il n'y a pas encore de règles normatives sur de tels assemblages, qui doivent faire l'objet d'une réflexion particulière basée sur des expériences et calculs spécifiques.

II.4. Phénomènes locaux non dissipatifs :

Si l'une des circonstances adverses suivantes est réalisée, la ductilité locale sera faible.

II.4.1. Fissuration prématurée d'une zone constituée d'un matériau faiblement ductile.

Les profils et plats utilisés pour constituer des zones dissipatives doivent correspondre aux exigences relatives aux nuances, à la résilience et à la soudabilité.

Ces exigences concernent aussi le métal d'apport pour les soudures, la zone thermiquement affectée par le soudage, la préparation du soudage, le procédé de soudage et la qualité de l'exécution des soudures.

Si ces exigences ne sont pas respectées, une fissuration prématurée peut survenir.

Lorsque l'usage de composants peu ductile est inévitable, le seul recours est leur surdimensionnement, qui résulte du dimensionnement capacitif et assure que leur travail a lieu dans le domaine élastique.

II.4.2. Localisation des déformations plastiques dans une zone restreinte :

Même si les matériaux et l'exécution sont corrects, la conception en particulier des assemblages peut être telle que les allongements plastiques se développent dans une zone très restreinte. L'allongement, même très grand par unité de longueur, d'une zone très petite peut correspondre à une faible capacité de déformation globale apparente d'un composant structural. Cette capacité est alors largement inférieure à l'attente du projeteur et aux exigences du projet. On qualifie souvent ce comportement de « fragile », mais cette fragilité qui ne doit rien au matériau ne correspond pas à un manque de ténacité de celui-ci.

II.4.3. Voilement prématuré. Flambement. Déversement.

L'Eurocode 8 prémunit contre le risque de voilement en définissant les « classes de section » utilisables, c'est à dire des limites d'élançement des parois des profils.

Plusieurs relations écartent le risque de flambement ; elles définissent des valeurs sécuritaires des sollicitations de calcul des éléments comprimés, en appliquant le concept de dimensionnement capacitif, comme Cl 6.6.3(1) et (2) pour les poteaux des portiques et Cl 6.7.4(1) pour les poutres et poteaux des treillis centrés.

Le déversement d'une poutre empêche les rotules plastiques d'offrir une résistance stable et il doit être combattu par la mise en place de supports latéraux convenables des semelles des profilés.

II.5. Caractéristiques requises des aciers

Les aciers et soudures utilisés en zone sismique sont des matériaux de construction classiques.

Ils doivent respecter une imposition sur la ténacité, soit une énergie absorbée minimum de 27 J à la température d'utilisation de la construction (Eurocode 3-1-10, nuance JR pour 20°C, J0 pour 0 °C , J2 pour -20° C).

La distribution des propriétés des limites d'élasticité et de la ténacité doivent être telles que, pendant le séisme, les zones dissipatives se situent bien aux endroits prévus dans le dimensionnement et que leur plastification se produise avant que les autres zones ne sortent du domaine élastique.

Cette condition demande que la valeur maximale de la limite élastique réelle de l'acier des zones dissipatives ne dépasse pas une valeur spécifiée par l'auteur de projet lors de l'étude, ce qui peut poser problème. En effet, les éléments en acier sont normalement commandés sur base d'une valeur minimale garantie de la limite élastique, mais la limite élastique de l'acier livré peut être très supérieure à celle-ci. En situation non sismique, ceci ne pénalise pas la sécurité. En situation sismique, le problème est différent, car le supplément de résistance des parties dissipatives peut conduire à un transfert de la dissipation d'énergie vers des parties du système structural où cette dissipation n'est ni prévue, ni possible.

Pour les zones dissipatives, il faut donc spécifier non seulement la valeur nominale f_y de la limite élastique, en faisant référence à la nuance de l'acier (S235, S355, S500), mais aussi expliciter une valeur maximale acceptable $f_{y,max}$ de la limite d'élasticité réelle des aciers qui seront fournis pour la construction.

L'Eurocode 8 prévoit 3 possibilités de garder la maîtrise de la limite élastique réelle des zones dissipatives en imposant que l'une des alternatives a, b ou c suivantes soit utilisée.

a) On borne la limite d'élasticité réelle maximale $f_{y,max}$ de l'acier dans les zones dissipatives à une valeur forfaitaire : $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$ ou γ_{ov} est un coefficient de sur-résistance utilisé dans le calcul pour définir une valeur réaliste de la limite d'élasticité réelle de l'acier qui est fourni pour la construction. Ce coefficient a une base statistique. Pour les profilés laminés en Europe, on estime $\gamma_{ov} = 1,25$ (c'est la valeur conseillée par l'Eurocode 8, mais chaque pays est libre d'en fixer une autre).

Dans cette relation, 1,1 est un facteur de sécurité partielle. Pour un acier S235, on a par exemple :

$$f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2.$$

b) Le calcul de la structure est fait sur la base d'une seule nuance et d'une seule limite élastique f_y pour l'acier des zones dissipatives et non dissipatives ; une valeur supérieure $f_{y,max}$ est spécifiée pour l'acier des zones dissipatives ; la valeur nominale f_y de l'acier spécifié dans les zones non dissipatives excède la valeur supérieure de la limite élastique $f_{y,max}$ des zones dissipatives. Dans ce cas, le coefficient de sur-résistance γ_{ov} peut être pris égal à 1,00 dans les vérifications de dimensionnement des éléments structuraux. Cette alternative consiste par exemple à :

- faire l'analyse de la structure en considérant un acier de nuance S235
- imposer l'utilisation d'aciers de nuance S355 pour les éléments et assemblages non dissipatifs (calculés sur la base de la f_y d'acier S235)
- imposer l'utilisation d'aciers de nuance S235 pour les éléments et assemblages dissipatifs
- la limite d'élasticité supérieure des aciers de nuance S235 est limitée à $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$.

Cette alternative se réfère à la situation où les producteurs d'acier mettraient sur le marché une nuance « sismique » (S235 dans l'exemple donné), pour laquelle à la fois f_y et $f_{y,max}$ seraient garantis.

Cette possibilité existe aux Etats-Unis.

c) La limite d'élasticité réelle $f_{y,ac}$ de l'acier de chaque zone dissipative est déterminée à partir de mesures et le coefficient de sur-résistance est calculé pour chaque zone dissipative comme $\gamma_{ov,act} = f_{y,ac} / f_y$, où f_y est la limite d'élasticité nominale des zones dissipatives. Dans les vérifications de dimensionnement des éléments structuraux, on peut prendre pour γ_{ov} la valeur maximale parmi les

$\gamma_{ov,act}$ calculés. Cette condition est applicable lorsque des aciers connus sont pris dans un stock ou lors de l'évaluation de bâtiments existants ou encore lorsque des hypothèses sûres portant sur la limite d'élasticité utilisées pour le dimensionnement sont confirmées par des mesures avant la construction.

II.6. Les types d'ossature, leurs coefficients de comportement et autres spécificités

Le coefficient de comportement q caractérise la capacité de dissipation d'énergie des ossatures dans des mécanismes plastiques locaux. Ainsi, la Figure suivante montre qu'une maille de portique formant 4 rotules plastiques est plus dissipative ($q=6$) qu'une maille de treillis en X où une seule diagonale est en traction plastique ($q=4$), mais qu'une mauvaise topologie de triangulation, comme le treillis en K qui n'est globalement stable que si la diagonale comprimée ne flambe pas, est très peu dissipative ($q=1,5$).

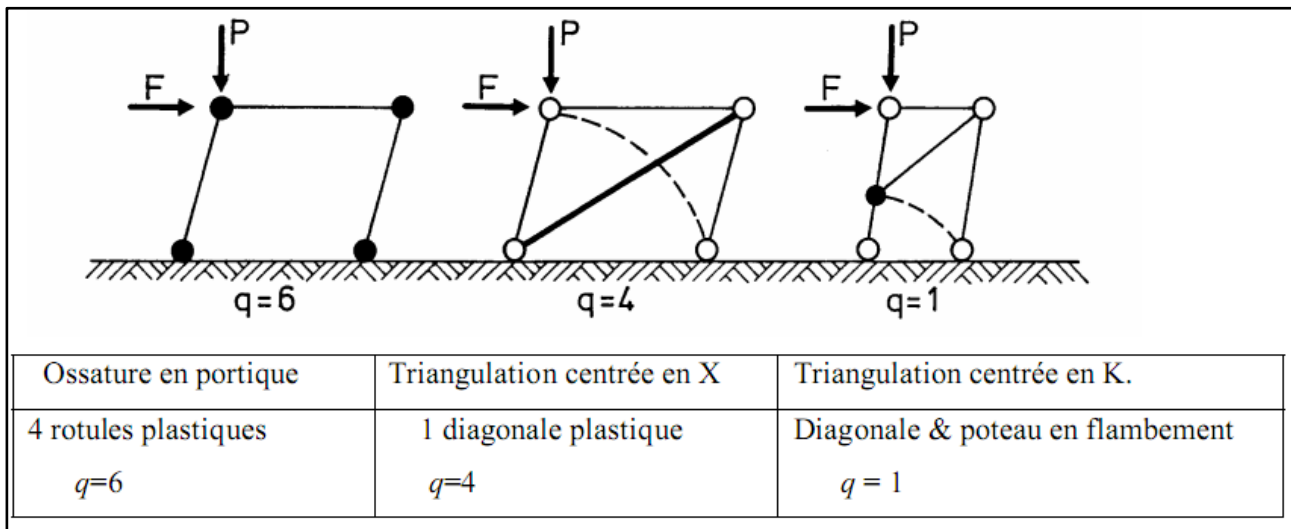


Figure 2.8. Relation entre topologie et ductilité

Les structures métalliques peuvent être classées dans les types suivants, dont on définit le comportement plus ou moins dissipatif (coefficient q) et d'autres caractéristiques utiles au projet dans le contexte sismique.

II.6.1. Ossatures en portique.

Les ossatures en portique sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres. Comme des rotules plastiques sont des mécanismes locaux très dissipatifs et stables, en particulier dans les poutres parce que l'effort axial y est faible, des ossatures en portique bien proportionnées pour développer un nombre élevé de rotules plastiques dans les poutres ou dans les assemblages poteaux - poutres peuvent être très dissipatives.

Leur coefficient de comportement q est alors de l'ordre de 5 à 6.

Les zones dissipatives peuvent aussi être situées dans les poteaux :

- à la base de l'ossature, où elles sont inévitables quand les rotations plastiques des poutres deviennent importantes
- au sommet des poteaux dans le dernier étage de bâtiments à plusieurs étages, parce qu'à ce niveau elles ne sont pas associées à un mécanisme d'étage
- au sommet et à la base des poteaux des bâtiments à un seul niveau, si N_{Ed} dans les poteaux respecte la condition : $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$.

Les structures en portique sont par nature assez flexibles, de sorte que les limitations de déformation sous séisme « de service » et la prise en compte de l'effet $P-\Delta$ à l'ELU font souvent la décision dans le dimensionnement des barres.

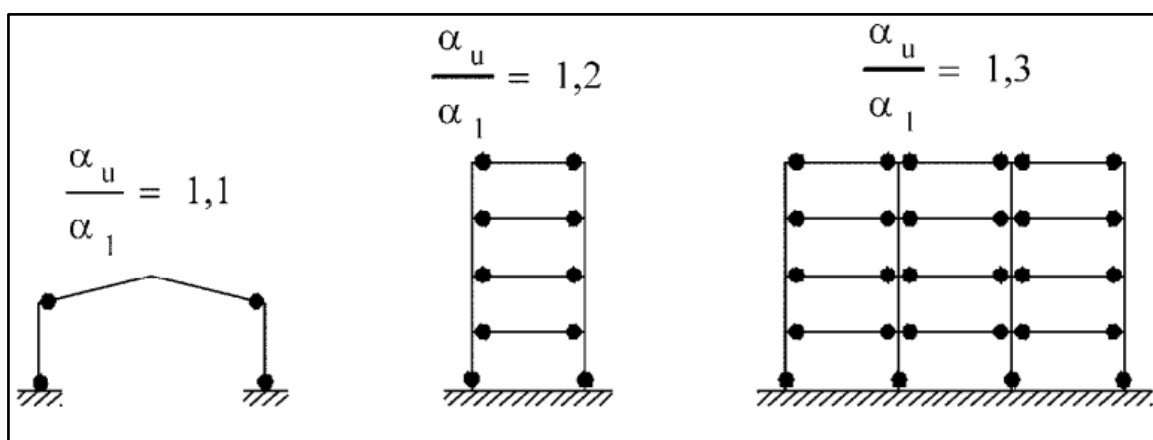


Figure 2.9. Valeurs standard du facteur de redistribution plastique α_u/α_1 d'ossatures en portique

Des ossatures en portique dans lesquelles 50 % ou plus de la masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lesquelles l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment sont dénommées « ossatures en pendules inversés »

Elles sont peu dissipatives et on leur attribue $q \leq 2,2$.

Ces ossatures en « pendules inversés » peuvent toutefois être considérées comme des ossatures en portique et caractérisées par un facteur q élevé, si la structure primaire possède plus d'un poteau dans chaque plan de résistance et si l'effort normal est limité à $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$ dans chaque poteau.

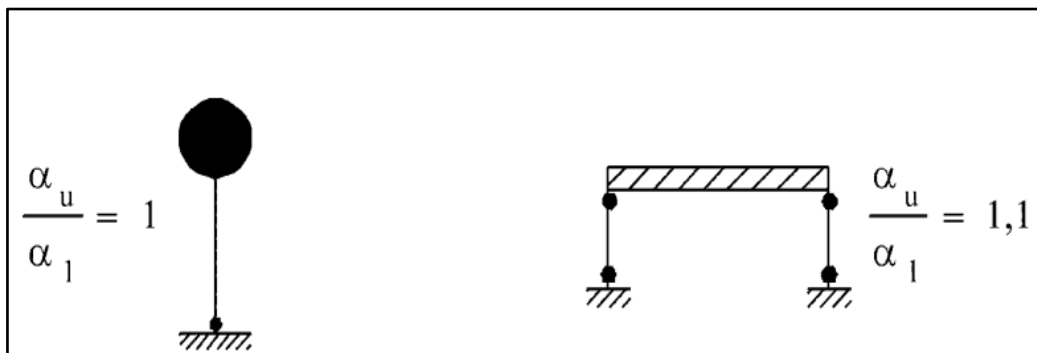


Figure 2.10. Les ossatures en « pendule inversé » et leurs facteurs de redistribution plastique

II.6.2. Ossatures avec triangulation à barres centrées

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux.

Il existe de nombreuses topologies possibles de treillis, qui ne sont pas égales entre elles du point de la dissipation d'énergie globale qu'elles permettent. Une bonne topologie est telle que la stabilité de l'ossature soumise à l'application de forces horizontales d'une direction donnée soit assurée même si on enlève de l'ossature toutes les diagonales comprimées par l'application des forces extérieures. Une telle topologie peut aisément être dissipative, car les barres en traction plastiques constituent un mécanisme dissipatif stable.

Si des diagonales de contreventement comprimées sont nécessaires à la stabilité de l'ossature, le coefficient de comportement q est moins élevé.

Si le mécanisme de ruine implique la plastification ou le flambement des poteaux de l'ossature,

aucune dissipation stable d'énergie n'est possible et on limite q à 1,5.

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont par nature des structures raides. En effet, une poutre de contreventement triangulée a facilement une largeur de plusieurs mètres, alors qu'un poteau de portique est large de moins d'un mètre, en général.

Les ossatures avec triangulation à barres centrées permettent d'atteindre au moindre coût une grande raideur et de pleinement bénéficier du facteur q maximum autorisé.

CHAPITRE III : REPONSE INELASTIQUE DES STRUCTURES AUX SEISMES

III.1. Introduction

III.1.1. Réponse inélastique et principe des méthodes d'analyse en cas de réponse inélastique :

Lorsque le comportement du matériau de l'oscillateur simple (la poutre console encastrée par exemple) n'est pas linéaire, ça veut dire qu'on n'a plus droit à la relation simple $F(t) = -k \cdot u(t)$ entre le déplacement et la force de rappel du ressort - **Figure 3.1** - et la structure ne revient pas à sa position initiale en fin de tremblement de terre.

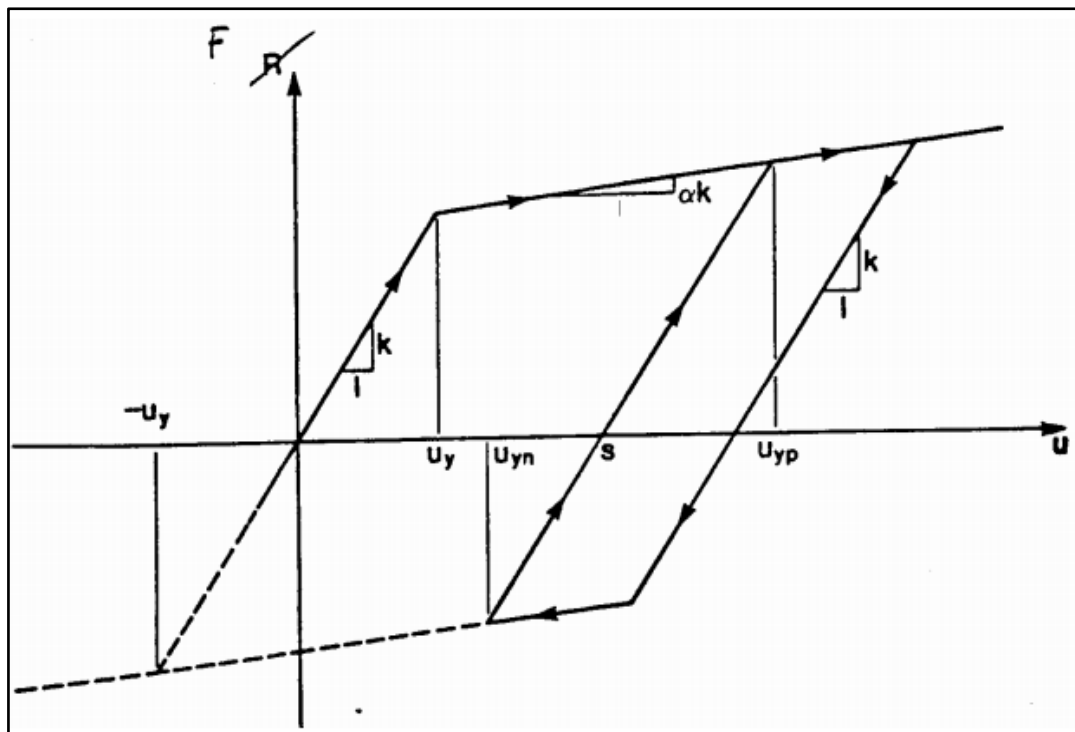


Figure 3.1 Loi de comportement « F-U » non linéaire

La description du problème est alors seulement possible par voie numérique, par un algorithme représentant les différents segments du comportement F-u : chargement élastique jusqu'à un déplacement u_y , palier plastique avec écrouissage de pente α , déchargement, déformée

permanente, rechargement ...

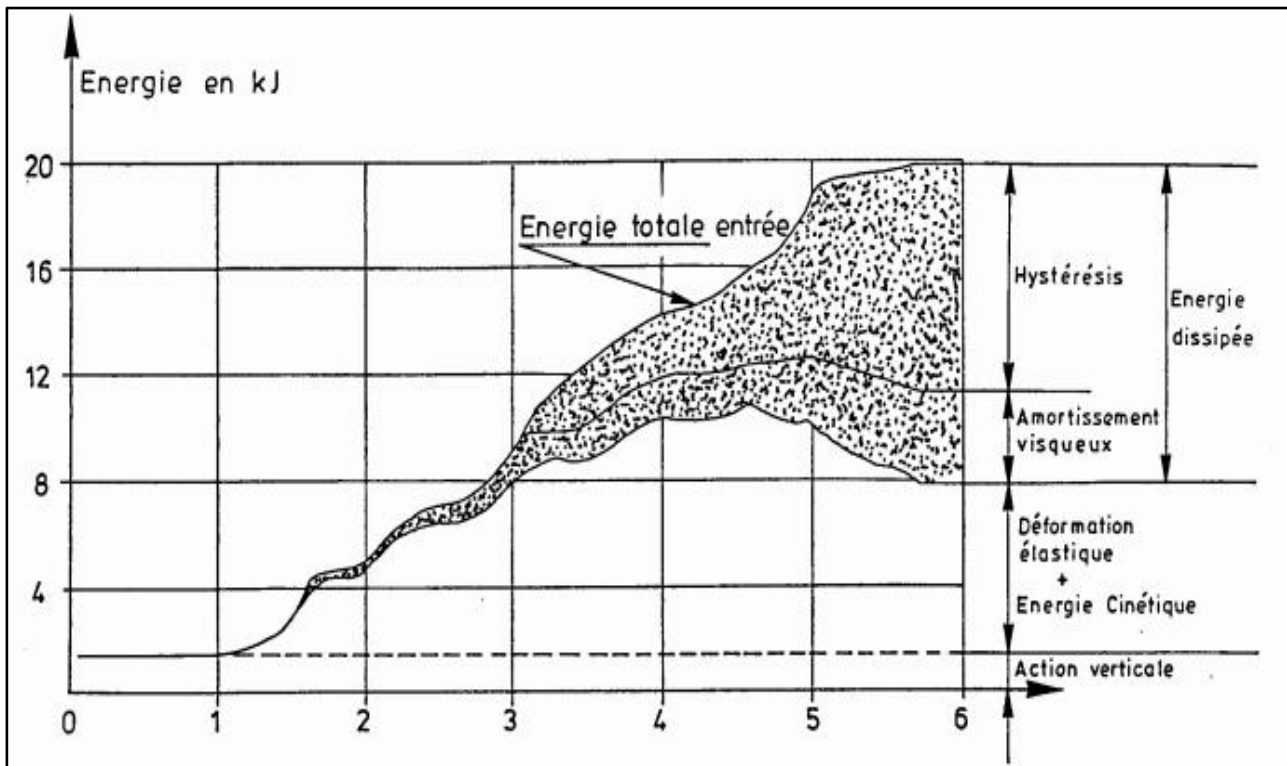
Dans le cas d'un oscillateur multiple, les quantités de déformation plastique sont différentes aux divers nœuds de la structure. La résolution numérique reste possible, mais le temps de calcul est important.

III.1.2. Analyse chronologique non linéaire :

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous une action sismique est le calcul dynamique temporel (ou « chronologique ») non linéaire.

On tient explicitement compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant en données, les lois de comportement non linéaires de ces éléments (courbe $M-\theta, \dots$). Des accélérogrammes représentent l'action sismique.

Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps, même pour des structures simples ; il est difficilement envisageable pour des structures complexes et est réservé à des études particulières, comme l'établissement des coefficients de comportement q .



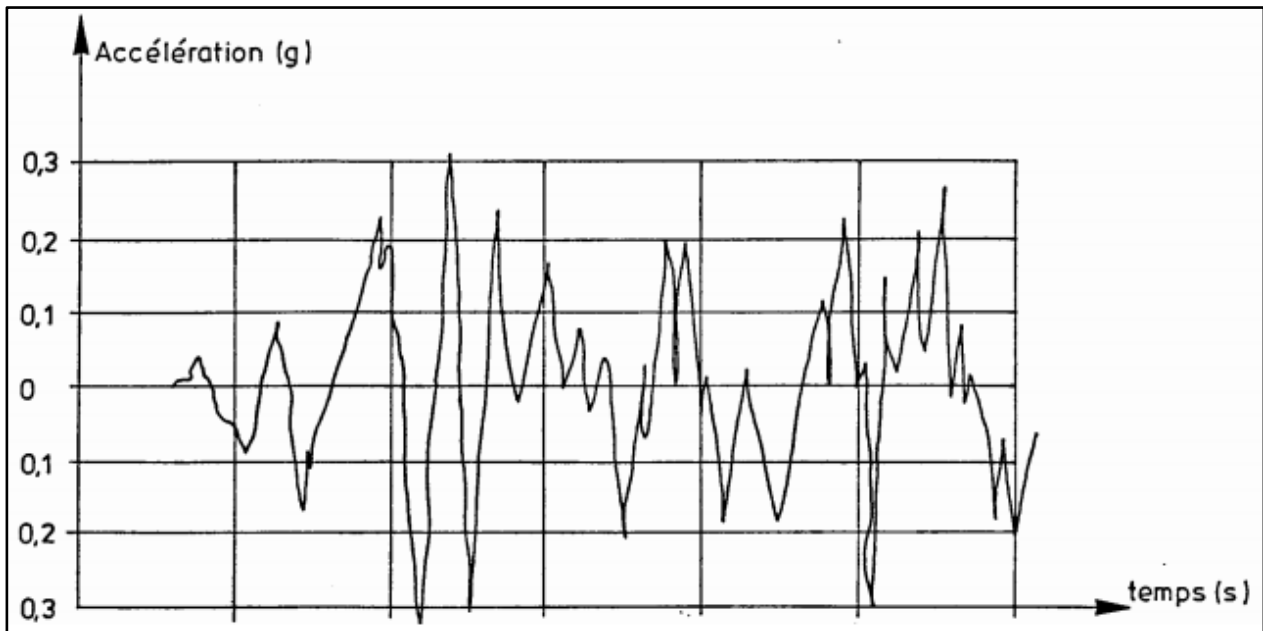


Figure 3.2. Accélérogramme et composantes de l'énergie absorbée calculée par analyse dynamique non linéaire.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence d'action sismique de la région.

L'Eurocode 8 prescrit l'usage d'un minimum de 3 accélérogrammes dont les 3 spectres « remplissent » correctement le spectre de calcul. Comme on dispose rarement d'accélérogrammes régionaux, on crée des accélérogrammes « artificiels » remplissant au mieux le spectre de réponse.

III.1.3. Analyse dynamique élastique par réponse spectrale et superposition modale utilisant un spectre de réponse de calcul.

Cette forme d'analyse présente l'avantage d'être opérationnelle pour des structures à géométrie complexe, avec une action sismique représentée par un spectre de réponse. La méthode ne considère pas explicitement le comportement plastique des zones dissipatives, mais en tient compte en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient de comportement q . Des valeurs de q sont définies dans les codes de calcul parasismique pour les divers types d'ossature.

III.2. Aspects positifs du travail plastique des matériaux sous action sismique :

Sous l'action du séisme, une structure absorbe de l'énergie. Cette absorption comporte plusieurs termes:

- énergie de déformation élastique
- énergie cinétique
- énergie d'amortissement, correspondant au comportement visco-élastique de la structure
- énergie de déformation plastique par hystérésis matériel.

$$E_{\text{cinétique}} + E_{\text{visqueux}} + E_{\text{déformation}} = E_{\text{totale entrée}}$$

On peut décomposer l'énergie de déformation $E_{\text{déformation}}$ en deux termes : $E_{\text{déformation}} = E_{\text{EL}} + E_{\text{EP}}$

- E_{EL} est l'énergie de déformation élastique du système à l'instant final t_0 du tremblement de terre
- E_{EP} est l'énergie de déformation élasto-plastique cumulée pendant la durée t_0

Le terme E_{EP} d'absorption d'énergie par travail élasto-plastique de déformation correspond à de l'énergie dissipée de façon permanente dans la structure à chaque cycle de déformation plastique ; la dissipation a lieu par échauffement des zones plastifiées. E_{EP} peut être significativement plus grand qu' E_{EL} .

Ainsi, si on considère l'exemple d'une structure élastique de type poutre console verticale soumise à un tremblement de terre qui impose des oscillations de la masse m entre des déplacements $(+ d_{\text{max}}, - d_{\text{max}})$ et qu'on caractérise son comportement par un diagramme moment M - rotation $\theta = d_{\text{max}} / h$, on trouve les résultats suivants.

L'énergie de déformation élastique E_{EL} d'une console travaillant de façon purement élastique et dont la déformation maximale atteint d_{max} est représentée par l'aire du triangle hachuré dans le diagramme moment-rotation M - θ de la Figure 3.3 . Cette aire est égale à $E_{\text{EL}} = 0,5 M_{\text{max}} d_{\text{max}}$. E_{EL} est restituée en fin de tremblement de terre, par retour élastique à la forme initiale de la structure et l'absorption permanente d'énergie est nulle.

Dans une structure de même type, mais qui se déforme plastiquement sous un moment de flexion $M < M_{\text{max}}$, soit, par exemple, $M_{\text{EP}} = 1/3 M_{\text{max}}$, l'énergie absorbée instantanément lors de la première atteinte du même déplacement d_{max} est égale à $2/3 E_{\text{EL}}$, mais l'énergie E_{EP} absorbée de façon permanente par déformation plastique après un cycle de déplacement $(+ d_{\text{max}}, - d_{\text{max}})$ vaut $1,77 E_{\text{EL}}$. Si le séisme applique, par exemple, 5 cycles $(+ d_{\text{max}}, - d_{\text{max}})$, on a : $E_{\text{EP}} = 8,88 E_{\text{EL}}$.

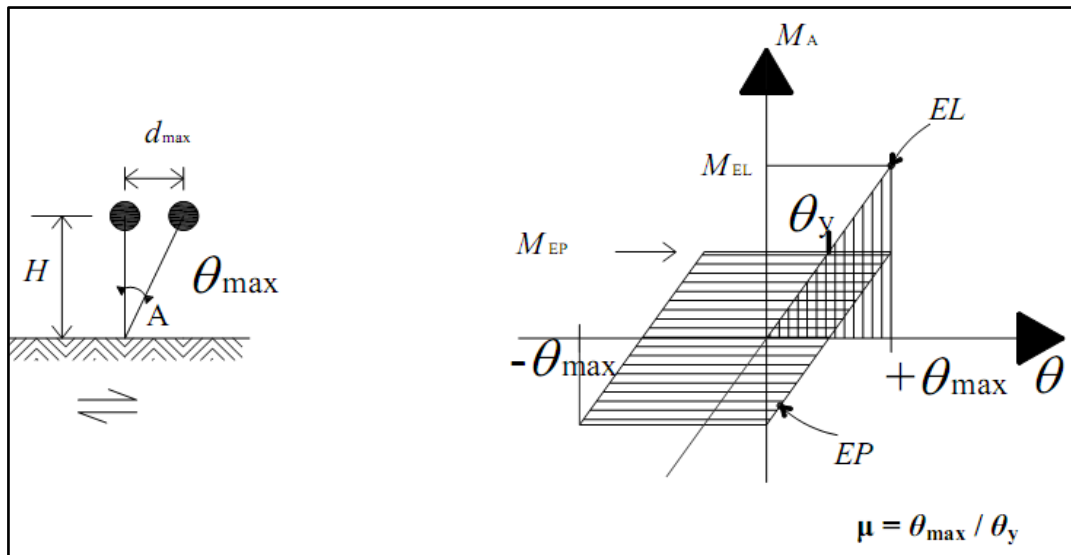


Figure 3.3. Intérêt des structures dissipatives

On voit qu' E_{EP} peut être significativement plus grand qu' E_{EL} et correspond à une dissipation permanente d'énergie. C'est pourquoi on fait une distinction fondamentale en projet parasismique entre les structures « dissipatives » et « non-dissipatives ».

Les structures conçues pour être dissipatives bénéficient d'un avantage économique, car elles peuvent être moins résistantes que des structures conçues pour travailler dans le domaine élastique.

Ainsi, dans l'exemple précédent, le moment résistant de la console est :

$$M_{Rd} \geq M_{EL} \quad \text{pour la structure non-dissipative}$$

$$M_{Rd} = 1/3 M_{EL} = M_{EP} \quad \text{pour la structure dissipative}$$

L'économie correspondante sur la section des barres est de l'ordre de 50%.

On note que ce résultat est obtenu à condition que la barre puisse être déformée plastiquement et sans rupture jusqu'à $\theta_{max} \geq 3 \theta_y$

On définit le rapport $\mu = \theta_{max} / \theta_y$ comme étant la ductilité μ de la rotule plastique.

Les codes de calcul parasismique valorisent les structures dissipatives en permettant de réduire par un « facteur de comportement q » l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Ainsi, dans l'exemple de la Figure 3.3: $q = M_{EL} / M_{EP} = 3$

Il y a évidemment un prix à payer pour bénéficier de cette réduction de l'action de calcul: c'est le respect par la structure projetée d'une série de règles destinées à assurer un comportement plastique sain.

Il faut noter que le bénéfice d'un projet « dissipatif » n'est élevé que si les vérifications du cas de charge sismique déterminent les dimensions de l'ossature.

III.3. Etablissement du coefficient de comportement q d'une structure

III.3.1. Introduction

Diverses méthodes ont été utilisées dans le but d'établir la valeur de "coefficients de comportement" q caractéristiques de divers types d'ossature et permettant une prise en compte forfaitaire globale de leur capacité de dissipation d'énergie par des déformations plastiques. Ces méthodes se différencient par le type d'analyse de structure effectué et par le critère considéré pour associer réponse purement élastique et réponse élasto-plastique.

III.3.2. Evaluation approchée simple

Une évaluation simple de q se base sur la ductilité. Elle utilise une analyse purement statique appliquée à un système à 1 seul degré de liberté et un critère d'égalité des déplacements entre les réponses élastique et réponse élasto-plastique, Si, dans l'exemple de la Figure 3.3, on adopte $q = M_{EL} / M_{EP} = 3$, les ordonnées du spectre de calcul $S_d(T)$ à utiliser pour l'analyse élastique de la console ductile sont égales à 1/3 des ordonnées du spectre de réponse élastique en accélération $S_e(T)$ et les sollicitations M calculées dans la console sont $M = M_{EL} / 3$.

Si la section de la console est telle que sa résistance de calcul répond à $M_{Rd} = M_{EL} / 3$, la console résistera au tremblement de terre, à condition que sa ductilité soit 3 ou plus. Telle est exactement la signification de q . D'un point de vue pratique, ceci signifie que le cisaillement de calcul F_{EP} appliqué à la structure se déduit du cisaillement maximum élastique $F_{EL} = F_{max}$ par la relation : $F_{EP} = F_{EL} / q$

Cette évaluation de q correspond à $q = \mu =$ ductilité locale.

(Note : cette relation vaut dans le domaine $T > T_B$; en dessous de T_B , l'influence de q décroît jusqu'à $q = 1$ pour $T = 0$).

Si on considérait dans la même analyse statique un critère d'égalité des énergies absorbées dans les 2 réponses E_L et E_P sous une seule poussée positive, on trouverait : $q = 1,2 - \mu$.

III.3.2. Etablissement de q par la méthode Ballio-Setti :

Dans le contexte de l'Eurocode 8, on a utilisé l'approche suivante pour les constructions en acier.

Soit un accélérogramme quelconque $a(t)$ et une structure donnée, à multiples degrés de liberté.

On effectue, à l'aide d'un programme d'analyse dynamique non linéaire des calculs de la réponse de cette structure sous des accélérogrammes produit de $a(t)$ par un multiplicateur λ .

On trouve successivement en faisant croître λ :

1. Des multiplicateurs λ tels que toutes les sections de la structure restent dans le domaine élastique ; si on retient la valeur maximale d du déplacement d'un point de référence de la structure, on observe que d obtenu lors de chaque calcul est proportionnel au multiplicateur λ considéré
2. un multiplicateur λ_e , tel qu'on atteint la résistance plastique dans un élément structural; il y correspond $d = d_e$
3. des d de structures élasto-plastiques inférieurs aux d de structure constituées d'un matériau indéfiniment élastique, sous les mêmes accélérogrammes $\lambda a(t)$. Ceci résulte de la dissipation d'énergie dans le domaine plastique mentionnée plus haut.
4. un multiplicateur λ_{max} pour lequel le déplacement d_{max} résultant du calcul dynamique non linéaire effectué sur la structure en matériau réel de limite élastique f_y est précisément égal au déplacement d_{max} trouvé par un calcul dynamique linéaire effectué avec le même accélérogramme $\lambda_{max} a(t)$ pour une structure faite d'un matériau idéalement élastique. L'influence croissante de l'effet P - Δ

sous des λ croissants explique pourquoi les d_{max} du calcul non linéaire finissent par rejoindre les d_{max} du calcul linéaire. Cette valeur de λ_{max} correspond au respect d'un critère d'égalité des déplacements maximum observés sous le même accélérogramme $\lambda_{max} a(t)$.

Dans une région dont l'accélérogramme le plus sévère à considérer dans un calcul est $a(t)$ et une structure dont le facteur de comportement q est connue. Si on effectue le calcul dynamique linéaire avec $a(t)/q$ comme action de calcul et qu'on respecte le critère de résistance classique :

Résistances $R_d \geq$ Sollicitations E_d (E_d est la valeur de calcul de l'effet de l'action), on réalise la même sécurité qu'en effectuant un calcul dynamique non linéaire sous $a(t)$ et en vérifiant qu'on se

trouve dans un état de déformation stable.

III.4. Caractéristiques souhaitables des structures conçues pour un comportement non linéaire :

Pour assurer un comportement sain et une dissipation d'énergie maximale des structures où on accepte des déformations plastiques sous séisme, le projet doit créer les conditions de formation de zones dissipatives nombreuses et fiables. En effet, la stabilité de la structure demande:

- que les déformations plastiques locales dans chaque zone plastique restent limitées, car il y a une limite à la capacité de déformation qu'un élément structural peut offrir tout en gardant une résistance quasi constante.

Exemple : rotation plastique θ admissible d'un profil acier de classe A : $\theta \approx 50$ mrad.

- que les zones dissipatives soient si possible nombreuses, afin justement d'éviter des exigences de déformation plastiques locales trop élevées qui résulteraient inévitablement de la concentration des déformations de la structure en peu de points.

- que le travail de déformation plastique ait lieu dans des zones de la structure préméditées à cette fin, en position et en capacité, car il n'est pas possible de donner à toutes les zones de la structure des caractéristiques idéales de déformation plastique.

- que le travail de déformation plastique ait lieu dans des zones de la structure préméditées en référence à un mécanisme de ruine globale et non à un mécanisme de ruine partiel

Tous les éléments et matériaux de construction ne présentent pas un palier plastique important et tous ne conviennent donc pas pour réaliser des structures auxquelles on souhaite attribuer un coefficient de comportement élevé. La Figure 3.7 montre que les comportements d'un mur cisailé en maçonnerie et d'un profilé métallique fléchi sont très différents : dans la maçonnerie, la dégradation de résistance et de raideur est rapide ; par contre, le profilé métallique supporte de nombreuses flexions alternées sans perte significative de résistance.

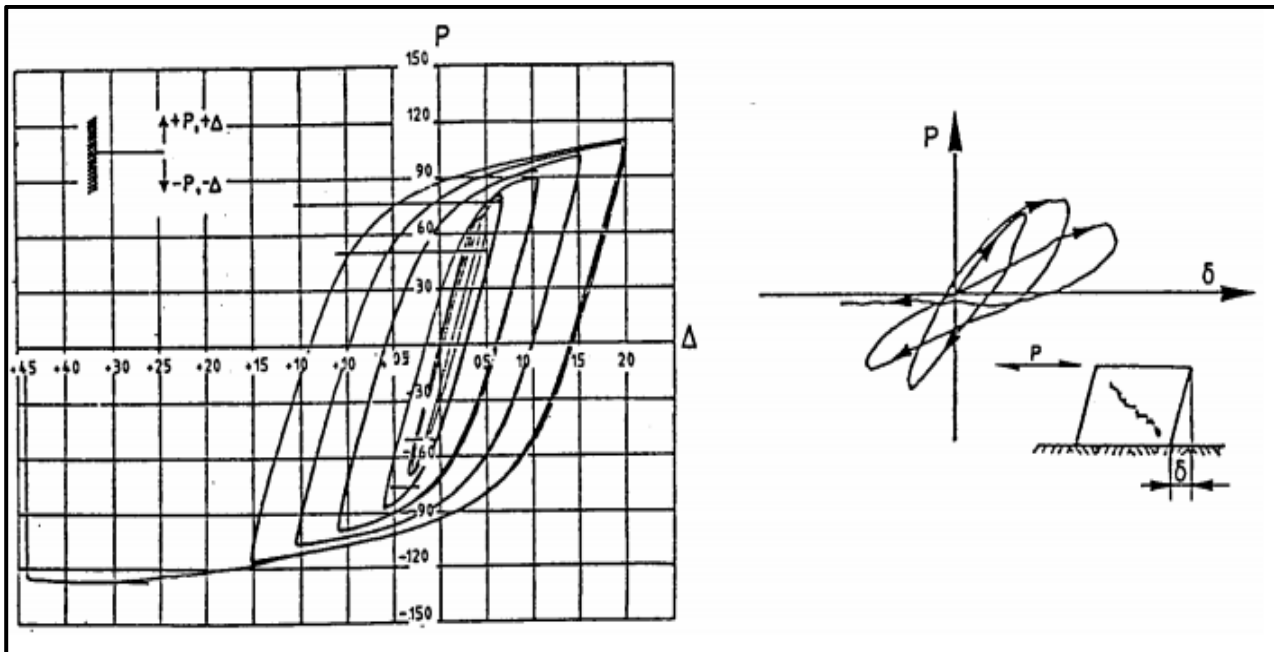


Figure 3.4. Diagramme charge alternée - déformation d'une console en profilé métallique et d'un mur en maçonnerie.

Chapitre IV : Analyse Statique

Non-linéaire « Pushover »

IV-1- Généralités :

L'analyse Pushover est une analyse statique non linéaire effectuée sous des charges gravitaires constantes et des charges horizontales monotoniquement croissantes.

C'est donc une étude pas-à-pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement de matériaux, des sections...etc) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas-à-pas temporel sont évitées.

Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes.

L'analyse pushover est particulièrement indiquée comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement q , dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous-estimer fortement la capacité réelle de la structure.

Elle est généralement appliquée pour vérifier la performance structurale de bâtiments nouvellement conçus ou existants ou renforcés.

IV-2- Fondement théorique de l'analyse pushover

Le nom de « Pushover » vient du fondement de la méthode, qui consiste à établir une courbe effort-déplacement, unique pour caractériser le comportement de la structure en la « poussant » de plus en plus fort. Il s'agit d'un calcul statique, prenant en compte un modèle non linéaire ou linéaire équivalent, dans lequel les charges gravitaires restent constantes et les efforts horizontaux (appliqués au niveau des masses du modèle de la structure pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique), ont une répartition généralement semblable à celle des déplacements du mode fondamental de vibration. [1]

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet et en ordonnée l'effort tranchant à la base. Elle est supposée constituer une caractéristique intrinsèque de la structure du point de vue de l'effet des actions horizontales de

nature statique ou dynamique. Elle fournit une estimation des mécanismes de plastifications attendus et de la distribution de l'endommagement progressif, en fonction de l'intensité des forces et des déplacements horizontaux. [1]

L'analyse statique pushover se base sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être exprimée par la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté (DDL), ce qui implique que la réponse de la structure soit contrôlée par un seul mode, et que la déformée de ce mode reste constante durant tout l'histoire de la réponse.

Les différentes études réalisées par « Chopra, Fajfar, Krawinkler, Priestley...etc », dans ce contexte, ont montré que ces propositions mènent à des prédictions assez performantes pour l'évaluation de la réponse sismique des structures à plusieurs DDL.

IV-2.1- Passage d'un système à plusieurs DDL à un système linéaire équivalent à un seul DDL [5]

En fait, le passage d'un système de plusieurs DDL « MDOF » à un système linéaire à un seul DDL « SDOF » équivalent, n'a pas une seule formulation pour l'établir, néanmoins, toutes les approches supposent que la déformée du système à plusieurs DDL peut être représentée par une forme de vecteur $\{\Phi\}$ qui reste constante durant tout l'histoire de la réponse, quel que soit le degré des déformations (Figure 4.1).

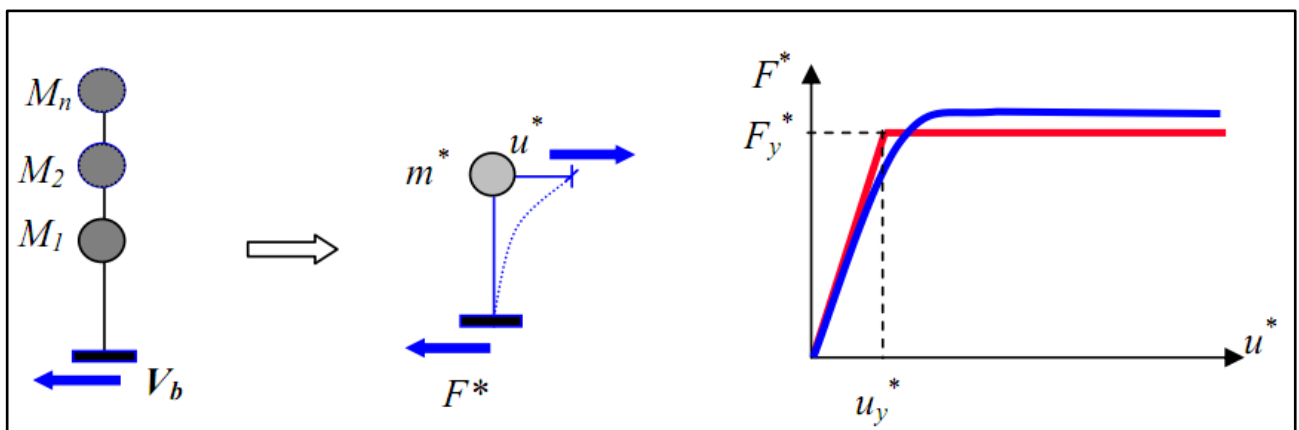


Figure 4.1. Passage d'un système de plusieurs DDL MDOF à un système à un seul DDL SDOF

Admettons cette supposition et définissons le vecteur du déplacement X relatif au système à plusieurs DDL comme suit :

$$X = \{\phi\}x_t \quad (4.1)$$

x_t : est le déplacement au sommet de la structure

L'équation différentielle gouvernant le système à plusieurs DDL s'écrit comme suit :

$$M\{\phi\}\ddot{x}_t + C\{\phi\}\dot{x}_t + Q = -M\{1\}\ddot{x}_g \quad (4.2)$$

M : est la matrice de masse

C : est la matrice d'amortissement

Q : indique le vecteur de force au niveau d'étage

\ddot{x}_g : est l'accélération du séisme

On définit x^* : le déplacement de référence du système à un seul DDL comme suit :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T M\{\phi\}}{\{\phi\}^T M\{1\}} x_t \quad (4.3)$$

On multiplie l'équation (Eq. 4.2) par $\{\phi\}^T$ et on remplace x_t par sa valeur déduite de l'équation (Eq. 4.3), on obtiendra l'équation différentielle suivante qui décrit la réponse du système à un seul DDL équivalent comme suit :

$$M^* \ddot{x}_t^* + C \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g^* \quad (4.4)$$

M^* , C^* et Q^* représentent les propriétés du système à un seul DDL équivalent et sont données par :

$$M^* = \{\phi\}^T M\{1\} \quad (4.5)$$

$$Q^* = \{\phi\}^T Q \quad (4.6)$$

$$C^* = \{\phi\}^T M \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T M \{1\}}{\{\phi\}^T M \{\phi\}} \quad (4.7)$$

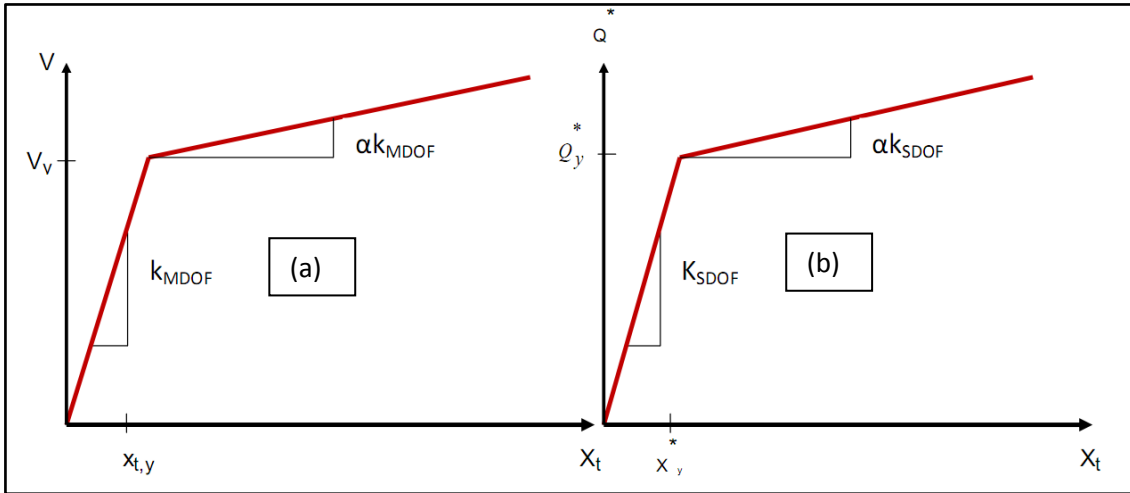


Figure 4.2 (a) Courbe « force-déplacement » pour un système à plusieurs DDL ; (b) Pour système à un seul DDL

Supposons que le vecteur de forme modale $\{\phi\}$ soit connu, la relation force déformation du système à un seul DDL équivalent (relation Q^*-x^*) illustrée sur la figure (Figure 4.2.b), peut être déterminée à partir des résultats de l'analyse statique non linéaire incrémentale du système à plusieurs DDL, souvent interprétés sous forme d'une courbe effort tranchant à la base - déplacement au sommet (x_t ou δ_t) comme il est illustré sur la figure suivante (Figure 4.3) :

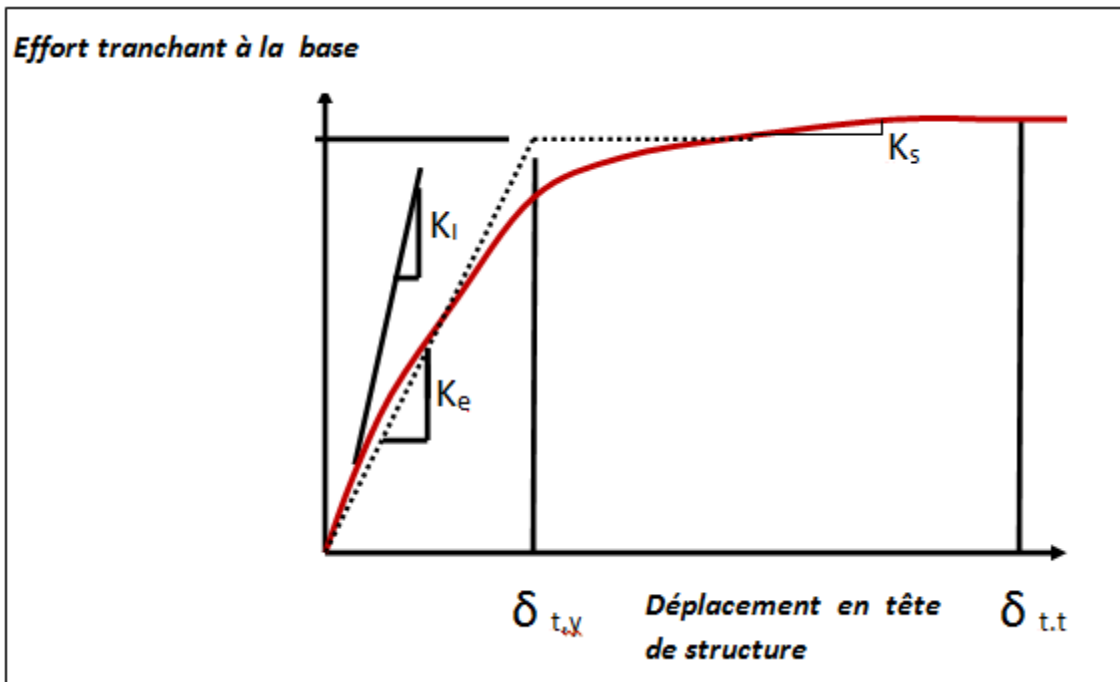


Figure 4.3 : Courbe « Effort tranchant à la base –Déplacement en tête »

Afin d'identifier les forces globales et les déplacements, cette courbe $V - \delta_t$ multilinéaire sera représentée par une courbe bilinéaire définissant les valeurs suivantes :

V_y : La résistance limite élastique (yield strength)

$K_e = V_y / \delta_{t,y}$: La rigidité effective élastique (effective elastic stiffness)

$K_s = \alpha K_e$: La rigidité d'écrouissage ou d'adoucissement (hardening or softening stiffness)

De même, une courbe « effort tranchant à la base – déplacement en tête » du système à plusieurs DDL, simplifiée et bilinéaire est nécessaire pour définir les propriétés du système à un seul DDL équivalent (Figure 4.2.a).

La résistance limite élastique (V_y) et le déplacement en tête correspondant (x_y) déterminés à partir de la courbe (Figure 4.2.a), sont utilisés ensemble dans les équations (4.3) et (4.6) pour déterminer la relation force-déplacement du système à un seul DDL équivalent, comme suit :

$$x_y^* = \frac{\{\phi\}^T M \{\phi\}}{\{\phi\}^T M \{1\}} x_{t,y} \quad Q_y^* = \{\phi\}^T Q_y \quad (4.8)$$

Ou :

Q_y : Désigne la force au niveau d'étage correspondant à la limite élastique, i.e. $V_y = \{1\}^T Q_y$

La période initiale du système à un seul DDL équivalent T_{eq} est déterminée comme suit :

$$T_{eq} = 2\pi \left[\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*} \right]^{1/2} \quad (4.9)$$

Ainsi, les propriétés de base du système à un seul DDL équivalent sont connues et la question importante qui se pose maintenant pour exécuter l'analyse statique non linéaire Pushover est la détermination de la valeur du déplacement cible correspondant au niveau de performance fixée pour la structure.

Le déplacement cible représente la valeur prévue pour le déplacement global de la structure suite à une excitation sismique. Plusieurs facteurs interviennent dans sa détermination, en particulier :

- La période,
 - L'accélération spectrale,
 - Le niveau de performance,
 - Les caractéristiques spectrales des systèmes inélastiques à un seul DDL.
- L'utilisation du spectre inélastique implique l'introduction de la notion du facteur de comportement R.

Le spectre inélastique est souvent obtenu pour un système à masse unitaire.

On divise l'équation (4.2) par M^* pour obtenir l'équation différentielle du système à un seul DDL équivalent avec une masse unitaire comme suit :

$$\ddot{\dot{x}}^* + \frac{C^*}{M^*} \dot{x}^* + \frac{Q^*}{M^*} = -\ddot{x}_g^* \quad (4.10)$$

Cette équation décrit la réponse d'un système à un seul DDL équivalent avec masse unitaire d'une période T_{eq} et limite élastique $F_{y,eq}$ donnée comme suit :

$$F_{y,eq} = Q_y^*/M^* \quad (4.11)$$

Si le spectre de réponse élastique est connu, la demande de la résistance élastique du système à un seul DDL équivalent avec masse unitaire pourrait être obtenue par la relation suivante :

$$F_{y,eq} = S_a(T_{eq}) \quad (4.12)$$

Avec $S_a(T_{eq})$: est l'ordonnée spectrale du spectre de réponse élastique en accélération correspondant à T_{eq} .

Le facteur de comportement appelé aussi le facteur de réduction des forces R pourrait être obtenu maintenant par la relation suivante :

$$R = \frac{F_{e,eq}}{F_{y,eq}} = \frac{S_a(T_{eq})M^*}{Q_y^*} \quad (4.13)$$

Le facteur R ainsi que le déplacement cible dépendent du choix du vecteur de forme $\{\Phi\}$.

Dans tous les cas étudiés, l'utilisation d'un simple vecteur de forme (tel que le vecteur du premier mode élastique) mène à de bonnes prédictions du déplacement cible.

La précision des résultats donnés par l'analyse Pushover est, donc, liée à plusieurs considérations dont les principales sont la bonne estimation du déplacement cible ainsi qu'une meilleure distribution des forces latérales et verticales déformant la structure d'une manière similaire à une excitation sismique. Les principaux points concernant ces deux notions sont mentionnés ci-après.

IV-2.2- Déplacement cible (Target displacement) [5]

Dans l'analyse Pushover, il est supposé que le déplacement cible d'un système à plusieurs DDL puisse être estimé comme étant le déplacement relatif au système équivalent à un seul.

Cette hypothèse est valable si la détermination du déplacement prévu pour le système à un seul DDL a été effectuée avec précaution prenant en compte toutes les caractéristiques importantes du séisme et de la structure et qui influent d'une manière significative sur le déplacement maximum du système à plusieurs DDL.

IV-2.2.1- Procédures de détermination du déplacement cible selon les recommandations FEMA 356 [4]

Dans ce paragraphe, on présentera brièvement les procédures adoptées par FEMA 356 pour l'estimation du déplacement cible.

Le déplacement cible prévu pour la structure peut être obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (4.14)$$

Où :

C_0 est un facteur modificatif reliant le déplacement spectral d'un système équivalent à un seul DDL au déplacement en tête de la structure à plusieurs DDL.

Ces valeurs sont données dans le tableau (4.2) de FEMA 356 en fonction du nombre d'étages.

C_1 est aussi un facteur modificatif reliant les déplacements inélastiques maximums prévus aux déplacements calculés à partir de la réponse linéaire élastique, comme suit :

$$C_1 = 1.0 \text{ pour } T_e \geq T_s \quad (4.15)$$

$$C_1 = \frac{\left[1.0 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}\right]}{R} \quad \text{pour } T_e < T_s \quad (4.16)$$

T_e : est la période fondamentale effective de la structure dans la direction considérée voir (4.25)

T_s : est la période caractéristique du spectre de réponse, définie comme étant la période associée à la phase de transition du spectre de réponse du segment correspondant à une accélération constante au segment correspondant à une vitesse constante et calculée selon la formule suivante :

$$T_s = (S_{x1} B_s) / (S_{xs} B_1) \quad (4.17)$$

S_{xs} : est le paramètre d'accélération de la réponse spectrale des courtes périodes.

S_{x1} : est le paramètre d'accélération de la réponse spectrale pour un période égale à une seconde.

Ces paramètres sont calculés l'aide des deux équations suivantes (voir FEMA 356):

$$S_{xs} = F_a S_s \quad (4.18)$$

$$S_{x1} = F_v S_1 \quad (4.19)$$

F_a et F_v sont des coefficients caractéristiques du site et sont donnés respectivement par les deux tableaux 1.4 et 1.5 de FEMA 356.

S_s et S_1 sont des paramètres d'accélération de la réponse relative à la période de retour sélectionnée. Ils sont déterminés à partir de l'équation 1.1 de FEMA 356.

B_s et B_1 sont des paramètres prenant en compte le facteur d'amortissement de la structure dont les valeurs sont aussi indiquées dans le tableau 1.6 de FEMA 356.

R est le rapport entre la demande de la résistance élastique et la limite élastique calculée dont les valeurs sont obtenues par la formule suivante :

$$R = \frac{S_a}{(V_y/W)} \frac{1}{C_m} \quad (4.20)$$

S_a : est l'accélération du spectre de réponse correspondant à la période fondamentale effective et le facteur d'amortissement de la structure dans la direction considérée. Cette accélération est déterminée par les équations données par FEMA 356 / Art. 1.6.1.5.1, comme suit :

$$S_a = S_{xs} \left[\left(\frac{5}{B_S} - 2 \right) \frac{T}{T_S} + 0,4 \right] \text{ pour } 0 < T \leq T_0 \quad (4.21)$$

$$S_a = S_{xs} / B_S \text{ pour } T \leq T_S \quad (4.22)$$

$$S_a = S_{x1} / (B_S T) \text{ pour } T > T_S \quad (4.23)$$

T_S : est donné par l'équation (Eq. 4.17)

$$T_0 = 0.2 T_S \quad (4.24)$$

V_y : est la limite élastique issue de la courbe bilinéaire effort tranchant à la base – déplacement en tête comme il est montré sur la figure (Figure 4.5).

W : est le poids de la structure

C_m : est le facteur des masses effectives donné par le tableau 1.1 de FEMA 356 [4]

C_2 : est un facteur modificatif exprimant l'effet du modèle hystérétique, la dégradation de la rigidité et la détérioration de la résistance sur le déplacement maximal de la structure dont les valeurs sont données par le tableau 1.3 de la FEMA 356 [5]

C_3 est ainsi le facteur modificatif représentant l'augmentation du déplacement dû à l'effet dynamique P – Δ. Ses valeurs sont données par la FEMA 356 [4]

T_e Période précédemment définie, est calculée comme suit :

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4.25)$$

T est la période fondamentale élastique de la structure dans la direction considérée calculée par l'analyse dynamique élastique.

K_i : est la rigidité élastique de la structure dans la direction considérée et trouvée à partir de la rigidité initiale de la courbe non-linéaire effort tranchant à la base - déplacement en tête comme il est montré dans la (Figure. 4.4).

K_e : est la rigidité effective de la structure dans la direction considérée et définie comme étant la pente relative à la droite reliant le point d'intersection de la ligne de la rigidité post-élastique avec la ligne horizontale correspondant à la limite élastique V_y , au point zéro. Déplacement en tête se fait à 60% de la valeur de l'effort tranchant à la base correspondant à la limite élastique V_y . K_i et K_e sont illustrées sur la figure suivante :

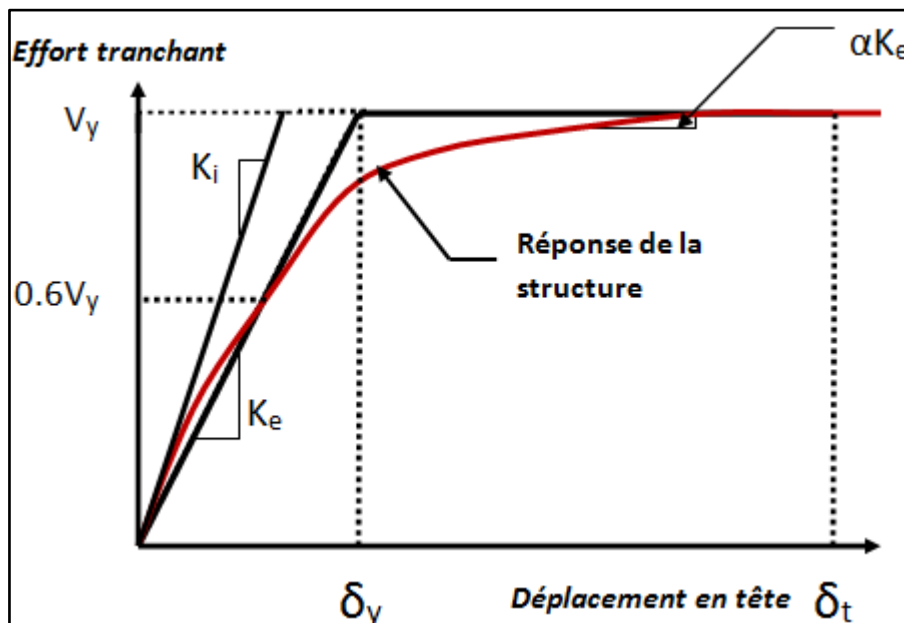


Figure 4.4 : Bi linérisation de la courbe effort tranchant à la base –Déplacement en tête

IV-2.3 - Modèle de distribution des charges latérales [5] :

Les charges latérales sont distribuées selon un modèle similaire à la distribution des forces d'inertie développées suite à une excitation sismique.

Dans la pratique, cette distribution des forces d'inertie varie avec la sévérité et la durée du séisme. Si le choix est porté pour une forme invariante du chargement, cela mène à adopter la supposition que la distribution des forces d'inertie serait constante pour toute la durée du séisme, ainsi que les déformations maximales obtenues de cette forme invariante de chargement devraient être semblables à celles générées par le séisme. Cette supposition peut apporter des résultats utiles hormis les cas où les modes supérieurs ont une grande

contribution à la réponse de la structure ou bien si la structure possède plusieurs mécanismes de rupture et qui ne pourraient pas être détectés par une seule forme invariante de chargement.

IV-2.4 - Modèle adopté par FEMA 356 (Art. 3.3.1.3.2) :

En sus des charges gravitaires, la distribution des charges latérales qui doit être déterminées en premier lieu. Les charges de gravité qu'on utilise dans une analyse Pushover sont calculées suivant la formule suivante :

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L) \quad (4.26)$$

Où

Q_G : est égale à la force gravitaire totale, Q_D représente le poids propre total (The total dead load) et Q_L : est égale à la charge d'exploitation effective (the effective live load) définie à 25 % des charges d'exploitation totales non-réduites (pour les bâtiments à usage d'habitation).

La distribution des charges latérales F_n relatives à chaque niveau d'étage n est déterminée par les deux équations suivantes :

$$F_n = C_{vn} V \quad (4.27)$$

$$C_{vn} = \frac{W_n h_n^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.28)$$

C_{vn} : est le facteur de distribution latérale.

V : est le pseudo effort tranchant à la base résultant des forces latérales. Il est donné par la relation suivante :

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (4.29)$$

Les différents facteurs de cette équation ont été déjà définis ci-dessus.

w_i et w_n représentent respectivement la portion du poids total de la structure localisée au niveau d'étage i et n

h_i et h_n sont les hauteurs relatives aux étages i et n respectivement calculées à partir de la base.

Le schéma suivant représente cette distribution (Figure. 4.5) :

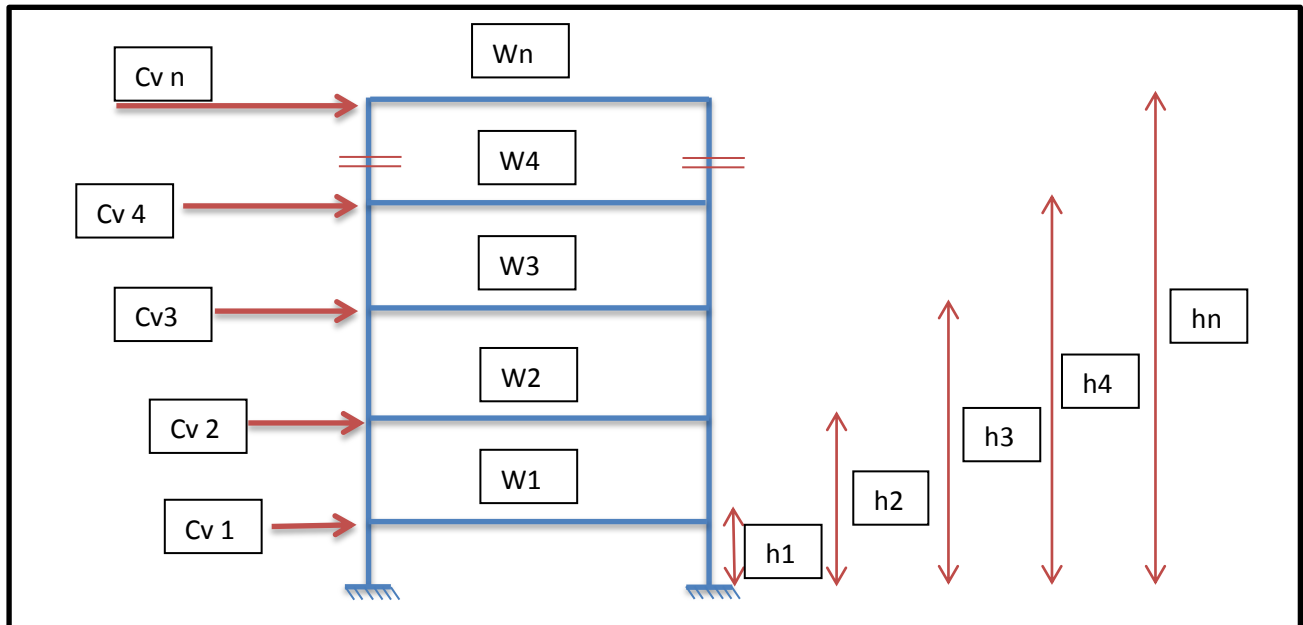


Figure 4.5 Distribution verticale des charges latérales

Le paramètre k varie en fonction de la période fondamentale de la structure T . Il prend la valeur 1.0 pour $T \leq 0.5$ seconds, 2.0 pour $T \geq 2.5$ seconds et varie linéairement entre les deux comme il est montré sur la figure suivante (Figure. 4.6) :

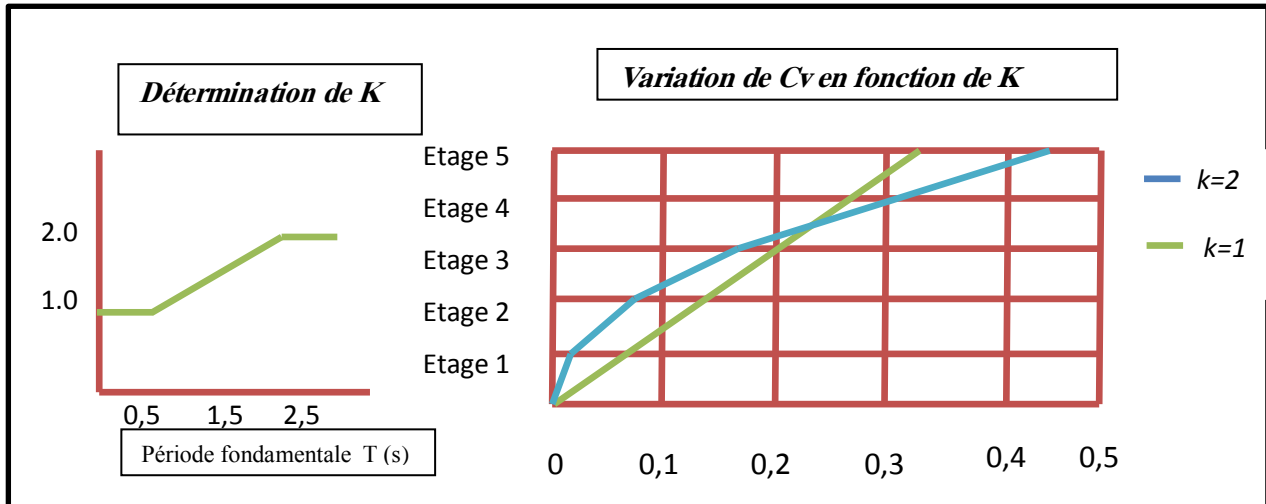


Figure 4.6 Variation de k en fonction de la période fondamentale T et l'effet de k sur les charges latérales

Sur la même figure, il est montré l'effet de k sur le facteur C_{vn} et par la suite sur le profil de distribution des charges latérales. Pour les structures courtes et rigides, la période fondamentale est petite et la variation du chargement latéral suivant la hauteur serait proche de la distribution linéaire montrée sur la figure pour $k = 1.0$. Pour les structures élancées et plus flexibles, la période fondamentale serait plus grande et l'allure de la distribution des charges latérales suivant la hauteur de la structure serait non-linéaire comme celle montrée sur la figure et qui correspond à $k = 2.0$. Cela implique que la contribution des modes supérieures dans la réponse des structures rigides est peu significative et seule la réponse du premier mode pourrait imposer la distribution des charges latérales. Cependant, plus les structures deviennent flexibles, les modes supérieurs auraient une contribution importante et le paramètre k est utilisé pour ajuster cette distribution.

IV-2.4- Généralisation de l'analyse Pushover :

Une analyse Pushover basée sur une répartition des forces horizontales suivant le mode fondamental, n'est pertinente pour un calcul sismique que si le mode fondamental est prépondérant, donc si la structure est régulière sur le plan de la distribution des masses et des raideurs. Pour corriger ce défaut, Chopra [3] a proposé le Pushover modal capable de capturer la participation des modes supérieurs dans l'analyse.

Une analyse par Pushover modal revient à réaliser une analyse par Pushover pour chaque mode propre en utilisant une répartition des efforts horizontaux semblable à la déformée modal de chacun de ces modes. Pour chaque mode, la structure est assimilée à un oscillateur simple de période :

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e d_e}{F_e}} \quad (4.30)$$

Avec :

$$m_e = \sum_1^n m_i \varphi_i \quad (4.31)$$

$$F_e = \frac{F_n}{\Gamma} \quad (4.32)$$

$$d_e = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.33)$$

$$\Gamma = \frac{m_e}{\sum_1^n m_i \varphi_i^2} \quad (4.34)$$

Où φ est le vecteur propre du mode considéré normalisé à $\varphi_n = 1$ et m_i les masses modales du modèle.

IV-3- Procédures d'exécution d'une analyse pushover [5]:

Une analyse pushover s'effectue principalement selon les étapes suivantes :

- 1- Modélisation de la structure par un modèle analytique en 2D ou 3D, prenant en compte toutes les caractéristiques importantes linéaires et non-linéaires de la réponse.
- 2- Application des charges gravitaires suivies par les charges latérales selon une distribution prédéterminée et qui représente approximativement les forces d'inertie relatives générées au niveau des masses substantielles du modèle de la structure.
- 3- Faire pousser la structure sous cette distribution des charges jusqu'à atteindre le déplacement cible correspondant à un niveau de performance structural fixé a priori.

Les forces et déformations déterminées à ce niveau de déplacement sont utilisées pour l'estimation de la demande de la résistance et des déplacements, qui devrait être comparée à la capacité disponible.

Un simple exemple d'une analyse Pushover est illustré sur la figure suivante :

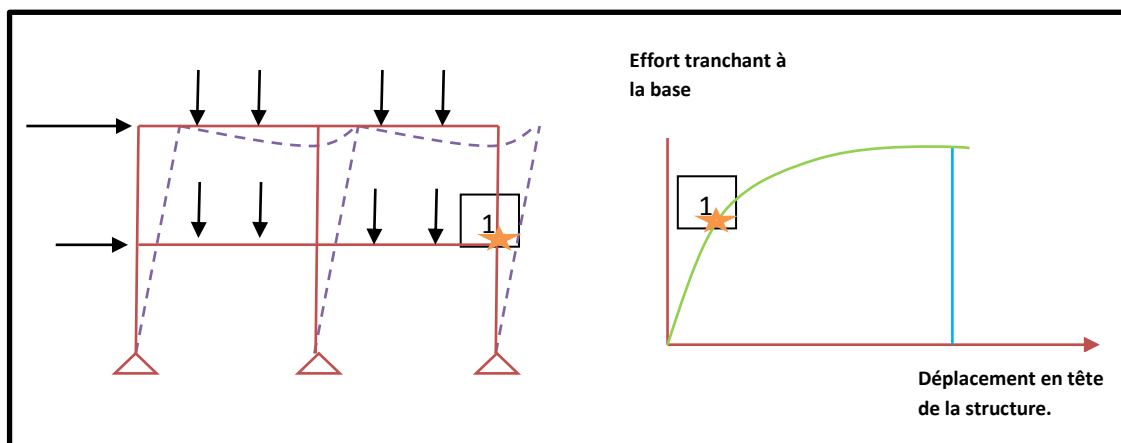


Figure 4.7 Exécution d'une analyse Pushover

Pour les cas simples comme celui-ci d'un portique plan, l'analyse Pushover peut être effectuée par une série d'analyses élastiques dont, par exemple, les points où la résistance à la flexion est importante, seraient traités comme des rotules dans l'application des charges latérales additionnelles. L'analyse continue jusqu'à atteindre le déplacement cible δ_t dont les résultats sont représentés par la courbe « effort tranchant à la base - déplacement en tête » comme il est montré sur la figure (Figure 4.7). Une fois le déplacement cible est atteint, les forces et déformations développées au niveau des éléments de la structure (par exemple : la rotule plastique de rotation dans le point 1 de la figure (Figure 4.7) seront comparées à la capacité disponible).

IV-4- Courbe de capacité et point de performance [1]:

L'intérêt de l'analyse Pushover dans le cadre de son application aux méthodes en performance appelées aussi les méthodes en déplacement consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante de la structure issue de l'analyse Pushover avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré de pénétration dans le domaine plastique. L'intérêt d'une telle méthode est de fournir une description visuelle du pouvoir endommageant d'un séisme pour une structure donnée.

Le calcul non linéaire lancé par l'analyse Pushover permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules plastiques. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

IV-4.1- Point de performance [1]:

Le calcul du point de performance requiert à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non linéaire (capacité).

La courbe représentant le comportement de la structure est directement issue de la courbe du Pushover reliant la force appliquée au déplacement en tête. Cette courbe n'est pas directement superposée au spectre ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), elle doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération S_a et déplacement spectraux S_d (Figure. 4.7). La courbe Pushover subit donc les transformations suivantes :

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{sommet}}}{P_{F1} \phi_{R1}} \quad (4.35)$$

$$S_d = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (4.36)$$

Avec :

α_1 : désigne le coefficient de masse modale du premier mode (%),

P_F : représente le facteur de participation modal du premier mode ($m = 1$)

Δ_{sommet} représente le déplacement au sommet de la structure

W représente le poids des charges permanentes appliquées à la structure et ϕ_{R1} représente le déplacement modal au sommet.

Pour considérer la demande d'un séisme, la sollicitation sismique est représentée directement au format ADRS, c'est-à-dire par une courbe reportant le déplacement spectral associé à un séisme en abscisse et l'accélération spectrale en ordonnée.

IV-4.2- Construction du spectre ADRS [8] :

Traditionnellement, les spectres d'oscillateur sont tracés en accélération spectrale et période en raison de l'utilité d'une telle représentation pour le dimensionnement basé sur des calculs d'efforts (Figure 4.8). Avec l'apparition des méthodes de dimensionnement en déplacement, les spectres en déplacement sont de plus en plus utilisés.

Au milieu des années 90, un nouveau type de spectre est apparu pour la réévaluation sismique des bâtiments existants: l'accélération spectrale S_a est tracée en fonction du déplacement spectral S_d (d'où son nom ADRS : Acceleration Displacement Response Spectra).

Dans cette représentation (Figure. 4.8), les zones à déplacement et accélération constants sont respectivement des droites verticales et horizontales alors que la zone à vitesse constante est en $1/S_d$. À partir d'un pseudo-spectre de réponse d'accélération pour un certain séisme, ou un spectre de conception d'un code de calcul dans le plan A – T, il est possible de 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 , on peut déduire que :

$$A = \omega^2 D \quad \text{Ou encore} \quad D = \frac{T^2}{4\pi^2} A \quad (4.37)$$

Où T sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération A connue.

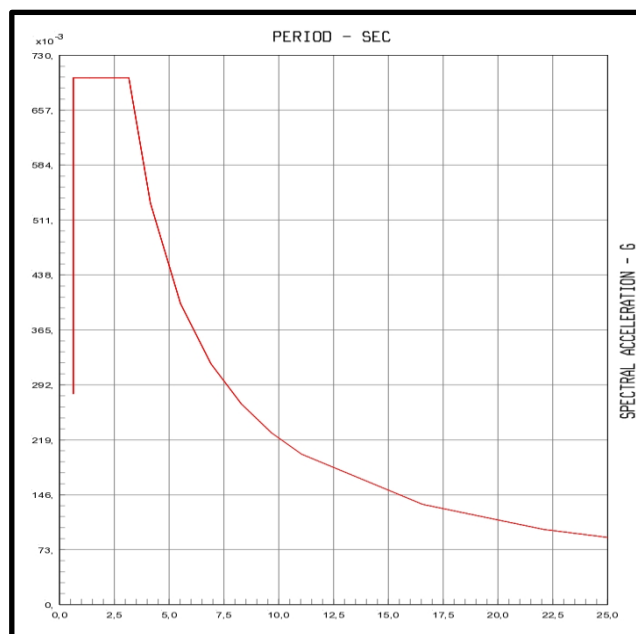


Figure 4.8 Spectre en accélération

Le point d'intersection du spectre et de la courbe accélération-déplacement de l'oscillateur (courbe de capacité) peut être considéré comme un point de fonctionnement et donne l'accélération spectrale -et donc les efforts- et le déplacement observés pour un séisme donné (Figure 4.9) et (Figure 4.10). Cette démarche est similaire à une méthode sécante et l'amortissement utilisé doit être fonction de la ductilité appelée. Ainsi, la détermination du point de fonctionnement correspondant à un niveau de séisme donné nécessite-t-il un certain nombre d'itérations car la ductilité appelée et donc l'amortissement ne sont pas à priori connus (Figure 4.9).

Par contre, lorsqu'on cherche le niveau de séisme correspondant à une certaine ductilité, le processus n'est pas itératif car les déplacements et accélérations spectraux, à amortissement constant, sont directement proportionnels à l'accélération maximale du signal (Figure 4.10)

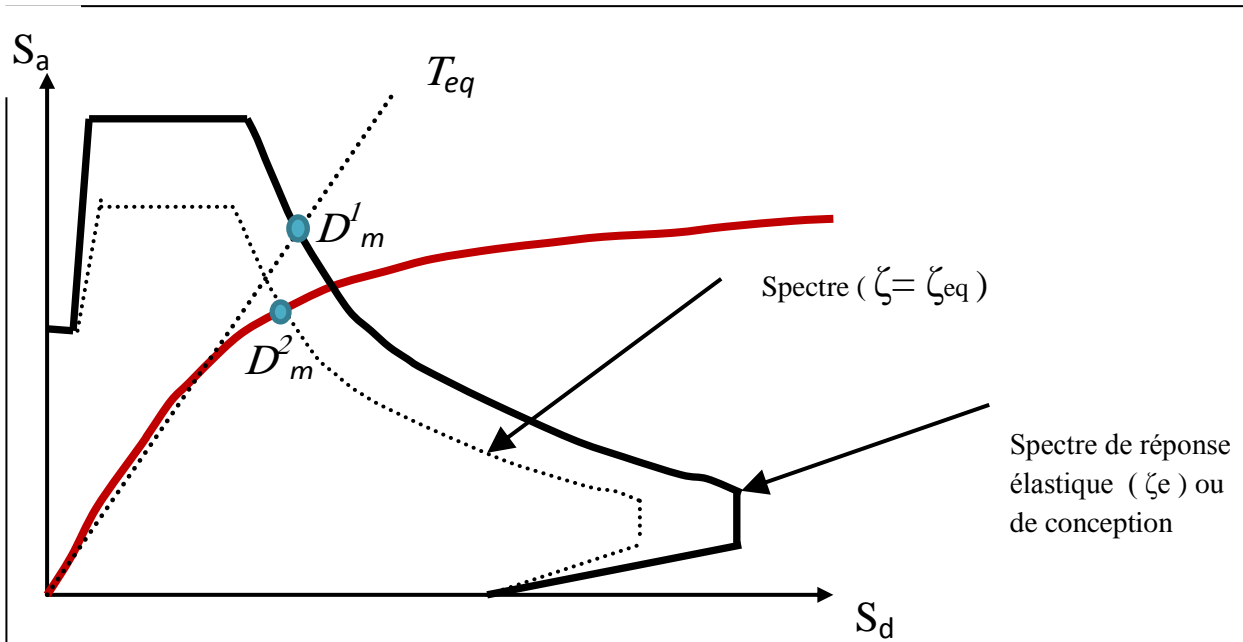


Figure.4.9 : Principe de réduction des spectres pour la détermination du point de performance par une approche en amortissement

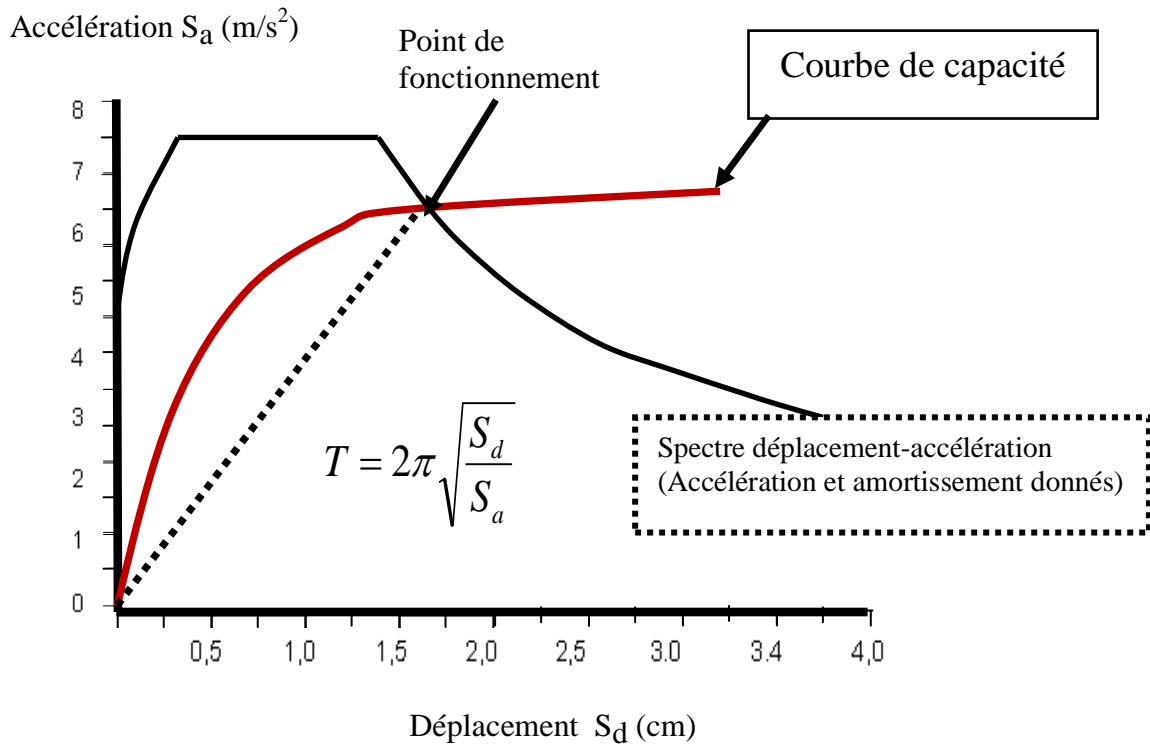


Figure.4.10 : Détermination du point de performance

CHAPITRE V :

MODELES NUMERIQUES

V.1- Introduction

Afin d'étudier la pertinence de la méthode statique non-linéaire, on considère une famille de bâtiments en charpente métallique qui varient entre [3, 9 et 20] étages de la famille des « SAC buildings », dont la conception est faite par «Brandow & Johnston Associates».

Bien que ces structures n'aient pas encore été réalisées, mais ce sont néanmoins des structures qui représentent un niveau de sécurité qui varie de bas, moyen, à élevé, tout dépend de leurs rigidité.

Ces bâtiments sont considérés comme des bâtiments de référence pour les recherches actuelles, ce qui permet d'avoir une base aussi large pour la comparaison des résultats.

« SAC is a joint venture of three non-profit organizations: The Structural Engineers Association of California (SEAOC), the Applied Technology Council (ATC) and California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE). SAC Steel Project Technical Office, 1301 S. 46th Street, Richmond, CA 94804-4698. <http://quiver.eerc.berkeley.edu:8080> »

V.2- Description des structures :

V.2-1 Modèle A : Bâtiment à 03 étages

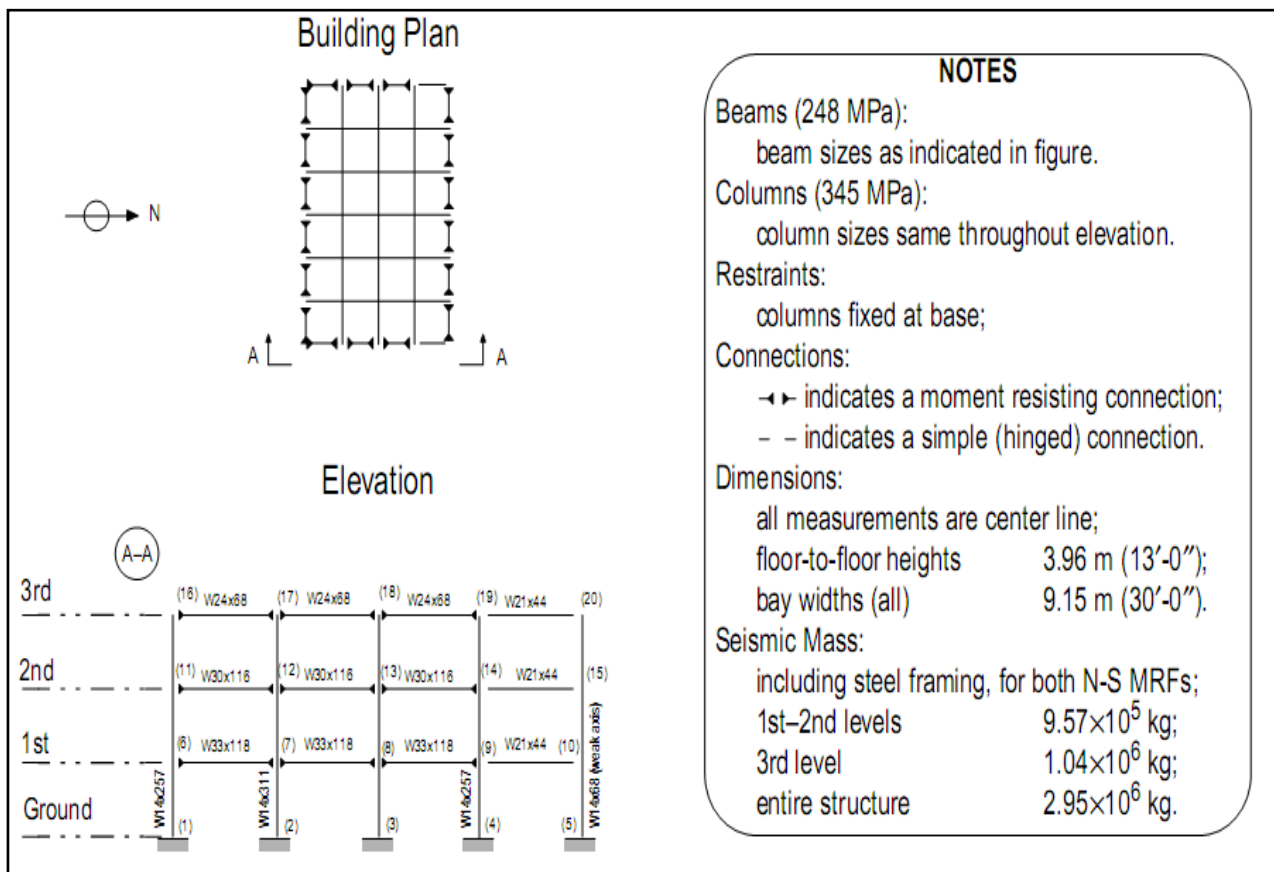


Figure 5.1 « 3-Story Benchmark Building » [6]

V.2-2 Modèle B : Bâtiment à 09 étages

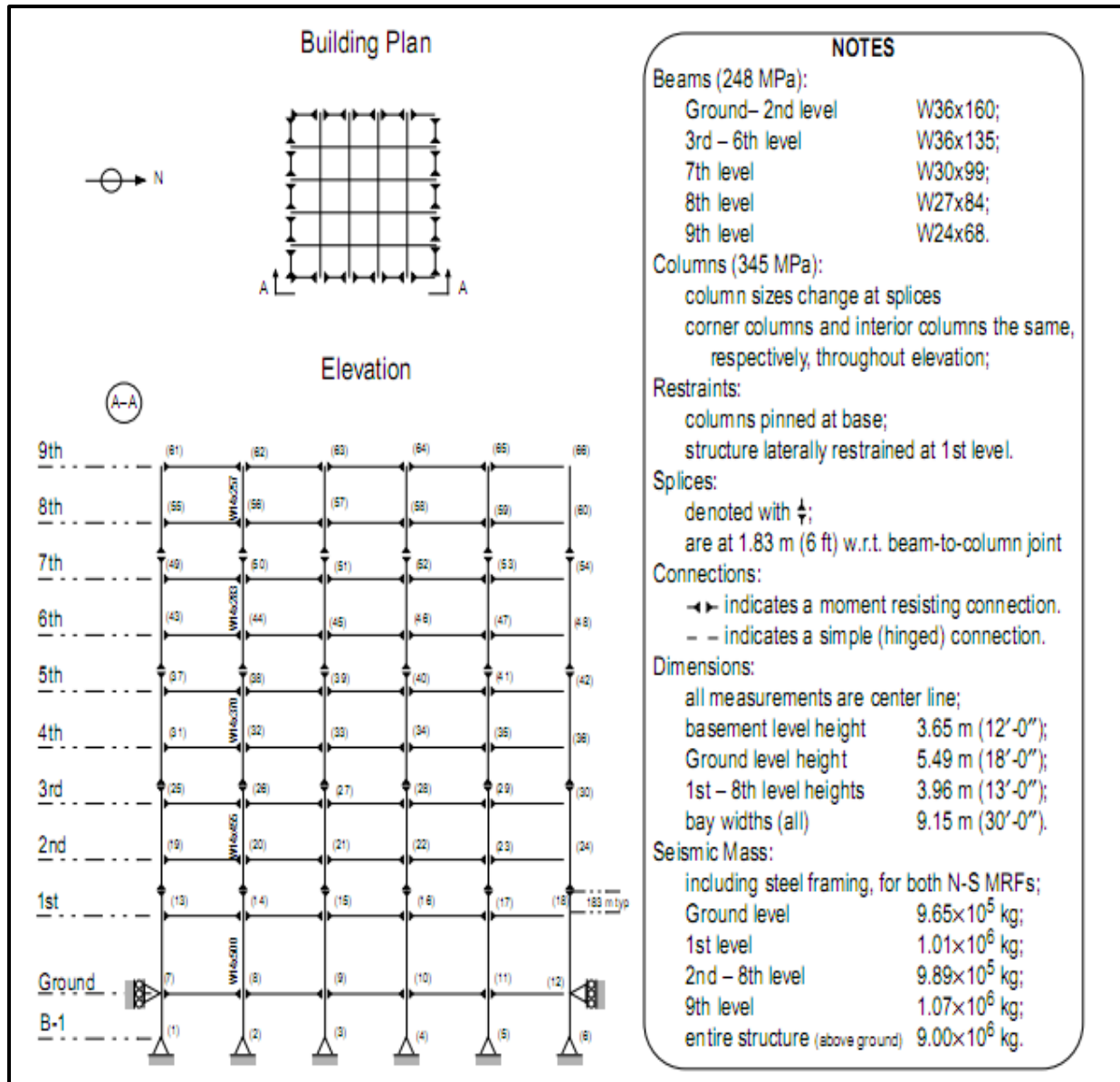


Figure 5.2 « 9-Story Benchmark Building » [6]

V.2-3 Modèle C : Bâtiment à 20 étages

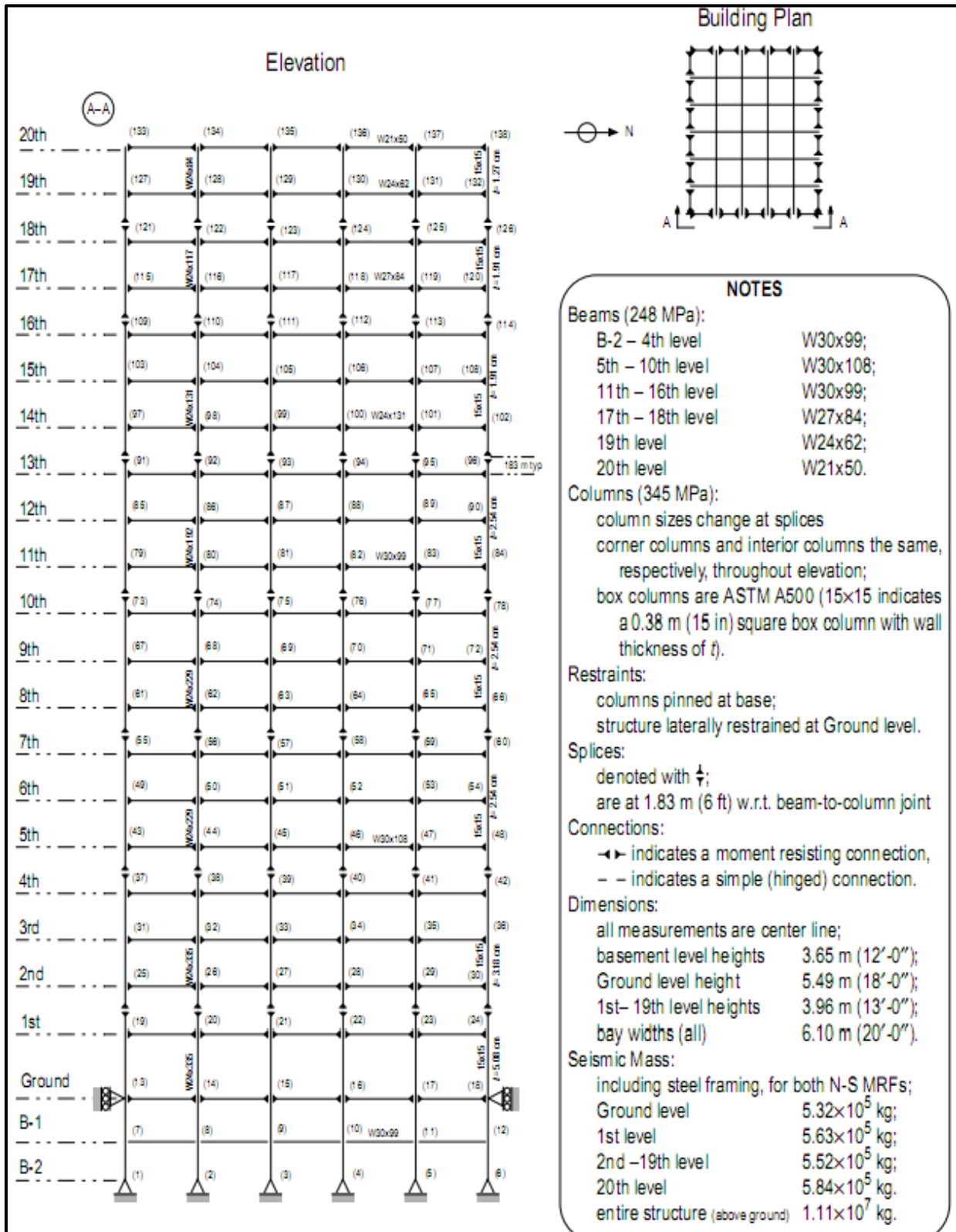


Figure 5.3 « 20-Story Benchmark Building » [6]

V.3 Analyse des structures :

V.3.1 Modèle A bâtiment à 03 étages

V.3.1.1 Analyse modale:

a- La modélisation :

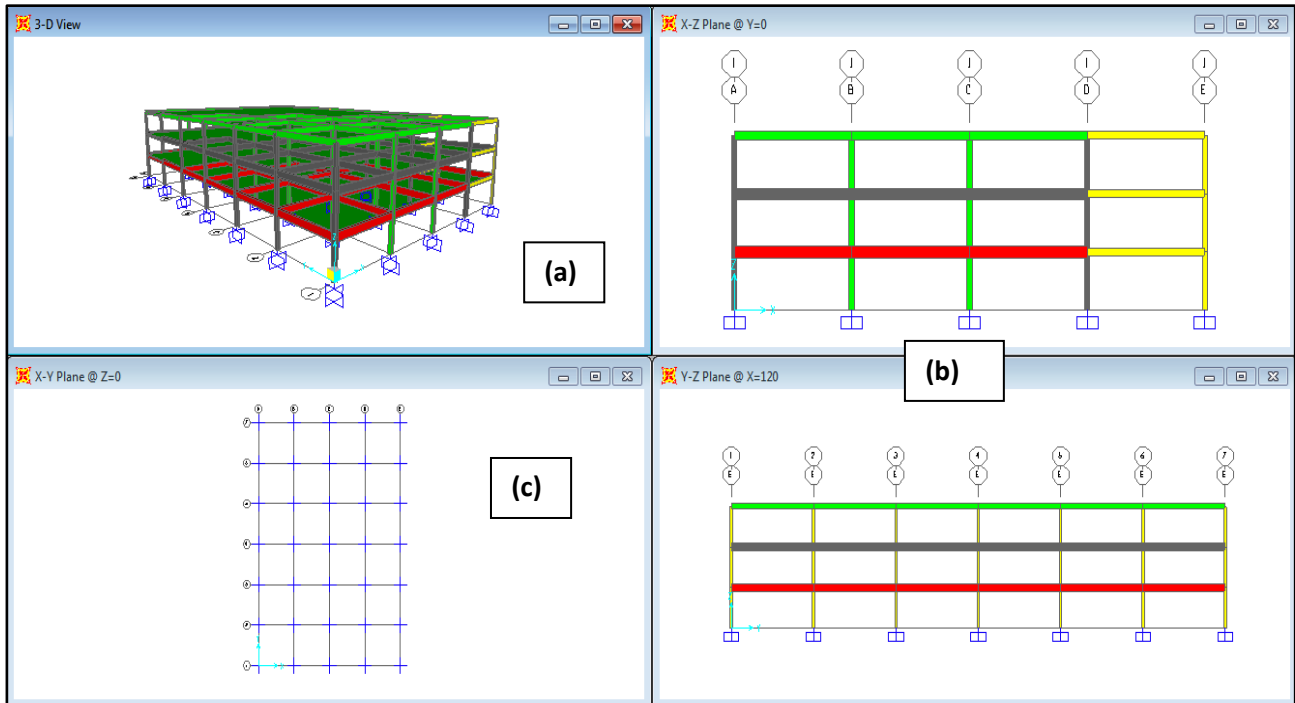


Figure. 5.4 : Différentes perspectives du bâtiment à 03 étages, (a) : vue en 3D, (b) : vue en élévation, (c) : vue en plan

Les masses sismiques ventilées par étage sont données dans le tableau 5.1 ci-dessous comme suit :

Etage	Masse (kg)
Etage 01	$9,57 \times 10^5$
Etage 02	$9,57 \times 10^5$
Etage 03	$1,04 \times 10^6$

Tableaux 5.1 les masses sismiques

b- Résultat de l'analyse modale:

Modes	Période (s)	Participation Massique
1	0,9978	0,756
2	0,3574	0,879
3	0,2582	0,879
4	0,2582	0,879
5	0,2141	0,913
6	0,1822	0,981

Tableaux 5.2 Les valeurs des périodes pour les premiers modes

c- Représentation des modes et formes propres du bâtiment :

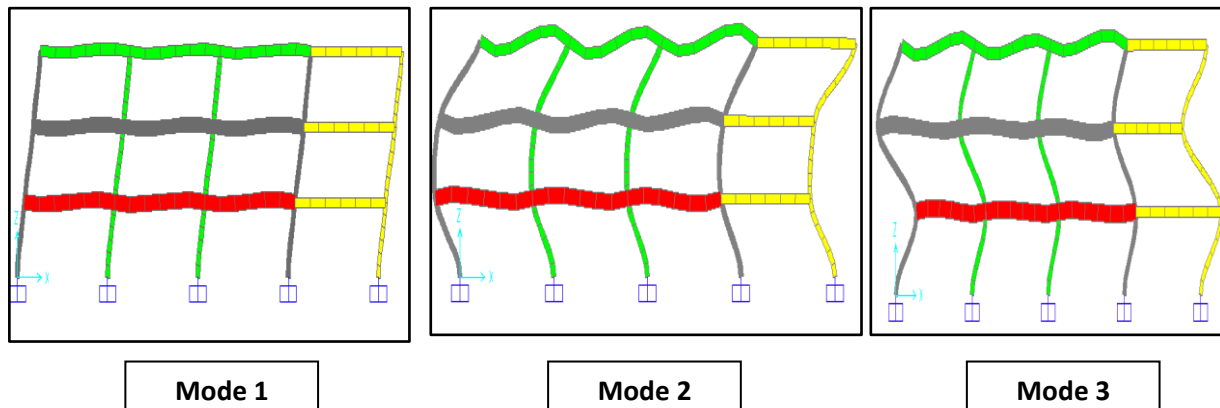


Figure 5.5 Les modes et formes propres de la structure

V.3.1.2 Analyse Pushover :

A- Détermination de la distribution des charges latérales selon la FEMA 356 :

$$F_n = C_{Vn} V \quad \text{Voir l'équation (4.27)}$$

$$C_{vn} = \frac{W_n h_n^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad \text{Voir l'équation (4.28)}$$

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad \text{Voir l'équation (4.29)}$$

Niveau	W_i (kg)	h_i (ft)	$W_i \cdot h_i^k$	$C_{vn} = \frac{W_n h_n^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$	F_i (KN)	V_i (KN)
RDC	$9,57 \times 10^5$	13	$236,233 \times 10^5$	0,324	161,57	459,0
1	$9,57 \times 10^5$	13	$236,233 \times 10^5$	0,324	161,57	459,0
2	$1,04 \times 10^6$	13	$256,722 \times 10^5$	0,352	175,71	499,2

Tableaux 5.3 Distribution des charges latérales selon FEMA 356

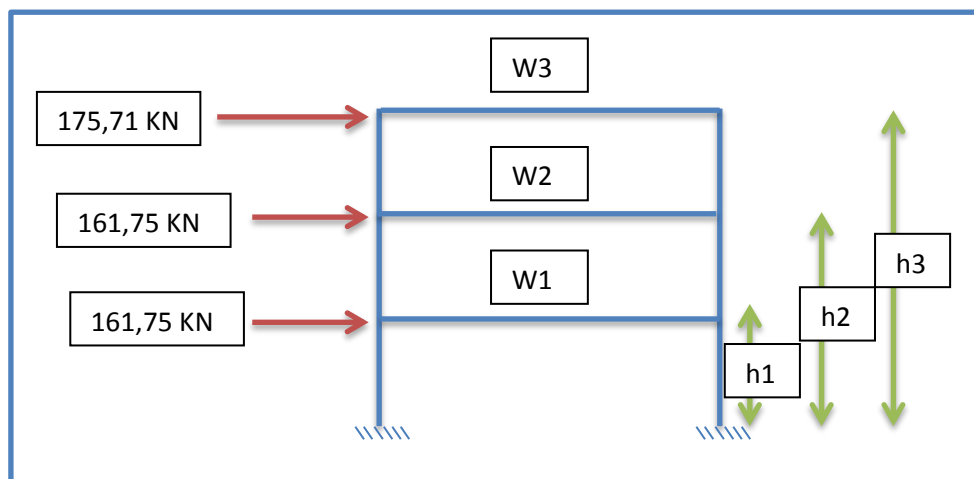


Figure 5.6 Schéma de Distribution des charges latérales

B- Introduction des lois moment – courbure

L'étape suivante est l'introduction des rotules plastiques, pour les éléments métalliques.

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-M2-M3 (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.

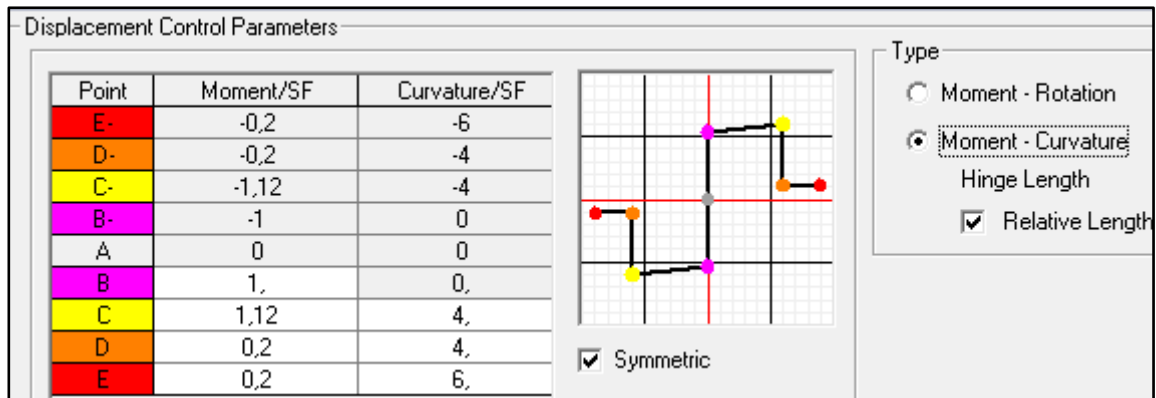


Figure 5.7 Définition des lois de comportement « Moments- courbure » des rotules plastiques

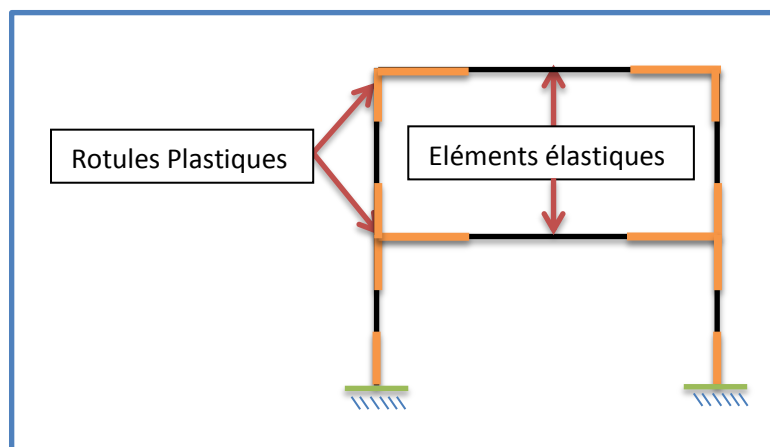


Figure 5.8 Localisation des rotules plastiques

C- Niveau de performance de la structure :

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

D- Signaux sismiques :

Afin d'étudier l'influence du contenu fréquentiel du séisme sur la réponse non-linéaire du bâtiment, on prend deux séisme :

Le premier est simulé comme il est montré dans la figure ci-dessous défini par un spectre de réponse en accélération à 5% d'amortissement.

E- Récapitulatif

Les différentes procédures qui précèdent l'exécution de l'analyse Pushover sur le bâtiment testés ont été présentées, ainsi que la définition des 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 introduites dans le programme de calcul. En ce qui suit, les résultats obtenus de l'analyse Pushover effectuée sur le bâtiment testé seront présentés.

F- Exécution de l'Analyse statique non-linéaire « pushover »:

La définition du calcul Pushover : L'analyse en 2D des bâtiments va suivre deux étapes :

- Définition du Pushover pour les charges gravitaire.
- Définition du Pushover pour la direction X comme charge latérale.

G- Résultats

1- La courbe Pushover pour le bâtiment à (03) Etages :

Etape	Déplacement cm	Effort Tranchant KN
0	0	0
1	10	9 980, 871
2	16	13 886, 945
3	21	15 336, 705
4	31	17 181, 688

Tableaux 5.4 Déplacement-Efforts Tranchants

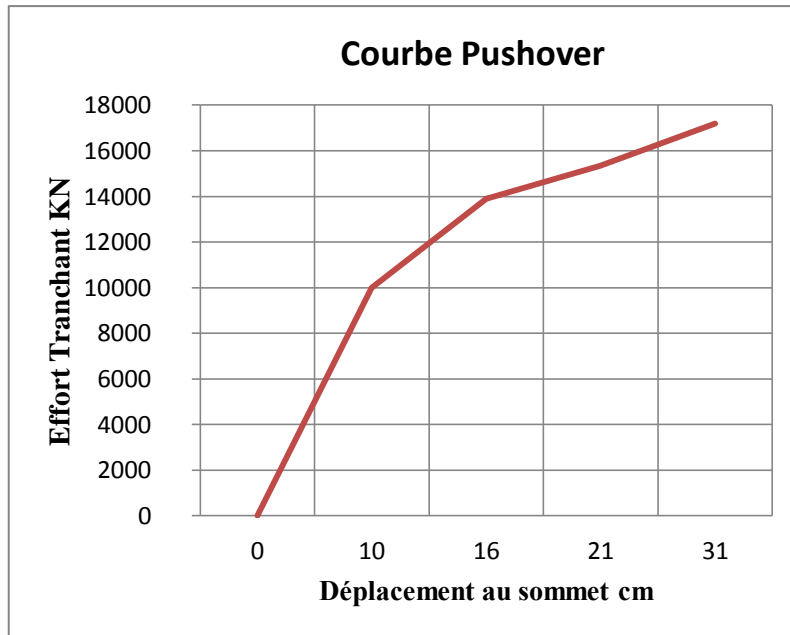


Figure 5.9 Courbe Pushover du bâtiment à 03 étages

Le courbe effort tranchant à la base – déplacement en tête de la structure issue de l'analyse Pushover devrait être converti en courbe déplacement spectral – accélération spectrale pour qu'elle soit comparée avec le spectre de réponse du séisme en format ADRS.

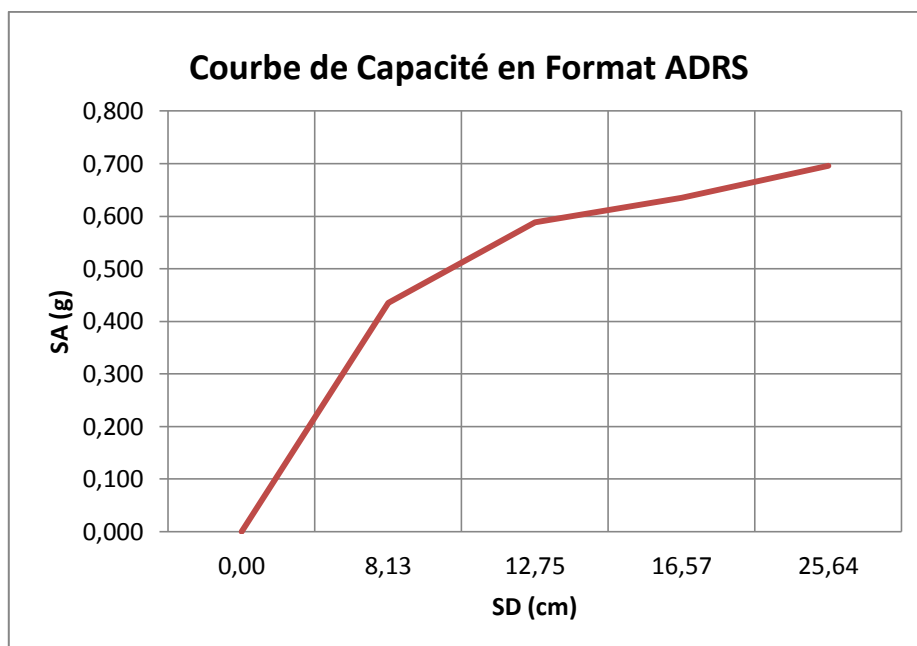


Figure 5.10 Courbe de Capacité du bâtiment à 03 étages en format ADRS

L'apparition des rotules plastiques dans les éléments structuraux par niveau de performance sont données dans le tableau suivant :

Etape	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	Total
0	54	0	0	0	0	0	0	54
1	53	1	0	0	0	0	0	54
2	47	3	4	0	0	0	0	54
3	40	6	6	2	0	0	0	54
4	39	4	4	2	1	3	0	54

Tableaux 5.5 Les rotules plastiques données par niveau de performance

Rappel pour les niveaux de performances

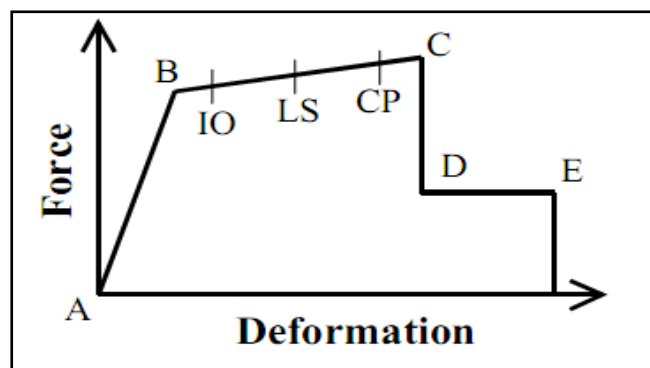


Figure 5.11 Les Niveaux de Performances

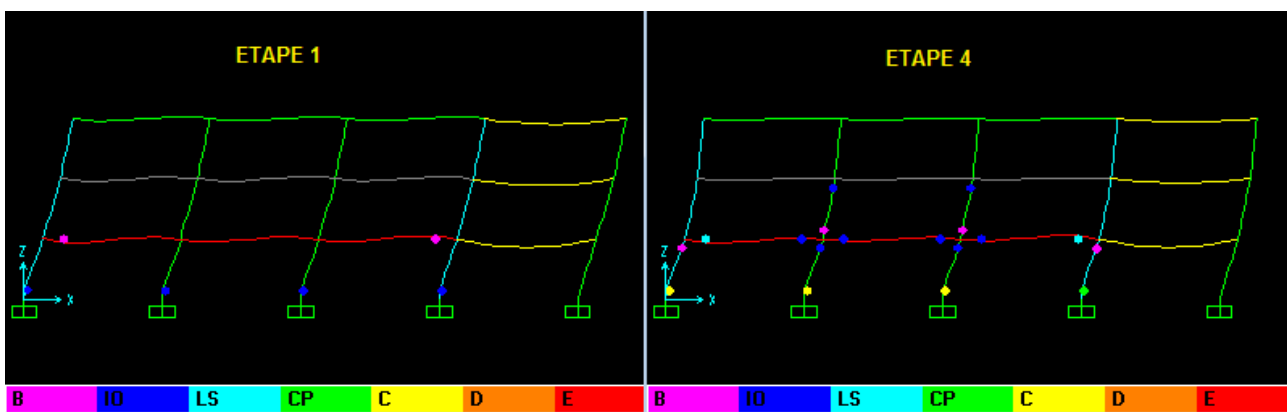


Figure 5.12 Localisation des Rotules Plastiques

2- Courbe de la demande :

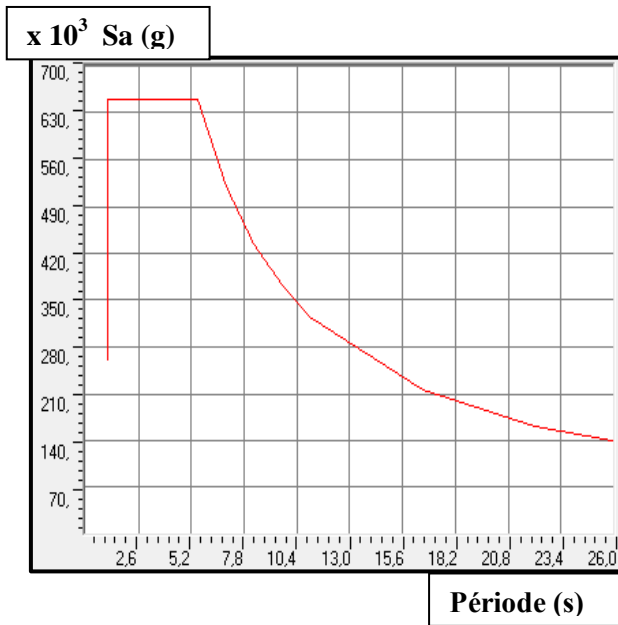


Figure 5.13 Spectre de réponse

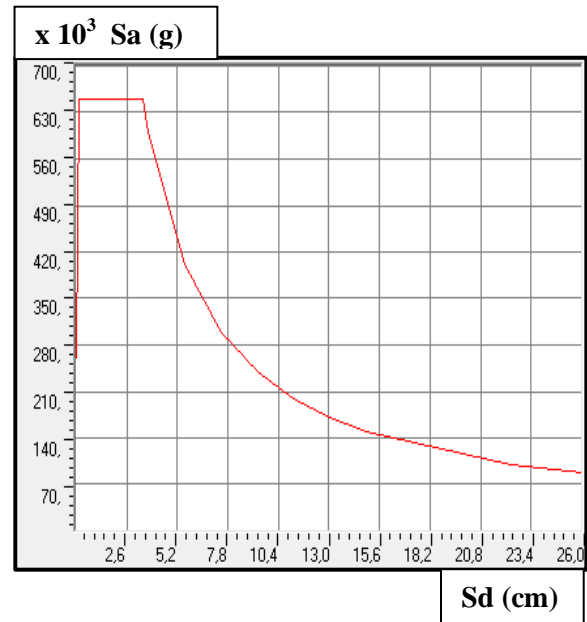


Figure 5.14 Spectre de réponse ADRS

3- Détermination du point de performance :

Etape	Sd Capacité (cm)	Sa Capacité (g)	Sd Demande (cm)	Sa Demande (g)	T_{eff} (s)	B_{eff} %
0	0,00	0,00	14,01	0,75	0,87	0,05
1	8,13	0,43	14,01	0,75	0,87	0,05
2	12,7	0,59	13,67	0,63	0,92	0,06
3	16,6	0,63	12,84	0,49	0,95	0,07
4	25,6	0,70	13,18	0,36	1,12	0,12

Tableaux 5.6 Résultats de l'Analyse Pushover

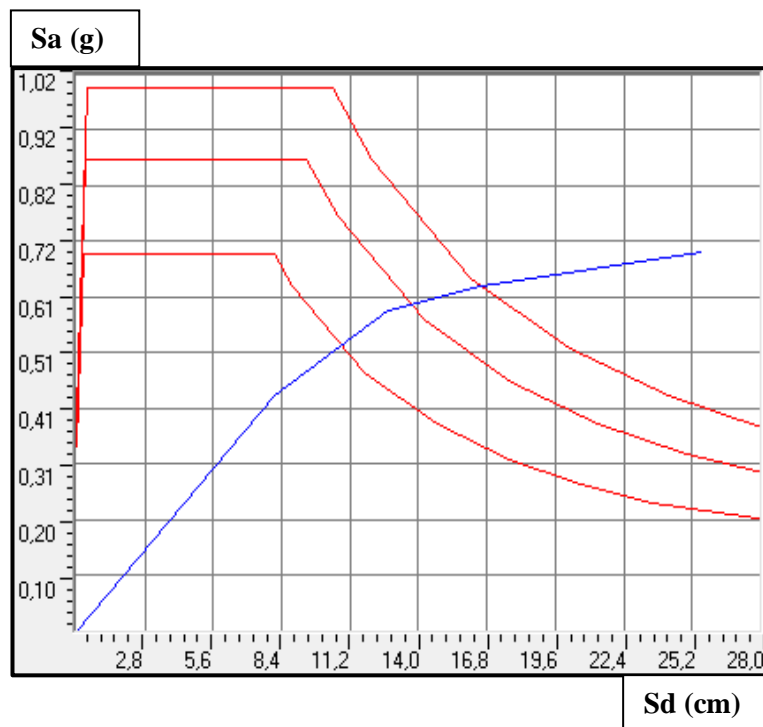


Figure 5.15 : Définition du point de performance

4- Coordonnées du point de performance :

Point de Performance	X	Y
Sa - Sd	0,598	13,510
V-D	14175,633	13,510
T sec - Ductilité	0,952	1,599
B_{eff} - M	0,065	0,943

Tableaux 5.7 Point De Performance

Le point de performance est donné par l'intersection de la courbe de la capacité relative à la structure avec la courbe de la demande donné par le séisme tel que stipulé dans le paragraphe 4.1 du chapitre IV.

Pour la courbe de la demande, elle commence avec un amortissement de 5%, mais quand le comportement de la structure entre dans le domaine non-linéaire ou les rotules plastiques

commence à se formuler en dissipant l'énergie, le pourcentage d'amortissement augmente d'où la réduction de la courbe.

Le deuxième signal est enregistré du séisme de (Northridge 1994 de Magnitude 6,7 PGA 0,410)

Toujours avec un amortissement de 5%

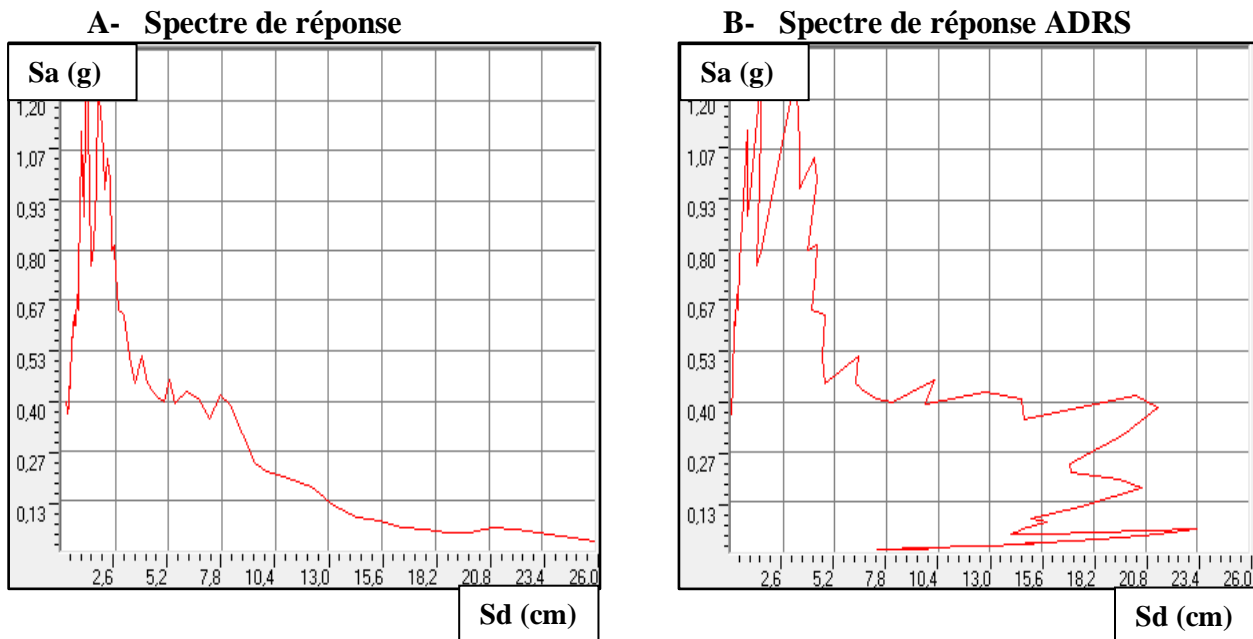


Figure 5.16 : Le Spectre de réponse de Northridge 17-01-1994

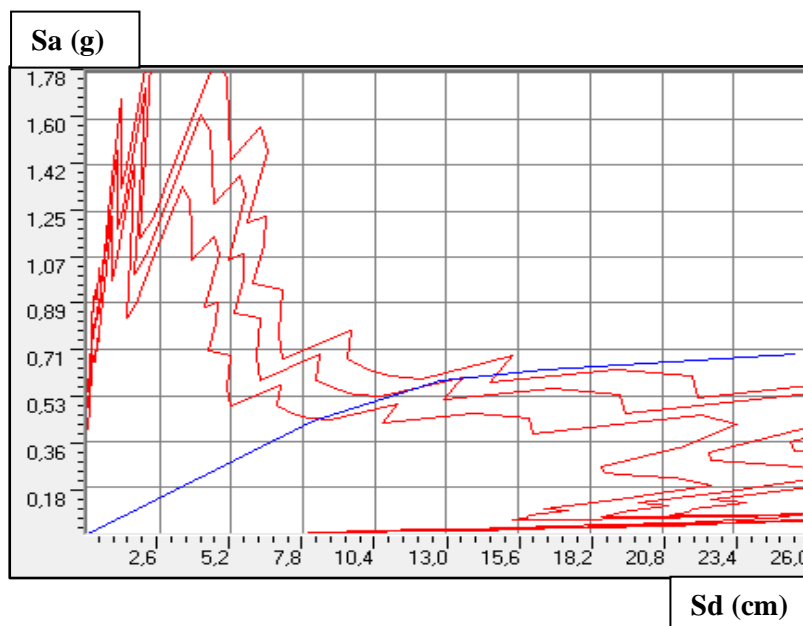


Figure 5.17 Définition du point de performance

Etape	Sd Capacité (cm)	Sa Capacité (g)	Sd Demande (cm)	Sa Demande (g)	T _{eff} (s)	B _{eff} %
0	0,00	0,00	11,36	0,61	0,87	0,05
1	8,13	0,43	11,36	0,61	0,87	0,05
2	12,75	0,59	12,92	0,60	0,92	0,06
3	16,57	0,63	12,15	0,47	0,95	0,07
4	25,64	0,70	14,73	0,40	1,12	0,12

Tableaux 5.8 Résultats de l'Analyse Pushover

Point de Performance	X	Y
Sa - Sd	0,590	12,894
V-D	13941	16,236
T sec - Ductilité	0,937	1,574
B _{eff} - M	0,064	0,961

Tableaux 5.9 Point de Performance

Il est clair que la position du point de performance change d'un séisme à un autre, car la courbe de la demande qui est le spectre de réponse change en fonction des paramètres du site et même avec la magnitude de séisme.

V.3.2 Modèle B bâtiments à 09 étages :

On va reprendre les mêmes étapes de calculs

V.3.2.1 Analyse Modale

a- La modélisation

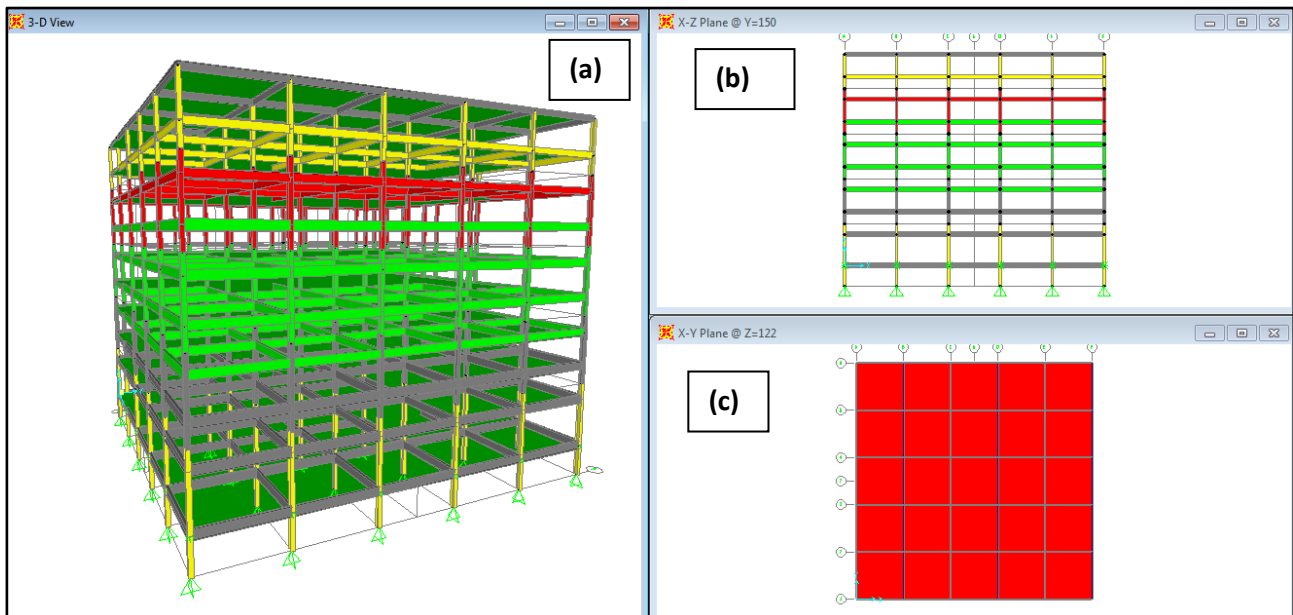


Figure. 5.18 : Différentes perspectives du bâtiment à 09 étages, (a) : vue en 3D, (b) : vue en élévation, (c) : vue en plan

- Les masses sismiques ventilées par étage sont données dans le tableau 5.3 ci-dessous comme suit :

Etage	Masse en kg
RDC	$9,65 \times 10^5$
ETAGE N°1	1.01×10^6
ETAGE de 2-8	$9,89 \times 10^5$
ETAGE 9	1.07×10^6

Tableaux 5.10 les masses sismiques

b- Résultat de l'analyse modale:

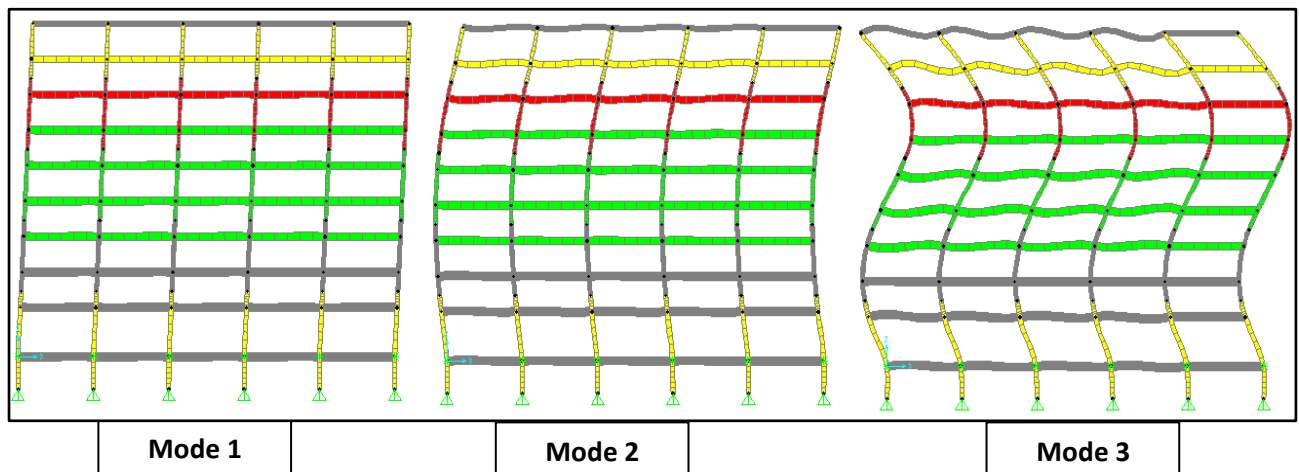


Figure 5.19 Les modes propres de la structure

Mode	Période (Sec)	Participation massique %
1	2,3113	0,7472
2	0,9546	0,8560
3	0,5685	0,8882
4	0,5144	0,9463
5	0,4490	0,9463
6	0,3942	0,9472
7	0,3885	0,9591
8	0,3625	0,9591
9	0,3399	0,9591
10	0,3399	0,9591

Tableaux 5.11 Les valeurs des périodes pour les premiers modes

1- La courbe Pushover pour le bâtiment à 9 étages :

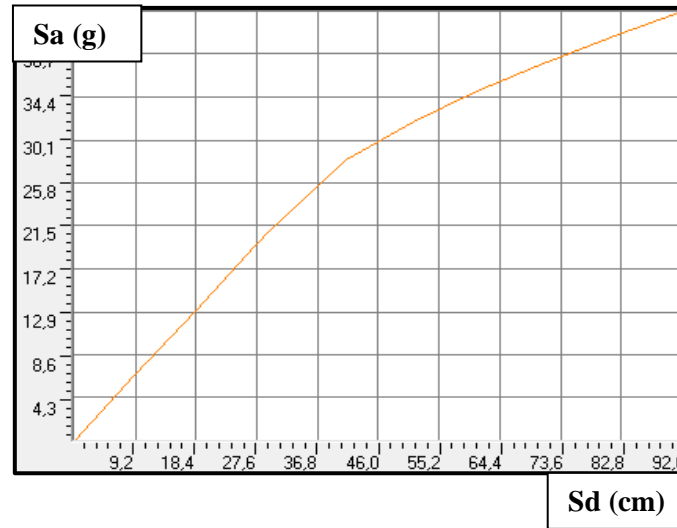


Figure 5.19 Courbe Pushover du bâtiment à 9 étages

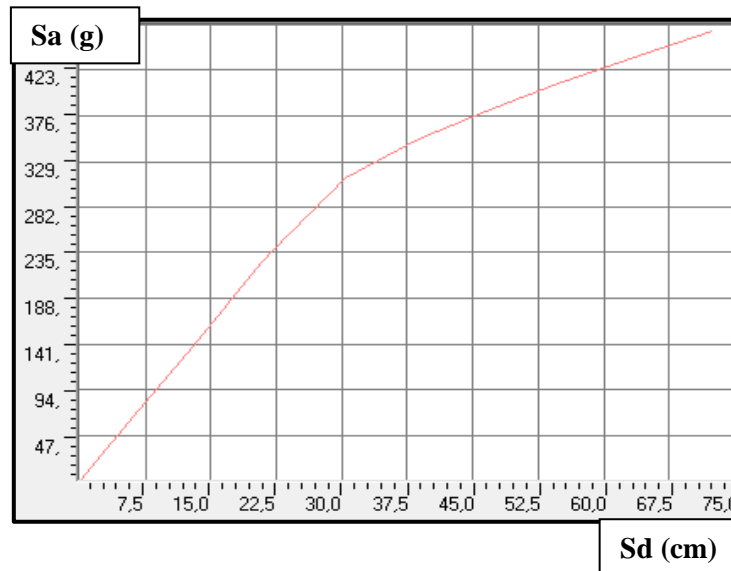


Figure 5.20 Courbe de Capacité du bâtiment à 9 étages en format ADRS

Etape	Sd Capacité (cm)	Sa Capacité (g)	Sd Demande (cm)	Sa Demande (g)	T _{eff} (s)	B _{eff} %
0	0,00	0,00	37,31	0,40	1,93	0,05
1	6,74	0,07	37,31	0,40	1,93	0,05
2	13,47	0,15	37,31	0,40	1,93	0,05
3	20,20	0,22	37,31	0,40	1,93	0,05
4	22,05	0,24	37,31	0,40	1,93	0,05
5	30,43	0,31	37,41	0,38	1,98	0,06
6	38,80	0,35	35,02	0,32	2,01	0,06
7	46,49	0,38	33,29	0,27	2,08	0,07
8	54,35	0,41	29,92	0,22	2,19	0,08
9	64,47	0,44	26,72	0,18	2,36	0,10

10	72,45	0,46	25,74	0,16	2,51	0,12
----	-------	------	-------	------	------	------

Tableaux 5.12 Résultats de l'Analyse Pushover

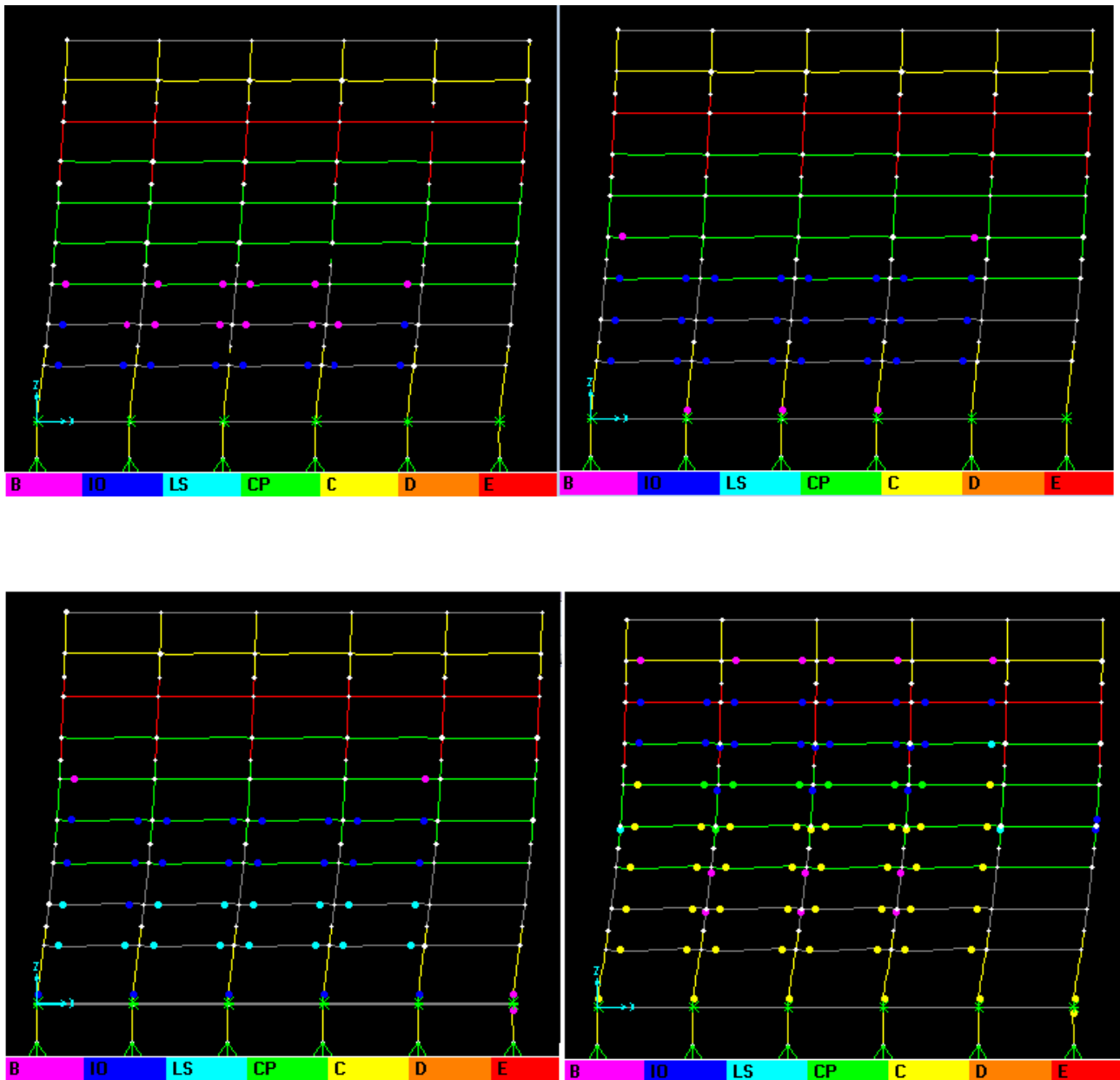


Figure 5.21 Localisation des Rotules Plastiques

2- Détermination du point de performance

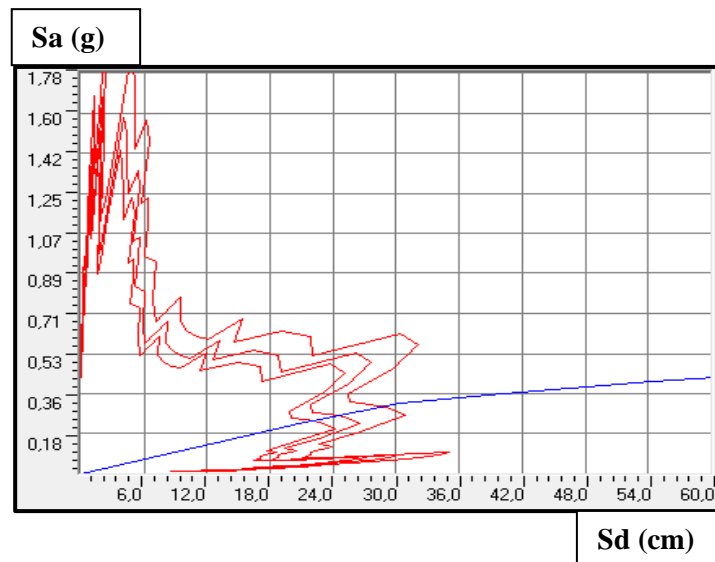


Figure 5.22 : Définition du point de performance pour le bâtiment à 9 Etages

Point de Performance	X	Y
Sa - Sd	0,292	28,034
V-D	26190,5	37,851
T sec - Ductilité	1,965	1,270
B _{eff} - M	0,055	1,003

Tableaux 5.13 Point de Performance

V.3.3 Modèle C bâtiment à 20 étages :

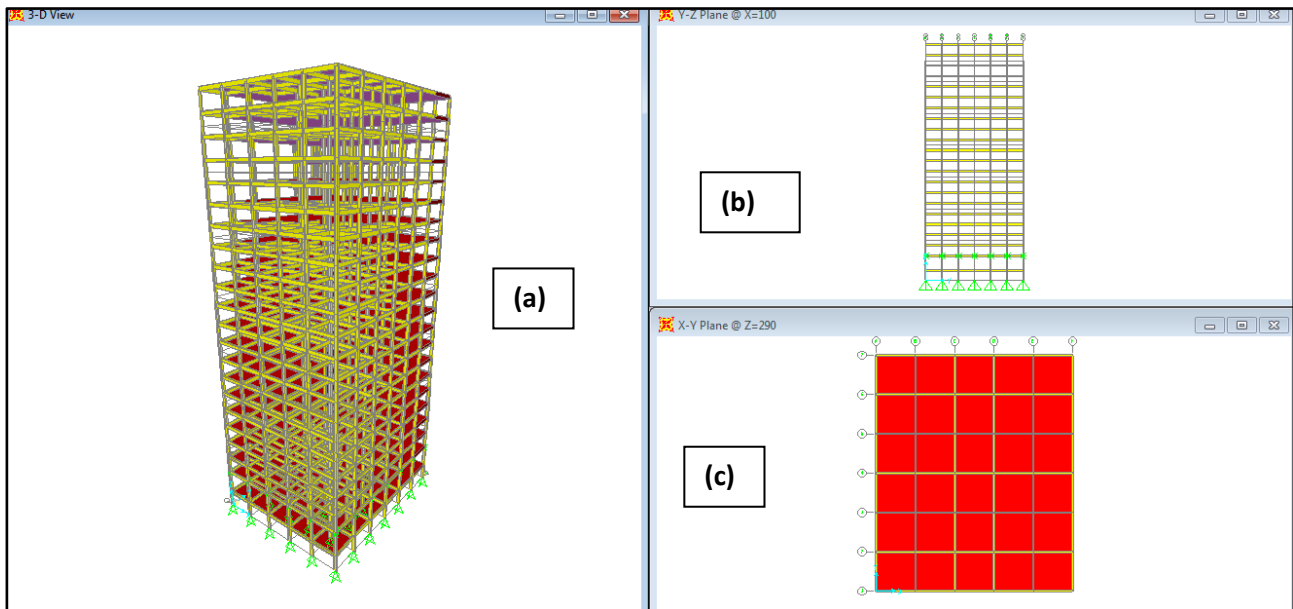


Figure. 5.23 : Différentes perspectives du bâtiment à 09 étages, (a) : vue en 3D, (b) : vue en élévation, (c) : vue en plan

- Les masses sismiques ventilées par étage sont données dans le tableau 5.1 ci-dessous comme suit :

ETAGE	MASSE (kg)
RDC	$5,32 \times 10^5$
Etage 01	$5,63 \times 10^5$
Etage de 2-19	$5,52 \times 10^5$
Etage 20	$5,84 \times 10^5$

Tableaux 5.14 les masses sismiques

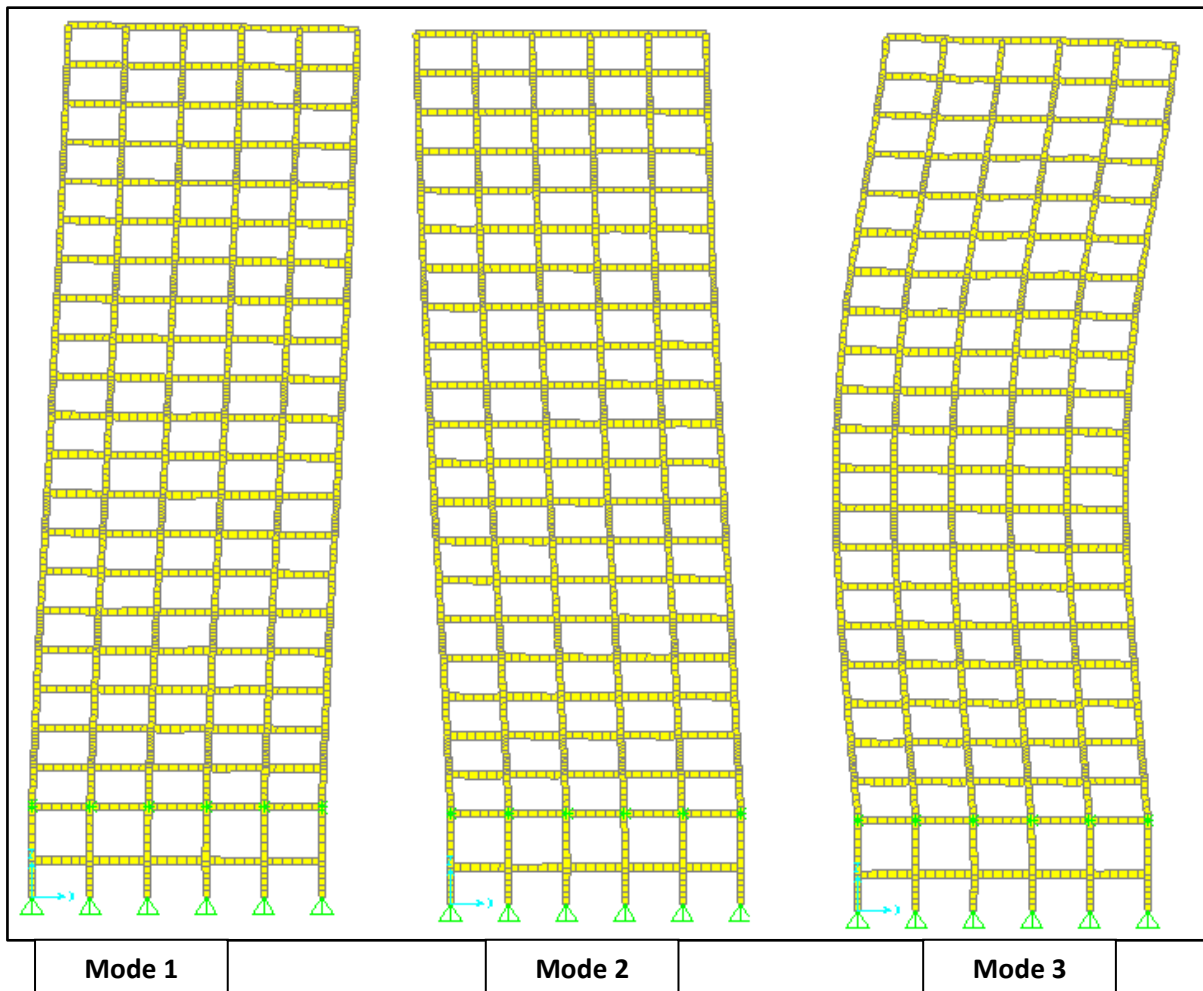


Figure 5.24 Les modes propres de la structure

Mode	Période (s)	Participation massique %
1	3,8524	0,714
2	3,1832	0,714
3	1,6390	0,829
4	1,5720	0,829
5	1,0115	0,870
6	1,0005	0,870
7	0,7996	0,870
8	0,7973	0,877
9	0,7387	0,877
10	0,7325	0,894
11	0,5867	0,901

Tableaux 5.15 les valeurs des périodes pour les premiers modes

La courbe Pushover pour le bâtiment à 20 étages :

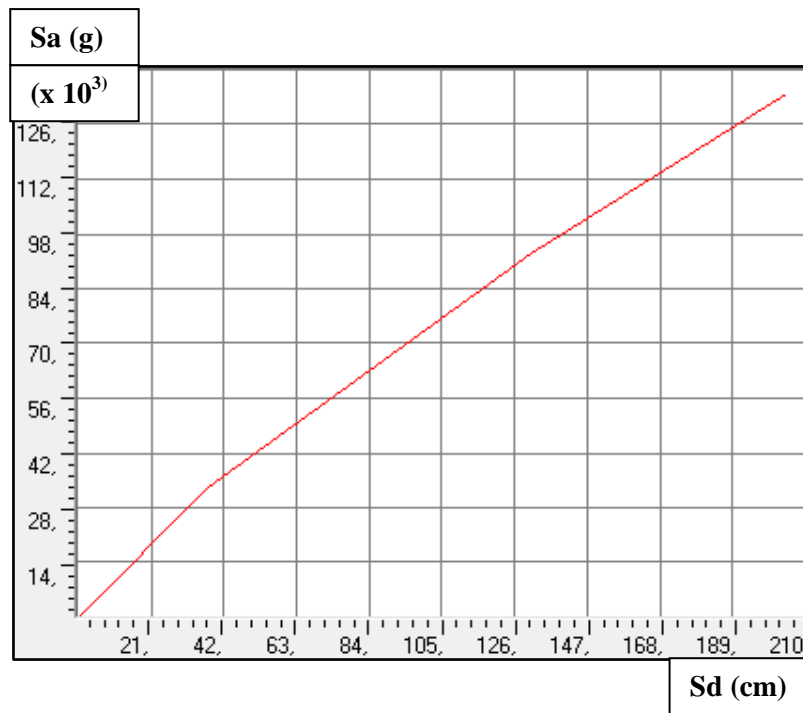


Figure 5.25 Courbe Pushover du bâtiment à 20 étages

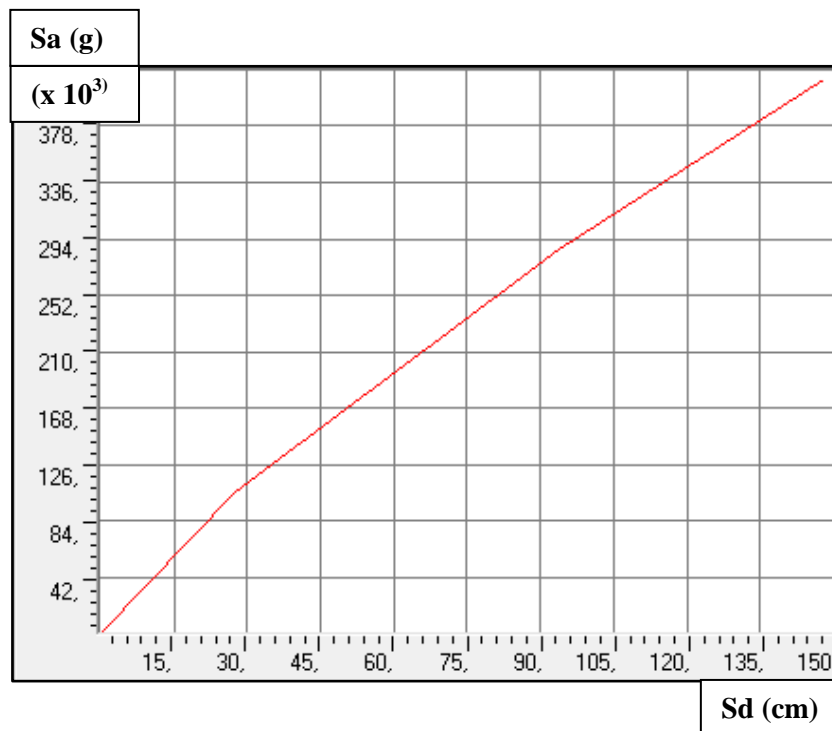


Figure 5.26 Courbe de Capacité du bâtiment à 20 étages en format ADRS

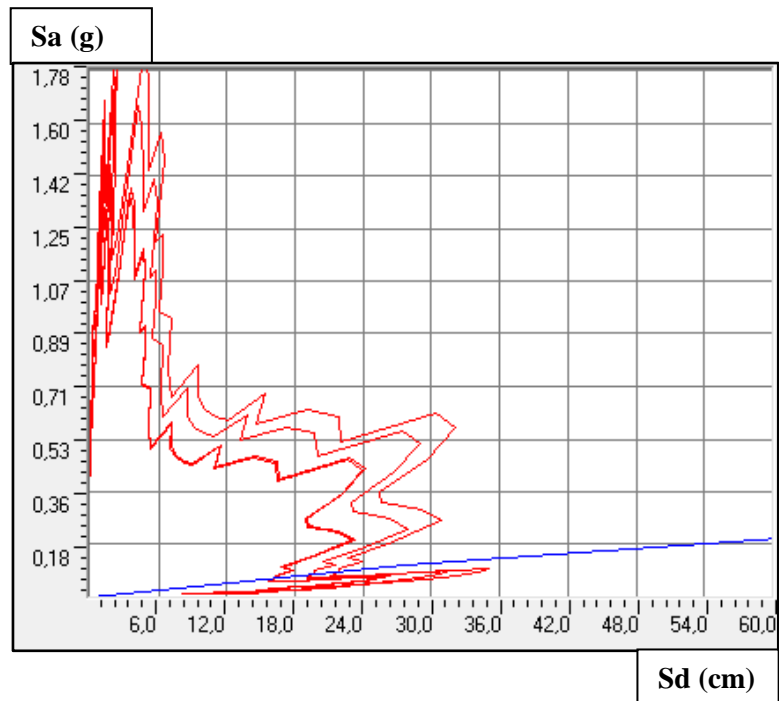


Figure 5.27 : Définition du point de performance pour le bâtiment à 20 Étages

Point de Performance	X	Y
Sa - Sd	0,268	87,106
V-D	86904,785	121,145
T sec - Ductilité	3,59	3,163
B_{eff} - M	0,167	1,999

Tableaux 5.16 Point de Performance

VI.4 Comparaison :

Point de Performance	Sa (g)	Sd (cm)
Modèle A	0,590	12,894
Modèle B	0,292	28,034
Modèle C	0,268	87,106

Tableaux 5.17 Récapitulatif

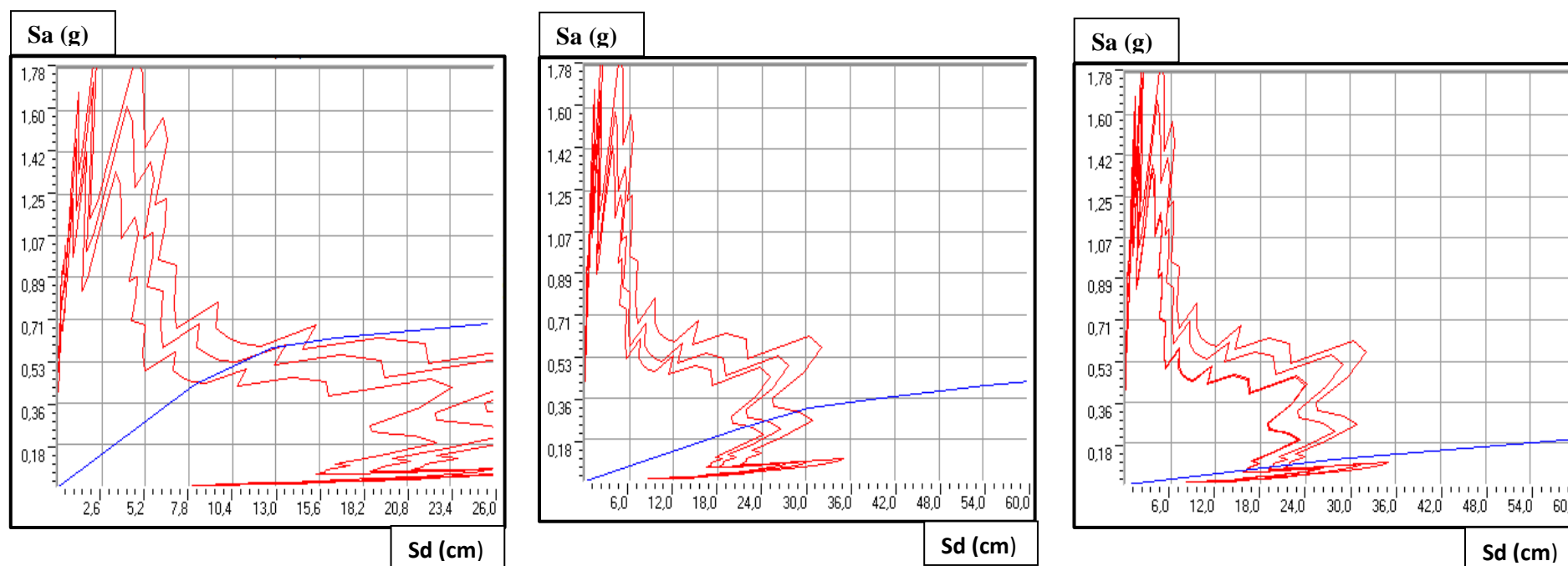


Figure 5.28 : Définition du point de performance pour les trois modèles

Conclusion

- Le fondement théorique, les procédures principales et nécessaires pour l'application de la méthode non linéaire pushover ainsi que l'exploitation des résultats issues de cette analyse ont été présentés.
- L'analyse pushover est une méthode pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement de matériaux, des sections...etc) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées.
- Elle fournit une estimation des mécanismes de plastifications attendus et de la distribution de l'endommagement dans des structures complexes, en fonction de l'intensité des forces et des déplacements horizontaux.
- L'exploitation des courbes Pushover « courbe de capacité de la structure et celle de demande » issues de cette analyse est très importante en vue de mettre en évidence le principe de détermination du point de performance des structures.
- La procédure pushover permet de donner des informations sur notre structure ou n'importe quel élément structural à chaque étape d'analyse :
 - a) Le déplacement des nœuds.
 - b) La force et les moments dans les éléments structurels.
 - c) L'état, le déplacement et la force dans les rotules.
- L'analyse Pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures, de chercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.
- Quelques futures recherches basées sur la présente étude sont énumérées comme suit:
 1. Inclusion des effets des modes supérieurs dans les bâtiments élancés.
 2. Incorporation des effets de torsion pour les bâtiments irréguliers.
 3. Application des modèles adaptatifs de charge pour expliquer des déformations plastiques.
 4. La prise en compte des effets d'interaction sol structure sur la méthode statique non linéaire.

Bibliographie :

- [1] **AFPS, 2006.** Méthodes en déplacements : Principe - Codification – Application, Cahier technique AFPS N° 26, Avril 2006 ;
- [2] **Habibullah A & Pyle S,** Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [3] **Chopra A & Goel R,** A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimating Seismic demands for buildings: Theory and Preliminary Evaluation ; PEER Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- [4] **FEMA 356.** Federal Emergency Management Agency; Washington, D.C
- [5] **Krawinkler H & Seneviratna G,** Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation ; Engineering structures, Vol. 20. Nos 4-6, pp 452-464, 1998.
- [6] **Ohtori Y. Christenson R and Spencer B,** Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings, Department of Civil Engineering and Geological Sciences Buildings University of Notre Dame, Notre Dame, Indiana 46556-0767, USA, 2001.
- [7] **Applied Technology Council, ATC-40.** Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ; Volume 1-2, Redwood City, California, 1996.
- [8] **Chopra A & Goel R,** Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings ;Earthquake Spectra, Volume 20, No. 1, pages 225–254, February 2004; © 2004, Earthquake Engineering Research Institute.
- [9] **FEMA 273.** NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency,1997.
- [10] **Gupta A, Krawinkler H.** Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 132, Department of Civil Engineering, Stanford University, 1999.
- [11] **Fajfar P, Fischinger MM,** N2 a method for non-linear seismic analysis of regular structures. Proceedings of the Ninth world Conference on Earthquake Engineering, vol. 5, Tokyo, Japan, 1988.
- [12] **Gupta A, Krawinkler H.** Estimation of seismic drift demands for frame structures. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA 94305-4020, U.S.A, 2000.

- **[13] Chopra A & Goel R**, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2002; 31:561–582 (DOI: 10.1002/eqe.144).
- **[14] Erol KALKAN and Sashi K. KUNNATH**, METHOD OF MODAL COMBINATIONS FOR PUSHOVER ANALYSIS OF BUILDINGS, 3th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 2713.
- **[15] Ima M, Benjamin L, Irma J.H, Hartanto W**, Performance Of Modal Pushover Analysis On A First Mode Dominant Moment Resisting Frame, Civil Engineering Department – Petra Christian University,2007.